

## PROGETTAZIONE

STUDIO DI INGEGNERIA  
ISOLA BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Riccardo ISOLA  
Dott. Ing. Paolo BOASSO  
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

Corso Prestinari 86  
13100 VERCELLI (VC)

Tel. 0039 0161 215214  
fax. 0039 0161 1895045  
isolaboasso@email.it  
isolaboassoassociati@legalmail.it  
www.isolaboasso.it



Acqua Novara VCO Spa  
Via L. Triggiani n. 9  
28100 NOVARA

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Oggetto

# POTENZIAMENTO STAZIONE DI DEFOSFATAZIONE CHIMICA A SERVIZIO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI NOVARA (NO)

Rif. archivio: 023.23

Scala	—	Elaborato. n°	GE.01.001
Rev.	AGGIORNAMENTI		DATA
00	Prima emissione — PFTE		Aprile 2025

Contenuto degli Elaborati

### RELAZIONE GEOLOGICA

Il Responsabile  
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi  
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

—

\* Riservato all'Amministrazione

## Sommario

1	PREMESSA .....	2
---	----------------	---

## 1 PREMESSA

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, litologici e geotecnici, il presente progetto si riferisce a quanto contenuto all'interno dell'elaborato "Relazione idrogeologica – geotecnica" redatta per il progetto esecutivo "Interventi finalizzati alla rimozione spinta dell'azoto" nel Maggio 2011, la quale viene integrata all'interno del presente progetto poiché le caratteristiche geologiche, litologiche e geotecniche del sito di interesse non sono variate rispetto al quadro attuale.



# **IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI NOVARA - VIA GENERALI** **INTERVENTI FINALIZZATI ALLA RIMOZIONE SPINTA DELL'AZOTO** **- PROGETTO ESECUTIVO -**



## **RELAZIONE IDROGEOLOGICA - GEOTECNICA**



ELABORATO

E

COMMESSA

DATA

MAGGIO 2011

Redazione:

IDROGEO – Dott. geol. Marco Carmine

Corte degli Arrofini 1, Novara – tel 0321/499773, fax 0321/520037



Nome file: G11/010/01

## INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE .....	5
2.2	ASSETTO STRATIGRAFICO LOCALE .....	7
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	8
4	INDAGINI ESEGUITE .....	10
4.1	INDAGINI GEOTECNICHE.....	10
4.2	INDAGINI IDROGEOLOGICHE .....	12
5	INTERPRETAZIONE GEOTECNICA DELLE INDAGINI.....	13
5.1	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA DEI SONDAGGI .....	13
5.2	PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NEL 2004.....	15
5.3	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE .....	17
6	ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO .....	22
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA .....	25
8	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI .....	31
9	SCAVI E OPERE PROVVISORIALI .....	38
9.1	SITUAZIONE 1 - SCAVI LATI N E S.....	39
9.2	SITUAZIONE 2 - SCAVI LATO W (IN FREGIO ALLE VASCHE ESISTENTI) .....	39
9.3	SITUAZIONE 3 - SCAVI LATO E (IN CORRISPONDENZA DEI TRALICCI DELL'ALTA TENSIONE).....	40
10	ABBASSAMENTO DELLA FALDA .....	42
10.1	SIMULAZIONE MODELLO DINAMICO .....	44
11	CONCLUSIONI .....	46

## 1 PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta per conto di **Edil Alta S.r.l.** integra la documentazione della progettazione esecutiva degli interventi di potenziamento del depuratore della Città di Novara; le opere previste riguardano la realizzazione degli interventi finalizzati alla rimozione spinta dell'azoto.

La presente documentazione è stata redatta sulla base della documentazione stratigrafica e geotecnica desunta dalle precedenti campagne geognostiche eseguite sull'area dallo scrivente nel Luglio 2002, per la fase di progettazione definitiva delle opere di ampliamento del depuratore e della relazione redatta dal Dr. Geol. G.V. Graziano di Palermo a corredo della successiva progettazione esecutiva delle opere previste.

Tale studio si configura quindi come caratterizzazione e modellazione geologica del sito prevista nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al recente D.M. 14/01/2008 nonché ai sensi del D.M. 11/03/1988 e pertanto anche le valutazioni di carattere geotecnico (metodi di calcolo, approcci di progetto, definizione dei parametri caratteristici dei terreni, azione sismica) sono state riviste in conformità a quanto previsto dalla nuova normativa vigente.

Gli interventi di potenziamento del depuratore sono costituiti principalmente dalla formazione di vasche di denitrificazione, ossidazione e nitrificazione; si tratta di un manufatto parzialmente interrato composto da:

- n. 2 vasche rettangolari di dimensioni interne 18.85 x 19.25 con un battente idraulico di esercizio di 6.26 metri e pareti di altezza 6.75 metri
- n. 3 vasche rettangolari di dimensioni interne 52.00x13.50 con un battente idraulico di esercizio di 5.68 metri e pareti di altezza 6.20 metri

La formazione di questi manufatti comporterà la realizzazione di scavi di sbancamento necessari al raggiungimento del piano di posa delle fondazioni di circa 5 metri rispetto all'attuale piano campagna.

Oltre ai manufatti sopra descritti, il progetto esecutivo prevede anche come opere civili i seguenti principali interventi:

- realizzazione di una nuova stazione di sollevamento intermedio liquami, con collegamenti idraulici al comparto biologico esistente ed alle nuove vasche di denitrificazione, ossidazione e nitrificazione;
- ampliamento del locale compressori e quadri elettrici esistenti e realizzazione sul lato opposto di una nuova cabina elettrica;
- collegamenti idraulici vari (linee fanghi, idriche e biogas).

I principali aspetti geotecnici che saranno affrontati nel presente elaborato sono relativi alla valutazione della capacità portante delle fondazioni dei nuovi manufatti in progetto e alla stabilità dei fronti di scavo necessari alla realizzazione delle opere previste.

## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE

Il territorio a Sud di Novara è caratterizzato da un alto morfologico delimitato ad Ovest dalla scarpata che, costeggiando le C.ne Cortenova, Scalpellina e S. Maiolo, si affaccia sulla valle del **Torrente Agogna** e ad Est dalla scarpata più accentuata che ben delimita anche la zona urbanizzata sino all'abitato di Olengo.

Per quanto riguarda le scarpate dei terrazzi è necessario precisare che i dislivelli naturali del terreno sono stati spesso rimodellati ed adattati secondo le necessità agricole e nel centro urbano dall'urbanizzazione; soprattutto lungo il limite della scarpata occidentale, l'originale aspetto morfologico è stato trasformato dalla escavazione di due terrazzi artificiali distinti al fine di permettere l'attività risicola.

La scarpata orientale non presenta evidenti segni di rimaneggiamento antropico, ma vi si riconoscono, invece, una scarpata iniziale a forte pendenza e un pendio più dolce di raccordo con la pianura costituita da depositi eluvio-colluviali provenienti dalla sommità del terrazzo.

Nella porzione meridionale, il terrazzo, inoltre, è solcato da una serie di incisioni minori tutte orientate in direzione Nord-Sud; quella di maggior rilievo è riconducibile all'attività del **Torrente Arbogna** che, nascendo dalla zona Sud della città, attraversa le campagne tra Olengo e la frazione Torrion Quartara.

Le altre incisioni, subparallele a quella del Torrente Arbogna, ma decisamente meno profonde, sono, invece, dovute alla raccolta e al ruscellamento delle acque meteoriche e sono solcate da canali di irrigazione o da ruscelletti a carattere temporaneo.

L'area che interesserà le opere di completamento dell'impianto di depurazione, sono poste ad una quota media di 138.40 metri s.l.m. e ricadono tutte nel settore di pianura



al piede del terrazzo, il quale presenta il suo limite a circa 500 metri a Ovest, nei pressi della Cascina Cortenuova.

Le due zone geomorfologiche evidenziate, terrazzo e pianura circostante a Sud del centro abitato di Novara, corrispondono ad affioramenti di depositi geologicamente diversi; la zona più rilevata è costituita da depositi fluvioglaciali di età rissiana rappresentati da **alluvioni ghiaioso-sabbiose**, alterate alla sommità in **terreni argillosi giallo-ocracei**.

## 2.2 ASSETTO STRATIGRAFICO LOCALE

La pianura circostante il terrazzo più antico è costituita da **alluvioni fluvioglaciali ghiaioso-ciottolose** più recenti, di età wurmiana, e, quindi, successive a quelle costituenti il terrazzo rissiano.

I motivi del dislivello altimetrico, evidenziato tra questi due depositi, sono da ricercarsi nel periodo interglaciale Riss-Wurm, che separa i due eventi deposizionali, in cui ha avuto luogo un episodio di escavazione dei depositi rissiani, che ha provocato il formarsi di lingue isolate a quote più elevate (lingua di Novara-Vespolate); successivamente, durante la glaciazione wurmiana è avvenuto l'ultimo grande evento deposizionale che ha definitivamente fissato il livello di base della pianura, senza riuscire però a colmare l'escavazione precedente.

La successione stratigrafica del sottosuolo dell'area in esame presenta un orizzonte più superficiale "ghiaioso-sabbioso" costituito dalle alluvioni fluvioglaciali quaternarie più recenti; questo orizzonte presenta uno spessore medio di circa 35 metri.

All'interno della successione stratigrafica, è importante evidenziare la presenza di un livello argilloso, presente in modo pressoché continuo nell'ambito del territorio comunale, ad una profondità variabile tra i 30 ed i 40 m e con uno spessore medio di 4 metri.

A questo orizzonte semipermeabile si associa sempre inferiormente un livello ghiaioso costituito da ghiaie e sabbie generalmente sciolte, anche molto grossolane, che solo in alcune limitate zone presenta una matrice argillosa; lo spessore medio di questo livello è di circa 10 metri.

Inferiormente a questo livello si presenta una più potente unità sabbiosa, in cui si presentano intercalazioni di materiale più grossolano e di argille; la potenza media è di circa 40-50 m e le profondità massime sono di circa 100 m. dal p.c.

### 3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Nell'ambito dell'unità ghiaioso-sabbiosa, che costituisce il substrato del territorio in esame, è costantemente presente una **prima falda di tipo freatico**, la cui superficie piezometrica è generalmente situata ad una profondità variabile da pochi metri sino ad una decina di metri, in relazione alla quota del piano campagna e alla geologia di superficie.

La soggiacenza della falda freatica è fortemente condizionata, oltre che dalle variazioni stagionali connesse al regime pluviometrico e dal corso d'acqua presente (T. Agogna), soprattutto dal regime irriguo delle risaie e dei canali.

A livello comunale la falda freatica ha una soggiacenza di 3 metri rispetto alla quota media della pianura, la direzione di flusso è NW-SE; nella zona corrispondente al pianalto, al di sopra del terrazzo morfologico, la falda è invece ubicata a circa 8/10 metri di profondità dal p.c.

Nell'area in esame la falda freatica, da quanto reperibile da dati bibliografici, si può rinvenire mediamente a circa 3 metri dal piano campagna, con escursioni pari a circa 0,8 m, come dettagliato al Cap. 10.

In condizioni eccezionali, legate a piovosità particolarmente elevate o a piene del Torrente Agogna che scorre in fregio all'area in esame, tali escursioni potrebbero risultare anche maggiori.

Questa falda è delimitata alla base da un limite semipermeabile, individuabile nell'orizzonte argilloso, descritto precedentemente, ubicato a circa 30 m di profondità e pressoché continuo nell'ambito del territorio comunale; tale orizzonte, che instaura condizioni di semiconfinamento nella falda profonda, separa nettamente le due falde che presentano quindi piezometrie diverse di alcuni metri.

I parametri idraulici della falda freatica sono stati ricavati dall'interpretazione delle prove a gradini di portata eseguite su vari pozzi superficiali, cioè con profondità massime di 30 metri, realizzati nel corso degli anni 1996-1997, tramite il metodo di Cooper-Jacob che utilizza lo stesso metodo di Jacob, impiegato per l'interpretazione delle prove a portata costante, sostituendo però  $s$  con  $s/Q$ , cioè sostituendo all'abbassamento il rapporto abbassamento/portata (relativa al gradino considerato, di volta in volta), ed il tempo con una funzione  $t^*$ , dove:

$$t^* = \log^{-1} [\Delta Q_i \log(t_n - t_i)] / \sum Q_i$$

Il valore  $t^*$  rappresenta la media pesata dei tempi, cioè il tempo in corrispondenza del quale si avrebbe l'abbassamento osservato se il pompaggio fosse stato fatto a portata costante e di valore corrispondente a quello che si ha al tempo  $t$ .

I valori ottenuti tramite tale interpretazione evidenziano i seguenti parametri idrogeologici: Trasmissività media pari a  $T = 6,1 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  e permeabilità media di  $K = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ .

La situazione idrogeologica a profondità superiori di 30 metri è caratterizzata dalla presenza dell'acquifero tradizionale con caratteristiche di semiconfinamento, dovuto alla presenza del livello argilloso citato; in linea generale, tale acquifero, sfruttato dai pozzi pubblici, situato nel complesso ghiaioso-sabbioso a profondità comprese tra i 40 e i 100 metri circa dal piano campagna, può essere definito come un acquifero monostrato multifalda, simile quello che nella bibliografia specifica dell'area lombarda viene descritto come acquifero tradizionale.

Infatti le diverse falde possono essere sempre ricondotte ad un'unica circolazione idrica sotterranea in quanto l'acquifero comprende, a partire dal livello ghiaioso continuo associato all'orizzonte argilloso, tutta l'unità sabbiosa sino al suo limite inferiore e le porzioni della litozona argilloso-sabbiosa costituenti l'alto strutturale che sono idraulicamente collegate all'acquifero tradizionale.

I parametri dell'acquifero sfruttato dai pozzi comunali sono stati determinati in varie prove di pompaggio che hanno permesso di definire una trasmissività media di **1.43 x 10<sup>-2</sup> m<sup>2</sup>/s** ed una conducibilità idraulica media di **3 x 10<sup>-4</sup> m/s**.

## **4 INDAGINI ESEGUITE**

### **4.1 INDAGINI GEOTECNICHE**

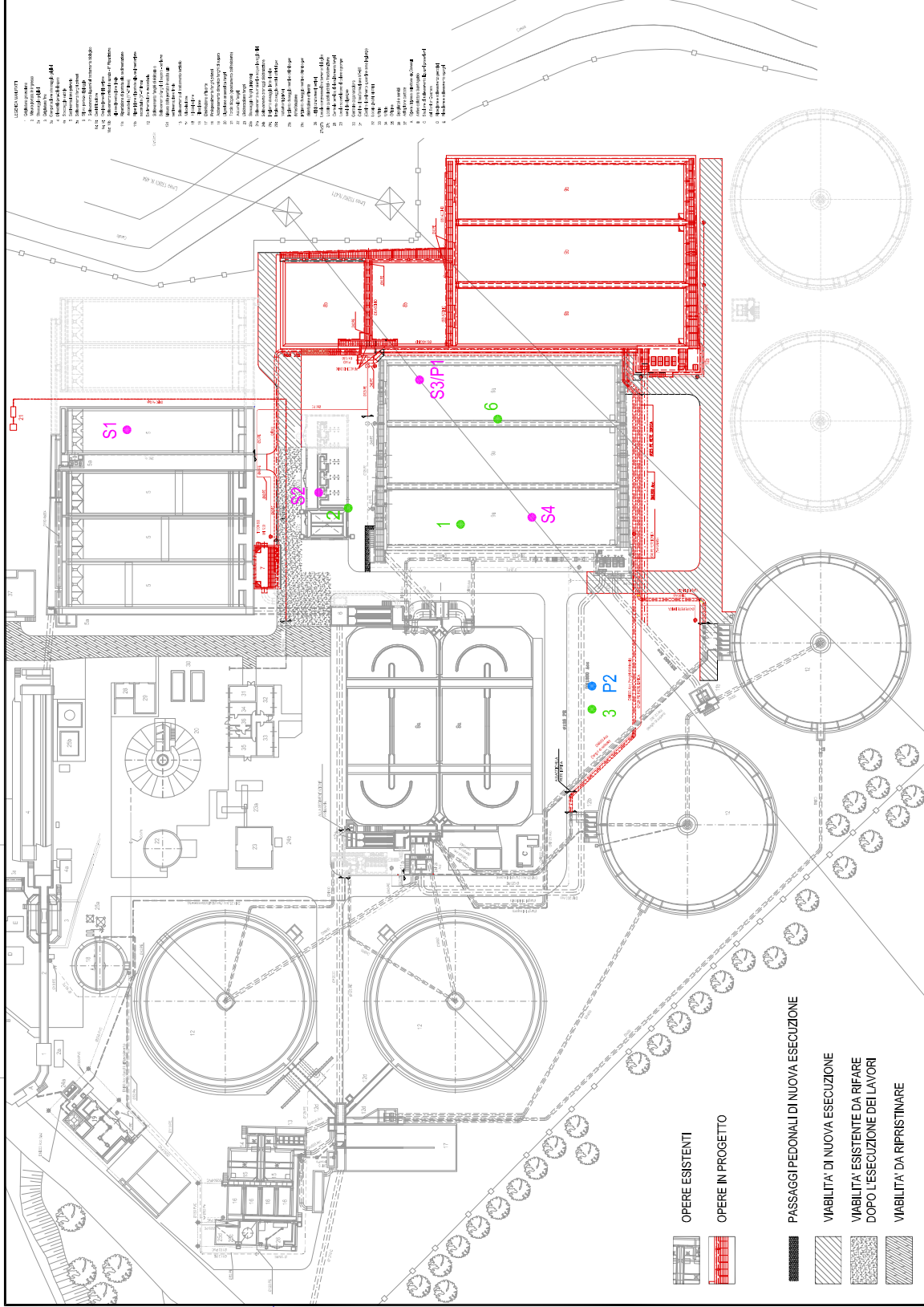
Presso l'area del depuratore di Novara sono state condotte due differenti campagne geognostiche finalizzate a caratterizzare da un punto di vista stratigrafico e geotecniche il sottosuolo dell'area; la prima campagna di indagini, eseguita dallo studio scrivente nel Luglio 2002, è stata finalizzata all'acquisizione delle informazioni necessarie alla progettazione definitiva del I Lotto degli interventi di ampliamento del depuratore.

In particolare sono state condotte le seguenti indagini:

- realizzazione di un sondaggio geognostico spinto sino a 12 m dal p.c. con esecuzione di 2 prove penetrometriche dinamiche in foro tipo SPT;
- esecuzione di 6 prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT;
- realizzazione di un piezometro in corrispondenza del sondaggio.

I risultati e l'interpretazione delle indagini sopra elencate sono stati riassunti in una relazione geologico-geotecnica redatta nel luglio 2002 a corredo del progetto definitivo del I Lotto dell'ampliamento.

Durante la fase di progettazione esecutiva del I Lotto di adeguamento del depuratore è stata eseguita una seconda campagna di indagini, condotta sotto la direzione del Dott. Geol. Gian Vito Graziano, che ha redatto una seconda relazione geologica nel Febbraio 2004.



PROVE PENETROMETRICHE (Luglio 2002)  
 SONDAGGIO/PIEZOMETRO (Luglio 2002)  
 NUOVE INDAGINI (Febbraio 2004)

● ● ●

Comittente:



LAVORO : IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI NOVARA - VIA GENERALI  
 INTERVENTI FINALIZZATI ALLA RIMOZIONE SPINTA DELL'AZOTO  
 - PROGETTO ESECUTIVO -  
 RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
 G11.010

Descrizione:

UBICAZIONE INDAGINI

Tav n.:

1

Scala:

Grafica

Data:

Maggio 2011

IDROGEO - Dott. Geol. Marco Carmine

Corte degli Arcolini, 1 - NOVARA Tel. 0321/49773 Fax 0321/520037

In questa seconda campagna le indagini sono state le seguenti:

- realizzazione di 4 sondaggi geognostici spinti sino a 10 m dal p.c.;
- realizzazione di un piezometro in corrispondenza di un sondaggio;
- prelievo di 7 campioni di terreno da differenti profondità sottoposti a prove geotecniche di laboratorio;
- esecuzione di una prova di emungimento a portata costante presso il piezometro realizzato durante la campagna geognostica.

Nella planimetria allegata (Tavola 1) è individuata l'ubicazione delle indagini eseguite nelle due diverse campagne geognostiche precedentemente riassunte nonché le opere previste all'interno dell'attuale progetto di adeguamento.

Le prove eseguite in occasione delle due campagne geognostiche **non interessano direttamente le aree di intervento**, ma, in relazione alla sostanziale uniformità delle caratteristiche geotecniche e stratigrafiche del settore di sottosuolo che sarà interessato dalla realizzazione dei nuovi manufatti, si ritiene che i dati ad oggi disponibili siano utilizzabili per la formulazione del modello geotecnico del sottosuolo.

## 4.2 INDAGINI IDROGEOLOGICHE

Allo scopo di determinare i parametri idrogeologici dell'acquifero freatico, come riportato nello Studio Geologico Esecutivo a firma del Dott. Geol. GianVito Graziano, è stata realizzata una prova di pompaggio nel forodi sondaggio S3 attrezzato a piezometro mediante l'installazione di un piezometro a tubo aperto.

La prova di pompaggio eseguita, a portata costante, ha permesso, attraverso l'applicazione della formula di Jacob la determinazione di una trasmissività dell'acquifero pari a  $8.9 \cdot 10^{-2}$  mq/s.

Tale dato ottenuto dal Dott. Geol. G. Graziano, risulta del tutto confrontabile con il valore di trasmissività determinato dallo Scrivente nell'ambito di precedenti studi, descritto al capitolo 3.



## 5 INTERPRETAZIONE GEOTECNICA DELLE INDAGINI

Come già precedentemente riassunto sull'area sono state condotte due distinte campagne geognostiche; da ognuna delle 2 campagne è stato estrapolato un modello geotecnico di progetto a cui si rimanda per una verifica dei risultati indicati.

In questo caso si è ritenuto opportuno formulare un nuovo modello geotecnico del terreno che riprende quelli già realizzati utilizzando però solo i dati ottenuti dalle indagini più prossime all'area d'intervento e pertanto non saranno utilizzati i dati relativi alle prove P4 e P5 ottenuti durante la campagna geognostica del luglio 2002.

Come già indicato nel capitolo precedente, i punti di indagine non sono stati eseguiti entro l'area di pertinenza del nuovo manufatto oggetto della presente documentazione, ma l'uniformità dei livelli litologici individuati, permette di estendere lo stesso modello prodotto per la parametrizzazione geotecnica dei terreni posti in corrispondenza degli interventi previsti.

### 5.1 INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA DEI SONDAGGI

Dall'osservazione delle stratigrafie dei sondaggi eseguiti (S del 2002; S1, S2, S3 ed S4 del 2004) si osserva una buona coerenza per quanto riguarda le quote dei diversi livelli osservati e l'interpretazione stratigrafica dei diversi orizzonti attraversati si osservano infatti in tutti e quattro i sondaggi eseguiti i seguenti livelli:

#### **Livello A**

Si tratta di **terreno agrario**, con presenza di resti vegetali, di spessore variabile compreso tra i 20 cm del sondaggio S del 2002 e gli 80 cm del sondaggio S2 del 2004.

#### **Livello B**

Si tratta di un orizzonte costituito da **sabbia fine con ghiaietto e qualche ciottolo** di piccole dimensioni (diametro massimo 3-4 cm) si osserva immediatamente al di sotto

del terreno agrario precedentemente indicato; la base di tale livello è individuata ad una profondità variabile compresa tra i 5 e i 7 metri dal p.c. dei sondaggi S3 e S4 del 2004 e i 7 metri del sondaggio S1 sempre realizzato nel 2004.

### **Livello C**

Questo orizzonte è costituito da **sabbia debolmente limosa** e si rinviene con continuità alla base del livello precedentemente individuato. Tale livello presenta uno spessore compreso tra i 3 e i 4 metri e si estende fino alle quote di 9-10 metri di profondità rispetto al p.c.

### **Livello D**

Alla base di questo terzo livello si osserva il passaggio ad un livello costituito prevalentemente da un **limo sabbioso plastico marrone chiaro** di cui non è nota la potenza che però viene osservato almeno fino alla profondità di 12 metri; profondità massima a cui sono state spinte le indagini geognostiche (sondaggio S del 2002).

In occasione dell'esecuzione del sondaggio S eseguito nel 2002 sono state effettuate anche due prove SPT in foro i cui risultati sono riportati nella tabella seguente.

	<b>Profondità</b>	<b>N° colpi</b>	<b>N<sub>spt</sub></b>	<b>N<sub>1</sub></b>
<b>Sondaggio S</b>	<i>7.0 metri da p.c. Livello C</i>	21	40	43
		20		
		20		
	<i>10 metri da p.c. Livello D</i>	5	13	12
		6		
		7		

## **5.2 PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NEL 2004**

Le prove di laboratorio eseguite hanno interessato i livelli 2 e 3 precedentemente indicati; in particolare sono stati prelevati 3 campioni riferiti al livello 2 e 4 campioni riferiti al livello 3; in particolare i campioni identificati con la sigla C1 sono relativi al livello 2 e i campioni identificati con la sigla C2 sono relativi al livello 3 secondo la seguente tabella:

Sondaggio	Campione	Profondità	Livello indagato	Risultati ottenuti dalle prove di laboratorio							Classificazione granulometrica	
				Peso di volume dei granuli (t/m <sup>3</sup> )	Peso di volume del campione (t/m <sup>3</sup> )	Peso di volume secco (t/m <sup>3</sup> )	Indice dei vuoti	Porosità (n)	Angolo d'attrito	Coesione (t/m <sup>2</sup> )		
									(da prova di taglio diretta)			
S1	C1	4.2-4.4	Liv. B		2.03					32°	0.0	-
	C2	7.5-8.2	Liv. C	2.70	1.89	1.50	0.8	0.44		30°	0.9	Sabbia
S2	C1	1.5-1.9	Liv. B	2.69	1.76	1.50	0.8	0.44		32°	0.0	Sabbia ghiaiosa
	C1	1.5-2.2	Liv. B	2.64	1.57	1.48	0.78	0.44		33°	0.2	Sabbia con ghiaia
S3	C2	6.0-6.7	Liv. C	2.68	1.82	1.44	0.87	0.46		31°	0.0	Sabbia debolmente ghiaiosa
	C1	1.5-2.2	Liv. B	2.68	1.60	1.40	0.91	0.48		35°	0.0	Ghiaia con sabbia
S4	C2	6.0-6.7	Liv. C	2.69	1.86	1.53	0.76	0.43		30°	0.0	Sabbia ghiaiosa

Il campione C1 prelevato nel sondaggio S1 è rimaneggiato mentre i gli altri campioni sono stati considerati, nell’ambito dell’indagine geognostica del 2004, indisturbati.

I dati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sono quindi i seguenti:

Parametro	Livello B	Livello C
Peso di volume dei granuli ( $t/m^3$ )	2.70	2.70
Peso di volume secco ( $t/m^3$ )	1.40-1.50	1.85-1.90
Porosità (n)	0.44-0.48	0.44

### 5.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

La descrizione delle modalità di esecuzione delle prove e dell'attrezzatura utilizzata per la loro realizzazione sono descritte all'interno degli elaborati di progetto redatti nel 2002 dallo studio scrivente e a cui si rimanda per una descrizione delle stesse e che si riprende brevemente.

L'indagine è stata realizzata mediante penetrometro superpesante tipo MEARDI A.G.I., il quale presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

peso del maglio:	73 Kg;
altezza di caduta	75 cm;
angolo al vertice della punta conica	60°;
diametro del cono	50.8 mm;
peso delle aste	4.6 Kg/ml;
diametro esterno del rivestimento	48 mm;
peso del rivestimento	5.3 Kg/ml.

L'impiego dei dati  $N_{DP}$  a fini geotecnici si basa su metodi indiretti, poiché presuppone il ricorso a varie correlazioni di tipo sperimentale, presenti nella letteratura specifica, che però si basano quasi esclusivamente sul numero di colpi ottenuto mediante prove penetrometriche dinamiche standard (S.P.T.) eseguite in foro di sondaggio.

Trattandosi di prove indirette si osserva una maggiore difficoltà nell'individuare univocamente i livelli precedentemente descritti; tuttavia sulla base della correlazione con i dati ottenuti dai sondaggi geognostici è stato possibile fornire una successione stratigrafica con relativa parametrizzazione geotecnica.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici si osserva una sostanziale coerenza tra i risultati dell'interpretazione delle prove penetrometriche e i risultati delle prove di laboratorio sui campioni estratti per i livelli B e C.

Si osserva che per quanto riguarda il livello D le formule per la correlazione adottate nell'interpretazione delle prove penetrometriche non tengono conto dell'azione della coesione; si è ritenuto pertanto opportuno utilizzare un valore di angolo d'attrito più cautelativo ( $30^\circ$  contro i  $34^\circ$  previsti) inserendo però un valore di coesione pari a  $1 \text{ t/m}^2$  infatti dall'osservazione delle carote estratte in occasione dei sondaggi eseguiti si ritiene che i valori ottenuti dalle prove penetrometriche siano elevati per la presenza di materiale coesivo e che in questo caso i valori ottenuti dalle prove SPT siano più significativi per la tipologia di depositi osservata; si osserva infatti che all'interno di tutti i sondaggi ad eccezione del sondaggio S1 a partire dalla profondità di 9 metri dal p.c. il materiale estratto presenta granulometria prevalentemente limosa.

Si osserva infine che i valori di SPT ottenuti all'interno del livello C sono più elevati rispetto a quelli ottenuti dall'interpretazione delle penetrometrie (di cui si riportano i report in allegato alla presente); tale dato può essere dovuto alla presenza di un livello, anche di spessore minimo, avente resistenza alla penetrazione maggiore; si ritiene che la discontinuità del dato ottenuto dalla prova SPT rispetto ad una prova penetrometrica dinamica risulti in questo caso meno significativo e pertanto si ritiene opportuno non considerarlo nella valutazione dei parametri geotecnici.

Per la parametrizzazione geotecnica dei diversi livelli osservati sono quindi stati utilizzati i dati ottenuti dall'esecuzione delle precedenti campagne d'indagine

eseguite sull'area correlati tra loro secondo quanto indicato nei paragrafi precedenti;  
in questo modo è stato possibile fornire il seguente modello geotecnico.

LIV.	LITOLOGIA	Profondità Da p.c. (m)	$\Delta H$ (m)	Hm (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	n (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (t/m <sup>2</sup> )	N <sub>dp</sub>	N <sub>spt</sub>	N <sub>1</sub>	Dr (%)	$\phi'$ (°)	Cu (t/m <sup>2</sup> )	Nq	N $\gamma$
A	Terreno Agrario	0.0-1.0	0.5	0.25	2.70	48	1.50	1.98	0.75	4	4	7	30	27	0.0	-	-
B	sabbia fine con ghiaietto e qualche ciottolo	1.0-6.0	5.0	3.5	2.70	48	1.50	1.98	4.47	11	12	18	50	32	0.0		
C	sabbia debolmente limosa	6.0-9.0	3.0	7.5	2.70	44	1.85	2.29	8.85	18	19	21	55	33	0.0		
D	limo sabbioso plastico marrone chiaro	9.0-12.0	3.0	10.5	2.70	50	1.35	1.85	12.06	30	33	30	62	30	1.0		

Dove:

- $\Delta H$ : spessore medio dello strato  
Hm: profondità media dello strato  
 $\sigma'_{vo}$ : pressione verticale efficace media  
N<sub>dp</sub>: numero di colpi medio misurati della prova penetrometrica dinamica  
N<sub>spt</sub>: numero di colpi della prova penetrometrica normalizzati in funzione del rendimento dell'attrezzatura e della profondità  
Dr: densità relativa  
 $\phi'$ : angolo di attrito efficace  
Cu: coesione non drenata  
n: porosità stimata per il livello D e derivante dai valori ottenuti dalle prove di laboratorio per i livelli B e C  
 $\gamma$ : peso specifico dei granuli  
 $\gamma_d, \gamma_s, \gamma_i$ : pesi di volume terreno asciutto, saturo, immerso  
Nq-N $\gamma$ : fattori di capacità portante



Per quanto riguarda i livelli della falda all'interno dei terreni investigati si osserva che durante l'esecuzione delle prove in situ e terminata l'installazione del piezometro presso il sondaggio S (Campagna 2002) è stata rilevata una soggiacenza della falda freatica pari a 3.12 metri; nel Febbraio 2004 il Dr. Graziano rilevava invece presso il piezometro, eseguito nel settore Est della proprietà, un valore di soggiacenza compreso tra 2.3 e 2.9 metri.

## 6 ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Al fine di procedere con la definizione dei parametri di progetto del terreno si propone la seguente determinazione del valore caratteristico di resistenza al taglio per ogni livello indicato.

Il valore caratteristico rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili dalle prove eseguite.

Non avendo a disposizione un numero elevato di dati misurati per il valore dell'angolo d'attrito efficace si propone di procedere alla determinazione dei valori caratteristici con la seguente relazione:

$$\varphi'_k = \varphi'_m (1 + X \cdot V_{\varphi'} / (n^{0,5}))$$

Dove:

$\varphi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito interno

$\varphi'_m$  = valore medio dell'angolo d'attrito interno

$V_{\varphi'}$  = Coefficiente di variazione (COV) di  $\varphi'$  adottato pari a 0,07 (Harr 1987)

$X$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottate.

$n$  = numerosità del campione (in questo caso adottato pari a 4 valore corrispondente alle verticali d'indagine delle prove penetrometriche utilizzate)

La normativa vigente, in particolare l'Eurocodice 7, fissa per una probabilità di non superamento del 5% per una distribuzione di tipo gaussiano, che ben rappresenta il parametro di resistenza al taglio, un valore di  $X$  pari a -1,645.

Pertanto, considerando il valore di resistenza al taglio indicato precedentemente come valore medio della distribuzione di ogni livello individuato, il valore

caratteristico per questo parametro da utilizzarsi come valore di progetto per le verifiche geotecniche e per il dimensionamento delle strutture in progetto è il seguente:

LIV.	LITOLOGIA	Profondità Da p.c. (m)	$\phi'$ Medio (°)	$\phi'$ Caratteristico (°)
A	Terreno Agrario	0.0-1.0	27	25.5
B	sabbia fine con ghiaietto e qualche ciottolo	1.0-6.0	32	30.1
C	sabbia debolmente limosa	6.0-9.0	33	31.1
D	limo sabbioso plastico marrone chiaro	9.0-12.0	30	28.3

E pertanto il modello geotecnico di progetto è il seguente:

LIV.	LITOLOGIA	Profondità Da p.c. (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	n (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_i$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi_{car}$ (°)	Cu (t/m <sup>2</sup> )
A	Terreno Agrario	0.0-1.0	2.70	48	1.50	1.98	0.98	25.5	0.0
B	sabbia fine con ghiaietto e qualche ciottolo	1.0-6.0	2.70	48	1.50	1.98	0.98	30.1	0.0
C	sabbia debolmente limosa	6.0-9.0	2.70	44	1.85	2.29	1.29	31.1	0.0
D	limo sabbioso plastico marrone chiaro	9.0-12.0	2.70	50	1.35	1.85	0.85	28.3	1.0

Dove:

$\phi_{car}$ : angolo di attrito efficace caratteristico

$C_u$ : coesione non drenata

$n$ :      porosità stimata per il livello D e derivante dai valori ottenuti dalle prove di laboratorio per i livelli B e C

$\gamma$ :      peso specifico dei granuli

$\gamma_d$       peso di volume terreno asciutto

$\gamma_s$       peso di volume saturo

$\gamma_i$ :      peso di volume immerso

In via indicativa, sulla base del Modello Geologico proposto, è possibile definire il coefficiente di sottofondazione o di Winkler.

Tale coefficiente si definisce come la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione ( $E_d$ ) e la relativa deformazione del terreno (cedimento); tale modulo, per semplificazione, viene considerato costante sotto ogni nodo della fondazione, applicando il modello di Winkler e di Westergaard.

Sulla base della definizione del modulo di Winkler, applicando la formula di Terzaghi (1955), considerando i vari dati dedotti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite ed adottando la correlazione proposta da Tissoni, è possibile indicare un range di valori del modulo compreso tra 0,8 e 3,0 kg/cm<sup>3</sup>.

## 7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

La recente introduzione della nuova classificazione sismica del territorio nazionale di cui all'OPCM n.3274/2003, ha portato alla suddivisione dello stesso in 4 “zone sismiche” contraddistinte da un diverso valore del parametro  $a_g$ , definito come “accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A” ed espresso come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ ; in particolare, il Comune di Novara è posto in “Zona 4”.

Le nuove Norme tecniche di cui al D.M. 14 gennaio 2008, al capitolo 2.7, indicano che per le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili per il quale, nel caso di sistemi geotecnici si può far riferimento al D.M. LL. PP. 11.03.1988.

In tal caso “le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità  $S$  quale definito al § B.4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996”.

Quando, invece, per le verifiche strutturali, si intende procedere con il metodo agli stati limite, occorre tenere in conto degli effetti connessi con l'azione sismica secondo i criteri previsti dalla specifica normativa riportata nello stesso D.M. 14.01.2008.

La principale novità introdotta dalla nuova normativa nella valutazione della pericolosità sismica riguarda, in sintesi, il concetto di amplificazione locale del fenomeno (effetti di sito), cioè dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie che dipendono, in sostanza, dalla diversa rigidità del sottosuolo in funzione delle proprietà dei terreni, e dalle pendenze nel caso di pendii (amplificazione topografica), e la cui valutazione è possibile attraverso studi di risposta sismica locale.

Laddove non si disponga di studi di tal tipo si può far riferimento alla classificazione dei terreni di fondazione proposta dalla suddetta normativa, che definisce le differenti categorie di depositi in funzione della stima della velocità media delle onde sismiche di taglio ( $V_s$ ) degli strati di terreno dei primi 30 metri di sottosuolo ( $V_{s,30}$ ), nonché del numero medio di  $N_{spt}$  ottenuti in una prova penetrometrica standard nei terreni prevalentemente a grana grossa o, ancora, della coesione non drenata  $C_u$  nei terreni prevalentemente a grana fine.

Le differenti categorie di profilo stratigrafico che si possono così definire sono riassunte nella seguente tabella:

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$ (colpi/30 cm)	$c_{u,30}$ (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800	-	-
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360 - 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180 - 360	15 - 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori da valori di $v_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	< 180	< 15	< 70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $v_{s,30} > 800$ m/s).			
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato spesso almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreno suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.			

Dai risultati delle prove SPT eseguite all'interno del sondaggio geognostico eseguito nel luglio 2002 nonché dall'interpretazione dei risultati ottenuti dall'interpretazione delle prove SCPT eseguite si osserva che, sulla base della classificazione individuata nella precedente tabella 1, la categoria di sottosuolo di fondazione è di tipo C.

La definizione del moto sismico sul piano di fondazione può avvenire in termini di ordinate ( $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$ ) dello spettro di risposta elastico  $S_e(T)$  con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_r$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , inteso come prodotto della vita nominale di una costruzione ( $V_N$ ) per un coefficiente d'uso  $CU$ , funzione della classe d'uso della medesima costruzione, e riportati entrambi ai capitoli 2.4.1 e 2.4.3. del D.M. 14.01.2008 (è ammesso, in alternativa, l'uso di accelerogrammi).

Le forme spettrali riferite alle tre componenti ortogonali in cui si può decomporre il moto, due orizzontali, eguali ed indipendenti, ed una verticale, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $PV_r$ , sono valutabili a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Nell'allegato B alle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, sono riportate le tabelle dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per differenti valori del tempo di ritorno  $TR$ , che definiscono l'azione sismica per i punti del reticolo di riferimento, questi ultimi definiti in termini di latitudine e longitudine.

Il reticolo di riferimento su scala nazionale è pubblicato sul sito <http://essel.mi.ingv.it/> dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mette a sua volta a disposizione on line un

software denominato “Spettri NTC” (versione 1.0.3.) che consente la definizione degli spettri di risposta a partire dalle coordinate di un sito e dal calcolo dei relativi valori dei parametri sopra indicati.

Nel caso specifico, le coordinate U.T.M. dell’area di previsto intervento sono all’incirca le seguenti:

lat. 45,4322

lon. 8,5881

Per tali coordinate, nell’ipotesi di una costruzione con vita nominale  $VN = 50$  anni e coefficiente d’uso  $CU = 1$  (Classe d’uso II), da cui  $VR = 50$  anni, il suddetto programma fornisce i seguenti valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite previsti dalle nuove N.T.C.:

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLO	30	0,015	2,525	0,161
SLD	50	0,018	2,496	0,170
SLV	475	0,037	2,626	0,280
SLC	975	0,044	2,660	0,303

con (cfr. capitolo 3.2.1. del D.M. 14.01.2008):

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di Crollo

Tali valori, a seconda del tipo di stato limite considerato, sono alla base delle espressioni utili alla ricostruzione delle ordinate dello spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali secondo le relative espressioni riportate nelle N.T.C. al capitolo 3.2.3.2.2. e seguenti del D.M. 14 gennaio 2008, da considerare nelle verifiche strutturali delle opere di progetto.



Le medesime espressioni sono peraltro funzione del coefficiente  $S$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche in funzione dei parametri caratteristici che definiscono l'amplificazione stratigrafica ( $S_s$  e  $C_c$ ) e quella topografica ( $S_T$ ).

Nell'ipotesi di un sottosuolo di categoria C i valori di  $S_s$  e  $C_c$  assumono le seguenti espressioni (cfr. capitolo 3.2.3.2.1 D.M. '08):

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$	$1,05 (T_c^*)^{-0,33}$

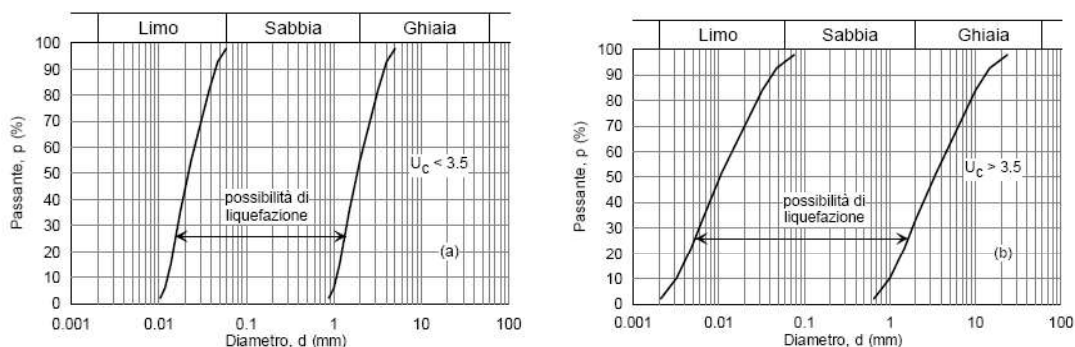
Con riferimento alla tabella sopra riportata, si ottiene:

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$S_s$	$C_c$
SLO	30	1,50	1,917
SLD	50	1,50	1,883
SLV	475	1,50	1,598
SLC	975	1,50	1,557

Da ultimo, data la morfologia descritta per l'area in oggetto ed i suoi immediati dintorni, non si avrà invece amplificazione topografica (categoria  $T_1$ : "superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media  $< 15^\circ$ ", cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1$ ).

Infine, occorre valutare l'eventuale suscettibilità dei terreni di fondazione alla liquefazione, cioè una perdita di resistenza al taglio e/o di rigidità dovuta all'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico che possa produrre deformazioni permanenti significative, o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno; tuttavia la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

- Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 1 seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Figura 2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ . ( $U_c$  rapporto  $D_{60}/D_{10}$ , dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).



Nello specifico, il contesto geologico in cui si inserisce l'area di progetto, unitamente alle prevedibili magnitudo massime per eventi sismici attesi in zona 4, consentono ragionevolmente di escludere, seppure non sulla base di specifiche indagini, il rischio di liquefazione per i terreni di fondazione nel caso del sito di progetto.

## 8 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Le nuove norme tecniche per le costruzioni introducono, per le nuove opere strutturali, il concetto di verifica agli stati limite; in particolare si distinguono:

- Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)
- Verifiche allo stato limite d'esercizio (SLE)

La realizzazione delle opere in progetto comporterà la realizzazione di nuove fondazioni; per quanto riguarda le strutture fondazionali si individuano, dal punto di vista geotecnico, come verifica allo stato limite d'esercizio, la quantificazione dei cedimenti previsti mentre, come verifica allo stato limite ultimo, la definizione della capacità portante del terreno.

La verifica agli stati limite non è più basata sul rispetto di un fattore di sicurezza stabilito, come invece previsto in precedenza dal DM 11 marzo 1988, (che per le fondazioni assumeva il valore di 3) ma viene introdotta per le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$E_d$  indica l'insieme delle azioni di progetto (permanenti, variabili, eccezionali e sismiche) e viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico dell'azione per il proprio coefficiente parziale di sicurezza.

$R_d$  indica la resistenza di progetto e viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico della resistenza (che per il caso delle fondazioni è dato da angolo di attrito e coesione) per il relativo coefficiente parziale di sicurezza.

Mentre per verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) la disuguaglianza è la seguente:

$$E_d \leq C_d$$

Dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'effetto delle azioni

$C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni

Dagli elaborati progettuali si desume che le nuove opere in progetto presentano tutte fondazioni a platea in particolare sono previste un totale di 5 nuove vasche di 2 dimensioni diverse:

- n. 2 vasche di dimensioni interne 18.85x19.25m
- n. 3 vasche di dimensioni interne 52.00x13.50m

Mentre è prevista la formazione di un edificio per l'alloggiamento degli impianti necessari alla produzione di aria compressa che avrà dimensioni in pianta 9.60x7.55m.

L'impostazione del piano di posa delle nuove vasche sarà, in riferimento al modello geotecnico proposto, in corrispondenza del livello B mentre per quanto riguarda il nuovo edificio la realizzazione delle strutture portanti dovrà avvenire entro depositi sufficientemente addensati ed inalterati, sempre appartenenti al livello B del modello geotecnico, previa totale asportazione dello strato detritico-eluviale superficiale (livello A), oltre che di materiali rimaneggianti e/o riportati con caratteristiche geotecniche non adatte.

A tal proposito si tenga presente che il carico di rottura, o capacità portante del terreno, è rappresentato dal carico massimo per cui il terreno stesso, sollecitato da una particolare geometria di fondazione, entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Il carico di rottura, o carico limite, non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e della dimensione della superficie di carico.

Se si considera il terreno praticamente privo di coesione, il carico limite può essere calcolato in funzione dell'angolo di attrito e della profondità di incasso della fondazione a partire dal piano di posa della fondazione stessa.

Nel caso di ricorso a fondazioni dirette date la formula che si può utilizzare per la verifica di capacità portante è quella di Brinch-Hansen (1970) che viste le condizioni al contorno si riduce alla forma:

$$Q'_{lim} = 0.5 \gamma_1' B N_\gamma s_\gamma z_\gamma + q' N_q s_q d_q z_q$$

Dove:

$\gamma_1'$  = peso di volume del terreno di fondazione

B = Base della fondazione

$q'$  = sovraccarico laterale (funzione della profondità d'incasso D e della fondazione e del peso di volume del terreno di reinterro).

$N_\gamma N_q$  = Fattori di capacità portante ricavati rispettivamente dalla formula di Vesic (1970) e di Prandtl (1921)

$s_\gamma s_q$  = fattori di forma della fondazione funzione della geometria della fondazione (Meyerhof, 1963)

$z_\gamma z_q$  = coefficienti inerziali dovuti al sisma (Paolucci e Pecker, 1997) con  $a_g/g$  e fattore di amplificazione S a tr 50 anni

Nel dimensionamento si è scelto cautelativamente di utilizzare un valore nullo per la profondità di incasso e il peso di volume da utilizzare quello immerso  $\gamma_i$ ; sono state inoltre considerate le dimensioni delle fondazioni effettive (cioè non ridotte per effetto dell'eccentricità) e sono stati posti uguale all'unità i fattori di riduzione della capacità portante dovuti all'inclinazione del carico previsto.

Nel caso di fondazioni superficiali le verifiche agli stati limite ultimi devono essere condotte dal punto di vista geotecnico (GEO) e strutturale (STR). Per le verifiche

geotecniche (GEO) si possono utilizzare due diversi approcci, ciascuno dei quali tiene conto di diversi coefficienti parziali definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici dei terreni (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3); nello specifico:

Approccio 1: Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

L'Approccio 1 - Combinazione 1 è considerata più adatta per le verifiche SLU strutturali (STR) piuttosto che per quelle geotecniche (GEO) e pertanto non verrà utilizzata.

Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)

In tale combinazione, per ciascuno dei parametri di resistenza caratteristici del terreno, vanno applicati coefficienti parziali di sicurezza; in particolare:

Parametro	Grandezze alle quali applicare il coefficiente parziale	Valore del coefficiente parziale M2
Tangente all'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.25
Peso di volume	$\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$	1.00

In tale combinazione è previsto un fattore parziale R2 di riduzione per le resistenze che, nel caso di calcolo della capacità portante limite, risulta pari a 1.8 così come dalla tabella 6.4.I. di cui al D.M. 14-01-2008.

Approccio 2 - (A1+M1+R3)

Nell'approccio 2, i valori di M1, da applicarsi alle grandezze riportate nella tabella precedente, sono tutti pari a 1.00; pertanto i valori proposti per i parametri geotecnici non vengono mutati.

In tale approccio è anche previsto un fattore parziale R3 di riduzione per le resistenze che, nel caso di calcolo della capacità portante limite, risulta pari a 2.3 così come dalla tabella 6.4.I. di cui al D.M. 14-01-2008.

Di seguito si propone un predimensionamento delle diverse strutture fondazionali secondo l'approccio di progetto 2; si rammenta che le considerazioni relative ai carichi ammissibili sono funzione dell'approccio di progetto scelto e valide solo per tale approccio; qualora si optasse per un diverso approccio progettuale si dovranno rivedere anche i valori di capacità portante ammissibile e dei parametri geotecnici utilizzati in funzione dei coefficienti propri dell'approccio scelto.

I risultati ottenuti per le diverse geometrie considerate sono riportati nella seguente tabella:

	Forma della fondazione			Capacità portante caratteristica (calcolato con approccio di progetto 2)
	B (m)	L (m)	D (m)	(kPa)
Edificio produzione aria compressa	9.60	7.55	0.40	599
Vasca tipo 1	18.85	19.25	1.00	1102
Vasca tipo 2	52.00	13.50	1.00	5065

Qualora si riscontrasse, durante gli scavi, una significativa variazione in negativo delle caratteristiche geotecniche dei terreni, dovuta alla presenza di livelli più fini e meno addensati, dovrà esserne valutato lo spessore: se saranno di limitata potenza potranno essere asportati; se di spessore notevole, su di essi andranno dimensionati i carichi fondazionali, provvedendo al calcolo dei carichi ammissibili in relazione a possibili cedimenti.

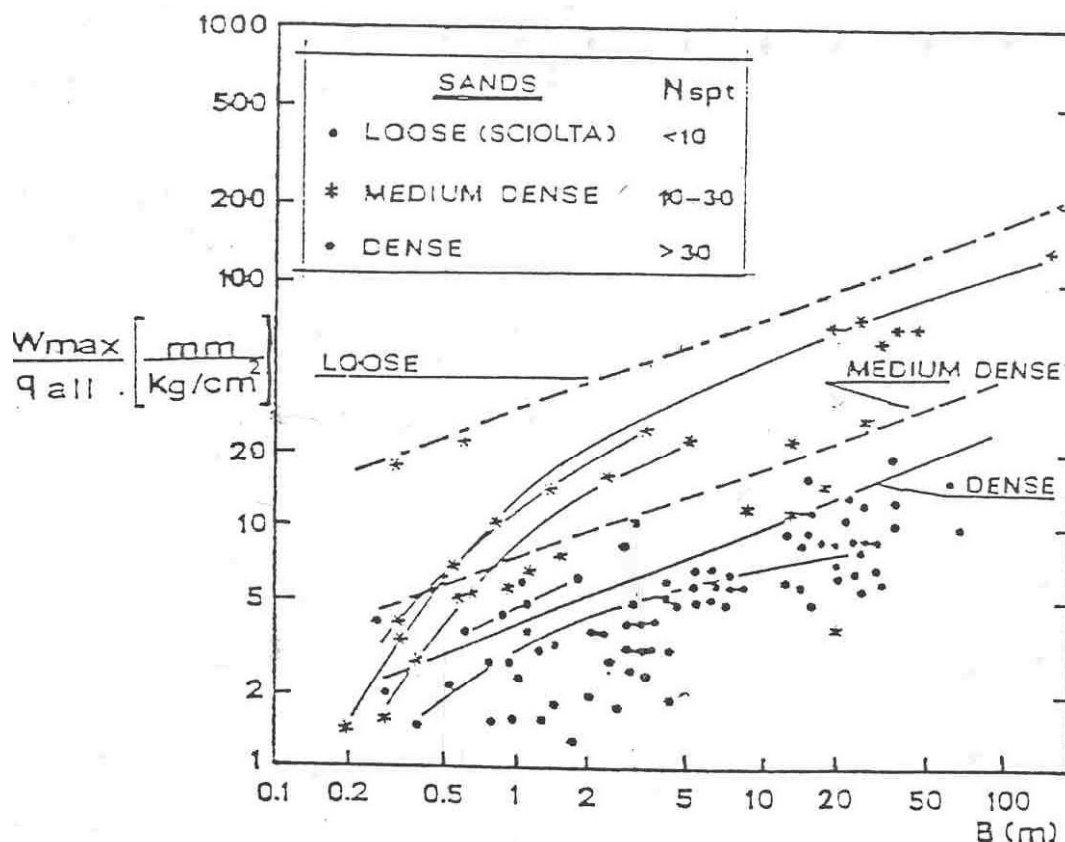
Va infatti sottolineato, come confermato anche dalle valutazioni sopra riportate, che la capacità portante di una platea assume valori più che elevati ben superiori, probabilmente, alle previsioni di progetto; le fondazioni a platea, infatti, sono usualmente impiegate nel caso di strutture fondate su terreni geotecnicamente

scadenti, caratterizzati da elevata componente coesiva, al fine di ottenere una distribuzione omogenea dei carichi e, conseguentemente, ridurre al minimo il rischio di cedimenti differenziali.

Per le platee, più che la capacità portante, il problema è in genere rappresentato dagli eventuali cedimenti dovuti al fatto che interessano una superficie di terreno ben più estesa rispetto ad altre fondazioni di tipo diretto (travi e plinti).

Volendo comunque procedere con una stima di eventuali assestamenti, pur non disponendo di dati analitici derivati da specifiche prove di laboratorio, si può far riferimento al grafico riportato nella figura seguente in cui i possibili cedimenti, nel caso di fondazioni di larghezza  $B$  (m), vengono espressi in mm per  $\text{Kg/cm}^2$  di carico in funzione del numero di colpi piede “Nspt” attribuibile ai terreni di fondazione; in particolare, nel caso di terreni con Nspt per lo meno superiore a 10, quali quelli assunti per il caso in esame.





Stima dei cedimenti in funzione di  $N_{spt}$  per fondazioni dirette di larghezza  $B$  (Burland et alii, 1977)

Per quanto concerne, infine, le sottospinte idrauliche a cui saranno soggette le solette delle vasche, in relazione alle oscillazioni del livello di falda, si dovranno dimensionare il tenendo presente che le strutture interrato saranno soggette sia a spinte idrauliche verticali (verso l'alto) sulle solette, sia a spinte idrauliche laterali sui muri perimetrali di sostegno.

Per controbilanciare tali spinte si ricorre, in genere, a contrasti strutturali, che, nel caso delle solette sono solitamente dati dal peso dello stesso e per i muri perimetrali dal loro dimensionamento.

In particolare si possono assumere sollecitazioni sulle solette, dovute a sottospinte idrauliche, pari a  $1 \text{ t/m}^2$  per ogni m di risalita della falda a quote superiori a quelle di impostazione delle relative fondazioni.

## **9 SCAVI E OPERE PROVVISORIALI**

L'attuale piano campagna è posto a 138.15 metri s.l.m. mentre il piano di posa delle platee di fondazione delle vasche in progetto è posto a 133.45 m s.l.m. in analogia a quelle già esistenti.

La realizzazione delle opere in progetto, nelle condizioni idrogeologiche prima descritte, comporta la necessità di adottare alcuni accorgimenti tecnici necessari alla realizzazione degli scavi necessari e al sostegno dei manufatti presenti in prossimità dell'area d'intervento.

Innanzitutto per la realizzazione dello scavo di sbancamento e per la formazione delle platee di fondazione della vasche si renderà necessario deprimere la falda freatica secondo le modalità indicate nei capitoli successivi.

Gli scavi da effettuarsi per la creazione delle vasche richiederanno adeguate cautele, viste le altezze (maggiori di 5.0÷5.5 m in relazione alla necessità di formazione del solettone di fondazione), e vista la presenza nelle vicinanze dei manufatti esistenti; in particolare delle vasche già realizzate sul lato occidentale dello scavo necessario alla formazione delle vasche in progetto e la presenza di due tralicci dell'alta tensione sul lato orientale dello scavo.

Tutti gli scavi dovranno essere effettuati nel rispetto delle norme di sicurezza e per brevi periodi, limitando i movimenti di terreno allo stretto necessario, tenendo in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la stabilità dei terreni e delle strutture esistenti, nonché la regimazione delle acque meteoriche nell'eventualità di precipitazioni durante la loro esecuzione, con conseguente dilavamento delle pareti di scavo.

Nella maggior parte dei casi scavi in terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi di origine alluvionale si autosostengono anche su pendenze elevate soprattutto in virtù dell'attrito tra i clasti più grossolani e della pseudocoazione della frazione più fine; è però sufficiente la presenza di una lente sabbiosa o sabbioso-limosa sciolta o, peggio ancora, una risalita del livello freatico o una venuta d'acqua anche effimera per produrre smottamenti in fase di scavo, qualora quest'ultimo non sia modellato su pendenze adeguate o preventivamente sostenuto e drenato.

In termini generali, quindi, la pendenza massima assumibile in termini di sicurezza è, a lungo termine, uguale a quella dell'angolo di attrito interno dei terreni presenti, ma, per brevi periodi, nel caso di depositi ghiaioso-sabbiosi asciutti sarà possibile scavare a scarpa con pendenze anche più elevate.

Occorre distinguere le situazioni che si determineranno lungo il perimetro in scavo, così come schematicamente indicato di seguito:

### **9.1 SITUAZIONE 1 - SCAVI LATI N E S**

Lungo i lati N e S non si osservano manufatti in prossimità dei fronti di scavo necessari alla realizzazione delle vasche.

Pertanto su questi fronti sarà possibile procedere a scarpa secondo quanto evidenziato in precedenza tuttavia, a maggior cautela, essendo fronti di altezza considerevole, potrebbe risultare opportuno ricorrere ad una gradonatura dei profili in scavo.

### **9.2 SITUAZIONE 2 - SCAVI LATO W (IN FREGIO ALLE VASCHE ESISTENTI)**

Lungo questo lato non si osservano particolari problematiche esecutive; gli scavi previsti saranno condotti fino a quote analoghe al piano di fondazione delle vasche di nitrificazione-ossidazione esistenti.

Le uniche cautele dovranno essere rivolte a mantenere l'efficienza delle vasche già realizzate; si osserva che, qualora a differenza di quanto previsto in questa fase sia necessario approfondire ulteriormente lo scavo d sbancamento, dovrà essere valutata l'ipotesi di sostenere, anche solo temporaneamente i manufatti esistenti.

### **9.3 SITUAZIONE 3 - SCAVI LATO E (IN CORRISPONDENZA DEI TRALICCI DELL'ALTA TENSIONE)**

La realizzazione degli scavi lungo questo lato comporta la necessità di realizzare un'opera di contenimento provvisoria per la presenza immediatamente a tergo dei fronti di scavo di due tralicci dell'alta tensione.

Ognuno dei due tralicci presenta 4 distinti plinti di fondazione a base quadrata posti a 2,60 m di profondità rispetto all'attuale p.c. aventi lato di 1,5 m ciascuno.

In fase di progetto definitivo è stata proposta, lungo questo lato, la formazione di una palancolatura tirantata in corrispondenza della porzione di scavo più prossima ai tralicci; il progetto prevedeva per le palancole una lunghezza di 12 metri con una fila di tiranti posta a 1.5 metri di profondità rispetto al p.c. inclinati di 30° per evitare l'interferenza con i plinti di fondazione dei tralicci.

Anche in questa fase di progetto si conferma la necessità di realizzare tali opere al fine di poter effettuare gli scavi previsti in sicurezza e garantire la stabilità dei due manufatti; l'effettivo dimensionamento delle opere di sostegno potranno essere nuovamente verificate da parte dell'ing. strutturista alla luce della normativa vigente e del modello geotecnico proposto.

Sul resto del fronte, non essendoci altri manufatti che possono interferire con la realizzazione degli scavi previsti, si potrà operare secondo le indicazioni generali e quelle già fornite per l'esecuzione degli scavi previsti lungo i lati N e S.

Per lo smaltimento o l'utilizzo dei materiali di risulta degli scavi valgono i disposti di cui all'art.186 del Decreto Legislativo n. 152/2006 così come modificato dall'art.2 del D. Lgs. n. 4/2008, nonchè quanto riportato dalla D.G.R. del 15 febbraio 2010, n. 24-13302 *“Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152”*.

## 10 ABBASSAMENTO DELLA FALDA

Per poter procedere alla realizzazione degli scavi necessari all'edificazione delle opere in progetto, si renderà necessario predisporre un sistema di abbassamento temporaneo della falda freatica presente in quest'area a quote anche inferiori a 3 metri dal piano campagna attuale.

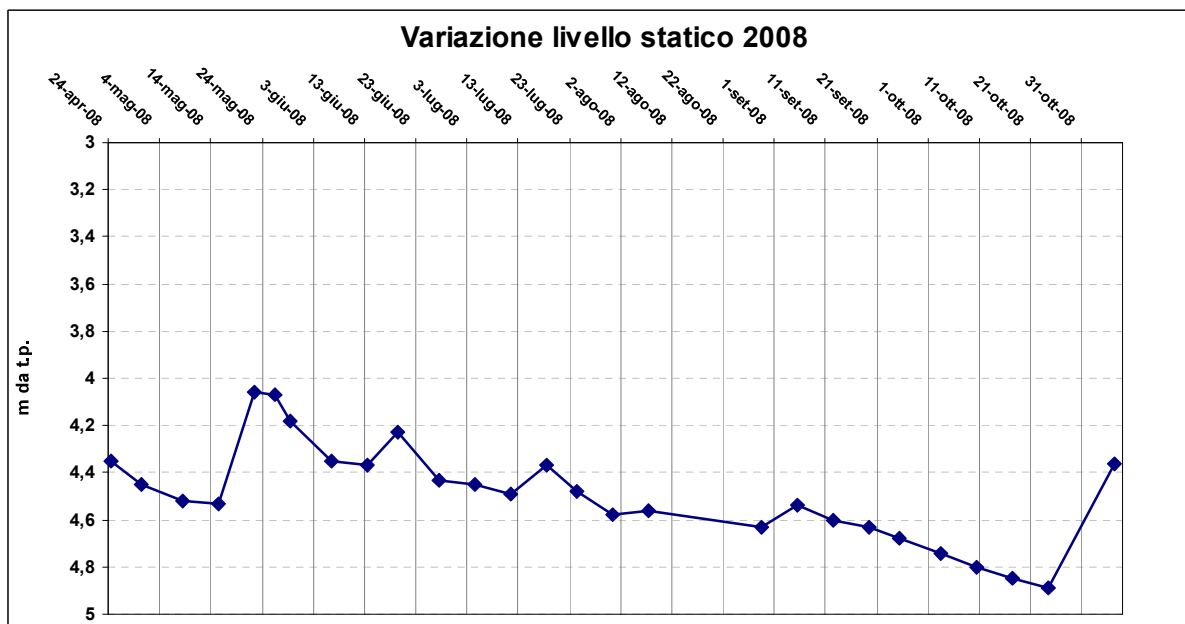
Ai fini di un dimensionamento preliminare del sistema di emungimento, è stata considerata una piezometria statica locale tratta dai dati disponibili da PRGC, alla quale è stata assegnata una quota media pari a 135,3 m s.l.m. che, rispetto alla quota del piano campagna attuale pari a 138.15 m s.l.m., corrisponde ai livelli misurati nel piezometro esistente all'interno del Depuratore nel mese di Gennaio 2004 (2,95-2,93 m da p.c.).

Tale livello che stagionalmente potrebbe subire oscillazioni decimetriche influenzate in particolare dalla piovosità e dal regime del Torrente Agogna che scorre in fregio al sito, rappresenta una quota media prossima alla massima soggiacenza della falda e riproduce quindi la condizione ideale in termini di altezze piezometriche, per la realizzazione degli scavi.

In particolare, per le considerazioni relative alle oscillazioni piezometriche sono stati considerati i dati raccolti nel corso dell'anno 2008 dallo Studio Geologico Rivolta e Grassi in un'area ubicata in sponda sinistra del Torrente Agogna a una distanza dallo stesso di circa 1 km e, seppur ad una quota altimetrica superiore, in una situazione fisiografica analoga rispetto a quella del sito in oggetto.

Tali dati, che si riportano nella tabella e nel grafico allegato, evidenziano un livello di massima soggiacenza in corrispondenza del periodo autunnale ed un livello di minima soggiacenza in corrispondenza della tarda primavera, con una escursione pari a circa 0,8 m.

<b>Data</b>	<b>L.S. m da t.p.</b>
24/04/2008	4,35
30/04/2008	4,45
08/05/2008	4,52
15/05/2008	4,53
22/05/2008	4,06
26/05/2008	4,07
29/05/2008	4,18
06/06/2008	4,35
13/06/2008	4,37
19/06/2008	4,23
27/06/2008	4,43
04/07/2008	4,45
11/07/2008	4,49
18/07/2008	4,37
24/07/2008	4,48
31/07/2008	4,58
07/08/2008	4,56
29/08/2008	4,63
05/09/2008	4,54
12/09/2008	4,6
19/09/2008	4,63
25/09/2008	4,68
03/10/2008	4,74
10/10/2008	4,8
17/10/2008	4,85
24/10/2008	4,89
06/11/2008	4,36



## 10.1 SIMULAZIONE MODELLO DINAMICO

La simulazione del modello dinamico di emungimento della falda è stata realizzata considerando l'acquifero contenuto all'interno della successione stratigrafica descritta anche ai capitoli precedenti, ricostruita attraverso la correlazione dei dati stratigrafici ottenuti dai sondaggi geognostici eseguiti all'interno dell'area nelle varie fasi di indagine.

All'interno del livello più superficiale costituito da sabbie e ghiaie, passanti a sabbie medio-fini ha sede una falda di tipo freatico, limitata inferiormente da un orizzonte semipermeabile costituito dal livello limoso-sabbioso plastico che si riconosce alla quota di circa 9-10 metri da piano campagna.

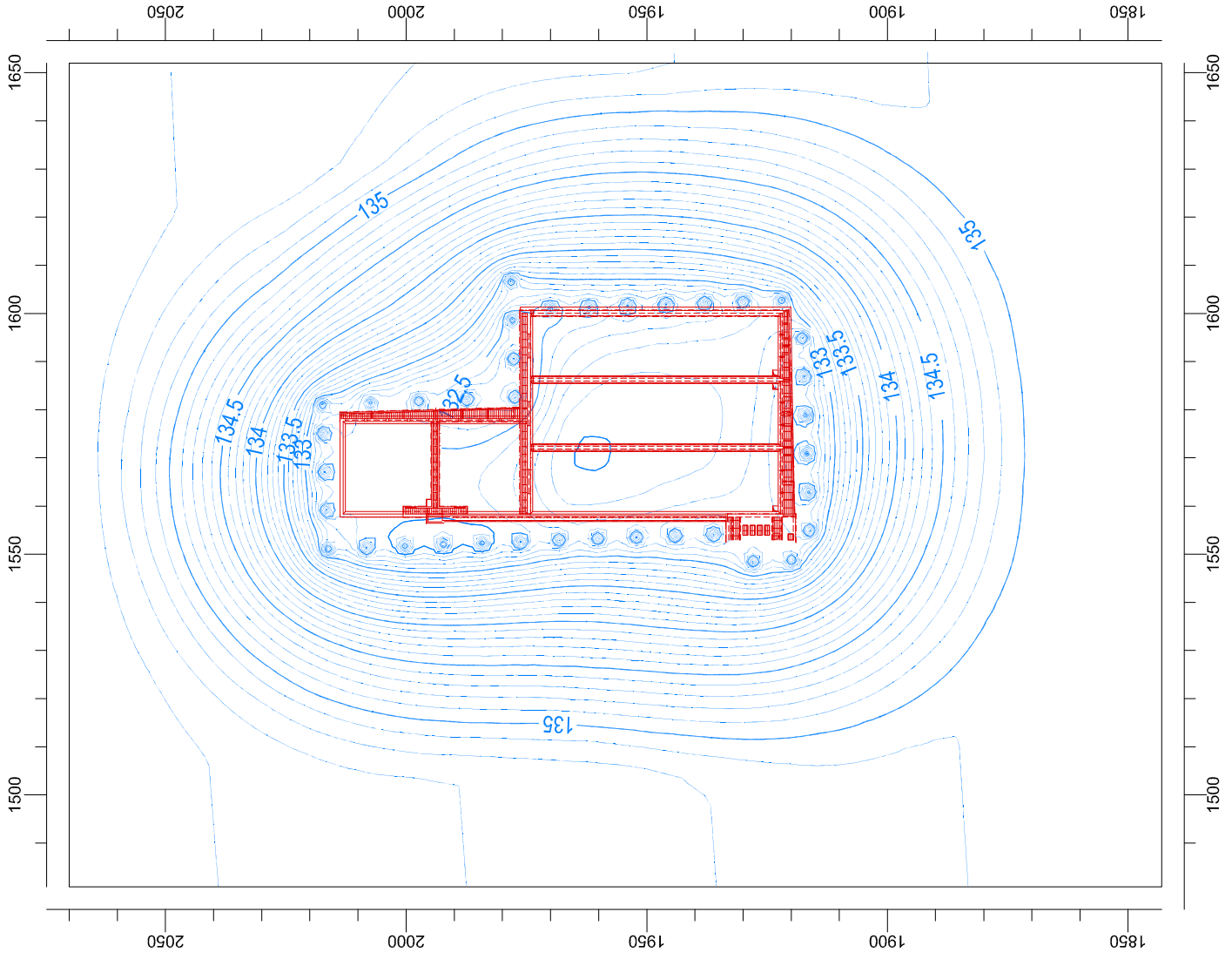
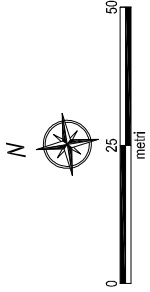
Tale livello è stato considerato pertanto come base dell'acquifero superficiale in quanto limita localmente la porzione superficiale dell'acquifero e all'interno di esso sono stati considerati intestati i punti di pompaggio, determinando uno spessore dell'acquifero indisturbato inserito nel calcolo pari a 7,2 metri.

Per la simulazione del pompaggio sono stati considerati inoltre i parametri dell'acquifero già noti e acquisiti nell'ambito delle precedenti fasi di indagine realizzate dal Dott. Geol. Gian Vito Graziano e descritte ai Capitoli 3 e 4.

In particolare, la permeabilità media è stata considerata compresa tra  $1,7 \cdot 10^{-3}$  e  $6 \cdot 10^{-4}$  m/s ed il gradiente idraulico pari a circa 0,2%.

La simulazione effettuata, considerando le assunzioni sopra descritte, è rappresentata nella Tavola 2 seguente; i punti di emungimento sono stati ubicati in posizione perimetrale rispetto alle vasche di nuova realizzazione, permettendo un abbassamento misurato al centro delle vasche pari a 2,73 metri rispetto al livello statico di partenza, che consente di raggiungere una quota di falda pari a circa 132.5 m sl.m. con una portata di emungimento complessiva pari a circa 185 l/s.







OPERE IN PROGETTO



LINEE ISOPIEZOMETRICHE

Comittente:			
Lavoro :		IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI NOVARA - VIA GENERALI INTERVENTI FINALIZZATI ALLA RIMOZIONE SPINTA DELL'AZOTO - PROGETTO ESECUTIVO - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA G11.010	
Descrizione:		SIMULAZIONE SISTEMA DI ABBASSAMENTO FALDA	
Tav n.:	2	Scala:	Grafica
		Data:	Maggio 2011
IDROGEO - Dott. Geol. Marco Carmine Corte degli Arcolini, 1 - NOVARA Tel. 0321/49773 Fax 0321/520037			

La disposizione dei punti di pompaggio è stata scelta in considerazione della direzione di flusso di falda rispetto alle opere da realizzarsi e risulta possibile in virtù della posizione distanziata delle vasche di nuova realizzazione rispetto alle strutture già esistenti.

Gli abbassamenti simulati potranno poi essere realizzati mediante l'applicazione o di un sistema di sbarramento idraulico costituito da pozzi di emungimento o da un sistema di *wellpoint* adeguatamente dimensionato al fine di raggiungere gli abbassamenti necessari.

Il recapito delle acque emunte per l'abbassamento della falda dovrà essere realizzato ad una distanza sufficiente dall'area di intervento, non inferiore ai 50-70 metri dal lato sud delle vasche, al fine di evitare la restituzione delle acque nell'area di influenza del pompaggio; tale recapito potrà essere realizzato o direttamente nel Torrente Agogna, o nel canale che costeggia il Depuratore, previa verifica della possibilità di ricezione delle portate estratte da parte del corso d'acqua.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella realizzazione delle opere di abbassamento della falda nella zona Nord-Est delle nuove vasche in progetto, nella quale sono presenti i tralicci dell'alta tensione, al fine di evitare il trascinamento di materiali fini presenti all'interno del saturo, che potrebbe causare locali fenomeni di cedimento dei manufatti.

## 11 CONCLUSIONI

Le indagini geotecniche hanno permesso di ricostruire un Modello Geologico che ha rilevato la presenza, nella porzione di sottosuolo di interesse, sostanzialmente di 4 livelli, di cui il Livello B sarà direttamente interessato dalla realizzazione delle opere di in progetto.

Il progetto prevede la formazione di platee di fondazione di diversa impronta per la realizzazione delle vasche di ossidazione e nitrificazione oltre che per la realizzazione dei locali adibiti alla produzione di aria compressa.

Il predimensionamento proposto adottando l'approccio progettuale DA2 ha permesso di valutare una resistenza di progetto elevata sicuramente superiore alle azioni massime previste.

Per le platee la problematica principale è rappresentato dagli eventuali cedimenti poiché interessano una superficie di terreno ben più estesa rispetto ad altre fondazioni di tipo diretto e pertanto i carichi dovranno essere dimensionati in modo tale che l'entità di eventuali cedimenti sia compatibile con la normativa vigente.

In fase di realizzazione delle opere di fondazione i fronti di scavo dovranno essere realizzati secondo quanto indicato in precedenza; per lo smaltimento o l'utilizzo dei materiali di risulta degli scavi valgono i disposti di cui all'art.186 del Decreto Legislativo n. 152/2006 così come modificato dall'art.2 del D. Lgs. n. 4/2008, nonché quanto riportato dalla D.G.R. del 15 febbraio 2010, n. 24-13302 *“Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'articolo 186 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152”*.

Al termine delle considerazioni riassunte ai punti precedenti è possibile affermare che, alle condizioni sopra esposte, la realizzazione di quanto in progetto risulterà compatibile con l'assetto geomorfologico ed idrogeologico locale, sia considerando

il punto di vista geologico-tecnico sia circa la stabilità dell'area di prevista trasformazione.

Quanto in progetto andrà comunque realizzato a regola d'arte e tenendo sempre in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la stabilità generale dell'area e dei manufatti esistenti.

La validità delle ipotesi di progetto dovrà, comunque, essere verificata durante la realizzazione dei manufatti considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.

Per la realizzazione delle opere in progetto dovrà essere realizzato, mediante un sistema di pozzi di emungimento o un sistema di *wellpoint* opportunamente dimensionati, un abbattimento della superficie freatica, sino al raggiungimento di una quota pari ad almeno 133 m s.l.m.

Secondo quanto preliminarmente dimensionato mediante la simulazione descritta al Capitolo 10.1, l'abbattimento della superficie freatica sino alle quote di fondo scavo, potrà essere realizzato con una portata di emungimento pari a circa 185 l/s.

Novara, 9 Maggio 2011