



Comune di San Giovanni in Persiceto
Provincia di Bologna

Impianto Agrivoltaico "San Giovanni in Persiceto" **Potenza Nominale 7,51 MWp**

P.A.U.R.

ai sensi dell'art.23 e 27bis del DLgs 152/2006
e dell'art.20 LR 4/2018

a cura:
studio Lusignani

via Arata 18-20
29122 Piacenza
tel. e fax 0523.454120
e.mail: glusig@tin.it

committente:

JUWI

Juwi Energie Rinnovabili srl

Via Giovanni Battista Pirelli 30, 20124 Milano
juwienergierinnovabilisrl@legalmail.it

Relazione di compatibilità e invarianza idraulica

Giugno 2026

Sommario

1	DESCRIZIONE GENERALE	3
2	DATI GENERALI	4
2.1	Caratteristiche dell'area oggetto di studio	5
3	NORMATIVA E CRITERI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO	6
4	DIMENSIONAMENTO DELLE MISURE DI INVARIANZA IDRAULICA	6
4.1	GENERALITÀ	6
4.2	DIMENSIONAMENTO INVASO DI LAMINAZIONE	7
4.3	DEFINIZIONE TIPOLOGIA DI INTERVENTO	11
4.4	METODO DI CALCOLO portata massima defluente prima della trasformazione	11
4.4.1	Analisi precipitazioni	11
4.4.2	Metodo Afflussi Deflussi – Ietogramma Istantaneo IUH	14
4.4.3	Dimensionamento dispositivo di scarico a gravità (svuotamento vasca di laminazione)	16
4.4.4	Verifica dell'invaso di laminazione	17
4.4.5	determinazione della portata critica	24
4.5	VERIFICHE DI PROGETTO	27
4.5.1	VERIFICA DELL'INVARIANZA DEL RISCHIO IDRAULICO	27
4.5.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ IDRAULICA	28
4.5.3	Coerenza con il Piano PSP e con le relative Misure di Salvaguardia.	28
5	VERIFICA INTERRAMENTO E SCHIACCIAMENTO TUBAZIONI	29
5.1	VERIFICA STATICA DI UNA TUBAZIONE INTERRATA	29
5.2	Definizione del comportamento della tubazione	30
5.3	Calcolo dei carichi dovuti al rinterro	31
5.3.1	Posa in trincea stretta	31
5.3.2	Posa in trincea larga	32
5.4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	32
5.5	azione dei sovraccarichi	33
5.5.1	Sovraccarichi dinamici veicolari	33
5.5.2	Carico dovuto alla massa d'acqua	34
5.5.3	Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna (falda)	34
5.5.4	Carico totale	34
5.6	Verifica statica delle tubazioni flessibili	34
5.7	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	37
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	38
7	ALLEGATI	38

1 DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione tecnica ha come oggetto lo studio di invarianza idraulica relativo al progetto di realizzazione di un impianto agrivoltaico in loc. Fondo San Luigi – Comune di San Giovanni in Persiceto.

L'impianto in progetto avrà una potenza nominale di **7,5 MWp** ed interesserà nel suo complesso un'area di circa **9,7 ha**.

Il campo oggetto del progetto ha le seguenti coordinate geografiche: **44°38'45.3"N 11°14'37.2"E**.

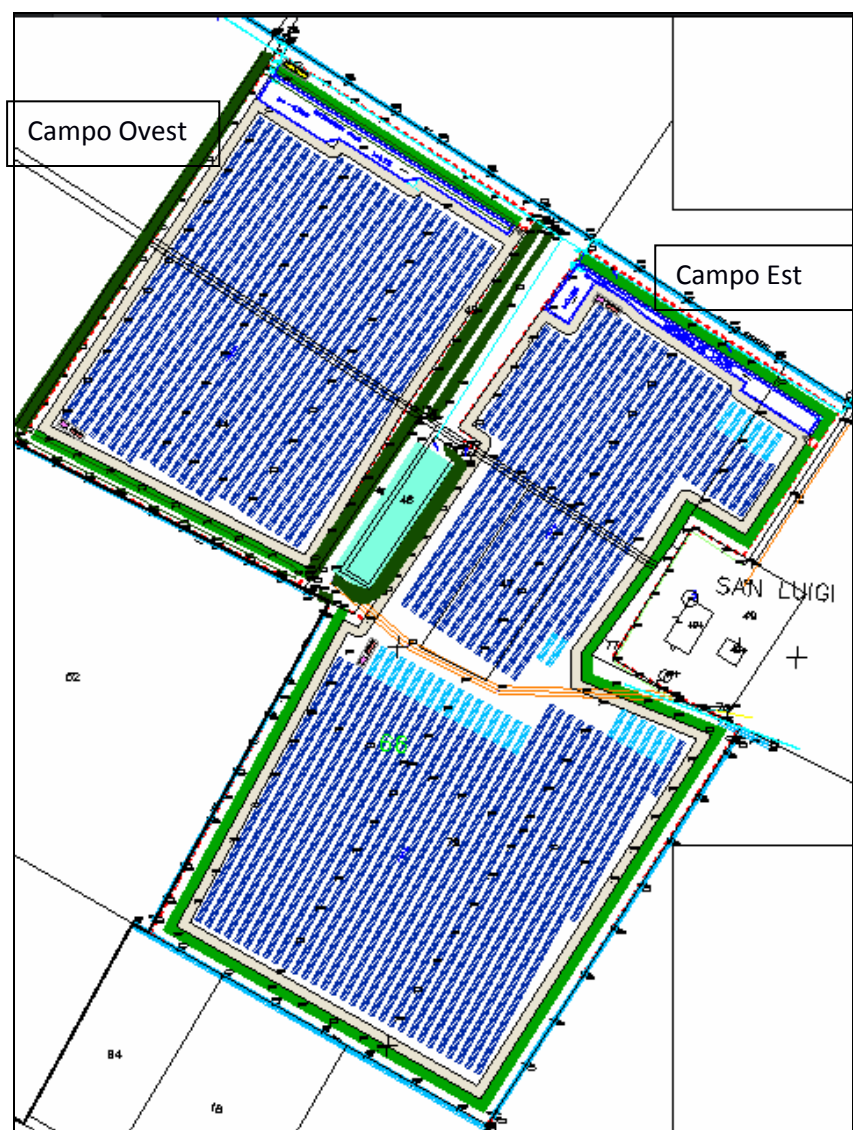


DATI GENERALI

La superficie complessiva di intervento è di **97.347 m²**, così ripartita:

Disponibilità dell'area	105.500	m ²
Superficie territoriale di intervento	97.347	m ²
Numero di moduli	11.206	-
Dimensioni di ciascun modulo	2,382x1,134x0,03	m
Area recintata	90.747	m ²

Non è previsto nell'intervento la gestione delle acque nere in quanto saranno presenti solo quelle meteoriche. La planimetria dell'impianto in progetto è di seguito riportata:



Caratteristiche dell'area oggetto di studio

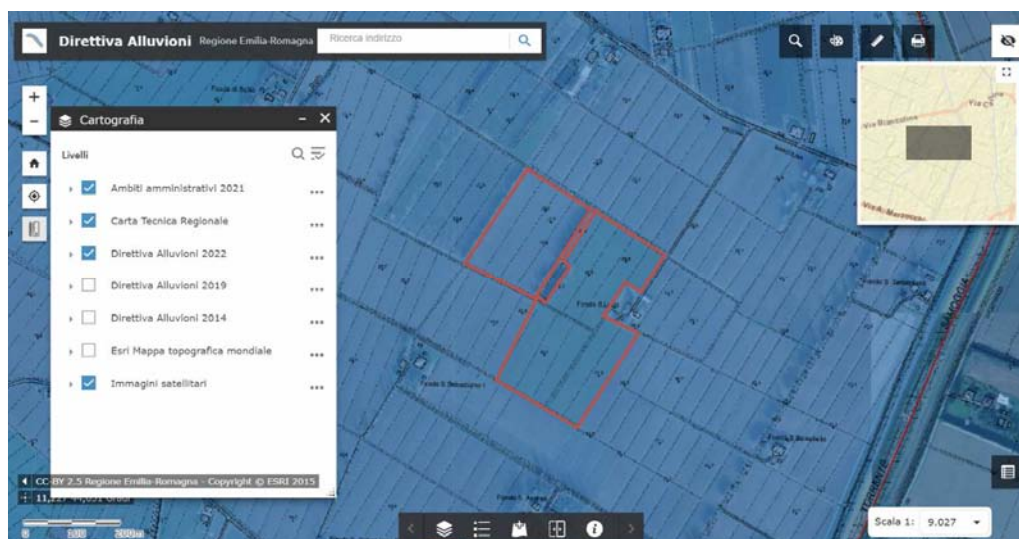
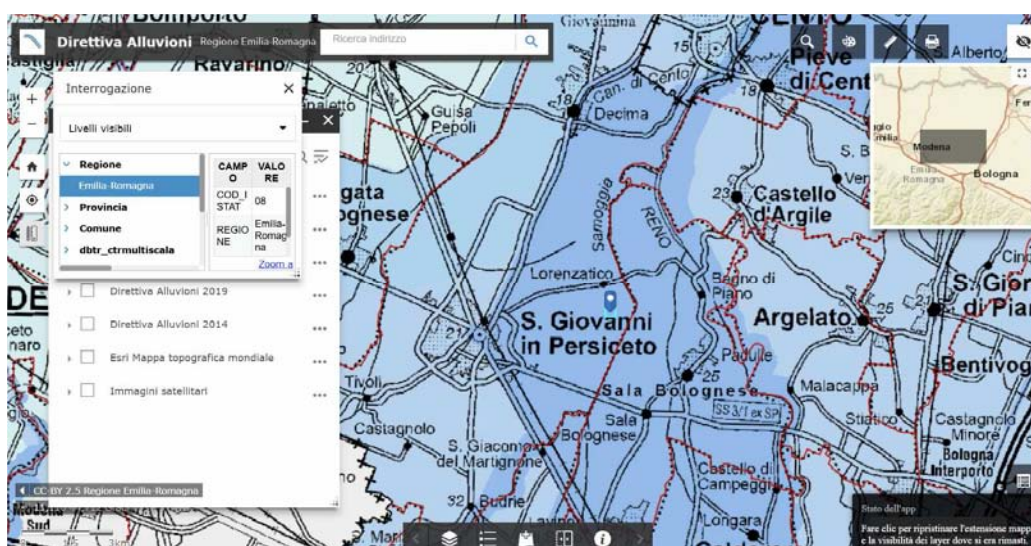
Uso del suolo: l'area ricade nella categoria 2121 SE – Seminativi semplici irrigui.

Rischio sismico: 3

Esaminando la direttiva alluvioni 2022, l'area di interesse ricade nella fascia di Pericolosità idraulica: L-P1: alluvioni rare; M-P2: alluvioni poco frequenti – media probabilità e in quella delle alluvioni frequenti H-P3. Per le aree collocate a monte della via Emilia il tirante idrico di riferimento¹, in assenza di specifici approfondimenti conoscitivi, è fissato convenzionalmente

- in 0,2 m. nelle aree potenzialmente interessate da alluvioni poco frequenti (P2)
- in 0,5 m. nelle aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti (P3).

Questo significa che tutte le installazioni e le infrastrutture dovranno considerare la possibilità di allagamento dell'area con i tiranti indicati. Nelle immagini successive la localizzazione dell'intervento e con il dettaglio dell'area.



¹ Direttiva di norme tecniche relative alle valutazioni idrologiche ed idrauliche del Piano di Stralcio per il rischio idrogeologico "Variante di coordinamento PAI-PGRA" (DGR 2112/2016)

2 NORMATIVA E CRITERI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO

Per il calcolo delle portate di deflusso e per il dimensionamento del sistema di invarianza idraulica, si è fatto riferimento, oltre che alla letteratura tecnica di settore, anche a:

- Direttiva del Piano di Stralcio per il rischio idrogeologico "Variante di coordinamento PAI-PGRA" (DGR 2112/2016);
- Direttive tecniche Consorzio Burana;
- Piano Speciale Preliminare (PSP) adottato con Decreto del Segretario Generale n.32 del 06 maggio 2024.

3 DIMENSIONAMENTO DELLE MISURE DI INVARIANZA IDRAULICA

3.1 GENERALITÀ

Allo stato attuale, l'impianto in progetto è suddiviso da un canale naturale, che porterà dal punto di vista idrologico a suddividere l'area di intervento in 2 campi.

il naturale declivio del campo dove è in progetto l'impianto, porta il dilavamento delle acque verso un esistente fosso a nord, il quale colletta le acque verso lo Scolo Mascellaro



Il campo agrivoltaico in progetto si sviluppa su un'area agricola, che non muterà il suo utilizzo una volta che l'impianto entrerà in funzione. I pannelli fotovoltaici saranno infatti configurati su file sufficientemente distanziate per permettere il passaggio dei trattori e saranno di tipo ad inseguimento installati su palo senza fondazione. Saranno presenti power station e relativi locali tecnici. Il campo sarà servito da uno stradello di manutenzione lasciato a prato, una recinzione un'area verde alberata. L'area a nord compresa tra impianti agrivoltaici e recinzione sarà dedicata alla laminazione delle acque di dilavamento.

3.2 DIMENSIONAMENTO INVASO DI LAMINAZIONE

Nel dettaglio, le superfici di intervento sono le seguenti:

Superfici in progetto San Giovanni in Persiceto	m²
Area complessiva intervento in progetto	97347,00
Area recintata	90747,00
Area verde esterna (non trasformata)	6600,00
laminazione (trasformata)	3000,00
Aree verdi interne (non trasformate)	
Stradello in battuto (trasformata)	0,00
Locale tecnico + Power station (trasformata)	264,00
Cabina di distribuzione (trasformata)	26,00
Area impianto	90747,00
Occupazione dei pali (1 palo ogni 6 moduli)	60,00
Area specifica pannello chiuso	1,54
Area specifica pannello aperto	2,70
numero pannelli	11206,00
Area complessiva pannelli 55°	17282,34
% di area impermeabilizzata pannelli	0,50
Area di influenza pannelli	8641,17
Area complessiva pannelli aperti	30269,51
Superficie agricola complessiva	60477,49

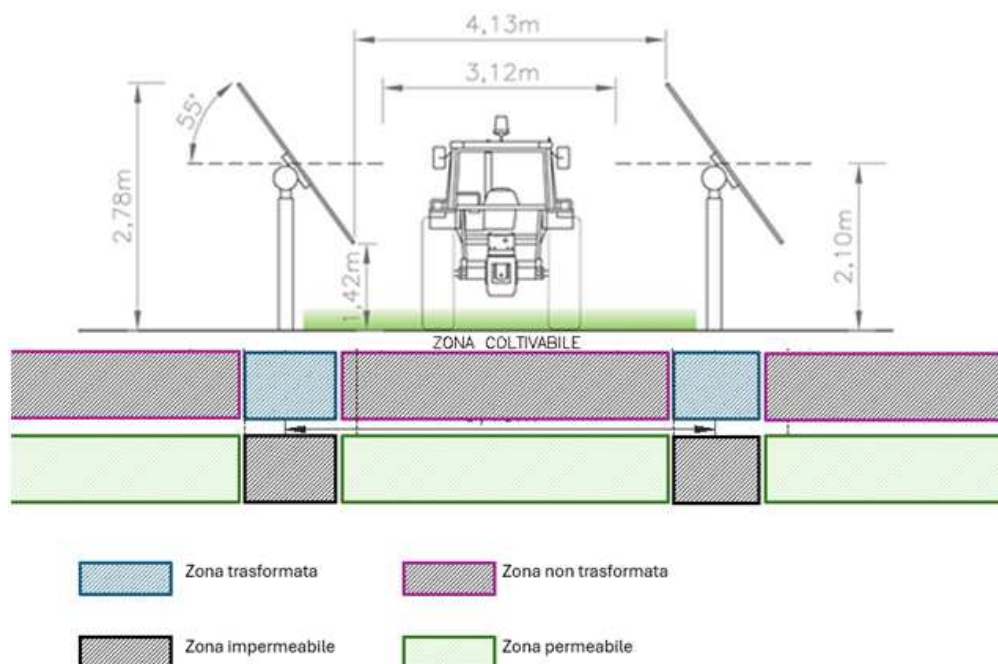
Si precisa che al fine di inquadrare il progetto, si è fatto riferimento alle linee guida indicate dalla Direttiva PAI-PGRA; preliminarmente è stato necessario definire il grado di impermeabilizzazione dell'intervento.

In accordo con le indicazioni del Consorzio ricevute in occasione del progetto Agrivoltaico in loc. Fossetta delle Armi – Comune di Crevalcore (BO), autorizzato, vengono definite permeabili le aree verdi ed agricole, parzialmente impermeabili quelle dedicate alla laminazione e impermeabili le coperture e il 50% dell'area sottesa dai pannelli disposti a 55° (inclinazione massima).

Quest'ultima scelta, a favore di sicurezza è dovuta al fatto che i pannelli saranno installati su palo, senza fondazione e l'area sottostante sarà completamente verde (zona agricola).

Dal punto di vista della trasformazione del territorio, ai sensi della Direttiva regionale, vengono considerate non trasformate solo le zone agricole che non sono state interessate dalla posa di cavidotti.

La scelta progettuale è riportata nell'immagine seguente:



Per quanto riguarda l'impermeabilità, nel dettaglio si ottiene:

Superficie impermeabile	8931	m ²
Superficie permeabile	85.416	m ²
Superficie parzialmente permeabile	3.000	m ²

Determinazione del coefficiente di impermeabilità e di deflusso

Parametri fondamentali per la redazione del presente rapporto tecnico sono il coefficiente di impermeabilità e il coefficiente di deflusso medio ponderale del bacino che consentono di mettere in relazione diretta le perdite idrologiche con il grado di impermeabilità dell'area.

Per la definizione del coeff. di impermeabilità si è fatto riferimento alla tabella di seguito riportata:

Tipologia di superficie	Imp _i
Strade e superfici asfaltate	1
Coperture metalliche o tradizionali discontinue con inclinazione maggiore del 5%	1
Coperture tradizionali (laterizi o simili) con inclinazione inferiore al 5%	0.95 – 1
Coperture continue con zavoratura in ghiaia	0.85 – 0.90
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione superiore al 5%	0.50 – 0.80
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione inferiore al 5%	0.40 – 0.60
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue con sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.95
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue senza sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.90
Pavimentazione a lastre a superficie irregolare su terreno con ampia intercapedine di giunzione	0.60 - 0.80
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile inferiore a 30 cm	0.50 – 0.70
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile superiore a 30 cm	0.40 – 0.60
Pavimentazione a ciottoli, con ghiaia non compressa o in macadam	0.30 – 0.50
Aiuole verdi, giardini, aree verdi in ambito urbano con sottofondo in genere stratificato e compatto	0.10 – 0.30

Terreni coltivati, prati, parchi urbani con vegetazione diffusa	0.00 – 0.20
Boschi, parchi naturali, aree rurali non sfruttate con sottofondi in genere permeabili e poco compatti	0.00 – 0.10

L'impermeabilità dell'area oggetto di studio è definita come:

$$I_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot Imp_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dove:

- A_i = area dell' i -esima superficie
- Imp_i = impermeabilità attribuibile all' i -esima superficie

Nel caso in oggetto si ha:

Esame coefficiente impermeabilità						
	A_i		Imp_i	$A_i \times Imp_i$	Im,i	A_{imp}
Verde, terreno agricolo,	85.416	m ²	0,05	4.271		
Coperture + pannelli	8.932	m ²	1	8.931		
Area laminazione	3.000	m ²	0,5	1.500		
Superficie totale	97.347	m²			0,151	14.702

La determinazione del coefficiente di deflusso medio del singolo sottobacino è direttamente legata al grado di impermeabilità delle superfici presenti al suo interno e al tempo di ritorno della pioggia di progetto e quindi alla gravosità dell'evento piovoso considerato, avviene secondo la seguente espressione:

$$\phi = \phi_{imp} \cdot I_m + \phi_{per} \cdot (1 - I_m)$$

Dove:

- ϕ_{imp} : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree impermeabili
- ϕ_{per} : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree permeabili
- I_m : % impermeabilità, rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del lotto

Conformemente a quanto riportato in letteratura si applicano i seguenti valori per i coefficienti ϕ_{imp} e ϕ_{perm} in funzione del tempo di ritorno adottato per la progettazione:

Tempo di ritorno	ϕ_{imp}	ϕ_{per}
$T_r \leq 5$ anni	0.7 - 0.75	0.05 - 0.15
$5 \text{ anni} \leq T_r \leq 10$ anni	0.75 - 0.80	0.15 - 0.20
$T_r > 10$ anni	0.80 - 0.90	0.20 - 0.25

In accordo con la Direttiva Regionale, si sceglie $\phi_{imp} = 0,9$ e $\phi_{per} = 0,2$.

Confrontando la situazione prima e dopo l'intervento, ne consegue:

Esame coefficiente deflusso			IMP	☐ IMP	☐ PERM	☐ i
		Im				

Situazione pre-intervento	97.347	m²				0,235
Superficie agricola	97.347	m ²	0,05	0,9	0,2	0,235
Situazione post-intervento	97.347	m²				0,306
Verde, terreno agricolo,	85.416	m ²	0,05	0,9	0,2	0,235
Coperture + pannelli	8.932	m ²	1	0,9	0,2	0,90
Area laminazione	3.000	m ²	0,5	0,9	0,2	0,55

Si ottiene quindi:

Imp ⁰	5%
Per ⁰	95%
Imp	15,1%
Per	84,9%
ϕ^0	0,235
ϕ	0,306

Dove,

Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima dell'intervento (se connotati dall'apice⁰) o dopo (se non c'è l'apice⁰).

Φ è il coefficiente di deflusso prima dell'intervento (se connotati dall'apice⁰) o dopo (se non c'è l'apice⁰). Altro parametro fondamentale è la superficie di trasformazione.

Da quanto premesso, si ottengono le seguenti superfici

Superficie agricola ai fini calcolo della trasformazione	97.347	m ²
Superficie trasformata per interro cavi	2.935	m ²
Superficie non trasformata	60.852	m ²
Superficie trasformata	36.494	m ²

La superficie di trasformazione identifica la classe di intervento tramite la seguente tabella:

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con Imp<0,3
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con Imp>0,3

Con quindi una superficie trasformata di circa 2ha l'intervento viene classificato come di **significativa impermeabilizzazione potenziale**.

Chiamando I la percentuale di area trasformata, e P la percentuale non trasformata, si ottiene:

I	37%
---	-----

P	63%
---	-----

$$I + P = 100\%$$

Secondo la Direttiva, da quanto sopra viene calcolato il volume minimo di invaso tramite la relazione

$$w = w^0 (\theta / \theta^0)^{(1/(1-n))} - 15 I - w^0 P \text{ [m}^3/\text{ha]}$$

Dove,

$w^0 = 50 \text{ m}^3/\text{h}$ rappresenta la capacità di invaso delle superfici non urbanizzate

$n=0.48$ (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora)

moltiplicando il volume di invaso specifico w per la superficie di intervento si ottiene il volume di invaso minimo W :

$$W = w \cdot S_t \text{ [m}^3\text{]}$$

Applicando quanto sopra, si ottiene:

w	46	m ³ /ha
W	448	m ³

Dal quale si ottiene $W_{\min} = 1.029 \text{ m}^3$

Ciò premesso il progetto ha previsto la realizzazione di due aree di laminazione depresse in terra da inerbire: quella ovest di profondità 0,65m, mentre quella est 1,1m. Entrambi i dispositivi di scarico saranno realizzati con due tubi PVC DN125 SN8.

3.3 DEFINIZIONE TIPOLOGIA DI INTERVENTO

Nei casi di "significativa impermeabilizzazione potenziale" la Direttiva richiede di dimensionare le luci di scarico e i tiranti idrici ammessi nell'invaso in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni; inoltre per le opere idrauliche da realizzarsi in zona P2 e P3 è necessario estendere la verifica delle misure di invarianza idraulica anche al tempo di ritorno 200 anni.

3.4 METODO DI CALCOLO PORTATA MASSIMA DEFLUENTE PRIMA DELLA TRASFORMAZIONE

Per verificare la portata massima defluente in situazione pre-intervento, si è utilizzato il metodo afflussi-deflussi, grazie al quale è stato possibile in ordine: definire la pioggia critica sul bacino in oggetto, definirne il coefficiente di deflusso, definire la portata defluente nel fosso di scolo ipotizzando che tutta il campo defluisca in un unico punto come avverrà una volta effettuato l'intervento. Di seguito sono riportate le fasi che hanno portato al dimensionamento e verifica.

3.4.1 Analisi precipitazioni

Per la determinazione della quantità di acqua di dilavamento è indispensabile stabilire a monte l'intensità di precipitazione di progetto e la frequenza probabilistica della stessa. A tale riguardo sono state utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, che legano l'altezza di precipitazione (in mm) alla sua durata (in ore) per un assegnato tempo di ritorno (in anni).

La curva di possibilità, o probabilità, pluviometrica si esprime comunemente secondo la formula:

$$h(t) = at^n$$

dove a ed n sono valori specifici della località di calcolo e funzione del tempo di ritorno assegnato.

Nel caso in esame per la definizione di questi due parametri ci si è riferiti ai massimi annuali di pioggia registrati dai pluviografi di Sant'Agata Bolognese e Anzola dell'Emilia, andando a ricostruire trent'anni di dati:

Precipitazioni massime annue Anzola dell'Emilia e Sant'Agata Bolognese

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1994	25	47,6	58	63	79,6
1995	31,2	36,4	58,8	78	108,4
1996	28,4	54	67,2	85	98,8
1997	30	54	73,8	76	76,6
1998	25,4	25,8	42,6	48,4	54,2
1999	28	34,4	35,8	39,2	53,2
2000	31,8	34,8	34,8	34,8	39,4
2001	24,8	38,8	38,8	48	49,2
2002	28,8	35	37,2	39,2	45,8
2003	29,8	58,8	61,2	61,2	67,6
2004	13,8	27,6	41,6	50,8	50,8
2005	13	22,8	36,8	62,8	69
2006	14,8	22,6	31,4	43,6	54
2007	14	20,8	27,8	45,4	71,6
2008	24,4	46,8	68	78,2	80,4
2009	16	21,2	28,6	33,8	61,8
2010	17,4	19,2	29,4	44,4	55,8
2011	34	37,4	37,4	39,2	39,8
2012	18,6	21,4	23,6	31	41,2
2013	21,8	21,8	36,4	50,2	52,8
2014	22,2	34	38	41	42
2015	19,6	20	34	49,8	52,6
2016	17,6	24	31,4	40,2	73,6
2017	13,1	16,5	26,5	33,6	39,4
2018	36,2	42,2	45	45	45
2019	15	24,2	44,8	76,2	80,2
2020	28,2	36	36,2	39,4	50,8
2021	8,8	16,2	19	19,2	25,6
2022	18,8	21,8	34,2	55,4	66,4
2023	22,2	26	27,6	28,8	51,2

Utilizzando il metodo dei quantili regolarizzati e il metodo vincolato, sono stati definiti i parametri a e n. Ai fini di sicurezza si è scelto quelli prodotti dal metodo dei quantili regolarizzati perché leggermente più alti.

a Tr 20	n Tr 20	a Tr 30	n Tr 30	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200	a Tr 500	n Tr 500
37,255	0,303	39,780	0,303	47,255	0,301	51,522	0,300	57,151	0,299

Questi valori sono ricavati dai massimi annuali per le durate di 1,3,6,12 e 24h.

Il tempo di ritorno definisce la probabilità di non superamento di un determinato evento, ed è importante una corretta definizione al fine di non sovradimensionare un'opera e contemporaneamente non avere rischio di una frequenza eccessiva di insufficienza.

Al fine della progettazione oggetto di questa relazione sono stati utilizzati i seguenti tempi di ritorno:

- **30 anni e 200 anni per la verifica della portata di deflusso pre-trasformazione;**
- **30 anni e 200 anni per la verifica del volume di invaso.**

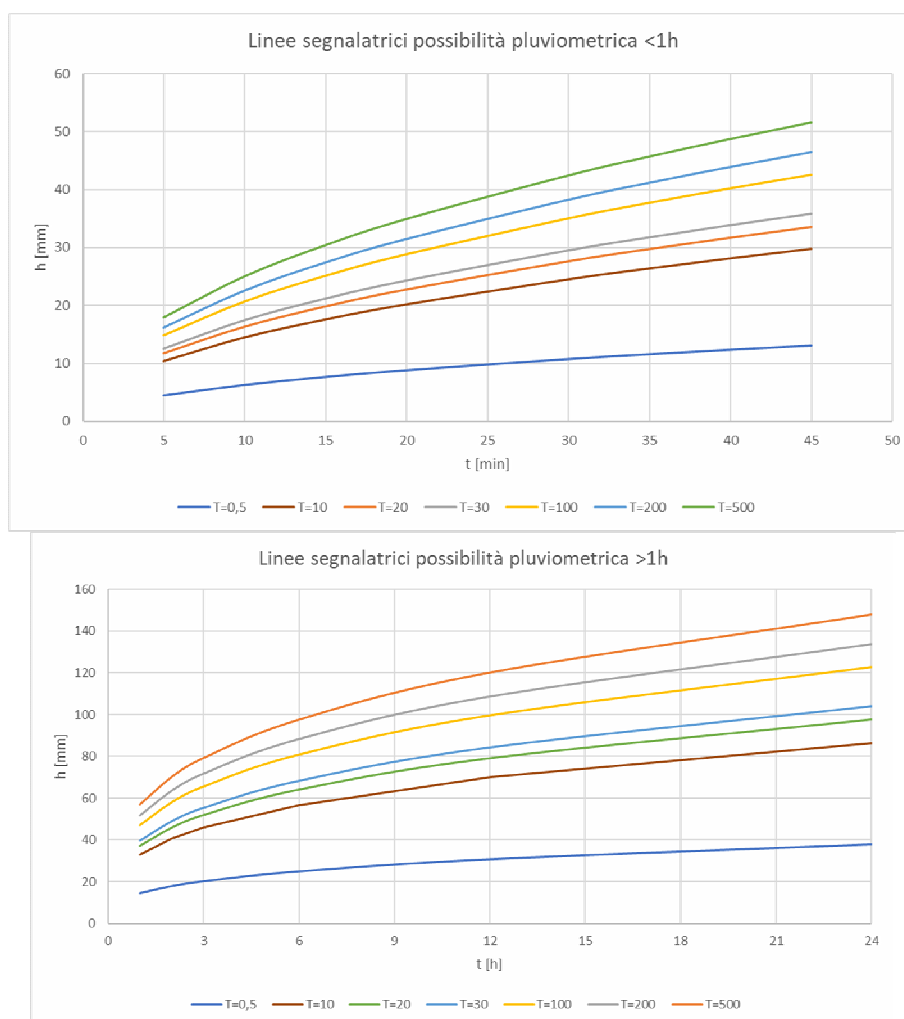
E' opportuno sottolineare che nelle serie di pioggia utilizzate mancano i dati relativi alle precipitazioni di durata inferiore all'ora: questo perché, come verrà evidenziato nei grafici successivi, se venisse utilizzata la curva di possibilità pluviometrica risultante si otterrebbe una inevitabile, e notevole, sovrastima dell'altezza di pioggia per le precipitazioni di breve durata.

Per ovviare a questo inconveniente, seguendo le indicazioni della Direttiva e della letteratura, si può porre il parametro $a = 0,48$ per stimare l'andamento della curva di possibilità pluviometrica al di sotto dell'ora e nell'impossibilità di calcolare il valore corretto.

Dalle altezze di pioggia così ottenute, è quindi possibile risalire ai coefficienti delle curve LSPP. Si riportano i valori calcolati:

Tr	a	n	a'	n'
0,5	14,47	0,302874	14,98	0,48
10	32,99	0,302874	34,16	0,48
20	37,27	0,302874	38,60	0,48
30	39,78	0,302874	41,19	0,48
50	42,94	0,302874	44,46	0,48
100	47,22	0,300614	48,90	0,48
200	51,51	0,299914	53,34	0,48
500	57,17	0,299151	59,20	0,48

Si riportano qui di seguito le curve ottenute, con sull'asse delle ascisse la durata e sull'asse delle ordinate l'altezza di pioggia h in mm:



3.4.2 Metodo Afflussi Deflussi – Ietogramma Istantaneo IUH

Nel caso in oggetto, dove è necessario definire la portata afferente da un bacino naturale, risulta utile utilizzare il metodo dello ietogramma istantaneo.

La prima fase prevede l'identificazione del tempo di corrivazione di ciascuna area influente.

Non essendo possibile avere dati sperimentali, il tempo di corrivazione in minuti viene utilizzato come media dei metodi di calcolo di Giandotti, Pezzoli, Ongaro, Kirpich e Turazza – Ventura che analizzano la lunghezza del bacino, la superficie e la pendenza media.

Grazie a queste formulazioni, si ottiene:

	A	C	D
	Scenario esistente	Campo Est	Campo ovest
T_e [min]	15,00	15,00	15,00
$\square_i$	0,24	0,31	0,31
t_r [min]	102,27	87,32	63,00
A [ha]	9,7347	6,4847	3,25
t_c [min]	117,27	102,32	78,00

Dove, T_e è il tempo di ingresso in rete, T_r è il tempo di rete, T_c è il tempo di corrivazione in ore; A è la superficie del bacino e ϕ il coefficiente di deflusso.

Per la determinazione, attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo che si verifica all'uscita della rete di drenaggio di un bacino idrografico, corrispondente al tempo di ritorno prefissato, spesso non si dispone di una serie sufficientemente lunga di eventi meteorici reali significativi al fine di individuare la distribuzione probabilistica delle portate al colmo. In questi casi si può costruire uno ietogramma teorico di progetto, secondo diversi criteri, a partire dalle curve di possibilità pluviometrica. Si è provveduto quindi ad analizzare il funzionamento del terreno trasformato attraverso la simulazione dell'evento critico effettuata con il metodo Chicago, metodo Triangolare e metodo Rettangolare andando a simulare una precipitazione di due ore come prescritto dalla direttiva. Lo ietogramma Chicago, sviluppato nel 1957 è caratterizzato da un picco di intensità massima i_{max} e da un'intensità media per ogni durata, anche parziale, uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica. Una caratteristica dello ietogramma Chicago è quello di non utilizzare il picco all'inizio dell'evento ma all'interno di esso. Generalmente si pone questo coefficiente $k = 0,4$.

Ciò premesso, le equazioni che lo descrivono sono:

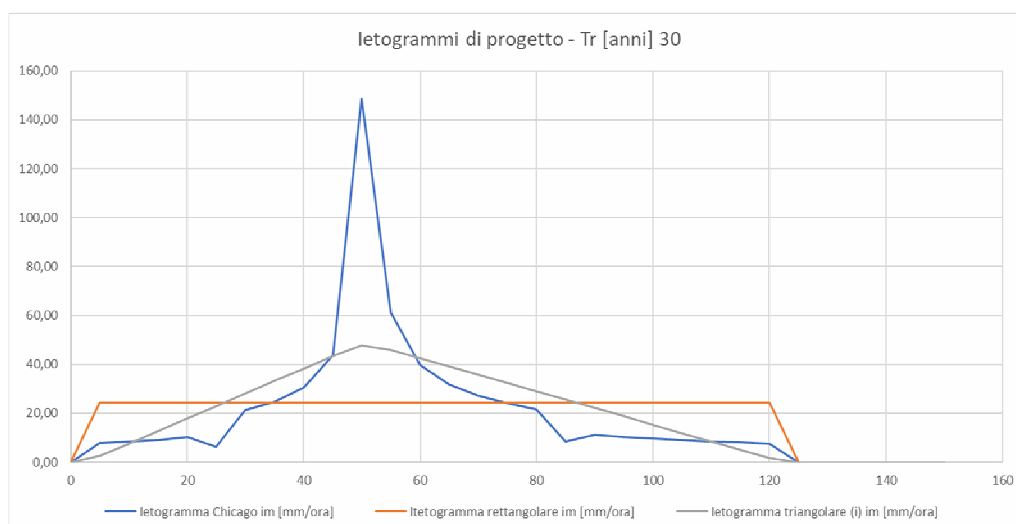
$$h(t) = k \cdot a \left[\left(\frac{t_r}{k} \right)^n - \left(\frac{t_r - t}{k} \right)^n \right] \quad \text{per } t \leq t_r$$
$$h(t) = a \left[k \left(\frac{t_r}{k} \right)^n + (1 - k) \cdot \left(\frac{t - t_r}{1 - k} \right)^n \right] \quad \text{per } t > t_r$$

dove $t_r = k \cdot \theta$ dove θ è la durata.

Naturalmente, nel caso l'evento meteorico intersechi più linee di possibilità pluviometrica, le equazioni sopra scritte devono essere rielaborate.

Una caratteristica importante dello ietogramma Chicago è quella di essere poco sensibile al variare della durata complessiva θ . Infatti, l'aumento di quest'ultima non influisce sulla parte centrale dello ietogramma, quella attorno al picco che rimane immutata, ma solo sull'allungamento delle sue code estreme prima e dopo il picco. Ciò significa che uno ietogramma Chicago di durata generica θ contiene in sé anche gli ietogrammi di durata inferiore: quindi è sufficiente considerare una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino per tenere conto delle diverse durate significative per tutti i suoi sottobacini. Lo ietogramma triangolare, che ha come caratteristica quello di avere la stessa altezza media di pioggia dello ietogramma rettangolare, ma con un picco con intensità doppia. Lo ietogramma rettangolare, infine, considera uguale l'intensità di pioggia per tutta la durata dell'evento.

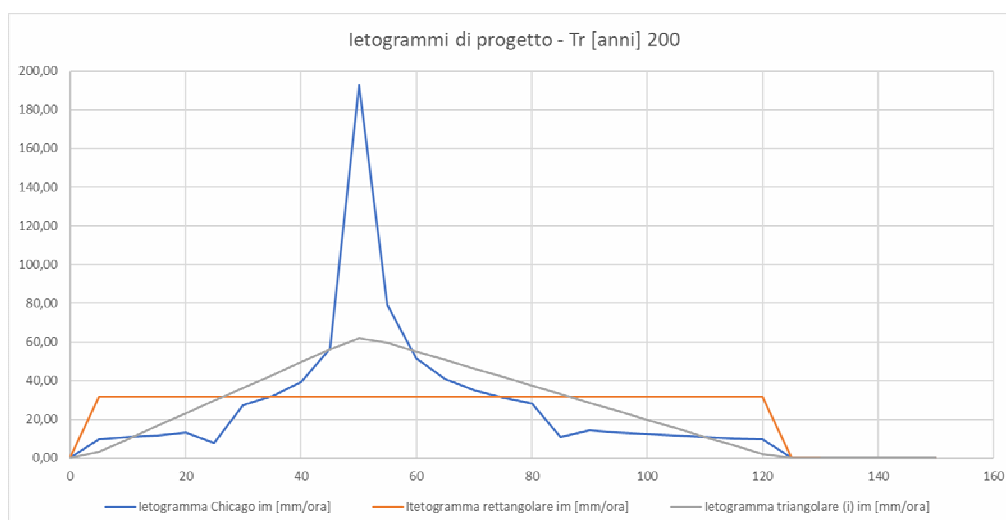
Nelle immagini successive si riportano gli ietogrammi utilizzati nelle simulazioni a 30 anni e 200 anni.



Per lo sviluppo del modello afflussi – deflussi si è successivamente utilizzato il modello dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) che rappresenta l'ideogramma di piena che si origina nel bacino a seguito di un unico impulso di precipitazione.

Tramite il già citato metodo della corrivazione si sono infine ricavate le portate alla sezione di valle nello **scenario pretrasformazione**.

Di seguito sono riportati gli esiti delle simulazioni effettuate.



Ietogramma	Rettangolare [l/s]	Triangolare [l/s]	Chicago [l/s]
Tr= 30 anni	155,9	159,2	158,4
Tr= 200 anni	201,9	206,1	205,1

Tutto ciò premesso, a fini cautelativi, si è scelto di utilizzare la portata limite di 10 l/s x ha =97,4 l/s

3.4.3 Dimensionamento dispositivo di scarico a gravità (svuotamento vasca di laminazione)

La regolazione della portata, attuata sullo scarico a gravità in uscita dalla vasca di laminazione verso il collettore finale, può essere effettuata in vari modi sfruttando le leggi della foronomia. In

questo caso, dovendo garantire una portata massima in uscita, è stato preferito sfruttare le leggi che definiscono il deflusso su luce battente sommersa con tubo addizionale.

La portata in uscita è definita per tanto dalla seguente relazione:

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

Dove: η è il coefficiente di deflusso, S è l'area della sezione contratta, g è l'accelerazione di gravità, h è il carico definito tra pelo libero e baricentro della sezione contratta.

A fine di semplicità di gestione, al posto che utilizzare dispositivi meccanici che regolino l'ampiezza della luce, in modo da mantenere la portata in uscita costante, è stata scelta la modalità a luce fissa. In relazione al diametro e alle caratteristiche di interro, la scelta della tipologia di tubo ricade su due (uno per bacino) tubi PE-SN8 D125 di lunghezza 3 m e pendenza circa nulla. Tale dispositivo di scarico è stato quindi dimensionato con i seguenti valori:

Portata di scarico max imboccatura cilindrica interna		
Q	97,35/2	l/s
μ	0,6	
g	9,81	m/s ²
h	2,8	m
D	0,118	m
S	0,0109	m ²

Dal momento che i due bacini ovest ed est hanno rispettivamente altezza 0,65 e 1,1m ne deriva che la portata massima di deflusso sarà garantita. A valle di queste due sezioni ridotta saranno installate tubazioni di sezione adeguata alla portata regimata su un tempo di ritorno 10 anni.

3.4.4 Verifica dell'invaso di laminazione

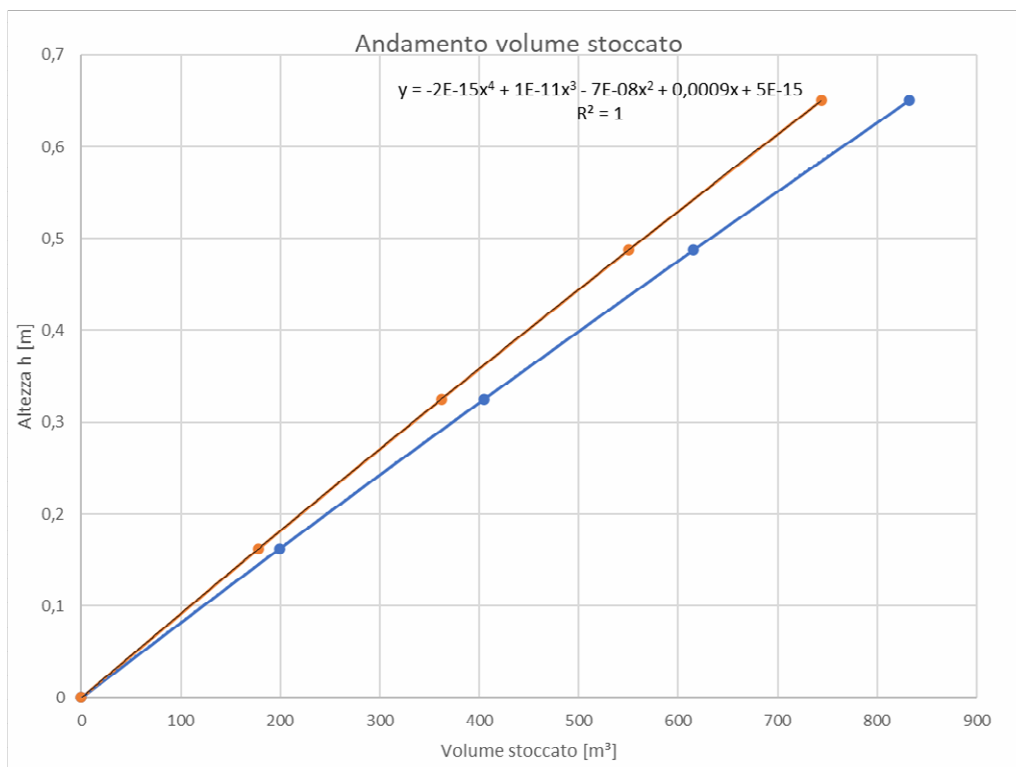
La presenza di una luce di scarico di diametro fisso e battente idraulico variabile, comporta che la portata scaricata durante l'evento meteorico sia funzione dell'altezza del battente e quindi non sempre pari al massimo scaricabile. Ciò porta ad un inevitabile aumento del volume da stoccare nell'invaso di laminazione rispetto ai sistemi a luce variabile, e quindi ad un aumento di battente che comporterà a sua volta un aumento di portata a valle. La complessità del comportamento è tale che la soluzione non possa essere ricercata con metodi semplificati, ma è necessario invece simulare gli eventi meteorici al fine di utilizzare il metodo dello ietogramma istantaneo IUH per simulare il comportamento dell'invaso di laminazione. Ai fini di sicurezza, si sono trascurati gli effetti dell'infiltrazione nel terreno.

L'andamento del volume dei due invasi in relazione all'altezza dell'acqua in vasca è mostrato nel grafico seguente:

Allo sbocco delle tubazioni nel canale esistente sarà installata una valvola di non ritorno del tipo clapet a piattello 11° in modo da prevenire eventuali reflussi d'acqua dal canale verso le vasche in condizioni di secco, e contemporaneamente non creare ostruzioni nel canale stesso. Tali valvole dovranno essere regolarmente mantenute (verifica del funzionamento ogni 6 mesi) al fine di verificare il corretto funzionamento delle vasche d'accumulo.

Il bacino Ovest ha le seguente caratteristiche:

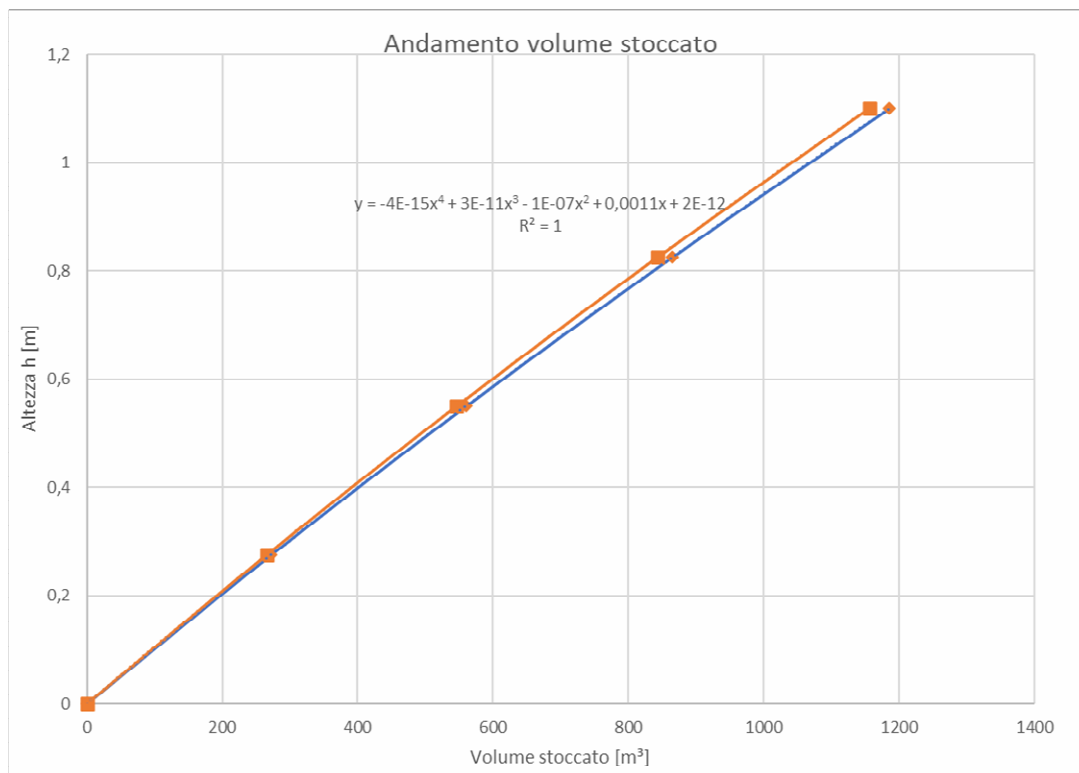
Superficie: 1332m²; profondità massima 0,65m; pendenza 0,2%; volume netto 744m³.



Bacino Ovest

Il bacino Est ha le seguente caratteristiche:

Superficie: 1197m²; profondità massima 1,1m; pendenza 0,05%; volume netto 1156m³.



Bacino Est

Come da prescrizioni normative si riportano qui di seguito gli esiti delle simulazioni effettuate simulando il comportamento fino a 50h dalla partenza dell'evento meteorico di durata 2 h; il parametro 50 h è stato scelto in modo da verificare lo stato di riempimento del bacino a 48h dalla fine dell'evento meteorico.

Tempo di ritorno 30 anni

Bacino OVEST

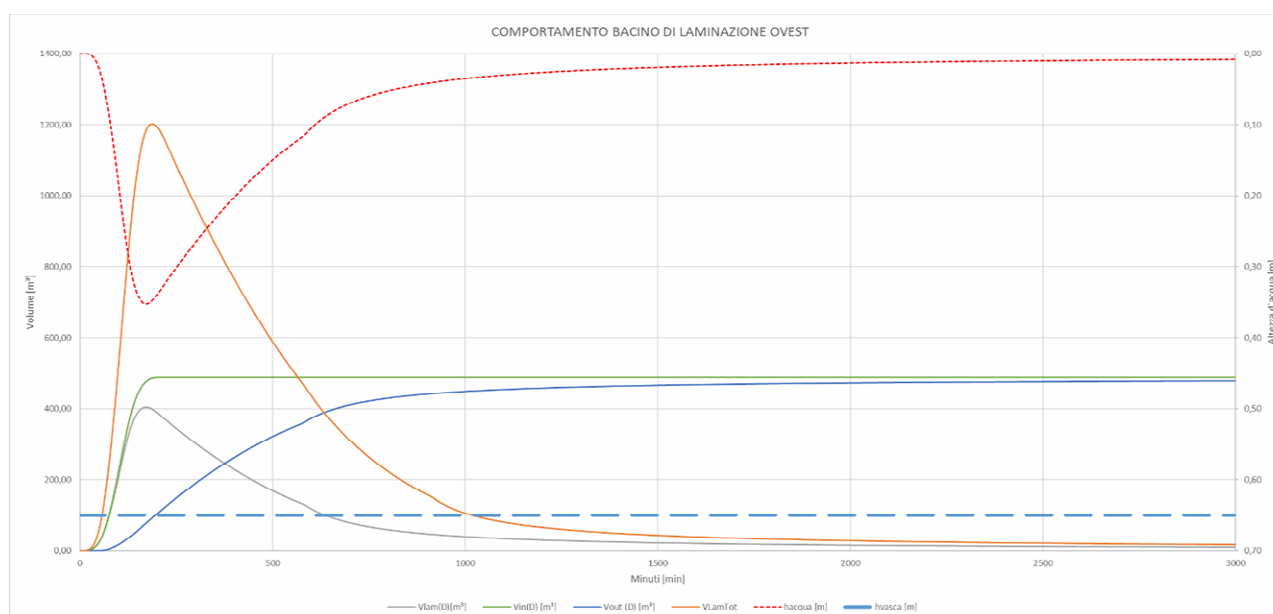
	Tempo di ritorno	Portata massima pre-trasformazione	Portata massima in ingresso	Volume totale in ingresso	Portata massima in uscita	Volume totale in uscita	Volume max stoccato	Altezza max lama d'acqua
Metodo	[anni]	$q_{pt,in}$ [l/s]	$q_{tot,in}$ [l/s]	$V_{tot,in}$ [m³]	$q_{out,c.i.}$ [l/s]	V_{out} [m³]	$V_{lam(B)}$ [m³]	h_{acqua} [m]
Chicago	30	52,9	91,4	487,6	15,7	478,5	402,4	0,351
rettangolare	30	52,0	67,7	487,6	15,4	478,5	391,1	0,342
Triangolare	30	53,1	91,3	487,6	15,7	478,5	403,7	0,352

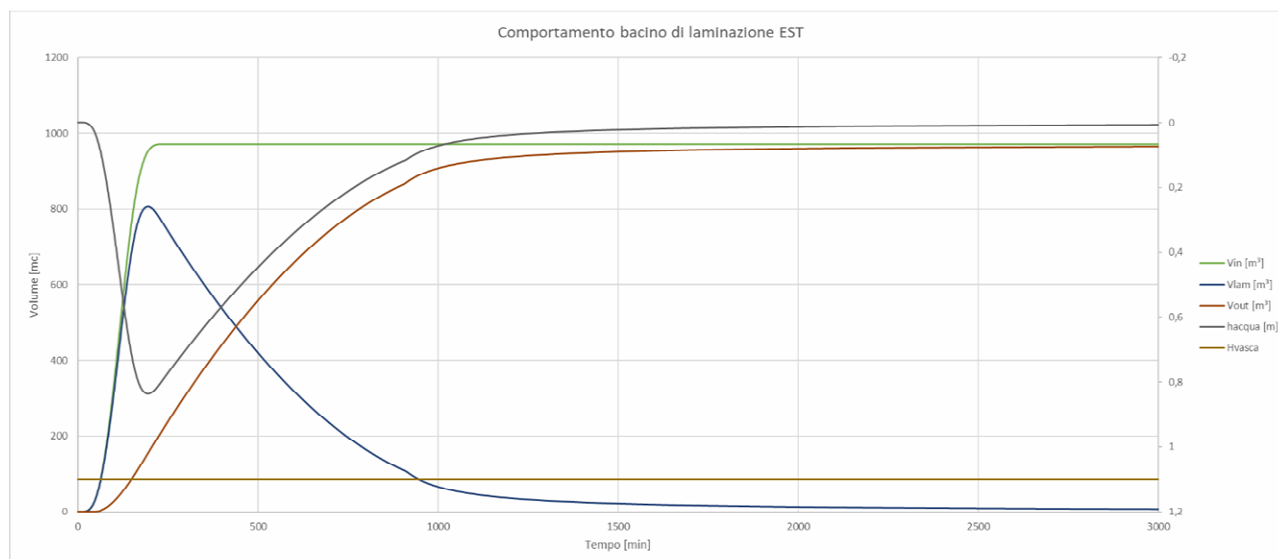
Bacino EST

	Tempo di ritorno	Portata massima pre-trasformazione	Portata massima in ingresso	Volume totale in ingresso	Portata massima in uscita	Volume totale in uscita	Volume max stoccato	Altezza max lama d'acqua
Metodo	[anni]	$q_{pt,in}$ [l/s]	$q_{tot,in}$ [l/s]	$V_{tot,in}$ [m³]	$q_{out,c.i.}$ [l/s]	V_{out} [m³]	$V_{lam(B)}$ [m³]	h_{acqua} [m]
Chicago	30	105,5	151	972,9	25,6	965,8	806,2	0,836
rettangolare	30	103,8	135,1	972,9	25,3	965,8	784,6	0,814
Triangolare	30	106,0	154,8	972,9	25,6	965,8	806,7	0,836

Come si può notare, il metodo triangolare è lo ietogramma che genera il volume maggiore, sia in termini di volume in ingresso, volume stoccato, altezza d'acqua al suo interno e portata in uscita.

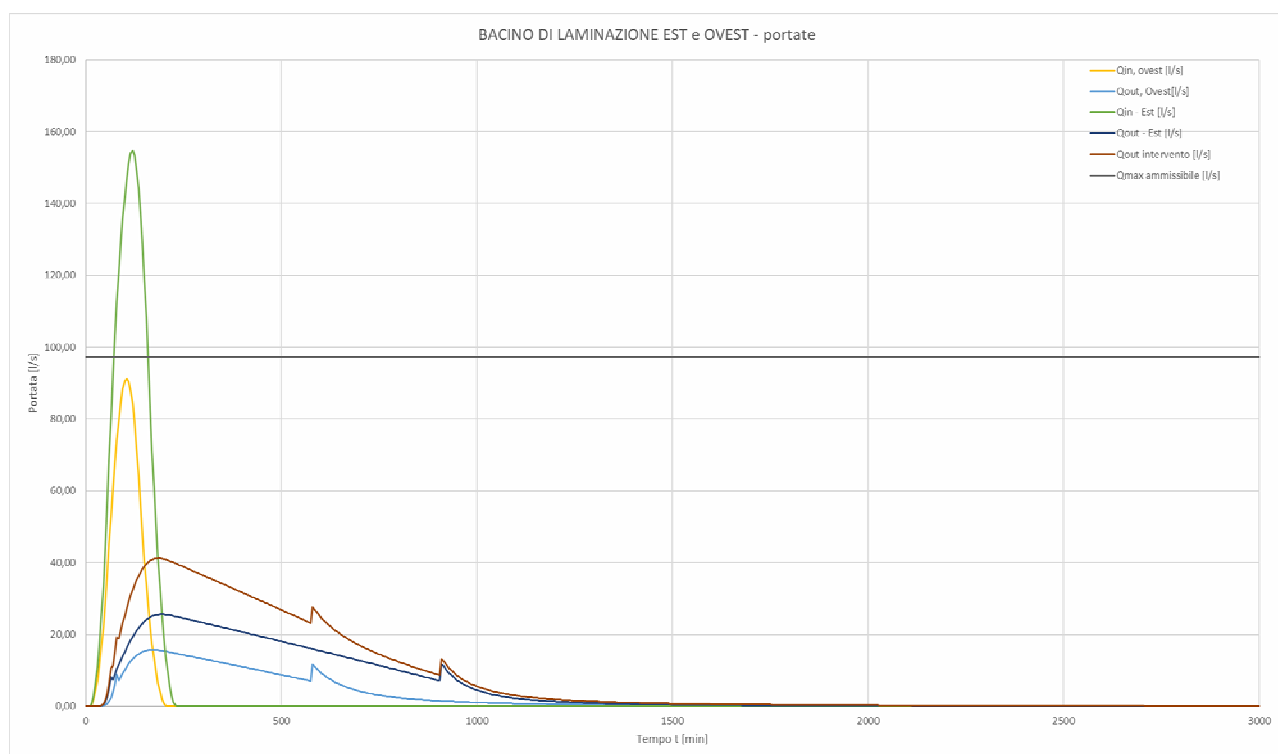
Si riportano quindi gli schemi che riguardano l'andamento dell'evento simulato con quest'ultimo metodo





Nei grafici sovrastanti si possono apprezzare:

- la differenza tra volume totale in ingresso alla vasca di laminazione, volume scaricato verso valle e volume realmente stoccato (ordinata di sinistra)
- l'andamento della lama d'acqua nel bacino visto in riferimento alla profondità del bacino stesso (ordinata di destra).



In questo grafico viene invece evidenziata la differenza tra portata in ingresso (nella quale si può riconoscere la tipica forma triangolare dello ietogramma) e portata in uscita. La non linearità di quest'ultima uscita è dovuta al diverso funzionamento della luce fissa. Infatti, all'inizio si ha un funzionamento come normale stramazzo, poi un funzionamento a luce battente non rigurgitata.

Per quanto riguarda infine la verifica della vasca di laminazione si ottiene infine:

$q_{\max} = 41,2 \text{ l/s} < 97,35 \text{ l/s}$. VERIFICATO

$q_{\max} = 41,2 < 155,9 \text{ l/s}$. portata pre-trasformazione con metodo rettangolare VERIFICATO

$h_{\text{ovest},\max} = 0,351 \text{ m} < 0,65 \text{ m}$ VERIFICATO

$h_{\text{est},\max} = 0,836 \text{ m} < 1,1 \text{ m}$ VERIFICATO

Volume massimo stoccato laminazione ovest = $403,7 \text{ m}^3 < 744 \text{ m}^3$ capacità invaso VERIFICATO

Volume massimo stoccato laminazione est = $806,7 \text{ m}^3 < 1.156 \text{ m}^3$ capacità invaso VERIFICATO

Tempo di ritorno 200 anni

Bacino OVEST

	Tempo di ritorno	Portata massima pre-trasformazione	Portata massima in ingresso	Volume totale in ingresso	Portata massima in uscita	Volume totale in uscita	Volume max stoccato	Altezza max lama d'acqua
Metodo	[anni]	$q_{\text{pt},\text{in}} [\text{l/s}]$	$q_{\text{tot},\text{in}} [\text{l/s}]$	$V_{\text{tot},\text{in}} [\text{m}^3]$	$q_{\text{out},\text{c.i.}} [\text{l/s}]$	$V_{\text{out}} [\text{m}^3]$	$V_{\text{lam}}(\text{B})[\text{m}^3]$	$h_{\text{acqua}} [\text{m}]$
Chicago	200	68,5	118,4	631,3	18,3	621,8	528,2	0,457
rettangolare	200	67,4	87,7	631,3	18,1	621,8	515	0,447
Triangolare	200	68,8	118,2	631,3	18,4	621,8	530	0,459

Bacino EST

	Tempo di ritorno	Portata massima pre-trasformazione	Portata massima in ingresso	Volume totale in ingresso	Portata massima in uscita	Volume totale in uscita	Volume max stoccato	Altezza max lama d'acqua
Metodo	[anni]	$q_{\text{pt},\text{in}} [\text{l/s}]$	$q_{\text{tot},\text{in}} [\text{l/s}]$	$V_{\text{tot},\text{in}} [\text{m}^3]$	$q_{\text{out},\text{c.i.}} [\text{l/s}]$	$V_{\text{out}} [\text{m}^3]$	$V_{\text{lam}}(\text{B})[\text{m}^3]$	$h_{\text{acqua}} [\text{m}]$
Chicago	200	136,6	195,5	1259,7	29,5	1252,1	1062,8	1,087
rettangolare	200	134,5	175,0	1259,7	29,1	1252,1	1038,7	1,064
Triangolare	200	137,3	200,5	1259,7	29,5	1252,1	1064,0	1,088

Anche nel caso di $T_r = 200$ anni, lo ietogramma triangolare è quello che genera i volumi maggiori a valle.

Di seguito si allegano gli schemi relativi allo ietogramma triangolare con tempo di ritorno 200 anni per il quale si verifica la capacità idraulica del sistema di laminazione.

$q_{\max} = 47,7 \text{ l/s} < 97,35 \text{ l/s}$. VERIFICATO

$q_{\max} = 47,7 \text{ l/s} < 201,9 \text{ l/s}$. portata pre-trasformazione con metodo rettangolare VERIFICATO

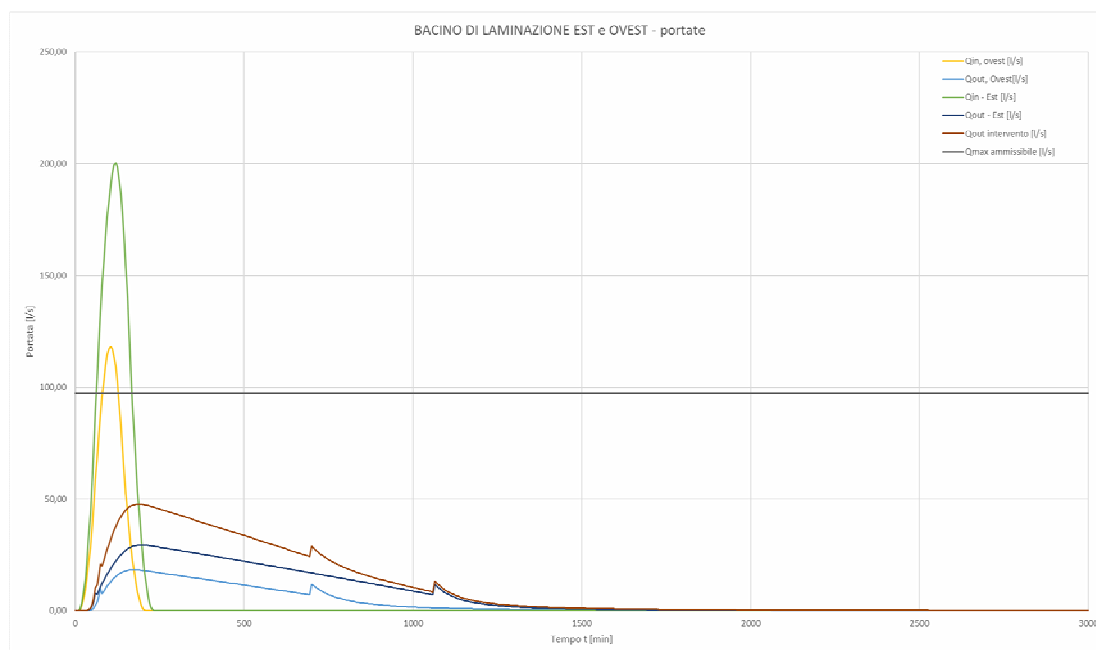
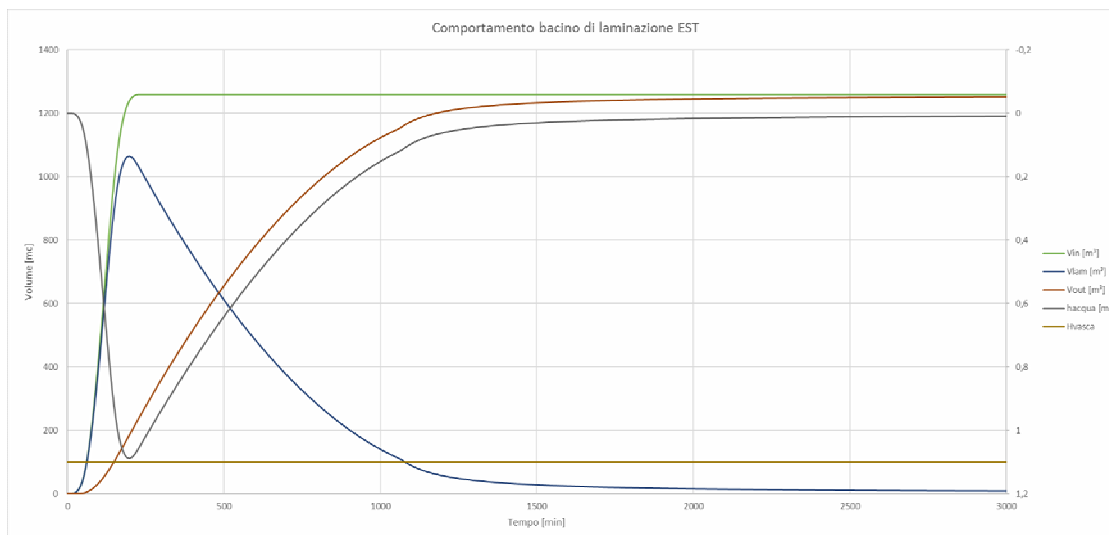
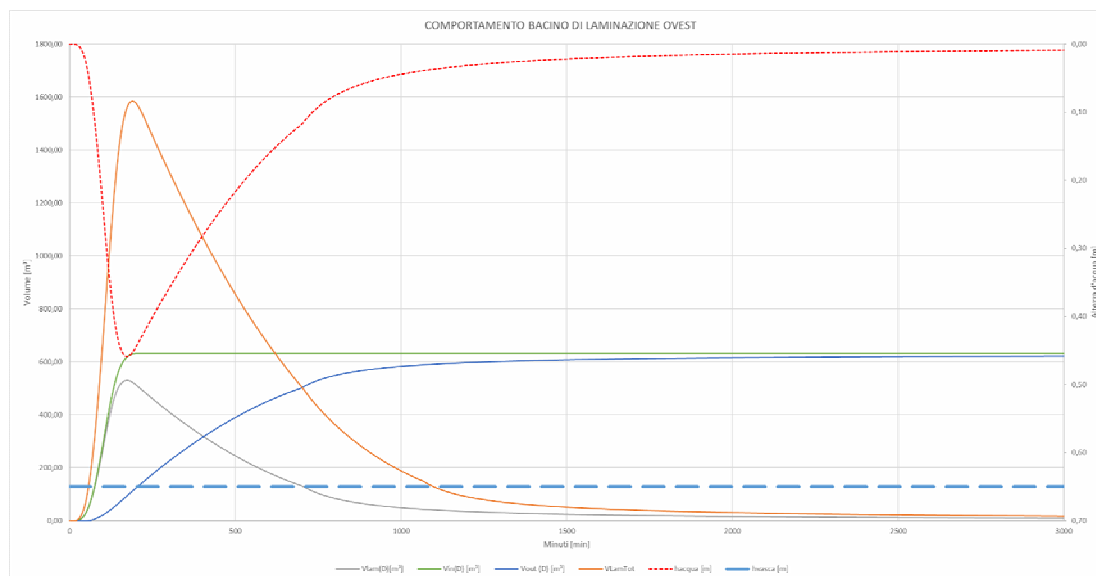
$h_{\text{ovest},\max} = 0,459 \text{ m} < 0,65 \text{ m}$ VERIFICATO

$h_{\text{est},\max} = 1,088 \text{ m} < 1,1 \text{ m}$ VERIFICATO

Volume massimo stoccato laminazione ovest = $530 \text{ m}^3 < 744 \text{ m}^3$ capacità invaso VERIFICATO

Volume massimo stoccato laminazione est = $1064 \text{ m}^3 < 1.156 \text{ m}^3$ capacità invaso VERIFICATO

Da tutto quanto sopra esposto è possibile concludere come le vasche soddisfino tutti i requisiti richiesti.



3.4.5 determinazione della portata critica

infine, dopo la verifica della vasca di laminazione, è stata eseguita la verifica dell'impegno delle condotte a valle dello scarico dell'invaso.

Nei problemi di progetto delle reti di drenaggio e in genere quando i bacini idrografici sono di modesta dimensione, una delle formule più adottate per il calcolo della portata critica, ossia la portata al colmo dell'evento critico, è la formula razionale che nel suo utilizzo secondo il metodo della corrivazione si esprime come:

$$Q_c = 2,78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot T_0^{n-1}$$

Dove Q_c è la portata critica (l/s), S è l'area del bacino scolante considerato (ha), φ è il coefficiente di afflusso medio ponderato, T_0 è la somma tra il tempo di ingresso in rete ed il tempo di corrivazione (h).

Per tempo di corrivazione si intende il tempo che impiega una goccia nel punto più lontano ad arrivare nello sbocco del bacino oggetto di studio.

Determinazione della durata critica

La durata critica si esprime dunque come:

$$T_0 = t_e + t_r(h)$$

Dove t_e per i centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali si può assumere pari a 5÷7min.

Il tempo di rete T_e si esprime come:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Con L_i e V_i rispettivamente la lunghezza e la velocità in ciascun condotto della rete.

Nel caso in esame si sono assunte le seguenti ipotesi e limiti progettuali:

Tempo ingresso in rete	t_e	15	min
Pendenza minima collettori	i	0,002	m/m
Pendenza minima allacci	i	0,01	m/m
PVC SN8	k_s	80	$m^{1/3}/s$
Cemento	k_s	70	$m^{1/3}/s$
Velocità massima	V	5	m/s
Percentuale di riempimento massima con tempo di ritorno 10 anni		75%	

Nota: per il PVC si è considerato un $K_s = 80$ e per il cemento $K_s = 70$ in modo da tener conto la graduale riduzione della scorrevolezza delle tubazioni a seguito della formazione di leggeri depositi.

Il calcolo della portata e velocità di moto uniforme nei condotti a pelo libero è effettuato secondo la formula di Chezy:

$$V(h) = \chi \cdot \sqrt{R(h) \cdot i}$$

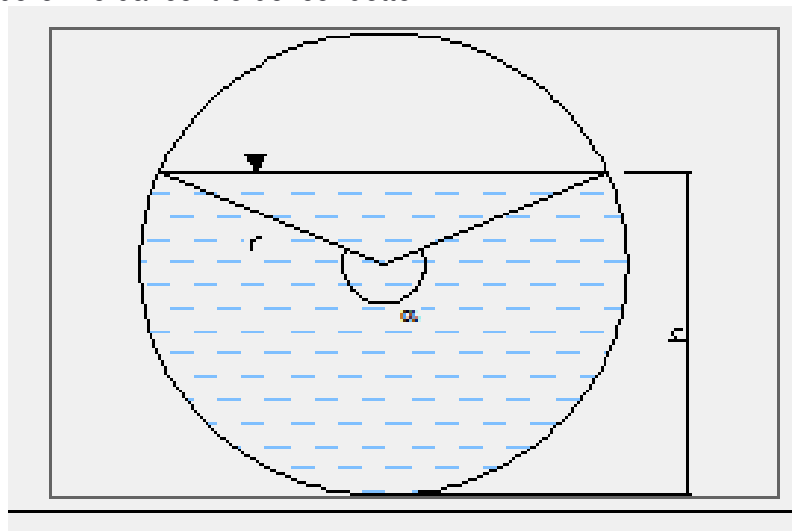
Dove χ è un coefficiente di resistenza, R è il raggio idraulico ed i è la pendenza. $V(h)$ è invece la velocità che è definita come rapporto tra portata Q e sezione bagnata A .

Considerando il moto turbolento, è possibile esprimere il coefficiente di scabrezza secondo la formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R(h)^{1/6}$$

Il raggio idraulico è definito come rapporto tra sezione bagnata e contorno bagnato $R=A/P$.

Nelle sezioni circolari l'altezza h nel condotto è altresì funzione dell'angolo α generato dagli estremi del pelo libero B e dal centro del condotto.



Determinazione del coefficiente di impermeabilità e di deflusso

Altri parametri fondamentali per il calcolo della portata critica sono il coefficiente di impermeabilità e il coefficiente di deflusso medio ponderale del bacino oggetto di studio. Trattasi di parametri che mettono in relazione diretta le perdite idrologiche con il grado di impermeabilità dell'area.

Per la definizione del coeff. di impermeabilità si è fatto riferimento alla seguente tabella:

Tipologia di superficie	Imp _i
Strade e superfici asfaltate	1
Coperture metalliche o tradizionali discontinue con inclinazione maggiore del 5%	1
Coperture tradizionali (laterizi o simili) con inclinazione inferiore al 5%	0.95 – 1
Coperture continue con zavoratura in ghiaia	0.85 – 0.90
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione superiore al 5%	0.50 – 0.80
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione inferiore al 5%	0.40 – 0.60
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue con sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.95
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue senza sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.90
Pavimentazione a lastre a superficie irregolare su terreno con ampia intercapedine di giunzione	0.60 - 0.80
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile inferiore a 30 cm	0.50 – 0.70
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile superiore a 30 cm	0.40 – 0.60
Pavimentazione a ciottoli, con ghiaia non compressa o in macadam	0.30 – 0.50
Aiuole verdi, giardini, aree verdi in ambito urbano con sottofondo in genere stratificato e compatto	0.10 – 0.30
Terreni coltivati, prati, parchi urbani con vegetazione diffusa	0.00 – 0.20
Boschi, parchi naturali, aree rurali non sfruttate con sottofondi in genere permeabili e poco compatti	0.00 – 0.10

L'impermeabilità dell'area oggetto di studio sarà definita come:

$$I_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot Imp_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dove:

- A_i = area dell' i -esima superficie
- Imp_i = impermeabilità attribuibile all' i -esima superficie

La determinazione del coefficiente di deflusso medio del singolo sottobacino è direttamente legata al grado di impermeabilità delle superfici presenti al suo interno e al tempo di ritorno della pioggia di progetto e quindi alla gravosità dell'evento piovoso considerato, avviene secondo la seguente espressione:

$$\phi = \phi_{imp} \cdot I_m + \phi_{per} \cdot (1 - I_m)$$

Dove:

- ϕ_{imp} : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree impermeabili
- ϕ_{per} : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree permeabili
- I_m : % impermeabilità, rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del lotto

Conformemente a quanto riportato in letteratura si applicano i seguenti valori per i coefficienti ϕ_{imp} e ϕ_{perm} in funzione del tempo di ritorno adottato per la progettazione:

Tempo di ritorno	ϕ_{imp}	ϕ_{per}
$T_r \leq 5$ anni	0.7 - 0.75	0.05 - 0.15
$5 \text{ anni} \leq T_r \leq 10$ anni	0.75 - 0.80	0.15 - 0.20
$T_r > 10$ anni	0.80 - 0.90	0.20 - 0.25

Nel caso in esame non è necessario calcolare la portata critica perché i sistemi a valle degli invasi di laminazione sono regimentati dagli invasi stessi. In entrambi gli invasi infatti la portata è regolata da un tubo in PVC SN8 DE125. Resta quindi solo necessario verificare che siano verificate le condotte a valle dei sistemi di regolazione stessi. La verifica viene condotta con $T_r = 10$ anni. Per prima cosa viene verificato il sistema di regolazione che anche per il caso dei 10 anni di tempo di ritorno lavora sotto battente.

Caditoie	Portata critica [l/s]	Velocità [m/s]	% Riempimento	Tubo	I [m/m]	L [m]
Scarico Ovest	12,58	1,16	100%	PVC-SN8 D125	0,0005	8,3
Scarico Est	21,06	1,94	100%	PVC-SN8 D125	0,0005	7,2

Vengono quindi verificate le condotte a valle dei due sistemi di regolazione

Collettore	Portata critica [l/s]	Velocità [m/s]	% Riempimento	Tensione tangenziale [N/m ²]	Tubo	I [m/m]	L [m]
Est	12,58	1,33	52%	7,93	PVC-SN8 D160	0,0208	9,6
Ovest	21,06	0,98	49%	3,82	PVC-SN8 D250	0,0067	7,5

Le portate delle condotte in uscita dalle vasche di laminazione sono regimentati dagli invasi stessi. Le condotte così dimensionate risultano verificate sia in termini di velocità, sia in termini di percentuale di riempimento che tensione tangenziale.

3.5 VERIFICHE DI PROGETTO

Le verifiche di progetto si articolano nei seguenti punti:

- Verifica dell'invarianza del rischio idraulico;
- Verifica della compatibilità idraulica;
- Coerenza con il Piano PSP e con le relative Misure di Salvaguardia.

3.5.1 VERIFICA DELL'INVARIANZA DEL RISCHIO IDRAULICO

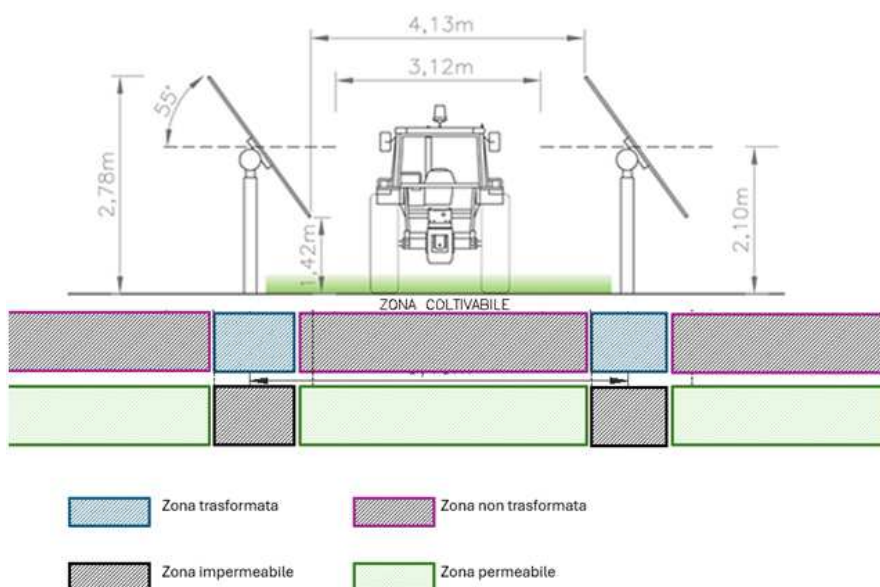
La verifica di invarianza del rischio idraulico viene eseguita analizzando se la trasformazione e le opere di mitigazione possano aumentare il rischio idraulico rispetto alle condizioni pre-intervento sia in condizioni di normale deflusso idraulico sia in condizioni di allagamento con i tiranti idrici previsti per P2 e P3. La verifica viene fatta anche nelle zone a valle che possono essere influenzate dalla presenza dell'opera.

NORMALE DEFLUSSO IDRAULICO

In tutti gli scenari esaminati l'inserimento di due vasche di laminazione va a ridurre significativamente le portate sia in uscita dal terreno oggetto di trasformazione che a valle rispetto alle situazioni pre-intervento; pertanto, la **VERIFICA È SUPERATA**

CONDIZIONI DI ALLAGAMENTO CON TIRANTI P2 E P3

Ai fini di sicurezza si considerano le condizioni con tirante P3 in ogni punto dell'intervento.



Interferenza con il tirante idrico.

In funzione del tirante P3, rispetto alle condizioni pre- trasformazione, vengono introdotti nel bacino i seguenti volumi:

Superfici in progetto		h[m ²]	volume[m ³]
Locale tecnico + Power station	264 m ²	0,5	132
Cabina di distribuzione	26,0 m ²	0,5	13
Occupazione dei pali	60 m ²	0,5	30

Volume complessivo = 103m³

La recinzione dovrà essere sollevata dal suolo per consentire il naturale deflusso delle acque in caso di alluvione e quindi non costituirà volume significativo. Anche nel caso i tempo di ritorno di 200 anni, le vasche conservano una capacità residua pari a circa 305m³ > 174m³ che costituisce il volume di ingombro dovuta all'introduzione di elementi fissi che quindi non va a modificare il tirante idrico in presenza di allagamenti, poiché viene introdotta una depressione di volume maggiore. **VERIFICATO**

La verifica della capacità idraulica è già stata eseguita al punto precedente come verifica del non aumento del rischio idraulico.

3.5.2 VERIFICA DELLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

In tutti i casi la percentuale di riempimento è inferiore al 70% e la velocità inferiore ai 5m/s; pertanto, TUTTI I COLLETTORI SONO VERIFICATI

3.5.3 Coerenza con il Piano PSP e con le relative Misure di Salvaguardia.

Il Piano Speciale Preliminare, individua come ambito di applicazione aree allagate durante gli eventi di piena di maggio 2023 e i territori interessati dai dissesti di versante, **oltreché nei territori delimitati dalle fasce fluviali dei Piani di Assetto Idrogeologico vigenti di seguito elencati, ad integrazione della disciplina già presente nei citati piani, con prevalenza, caso per caso, della norma più restrittiva:**

Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei Bacini Romagnoli

- Art.2 ter - Alveo
- Art.3 - Aree ad elevata probabilità di esondazione
- Art.4 - Aree a moderata probabilità di esondazione
- ART.10 - Distanze di rispetto dai corpi arginali

Piano stralcio per l'assetto idrogeologico Conca Marecchia

- Art.8 – Alvei
- Art.9 – Fasce di territorio di pertinenza dei corsi d'acqua: a) fasce con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempo di ritorno fino a 200 anni;

PSAI (Reno, Idice, Sillaro, Santerno) - Piano stralcio per il bacino del torrente Senio – Piano stralcio per il bacino del torrente Samoggia

- Art.15 – Alveo attivo
- Art.16 – Aree ad alta probabilità di inondazione

- Art.17 - Aree per la realizzazione degli interventi strutturali
- Art. 18 – Fasce di pertinenza fluviale

Piano stralcio per il sistema idraulico Navile e Savena abbandonato

- Art.3 – limitazione del valore degli elementi esposti a rischio idraulico e della loro vulnerabilità
- Art.4 – Salvaguardia delle aree per la realizzazione di interventi strutturali
- Art.6 – Fasce di pertinenza fluviale

Le misure di salvaguardia previste per il piano riguardano: la pianificazione urbanistica, Delocalizzazioni /rilocalizzazioni di edifici e beni in aree di rischio, indirizzi e criteri per i ponti e manufatti di attraversamento e indirizzi sul dissesto dei versanti. Dei punti sopra esposti, si ritengono pertinenti solo le indicazioni riguardanti la pianificazione urbanistica (punto 7.1.4.2). Nei contesti dove sono ammessi interventi, si richiede che essi:

- Non aumentino il livello di rischio di inondazione delle aree limitrofe, a monte e a valle.
Punto **VERIFICATO**: confronta punto 4.5.1 VERIFICA DELL'INVARIANZA DEL RISCHIO IDRAULICO – NORMALE DEFLUSSO IDRAULICO.
- che non comportino un ostacolo al deflusso o una riduzione apprezzabile della capacità di invaso delle aree stesse. Punto **VERIFICATO**: confronta punto 4.5.1 VERIFICA DELL'INVARIANZA DEL RISCHIO IDRAULICO – CONDIZIONI DI ALLAGAMENTO CON TIRANTI P2 E P3.
- che non precludano la possibilità di eliminare le cause che determinano le condizioni di rischio. **VERIFICATO**: l'intervento in oggetto non insiste sui collettori principali;
- che in alcun modo pregiudichino la sistemazione idraulica definitiva. **VERIFICATO**: controlla punto precedente.

L'intervento in oggetto si può pertanto ritenere coerente e compatibile con le misure di salvaguardia del piano.

4 VERIFICA INTERRAMENTO E SCHIACCIAMENTO TUBAZIONI

In questo capitolo vengono prese in esame le verifiche alle sollecitazioni delle tubazioni oggetto di studio.

4.1 VERIFICA STATICA DI UNA TUBAZIONE INTERRATA

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono per lo più da attribuirsi alla presenza di traffico.

4.2 DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA TUBAZIONE

La prima distinzione che è necessario effettuare è quella tra tubazioni con comportamento rigido e flessibile, in relazione al terreno di posa. La distinzione tra i due tipi di comportamento, che determina il metodo da adottare per la verifica statica, è definita dal seguente indice:

$$n = \frac{E_s}{E_t} \left(\frac{r}{s} \right)^3$$

Dove:

- n: coefficiente di elasticità della tubazione ($n \leq 1$: tubo rigido, $n \geq 1$: tubo flessibile)
- E_s : modulo di elasticità terreno
- E_t : modulo di elasticità della tubazione, funzione del materiale ed età (tempo)
- r: raggio medio della tubazione [m]
- s: spessore della tubazione [m]

Il modulo di elasticità del terreno è calcolabile dalla relazione: $E_t = \frac{9 \cdot 10^4}{\alpha'} (H + 4)$ in cui H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo e α' è un fattore che dipende dalla compattazione del rinfiacco del tubo e che è collegato alla prova Proctor.

Prova Proctor	α'
95°	1,0
90°	1,5
85°	1,5 ²
80°	1,5 ³
75°	1,5 ⁴

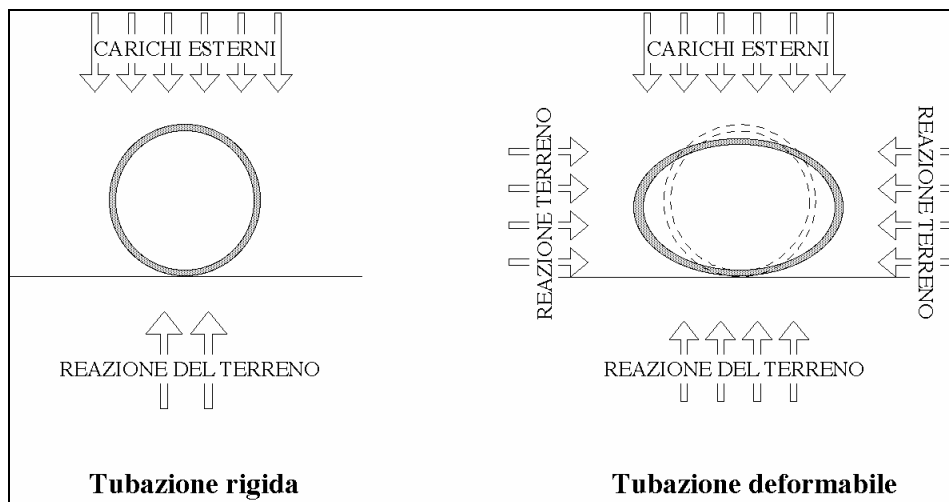
Valori di riferimento per queste grandezze sono consultabili in apposite tabelle ampiamente riportate nella letteratura tecnica, mentre le caratteristiche dimensionali della tubazione dipendono dal materiale scelto ma sostanzialmente i risultati si possono riassumere definendo tre diverse categorie:

- condotte rigide (grès, calcestruzzo);
- condotte semi-rigide (ghisa sferoidale);
- condotte deformabili (acciaio, PVC, PEAD e PRFV).

I tubi rigidi, come è evidenziato nella figura seguente, assorbono l'intero carico, esterno, trasmettendolo al piano di posa. Il letto di posa deve pertanto essere realizzato con particolare cura (solitamente letti armati), onde evitare che in fase di esercizio si superino le tensioni ammissibili del terreno.

Per quanto riguarda, invece, le condotte deformabili bisogna porre particolare attenzione soprattutto alla realizzazione dei rinfiacchi e del ricoprimento, costipando adeguatamente il materiale impiegato. Soltanto in questo modo, infatti, è possibile limitare il rischio di un'eccessiva deformazione delle condotte e trasmettere una parte del carico al terreno circostante. Le condotte

semi-rigide manifestano un comportamento intermedio, analogo a quello delle condotte rigide in corrispondenza ai diametri più piccoli e simile a quello delle condotte deformabili per i diametri più grandi.



4.3 CALCOLO DEI CARICHI DOVUTI AL RINTERRO

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station.

4.3.1 Posa in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

$$B \leq 2D \text{ con } H \leq 1,5 B$$

$$2D \leq B \leq 3D \text{ con } H \geq 3,5 B$$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella successiva figura. In questo caso il peso Q_{st} del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione è minore del peso del relativo volume per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e dal coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro nel caso di tubazioni flessibili è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B D N$$

In cui:

- Q_{st} indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
 - γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
 - C_t indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - e^{\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}}{2k_a f}$$

Dove:

- C_t indica il coefficiente adimensionale di Marston [-];
- k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ in cui φ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- f indica il coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\mu = \tan \varphi$ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B indica la larghezza della trincea [m].

4.3.2 Posa in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_t D N H$$

in cui;

- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m^3];

Si sottolinea che il carico del terreno sopra la tubazione è sempre maggiore di quello che si avrebbe se fossimo in trincea stretta; questo perché viene meno l'azione attrattiva svolta dalle pareti della trincea.

4.4 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel codice di calcolo da assumersi per la definizione del carico indotto dal rinterro, in assenza di prove geotecniche a supporto.

Tipo di terreno	Peso specifico $\gamma_t [\text{kN/m}^3]$	Peso immerso $\gamma' [\text{kN/m}^3]$	Angolo di attrito interno $\varphi [^\circ]$
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14

Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludoso	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

4.5 AZIONE DEI SOVRACCARICHI

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

4.5.1 Sovraccarichi dinamici veicolari

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

Classe	Carico per ruota P (kN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

L'espressione dell'effetto di un sovraccarico mobile concentrato è la seguente:

$$Q_{sc} = p_c D \varphi$$

Dove:

- p_c : pressione verticale da sovraccarico mobile concentrato (N/m²)

Il fattore dinamico si calcola in entrambi i casi mediante le seguenti formule (non può essere comunque superiore a 2):

$$\varphi = \begin{cases} 1 + 0.3 / H & \text{per strade e autostrade} \\ 1 + 0.6 / H & \text{per ferrovie} \end{cases}$$

In relazione all'uso del terreno, si distinguono solitamente due casi, per ciascuno dei quali si suggerisce una espressione di calcolo per le pressioni necessarie al calcolo dei sovraccarichi.

$$p_c = 0,5281pH^{-1,0461}$$

4.5.2 Carico dovuto alla massa d'acqua

Il calcolo del carico dovuto alla massa d'acqua (da normativa francese, Fascicolo n.70) viene svolto mediante la seguente espressione, supponendo un grado di riempimento al 75%:

$$Q_a = 5788 d^2$$

Dove:

- Q_a : carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo (N/m)
- d : diametro interno del tubo (m)

4.5.3 Carico dovuto alla pressione idrostatica esterna (falda)

Il calcolo della pressione idrostatica esterna, non contemplato dalla norma UNI bensì dalla normativa francese è stato comunque contemplato a favore di sicurezza. L'espressione per il calcolo di tale carico è la seguente:

$$Q_w = \gamma_w \left(H_w + \frac{D}{2} \right) D$$

Dove:

- γ_w : peso specifico dell'acqua nella falda (N/m³)
- H_w : altezza della falda sulla sommità della tubazione (m)

Questo apporto viene considerato solo nel caso la falda sia effettivamente sovrastante la tubazione, mentre viene trascurato in caso contrario (in cui darebbe un contributo negativo).

4.5.4 Carico totale

Il carico complessivo gravante sulla tubazione per unità di lunghezza è dato come detto, dalla somma dei diversi tipi di carico:

$$Q_t = Q_r + Q_s + Q_a + Q_w$$

4.6 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI FLESSIBILI

Per valutare il comportamento delle tubazioni flessibili non è invece possibile far riferimento al carico di rottura in quanto la deformazione del tubo risulta in generale inaccettabile prima che si arrivi a questo punto. Per la verifica delle tubazioni flessibili interrate si fa riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 relativa ai *tubi in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro*, che peraltro può essere applicata all'intera gamma di tubazioni flessibili.

che prescrive le seguenti procedure per la verifica statica:

- verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine
- verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale
- verifica del carico critico di collasso (instabilità dell'equilibrio elastico)

Nella valutazione di tali grandezze la norma esige che sia tenuto in conto che le caratteristiche di resistenza della tubazione e del terreno sono soggette, nel tempo, a delle variazioni.

Per il calcolo e la **verifica dell'inflessione diametrale** di una tubazione flessibile in condizioni di posa in trincea si utilizza la seguente espressione:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 \cdot T \cdot Q}{\frac{E}{T} \cdot \left(\frac{s}{D}\right)^3 + 0,0915 \cdot E_T}$$

Dove T è il coefficiente di deformazione nel lungo periodo.

Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico. Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008]. In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità.

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling, q_a :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{1/2}$$

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con

la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati. La verifica è positiva se risulta:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{P + Q_{din}}{DN} \leq q_a$$

in cui:

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda; con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;

h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

DN il diametro esterno del tubo;

Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;

P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;

Q_{dist} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate delle tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è stato fatto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella:

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio[°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G _c	180°	-0.027 G _c	+0.250 G _c	+0.027 G _c	+0.028 G _c d	-0.031 G _c d	+0.035 G _c d
	120°	-0.040 G _c	+0.250 G _c	+0.040 G _c	+0.030 G _c d	-0.035 G _c d	+0.042 G _c d
	90°	-0.053 G _c	+0.250 G _c	+0.053 G _c	+0.033 G _c d	-0.039 G _c d	-0.051 G _c d
Peso dell'acqua Q _a	180°	-0.186 Q _a	-0.068 Q _a	-0.451 Q _a	+0.028 Q _a d	-0.031 Q _a d	+0.035 Q _a d
	120°	-0.199 Q _a	-0.068 Q _a	-0.438 Q _a	+0.030 Q _a d	-0.035 Q _a d	+0.042 Q _a d
	90°	-0.212 Q _a	-0.068 Q _a	-0.424 Q _a	+0.033 Q _a d	-0.039 Q _a d	+0.051 Q _a d
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 Q d	-0.063 Q d	+0.063 Q d
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 Q d	-0.066 Q d	+0.069 Q d
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069 Q d	-0.070 Q d	+0.078 Q d
Spinta H ₀	-	+0.5 H ₀	0	+0.5 H ₀	-0.063 H ₀ d	+0.063 H ₀ d	-0.063 H ₀ d
Spinta H _t	-	+0.313 H _t	0	+0.687 H _t	-0.052 H _t d	+0.063 H _t d	-0.073 H _t d

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flette M per le tre sezioni indicate in precedenza si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2} \text{ e } \sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

con s spessore della tubazione

4.7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nel caso in esame per le tubazioni in materiale plastico si sono stati i considerati i seguenti parametri di progetto:

Parametri verifica statica tubazioni

Fattore di progettazione	F _s	2,5
peso specifico del terreno	□□ [N/m³]	20000,00
Modulo elastico PE Corrugato	E [N/m²]	800000000,00
Peso specifico PE Corrugato	□□ [N/m³]	930,00
s ammissibile	N/m²	24000000
Deformazione di lungo periodo massima		5%

L'interramento per il rinfiando è 1m.. Nel caso di altezze inferiori sarà necessario rinfiando in cemento o segnalare adeguatamente la presenza del tubo. Si riporta qui di seguito l'elenco completo di tutte le tubazioni, il foglio di calcolo è negli allegati. In caso di verifica non superata sarà necessario rinfiando in cemento.

Sono stati inoltre considerati i seguenti parametri:

Carico dinamico: HT45;

Soggiacenza falda: 4m;

Prova proctor: 95°

Acque bianche

Tubazione	TIPO DI TUBAZIONE	VERIFICA REINTERRO	VERIFICA FLESSIONE	VERIFICA INSTABILITÀ	VERIFICA SOLLECITAZIONI
Scarico Est	FLESSIBILE	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
Scarico Ovest	FLESSIBILE	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
ST-C1	FLESSIBILE	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO
ST-C2	FLESSIBILE	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Come da tabella soprastante, a causa dello scarso ricoprimento, 3 delle 4 tubazioni dovranno essere protette con bauletto in calcestruzzo al fine di prevenire schiacciamenti da mezzi pesanti.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Facendo seguito alle verifiche effettuate nei capitoli precedenti, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- l'intervento in progetto, pur comportando una significativa impermeabilizzazione potenziale, grazie all'aver mantenuto la maggior parte del territorio a terreno agricolo e alla presenza delle due vasche di laminazione permette di far defluire a valle una minor quantità di acqua rispetto alla situazione pre-esistente;
- sia gli invasi di laminazione che le bocche tarate di scarico rispondono positivamente ai requisiti della Direttiva Regionale e delle disposizioni tecniche del Consorzio Burana.
-

Si rimane a disposizione per ulteriori chiarimenti si rendessero necessari al buon esito della pratica.



ALLEGATI

Allegato 1: foglio di calcolo dimensionamento rete acque bianche per tempo di ritorno 10 anni;
Allegato 2: foglio di calcolo verifiche statiche rete acque bianche;

Tempo di ritorno	10	T [anni]
Percentuale di riempimento massima	70%	
Velocità minima	0,65	[m/s]
Velocità massima	5	[m/s]

Valore

1 Variabile	Ramo	Scarico Est	Scarico Dveat	ST-C1	ST-C2
2 Portata critica	Qc [l/s]	21,064455	12,578535	12,578535	21,0644547
3 %riempimento critica	[-]	1	1	0,5242889	0,49337439
4 Velocità critica	Vc [m/s]	1,9393031	1,1580453	1,3300455	0,98461653
5 Intensità di pioggia critica	ic [mm/h]	115,09135	114,39026	113,60163	114,268421
6 Coefficiente idrometrico	ic [l/(s*ha)]	155,55529	92,887646	92,887646	155,552896
7 Superficie	S [m²]	1354,1667	1354,1667	1354,1667	1354,16667
8 Coefficiente di afflusso	[l/-]	0,7332308	0,7332308	0,7332308	0,73323077
9	Qa [mm/oran]	32,964989	32,964989	32,964989	32,9649887
10	Qn [-]	0,48	0,48	0,48	0,48
11 Tempo di corrosione	T0 [ore]	0,090321	0,0913886	0,0926126	0,0915761
12 Tempo di corrosione	T0 [min]	5,4192627	5,4833167	5,5567544	5,49456581
13 Tempo ingresso in rete	te [min]	5	5	5	5
14 Tempo di rete [s]	tr [s]	37,733644	43,498506	50,107895	44,5109229
15 Tempo di rete [min]	tr [min]	0,6288941	0,7249751	0,8351316	0,74184871
16 Lunghezza tratta	L [m]	7,2	8,3	9,6	7,5
17 Velocità nel condotto di progetto	V70 [m/s]	0,1908112	0,1908112	1,4524791	1,10663877
18 Portata di progetto	Q70 [l/s]	1,5498246	1,5498246	19,344964	36,0103124
19 Tubazione	[-]	PVC-SN8 D16	PVC-SN8 D11	PVC-SN8 D14	PVC-SN8 D254
20 Diametro commerciale interno di progetto o altezza	Di m	0,1176	0,1176	0,1506	0,2354
21 Pendenza	i [m/m]	0,0005	0,0005	0,0208333	0,00666667
22 Scabrezza tubazioni	ks [m/3s-1]	80	80	80	80
23 Raggio idraulico di progetto	R70 m	0,0348372	0,0348372	0,0446129	0,06973363
24 %riempimento di progetto	0	0,7	0,7	0,7	0,7
25 Altezza d'acqua di progetto	h m	0,08232	0,08232	0,10542	0,16478
26 Angolo di progetto	a rad	3,9646263	3,9646263	3,9646263	3,96462635
27 Area bagnata di progetto	A70 m²	0,0081212	0,0081212	0,01313186	0,03294026
28 Pelo libero di progetto	B m	0,1077822	0,1077822	0,1380272	0,21574766
29 Contorno bagnato di progetto	P m	0,23312	0,23312	0,2985364	0,46663652
30 Coefficiente di resistenza di progetto	c	45,719048	45,719048	47,643112	51,3251666
31	0/c	3,5472275	2,1182094	0,1696787	0,15264713
32	0/c	2,3188244	1,7346893	0,5242889	0,49337439
33 Altezza d'acqua critica nel condotto	hc [m]	0,2726937	0,2039993	0,0789579	0,11614033
34 Angolo critico	ac	#NUM!	#NUM!	3,2387866	3,11508944
35 Area bagnata critica	Ac m²	#NUM!	#NUM!	0,0094572	0,02139356
36 Contorno bagnato critico	Pc m	#NUM!	#NUM!	0,2438806	0,36664603
37 Raggio idraulico critico	Rc m	#NUM!	#NUM!	0,0387781	0,05834986
38 Altezza di pioggia critica	hc mm	10,395171	10,453967	10,520939	10,4642559
39 Volume di rete critico	WC [m³]	#NUM!	#NUM!	0,0907893	0,16045171
40 Volume di rete di progetto	W70 [m³]	0,058473	0,0674064	0,1278584	0,24405194
41 Tensione tangenziale della corrente	t [N/m²]	#NUM!	#NUM!	7,9301164	3,81838226
42 Quota zero	q0 [m s.l.m.]	58,17	58,17	58,17	58,17
43 Pozzetto iniziale	[-]	P11	P1	P2	P12
44 Quota iniziale relativa	q/L [m]	-1,0364	-0,64585	-0,65	-1,04
45 Quota iniziale assoluta	qA [m]	57,1336	57,52415	57,52	57,13
46 Pozzetto finale	[-]	P12	P2	P3	P13
47 Quota finale relativa	q/L [m]	-1,04	-0,65	-0,85	-1,09
48 Scalino	[m]	0	0	0	0
49 Quota finale assoluta	qA [m]	57,13	57,52	57,32	57,08
50	0/DH [m]	0,0036	0,00415	0,2	0,05
51 Lunghezza reale	Lr [m]	7,2000009	8,300001	9,6020831	7,50016666
52 Verifica rigurgito - Pozzetto monte	0	P11	P1	P2	P12
53 Quota altimetrica - Pozzetto scorrimento monte	0	57,1336	57,52415	57,52	57,13
54 Verifica rigurgito - Pozzetto valle	0	P12	P2	P3	P13
55 Quota altimetrica - Pozzetto scorrimento valle (monte)	0	57,13	57,52	57,32	57,08
56 Verifica rigurgito - h acqua condotta	[m]	0,2726937	0,2039993	0,0789579	0,11614033
57 Quota altimetrica uscita pozzetto valle	0	57,13	57,52	#N/D	#N/D
58 Verifica rigurgito - h acqua monte pozzetto valle	[m]	0,1161403	0,0789579	#N/D	#N/D
59 Quota altimetrica h acqua monte pozzetto valle	0	57,402694	57,723999	#N/D	#N/D
60 Altezza acqua h acqua monte pozzetto valle	0	0,2726937	0,2039993	#N/D	#N/D
61 Verifica rigurgito - % riempimento pozzetto di valle	[-]	#NUM!	#NUM!	0,5242889	0,49337439
62 Sifone j	0	0	0	0	0
63 k	0	0	0	0	0
64 Dh minima ingresso ed uscita ulfone	[m]	0	0	0	0
65 Dh disponibile	0	0	0	0	0
66 Diametro esterno tubazione	0	0,125	0,125	0,16	0,25
67 Spessore tubo	0	0,0037	0,0037	0,0047	0,0073
68 Quota iniziale relativa estradosso	0	-0,9151	-0,52455	-0,4947	-0,7973
69 Quota iniziale assoluta estradosso	0	57,2549	57,64545	57,6753	57,3727
70 Ricoprimento iniziale	0	0,9751	0,52455	0,4447	0,7973
71 Quota finale relativa estradosso	0	-0,9187	-0,5287	-0,6947	-0,8473
72 Quota finale assoluta estradosso	0	57,2513	57,6413	57,4753	57,3227
73 Quota iniziale relativa intradosso	0	-1,0401	-0,64955	-0,6547	-1,0473
74 Quota iniziale assoluta intradosso	0	57,1299	57,52045	57,5153	57,1227
75 Quota finale relativa intradosso	0	-1,0437	-0,6537	-0,8547	-1,0973
76 Quota finale assoluta intradosso	0	57,1263	57,5163	57,3153	57,0727
77 Distanza innesto intermedio [m]	0	0	0	0	0
78 Pendenza condotto [m/m]	0	0,0005	0,0005	0,0208333	0,00666667
79 Pendenza condotto di innesto [m/m]	0	0,0066667	0,0208333	#N/D	#N/D
80 Diametro condotto di innesto [m]	0	0,25	0,16	#N/D	#N/D
81 Dh innesto [m]	0	0	0	#N/D	#N/D
82 Centro tubo inizio condotto	0	-0,9776	-0,58705	-0,5747	-0,9223
83 Centro tubo fine condotto	0	-0,9812	-0,5912	-0,7747	-0,9723
84 Quota media stradale	0	0,06	-0,025	-0,2	-0,135
85 Altezza reinterro media	0	0,9769	0,501625	0,3947	0,6873
86 Altezza critica corrente	yc [m]	0,1166991	0,1068511	0,1030984	0,11872024
87 Tipo di corrente	[-]	#NUM!	#NUM!	VELOCE	VELOCE
186 Portata sezione piena	0	0	0	0	0
191 Raggio idraulico di progetto	R100 m	0,0294	0,0294	0,03785	0,05885
192 %riempimento di progetto	0	1	1	1	1
193 Altezza d'acqua di progetto nel condotto	h m	0,1176	0,1176	0,1506	0,2354
194 Angolo di progetto	a rad	6,2831853	6,2831853	6,2831853	6,28318531
195 Area bagnata di progetto	A100 m²	0,0108619	0,0108619	0,0178131	0,04352139
196 Pelo libero di progetto	B m	1,444117	1,441117	1,845617	2,8846117
197 Contorno bagnato di progetto	P m	0,3694513	0,3694513	0,4731239	0,73953091
198 Coefficiente di resistenza di progetto	c	44,444444	44,444444	46,314554	49,8939321
199 Velocità nel condotto di progetto	V100 [m/s]	0,1704014	0,1704014	1,2971176	0,98826937
200 Portata di progetto	Q100 [l/s]	1,8508777	1,8508777	23,105703	43,0108608
201 Tipo di sezione	0	Chiusa	Chiusa	Chiusa	Chiusa
202 Tipo di forma	0	Circolare	Circolare	Circolare	Circolare
291 Profili di pelo libero	0	0	0	0	0
292 Numero di Freude	Fr [-]	#NUM!	#NUM!	1,6935819	1,04273808
294 Altezza di moto uniforme	y0 [m]	0,2726937	0,2039993	0,0789579	0,11614033
295 Energia specifica rispetto al fondo	H0 [m]	#NUM!	#NUM!	0,1691221	0,16555265
296 Altezza del fondo di moto uniforme	x0 [m]	#NUM!	#NUM!	57,32	57,08
297 Energia specifica rispetto al fondo	E0 [m]	#NUM!	#NUM!	57,489122	57,2455527
298 Altezza critica	yc [m]	0,1166991	0,1068511	0,1030984	0,11872024
299 Angolo critico	0	5,9326374	5,0546523	3,8978222	3,15892923
300 Pelo libero critico	Bc [m]	0,0205068	0,0677799	0,139962	0,23539116
301 Area critica	Ac [m²]	0,0108495	0,0103665	0,0129959	0,02200086
302 Contorno bagnato critico	Pc [m]	0,3488391	0,2972136	0,293506	0,37180597
303 Altezza cinetica critica	hc [m]	0,192123	0,0750403	0,0477475	0,04672208
304 Energia specifica critica rispetto al fondo	Hc [m]	0,3088221	0,1818914	0,150846	0,16544232

Parametri verifica statica tubazioni	0	PVC	Cemento VC	PE	PE Corrugato
Fattore di progettazione	Fs	2,5	0	0	2,5
Peso specifico del terreno	g [N/m³]	20000	0	0	20000
Modulo elastico	E [N/m²]	3000000000	35000000000	900000000	8000000000
Peso specifico	g [N/m³]	14000	25000	0	930
Ammissibile	N/m²	47000000	35000000	0	24000000
Deformazione di lungo periodo massima	0	0,05	0	0	0,05
Reinterramento minimo	m	0,9	0,2	1	1

Valore

1 Variabile	Ramo	Scarico Est	Scarico Ovest	ST-C1	ST-C2
19 Tubazione	I	PVC-SN8 D125	PVC-SN8 D125	PVC-SN8 D160	PVC-SN8 D250
43 Pozzetto iniziale	I	P11	P1	P2	P12
44 Quota iniziale relativa	q _i [m]	-1,04	-0,65	-0,65	-1,04
45 Quota iniziale assoluta	q _{iA} [m]	57,13	57,52	57,52	57,13
46 Pozzetto finale	I	P12	P2	P3	P13
47 Quota finale relativa	q _u [m]	-1,04	-0,65	-0,85	-1,09
48 Scalin	[m]	0,00	0,00	0,00	0,00
49 Quota finale assoluta	q _{uA} [m]	57,13	57,52	57,32	57,08
50	0% DH [m]	0,00	0,00	0,20	0,05
51 Lunghezza reale	l _r [m]	7,20	8,30	9,60	7,50
84 Quota media stradale	0%	0,06	-0,03	-0,20	-0,14
85 Altezza reinterro media	0%	0,98	0,50	0,39	0,69
88	0% VERIFICA REINTERRO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
89 Carico del terreno	Materiale	PVC	PVC	PVC	PVC
90 Tipo di trincea	0% LARGA	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA
91 Tipo di tubazione	0% FLESSIBILE	FLESSIBILE	FLESSIBILE	FLESSIBILE	FLESSIBILE
92 Larghezza trincea	B [m]	6,00	6,00	6,00	6,00
93 Diametro tubo	D [m]	0,13	0,13	0,16	0,25
94 Coefficiente di carico a trincea stretta	Cd1 [-]	0,16	0,08	0,06	0,11
95 carico del terreno	Qt [N/m]	2442,25	1254,06	1263,04	3436,50
96 Altezza media del riempimento (da gen super.)	H [m]	0,98	0,50	0,39	0,69
97 rapp. Tra pressione orizzontale e verticale	k [-]	0,29	0,29	0,29	0,29
98 angolo di attrito tra riempimento e trincea	β [°]	35,00	35,00	35,00	35,00
99 angolo di attrito interno materiale (riemp.)	φ [°]	33,00	33,00	33,00	33,00
100 coefficiente di carico a trincea larga	Cd2 [-]	1,00	1,00	1,00	1,00
101 Modulo elastico	E1 [N/m²]	3000000000,00	3000000000,00	3000000000,00	3000000000,00
102 Carichi mobili	0%	0,00	0,00	0,00	0,00
103 Tipo di traffico	0% HT45	HT45	HT45	HT45	HT45
104 Carico concentrato	P [N]	75000,00	75000,00	75000,00	75000,00
105 Fattore dinamico per strade	f [-]	1,31	1,60	1,76	1,44
106 Pressione carico mobile secondo DIN 1072	qm [N/m²]	40587,77	81509,98	104742,37	58632,53
107 Carico mobile secondo DIN 1072	Qm [N/m]	6631,50	16282,19	29496,64	21056,27
108 Piano campagna iniziale	m s.l.m.	58,23	58,17	58,12	58,17
109 Carico da massa d'acqua contenuta nel tubo	0%	0,00	0,00	0,00	0,00
110 Carico da massa d'acqua	Qa [N/m]	80,05	80,05	131,27	320,73
111 Piano campagna finale	m s.l.m.	58,23	58,12	57,82	57,90
112 Carico per acqua di falda	0%	0,00	0,00	0,00	0,00
113 Sogglacenza falda dal piano campagna	H1 [m]	3,00	3,00	3,00	3,00
114 Carico per acqua di falda	Qf [N/m]	0,00	0,00	0,00	0,00
115 Ricoprimento finale	0%	0,98	0,48	0,34	0,58
116 Interazione tubo terreno metodo Martsoo-Spiangler	0%	0,00	0,00	0,00	0,00
117 coeff. Tempo	T	2,00	2,00	2,00	2,00
118 Carico totale lineare	Q [N/m]	9153,80	17616,30	30890,95	24813,50
119 Spessore tubo	s [m]	0,00	0,00	0,00	0,01
120 modulo elastico del terreno	E1 [N/m²]	4479210,00	4051462,50	3955230,00	4218570,00
121 coeff. Prova di Proctor 95%	s [-]	1,00	1,00	1,00	1,00
122 Deformazione tubo	DX [m]	0,01	0,01	0,02	0,01
123 Flessione tubo lungo periodo	DX/D [-]	0,04	0,09	0,12	0,06
124	0% VERIFICA FLESSIONE	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
125 Verifica all'instabilità dell'equilibrio elastico	0%	0,00	0,00	0,00	0,00
126 Pressione ammissibile di Bulking	qa [N/m²]	187077,65	171088,95	165635,13	173710,10
127 Fattore di spinta idrostatica	Rw	1,00	1,00	1,00	1,00
128 Coefficiente di supporto elastico	B'	0,24	0,22	0,21	0,22
129 Pressione da carichi esterni	0%	72590,03	140290,04	192248,00	97971,08
130 Verifica all'instabilità	0% VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO
131 Verifica delle sollecitazioni	Superficie sezione [m²]	0,00	0,00	0,00	0,01
132 Peso specifico	g [N/m³]	14000,00	14000,00	14000,00	14000,00
133 Peso proprio	N	19,74	19,74	32,10	77,92
134 Peso proprio, Sforzo Normale	Nestradosso	-0,79	-0,79	-1,28	-3,12
135	0% Nflanco	-4,93	-4,93	-8,03	-19,48
136	0% Nfondo	0,79	0,79	1,28	3,12
137 Peso proprio, Momento flettente	Mestradosso	0,07	0,07	0,15	0,58
138	0% Mflanco	-0,11	-0,06	-0,07	-0,31
139	0% Mfondo	0,13	0,07	0,09	0,37
140 Peso acqua, Sforzo Normale	Nestradosso	-3,20	-3,20	-5,25	-12,83
141	0% Nflanco	-5,44	-5,44	-8,93	-21,81
142	0% Nfondo	-35,06	-35,06	-57,50	-140,48
143 Peso acqua, Momento flettente	Mestradosso	0,30	0,30	0,63	2,41
144	0% Mflanco	0,35	0,35	0,74	2,81
145	0% Mfondo	0,42	0,42	0,88	3,37
146 Carico verticale distribuito	Q	9073,75	17536,25	30759,68	24492,77
147 Carico verticale distribuito, Sforzo Normale	Nestradosso	-117,96	-227,97	-399,88	-318,41
148	0% Nflanco	4536,88	8768,13	15379,84	12246,39
149	0% Nfondo	0,26	0,26	0,42	1,01
150 Carico verticale distribuito, Momento flettente	Mestradosso	0,16	0,16	0,34	1,29
151	0% Mflanco	-0,21	-0,11	-0,14	-0,58
152	0% Mfondo	0,21	0,11	0,14	0,60
153 Spinta H0 reinterro estradosso	Nestradosso	359,99	184,85	186,17	506,54
154 Spinta H0 reinterro fianco	Nflanco	0,00	0,00	0,00	0,00
155 Spinta H0 reinterro intradosso	Nfondo	359,99	184,85	186,17	506,54
156 Momento H0 reinterro estradosso	Mestradosso	-5,67	-2,91	-3,75	-15,96
157 Momento H0 reinterro fianco	Mflanco	5,67	2,91	3,75	15,96
158 Momento H0 reinterro intradosso	Mfondo	-5,67	-2,91	-3,75	-15,96
159 Spinta Ht rinfianco laterale, estradosso	Nestradosso	14,42	14,42	23,62	57,67
160 Spinta Ht rinfianco laterale, fianco	Nflanco	0,00	0,00	0,00	0,00
161 Spinta Ht rinfianco laterale, intradosso	Nfondo	31,65	31,65	51,85	126,58
162 Momento Ht rinfianco laterale, estradosso	Mestradosso	-2,40	-2,40	-3,92	-9,58
163 Momento Ht rinfianco laterale, fianco	Mflanco	2,90	2,90	4,75	11,61
164 Momento Ht rinfianco laterale, intradosso	Mfondo	-3,36	-3,36	-5,51	-13,45
165	0% Ntot,estradosso	252,46	-32,70	-196,62	229,86
166	0% Ntot,fianco	4526,50	8757,75	15362,89	12205,09
167	0% Ntot,intradosso	357,62	182,48	182,22	496,77
168	0% Mtot,estradosso	-7,53	-4,77	-6,55	-21,26
169	0% Mtot,fianco	8,61	6,00	9,03	29,48
170	0% Mtot,intradosso	-8,27	-5,67	-8,15	-25,07
171	0% se	3367586,50	2081557,85	1738450,52	2425343,77
172	0% sf	2549317,33	262561,30	815327,71	1648356,82
173	0% se	3526630,60	2437304,14	2174644,63	2754722,25
174	0% ESITO VERIFICA	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO