

Dott. Geol. Isotton Matteo
Via L. Alpago Novello 17A, 32100 – Belluno
Cell. 3400544376 - Mail: matteo.isotton@hotmail.it
Sito WEB: www.geologoisotton.it
C.F. : STTMTT88L22A757L - P. IVA: 01158710259
Ordine dei geologi, Regione del Veneto n° 837



PROVINCIA DI BELLUNO

COMUNE DI BELLUNO

**Piano urbanistico attuativo interessante
aree denominate D-PT e D-VP
in località Le Venghe a Belluno**

-

**Fg. 31 mapp 716, 717, 719, 711, 824, 826, 828, 830, 832, 685, 688, 714, 822, 109,
686, 687, 834, 836, 823, 825, 827, 829, 831, 833, 835, 837.**

Parti dei seguenti: Fg. 31 mapp. 712, 612, 616, 622. Fg. 47 mapp 1203, 1200.

Committente: Consorzio "Le Venghe"

Relazione idrogeologica e di compatibilità idraulica



Data: 23.05.2019	Aggiornamento:
Codice: 18bf18	Incarico
Note:	



Indice

1. PREMESSA	2
2. ASPETTI GEOLOGICI	3
2.1 <i>Assetto morfologico e stratigrafico locale</i>	3
2.2 <i>Idrogeologia locale</i>	3
3. IPOTESI PROGETTUALI	4
3.1 <i>Breve descrizione del piano di lottizzazione</i>	4
4. ANALISI IDRAULICA DEGLI EFFETTI DELLE TRASFORMAZIONI	5
4.1 <i>Premessa</i>	5
4.2 <i>Afflussi meteorici</i>	5
4.3 <i>Calcolo dei deflussi meteorici</i>	6
5. VALUTAZIONE IDRAULICA DELL'AREA D'INTERVENTO	8
5.1 <i>Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di fatto</i>	8
5.2 <i>Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di progetto</i>	8
5.3 <i>Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di fatto</i>	8
6. AZIONI COMPENSATIVE	9
6.1 <i>Premessa</i>	9
6.2 <i>Misure compensative</i>	9
6.3 <i>Dimensionamento della rete di condotte</i>	9
6.4 <i>Dimensionamento dello scolmatore e dell'impianto di trattamento</i>	11
6.5 <i>Conferimento al sistema ricettore</i>	13
6.6 <i>Acque nere</i>	13



1. PREMESSA

La presente relazione idrogeologica e di compatibilità idraulica è richiesta dal Consorzio “Le Venghe”, a supporto del piano urbanistico attuativo interessante aree denominate D-PT e D-VP in località “Le Venghe” a Belluno, nel Comune di Belluno. L’area oggetto di questo lavoro si trova censita catastalmente nel Foglio 31 mappali 716, 717, 719, 711, 824, 826, 828, 830, 832, 685, 688, 714, 822, 109, 686, 687, 834, 836, 823, 825, 827, 829, 831, 833, 835, 837 e parti dei mappali 712, 612, 616, 622, Foglio 47 mappali 1203, 1200.

Lo scopo di questa relazione è quello di esaminare gli aspetti relativi alla gestione delle acque meteoriche inerenti ad un piano di lottizzazione di iniziativa privata. Nella cartografia vigente (PAI), dal punto di vista del rischio idraulico, l’area non è considerata a rischio.

Il progetto della lottizzazione, nel rispetto anche degli indici urbanistici, prevede l’impermeabilizzazione di una certa superficie, per cui l’obiettivo dello studio è quello di proporre le opportune azioni compensative, in modo da mantenere, la capacità del bacino di regolare le piene e quindi di mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo.

Nel caso specifico, vista la bassa permeabilità dei terreni superficiali, la modesta profondità della falda freatica (circa 1.5 m dal piano campagna con possibilità di risalita), ed il collettamento delle acque in rete pubblica, dovrà essere osservato il principio dell’invarianza idraulica, attraverso misure compensative attuabili con predisposizione di volumi di invaso che consentono la laminazione delle piene, ovvero volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica deflusso delle aree stesse fornendo un dispositivo che ha rilevanza a livello di bacino per la riduzione delle piene nel corpo idrico ricettore.

Il lavoro è stato svolto in accordo con la normativa vigente, in particolare:

- Piano Tutela delle Acque – Art. 121, DL 03/04/2006, n. 152 (Norme in Materia Ambientale)
- Norme Tecniche di Attuazione, con modifiche e Integrazioni - novembre 2015
- Ordinanza n. 3 del 22/01/2008 del Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26/09/2007;
- Valutazione di compatibilità idraulica –Linee guida (Agosto 2009) del Commissario Delegato per l’emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26/09/2007;
- D.G.R.V. n. 2948/2009 della Regione Veneto – “Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici”;
- Deliberazione della Giunta Regionale n. 80 del 27 gennaio 2011 - Linee guida per l’applicazione di alcune norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque.

Nel presente lavoro vengono considerati i dati di copertura massima possibile indicati nel progetto; in fase di progettazione esecutiva sarà necessario considerare le effettive superfici e realizzare le opere di mitigazione più indicate.



2. ASPETTI GEOLOGICI

2.1 *Assetto morfologico e stratigrafico locale*

Per una descrizione dettagliata si rimanda alla relazione geologica.

La zona è sub-pianeggiante e si interrompe ad oriente nell'incisione del Rio delle Venghe; è inoltre attraversata da un piccolo impluvio (altezza massima 0.8 metri) sul fondo del quale, a causa dei terreni impermeabili, possono ristagnare a lungo le acque piovane. Ad eccezione delle irregolarità antropiche e dovute ai corsi d'acqua superficiali, il sito si inserisce all'interno di una grande piana erosiva, creata dal ghiacciaio del Piave durante il suo ritiro; i terreni che si osservano sono pertanto di origine fluvio-glaciale.

La sequenza stratigrafica, descrittiva di tutta l'area, è così sviluppata:

1. Suolo terrigeno vegetale per uno spessore compreso fra 0.3 e 0.4 metri; vicino alla strada e alla ferrovia questi terreni possono essere sostituiti da materiale di riporto con spessore massimo 0.5 metri.
2. Argilla compatta che passa gradualmente in profondità ad argilla ghiaiosa. La genesi di questi terreni è fluvio-glaciale e gli elementi più grossolani sono costituiti da clasti rotondeggianti e con litologie molto variabili. Lo spessore di questi terreni è stimato essere di circa 5 metri.
3. Ghiaie e ciottoli in abbondante matrice limosa-argillosa. Questi terreni, non indagati dalle indagini effettuate, sono stati osservati in aree vicine al sito in questione e si ritiene si trovino al di sotto delle argille.
4. Substrato roccioso: non si osservano affioramenti rocciosi nelle vicinanze, ma si ritiene, dalla bibliografia, che sia presente un'alternanza di calcari marnosi, marne e siltiti con banchi calcarenitici appartenenti alla Formazione del Flysch di Belluno. Si ritiene che il substrato si trovi a più di 20 metri di profondità dal piano campagna.

2.2 *Idrogeologia locale*

Nelle aree limitrofe al punto d'interesse il reticolo idrografico superficiale è rappresentato dal Rio delle Venghe che delimita a Nord-Est l'area in questione. Allo stato attuale delle cose è possibile che la parte orientale del terreno in oggetto possa essere, in casi particolari, invasa dalle acque del Rio delle Venghe, che a loro volta possono ristagnare per diversi giorni nei punti più depressi. Le acque che riescono ad infiltrarsi all'interno dei terreni circolano entro i depositi alluvionali convogliandosi in zone depresse locali e scorrendo in modo sotterraneo lungo direttrici che seguono l'andamento morfologico locale. La permeabilità dei terreni di copertura può essere molto variabile a seconda delle percentuali fra matrice e blocchi e al variare granulometrico della matrice stessa. Si stima, da bibliografia, un valore compreso fra $K = 10^{-8} - 10^{-5}$ m/s.

La falda freatica, da quanto osservato con gli scavi per indagare le caratteristiche dei terreni, è stata trovata ad una profondità compresa fra 1.50 metri e 1.80 metri dal piano campagna. Si ricorda che tali scavi sono stati effettuati in seguito ad un periodo particolarmente piovoso e si ritiene che la superficie di falda abbia risentito significativamente dell'apporto di queste acque.



3. IPOTESI PROGETTUALI

3.1 Breve descrizione del piano di lottizzazione

Il piano totale della lottizzazione occupa una superficie catastale di 24762.44 m², attualmente i terreni sono ricoperti da prati e da campi e non sono presenti altre strutture antropiche. Il progetto prevede la realizzazione di 5 lotti ad utilizzo produttivo-commerciale e di un parco e di parcheggi, oltre che la viabilità interna. Dal progetto è possibile fare una stima delle aree massime che potrebbero essere impermeabilizzate:

- un'area di parcheggio e manovra di 2278.55 m²;
- un'area per la viabilità di circa 2286.42 m²;
- lotti : superficie coperta massima 3724 m²;

E' noto come l'urbanizzazione implichi un aumento del livello di impermeabilizzazione del territorio, provocando quindi un aumento del deflusso superficiale. Andranno pertanto predisposti nelle aree in trasformazione volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica deflusso dalle aree stesse fornendo un dispositivo che ha rilevanza a livello di bacino per la formazione delle piene del corpo idrico recettore, garantendone l'effettiva invarianza del picco di piena; la predisposizione di tali volumi non garantisce automaticamente che la portata uscente dall'area trasformata sia in ogni condizione di pioggia la medesima che si osservava prima della trasformazione. Tuttavia è importante evidenziare che l'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative nei limiti di incertezza del modello adottato per i calcoli dei volumi, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi di mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo. Secondo la D.G.R.V. n°2948 del 6 ottobre 2009, si possono suddividere gli interventi di trasformazione urbanistica in diverse categorie a seconda dell'estensione dell'area:

Classe di intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione minore a 1000 m ²
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese tra 1000 m ² e 10000 m ²
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese tra 10000 m ² e 100000 m ² - Intervento su superfici oltre 100000 m ² con impermeabilizzazione < 0.30
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 100000 m ² con impermeabilizzazione > 0.30

Tabella 1: Classi d'intervento a seconda della superficie dell'area.

Il caso in questione ricade nella categoria di significativa impermeabilizzazione potenziale, dove andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.



4. ANALISI IDRAULICA DEGLI EFFETTI DELLE TRASFORMAZIONI

4.1 Premessa

Il calcolo della portata di pioggia passa attraverso tre fondamentali stadi processuali: la determinazione dell'afflusso meteorico lordo, la determinazione dell'afflusso meteorico netto e la trasformazione degli afflussi in deflussi.

Per quanto riguarda l'afflusso meteorico lordo, è utile valutare preliminarmente il tempo di ritorno da utilizzare compatibilmente con la tipologia realizzativa in progetto. Per l'intervento in oggetto, si assume un Tempo di ritorno T_r pari a 50 anni, come indicato dalla DGR 2948/2009.

4.2 Afflussi meteorici

Dai dati forniti dall'ARPAV, Dipartimento Regionale per la sicurezza del territorio – Servizio Meteorologico, risultano le tabelle delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica:

Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)		
Tempo di ritorno	a	n
2 anni	38.64	0.551
5 anni	51	0.57
10 anni	59.184	0.578
20 anni	67.034	0.584
50 anni	77.196	0.59

Tabella 2: Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)

Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata 1-24h (espressa in ore)		
Tempo di ritorno	a	n
2 anni	34.709	0.289
5 anni	47.828	0.261
10 anni	56.55	0.248
20 anni	64.934	0.239
50 anni	77.805	0.229

Tabella 3: Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)

Pertanto, dall'equazione:

$$h = at^n$$

- $T_p < 1$ ora: $h = 77,196 * T_p^{0,59}$ per $T_r = 50$ anni
- $T_p > 1$ ora: $h = 75,805 * T_p^{0,229}$ per $T_r = 50$ anni

Considerate le superfici prese in esame, si ritiene di valutare solo lo scroscio, ed in particolare lo scroscio con durata di 15 minuti (0.25 ore) che, notoriamente, è l'evento più critico per i piccoli bacini. Pertanto:

$$h = 77.196 * 0.25^{0.59} = 31.76$$



Per uno scroscio di 15 minuti si ottiene un'altezza di 31.76 mm, con tempo di ritorno T_r di 50 anni.

Sempre dai dati forniti dall'ARPAV, Dipartimento Regionale per la sicurezza del territorio – Servizio Meteorologico, è possibile confrontare il dato sopra ottenuto con la tabella dei parametri Gumbel per precipitazioni di durata 15 minuti:

Parametri Gumbel per precipitazioni di durata 15 minuti	
Numerosità (anni)	13
Media (mm)	20.26
Deviazione standard (mm)	4.9
Alfa	4.717
Mu	17.87
Precipitazioni di durata 15 minuti con diversi tempi di ritorno	
Tempo di ritorno	mm
2 anni	19.6
5 anni	24.9
10 anni	28.5
20 anni	31.9
50 anni	36.3

Tabella 4: Parametri delle curve di possibilità pluviometriche con durata <1h (espressa in ore)

Dalla Tabella 3 si ricava che per un tempo di ritorno di 50 anni per uno scroscio di pioggia di durata pari a 15 minuti (0.25 ore) un'altezza di 36.3 mm.

Nel caso in esame, per cautela, si decide di assumere come evento di riferimento uno scroscio di 36.3 mm in 15 minuti, da cui si ricava un'intensità di pioggia pari a 145.2 mm/h (=36.3/0.25), avente tempo di ritorno 50 anni.

4.3 Calcolo dei deflussi meteorici

Per il calcolo delle portate di piena, non ritenendo opportuno utilizzare modelli di calcolo complessi (che sarebbero condizionati dalla scelta, comunque approssimativa, di parametri e coefficienti), si è fatto ricorso al metodo semplificato elaborato da G. De Martino (diffusamente utilizzato in Italia per progetti esecutivi relativi a bacini con area scolante inferiore a 30 ha): questo metodo consente l'agevole ed attendibile valutazione dei deflussi nella sezione finale di un bacino elementare del quale si conoscano alcuni dati essenziali (estensione, permeabilità, pendenza media, ecc.). La portata raccolta dalla rete al termine di ogni tratto preso in considerazione è stata pertanto calcolata mediante la formula che esprime Q (in l/s) in funzione dei parametri pluviometrici e delle caratteristiche geomorfologiche del bacino:

$$Q = C_R \phi j_0 S \quad (\text{metodo razionale})$$



Dove:

- C_R è il coefficiente di corrivazione o di ritardo (funzione di j , S , ϕ , della pendenza media del bacino e dell'invaso specifico dei piccoli specchi d'acqua e del terreno);
- ϕ è il coefficiente di deflusso;
- j_0 è l'intensità di pioggia $j/3.600$ in mm/h e $j = h/t$;
- S è la superficie scolante in m^2 .

In realtà, se in un bacino di superficie S cade, per una durata t , una precipitazione di altezza h , solo una frazione ϕ del volume meteorico Sxh risulta efficace agli effetti del deflusso, perdendosi per varie ragioni (evaporazione, filtrazione nel terreno, ecc.) la frazione $1 - \phi$.

Il termine ϕ , detto coefficiente di deflusso, esprime, per un dato bacino idrografico e in un definito intervallo di tempo, il rapporto tra volume di precipitazione efficace agli effetti del deflusso ed il volume meteorico totale. Il coefficiente di deflusso ϕ varia da 0 a 1: il valore 0 caratterizza idealmente una superficie infinitamente permeabile che non permette il deflusso superficiale, mentre il valore 1 rappresenta la situazione di superficie impermeabile in cui l'infiltrazione è nulla. Di seguito si riportano i coefficienti di deflusso previsti dalla DGR 2948/2009:

Superficie scolante	ϕ
Aree agricole	0.10
Aree verdi	0.20
Superfici semipermeabili (grigliati drenati, strade in terra battuta e stabilizzato)	0.60
Superfici impermeabili (coperture, viabilità)	0.90

Tabella 5: Coefficienti di deflusso previsti dalla DGR 2948/2009

Nel caso in esame, prendendo spunto dalla bibliografia, per l'intervento si sono prese in considerazione le due configurazioni, attuale e di progetto, sulla base delle indicazioni fornite dal progettista assegnando ad ogni tipo di superficie un idoneo coefficiente di deflusso. Si è proceduto quindi calcolando il coefficiente di deflusso equivalente, ovvero un coefficiente di deflusso calcolato come media ponderata sulle aree:

$$\phi_{medio} = \frac{\sum_{i=1}^N \phi_i \cdot S_i}{S}$$

Ottenuta suddividendo la superficie del lotto S in più frazioni S_i , ognuna caratterizzata da un coefficiente ϕ_i . Da tale equazione è possibile calcolare una superficie impermeabilizzata parametrica, nello stato attuale ed in quello modificato:

$$S_{imp} = 0,9 * S_{supimp} + 0,6 * S_{semiper} + 0,2 * S_{verde} + 0,1 * S_{agricole}$$

In altre parole il calcolo del volume di laminazione, ovvero il volume da invasare per ottenere l'effetto di mitigazione idraulica (invarianza idraulica), dovrebbe corrispondere all'aumento di deflusso rispetto allo stato di fatto indotto dalla impermeabilizzazione delle superfici.



5. VALUTAZIONE IDRAULICA DELL'AREA D'INTERVENTO

5.1 Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di fatto

Tipo di superficie	Area (m ²)	ϕ
Aree agricole	24762.44	0.1
Verde	0	0.2
Parcheggio	0	0.9
Viabilità	0	0.9
Copertura	0	0.9
TOTALE	24762.44	0.1

$$Q_1 = \phi_{m1} * J * S = \phi_{m1} * 145.2/3600 * S = 99.875 \text{ l/s}$$

5.2 Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di progetto

Tipo di superficie	Area (m ²)	ϕ
Aree agricole	0	0.1
Verde pubblico	5670.28	0.2
Verde privato (copertura)	2978	0.6
Cortile privato (drenante)	3912.5	0.6
Cortile privato (impermeabile)	3912.5	0.9
Parcheggio pubblico	2278.55	0.9
Viabilità	2286.42	0.9
Copertura	3724	0.9
TOTALE	24762.44	0.66

$$Q_2 = \phi_{m2} * J * S = \phi_{m2} * 145.2/3600 * S = 659.176 \text{ l/s}$$

5.3 Determinazione del coefficiente di deflusso: stato di fatto

Da quanto espresso nei paragrafi precedenti, per effetto dell'intervento, la portata alla chiusura del bacino aumenta di circa:

$$Q_2 - Q_1 = 559.301 \text{ l/s.}$$

Da questo risulta che il maggior volume d'acqua da smaltire tra le condizioni attuali e quelle di progetto, considerato su 15 minuti di scroscio (15 minuti x 60 secondi) è dato da:

$$V = 559.301 \times 900 = 503.371 \text{ m}^3$$

che corrisponde al volume effettivo da invasare.

Come detto nelle ipotesi progettuali il calcolo è stato fatto riferendosi alla massima capacità edificatoria concessa nel lotto dedotta sulla base delle norme urbanistiche vigenti. L'effettiva impermeabilizzazione dovrà essere definita in fase di progetto, per cui l'invaso reale dovrà essere calcolato in apposita relazione di compatibilità idraulica dedicata.



6. AZIONI COMPENSATIVE

6.1 Premessa

Vista la bassa permeabilità media dei depositi presenti superficialmente nel sito, non è possibile smaltire nel sottosuolo parte del surplus con pozzi perdenti o altre opere drenanti. La norma prescrive che in alternativa si debbano realizzare volumi compensativi che consentano l'invaso temporaneo e lo stoccaggio delle portate di pioggia, per poi rilasciarle lentamente verso il ricettore dopo l'esaurimento del picco di piena.

Il Comune di Belluno non prevede un regolamento che quantifichi il valore di portata scaricabile nel sistema di raccolta delle acque piovane. Pertanto le acque che saranno raccolte dovranno essere rilasciate gradualmente e in modo adeguato nel sistema ricettore scelto.

6.2 Misure compensative

Le misure compensative possono essere realizzate in diverse modalità, purché la somma dei volumi realizzati corrisponda al volume totale imposto dal dimensionamento di progetto. Si elencano di seguito alcune possibilità:

- Invasi concentrati a cielo aperto (laghetti, fossati)
- Invasi concentrati interrati (vasche in calcestruzzo o materiale plastico)
- Invasi diffusi (sovradimensionamento della rete di raccolta)

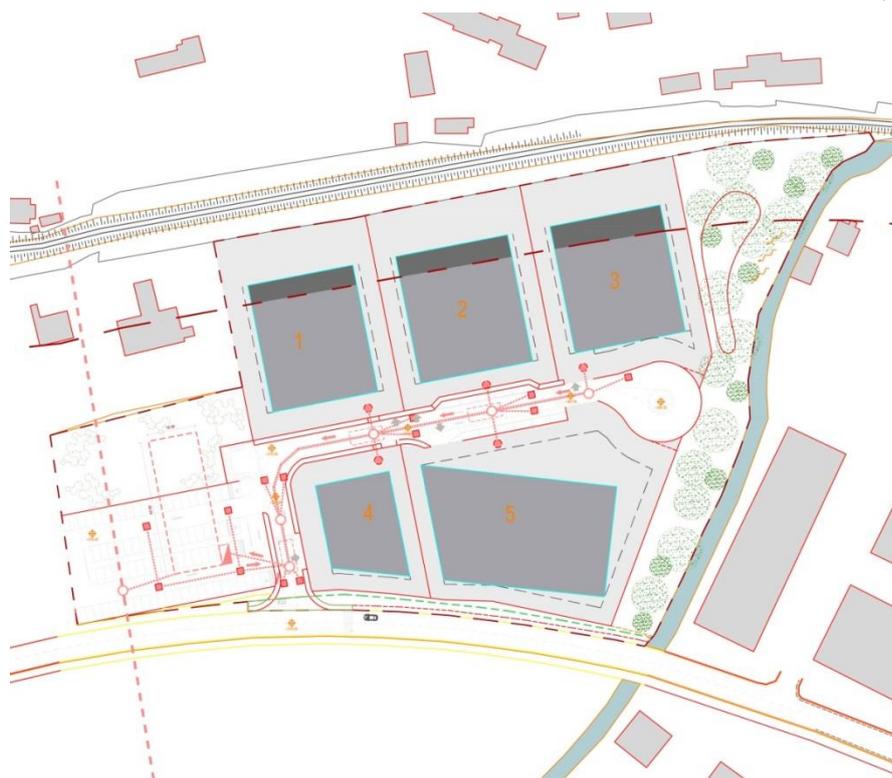
Dato il progetto in questione si ritiene opportuna la realizzazione di una vasca di raccolta interrata.

- La rete di raccolta delle acque meteoriche dovrà avere il piano di scorrimento ad una quota uguale o superiore a quella del fondo dell'invaso.
- In alternativa o in parallelo alla vasca di laminazione si può optare per il sovradimensionamento della rete di raccolta pluviale a sezione chiusa o aperta. Nel calcolo del volume di compenso si dovrà considerare solo il contributo di canali e tubazioni principali senza considerare le caditoie, i tubi di collegamento e i pozzetti.
- Tra la rete di raccolta delle acque dei piazzali e la vasca o la tubazione dovrà essere interposto uno o più pozzetti di "stanca" che fungerà da dissabbiatore e che andranno puliti periodicamente.
- L'invaso concentrato interrato dovrà avere un fondo con pendenza minima 1‰ verso lo sbocco o la zona di pompaggio, al fine di garantire il completo vuotamento del vano.

6.3 Dimensionamento della rete di condotte

Il caso in questione ricade nella categoria di significativa impermeabilizzazione potenziale, pertanto la normativa richiede che vengano dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

Si ipotizza in prima ipotesi uno schema di raccolta delle acque meteoriche secondo lo schema seguente (color magenta).



Per far funzionare le condotte a pelo libero si è impostato il calcolo imponendo un grado di riempimento del 75%, considerando la massima portata attesa. Questa permette di garantire il deflusso delle acque senza rigurgiti anche con condotte sporche o parzialmente ostruite. Tale scelta è giustificata anche dal fatto che sono presenti alcune curve e diversi nodi lungo il tracciato delle condotte.

Si è calcolato il diametro delle condotte con la formula di Gauckler-Strickler (1923) utilizzando le tabelle degli elementi idraulici delle condotte circolari in modo da risalire ai rapporti che legano il perimetro bagnato e l'area al diametro della condotta.

$$Q = K_s R_H^{2/3} i^{1/2} A$$

$$\text{Per un determinato grado di riempimento la relazione diventa: } Q = K_s ((R_H/D) D)^{2/3} i^{1/2} (A/D^2) D^2$$

Dove: Q = portata idraulica in ciascun tratto della rete

$K_s = 85 m^{1/3}/s$ è la scabrezza assunta per una tubazione in materiale plastico usurata;

R_H è il raggio idraulico della condotta riempita al 75%;

$i = 1\%$ è la pendenza media delle condotte;

A è l'area della condotta riempita al 75%;

$$(R_H/D) = 0,3017 \text{ (75\%);}$$

$$(A/D^2) = 0,6319 \text{ (75\%).}$$

In considerazione della massima portata attesa, pari a 659.176 l/s, nell'ipotesi di collettamento della stessa in un unico tratto finale, si valuta il diametro interno massimo della condotta pari a 600mm.

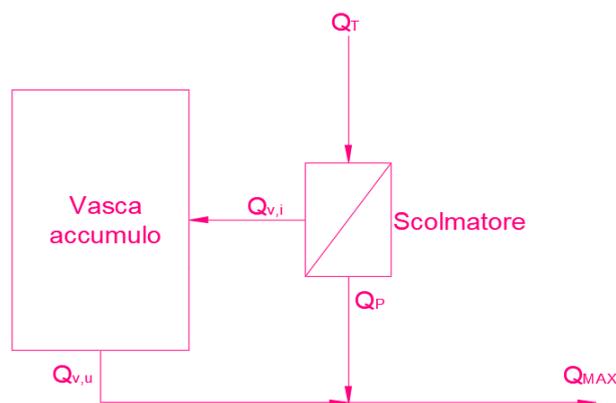


In fase esecutiva, in funzione della dislocazione più razionale per la lottizzazione delle caditoie e dei pozzetti di confluenza, verranno dimensionati i diametri dei singoli tratti di condotta, che saranno comunque minori o uguali a 600mm.

6.4 Dimensionamento dello scolmatore e dell'impianto di trattamento

Si ipotizza che la condotta collettore finale giunga ad uno scolmatore laterale, il quale, deve essere dimensionato per separare le portate eccedenti rispetto allo stato di fatto, per garantire il mantenimento dell'invarianza idraulica sul punto di rilascio.

Per controllare il regime idraulico si impone un setto che permetta il transito indisturbato della portata da trattare e che imponga un flusso sotto battente con portate maggiori in arrivo. Tale soluzione, associata ad un petto laterale adeguatamente dimensionato, permette il passaggio delle portate con valori inferiori o uguali a quelle defluenti allo stato di fatto, mentre scolma le eccedenze oltre il petto e le recapita alla vasca di accumulo secondo lo schema seguente:



Schema esemplificativo del funzionamento dello scolmatore

Le formule che regolano le portate sono funzione del tirante che si va a generare, è per questo che le formule seguenti si vanno ad iterare fino ad ottenere la convergenza.

$$Q_T = Q_{V,i} + Q_P \quad (1)$$

$$Q_{MAX} = Q_{V,u} + Q_P \quad (2)$$

dove

$$Q_P = C_{q1} A \sqrt{2gy} \quad (3)$$

$$Q_{V,i} = C_{q21} L(y - p) \sqrt{2g(y - p)} \quad (4)$$

$$Q_{V,u} = C_{q1} A_{V,u} \sqrt{2gy} \quad (5)$$

La (1) rappresenta l'eguaglianza fra la portata in ingresso (Q_T) e la somma fra la portata in ingresso alla vasca di dissipazione ($Q_{V,i}$) e la portata a recettore (Q_P). La (2) rappresenta la massima portata consentita allo scarico, data dalla portata in uscita dallo scolmatore (Q_P) sommata alla portata in uscita dalla vasca di laminazione ($Q_{V,u}$). La (3) e la (5) trovano la portata transitante al recettore; è l'equazione classica della portata sottobattente, dove A' è l'area effettiva di passaggio del flusso, ossia data dalla moltiplicazione dell'area reale per il coefficiente di contrazione dato dal setto, C_{q1} è il coefficiente di deflusso sotto battente e



y è il tirante medio che si va a generare nella zona interessata. La (4) regola la portata scolmata; formula che caratterizza la portata sfiorata, dove p è il petto sfiorante, L la lunghezza dello sfioratore, C_{q2} il coefficiente di deflusso di uno stramazzo.

Di seguito estratto del foglio di calcolo utilizzato per il controllo delle portate per garantire l'invarianza idraulica.

K_s ($m^{1/3}/s$)	85
γ_w (N/m^3)	9806
τ_0 (N/m^2)	2
A/D^2	0,6319 $y/D=0.75$
P/D	2,0944 $y/D=0.75$
R_v/D	0,3017 $y/D=0.75$

Q_T	0,659176	m^3/s	Portata in ingresso
Q_{MAX}	0,099875	m^3/s	Portata max allo scarico

Portata max uscita vasca $Q_{v,u}$		
diametro	0,2	m
A	0,03	mq
rid	0,5	
A'	157,08	cmq Sezione di uscita da vasca
B	12,53	cm lato quadrato sezione uscita
y	0,8	m tirante massimo imposto nella vasca
C_{q1}	0,61	coefficiente di deflusso sotto battente
$Q_{v,u}$	0,038	m^3/s portata massima in uscita
$D_{v,u}$	0,27	m diametro condotta in uscita
	compatibile	Verifica
Q_p	0,062	m^3/s Portata di uscita dallo scolmatore

Bilancio portate scolmatore		
Q_p^*	0,062	m^3/s Portata max uscita scolmatore
K_s	85	$m^{1/3}/s$ coefficiente scabrezza
γ_w (N/m^3)	9806	N/m^3 peso specifico acqua
τ_0 (N/m^2)	2	N/m^2 tensione tangenziale
A/D^2	0,6319	$y/D=0.75$
P/D	2,0944	$y/D=0.75$
R_v/D	0,3017	$y/D=0.75$
D_p^*	0,400	m
i	0,00169	pendenza necessaria per non avere depositi
D_p (m)	0,400	m inserisco questa finché la D_p^* non si eguaglia
rid	0,3	
A' (m^2)	376,9911	cm ² area effettiva al trattamento con riduzione della sezione da
B	19,42	cm lato quadrato sezione uscita
C_{q1}	0,61	coefficiente di deflusso sotto battente
C_{q2}	0,385	coefficiente di deflusso a stramazzo
p	0,35	m ALTEZZA DEL PETTO - modifica
L	1,5	m LUNGHEZZA DEL PETTO - modifica
trovo portata sfiorata		
y (m)	0,72	0,1 0,741703 0,71823 0,718831 0,718816 0,718816
$Q_{v,i}$ (m^3/s)	0,573	Portata max ingresso vasca
Q_p (m^3/s)	0,086	Modifico il petto finché non ottengo valore uguale di Q_p^*
y-p	0,37	

Le portate massime risultanti sono:

Q_T	659 l/s
Q_p	62 l/s
$Q_{v,i}$	573 l/s
$Q_{v,u}$	38 l/s
Q_{MAX}	38 + 62 = 100l/s (nel rispetto dell'invarianza idraulica)

Tali portate si ottengono con un petto sfiorante di altezza p=35 cm e lunghezza L=150 cm, da cui scaturisce un'altezza del pelo libero sul petto (y-p)=37cm. La condotta in uscita dallo scolmatore avrà un diametro interno DN400, con un battente tale da ridurre la sezione di uscita al 30% (circa 400 cm²); la pendenza i dell' 1% garantirà il moto rapido ed eviterà l'insorgere di rigurgiti a monte e la sedimentazione di inerti sul fondo delle condotte anche in caso di piccole portate.

La condotta in uscita dal fondo della vasca di accumulo avrà un diametro interno DN200, con un battente tale da ridurre la sezione di uscita al 50% (160 cm²).



Le acque di prima pioggia, la dissabbiatura e la disoleatura saranno effettuate a mezzo di un impianto di trattamento dimensionato in fase di progettazione definitiva-esecutiva.

6.5 Conferimento al sistema ricettore

A Sud del sito in questione è presente un tubo della condotta delle fognature delle acque bianche del Comune, dal diametro di 500 mm. Le acque meteoriche dell'area in esame possono essere recapitate in tale ricettore, previa verifica dimensionale e adeguamento delle condotte indicate in fase di progetto.

Le opere di compensazione idraulica, dotate di bocche di controllo della portata, potranno essere tarate in sede di progettazione definitiva ed esecutiva per recapitare alla suddetta tubazione una Q_{MAX} anche inferiore a quella calcolata per l'invarianza idraulica, compatibile con i dati che sarà possibile aver acquisito dall'Ente gestore delle fognature pubblica per l'inserimento del nuovo nodo.

Come già espresso in precedenza e data la stratigrafia locale, descritta in relazione geologica, i terreni presentano scarsa permeabilità, pertanto non è possibile realizzare delle opere di infiltrazione nei terreni. La morfologia è pianeggiante, ma si osserva un gradiente, seppur molto basso, che scende verso la strada stessa, favorendo il movimento delle acque verso questa direzione. In fase progettuale si dovrà prestare attenzione che le tubazioni siano inclinati con pendenza sufficiente nella direzione in cui si trova il recapito finale.

6.6 Acque nere

Le acque nere possono essere conferite alla rete di collettamento comunale che passa perpendicolarmente a via Ugo Neri a Sud del sito, oppure alla condotta che passa a Nord-Est, proveniente da via Masi Simonetti.

Belluno, 23.05.2019

Dott. Geol. Isotton Matteo

