



**REGIONE AUTÒNOMA DE SARDIGNA**  
**REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA**

Assessoradu de s'indùstria - Assessoradu de sos traballos pùblicos  
Assessorato dell'industria - Assessorato dei lavori pubblici



**Ente acque della Sardegna**



**SARDEGNA RICERCHE**

ACCORDO DI COLLABORAZIONE TRA L'ASS.TO DELL'INDUSTRIA, L'ENAS E SARDEGNA RICERCHE DEL 29/07/2011



**Consorzio Industriale Provinciale • Nuoro**

ACCORDO DI COLLABORAZIONE TRA L'ENAS E IL CONSORZIO INDUSTRIALE PROVINCIALE DI NUORO DEL 01/04/2010

**PROGETTO DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI  
ENERGIA RINNOVABILE SOLARE  
NELL'AREA INDUSTRIALE DI OTTANA**  
**Stralcio del Progetto Definitivo Generale 1° Lotto - 1° Comparto**

**Parte A - PARTE GENERALE**  
**Relazioni tecniche e specialistiche**  
Relazione tecnica opere civili e complementari

Tavola

**A 4.5**

scala:

*Redatto dai Servizi: Studi - Progetti e Costruzioni*

- Progettisti:** Ing. Dina Cadoni  
Ing. Bruno Loffredo  
Ing. Francesco Serra
- Geologo:** Dott. Maria Rita Lai
- Collaborazione ingegneristica:** Ing. Nicoletta Sale - Ing. Francesco Caturano
- Collaborazione specialistica:** Ing. Giancarlo Pusceddu  
Per. Ind. Fabrizio Pedditzi
- Collaborazioni tecniche:** Geom. Paolo Atzori, Geom. Corrado Balistreri,  
Geom. Bruno Caredda, Geom. Osvaldo Carta, Geom. Pierpaolo Corona,  
Per. Ind. Salvatore Melis, Geom. Luigi Usala

**CON IL CONTRIBUTO SCIENTIFICO**

**Università degli Studi di Cagliari**  
**Dipartimenti di ingegneria meccanica**  
**e di ingegneria elettrica ed elettronica**  
Prof. Giorgio Cau  
Prof. Daniele Cocco  
Prof. Alfonso Damiano

**Il Direttore del Servizio Studi**  
Ing. Dina Cadoni

**Il Direttore Generale**  
Ing. Franco Ollargiu

**Il Direttore del Servizio Progetti**  
**e Costruzioni**  
Ing. Bruno Loffredo

**Aggiornamento ottobre 2012**

## *INDICE*

<b>1. Premessa</b>	<b>2</b>
<b>2. Edifici</b>	<b>3</b>
<b>3. Recinzioni e viabilità interna</b>	<b>4</b>
<b>4. Infrastrutture idriche</b>	<b>4</b>
<b>5. Opere per lo smaltimento delle acque pluviali</b>	<b>5</b>
<b>6. Dimensionamenti idraulici preliminari</b>	<b>6</b>
6.1. Verifica della rete acqua potabile	6
6.2. Verifica della rete acqua industriale	8
6.3. Verifica della fognatura nera	9
6.4. Verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche	13
<b>7. Predimensionamento statico delle strutture realizzate in opera</b>	<b>20</b>
7.1. Serbatoio olio	20
7.2. Fondazione del serbatoio olio	28
7.3. Verifica delle pareti del serbatoio acqua.	31
7.4. Verifica del pozzetto di sollevamento acque reflue	33

## **1. Premessa**

La presente relazione riguarda gli edifici, la viabilità, le infrastrutture idriche e fognarie relative all'impianto integrato di produzione di energia solare, costituito da un impianto pilota sperimentale (termodinamico più fotovoltaico a concentrazione ad inseguimento biassiale), da realizzarsi presso l'agglomerato industriale di Ottana nel territorio del Comune di Noragugume (NU).

Come mostrato nell'allegato D.1 i lavori di realizzazione dell'impianto pilota sperimentale sono inquadrati in un intervento generale articolato in quattro lotti: il primo (lotto I° - 1° comparto) è oggetto del presente progetto, seguirà la realizzazione di un ulteriore campo fotovoltaico a concentrazione con inseguitori biassiali (lotto I° - 2° comparto), saranno poi realizzati in successione tre campi fotovoltaici fissi a terra (lotto II°, III° e IV°).

Gli impianti del lotto I° - 1° comparto verranno realizzati in una parte dell'area industriale di Ottana, situata in sponda destra del fiume Tirso attualmente libera da insediamenti produttivi, ed occuperanno circa 4,53 ha. L'area attualmente non è urbanizzata per cui nella Delibera del C.d.A del Consorzio Industriale Provinciale n. 4 del 22.7.11, che esprime parere tecnico favorevole allo studio di fattibilità degli impianti redatto da ENAS, si richiede che vengano realizzate le opere di urbanizzazione primaria ai sensi del vigente Piano Regolatore Generale del Consorzio Industriale (nel seguito PRG) e che si evitino reliquati di tipo urbanistico.

Per quanto sopra, esternamente alle aree degli impianti, sono previsti gli estendimenti delle reti consortili esistenti per acqua potabile, acqua industriale e acqua reflue fino alle aree degli impianti da realizzarsi col lotto I° 1° comparto (vedi allegati E.5).

Le altre opere civili previste sono costituite da tre edifici (uffici , deposito e officina, sala turbina), recinzioni, viabilità interna, opere per lo smaltimento delle acque meteoriche.

Nella presente verranno brevemente descritte le opere summenzionate e nell'ultima parte verranno eseguite le verifiche preliminari delle infrastrutture idriche e per lo smaltimento delle acque meteoriche ed i dimensionamenti preliminari delle strutture.

## **2. Edifici**

In prossimità dell'ingresso principale dell'impianto compreso nel Lotto I° 1° comparto è prevista la realizzazione di un edificio dedicato al controllo, uffici e ricevimento (OMC) e di un edificio dedicato a deposito ed officina (WORKS) (vedi allegati E.1.5, E.1.6). Entrambi gli edifici sono stati inseriti in un'area verde relativamente distante dalle opere dell'impianto solare termodinamico, in particolare dai serbatoi olio diatermico e edificio turbina che sono a rischio incendio. L'area sarà fornita di una zona parcheggi e sarà collegata da una viabilità interna asfaltata con il resto dell'impianto. L'edificio "ORC" (vedi allegato E.1.3) è da considerarsi funzionale all'impianto termodinamico poiché contiene la turbina a fluido organico accoppiata al generatore elettrico. Tale edificio è situato in posizione baricentrica all'impianto (vedi allegato D.1., E.1.1) ed è stato progettato al fine di garantire elevate capacità fonoassorbenti (prestazione acustica  $R'W > 40$  dbA), elevata resistenza al fuoco (REI 120) ed un adeguato ricambio d'aria (vedi annesso D dello studio di impatto ambientale, e allegato A.4.6).

Per tutti gli edifici la progettazione ha riservato una certa cura architettonica nella definizione dei volumi; è previsto l'impiego di elementi prefabbricati in modo da impegnare in fase di cantiere tempi e numero di mezzi inferiori rispetto ad una struttura tradizionale da realizzarsi totalmente in loco.

Gli edifici OMC e WorkS hanno entrambi una forma rettangolare con ingombro complessivo rispettivamente di circa 26x11m e 16x11m, saranno realizzati con struttura portante prefabbricata in calcestruzzo precompresso. Nella definizione delle piante delle strutture è stato adottato il modulo 10x5 m ripetuto rispettivamente 5 e 3 volte. Le coperture saranno realizzate con pannelli prefabbricati curvi che prevedono delle parti trasparenti per l'illuminazione naturale.

In entrambi gli edifici il prospetto nord è totalmente vetrato con gli infissi in corrispondenza del filo esterno della pianta dell'edificio in modo da non avere parti aggettanti dell'edificio ed essere, dunque, completamente esposto alla luce solare per consentire una migliore illuminazione naturale degli interni; il prospetto est e ovest rispondono a condizioni simili di esposizione solare e sono stati pensati chiusi con pareti ventilate costituite da una fila di mattoni, una intercapedine ed una fila di pannelli metallici.

Il prospetto sud del edificio adibito a controllo, uffici e ricevimento (OMC) è stato pensato totalmente vetrato e, proprio per la sua esposizione, arretrato di 1,40 m rispetto al filo esterno della facciata e protetto da un eccessivo irraggiamento attraverso una mensola aggettante ed un sistema di lamelle orizzontali per massimizzare la luminosità interna degli ambienti evitando l'irraggiamento diretto ed il surriscaldamento estivo, entrambi gli edifici hanno una altezza complessiva di 4,5m.

L'edificio che conterrà il modulo ORC ha una forma rettangolare con ingombro complessivo di circa 20x8m. Anch'esso sarà realizzato con struttura portante modulare prefabbricata in calcestruzzo precompresso identica a quella utilizzata per le altre due strutture ma con dimensioni in pianta pari a 5x8m, l'altezza complessiva dell'edificio è di 7,5m.

### ***3. Recinzioni e viabilità interna***

Le recinzioni degli impianti sono previste in muretto in c.a. con pannelli in grigliato per i tratti fronte strada esistente, in rete e paletti per restante perimetro (vedi allegati E.3.1, F.3.1, G.3.4), tutte sono munite di fibra ottica per il sistema antintrusione, lo sviluppo complessivo nei quattro lotti è di circa 5000 m. La recinzione ha altezza 2,5 m per ottemperare ad una prescrizione dei Vigili del Fuoco.

Il muretto in c.a. previsto sul fronte della strada consortile, conformemente a quanto richiesto dal PRG dell'area industriale, ha un'altezza massima di 70 cm sul piano di campagna prospiciente. La recinzione fronte strada consortile del lotto 1° risulta più arretrata rispetto alle altre per tenere una distanza di circa 10 m da due linee elettriche aeree esistenti.

Si è ritenuto di pavimentare le strade di collegamento degli edifici ed i piazzali ad essi adiacenti in binder chiuso dove saranno più intense le attività di gestione e manutenzione. È prevista la sistemazione del campo specchi secondo una superficie pressoché orizzontale e la sua pavimentazione con uno strato di misto rullato dello spessore di 20 cm. Nel resto del campo è prevista una viabilità in macadam avente larghezza 3,5 m (vedi allegati D.1, E.1.1).

### ***4. Infrastrutture idriche***

Come anticipato in premessa è prevista la realizzazione di tre condotte: per acqua potabile (PEAD DN 125), acqua industriale (PEAD DN 180) e acque reflue (ghisa sferoidale DN 125 e PVC DN 315) che, come concordato con il Consorzio Industriale, costituiscono degli estendimenti di reti esistenti in prossimità della stazione elettrica Enel. Le infrastrutture esistenti sono quelle del comparto denominato "B6" e sono costituite da due reti ad anello per acqua potabile ed industriale, e da diversi rami di fognatura nera che convogliano le acque ad un sollevamento consortile. Si prevede di allacciare le nuove tubazioni, che avranno gli stessi diametri e materiali di quelle esistenti, ai pozzetti più vicini alle aree d'impianto. Per la rete fognaria è prevista una stazione di sollevamento in corrispondenza della recinzione degli impianti di produzione di energia solare, necessario a causa della orografia delle aree attraversate, cui segue una tratta in pressione di circa 1220 m ed una a gravità di circa 260 m. Le condotte per acqua potabile e acqua industriale funzionano a gravità e sono lunghe entrambe circa 1160 m. Tutte corrono parallelamente alla strada consortile esistente ad una distanza di circa 10 metri dal ciglio stradale, sul lato opposto a quello dove è previsto l'intervento, entro l'esistente fascia di servizio prevista nel PRG del Consorzio Industriale. Questa scelta è dovuta alla presenza, sul lato dove è previsto l'intervento, di linee elettriche in media tensione che avrebbero interferito con il passaggio delle condotte. La posa delle tre linee avverrà in un'unica trincea larga 1,8 m, per una profondità media di 2 m. Per le tratte in pressione sono previsti pozzetti di scarico e sfiato, per la tratta di fognatura a gravità sono previsti pozzetti d'ispezione ogni 30÷40 m. L'attraversamento del rio Francischeddu è previsto in sub alveo in modo da non interferire col deflusso naturale. In corrispondenza dell'attraversamento l'alveo è rivestito con dei materassi tipo Reno per proteggere le tubazioni da eventuali fenomeni erosivi del corso d'acqua. Tali infrastrutture idriche e fognarie, sulla base di verifiche preliminari illustrate nel seguito, sono esuberanti rispetto alle esigenze degli edifici e

delle strutture previste all'interno degli impianti. In particolare la rete acqua potabile e acque reflue saranno utilizzate dai servizi degli edifici uffici (OMC), officina (WorkS) e locale turbina (ORC), mentre la linea di acqua industriale alimenterà il serbatoio acqua dell'impianto antincendio (Wat) (vedi allegati E.1.1, E.1.3, E.1.5, E.1.6, E.1.7, E.5).

Quest'ultimo è costituito da una vasca circolare in c.a. fuori terra del diametro di 9.4 m e alta 4 m. Il volume utile di 250 mc è quello necessario per garantire il funzionamento degli idranti e monitori del sistema antincendio (vedi allegato A.4.6). La vasca è munita di sfioratore di superficie, scarico di fondo, valvole di intercettazione e una valvola di interruzione automatica del flusso quando la vasca è piena. Le apparecchiature sono posate in parte fuori terra e in parte entro un pozzetto di manovra, le tubazioni sono previste in acciaio zincato a caldo.

Si descrive brevemente la vasca di contenimento dell'olio diatermico dei serbatoi sebbene non sia ascrivibile alle infrastrutture idriche. Si tratta di una vasca che ha lo scopo di contenere eventuali fuoriuscite di olio diatermico dai serbatoi "caldo" e "freddo" dell'impianto solare termodinamico (per ulteriori approfondimenti si rimanda all'allegato A.4.2). La vasca è realizzata in c.a. ha dimensioni di 22x44 m ed è profonda circa 70 cm (vedi allegato E.1.4), per una capacità di circa 300 mc che è superiore al volume dell'olio nei serbatoi (285 mc). È previsto un sistema per l'allontanamento delle acque pluviali mediante un pozzetto che consente l'allontanamento della sola acqua e non dell'olio diatermico eventualmente fuoriuscito dai serbatoi.

## ***5. Opere per lo smaltimento delle acque pluviali***

Per quanto riguarda la rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche al fine di conservare il regime di deflusso naturale esistente nell'area, è prevista la realizzazione di un sistema di canalette e cunette ricadenti per quanto possibile negli esistenti compluvi che hanno come recapito finale il fiume Tirso.

Partendo da monte verso valle la rete di drenaggio (vedi allegati E.4.1,) è costituita da due canalette di forma trapezia in c.a.v. che corrono lungo la direttrice Nord Sud per proteggere l'area dell'impianto solare termodinamico (lotto I° - 1° comparto) dalle acque provenienti dalle superfici scolanti ad Est e Ovest. Tali canalette, attraversata la viabilità con appositi manufatti, si congiungono mediante un pozzetto ad una cunetta di dimensioni maggiori, realizzata in gabbioni e materassi reno, che seguendo l'esistente compluvio attraversa tutto i campi fotovoltaici fissi a terra da realizzarsi nel lotto II° e III° sino alla recinzione esterna, ricollegandosi al compluvio naturale esistente.

## 6. Dimensionamenti idraulici preliminari

### 6.1. Verifica della rete acqua potabile

Sulla base degli apparecchi sanitari installati all'interno degli uffici (OMC), officina (WorkS) e locale turbina (ORC) si determina la massima portata contemporanea col metodo delle unità di carico come indicato nella Norma UNI 9182 (vedi Tab. I): risulta una portata di 1,5 l/s.

TAB I

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA MASSIMA CONTEMPORANEA COL METODO DELLE UNITA' DI CARICO (UC)					
Riferimento UNI 9182/2008					
<i>Rif TAB D.3.1</i>					
<b>EDIFICIO</b>	<b>OMC (uso pubblico e collettivo)</b>				
<b>Tipo apparecchio</b>	<b>N° apparecchi</b>	<b>Acqua fredda (UC)</b>	<b>Acqua calda (UC)</b>	<b>Acqua fredda+calda (UC)</b>	<b>Totale (UC)</b>
Lavabo	3			2	6
Bidet	1			2	2
Vaso con cassetta	3	5			15
					<b>23</b>
<i>Rif TAB D.2.1</i>					
<b>EDIFICIO</b>	<b>Works</b>				
<b>Tipo apparecchio</b>	<b>N° apparecchi</b>	<b>Acqua fredda (UC)</b>	<b>Acqua calda (UC)</b>	<b>Acqua fredda+calda (UC)</b>	<b>Totale (UC)</b>
Lavabo	1			1	1
Bidet	1			1	1
Docce	2			1	2
Vaso con cassetta	1	3			3
					<b>7</b>
<i>Rif TAB D.2.1</i>					
<b>EDIFICIO</b>	<b>ORC</b>				
<b>Tipo apparecchio</b>	<b>N° apparecchi</b>	<b>Acqua fredda (UC)</b>	<b>Acqua calda (UC)</b>	<b>Acqua fredda+calda (UC)</b>	<b>Totale (UC)</b>
Lavabo	1			1	1
Bidet	1			1	1
Docce	2			1	2
Vaso con cassetta	1	3			3
					<b>7</b>
<i>Rif TAB D.4.1</i>					<b>TOTALE</b>
<b>Qmax contemporanea</b>					<b>37</b>
		<b>[l/s]</b>	<b>1.50</b>		

Il punto più vicino di allaccio alla rete acqua potabile è costituito da un pozzetto dell' anello PEAD DN 125 esistente nei pressi della stazione Enel. Si sceglie di realizzare una nuova linea che correrà lungo la strada consortile fino all'area degli impianti previsti in progetto, la nuova tubazione sarà anch'essa PEAD DN 125 (vedi allegato E.5.1).

Si calcola la perdita di carico per la portata massima contemporanea, come se i servizi degli edifici venissero alimentati direttamente dalla rete, in realtà è prevista una riserva idrica interrata di 2 mc con autoclave. Si impiega la formula di Colebrook – White:.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3,71D} \right)$$

dove

$\lambda$  = coefficiente adimensionale di attrito

D = diametro interno della condotta (mm)

$\varepsilon$  = scabrezza (mm)

$Re = \frac{VD}{\nu}$  il numero di Reynolds dove V è la velocità della corrente, D il diametro,  $\nu$  la viscosità

cinematica

I risultati sono riportati in TAB II.

TAB II

TUBAZIONE PEAD $\phi 125$ sigma 100 PN 10 (SDR17 )	
T [10 - 20°C]	15
$\nu$ [mq/s]	1.150E-06
$\varepsilon$ [mm]	0.02
D [mm]	110
A [mq]	0.0095
R [m]	0.0275
$\Delta H$ [m]	0.4
L [m]	1200
J [m/m]	0.00033
Q [l/s]	1.52
V [m/s]	0.16
$V^2/2g$ [m]	0.0013
Re	15329.58
$\lambda$	0.027997694

Per la portata di 1,5 l/s risulta una perdita  $\Delta H$  pari a 0,4 m. In corrispondenza del nodo di prelievo (quota terreno 164,5 m. s.l.m.) la pressione, come riferito dai tecnici del consorzio, è pari a 20 m.c.a.. La pressione in corrispondenza dell'impianto solare (quota terreno 167,5 m. s.l.m.) risulterebbe di poco inferiore ai 17 m.c.a., adeguata per il servizio richiesto.

Nella fase progettuale successiva alla presente occorre effettuare la verifica di tutto il sistema di tubazioni che compone la rete.



## 6.2. Verifica della rete acqua industriale

La linea acqua industriale viene utilizzata per alimentare la vasca del sistema antincendio (Wat). La rete ad anello esistente è planimetricamente coincidente con quella potabile citata al paragrafo precedente ed è costituita da una tubazione PEAD DN 180. La nuova linea si staccherà da un pozzetto della rete esistente e sarà anch'essa costituita da una tubazione PEAD DN 180 (vedi allegato E.5.2).

L'acqua industriale verrà utilizzata solo per il primo riempimento e per la ricarica della vasca a seguito di incendio. Di norma non dovrà alimentare direttamente l'impianto antincendio perché il volume della vasca (250 mc) è tale da consentire il servizio richiesto dai Vigili del Fuoco. Per una prima verifica si considera la portata necessaria per la ricarica completa del serbatoio in 6 ore, che corrisponde a circa 11 l/s. Si procede analogamente al caso precedente (vedi TAB III), risulta una perdita di carico  $\Delta H$  pari a 3 m.

Considerato che sulla linea acqua industriale esiste un gruppo di pressurizzazione vicino al nodo di prelievo (quota terreno 164,5 m. s.l.m.) si stima una pressione pari a 20 m.c.a, in corrispondenza dell'impianto solare (quota terreno 167,5 m. s.l.m.) risulterebbe la pressione pari a 14 m.c.a., adeguata per il servizio richiesto.

Nella fase progettuale successiva alla presente occorre effettuare la verifica di tutto il sistema di tubazioni che compone la rete acqua industriale.

TAB III

TUBAZIONE PEAD $\phi 180$ sigma 100 PN 10 (SDR17 )	
T [10 - 20°C]	15
$\nu$ [mq/s]	1.150E-06
$\varepsilon$ [mm]	0.02
D [mm]	158
A [mq]	0.0196
R [m]	0.0395
$\Delta H$ [m]	3
L [m]	1500
J [m/m]	0.00200
Q [l/s]	11.04
V [m/s]	0.56
$V^2/2g$ [m]	0.0162
Re	77329.93
$\lambda$	0.019562857

### 6.3. Verifica della fognatura nera

Sulla base degli apparecchi sanitari installati all'interno degli uffici (OMC), officina (WorkS) e locale turbina (ORC) si determina la massima portata contemporanea col metodo delle unità di scarico come indicato nella Norma UNI EN 12056 - 2 (vedi Tab. IV): risulta una portata di 1,9 l/s.

TAB IV

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA MASSIMA CONTEMPORANEA COL METODO DELLE UNITA' DI SCA			
Riferimento UNI EN 12056 -2			
<i>Rif. Prospetto 2 - Sistema I</i>			
EDIFICIO	OMC		
Tipo apparecchio	N° apparecchi	Unità di scarico (DU)	Totale (DU)
		[l/s]	[l/s]
Lavabo	3	0.5	1.5
Bidet	1	0.5	0.5
Vaso con cassetta	3	0.8	2.4
		$\Sigma DU$ [l/s]	4.4
EDIFICIO	Works		
Tipo apparecchio	N° apparecchi	Unità di scarico (DU)	Totale (DU)
		[l/s]	[l/s]
Lavabo	1	0.5	0.5
Bidet	1	0.5	0.5
Docce	2	0.6	1.2
Vaso con cassetta	1	0.8	0.8
		$\Sigma DU$ [l/s]	3
EDIFICIO	ORC		
Tipo apparecchio	N° apparecchi	Unità di scarico (DU)	Totale (DU)
		[l/s]	[l/s]
Lavabo	1	0.5	0.5
Bidet	1	0.5	0.5
Docce	2	0.6	1.2
Vaso con cassetta	1	0.8	0.8
		$\Sigma DU$ [l/s]	3
<i>Prospetto 3</i>			
$\Sigma DU$ [l/s]	10.40		
K	0.58	uso intermittente (OMC, Works), uso frequente (OMC)	
$Q_{ww}=K\sqrt{\Sigma DU}$ [l/s]	1.89		

Per la verifica delle tubazioni a gravità si utilizza la formula di Chezy:

$$Q = A\chi\sqrt{Ri}$$

dove:

Q = portata

A = area della sezione bagnata

R= raggio idraulico

i= pendenza del canale

$\chi$  = coefficiente di conduttanza =  $K_s R^{1/6}$  dove  $K_s$  è il coefficiente di attrito di Gaukler Strickler.

All'interno dell'impianto è prevista una tubazione DN200 in PVC con pendenza  $i=0.005$  (vedi allegato E.5.3), assunta la portata di 1.89 l/s risulta una velocità inferiore a 0,5 m/s (vedi Tab. V):

TAB. V

<b>CORRENTE A GRAVITA' PVC DN 200</b>	
<b>D [mm]</b>	200
<b>Ks [m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>]</b>	80
<b>i</b>	0.005
<b>h [m]</b>	0.038
<b>fi [rad]</b>	1.80
<b>fi [°]</b>	103.18
<b>A [mq]</b>	0.0041
<b>P [m]</b>	0.18
<b>R [m]</b>	0.02
<b>B [m]</b>	0.16
<b>χ</b>	42.65
<b>Q [l/s]</b>	1.89
<b>V [m/s]</b>	0.46

Considerati gli esigui valori di portata e velocità si prevede un pozzetto di cacciata in testa all'impianto.

La fognatura è a gravità per una tratta di circa 200 m fino alla recinzione dell'impianto. Al di fuori della recinzione, a causa della orografia delle aree attraversate fino al pozzetto della rete consortile, sarà realizzato un sollevamento dimensionato per la portata di 10 l/s, in considerazione di futuri allacci per altri insediamenti produttivi.

La premente è prevista in ghisa sferoidale DN 125, ha lunghezza di circa 1220 m, il dislivello geodetico è di 2 m.

La perdita di carico viene calcolata con la formula di Chezy:

$$J = \frac{Q^2}{\chi^2 A^2 R} \text{ [m/m]}$$

essendo  $\chi$  il coefficiente di resistenza della tubazione dato dalla seconda formula di Bazin:

$$\chi = 87 \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ [m}^{1/2}\text{/m]}$$

dove:

Q = portata nella tubazione;

A = area della sezione trasversale della tubazione;

R = raggio idraulico (ovvero rapporto tra l'area ed il perimetro bagnato della tubazione);

$\gamma$  = indice di scabrezza di Bazin.

La perdita di carico risulta pari a circa 10 m (vedi Tab. VI), che sommata al dislivello geodetico porta ad una prevalenza di circa 12 m.

TAB. VI

CONDOTTA PREMENTE GS DN 125	
Q [l/s]	10
D [mm]	125
A [mq]	0.012
R [m]	0.031
V [m/s]	0.815
$V^2/2g$ [m]	0.034
$\gamma$	0.12
$\chi$	51.822
J [m/m]	0.008
L [m]	1220.0
$\Delta H$ [m]	9.7

È previsto l'impiego di due pompe sommergibili con girante monocanale del tipo CAPRARI KCM065F della potenza di 2,2 kW ciascuna. Le pompe devono funzionare con rotazione ciclica logica.

La vasca ha dimensioni interne 2,5 x 2 m, il dislivello tra l'avvio e l'arresto è pari a 0,5 m per cui risulta il volume utile di 2,5 mc. Si verifica il numero di avvii/ora per la portata in arrivo pari alla metà di quella del sollevamento (caso più critico). Come mostrato in Tab. VII risultano circa 4 avvii/ora che si ritengono adeguati per non danneggiare il motore e le apparecchiature elettriche di comando.

TAB. VII

VERIFICA N° di AVVII/ORA	
Qpompa [l/s]	10
Qarrivo [l/s]	5
$\Delta H$ [m]	0.5
A [m <sup>2</sup> ]	5
V [mc]	2.5
Triemp [s]	500.00
Tpompa [s]	500.00
z [avvii/ora]	3.60

Si verifica infine la condotta PVC DN 315 nel tratto a gravità fino al pozzetto consortile (vedi Tab.VIII). Per la portata di 10 l/s, considerata pendenza minima 0.008 risulta la velocità di 0,8 m/s che si ritiene sufficiente per evitare depositi di rifiuto in condotta.

TAB VIII

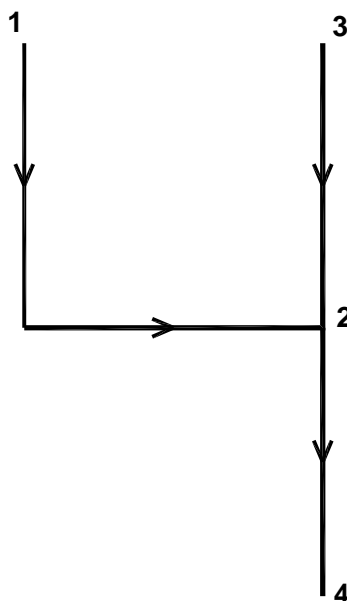
<b>CORRENTE A GRAVITA' PVC DN 315</b>	
<b>D [mm]</b>	315
<b>Ks [m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>]</b>	80
<b>i</b>	0.008
<b>h [m]</b>	0.066
<b>fi [rad]</b>	1.91
<b>fi [°]</b>	109.39
<b>A [mq]</b>	0.0120
<b>P [m]</b>	0.30
<b>R [m]</b>	0.04
<b>B [m]</b>	0.26
<b>χ</b>	46.75
<b>Q [l/s]</b>	10.00
<b>V [m/s]</b>	0.83

Nella fase progettuale successiva alla presente occorre effettuare la verifica di tutto il sistema di tubazioni che compone la rete acque reflue.

## 6.4. Verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche

Si dimensiona la rete di smaltimento delle acque meteoriche nelle aree dei lotti I°÷III° (vedi allegati E.4.1.)

La rete nel suo insieme si può schematizzare come segue:



Dove le tratte 1-2 e 3-2 sono le canalette prefabbricate a sezione trapezia con larghezza al fondo 0,5 m, altezza 0,5 m e la tratta 2-4 è il canale rivestito in materassi tipo Reno. Per il dimensionamento si utilizza il metodo dell'invaso con le formule:

$$u = \frac{2168 n (\varphi a)^{1/n}}{w^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}}$$

dove:

u= coefficiente udometrico [l/(s\*ha)]

w= volume dei piccoli invasi [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>]

n = esponente della curva di possibilità pluviometrica

a = coefficiente della curva di possibilità pluviometrica.

Il volume invasato a monte della sezione di calcolo si seprime conl la:

$$W_M = w_0 S + W_I + \Sigma W_i$$

dove

$w_0$  = volume dei piccoli invasi

$W_I$  = invaso proprio del collettore /

$W_i$  = volume invasato a monte del tratto I di calcolo

Si rimanda alla letteratura specializzata per l'impiego della formula. Per quanto attiene la curva di possibilità pluviometrica si utilizza il modello basato sulla distribuzione lognormale (vedi "Rapporto Regionale Sardegna - Valutazione delle piene in Sardegna" dei prof. C.Cao, E.Piga, M.Salis, G.M.Sechi, dell' Istituto di Idraulica dell' Università di Cagliari, pubblicato nel 1991). Sul territorio regionale sono stati individuati 4 gruppi di stazioni omogenee per ciascuno dei quali vale un'unica curva di possibilità pluviometrica:

$$h_{tc} = h_1 * t_c^{(a+b*u)} \quad [\text{mm}]$$

dove

$$\log(h_1) = c + d * u$$

$h_1$  pioggia critica di durata oraria, espressa in mm/ora

$h_{tc}$  pioggia critica di durata  $t_c$  (ore), espressa in mm

$u$  frattile della distribuzione normale standardizzata;  $u$  è funzione della probabilità  $o$ , che è lo stesso, del periodo di ritorno attraverso la relazione  $P=1-1/T$ .

Le espressioni precedenti consentono di ricavare l'altezza di precipitazione critica relativa ad un evento avente un prefissato periodo di ritorno.

I valori dei parametri per i quattro gruppi sono stati di recente aggiornati e sono riportati in Tab. IX.

Tab. IX

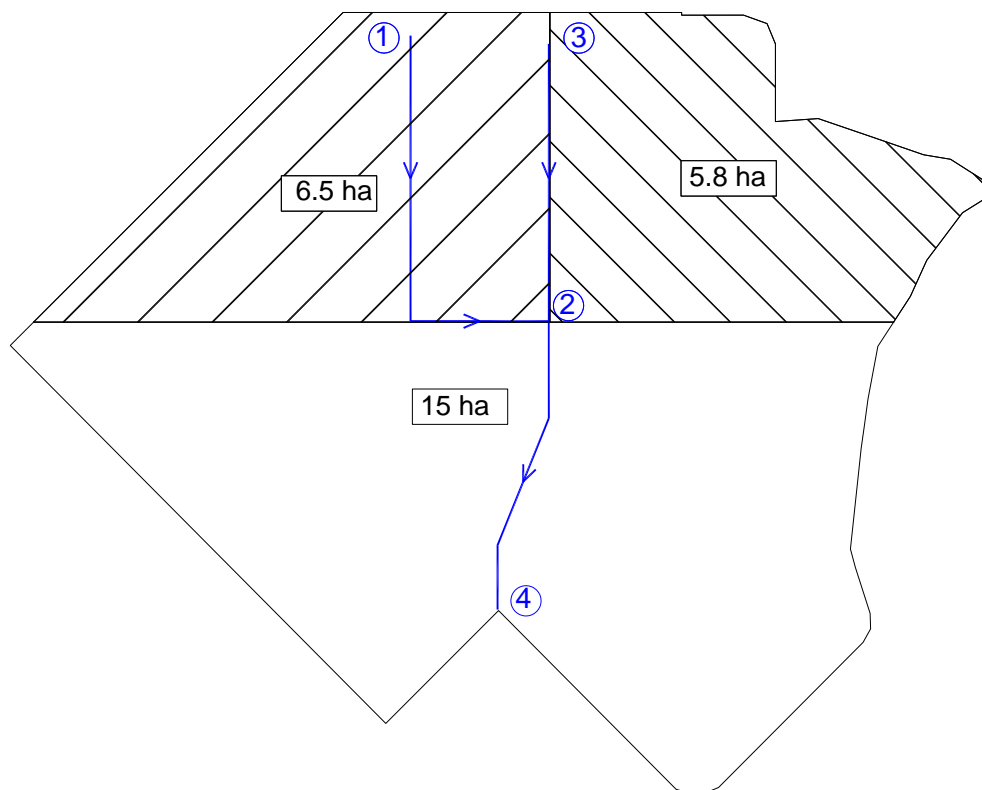
	a	b	c	d
I° gruppo	0,305043	-0,0171463	1,273175	0,179731
II° gruppo	0,359699	-0,0179413	1,296258	0,167487
III° gruppo	0,418225	0,0090927	1,379027	0,164598
IV° gruppo	0,497194	0,0412504	1,460799	0,191831

Per quanto attiene l'area in esame si fa riferimento alle stazioni di Noragugume e Ottana che appartengono al I° gruppo. Si dimensiona la rete di smaltimento delle acque meteoriche per il tempo di ritorno  $T= 5$  anni. Risulta la seguente curva di possibilità pluviometrica

$$h = 26,577 \times \tau^{0,290606} \text{ mm/h}$$

Dove il coefficiente e l'esponente sono i parametri  $a$  e  $n$  che compaiono nella formula del metodo dell'invaso.

Si riportano nello schema seguente le aree drenate da ciascuna delle tre tratte:



Per ciascuna delle tre aree sono stati calcolati i coefficienti d'afflusso  $\phi$  con la seguente:

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

Dove con  $I_m$  si indica l'aliquota di superfici impermeabili. Per le aree non fabbricate e prive di impianti si è adottato  $\phi = 0,2$ , per le aree fabbricate o con impianti si è adottato  $\phi = 0,9$ . Si riepilogano in Tab X i coefficienti di afflusso calcolati per le tre tratte.

TAB X

Tratto	$\phi_{perm}$	$\phi_{imper}$	$I_m$	$\phi$	$\bar{S}$
				[–]	[ha]
1 2	0.20	0.90	0.30	0.41	6.500
3 2	0.20	0.90	0.10	0.27	5.800
2 4	0.20	0.90	0.40	0.48	15.000

Si assume il volume dei piccoli invasi  $w_0$  pari a 30 m<sup>3</sup>/ha, la scabrezza  $K_s$  (Strickler) è stata assunta pari a 65 per le canalette prefabbricate e 30 per il canale rivestito in materassi tipo RENO. Nella Tab XI sono riportati i risultati.



TAB XI

Tratto	Tratti confluenti		Elementi del tratto				Elementi progr.			Risultati dell'iterazione di calcolo													
	Tratti confluenti	Volume totale invasato a monte	Area effettiva	Area ridotta $\phi S$	Lunghezza del tratto	Volume dei piccoli invasi	Area effettiva	$\phi$ medio	Area ridotta $\phi S$	Volume proprio invasato	Volume totale invasato	$\Sigma W_i$ (a monte del tratto in esame)	Invaso specifico	Coefficiente udometrico	Portata	Sezione adottata	Larghezza/diametro	Pendenza sponde/rad	Scabrezza Ks	Pendenza del fondo i	Tirante h	Velocità	Sezione idrica
			[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m]	[l/s/ha]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[–]		[–]	[m]	[m/s]	[m <sup>2</sup> ]
1 2	-	-	65000	26650	330	195.0	65000	0.410	26650	89.8	284.75	0.00	0.0044	63.43	0.412	trap50X50	0.5	1	65	0.005	0.328	1.52	0.27
3 2	-	-	58000	15660	230	174.0	58000	0.270	15660	29.9	203.90	0.00	0.0035	25.78	0.150	trap50X50	0.5	1	65	0.005	0.189	1.15	0.13
2 4	1 2	284.75	150000	72000	220	450.0	273000	0.419	114310														
	3 2	203.90								290.9	1229.60	488.65	0.0045	63.73	1.740	D=4.8m	4.8	1.45	30	0.007	0.605	1.32	1.32

Le portate nelle sezioni terminali dei tratti 1-2, 3-2, 2-4 risultano rispettivamente pari a 0.412, 0.150, 1.740 m<sup>3</sup>/s, i tiranti sono pari a 0.33, 0.19 e 0.61 cm, tutti inferiori all'80% dell'altezza della sezione.

In corrispondenza dei nodi 2 e 4, al fine di evitare rigurgiti, sono previsti dei pozzetti di salto ed il tombino per l'attraversamento stradale. Il tombino presso il nodo 2 è costituito da 2 tubazioni in cls vibrocompresso DN 700 (vedi all. E.4.1.), mentre presso il nodo 4 è costituito da 3 tubazioni DN 700.

Per la verifica dei tombini si è utilizzato il software HEC RAS, dove si sono assunti i parametri di scabrezza  $n$  (Manning) per il calcestruzzo e per i materassi tipo RENO rispettivamente pari 0.015 e 0.033. i coefficienti di perdita all'imbocco ed allo sbocco sono stati assunti pari a 0.5 e 1.

Nelle figure 1 e 2 sono riportate le verifiche che hanno dato esito positivo.

Figura 1

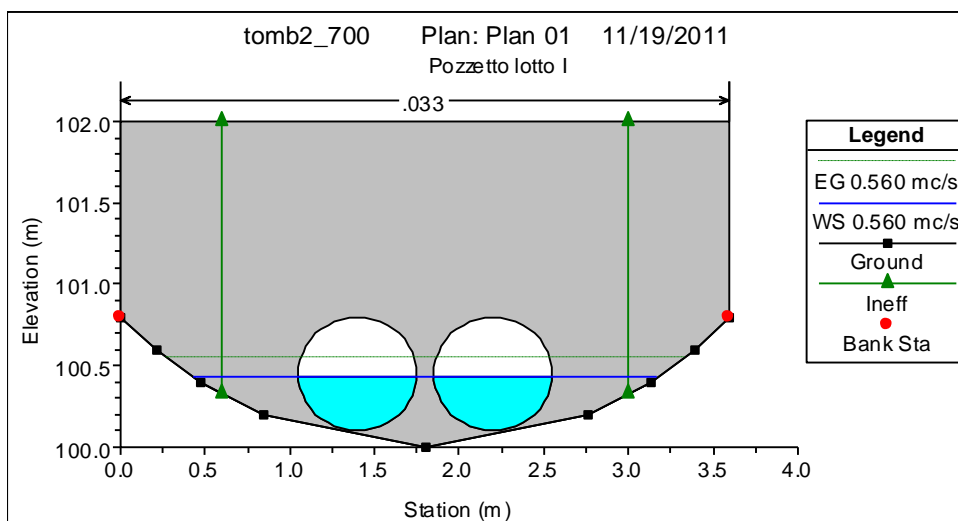
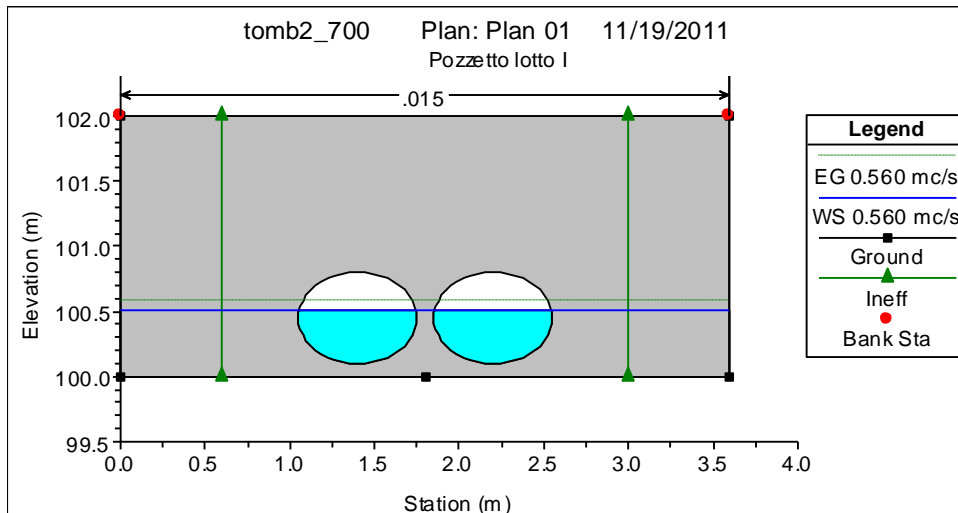
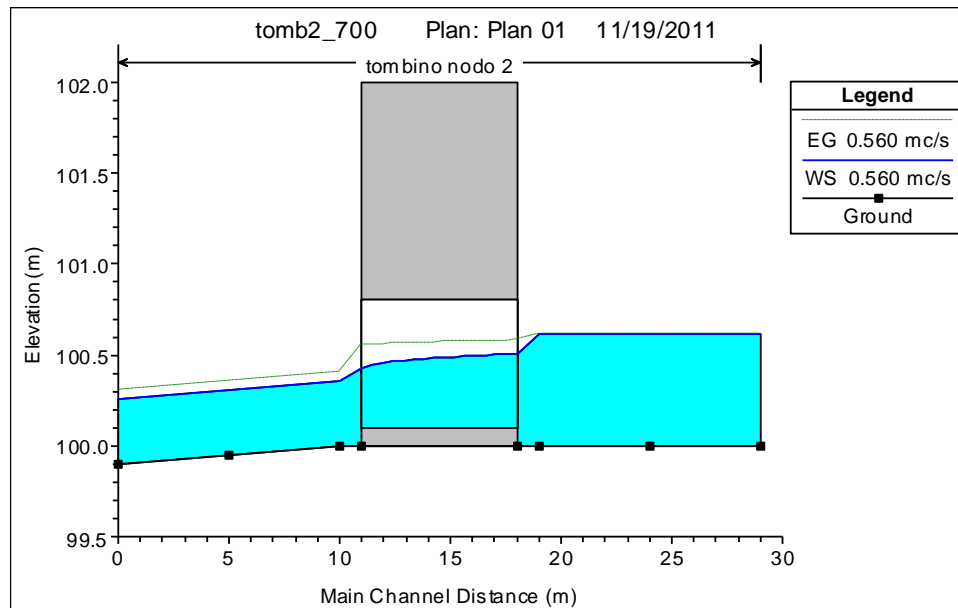
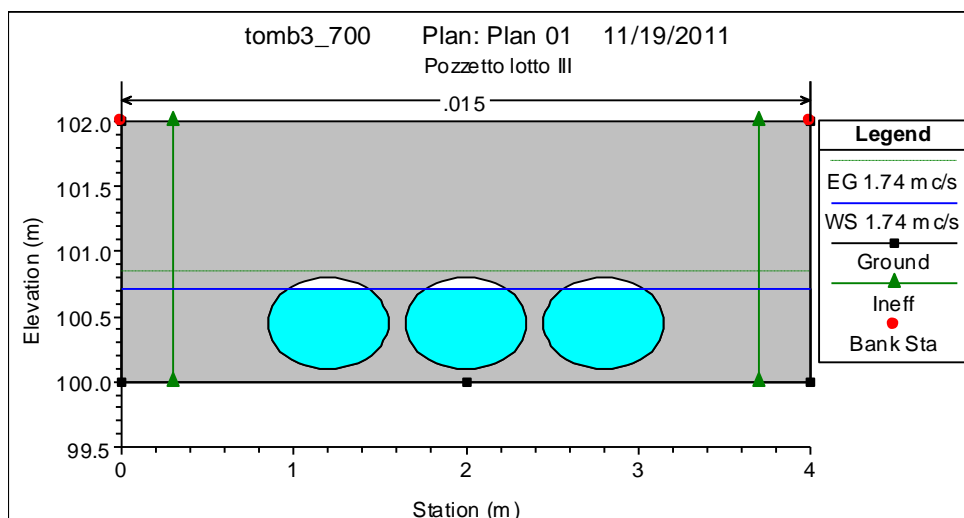
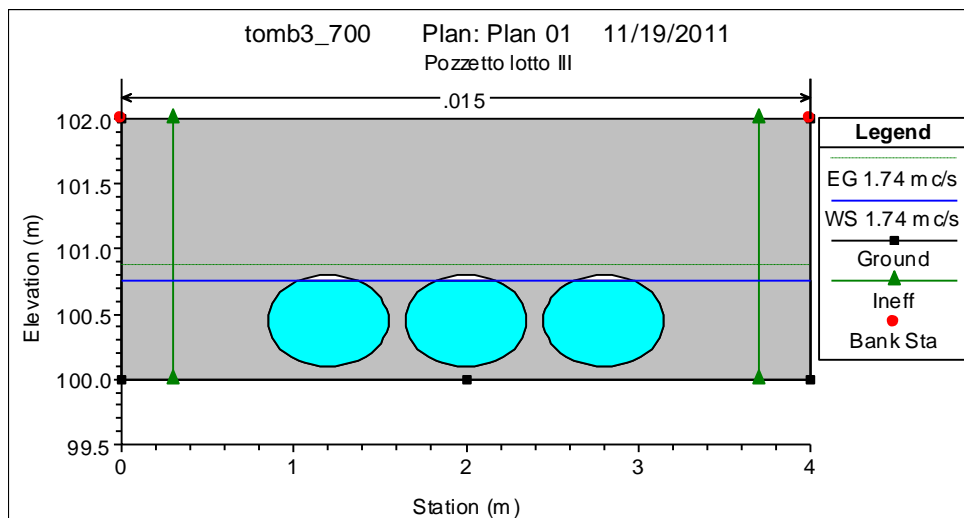
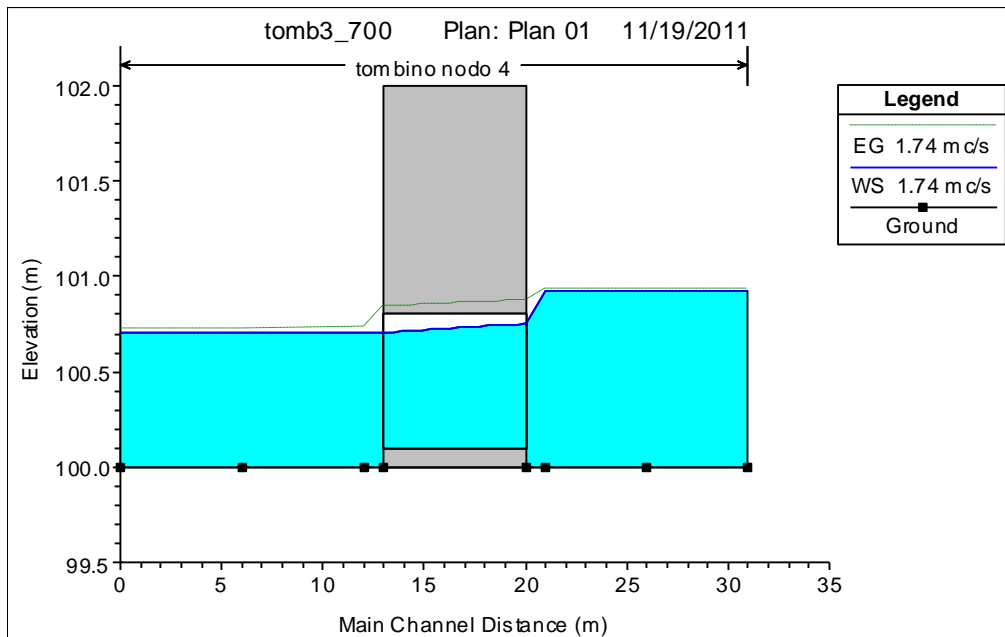


Figura 2



## ***7. Predimensionamento statico delle strutture realizzate in opera***

Le strutture che si predimensionano nel eseguito sono solo quelle realizzate in opera, non si esegue il predimensionamento delle strutture prefabbricate (per esempio strutture edifici in c.a.p., inseguitori biassiali, pozzetti e altri manufatti prefabbricati) che dovranno essere accompagnate dalle relazioni di calcolo del costruttore ai sensi della vigente normativa. I predimensionamenti delle strutture saranno eseguiti col metodo delle tensioni ammissibili ai sensi del pto 2.7 delle Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. 14.01.2008 e s.m.i., saranno da riverificare in sede di progetto esecutivo anche in considerazione delle azioni simiche in zona 4.

### ***7.1. Serbatoio olio***

I serbatoi (all. E.1.4, A.4.2) hanno un diametro interno di 11,0 metri, un'altezza utile e di 3,5 metri. Il tetto è conico con inclinazione di circa 5° e l'altezza interna massima del serbatoio risulta pertanto pari a 4 metri. I serbatoi sono coibentati con pannelli di lana di roccia (spessore 50 cm) rivestiti con lamierino dello spessore di 2 mm. Il diametro esterno dei serbatoi risulta pertanto pari a circa 12 metri, mentre l'altezza complessiva è di 4,50 metri. I serbatoi di accumulo sono del tipo a tetto fisso, realizzati in lamiera d'acciaio e poggiano su una fondazione in calcestruzzo armato opportunamente dimensionata in relazione al carico.

I serbatoi saranno realizzati in lamiera, il tetto sarà sostenuto da travi in metalliche disposte in senso radiale, al centro è prevista una colonna anch'essa metallica, per tutti gli elementi è previsto l'impiego di acciaio S275JR (ex Fe 430).

Nel predimensionamento oltre al citato decreto ministeriale si farà riferimento anche alla normativa americana API 650 (ed. 2001) per i serbatoi dei prodotti petroliferi, in sede di progetto esecutivo dovrà essere adottata la norma API più recente.

Si riportano nel seguito il calcolo delle azioni del vento e della neve.

## CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

6) Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
6	28	500	0,02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			165
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			28,000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1,00073
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28,021

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)



### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	490,72
--------------	--------

### Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

### Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### Coefficiente di esposizione

#### Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,....)

#### Categoria di esposizione

The diagram illustrates a coastal profile with a wavy line representing the coastline. Below the profile, horizontal arrows indicate distances from the 'mare' (sea) to specific points: 2 km, 10 km, 30 km, 500m, and 750m. The profile itself is labeled 'costa'.

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	IV	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**


\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1


**ZONA 6**

The figure is a topographic profile of ZONA 6. It shows a line graph of elevation versus distance. The x-axis represents distance in kilometers, with markers at 2 km, 10 km, and 30 km. The y-axis represents elevation, with a 500m contour line indicated. The profile starts at a point labeled 'mare' (sea) at 2 km, rises to a peak at 10 km, dips slightly, rises again to a second peak at 30 km, and then continues to rise. A 500m contour line is shown crossing the profile between 10 km and 30 km.

Distance (km)	Topographic Profile
2	mare
10	Peak
30	Peak

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

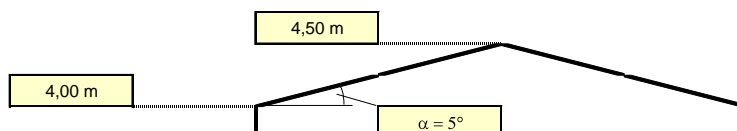
ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
6	D	165

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
V	0,23	0,7	12	1

$z$ [m]	$c_e$
$z \leq 12$	1,479
$z = 4$	1,479
$z = 4.5$	1,479

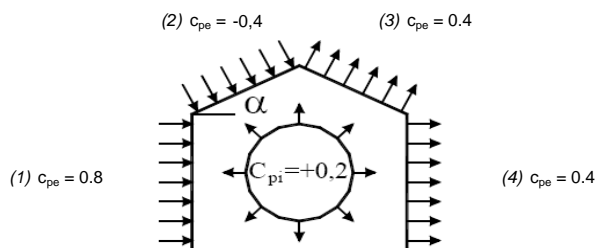


Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

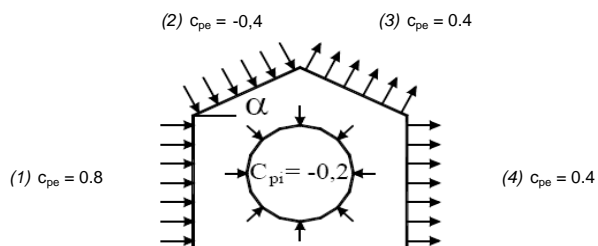
Strutture stagne

## Calcolo dell'azione del vento (segue)

(1)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,80	0,581
(2)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	-0,40	-0,290
(3)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,40	0,290
(4)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,40	0,290

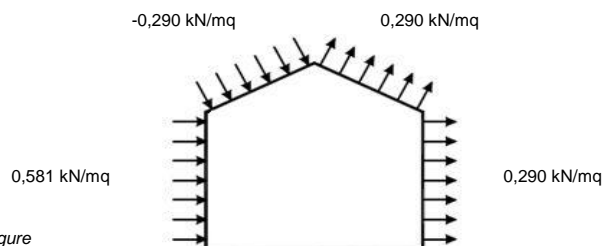


(1)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,80	0,581
(2)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	-0,40	-0,290
(3)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,40	0,290
(4)	$c_p$	$p$ [kN/mq]
	0,40	0,290



Combinazione più sfavorevole:

	$p$ [kN/mq]
(1)	0,581
(2)	-0,290
(3)	0,290
(4)	0,290



**N.B.** Se  $p$  (o  $c_{pe}$ ) è  $> 0$  il verso è concorde con le frecce delle figure

# CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

<input type="radio"/>	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input checked="" type="radio"/>	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

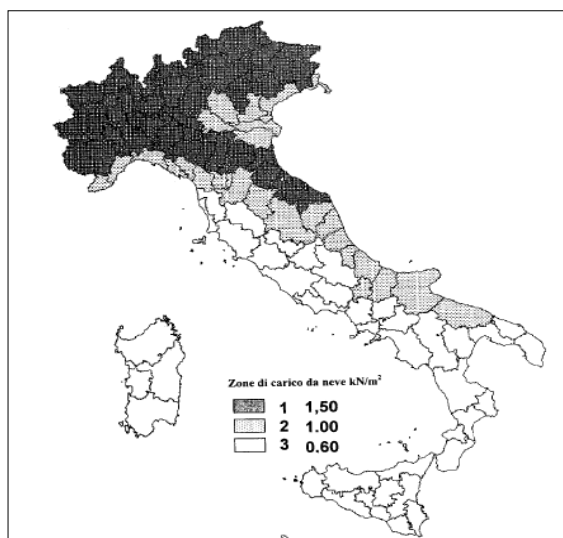
$q_s$ (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
$\mu_i$ (coefficiente di forma)
$q_{sk}$ (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
$C_E$ (coefficiente di esposizione)
$C_t$ (coefficiente termico)

## Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	165
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,60

## Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .



## Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

## Valore del carico della neve al suolo

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,60
--	------



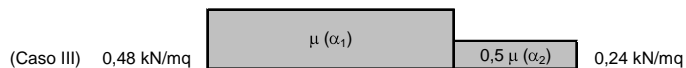
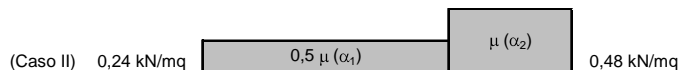
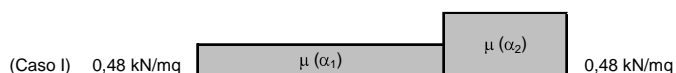
## Calcolo dell'azione della neve (segue)

Coefficiente di forma (copertura a due falde)

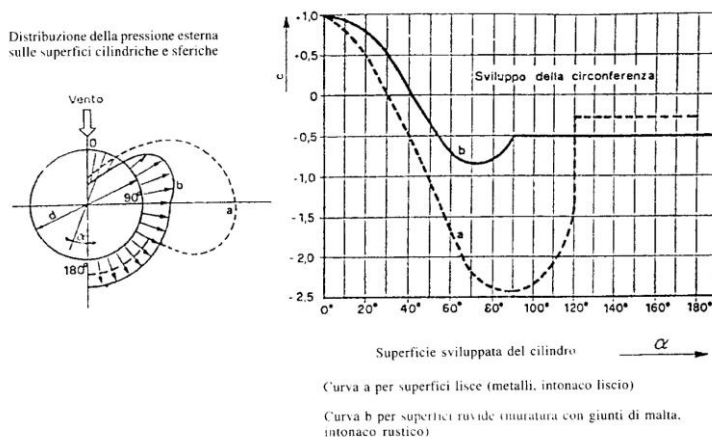
$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	5
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	5

$\mu(\alpha_1)$	0,8
-----------------	-----

$\mu(\alpha_2)$	0,8
-----------------	-----



Per quanto attiene la distribuzione delle pressioni del vento sulla superficie cilindrica si fa riferimento alla curva "a" pto C3.3.10.6 della circolare NTC2008 del 2.2.2009 che si riporta di seguito.



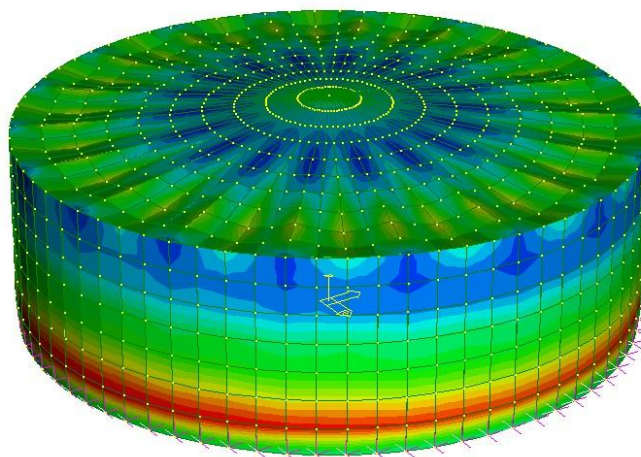
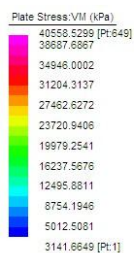
Si adotta lo spessore delle lamiere pari 7 mm per il fondo, 6 mm per le pareti ed il tetto come mostrato nelle tabelle di calcolo seguenti.

Le pareti ed il tetto sono rivestite di uno strato isolante dello spessore di 50 cm del peso di circa 0,6 kN/mq, sul tetto anziché il carico neve previsto dalle norme italiane pari a 0,48 kN/mq si assume a favore di sicurezza il carico pari a 1,2 kN/mq previsto dalle norme API 650 pto 3.10.2.1. Si applicano inoltre la riduzione della tensione ammissibile e del modulo elastico dell'acciaio in considerazione dell'elevata temperatura di esercizio (260° C) in accordo con l'appendice "M" della norma API 650.

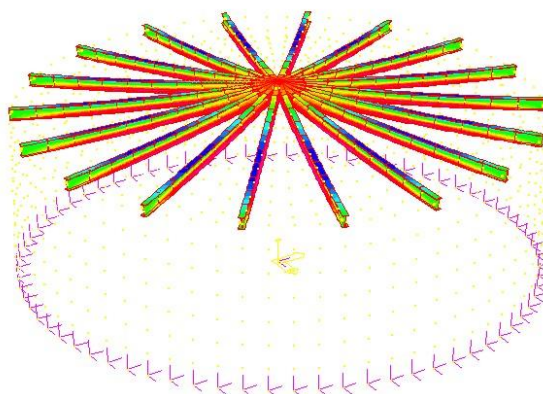
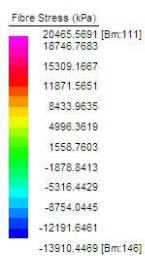
Si riportano nel seguito le analisi dei carichi.

<b>SERBATOIO</b>		
<b><u>CARICHI</u></b>		
<b><u>STRATO ISOLANTE</u></b>		
lana di roccia (50 cm)	kN/mq	0,45
lamierino (2 mm)	kN/mq	0,157
		<hr/> 0,607
Si adotta	kN/mq	<b>0,6</b>
<b><u>CARICO IDROSTATICO</u></b>		
Massa olio (195 t)	kN	1950
Densità (260° C)	kN/mc	7
Volume (260° C)	mc	278,57
Area serbatoio	mq	95,03
h	m	2,93
Si adotta a favore di sicurezza	m	<b>3,5</b>
si collauda con acqua (API 650) pto 5.3.5		
<b><u>CARICO TETTO</u></b>		
API 650 pto 3.10.2.1	kN/mq	1,2
Neve (ITA)	kN/mq	0,48
Nelle combinazioni si considera API e non neve	kN/mq	<hr/> <b>1,2</b>
<b><u>MATERIALE</u></b>		
Acciaio S275JR (ex Fe 430)		
Tensione di snervamento	kPa	275.000,00
Tensione di rottura	kPa	430.000,00
Tensione amm (ITA)	kPa	190.000,00
API 650 APPENDICE "M" PER ALTE TEMPERATURE		
Tensione amm (API 650 pto M.3.2, T=260°)		
	Tab M-1 kPa	146666,67
	Tab 3-2 kPa	<hr/> 167000
	MIN kPa	<b>146.666,67</b>
Modulo elastico E (API 650 Table M-2)	kPa	<b>188.000.000,00</b>
<b><u>SPESSORE LAMIERE</u></b>		
Progetto secondo API 650 pto A.4.1		
D	m	<b>11</b>
H	m	<b>3,5</b>
G		<b>1</b>
E		<b>0,7</b>
CA (corrosion allowance)	mm	<b>3</b>
sigma design (API 650 pto M.3.3)		<b>116</b>
t	mm	5,12
Si adotta	mm	<b>6</b>
<b><u>Verifica agli elementi finiti</u></b>		
Pareti API 650 pto 3.6.1.1 (diam 15 - 36 m)	mm	<b>6</b>
Tetto (API 650 pto 3.10.2.2 > 5 mm)	mm	<b>6</b>
Profilati tetto API 650 pto 3.10.2.4	mm	<b>&gt;4.3</b>

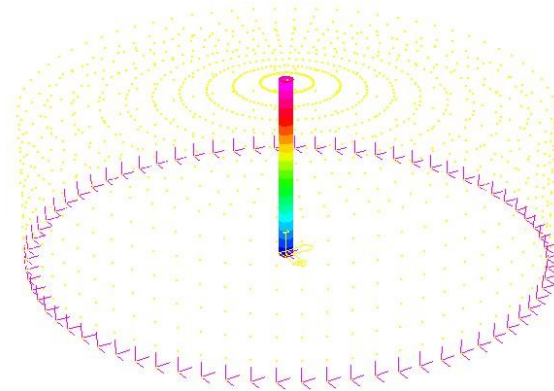
Si è proceduto quindi alla verifica agli elementi finiti con il codice di calcolo STRAUS 7. In particolare si controllano le tensioni e la forza massima di compressione sulla colonna per la combinazione di carico più sfavorevole comprendente carichi permanenti, carico idrostatico con acqua per un tirante di 3,5 m (collaudo), vento e neve. Le verifiche hanno dato esito positivo come illustrato nella tabella che segue dove sono riportati i valori massimi delle tensioni individuati tra le condizioni di carico I e II.



Massima tensione Von Mises sulle lamiere



Massima tensione sulle travi IPE 240



Massimo carico di punta sulla colonna centrale

#### **COMB II**

##### **PLATE**

VON MISES max	kPa	40,558.00
	Kg/mq	4,055,800.00
	kg/cmq	405.58
DZ max	m	-0.0062
	mm	-6.2
Luce L	mm	1560
L/200	mm	7.8
DR max	m	0.0011
	mm	1.1

Verifica delle lamiere (plate)

#### **COMB I**

##### **IPE 240**

Mmax	kNm	5.17
sigma (total fibre)	kPa	20,465.00
DZ max	m	0.0025
	mm	2.5
Luce L	mm	5500
L/200	mm	27.5

##### **TUBO 323x5.6**

Nmax	kN	131.63
Axial stress	kPa	23,513.82
Carico di punta		
beta		1
li	m	4
r	m	0.113
Lambda		35.55
omega		1.07
Axial stress kPa		25159.79

Verifica delle travi e della colonna

In sede di progetto esecutivo la struttura è da verificare anche per le azioni simiche in zona 4 come previsto dalla vigente normativa, dovranno essere verificati i tirafondi di ancoraggio alla struttura di fondazione in c.a.

## **7.2.      *Fondazione del serbatoio olio***

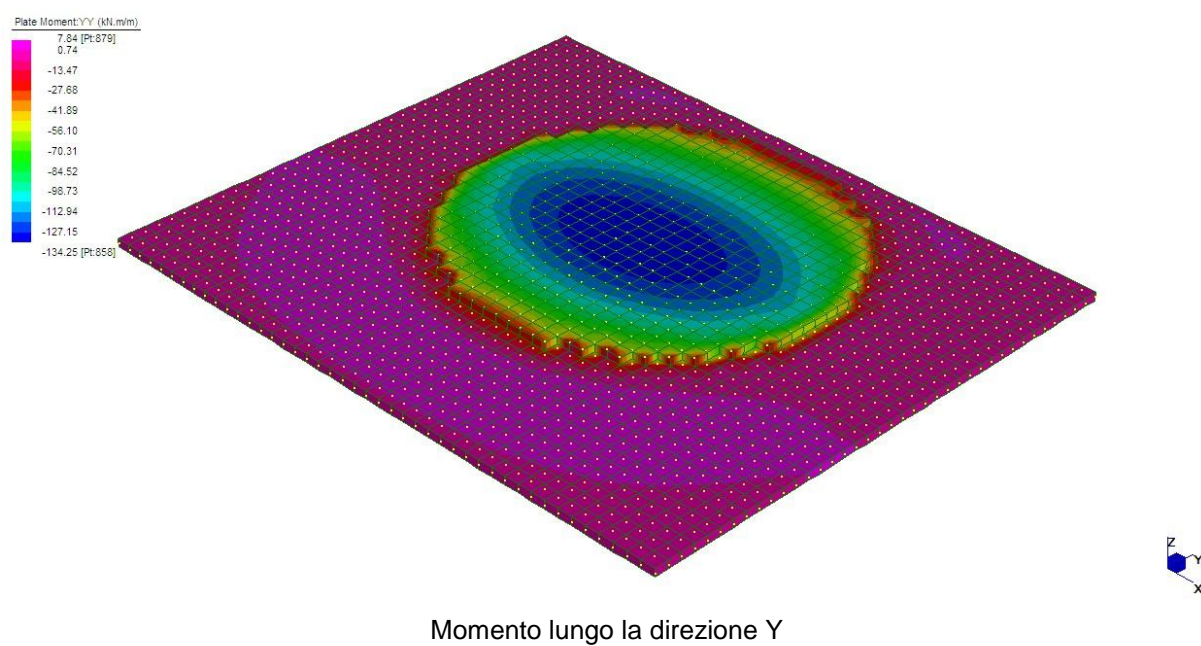
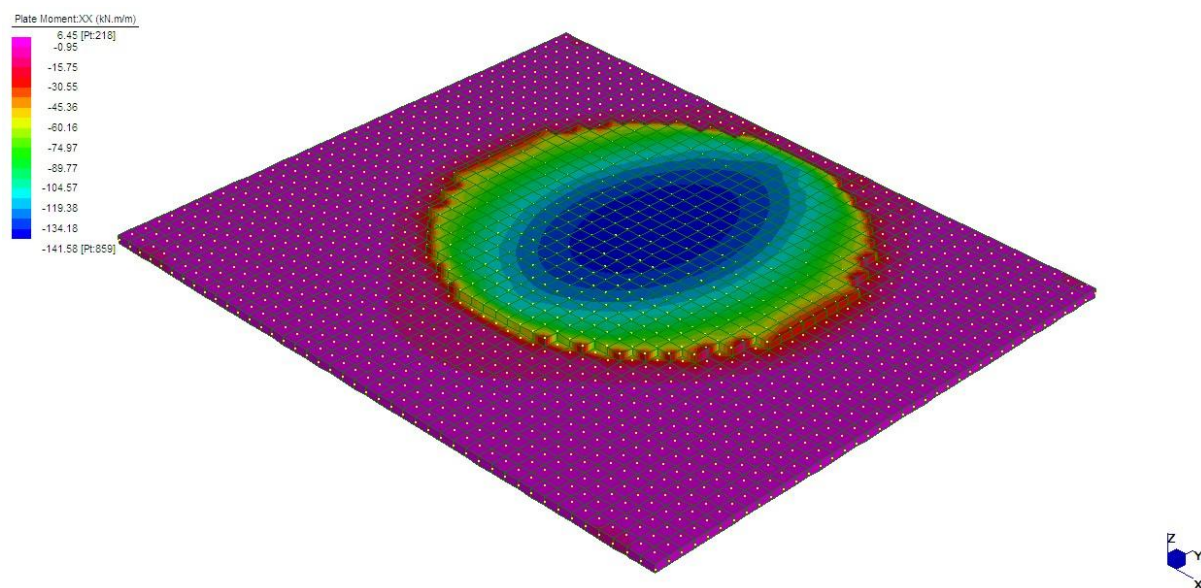
I due serbatoi verranno posizionati all'interno di un bacino di contenimento in c.a. (vedi all. E.1.4.) largo circa 22 metri, lungo 44 metri. Il volume utile del bacino di contenimento è pari alla capacità di ciascun serbatoio. Il bacino di contenimento dei serbatoi è completamente stagno è dotato di pozzetti interni di raccolta ed allontanamento dell'acqua piovana e costituisce la fondazione dei serbatoi olio caldo e olio freddo.

Nel seguito si analizza il comportamento della struttura soggetta al carico dei serbatoi olio ipotizzando un terreno alla Winckler con costante di sottofondo pari a  $1\text{kg/cm}^3$ . In sede di progetto esecutivo tale valore della costante di sottofondo è da rideterminare a seguito delle indagini geognostiche. Come si può evincere dall'all. E.1.4 la struttura è simmetrica, divisa in tre parti per mezzo di giunti strutturali. Si analizzerà una delle due parti gravata dal serbatoio adottando lo schema di piastra su suolo elastico. La piastra ha spessore di 30 cm per tutta la sua estensione ad eccezione dell'area in cui grava il serbatoio dove lo spessore è di 80 cm complessivi.

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi sulla piastra di fondazione.

<b>PESO STRUTTURA</b>		
<b><u>SERBATOIO ACCIAIO D = 11 m</u></b>		
<b><u>LAMIERE</u></b>		
$\gamma_{\text{acciaio}}$	kN/m <sup>3</sup>	78.5
D serbatoio	m	11
superficie fondo	mq	95.03
superficie pareti (h = 3.5 m)	mq	120.95
superficie tetto	mq	95.40
Fondo (sp 7 mm)	kN	52.22
Pareti (sp 6 mm)	kN	56.97
Tetto (sp 6 mm)	kN	44.93
Parziale lamiera (A)	kN	154.12
<b><u>TRAVI E PILASTRI</u></b>		
IPE 240	kN/m	0.307
Peso travi IPE 240 (18x5.5 m)	kN	30.393
Tubo 300 x 5.6 mm	KN/m	0.438
Peso colonna 300 x 5.6 mm	kN	1.75
Parziale travi e pilastri (B)		32.15
Parziale peso struttura acciaio (A+B)	kN	186.27
Maggiorazione 5% irrigidimenti, boccaporti ...	kN	9.31
<b>Totale struttura acciaio</b>	<b>kN</b>	<b>195.58</b>
<b><u>COIBENTAZIONE</u></b>		
<b><u>FONDO</u></b>		
$\gamma_{\text{mattoni}}$	kN/m <sup>3</sup>	18.00
mattoni pieni (6 cm)	kN/mq	1.08
$\gamma_{\text{vetro cellulare}}$	kN/m <sup>3</sup>	1.65
spessore (25 cm)	kN/mq	0.41
Superficie fondo	mq	95.03
Peso coibentazione fondo (C )	KN	141.84
<b><u>PARETI E COPERTURA</u></b>		
superficie pareti (h = 3.5 m)	mq	120.95
superficie tetto	mq	95.40
peso specifico coibentazione	kN/mq	0.6
Peso coibentazione pareti e tetto (D)	kN	129.81
<b>Totale peso coibentazione (C+D)</b>	<b>kN</b>	<b>271.65</b>
<b><u>ACQUA IN FASE DI COLLAUDO</u></b>		
superficie fondo	mq	95.03
<b>Peso acqua h = 3.5 m (E)</b>	<b>kN</b>	<b>3326.16</b>
<b><u>SOVRACCARICO SUL TETTO API 650</u></b>		
superficie	mq	95.03
sovraccarico	kN/mq	1.2
<b>Sovraccarico totale (F)</b>	<b>kN</b>	<b>114.04</b>
<b>PESO TOTALE SULLA PLATEA (A+B+C+D+E+F)</b>	<b>kN</b>	<b>3907.43</b>
Superficie su cui si scarica il peso (D = 12 m)	mq	113.10
<b>Q ripartito sulla platea</b>	<b>kN/mq</b>	<b>34.55</b>

Si riporta nel seguito l'analisi col codice di calcolo STRAUS7.



Si prevede l'utilizzo di cls classe di resistenza C30 o superiore e acciaio B450C. Si riportano nel seguito le verifiche delle armature per la piastra di spessore 30 cm e quella di spessore 80 cm.

<b>VERIFICA SEZIONE SP 80 cm Mxx = 141.58</b>			
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
B [cm]	100		
H [cm]	80		
c [cm]	4		
Hut [cm]	76		
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>			
M [daNcm]	1415800		
<b>ARMATURA</b>			
As' (armatura compressa) [cm <sup>2</sup> ]	10.05	n° 5 fi16	
As (armatura tesa) [cm <sup>2</sup> ]	10.05	n° 5 fi16	
<b>SFORZI</b>			
y [cm]	12.81		
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	683899.86		
σ <sub>c</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	26.51		
σ <sub>a'</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	273.49		
σ <sub>a</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	1962.31		

<b>VERIFICA SEZIONE SP 30 cm Mxx = 25.92</b>			
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
B [cm]	100		
H [cm]	30		
c [cm]	4		
Hut [cm]	26		
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>			
M [daNcm]	259508		
<b>ARMATURA</b>			
As' (armatura compressa) [cm <sup>2</sup> ]	5.65	n° 5 fi12	
As (armatura tesa) [cm <sup>2</sup> ]	5.65	n° 5 fi12	
<b>SFORZI</b>			
y [cm]	5.64		
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	41369.98		
σ <sub>c</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	35.36		
σ <sub>a'</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	153.98		
σ <sub>a</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	1916.06		

In sede di progetto esecutivo dovrà essere rieseguita la verifica anche in considerazione delle l'azioni sismiche in zona 4. Dovrà essere inoltre effettuata la verifica al galleggiamento per la presenza di falda alla quota del piano di campagna.

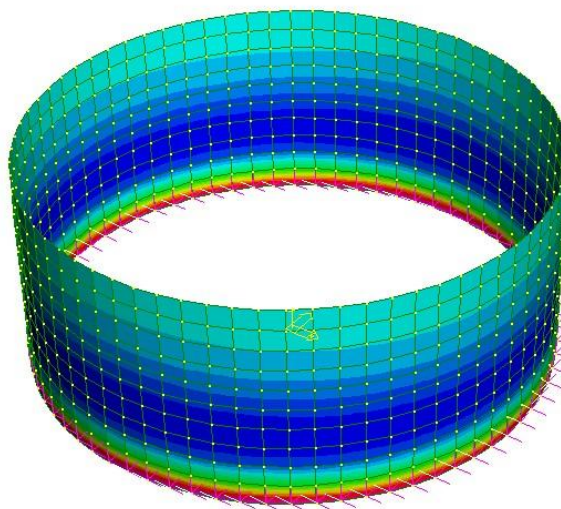
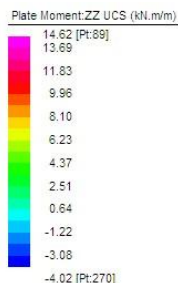
### **7.3. Verifica delle pareti del serbatoio acqua.**

Come mostrato in all. E.1.7 è da realizzare la vasca per l'accumulo dell'acqua antincendio. Si tratta di una vasca circolare in c.a. fuori terra del diametro di 9.4 m e alta 4 m. Il volume utile di 250 mc è quello necessario per garantire il funzionamento degli idranti e monitori del sistema antincendio (vedi allegato A.4.6). La vasca è munita di sfioratore di superficie, scarico di fondo, valvole di intercettazione e una valvola di interruzione automatica del flusso quando la vasca è piena. Le apparecchiature sono posate in parte fuori terra e in parte entro un pozzetto di manovra, le tubazioni sono previste in acciaio zincato a caldo.

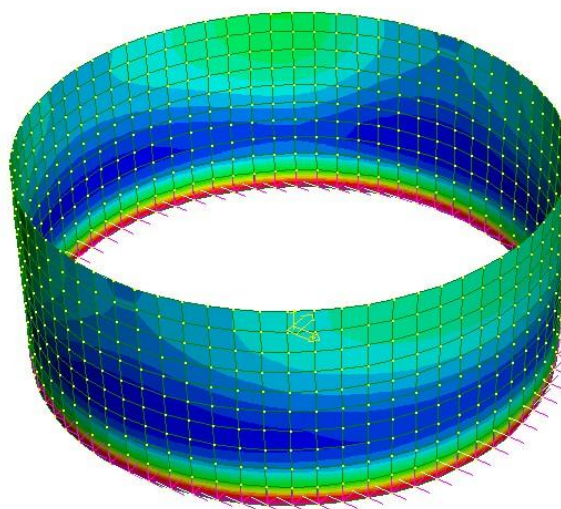
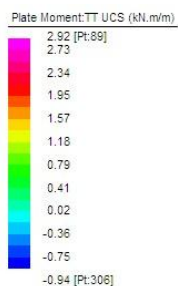


Si verificano le pareti sottoposte all'azione del vento (con la distribuzione sulla superficie cilindrica più sopra citata), al peso proprio ed alla spinta idrostatica col livello dell'acqua pari a 4 m.

Si riportano nel seguito le mappe dei momenti in direzione verticale ed in direzione della generatrice della superficie cilindrica.



Momenti lungo la direzione Z



Momento in direzione della generatrice della superficie cilindrica

Si prevede l'utilizzo di cls classe di resistenza C30 o superiore e acciaio B450C. Si riportano nel seguito le verifiche delle armature per la parete.

<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>		
B [cm]	100	
H [cm]	30	
c [cm]	4	
Hut [cm]	26	
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>		
M [daNcm]	146,200.00	
<b>ARMATURA</b>		
As' (armatura compressa) [cm]	3.93	n° 5 fi10
As (armatura tesa) [cm <sup>2</sup> ]	3.93	n° 5 fi10
<b>SFORZI</b>		
y [cm]	4.88	
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	30194.19	
σ <sub>c</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	23.64	
σ <sub>a'</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	64.10	
σ <sub>a</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	1533.76	

Nel seguito si calcola la pressione sul terreno.

<b>PESO STRUTTURA</b>		
D fondo	m	11
Superficie fondo	mq	95.03
h fondo	m	0.50
Peso fondo	kN	1187.91
D pareti	m	9.70
superficie pareti (h = 4 m)	mq	121.89
Spessore pareti	m	0.30
Peso pareti	kN	914.20
D interno	m	9.40
Superficie interna	m	69.40
h acqua	m	4.00
Peso acqua	kN	2775.91
Peso totale	kN	4878.03
Carico sulla fondazione	kN/mq	51.329752
	kg/cm <sup>2</sup>	<b>0.5132975</b>

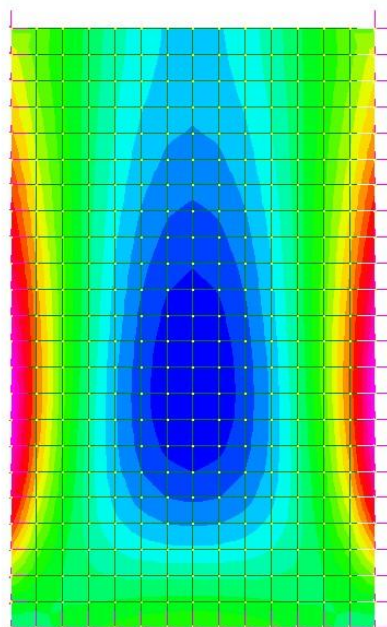
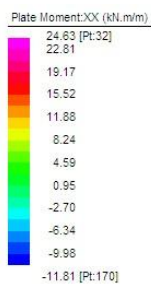
In sede di progetto esecutivo dovrà essere rieseguita la verifica anche in considerazione delle l'azioni sismiche in zona 4 e della fessurazione.

## 7.4. Verifica del pozzetto di sollevamento acque reflue

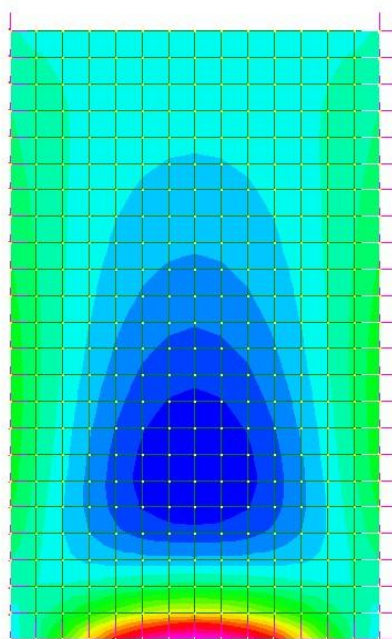
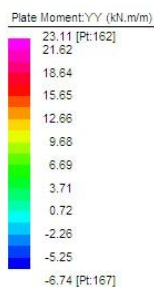
Come mostrato in allegato E.5.3 è da realizzare in opera il pozzetto in c.a dell'impianto di sollevamento delle acque reflue. Si analizza nel seguito la parete di maggiori dimensioni come piastra incastrata sui tre lati. I carichi cui è soggetta la parete sono: la spinta attiva del terreno (carico triangolare), la spinta idrostatica dell'acqua (quota della falda pari a quella del piano di campagna, carico triangolare), un sovraccarico accidentale sul terreno adiacente alla struttura pari a 20 kN/mq (carico rettangolare). Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi.

VERIFICA PARETE POZZETTO SOLLEVAMENTO			
PIASTRA			
a	m		4.6
b	m		2.8
TERRENO & ACQUA			
$\phi$	°		30
$K_a$			0.33
$\gamma_{\text{terreno}}$	kN/m3		19
$\gamma_{\text{terreno immerso}}$	kN/m3		9
$\gamma_{\text{acqua}}$	kN/m3		10
SOVRACCARICO	kN/m2		20
Si ipotizza la falda pari al piano di campagna			
CARICHI SUL LEMBO INFERIORE PIASTRA			
$q_{\text{terreno}}$	kN/m2		13.80
$q_{\text{acqua}}$	kN/m2		46.00
$q_{\text{sovraccarico}}$	kN/m2		6.67

La parete è stata analizzata col codice di calcolo STRAUS7.



Momento lungo la direzione X



Momento lungo la direzione Y



Si prevede l'utilizzo di cls classe di resistenza C30 o superiore e acciaio B450C. Si riportano nel seguito le verifiche delle armature per la piastra di spessore 30 cm.

Mxx	kNm/m	24.63
Myy	kNm/m	23.11
<b>Mmax</b>	<b>kNm/m</b>	<b>24.63</b>
<b>Mmax</b>	<b>kgcm/m</b>	<b>246,300.00</b>
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>		
B [cm]	100	
H [cm]	30	
c [cm]	4	
Hut [cm]	26	
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>		
M [daNcm]	246300	
<b>ARMATURA</b>		
As' (armatura compressa) [cm <sup>2</sup> ]	6.28	n° 8 fi10
As (armatura tesa) [cm <sup>2</sup> ]	6.28	n° 8 fi10
<b>SFORZI</b>		
y [cm]	5.87	
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	45262.43	
σ <sub>c</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	31.93	
σ <sub>s'</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	152.44	
σ <sub>s</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	1643.29	

In sede di progetto esecutivo dovrà essere rieseguita la verifica anche in considerazione delle l'azioni sismiche in zona 4 e della fessurazione. Dovrà essere inoltre effettuata la verifica al galleggiamento per la presenza di falda alla quota del piano di campagna.