REGIONE LIGURIA

COMUNE di ALBENGA

Provincia di Savona

OGGETTO: *"I° variante allo S.U.A. approvato con D.C.C. n.5 de l 07/01/2009 – Recupero dell'area dimessa in Via Dalmazia attualmente sede della cooperativa".*

RELAZIONE DI FATTIBILITA' GEOLOGICO-TECNICA
E
RELAZIONE DI PERICOLOSITA' SISMICA

D.M.14-01-08 L.U.R. n°36 del 4-09-1997

Albenga, febbraio 2013

COMMITTENTE: SOC. VISTA MARE S.r.l.
Sede in Alba (CN) corso Barolo 48/A - 12051

PROGETTAZIONE: Arch. BYRNE Gonçalo

Arch. CATRAMBONE Domenico

Dott. Geol. MACCIO' M. Roberto
Via Bellò,4-S.Fedele
17031 ALBENGA (SV)
Iscrizione O.R.G.L. n°168
Tel./fax 0182-548404
e-mail: macciogeo@alice.it

Collaboratore:
Dott. Geol. ARRIGHETTI Fabio
Iscrizione O.R.G.L. n°583

INDICE

1. PREMESSA pag.4

DOCUMENTO DEGLI OBIETTIVI

2. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI IN PREVISIONE pag.5

DESCRIZIONE FONDATIVA

3. COMPATIBILITA' CON IL PIANO DI BACINO F.CENTA pag.6
3.1 ACCORGIMENTI TECNICO-COSTRUTTIVI PER ELIMINARE IL RISCHIO IDRAULICO RAPPRESENTATO DALLA FASCIA C pag.7
4. EVOLUZIONE STORICO- RECENTE DELLA PIANA COSTIERA DI ALBENGA .. pag.10
5. PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO pag.17
5.1 CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2005 ..... pag.17
5.1.1 Sondaggi Penetrometrici Dinamici pag.17
5.2 CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2013 ..... pag.18
5.2.1 Sondaggi Geognostici a carotaggio continuo pag.19
5.2.2 Prove SPT pag.20
5.2.3 Prove di permeabilità Lefranc pag.22
5.2.4 Prelievo di campioni indisturbati Shelby pag.24
5.2.5 Indagini sismiche in foro di tipo "down-hole" pag.27
5.2.6 Prove con scissometro tascabile di cantiere pag.30
6. GEOLITOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO pag.31
7. MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO pag.32
8. MODELLO IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO pag.33
9. FENOMENOLOGIA DELL'INGRESSIONE MARINA pag.36
9.1 INFLUENZA DEL PROGETTO SULLA FENOMENOLOGIA DELL'INGRESSIONE MARINA pag.38
10. SISMICITA' DEL SITO INTERVENTO pag.40
11. SUSCETTIVITA' A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO pag.48
12. FATTORI GEOTECNICI DA CONSIDERARE PER LA REALIZZAZIONE DEI FABBRICATI IN PROGETTO pag.50
13. SOSTENIBILITA' AMBIENTALE DEL PROGETTO S.U.A. pag.50

NORME DI CONFORMITA' E DI CONGRUENZA

14. NORME DI ATTUAZIONE GEOLOGICA pag.51
14.1 RISCHIO ARCHEOLOGICO pag.56
14.2 TUTELA DELLA LINEA FERROVIARIA pag.57
14.3 UTILIZZO DELLE TERRE DA SCAVO pag.58
14.3.1 Riutilizzo per rinascimenti arenili pag.59
15. POZZO D'ACQUA pag.61
16. CERTIFICAZIONE DI FATTIBILITA' GEOLOGICO-TECNICA pag.62

INDICE TABELLE (NEL TESTO)

TABELLA 1. Numerazione delle prove geognostiche eseguite pag.19
TABELLA 2. Profondità dei sondaggi geognostici eseguiti pag.19
TABELLA 3. Risultati SPT in S1-S2-S3-S4 ..... pag.21
TABELLA 4. Risultati prove Lefranc in S1-S2-S3-S4 ..... pag.23
TABELLA 5. Numerazione delle prove geotecniche di laboratorio eseguite pag.25
TABELLA 6. Risultati prove ed analisi di laboratorio pag.26
TABELLA 7. Classificazioni sismiche sottosuolo sulla base Vs30 ..... pag.29
TABELLA 8. Misure freatimetriche in piezometri pag.33
TABELLA 9. Parametri analisi chimica acqua pag.39
TABELLA 10. Osservazioni macrosismiche nel comune di Albenga pag.44
TABELLA 11. Progetto prove geognostiche integrative pag.52

INDICE FIGURE (NEL TESTO)

FIGURA 1. Rami del fiume Centa (Castelli 1745) pag.11
FIGURA 2. Linea di costa in epoca romana pag.14
FIGURA 3. Linea di costa in epoca medioevale pag.15
FIGURA 4. Schema cuneo salino (stralcio Macciò, 1993) pag.37
FIGURA 5. Mappa zonazione sismogenetica pag.41
FIGURA 6. Mappa pericolosità sismica pag.43

ALLEGATI

Allegato n.1A	Ortofoto Regione Liguria scala 1:10.000
Allegato n.1B	Foto aeree (archivio Studio Macciò)
Allegato n.1C	Documentazione fotografica prove geognostiche in sito (2005)
Allegato n.2	Stratigrafia ex pozzo potabile – Comune di Albenga
Allegato n.3	Prove geognostiche in sito (Ortofrutticola, 2005)
Allegato n.4	Stratigrafie sondaggi, prove geognostiche in sito e documentazione fotografica
Allegato n.5	Certificato analisi chimica acqua di falda
Allegato n.6A	Certificato collaudo argini F.Centa (Provincia di Savona)
Allegato n.6B	Certificato collaudo argini F.Centa (Comune di Albenga)

TAVOLE

TAV 1	COROGRAFIA	scala 1:5.000
TAV 2A	STRALCIO PIANO DI BACINO	scala 1:10.000
TAV 2B	STRALCIO PIANO DI BACINO (esondabilità)	scala 1:5.000
TAV 3	CARTA GEOLOGICA	scala 1:10.000
TAV 4A	CARTA PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO (2005)	scala 1:1.000
TAV 4B	CARTA PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO (Stato attuale, 2013)	scala 1:700
TAV 4C	CARTA PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO (Stato progetto, 2013)	scala 1:750
TAV 4D	CARTA PROVE GEOGNOSTICHE IN AREALE CIRCOSTANTE	scala 1:5.000
TAV 5	CARTA IDROGEOLOGICA	scala 1:25.000
TAV 6	CARTA LIVELLI FALDA	scala 1:10.000
TAV 7	RISCHIO NITRATI E CUNEO SALINO	scala 1:10.000
TAV 8	CARTA HABITAT MARINI	scala 1:10.000
TAV 9	PLANIMETRIA CAMPAGNA GEOGNOSTICA INTEGRATIVA	scala 1:1.000
TAV 10	SEZIONE GEOLOGICA INDICATIVA	scala vert. 1:200 scala orizz.1:1.000

1. PREMESSA

La presente relazione esprime i risultati dell'indagine geologico-tecnica condotta sull'areale dello Strumento Urbanistico Attuativo proposto dalla società cooperativa "*L'Ortofrutticola s.c.*", approvato dall'Amministrazione Comunale di Albenga con la Deliberazione del Consiglio Comunale n. 5 in data 7 gennaio 2009 e convenzionato, con atto del notaio Luciano Basso di Albenga, in data 17 aprile 2009 (Repertorio n. 80.484 – Raccolta n. 16.245) registrato ad Albenga il 27 aprile 2009; la presente ha pertanto l'obiettivo di **accertare la fattibilità geotecnica delle opere previste dalla variante in relazione alle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche dell'area,** come stabilito dalla normativa vigente (L.R. n° 36 del 04/09/1997 Art. 25 comma 2 lettera a, comma 3 lettera b, art.50 comma 2 lettera b).

La suddetta indagine è stata svolta in ottemperanza a quanto stabilito dalla Regione Liguria con circolare n.7734/8706-2034 del 30/07/1987 e con circolare integrativa n.004551 del 12/12/1989, che illustra le disposizioni relative alle indagini geologiche a corredo degli strumenti urbanistici attuativi e strumenti assimilabili.
A seguito della L.U.R. n°36/97 non sono state emanate circolari esplicative a carattere geologico.
Si precisa che tale indagine è **finalizzata ad una caratterizzazione geologico-tecnica d'assieme non alla determinazione dei parametri geotecnici puntuali, che si rimandano alla successiva progettazione esecutiva dei singoli interventi,** come prescritto dalla normativa vigente.
Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, è finalizzata alla definizione del **"modello geologico"**, che consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici della paleogeografia e , più in generale, della **"pericolosità geologica del territorio".**
Congiuntamente si definisce anche la **"pericolosità sismica del sito intervento"**, mentre il **"modello geotecnico"**, conseguente ai precedenti verrà definito a supporto della successiva fase progettuale.

Si precisa che la definizione del modello geologico si basa sia sui risultati delle numerose prove geognostiche eseguite dallo studio dello scrivente nell'areale circostante ed in siti più prossimi, specificati in TAV.4D carta delle prove geognostiche in areale circostante che sono stati allegati alla precedente relazione geologica datata marzo 2012, che sui risultati di una specifica campagna geognostica eseguita nel lotto oggetto di S.U.A., in luglio 2005 e

gennaio 2013.

La relazione di fattibilità geologica completa gli elaborati progettuali utili all'ottenimento di approvazione della "1° Variante al S.U.A." dagli En ti competenti.

DOCUMENTO DEGLI OBIETTIVI

2. TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI IN PREVISIONE

La variante allo S.U.A. approvato prevede una modifica dell'assetto planovolumetrico degli insediamenti previsti che comprendono le seguenti opere in progetto:

- realizzazione di due edifici a tipologia edilizia da 10 piani fuori terra ciascuno, di un edificio a 7 piani fuori terra e di un edificio a 6 piani fuori terra;
- realizzazione di n.2 piani interrati lungo il sedime dell'areale dell'ex ortofrutticola destinati a parcheggio;
- realizzazione di un complesso edilizio di accorpamento delle strutture di vendita su due piani fuoriterra con funzioni sia di tipo commerciale che pubbliche occupante il sedime dell'areale dell'ex ortofrutticola escluso il settore sud-ovest, destinato a funzione di piazza pubblica;
- la previsione di una serie di spazi "*di perimetro*", come la Piazza Bolla, da destinare a parcheggio pubblico ed a spazio di relazione, l'esistente sottopasso ferroviario veicolare e pedonale, da riqualificare e potenziare, ed il terrapieno della ferrovia.

Lo Strumento Urbanistico in oggetto è di iniziativa privata ed è previsto su un settore pianeggiante, attualmente occupato interamente da strutture e fabbricati edilizi, ricadente in tessuto urbano consolidato, come risulta dall'esame delle foto n.1 in Allegato 1B e dell'ortofoto della Regione Liguria in Allegato n.1A. Ai fini della metodologia dell'indagine geologica lo si considera di tipo A.P.

Secondo il Piano Territoriale di Coordinamento Paesistico, assetto geomorfologico, l'area è soggetta a regime normativo di modificabilità di tipo B (MO-B).

L'areale ricade in vincolo ambientale per l'ex D.M.85 (distanza <300m dalla linea di spiaggia) mentre non è compreso nel vincolo idrogeologico ed in altri vincoli

territoriali.

DESCRIZIONE FONDATIVA

3. COMPATIBILITA' CON IL PIANO DI BACINO

Si è analizzata l'ubicazione del sito ove è previsto l'intervento in funzione delle varie cartografie costituenti il Piano di Bacino Stralcio del F. Centa (codice 455), in vigore dal 14/11/2002 ed aggiornato con D.P.C. n° 47/2003, sec ondo l'art.23 della normativa del Piano di Bacino Stralcio.

Si fa rilevare che l'areale dell'intervento, secondo la delimitazione ufficiale dei bacini, ricadrebbe nel bacino del Rio Carenda (Rio Antognano), mentre idraulicamente dovrebbe essere attribuito al Bacino del Fiume Centa poiché ricade nelle sue fasce di inondabilità.

L'ubicazione puntuale dell'area dell'intervento è specificata negli stralci cartografici riportati in TAV.2A-B, a cui si rimanda, e di seguito si sintetizzano le classificazioni.

	CARTA DI SINTESI	**NORMATIVA INTERVENTO**
TAV 8	SUSCETTIVITA' AL DISSESTO DEI VERSANTI	In Pg0 area a suscettività al dissesto molto bassa
TAV 9	FASCE DI INONDABILITA'	L'areale ricade nella Fascia C, in area inondabile con Trit.= 500 anni
TAV 12	INTERVENTI	Non sono previsti interventi nel sito in oggetto
TAV 13	RETICOLO IDROGRAFICO PRINCIPALE	Non ricade in area di tutela di rio pubblico o demaniale

Si riportano gli stralci significativi per l'intervento in oggetto della normativa di Piano di Bacino che con la recente D.P.G.188 del 30-10-2012 è stata adeguata ai criteri ex D.G.R.989/2011 adottata con D.G.P.n.74 del 21-05-2012.

Art.15 – Fasce di inondabilità - punto 4:

*«**Nella fascia C** è consentito ogni tipo di intervento purchè realizzato con tipologie costruttive finalizzate alla riduzione della vulnerabilità delle opere e, quindi, del rischio per la pubblica incolumità, e coerenti con le azioni e misure di protezione civile previste dal presente piano e dai piani di protezione civile comunali» .*

Art.16 – Aree a diversa suscettività al dissesto - punto 10:

*«**Nell'area Pg0** si demanda ai Comuni, nell'ambito della normativa geologica di attuazione degli strumenti urbanistici o in occasione dell'approvazione sotto il profilo urbanistico-edilizio di nuovi interventi insediativi e infrastrutturali, la definizione della disciplina specifica di dette aree, attraverso indagini specifiche, che tengano conto del relativo grado di suscettività al dissesto. Tali indagini devono essere volte a definire gli elementi che determinano il livello di pericolosità, ad individuare le modalità tecnicoesecutive dell'intervento, nonché ad attestare che gli stessi non aggravino le condizioni di stabilità del versante» .*

Il Comune di Albenga è l'autorità competente per il controllo degli interventi edilizi previsti in fascia C ed in area Pg0.

3.1 ACCORGIMENTI TECNICO-COSTRUTTIVI PER ELIMINARE IL RISCHIO IDRAULICO RAPPRESENTATO DALLA FASCIA C

Secondo quanto riportato sulla TAV.2 **il sito dell'intervento ricade in fascia C, ovvero area inondabile per Trit.=500 anni**, in dettaglio verso il bordo esterno dell'area rispetto all'ubicazione dell'alveo del F.Centa.

La cartografia delle aree esondabili della piana albenganese ha avuto varie modifiche e quella in vigore **alla data attuale è riferita alla configurazione delle opere arginali esistenti nel 2007.**

Successivamente il comune di Albenga ha eseguito un intervento di messa in sicurezza degli argini con relativa sopraelevazione in sponda sinistra nel tratto tra la S.S.n1 ed il centro storico di Albenga, mentre la Provincia di Savona ha realizzato il nuovo argine nel tratto da monte del ponte ferroviario alla foce, sia in sponda destra che sinistra del F.Centa.

A seguito delle conclusione dei lavori sopraelencati sono stati redatti i collaudi statici e tecnico amministrativi (cfr. allegato n.6A-B) che testimoniano l'idoneità dei nuovi argini.

Pertanto **tutta la sponda sinistra del F.Centa, lato ove ricade il sito del progetto, è stata messa in sicurezza idraulica** rispetto alla conformazione esistente nel 2000, quando si è verificata l'esondazione a seguito dell'evento alluvionale del 6 novembre 2000.

Pertanto **la carta delle fasce di esondabilità allegata non corrisponde alla situazione reale**, anzi un nuovo studio idraulico dovrebbe eliminare/ridurre le suddette fasce in sponda sinistra del F.Centa, ovvero **alla data attuale non esiste la pericolosità di inondazione per il sito dell'intervento.**

Il comune di Albenga ha attivato per l'area di riferimento una procedura di autorizzazione contestuale di interventi idraulici e urbanistici ai sensi dell'art.110bis della Legge Regionale 18/99.

Nell'ambito della suddetta procedura è prevista che la riperimetrazione in variante al Piano di Bacino possa avvenire solo al completamento dei lavori idraulici, esclusivamente a seguito di specifica richiesta del Comune di Albenga alla Provincia di Savona.

Alla data attuale il Comune non ha presentato alcuna richiesta alla Provincia, anche per il fatto che esiste un tratto di argine non verificato in sponda destra, pertanto non sussistono i presupposti per l'avvio della procedura di variante al Piano di Bacino.

Per quanto sopra specificato in questa fase progettuale (variante allo SUA) si è operato in funzione dell'esistenza della fascia C.

Non esistendo studi sul tirante idraulico in fascia C per operare in favore di sicurezza è stato concordato con i progettisti di riferirsi ad una quota di +40cm rispetto alla quota delle strade e dei parcheggi circostanti. Saranno adottati i seguenti accorgimenti tecnico-costruttivi, in grado di proteggere la costruzione dagli allagamenti ed annullare gli effetti dannosi per la pubblica e privata incolumità:

a) Tutte le quote di calpestio, di tutte le aperture, delle soglie di accesso e delle prese d'aria delle edificazioni sono state **progettate al livello +40cm** rispetto alla quota piano campagna attuale, compreso le rampe di accesso/uscita al piano interrato
b) **I manufatti interrati saranno completamente stagni** sino alla quota +40cm rispetto al p.c. circostante e non collegati direttamente con le reti smaltimento bianche e nere.
c) **Posizionamento di apposita segnaletica** che avverta del rischio idrogeologico relativo alla fascia C di inondabilità con Trit.=500 anni

Il progetto esecutivo seguirà le indicazioni del Comune, che rappresenta l'Autorità competente per interventi edilizi in fascia C.

Ulteriori indirizzi sono propri del Piano di Protezione Civile comunale, come confermato dalla normativa di Piano di Bacino ove nell'allegato 7 riporta:

INDIRIZZI DI PROTEZIONE CIVILE

Nell'ambito dei piani di protezione civile spetta ai Comuni:

3. fornire adeguata informazione alla cittadinanza circa il grado di esposizione al rischio desunto dalle carte di pericolosità e rischio, ed in particolare disporre l'apposizione lungo la viabilità ed in adiacenza ai manufatti siti in zone inserite nelle fasce di inondabilità, parzialmente o totalmente inondabili e/o allagabili, apposita segnaletica permanente del pericolo, e nei punti nevralgici, di pannelli a messaggio variabile, con alimentazione autonoma, che, sulla base dei bollettini di allerta, informano la popolazione sulle possibili situazioni di rischio.

Relativamente agli immobili destinati ad uso commerciale o ricreativo, agli impianti sportivi e ad altri locali aperti al pubblico devono essere predisposti idonei piani di evacuazione e/o messa in sicurezza degli edifici, coordinati con le azioni previste dal piano comunale di protezione civile.

In ogni caso, spetta al Comune vietare e/o disciplinare, mediante apposite segnalazioni o tramite la polizia comunale, la limitazione o la interdizione degli accessi nelle aree o infrastrutture esposte al rischio, la permanenza nei locali interrati e/o seminterrati nonché in quelli siti allo stesso livello del piano stradale a rischio di inondazione e/o di allagamento contestualmente alla diramazione dello stato di allerta.

In conclusione si precisa che il SUA prevede la realizzazione di fabbricati all'interno del perimetro di "centro urbano", nel contesto di un "tessuto urbano consolidato", ovvero l'intervento edilizio è previsto in sostituzione di un fabbricato esistente avente lo stesso sedime, pertanto **non deve essere considerato un aggravio dannoso per la pubblica incolumità conseguente "all'introduzione di un nuovo elemento costruttivo in occasione di un evento alluvionale".**

A seguito delle verifiche eseguite si certifica che i lavori in progetto non sono in contrasto con la normativa del Piano di Bacino, risultano compatibili con il Regolamento Regionale n.3/2011, con la recente D.G.R. 91 del 01/02/2013 e non dovrà essere richiesta alcuna autorizzazione al Settore Pianificazione e Programmazione Territoriale della Provincia di Savona, Autorità competente nel presente settore di pianificazione.

4. EVOLUZIONE STORICO- RECENTE DELLA PIANA COSTIERA DI ALBENGA

Per una migliore comprensione del modello geologico del sottosuolo e del modello idrogeologico del sito intervento, si riporta l'evoluzione paleografica del settore costiero della piana albenganese.[1]

Le prime notizie storiche attendibili riguardanti la morfologia dell'area risalgono al I secolo a.C. quando il Centa scorreva più a settentrione della allora città di Albingaunum, mantenendo la direzione del tracciato dell'Arroscia. Il centro abitato sorgeva nel sito attuale entro mura di cinta ed ogni attività si sviluppava nell'area a ponente, in località Vadino, dove era ubicato il porto.

Albenga alla fine del II secolo, era un importante scalo commerciale romano e nella piana limitrofe giacevano fattorie e ville rustiche. Il porto fu distrutto nel 411 dall'invasione dei Goti per poi essere ricostruito nel V secolo con l'aggiunta di un molo a protezione delle onde, ritrovato circa 12 m sotto il livello marino.

Fino a XIII secolo il Centa scorreva a levante di Albenga, ove oggi si trova interrotto il pontelungo, le cui dimensioni testimoniano l'ampiezza del letto nel tempo.

Durante il Medioevo continua l'azione di alluvionamento della piana con continuo spostamento del fiume che invade, incontrollato, la città e le campagne circostanti, originando paludi.

Tra il 1300-1400 erano presenti due corsi del Centa: uno a ponente e l'altro a levante di Albenga (cfr figura 1 seguente).

[1] Il Dipartimento Scienze della Terra dell'Università di Genova negli anni 1992-1997 ha condotto alcune tesi specialistiche sull'evoluzione della piana albenganese, a cui lo studio scrivente ha fornito dati di sottosuolo.

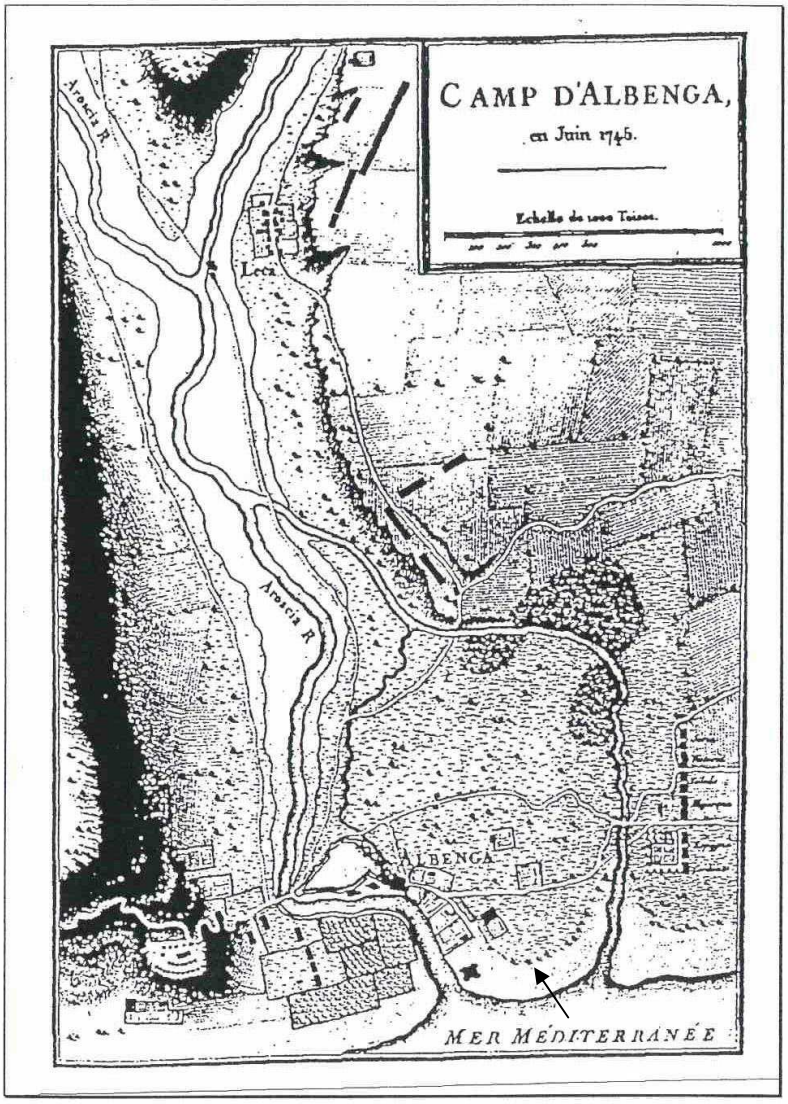


Fig. 1. : Camp·d'Albenga (1745) : la carta mostra i due rami del fiume Centa in contemporanea attività prima che si definisse il protendimento deltizio attuale (da: Rivista Ingauna e Intemelia, N.S. XLII-XLIII, 1-4, 1987/88)

→ sito intervento

Documenti della fine del XVII secolo testimoniano la presenza di due rami del Centa in seguito al ritorno verso il corso del Rio Antognano. Questa situazione è invariata fino all'inizio del secolo successivo.

La piana del Centa, in epoca storica, è stata sottoposta a numerose esondazioni che da una parte crearono disagi alla popolazione e dall'altra favorirono il suo avanzamento, grazie al sollevamento dell'area. Un accrescimento sensibile della piana si ha soprattutto in località Vadino iniziata dal momento in cui si verifica la deviazione del Fiume Centa.

Negli anni compresi tra il 1651 e il 1700 ci fu una temporanea inversione di tendenza: in seguito ad una piena straordinaria parte delle acque del Centa erano immesse nell'alveo del Rio Antognano; la costa arretrò in corrispondenza del delta del Centa mentre la foce del Rio Antognano avanzava.

Il Centa tendeva a depositare i sedimenti prima di arrivare in mare.

Le arginature davano una maggiore velocità alle acque, ma solo in periodo di piena, l'alta energia delle acque portava il sedimento al largo evitando accumuli lungo costa, quindi il deficit sedimentario era incrementato.

Anche la costruzione della linea ferroviaria, in prossimità della spiaggia, fece arretrare l'evoluzione della piana.

Prima della costruzione della linea ferroviaria, la spiaggia aveva una larghezza tra i 70 e 120 m., mentre adesso il mare lambisce la massicciata con un conseguente approfondimento delle isobate vicino alla costa per mancanza di sedimento di spiaggia.

Il delta del Centa, in base a documentazione storica, negli ultimi ottocento anni si è evoluto secondo cicli distinguibili in due fasi:

- **una fase costruttiva**, in cui si ha progradazione del delta,
- **una fase distruttiva**, in cui si ha arretramento di tutto il sistema deltizio.

Durante la prima fase costruttiva, il delta è stato eroso e contemporaneamente c'è stata una deposizione dei sedimenti ad opera dei processi bacinali; questo è confermato nei profili sismici lungo costa in cui si notano consistenti corpi sedimentari proprio alla foce del vecchio tracciato del Centa.

In un altro profilo sismico, eseguito secondo una sezione longitudinale al nuovo delta sommerso, nella porzione di prodelta, i diversi orizzonti presenti evidenziano la tipica morfologia di un delta progredente su una piattaforma: corpo centrale inclinato (foreset) che poggia su una superficie orizzontale (bottomset), sormontato da strati orizzontali (topset).

I sedimenti olocenici ricoprono la superficie d'erosione, ma è possibile notare sotto tali accumuli, una porzione erosa.

Al momento il delta del Centa è in distruzione e tale fenomeno è in atto da circa un secolo e la recente trasformazione del territorio ad opera dell'uomo è stata determinante nell'evoluzione morfologica del sistema deltizio, in quanto:

- l'agricoltura, con la regimazione delle acque, ha variato la portata solida, la portata liquida e l'energia della corrente fluviale;
- la bonifica della piana deltizia, ultimata all'incirca nel 1910, ha eliminato tutta l'area palustre;
- la massicciata della linea ferroviaria con tracciato lungo costa, ha accelerato i processi erosivi marini che, in mancanza di una spiaggia emersa, stanno erodendo quella sottomarina con conseguente approfondimento delle isobate.

La forma arcuata del delta del Centa, tipica della fase distruttiva, risulta pertanto molto condizionata dall'urbanizzazione; non è evidente una vergenza della falciatura della foce, che però, in base all'azione delle onde di tempesta e del trasporto lungo costa, dovrebbe essere verso SW; la barra di foce emersa si è ridotta rispetto a quella che veniva cartografa nel 1873.

Nel tratto di mare antistante l'areale della foce del F. Centa sono ancora visibili antichi pozzi a ‹‹ noria›› ormai sommersi.

La fascia costiera limitrofa al delta risente della crisi del sistema deltizio; attualmente opere di difesa del litorale sono presenti nella porzione a levante della foce perché esposta maggiormente agli agenti erosivi. Questo diverso comportamento della spiaggia è determinato dalla direzione della costa che risulta, a levante di Capo Lena, N-S, mentre a ponente è NE-SW. Il litorale è soggetto a due fronti d'onda, i quali per la presenza dell'Isola Gallinara, risultano deviati. Il trasporto dei sedimenti avviene prevalentemente da ponente a levante; la direzione del moto è confermata dall'orientazione verso E delle spiagge.

Il tratto di litorale a levante del Centa presenta attualmente opere fisse di difesa, in parte rappresentanti unità ampliate di opere costruite all'inizio del secolo: venti pennelli di dimensione variabile seguiti da una scogliera aderente alla linea ferroviaria.

Nella carta di fine secolo sono ancora presenti numerose paludi e il corso del Centa, nella parte terminale, tende a levante, creando una leggera curvatura che segue la direzione di trasporto dei sedimenti.

Attualmente la costa è in arretramento ed il Centa sfocia direttamente in mare e non presenta anse o cordoni in conseguenza alla regimazione delle acque.

La morfologia del delta sommerso non è mutata molto nell'ultimo secolo benché ci siano due osservazioni importanti da fare circa l'evoluzione e l'attuale situazione:

- l'approfondimento delle isobate lungo costa;
- la tendenza degli apporti a migrare verso occidente con conseguente spostamento della fronte deltizia e del prodelta verso Capo S. Croce.

La presenza dell'Isola Gallinara è stata infine determinante nel condizionare morfologicamente tutta l'area deltizia ed attualmente la fascia costiera è in fase distruttiva.

Si rimanda alle ricostruzioni paleogeografiche delle figure n.2-3 seguenti, ove sono riportate la linea di costa in epoca romana ed in epoca medioevale e l'ubicazione dell'areale del S.U.A.



Fig. 2 - Corsi d'acqua nella Piana di Albenga, e corrispondente linea di costa, in epoca romana dalla ricostruzione storica Lamboglia, 1981, non supportata da dati stratigrafici del sottosuolo



Fig. 3 - Corsi d'acqua nella Piana di Albenga, e corrispondente linea di costa, in epoca medievale.

5. PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO

Si precisa che nella fase della redazione dello SUA precedente **erano stati eseguiti n.2 sondaggi penetrometrici dinamici** con difficoltà per la generale copertura con solette in c.a. dell'intero areale e la sede della Cooperativa Ortofrutticola era ancora funzionale con reparto vendita, magazzino ed uffici, **pertanto era stata progettata una campagna geognostica da eseguirsi a supporto della successiva progettazione definitiva.**

5.1 CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2005

5.1.1 Sondaggi Penetrometrici Dinamici

Il sondaggio PA è stato eseguito nell'aiuola nei pressi dell'ingresso agli uffici (cfr. foto n.3 in allegato n.1C), mentre il sondaggio PB è stato eseguito nell'aiuola lungo il muro di confine lato nord. Entrambi i sondaggi hanno subito l'arresto dopo poca infissione per la presenza di uno strato di tout-venant collocato su tutta la superficie dell'Ortofrutticola (da comunicazione verbale), pertanto non sono significativi del terreno presente e non vengono considerati. Mentre i sondaggi penetrometrici eseguiti sull'areale dell'azienda agricola adiacente lungo il confine nord dell'Ortofrutticola, hanno rilevato terreno naturale ed i relativi istogrammi sono riportati in allegato n.2.

Ai fini di ottenere una caratterizzazione geologica-tecnica indicativa del terreno di fondazione, **sono stati eseguiti il 29/07/2005 n. 2 sondaggi penetrometrici dinamici** (cfr. TAV 4A per l'ubicazione e foto in Allegato n.1C).

L'arresto dei sondaggi penetrometrici è avvenuto a:

P1 ⟹ R = - 9,80 m da p.c. per scelta operatore

P2 ⟹ R = - 8,30 m da p.c. per ghiaia/ciottoli addensati

Profondità sufficiente alla caratterizzazione del terreno sottofondazionale.

Lo strumento utilizzato per le prove è un "penetrometro dinamico automatico medio DPM 30 IT (Deep Drill classificazione ISSMFE 1988)", il cui apparato di infissione è costituito da un maglio di 30 kg, che cade con volata costante pari a 20 cm; in questo modo viene registrato il numero di colpi necessari ad infiggere nel terreno la batteria di aste, per una lunghezza pari a 10 cm (N_{10}).

Le caratteristiche proprie dello strumento sono le seguenti:

M (peso maglio) ⟶ = 30 kg

h (altezza di caduta di M) ⟶ = 20 cm

A (sezione della punta) ⟶ = 10 cm^2

P (peso delle aste) ⟶ = 24 kg / m.l.

La resistenza che oppone il terreno alla penetrazione è funzione delle sue caratteristiche fisico-meccaniche, dipendenti dalle dimensioni dei granuli e dallo stato di addensamento, nel caso di terreni incoerenti quali sabbie e ghiaie e dalla coesione se si tratta di argille e limi, come nel caso in esame.

Gli istogrammi ottenuti dai sondaggi penetrometrici, sono rappresentativi di stratigrafie simili del terreno, con terreno superficiale prettamente sabbioso-limoso da poco consistente con rari ciottoli, di colore grigio scuro fino a circa 2.00 m con valore medio di N_{10}= 8 (N_{SPT}=6). Tra la profondità di –2.00 m e 3.00 m dalla quota di inizio sondaggio il terreno aumenta la percentuale ghiaiosa ed ha un grado di addensamento medio con valore medio N_{10}=25 (N_{SPT}=19). Oltre la profondità di 3.00 m è presente una terreno sabbioso limoso poco addensato con rari ciottoli alterato a strati ghiaioso-ciottolosi, specialmente nel sondaggio P2.

Dall'elaborazione statistica dei vari livelli del terreno intercettati durante le prove penetrometriche, in funzione del corrispondente valore medio di N_{10}, e tramite la nota correlazione con N_{SPT} , se ne è potuta ottenere la caratterizzazione geotecnica (cfr. 3° foglio di ogni sondaggio in Allegato n.2).

5.2 CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2013

In funzione del discreto impatto sul sottosuolo da parte degli interventi previsti nella variante S.U.A., lo scrivente, con il confronto tecnico del prof. ing. Colleselli Giuseppe, ha progettato una campagna geognostica significativa per questa fase progettuale per analizzare e definire il modello geologico ed idrogeologico del sottosuolo.

La campagna geognostica ha fornito gli elementi utili ad eseguire le prime verifiche in funzione alle NTC 2008 ed è stata condotta secondo le "raccomandazioni AGI, giugno 1977" e "UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7".

Per l'analisi dettagliata dei risultati delle prove geognostiche in sito si rimanda all'allegato n.4.

5.2.1 Sondaggi Geognostici a carotaggio continuo

Sono stati eseguiti **n.4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prove geotecniche in foro di sondaggio**, realizzati entro il sedime degli edifici in elevazione, la cui ubicazione è riportata in TAV.4B sulla configurazione attuale dello stato dei luoghi ed in TAV.4C sulla configurazione in progetto dello stato dei luoghi.

Nella tabella 1 sono sintetizzate tutte le prove eseguite nella campagna geognostica febbraio 2013, di seguito riportata:

TABELLA 1 – *Numerazione delle prove geognostiche eseguite.*

Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

TIPOLOGIA PROVA	QUANTITA'
Sondaggi a carotaggio continuo	4
Prove Standard Penetration Test (SPT)	22
Prove di permeabilità in foro (Lefranc)	9
Prelievo campioni indisturbati Shelby	11
Prove Down-hole	2
Installazione piezometri	2
Misure con pocket penetrometer e scissometro (torvane) su carote di sondaggio	varie

Il 7/01/2013 sono stati eseguiti dei pozzetti geognostici con escavatore per verificare l'assenza di linee di sottoservizi o cisterne interrate per evitare danni durante la successiva esecuzione dei sondaggi avvenuta tra l'8 gennaio ed il 1 febbraio.

La profondità raggiunta dai sondaggi è stata conseguente sia al progetto che alla tipologia litologica intercettata.

Nella tabella 2 sono riportate le profondità dei sondaggi:

TABELLA 2 – *Profondità dei sondaggi geognostici eseguiti.*

Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

DENOMINAZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO	PROFONDITA' (m)
S1	38
S2	40
S3	21.5
S4	22.5

5.2.2 Standard Penetration Test

Durante i sondaggi sono state eseguite **n.22 prove SPT**, 7 nel sondaggio S1, 8 nel sondaggio S2 e 8 nel sondaggio S3 condotte secondo la procedura standard e a fondo foro pulito, **per caratterizzare geotecnicamente i livelli di terreno a differente litologia e per stabilire la categoria del suolo in riferimento all'ambiente sismico.**

La prova SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso con la battuta di un maglio del peso di 63,5 kg, a partire dal fondo foro di sondaggio, con la determinazione dell'indice N_{SPT} / 30 cm (Resistenza alla penetrazione).

Si fanno alcune considerazioni sulle prove eseguite.

- $N_{SPT} = N_2 + N_3$ ovvero è la somma dei colpi necessari per la penetrazione pari a 30 cm, esclusi i 15 cm iniziali = N_1;
- Le prove SPT7 nel S1 e SPT8 nel S2 hanno interessato strati di terreno con ciottoli sparsi che possano aver influenzato in eccesso i relativi valori N_{SPT};
- Le prove SPT sono state condotte con scarpa tagliente o campionatore Raymond, con campionamento del terreno analizzato.

I risultati delle prove SPT eseguite nei sondaggi S1, S2 e S3 vengono riassunti nella sottostante tabella:

TABELLA 3: *Risultati S.P.T. in sondaggi S1 – S2 – S3*

Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

SONDAGGIO	***S.P.T.***	**Profondità dal p.c. (m)**	**N colpi N1 – N2 – N3**	**Nspt N2 + N3**
S1	1	7.50 ÷ 7.95	4 – 7 – 6	13
	2	10.50 ÷ 10.95	5 – 8 – 11	19
	3	13.50 ÷ 13.95	4 – 6 – 8	14
	4	16.50 ÷ 16.95	3 – 4 – 8	12
	5	20.00 ÷ 20.45	6 – 8 – 11	19
	6	22.50 ÷ 22.95	3 – 2 – 2	4
	7	25.40 ÷ 25.85	50R	R
S2	1	6.00 ÷ 6.45	3 – 3 – 5	8
	2	8.00 ÷ 8.45	6 – 11 – 12	23
	3	9.00 ÷ 9.45	4 – 9 – 11	20
	4	12.50 ÷ 12.95	3 – 5 – 6	11
	5	15.00 ÷ 15.45	4 – 4 – 2	6
	6	18.50 ÷ 18.95	2 – 2 – 2	4
	7	21.50 ÷ 21.95	7 – 10 – 13	23
	8	24.50 ÷ 24.95	15 – 27 – 50R	R
S3	1	3.00 ÷ 3.45	2 – 1 – 1	2
	2	4.50 ÷ 4.95	9 – 8 – 14	22
	3	7.50 ÷ 7.95	3 – 4 – 8	12
	4	10.50 ÷ 10.95	4 – 6 – 7	13
	5	13.50 ÷ 13.95	3 – 5 – 9	14
	6	16.50 ÷ 16.95	9 – 11 – 7	18
	7	18.00 ÷ 18.45	4 – 4 – 5	9

5.2.3 Prove di Permeabilità Lefranc

Le prove di permeabilità in foro costituiscono una metodologia utile alla valutazione del coefficiente K di permeabilità del terreno, che tiene conto dell'influenza della struttura del terreno nel suo complesso, fattore non misurabile in laboratorio su campioni di piccole dimensioni. Le prove di permeabilità in foro di sondaggio consentono di ottenere un dato puntuale, ossia riferito a spessori limitati di terreno (fino a 1÷2m) in una zona nell'intorno del foro.

Queste prove vengono eseguite predisponendo un'apposita sezione filtrante a fondo foro; possono essere condotte **a carico costante**, coiè misurando la quantità d'acqua immessa per mantenere costante un certo livello interno, oppure **a carico variabile**, misurando gli abbassamenti riferiti al tempo intercorso dal riempimento del foro. Le prime sono preferibili in materiali permeabili, mentre le seconde si eseguono quando la permeabilità attese del terreno sono basse, come in diversi casi in esame.

Tali prove sono comunque di facile esecuzione e consentono di ottenere dati affidabili anche se limitati spazialmente in quanto coinvolgono un volume di terreno relativamente piccolo.

Ricordiamo come si consideri verificato il coefficiente di permeabilità orizzontale K_h quando l'altezza (L) del tratto di foro cilindrico è, rispetto al diametro (D) del medesimo, $L/D \geq 1.2$, caso verificatosi nelle prove considerate.

Per le prove a carico costante il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{A}{C_L (t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2} \qquad [ms^{-1}]$$

dove :

k	$[ms^{-1}]$	coefficiente di permeabilità
A	$[m^2]$	area di base del foro di sondaggio
h_1 e h_2	$[m]$	altezza dei livelli d' acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti t_1 e t_2
t_1 e t_2	$[s]$	tempi ai quali si misurano h_1 e h_2
C_L	$[m]$	coefficiente di forma dipendente dall' area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto.

Per il coefficiente C_L sono suggeriti i seguenti valori :

– prova su un tratto di foro (fig. 6.2: a)

$l >> d$	$C = l$	$[m]$
$l \leq d$	$C = 2 \pi d + l$	$[m]$

Per le prove a carico costante il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{q}{C_F \, hd} \qquad [m \; s^{-1}]$$

in cui

q = portata immessa $[m^3 \; s^{-1}]$

h = livello dell' acqua nel foro $[m]$

(N.B. per prove sopra il livello della falda, h è misurato rispetto alla base del foro).

d = diametro del foro $[m]$

C_F = coefficiente di forma = 2,85

Nel presente caso, a seconda della litologia e quindi della permeabilità dello strato di terreno indagato, **sono state eseguite n.9 prove totali, di cui n.6 a carico costante e n.3 a carico**

variabile; la tabella seguente sintetizza i risultati ottenuti dalle prove di permeabilità svolte, mentre le letture ed i dati significativi relativi sono stati riportati nell'allegato n.4.

TABELLA 4: *Risultati prove Lefranc in sondaggi S1 – S2 – S3 – S4*

Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

Sondaggio	*Prova*	Profondità dal p.c. (m)	Tipologia	Coefficiente permeabilità K(cm/s)	Coefficiente permeabilità K(m/s)
S1	1	9.0 ÷ 9.70	A carico costante	3.55 E-03	3.55 E-05
	2	14.50 ÷ 15.0	A carico costante	4.21 E-03	4.21 E-05
	3	25.0 ÷ 25.50	A carico costante	1.61 E-03	1.61 E-05
S2	1	12.0 ÷ 13.50	A carico variabile	1.14 E-06	1.14 E-08
	2	18.0 ÷ 18.50	A carico costante	8.59 E-04	8.59 E-06
	3	25.0 ÷ 25.50	A carico costante	1.19 E-02	1.19 E-04
S3	1	6.0 ÷ 7.50	A carico variabile	1.14 E-06	1.14 E-08
	2	19.50 ÷ 20.0	A carico costante	1.06 E-03	1.06 E-05
S4	1	13.50 ÷ 15.0	A carico variabile	1.14 E-06	1.14 E-08

5.2.4 Prelievo di campioni indisturbati Shelby

Per una caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti e della conseguente definizione del modello geotecnico del sottosuolo, sono stati **prelevati 11 campioni indisturbati Shelby**, in corrispondenza dei livelli di terreno ritenuti più significativi dallo scrivente in quanto direttore dei lavori geognostici.

I campioni Shelby, cosiddetti poiché si utilizza un "tubo Shelby" per il prelievo, sono campioni indisturbati del terreno che non hanno subito rimaneggiamenti della struttura e del contenuto di umidità, che vengono sigillati previo collaggio di paraffina fusa alle estremità del campione immediatamente dopo il prelievo.

I campioni sono stati inviati al laboratorio in varie fasi successive relative alla data del prelievo.

In accordo con il prof. ing. Colleselli Giuseppe, è stato definito un programma delle prove geotecniche di laboratorio, la cui tipologia ed i risultati sono stati sintetizzati in tabella 5

"Prove ed analisi sui terreni".

Le prove di laboratorio sono state eseguite presso il laboratorio autorizzato "Servizi Geotecnici Liguri" con sede in Via Piave 122/a Vado ligure (SV).

Le prove di laboratorio sono riassunte nelle seguenti tabelle:

TABELLA 5 – *Numerazione delle prove geotecniche di laboratorio eseguite.*

Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

TIPOLOGIA PROVA DI LABORATORIO	QUANTITA'
Estrazione e descrizione dei campioni indisturbati	11
Determinazione del contenuto di acqua naturale	10
Determinazione del peso di volume allo stato naturale	10
Determinazione dei limiti liquido e plastico (Atterberg)	11
Analisi granulometrica per vagliatura e sedimentazione	11
Prova edometrica ad incrementi di carico controllati	8
Prova di taglio diretto con scatola di Casagrande, su 3 provini	5
Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata (UU), a provino	2
Prova di compressione triassiale consolidata isotropicamente non drenata (CU), su 3 provini	2

TABELLA 6 - PROVE E ANALISI SU TERRENI - TIPOLOGIA E RISULTATI

PROGETTO: 1°Variante SUA Via Dalmazia - Albenga

COMMITTENTE: Soc. VISTA MARE s.r.l.
REDAZIONE: Studio di Geologia Macciò M.Roberto - Albenga (SV) Tel.0182548404 mail: macciogeo@alice.it

Sondaggio	Campione	Profondità	Classificazione USCS	Contenuto d'acqua	Peso di volume naturale	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica					Compressibilità edometrica	UU	Taglio diretto		CIU	
															Prova di compressione triassiale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata
				W	γ_n	LL	LP	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo/Arg	Limo	Argilla		(σ1 - σ3)/2	ϕ	c'	ϕ	c'
n°	n°	m		%	kN/m ^{3}	%	%	%	%	%	%	%	%		kPa	°	kPa	°	kPa
S1	**CI1**	9.00-9.70	SM	30,24	17,70	31,5	N.P.	N.P.	0,00	51,92		33,15	14,93	*		31,8	4,4		
S1	**CI2**	19.50-20.00	ML	30,41	17,89	39,3	28,3	11,0	0,15	6,25		55,08	38,53	*	29				
S2	**CI1**	7.50-8.00	SP-SM	30.07	18.43	30,6	N.P.	N.P.	0,0	89,07	10,93					34,1	5,5		
S2	**CI2**	12.00-12.50	ML	24,74	20,02	27,0	N.P.	N.P.	0,0	34,28		59,87	5,85	*		30,0	10,0		
S2	**CI3**	18.00-18.50	ML	32,49	18,06	32,5	26	6,5	0,0	3,47		73,13	23,4	*				23,20	14,9
S2	**CI4**	21.00-21.50	SM-SC			27,2	22,9	4,3	12,74	46,15		25,49	15,62						
S2	**CI5**	24.00-24.5	ML	26,56	19,24	31,9	21,8	10,1	0,00	5,63		71,1	23,26	*	61,0				
S3	**CI1**	10.00-10.50	SM	32,32	17,70	34,4	N.P.	N.P.	0,10	69,26		25,53	5,11	*		31,2	0,6		
S3	**CI2**	12.00-12.5	SM	30,37	17,73	27,2	N.P.	N.P.	0,00	55,41		40,86	3,73						
S3	**CI3**	19.50-20.00	CL	20,4	20,40	24,9	15,3	9,6	0,60	18,92		45,31	35,17	*		23,2	11,6		
S4	**CI1**	19.50-20.00	CL	18,63	20,53	25,5	15,9	9,6	0,00	25,27		45,58	32,15	*				24,8	14,5

Compressibilità edometrica

Campione	Prof.	Fase	σ kPa	ε %	e	M MPa	M_v cm^2/N	C_v cm^2/s	K m/s	Metodo
S1-CI1	**-9.0/**	carico	100	2.48	0.930	5.15	0.194	$3.77E^{-3}$	$7.31E^{-10}$	Taylor
	-9.70m	carico	200	3.63	0.907	8.70	0.115	$3.95E^{-3}$	$4.54E^{-10}$	Taylor
		carico	400	5.28	0.875	12.12	0.083	$2.72E^{-3}$	$2.24E^{-10}$	Taylor
S1-CI2	**-19.50/**	carico	25	1.65	0.938	1.45	0.688	$5.7E^{-4}$	$3.95E^{-10}$	Casagr.
	-20.0m	carico	50	3.07	0.910	1.76	0.568	$5.9E^{-4}$	$3.35E^{-10}$	Casagr.
		carico	100	4.94	0.874	2.67	0.374	$6.5E^{-4}$	$2.42E^{-10}$	Casagr.
S2-CI2	**-12.0/**	carico	50	0.89	0.666	4.17	0.240	$1.68E^{-3}$	$4.03E^{-10}$	Taylor
	-12.50m	carico	100	1.64	0.653	6.67	0.150	$2.46E^{-3}$	$3.69E^{-10}$	Taylor
		carico	200	2.71	0.635	9.35	0.107	$1.8E^{-3}$	$1.93E^{-10}$	Taylor
		carico	400	4.31	0.608	12.5	0.080	$1.34E^{-3}$	$1.07E^{-10}$	Taylor
S2-CI3	**-18.0/**	carico	25	1.12	0.891	1.25	0.800	$3.14E^{-3}$	$2.51E^{-9}$	Taylor
	-18.50m	carico	50	2.42	0.866	1.92	0.520	$3.44E^{-3}$	$1.79E^{-9}$	Taylor
		carico	100	4.31	0.830	2.65	0.378	$3.87E^{-3}$	$1.46E^{-9}$	Taylor
		carico	200	6.74	0.783	4.12	0.243	$5.35E^{-3}$	$1.30E^{-9}$	Taylor
S2-CI5	**-24.0/**	carico	25	0.61	0.754	2.60	0.384	$1.04E^{-2}$	$3.99E^{-9}$	Taylor
	-24.50m	carico	50	1.52	0.738	2.75	0.364	$6.57E^{-3}$	$2.39E^{-9}$	Taylor
		carico	100	2.84	0.715	3.79	0.264	$1.11E^{-2}$	$2.93E^{-9}$	Taylor
		carico	200	4.63	0.683	5.59	0.179	$1.23E^{-2}$	$2.20E^{-9}$	Taylor
S3-CI1	**-10.0/**	carico	50	1.35	0.950	4.39	0.228	$2.74E^{-3}$	$6.25E^{-10}$	Taylor
	-10.50m	carico	100	2.25	0.932	5.56	0.180	$2.26E^{-3}$	$4.07E^{-10}$	Taylor
		carico	200	3.37	0.910	8.93	0.112	$3.42E^{-3}$	$3.83E^{-10}$	Taylor
		carico	400	4.91	0.880	12.99	0.077	$4.52E^{-3}$	$3.48E^{-10}$	Taylor
S3-CI3	**-19.50/**	carico	25	0.90	0.565	2.36	0.424	$4.88E^{-3}$	$2.07E^{-9}$	Taylor
	-20.0m	carico	50	1.70	0.553	3.13	0.320	$2.63E^{-3}$	$8.42E^{-10}$	Taylor
		carico	100	2.97	0.533	3.94	0.254	$3.19E^{-3}$	$8.10E^{-10}$	Taylor
		carico	200	5.00	0.500	4.93	0.203	$3.50E^{-3}$	$7.11E^{-10}$	Taylor
S4-CI1	**-19.50/**	carico	25	0.84	0.462	3.05	0.328	$3.44E^{-3}$	$1.13E^{-9}$	Taylor
	-20.0m	carico	50	1.63	0.451	3.16	0.316	$0.88E^{-3}$	$2.77E^{-10}$	Taylor
		carico	100	2.78	0.434	4.35	0.230	$1.09E^{-3}$	$2.51E^{-10}$	Taylor
		carico	200	4.62	0.406	5.43	0.184	$1.47E^{-3}$	$2.70E^{-10}$	Taylor

5.2.5 Indagine sismica in foro di tipo "Down-hole"

In ottemperanza alle NTC 2008 si è calcolato la Vs30 ovvero la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30m del sottosuolo, fattore basilare per valutare la categoria sismica del sottosuolo e il conseguente rischio sismico del sito.

Sono state condotte n.2 prove di tipo sismico in foro "down-hole" nei sondaggi più profondi S1 e S2, che costituiscono una delle tipologie di prova più significativa e affidabile rispetto ad altre prove geofisiche di superficie.

La profondità delle prove è stata di -38m dal piano di campagna attuale per ottenere il valore delle Vs30 nei 30m al di sotto del piano fondazionale in progetto, previsto ad una profondità di -8m rispetto alla quota piano di campagna attuale del sito.

Il metodo "Down Hole" prevede il posizionamento di strumenti riceventi (idrofoni, geofono triassiale) all'interno di un foro di sondaggio preventivamente condizionato con idoneo rivestimento in PVC o ABS Φ = 80 mm dotato di chiusura di fondo e cementato, e la generazione di energia sismica in superficie in prossimità del boccaforo.

Scopo dell'indagine "Down Hole" è l'individuazione delle variazioni di velocità dei fronti d'onda elastici lungo la verticale di perforazione ed in un suo immediato intorno, al fine di ottenere informazioni supplementari sulle condizioni fisico – meccaniche dei terreni.

Nel caso specifico è stata focalizzata l'attenzione sulla propagazione delle onde di taglio "s" per ricostruirne la relativa colonna di velocità presso la verticale di perforazione interessata ("S1 e S2").

Per poter fornire un quadro il più possibile esaustivo, però, sono state generate ed acquisite anche le onde di pressione "p".

Per le onde "p" l'impulso elastico è stato generato attraverso la percussione di una massa battente su una piastra di contrasto circolare in ferro sistemata a terra ad una distanza nota dal centro della perforazione.

Per la produzione di onde S la sorgente (una trave/piattaforma metallica) è stata disposta sul terreno in modo che potesse rimanere aderente e solidale al piano di appoggio (attraverso il carico dell'avantreno dell'automezzo sulla piattaforma di base), sia al momento della battuta, sia successivamente e l'energia prodotta non venisse in parte dispersa: l'impatto, in questo caso, è avvenuto in direzione orizzontale battendo su due piastre metalliche appositamente fissate alle estremità della trave.

Il piano di oscillazione della battuta è stato disposto quanto più possibile in assetto "radiale" rispetto al foro di sondaggio, in maniera che il piano di polarizzazione dell'onda di taglio fosse

orientato favorevolmente per la ricezione da parte dei geofoni orizzontali contenuti nel sensore tridimensionale disposto in foro.
I segnali di ciascun canale sono stati digitalizzati per una lunghezza di registrazione variabile in funzione delle specifiche esigenze, visualizzati su pc in tempo reale e quindi memorizzati.
I tempi di percorso dei fronti d'onda dal punto sorgente al ricevitore in foro vengono individuati considerando traiettorie dirette. Nella realtà sono possibili piccole deviazioni dal percorso diretto a causa di modeste rifrazioni, ma tali effetti risultano generalmente trascurabili.
In sede di elaborazione è necessario operare una correzione dei tempi di arrivo misurati, in quanto gli impulsi elastici non vengono ovviamente generati presso le imboccature dei fori ma ad una certa distanza orizzontale dalle stesse. Note tali distanze e la profondità del geofono triassiale si correggono i tempi di ogni acquisizione mediante una semplice operazione trigonometrica; in particolare:

$$t_{corr} = t \cos\alpha$$

ove **t** è il tempo misurato e α è l'angolo compreso tra la verticale del foro ed il tratto di retta che congiunge il ricevitore in foro ed il punto di energizzazione in superficie.

Il metodo "Down Hole" consente di evidenziare fenomeni di inversione di velocità lungo la verticale che non potrebbero essere individuati attraverso le classiche metodologie sismiche a rifrazione dalla superficie.
I tempi di primo arrivo misurati, quelli corretti e le colonne di velocità nel dominio delle onde di pressione "p" e di taglio "s" sono illustrati nello specifico allegato n.4, unitamente ai grafici che illustrano la variazione del coefficiente di Poisson, del Modulo di Young e del Modulo di deformazione al taglio (Allegato n.4).
Si raccomanda, comunque, di considerare i valori del coefficiente di Poisson forniti con estrema cautela e spirito critico, poiché i valori di velocità delle onde di pressione ("p") negli orizzonti non litoidi sono fortemente condizionati dalla presenza significativa di umidità e ancor più da eventuali fenomeni di saturazione idrica, conducendo a valori del coefficiente di Poisson stesso (legato al rapporto Vp/Vs) non rappresentativi delle proprietà elastiche - meccaniche "reali" ed assolute dei terreni.

La normativa vigente (D.M. 14/01/08) individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna (**Vs_{30}**).

Il parametro Vs_{30} viene calcolato con la seguente formula:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato *i*-esimo, per un totale di *N* strati presenti nei 30 m superiori. In Tabella 1 si riporta la suddivisione in tipologie di suolo relative ai valori di Vs_{30}.

TABELLA 7 – *Classificazioni sismiche sottosuolo sulla base del valore Vs_{30}*

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

La Norma prevede che la profondità di 30 m sia riferita al piano di posa delle fondazioni.

Nel caso specifico le misure effettuate nelle perforazioni S1 e S2 hanno raggiunto la profondità di 38 m dal piano campagna, essendo prevista in progetto la quota di fondazione degli edifici, a -8.0 m di profondità dal piano campagna attuale.
Si escludono pertanto dal calcolo i primi 8 metri di terreno dal piano campagna.
A seguito di questi artifici si applica la formula:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

ricorrendo a 30 "strati" di spessore pari a 1.0 m, compresi tra le profondità di 8.0 m e 38.0 m dal piano campagna e caratterizzati dalle velocità espresse nel grafico a barre allegato.
A seguito del calcolo (Allegato n.4) si ottiene il seguente risultato riferito al piano di fondazione:

S1 - Vs_{30} = 473 m/s

S2 - Vs_{30} = 392 m/s

che identifica un suolo di categoria **B.**

Suolo	Descrizione geotecnica	Vs_{30}(m/s)
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu_{30} > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360÷800

5.2.6 Prove con scissometro tascabile da cantiere

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono state eseguite numerose prove scissometriche (Torvane Test) sulle carote estratte di materiale limoso-argilloso, per ottenere una stima preliminare della resistenza in sito dei depositi argillosi saturi ed una prima valutazione della resistenza al taglio non drenata del terreno.
Lo strumento utilizza una molla tarata per la misura dello sforzo di torsione applicato ed è dotato di 3 palette di differenti dimensioni, intercambiabili; esso agisce nei primi centimetri di profondità del campione e la scala dello strumento è tarata in modo che la resistenza non

drenata del terreno venga letta direttamente.
I risultati ottenuti a varie profondità negli spezzoni di carote indagati sono contenuti nelle stratigrafie dei sondaggi in allegato n.4.

6. GEOLITOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO

L'areale è situato alla quota di circa 2 m. s. l. m., sul limite di un settore della piana fortemente urbanizzato ed il suo confine verso est, è ubicato alla distanza di circa 150 m dall'attuale linea di costa (cfr.allegato n.1A e TAV. 1).

Caratteristica passata della zona è stata la realizzazione di strade ove transitavano i carri per il trasporto con una quota sopraelevata rispetto ai terreni coltivati adiacenti, per agevolare il transito quando le campagne si allagavano.
La via Dalmazia e la stretta via parallela ubicata lungo il confine nord del sito intervento erano pertanto sopraelevate; ciò traspare ancora oggi osservando la quota del terreno agricolo, adiacente verso nord ove era presente una serra divelta da alcuni anni, che risulta essere depressa di ca. 1m rispetto alla quota stradale.
Nel sito del fabbricato della Cooperativa Ortofrutticola erano state realizzate le prime serre (conosciute con il nome di "stufe") ove veniva coltivato il basilico poi confezionato a mazzetti.
In occasione della realizzazione dell'edificio è stata realizzata un'opera di riporto grossolano per alzare il piano di campagna alla quota delle strade adiacenti, che ha ostacolato l'esecuzione dei sondaggi penetrometrici.
Tra la stretta via e il viale 8 marzo erano presenti delle vasche seminterrate ove veniva macerata la canepa.
Il fossato denominato Burrone (presso il sito D di TAV.4B) sfociava in un laghetto per l'affioramento della falda acquifera, rimanenza di una palude costiera, poi colmato per l'attività agricola e successivamente interessato dalla realizzazione di due campeggi turistici.

L'area d'intervento è stata interessata nel tempo dall'evoluzione della linea di spiaggia verso la posizione attuale, per l'opera del sovralluvionamento del F. Centa durante la migrazione della sua asta terminale da nord verso sud, che ha costituito delle linee di paleoalveo, attualmente sede di deflussi sotterranei collegati con il regime idraulico del F. Centa, con conseguente spostamento della fronte deltizia/delta del F. Centa verso sud (cfr. figure 2-3).
Litologicamente sono presenti **depositi alluvionali del ciclo olocenico limoso-sabbiosi**

associati a depositi marini prevalentemente sabbioso-ghiaiosi (cfr. TAV.3 Carta geologica).

Scavi eseguiti nell'areale circostante hanno rilevato un assetto stratigrafico del terreno costituito da un orizzonte superficiale limoso-sabbioso sino alla profondità di 0.8÷1.2 m, ove inizia un terreno sabbioso scarsamente limoso, con aumento della percentuale sabbioso ghaiosa con la profondità.
In certi settori sono stati intercettati strati di sabbia pulita, con ghiaia e ciottoli appiattiti di dimensioni 5÷12 cm, tipici di un passato ambiente di spiaggia, analoga a quella attuale.
La campagna geognostica eseguita ha definito un assetto stratigrafico del sottosuolo simile a quello previsto nella relazione geologica di marzo 2012, ma ha rilevato uno spessore minore dello strato argilloso/limoso rispetto a quello supposto e la presenza del substrato roccioso attorno alla profondità di -25m dal p.c. attuale. Quest'ultima informazione stratigrafica non era conosciuta, poiché in questo settore costiero della Piana, in conseguenza alla presenza della falda acquifera molto produttiva e di buona qualità, i pozzi perforati sono di profondità contenuta.
Inoltre 2 pozzi perforati entro la distanza di 200m dall'areale ex Ortofrutticola hanno interessato il deposito alluvionale sino a -43m dal p.c. (termine perforazione) con uno strato di terreno argilloso di discreto spessore pari a 23m compreso nel terreno alluvionale incoerente. Tale dato dovrebbe essere sicuro poiché deriva dalla trivellazione di un pozzo potabile comunale nel 1987, eseguito dalla ditta Chiarlone di Albenga con il metodo **"a percussione con cucchiaia"**, che permetteva una verifica continua del terreno trivellato e di redarre una stratigrafia dettagliata del terreno (cfr. Allegato n.5). Tali differenze stratigrafiche sono caratteristiche della piana albenganese ove il tetto del substrato roccioso pliocenico presenta un andamento ondulato ed in certi settori è eteropico all'argilla pliocenica, ovvero alla stessa profondità è presente il conglomerato o l'argilla pliocenica.

7. MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

I sondaggi geognostici eseguiti hanno definito il seguente assetto stratigrafico del **sottosuolo costituto dalla seguente sequenza di terreni partendo dal piano campagna**: deposito sabbioso-ghiaioso con livelli sabbioso-pelitici, a diverso grado di addensamento che raggiunge un profondità tra 16.8m e 19m ove è presente uno strato, presumibilmente a

sviluppo orizzontale continuo, di limo argilloso con microfossili biancastri e resti vegetali.
Sottostante è presente un livello grossolano ghiaioso-ciottoloso in matrice argillosa che termina sul tetto del substrato roccioso intercettato nei sondaggi S1 e S2 alla profondità di -25m. Si precisa che i sondaggi S3 e S4 hanno raggiunto la profondità utile per definire la presenza e lo spessore dello strato limoso-argilloso, pertanto non sono arrivati ad intercettare il substrato roccioso.
In questa fase progettuale è stato definito lo strato limoso-argilloso per la sua importanza in previsione della sua funzione di barriera semimpermeabile su cui impostare eventuali diaframmi bentonitici perimetrali utili alla realizzazione del piano interrato.
In relazione all'altezza massima dei fabbricati previsti in questa versione progettuale, con n.10 piani fuori terra e platea di fondazione, la profondità dei sondaggi ha indagato il volume significativo sottofondazionale.
Il modello geologico del sottosuolo è sintetizzato sulla sezione geologica A-A' di TAV.10, mentre per l'analisi di dettaglio si rimanda alle stratigrafie dei singoli sondaggi in allegato n.4.

8. MODELLO IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

Nel sottosuolo sottostante al sedime del lotto dell'intervento **è presente una falda acquifera superficiale** contenuta nel deposito alluvionale ed **una falda profonda** presente al di sotto dello strato limoso-argilloso e dello strato roccioso, contenuta in livelli ghiaioso-ciottolosi.
La prima falda ha un livello soggetto ad oscillazioni di quota in rapporto alla portata idraulica del F. Centa, ma contenute in rapporto all'equilibrio acqua dolce / acqua marina sottostante.
La falda profonda è in genere in pressione e quando viene intercettata il livello risale nella colonna pozzo.
Sono stati installati n.2 piezometri a tubo aperto per monitorare i livelli falda acquifera, il piezo 1 è stato installato nel foro del sondaggio S3, ha raggiunto la profondità di -15m pertanto interessa la falda acquifera superficiale; il piezo 2 è stato installato nel foro del sondaggio S4, ha raggiunto la profondità di -22.50m ove è presente la falda acquifera sotterranea.
I nuovi piezometri sono protetti da pozzetto, sono stati oggetto di spurgo per eliminare la frazione fine del terreno e sono attivi.
Benchè il sito in oggetto sia a breve distanza dalla linea di battigia marina, **la falda acquifera superficiale è di buona qualità chimica**, per l'alimentazione della falda da parte delle

acque del F. Centa tramite un suo paleoalveo, o linea preferenziale di scorrimento, che contrasta l'ingresso dell'acqua marina nel sottosuolo.

Il livello medio della falda è attorno a -1,4 m. dal piano di campagna attuale e la produttività della falda è elevata secondo i sistemi di drenaggio realizzati in cantieri circostanti per piani interrati, sito C e F (cfr. TAV.4B).

Nei fori dei sondaggi penetrometrici dinamici P1 e P2 erano stati collocati piezometri per il controllo della falda nel tempo antecedente alla fase di cantiere, la cui ubicazione è riportata in TAV 4A.

Purtroppo dopo breve tempo i piezometri sono stati distrutti, poichè esterni alla area cintata della sede dell'Ortofrutticola.

Erano state eseguite misure freatimetriche riportate nella seguente tabella A, a cui sono state aggiunte le misure effettuate nella presente indagine geognostica.

TABELLA 8 – *Misure freatimetriche in piezometri*

CAMPAGNA GEOGNOSTICA 2005

Data misura	***Piezometro P1***	***Piezometro P2***
29-07-05 (fine sondaggio)	-1.64 m	1.36 m
30-07-05	-1.45 m	1.36 m
06-09-05	1.54 m	-1.41 m

CAMPAGNA GEOGNOSTICA 2013

Data misura	***Piezo 1 (S3)***	***Piezo 2 (S4)***
01-02-13	-1.35 m	1.48 m
07-02-13	-1.38 m	1.59 m

In rapporto alla produttività elevata della falda acquifera, si può affermare che qualsiasi tipologia di drenaggio necessaria per realizzare il piano interrato su n.2 livelli non potrà influire negativamente sulla portata dei pozzi irrigui presenti nell'areale verso nord, oltre la via VIII marzo poiché ricadenti all'esterno del potenziale cono di influenza conseguente alla depressione del livello falda.

Nel caso, consigliabile in conseguenza del definito modello idrogeologico del sottosuolo, si adottino diaframmi bentonitici perimetrali immorsati nello strato di limo

argilloso a basso grado di permeabilità, il settore all'interno verrà isolato dall'esterno, pertanto l'emungimento per abbassare la falda acquifera non potrà comportare influenze sulla falda presente all'esterno e sui pozzi privati.

Nel settore tra il perimetro del S.U.A. e la linea di battigia non sono stati rilevati pozzi significativi.

L'impianto di drenaggio non ricadrà in aree di salvaguardia di pozzi aventi la concessione di derivazione di acqua ad uso potabile, sia pubblici che privati, più precisamente **nella zona di rispetto con raggio R=200m (D.P.R.n.236/1988, modificato dal D.Lgs.258/2000 e succ.).**

I pozzi potabili pubblici più vicini ricadono alla distanza di assoluta sicurezza di 800 m verso NW quello di Pontelungo e di 700m verso S quello degli Orti, in posizione più favorevole rispetto alle linee di deflusso della falda acquifera, rappresentate sulla TAV.5 carta idrogeologica (1. pozzo degli Orti, 2. pozzo Pontelungo).

La continuità dello strato argilloso rilevato alla profondità attorno a -17m dal p.c. rappresenta un fattore idrogeologico favorevole rispetto all'opera di drenaggio necessaria poiché ridurrebbe la provenienza dell'acqua dal basso.[2]

[2] Si riportano le denominazioni delle indagini più estese a cui si è partecipato che hanno portato alla conoscenza del sottosuolo della piana albenganese:

a) **‹‹indagine idrogeochimica sull'acquifero di un settore della piana di Albenga con particolare riferimento all'intrusione marina ››** Macciò M.R. 1993, Committente: Consorzio Regionale Nuova Agricoltura Albenga;
b) **‹‹indagini geologiche per la predisposizione di Piano Stralcio di Bacino (D.L. 180/98) sui bacini del T. Merula, F. Centa, Rio Carenda››**. Incarico del 27/1/98 e ampliamento di incarico 19/4/2000, Committente: Provincia di Savona;
c) collaborazione allo **‹‹ studio idrogeologico dell'area del Battistero e della Cattedrale di Albenga ››.** Responsabile gruppo lavoro Prof. P. Malesani, 2002, Committente: Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio della Liguria;
d) redazione **"relazione idrogeologica" a supporto monitoraggio idrogeologico-chimico dell'acquifero del F.Centa e dei torrenti minori ai sensi del D.Lgs n°152/99, Macciò M.R. 2004**. Committente: ARPAL Direzione Scientifica-Genova "Indagine Nitrati".
e) Indagine geologica a supporto **"nuovo acquedotto irriguo comunale**, primo stralcio, primo lotto funzionale", Macciò M.R. dicembre 2010.
Committente: Comune di Albenga, finanziamento PSR.
f) **Studio di Impatto Ambientale a supporto pozzi potabili Negiaire**.
Committente: Comune di Albenga, maggio 2011.
g) **Relazioni idrogeologiche per il rinnovo concessione** ad uso potabile dei campi pozzi "Pontelungo, Miranda e Via XXV aprile" .
Committente: Comune di Albenga, settembre 2012.

9. FENOMENOLOGIA DELL'INGRESSIONE MARINA

Si riporta una stralcio della relazione 1993 citata nella pagina precedente, per illustrare la problematica del "cuneo salino" e l'eventuale correlazione con l'intervento in oggetto.

Questo fenomeno si verifica in tutte le piane alluvionali costiere della Liguria e gli effetti negativi si risentono specialmente nel periodo estivo, quando l'aumento dei residenti comporta un maggior emungimento dalle falde per scopo potabile.

Tale problema, riferito all'uso potabile, avviene anche nella Piana di Albenga, ma riguarda solo il Comune di Ceriale, poichè il Comune di Albenga attinge da una falda molto produttiva, alimentata direttamente dal Fiume Centa.

Ma l'influenza negativa maggiore è rispetto all'uso irriguo, che penalizza molte aziende per tutta la durata dell'anno, con lievi oscillazioni qualitative.

Essendo l'area oggetto della presente indagine compresa nel maggiore polo agricolo intensivo della regione, come quantità e qualità, di conseguenza maggiore è il danno economico e la turbativa esercitata da tale problematica sull'attività agricola.

Si schematizza il fenomeno dell'ingressione dell'acqua di mare nella falda di acqua dolce. Il rapporto acqua dolce/acqua salata è un delicato equilibrio idrogeologico.

L'acqua dolce per la minore densità galleggia sull'acqua salata marina (relativamente più densa) come lo scafo di una nave galleggia nel mare; infatti se si vuole fare riferimento ad un principio fisico per spiegare il rapporto acqua dolce/acqua salata, questo è il Principio di Archimede.

Il rapporto tra la profondità H_1 dell'interfaccia (superficie teorica di separazione tra acqua dolce e quella salata) rispetto il livello del mare e l'altezza H_2 della supeficie freatica della falda sul livello del mare è regolato dalla legge di Ghyben-Herzberg

$$H_1 = (\rho_f / (\rho_m - \rho_f) \times H_2$$

con

densità dell'acqua dolce di falda (ca.1000 Kg/m^3) => $\rho_f = 1$

densità dell'acqua di mare (1027 Kg/m^3 riferito a 42 g/l di sali) => $\rho_m = 1{,}03$

da cui si deduce che la profondità dell'interfaccia (H_1) dipende dall'altezza dalla superficie di falda sul livello del mare e dalla densità dei due liquidi

dalla precedente equazione sostituendo i valori si ottiene:

$H_1 = 37\ H_2$ ca.

tale valore è da considerarsi di riferimento, essendo relativo al fenomeno con condizioni statiche, poichè l'interfaccia si trova a profondità maggiori per l'effetto dovuto al deflusso della falda (cfr. figura n.4).

Le escursioni di marea determinano oscillazioni freatiche e relative oscillazioni contenute dell'interfaccia acqua dolce - acqua salata.

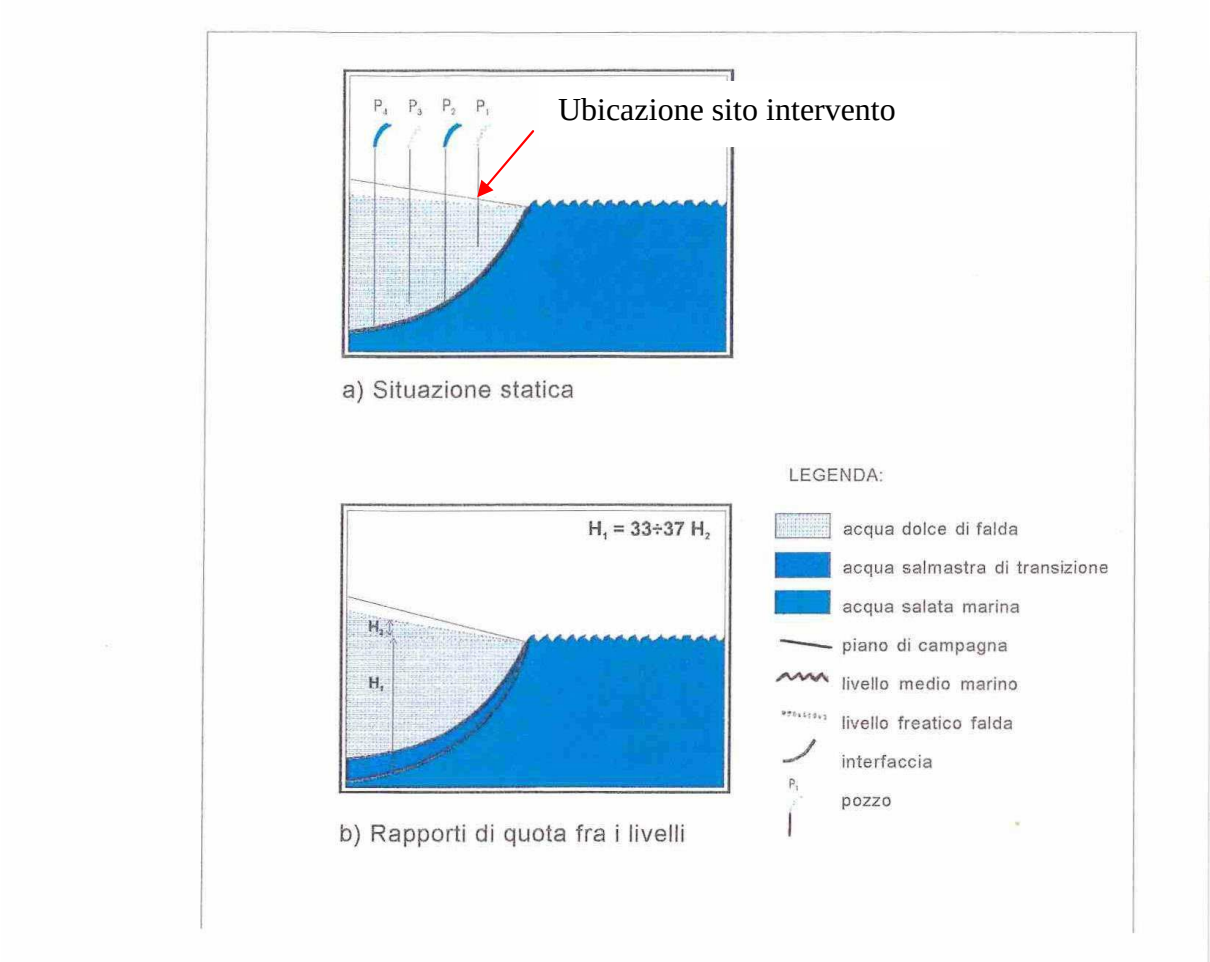


Fig.4 – Schemi illustrativi dei rapporti acqua dolce/acqua salata in falda libera in zona costiera (stralcio Macciò, 1993).

Nella realtà, il passaggio tra i due tipi di acqua non è immediato, ma avviene gradualmente attraverso la ZONA DI TRANSIZIONE O DI DIFFUSIONE, a salinità decrescente dal basso verso l'alto e con spessore che tende ad aumentare man mano che ci si allontana dalla costa, variando da qualche metro ad alcune decine di metri.

Da questa breve esposizione del meccanismo che regola il rapporto acqua di falda / acqua di mare risulta facile capire il fenomeno del "cuneo salino".

L'ingressione del mare nell'acquifero di acqua dolce si verifica quando l'emungimento avviene in regime di "disequilibrio idrologico", ovvero i prelievi superano gli apporti che costituiscono l'alimentazione della falda.

Col troppo emungimento, collegato allo scarso regime pluviometrico, diminuisce il carico idraulico della falda d'acqua dolce (che è dato dalla quota del livello statico della falda sul livello marino) e l'acqua salata sale verso l'alto.

Per compensare la riduzione di volume delle acque dolci sotterranee si verifica l'innalzamento delle sottostanti acque salate, con la conseguente ingressione delle acque di mare verso l'entroterra, che intercettano nuovi pozzi, precedentemente emungenti acqua dolce.

La fenomenologia ora descritta si è verificata nell'acquifero del sottosuolo della Piana Albenganese ed interessa sia la falda acquifera alluvionale che la falda sotterranea profonda contenuta nei depositi conglomeratici pliocenici.

L'aumento del regime pluviometrico avvenuto negli ultimi anni non ha migliorato la situazione poichè l'estesa impermeabilizzazione della piana con serre, piazzali, strade, corsi d'acqua interamente cementati fa defluire l'acqua direttamente nel mare.

9.1 INFLUENZA DEL PROGETTO SULLA FENOMENOLOGIA DELL'INGRESSIONE MARINA

Come risulta evidente dall'analisi della TAV.7 carta del rischio nitrati e cuneo salino, la fenomenologia interessa da decenni un'estesa porzione del territorio del Comune di Ceriale e di Albenga, ove arriva nei pressi del rio Antognano che, come già illustrato rappresenta un paleoalveo del F.Centa che esercita una decisiva azione di contrasto all'acqua marina.

Ovvero la ricarica esercitata dal regime idraulico del F.Centa (falda tra le più produttive a livello regionale a seguito di un bacino di 427 kmq) non permette l'entrata dell'acqua salmastra in questo settore della piana.

Non sono conosciuti episodi di inquinamento da salmastro nell'areale circostante al sito intervento, anzi analisi fatte dallo scrivente su pozzi irrigui ubicati lungo la linea di spiaggia hanno constatato l'assenza di indizi di inquinamento da salmastro.

Lo stesso pozzo utilizzato sino ad alcuni anni fa a servizio del comune di Albenga era per un uso potabile pescando alla profondità tra 36-42m dal p.c., essendo stata isolata la falda acquifera superficiale come accorgimento di tutela qualitativa (cfr. allegato n.2 per la stratigrafia e TAV.4D per l'ubicazione).

Gli schemi illustrativi della figura 4 (cfr. pag.37) rappresentano la situazione del cuneo salino in atto nel settore della piana albenganese ove è previsto l'intervento S.U.A. in oggetto.

Si precisa che la direzione del manufatto interrato, perpendicolare alla linea di riva secondo il lato più sviluppato, risulta favorevole a ridurre l'"effetto barriera" sul deflusso della falda acquifera verso il mare, che comunque in relazione allo spessore della stessa falda può deviare lo scorrimento non certamente arrestarlo (cfr. TAV.5 carta idrogeologica).

Il 01-02-2013 dopo aver effettuato la fase di spurgo del piezo 1, mediante una pompa sommersa installata a -5.0m dal p.c. è stato prelevato un campione di acqua per definire la sua qualità chimica, ovvero con la finalità di caratterizzare la falda acquifera superficiale nella fase zero, ed avere quindi un riferimento per il successivo monitoraggio durante la fase esecutiva dei lavori.
In dettaglio, sono stati ricercati i parametri chimici che individuano la potenziale presenza di acqua salmastra, correlata quindi ad un'eventuale intrusione del cuneo salino.
I parametrici analitici determinati, nell'ordine del certificato di analisi elencati nella seguente tabella, sono:

TABELLA 9: Parametri analisi chimica acqua

Conducibilità
Residuo fisso 180°
Calcio
Magnesio
Sodio
Anioni Cloruri
Anioni Solfati
Carbonati
Potassio
Salinità
Durezza

In allegato n.5 si riporta il certificato dell'analisi chimica effettuata presso un laboratorio certificato, ove le concentrazioni dei parametri chimici sono caratteristci dell'acquifero costiero circostante la foce del F.Centa.

Nella fase di indagine geologica successiva **verrà istituita una rete di monitoraggio** (allargamento di quella costituita dallo scrivente ed in atto per verificare l'influenza dell'emungimento pozzi Negiaire sulla stessa falda), con esecuzione di analisi mirate prima dell'inizio della fase di cantiere, durante ed a conclusione dell'intervento atte a verificare eventuali variazioni qualitative dell'acquifero costituito da falda superficiale e profonda. Punti di monitoraggio qualitativo saranno gli stessi piezometri previsti all'esterno del sedime dello scavo (cfr. TAV.9 planimetria campagna geognostica integrativa).
Risultati di un'indagine in atto stanno verificando l'assenza di un trend negativo della qualità della falda, nel settore costiero circostante la foce del F.Centa, sia rispetto all'inquinamento del cuneo salino che dei nitrati.
Inoltre si può certificare che ad intervento realizzato, metodologia di vasca chiusa stagna, non avverrà alcun prelievo tramite pompe per deprimere il livello della falda a differenza dei numerosi palazzi eseguiti negli anni 60-90 senza adeguata opera di impermeabilizzazione e pertanto con le pompe che emungono l'acqua smaltendola nei canali presenti.
Ciò costituisce uno spreco ambientale di una risorsa idrica di ottima qualità, che viene permesso dalle normative edilizie comunali che normano quello che avviene sopra il piano di campagna, non interessandosi del sottosuolo.

Negli ultimi anni sono stati eseguiti estesi parcheggi nel sottosuolo anche su 2 piani ed adottando la metodologia dei diaframmi armati, senza riscontrare conseguenze sulla qualità e sulla produttività della falda acquifera.

10. SISMICITA' DEL SITO DELL'INTERVENTO

L' ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/03/2003, ha definito la nuova classificazione sismica del territorio nazionale e le nuove norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.

La filosofia della normativa propone l'adozione di un sistema normativo coerente con l' EC8, al fine di abbandonare il carattere convenzionale e prescrittivo della precedente normativa e favorendo una impostazione prestazionale, con un'esplicita dichiarazione degli obbiettivi

della progettazione e una giustificazione delle metodologie utilizzate (procedure di analisi strutturale e dimensionamento degli elementi).

Al fine di valutare l'evento sismico di riferimento, ovvero il terremoto di progetto al quale fare riferimento per dimensionare le opere, è stata realizzata da parte del G.N.D.T. una carta della zonazione sismogenetica del territorio nazionale (Fig.5); tale cartografia è il frutto principalmente di una modellazione cinematica delle principali unità tettoniche attive nei tempi più recenti che arriva a individuare zone omogenee sotto il profilo del comportamento geodinamico e dei meccanismi di rottura.

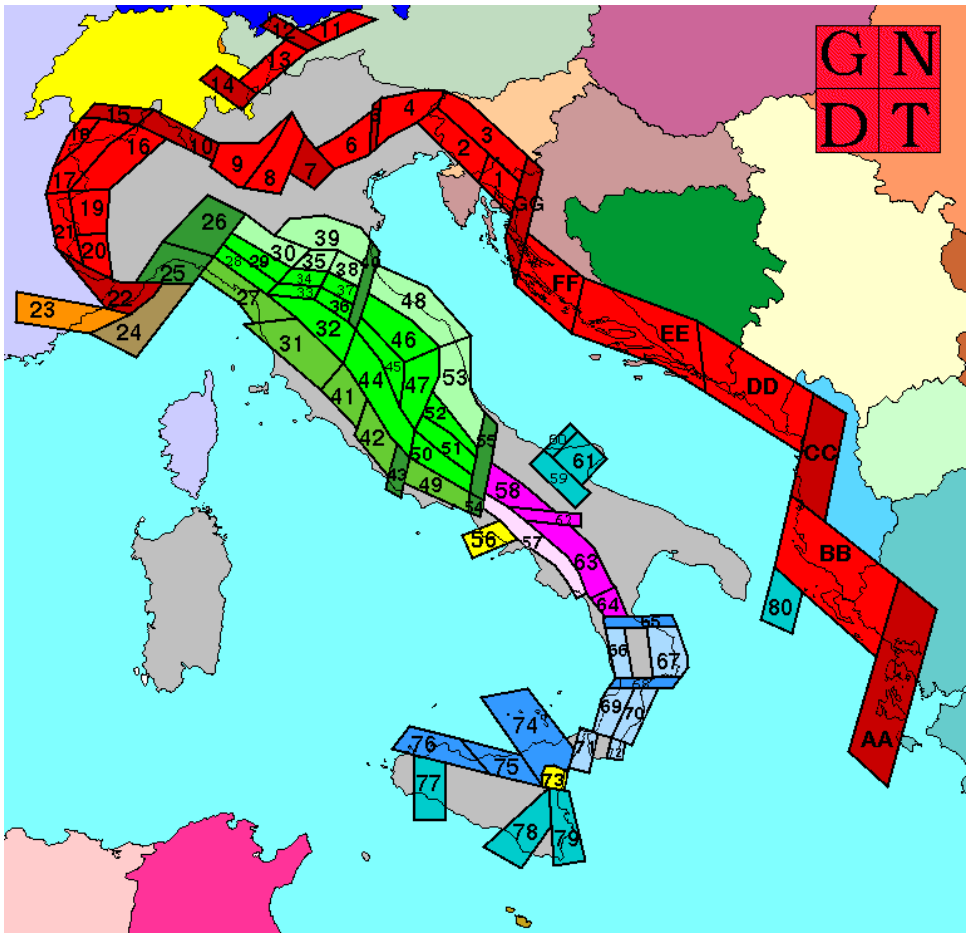


Figura 5 – Mappa della zonazione sismogenetica del territorio nazionale (fonte G.N.D.T.)

Da queste aree sismogenetiche, l'energia sismica si trasmette a distanze anche notevoli provocando effetti catastrofici legati alle caratteristiche delle sorgenti sismiche dell'evento ed al meccanismo di liberazione dell'energia, nonché alla legge di attenuazione tra la sorgente sismica e la sua distanza.

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Il territorio di Albenga non presenta, nei suoi confini amministrativi, **strutture sismogenetiche note**; esso risente dei fenomeni sismici che si originano nelle circostanti aree sismogenetiche presenti nell'insieme Liguria occidentale-Alpi Marittime, individuabili all'interno dei due noti sistemi di faglie costituiti dalla linea Soarge-Taggia e dalla linea Breil-Sospel-Monaco, che rappresentano le principali strutture responsabili dei terremoti liguri di ponente.

La **pericolosità sismica** viene definita come la **probabilità** che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un **terremoto** che **superi** una **soglia** di **intensità**, **magnitudo** o **accelerazione di picco** (PGA) **di nostro interesse**.

Negli ultimi 30 anni è emersa una maggiore richiesta di conoscenze del livello di pericolosità sismica da parte di Enti e amministrazioni locali, che ha favorito lo sviluppo di metodi di studio e calcolo di tale parametro.

Gli **studi** di **pericolosità sismica** vengono utilizzati nelle analisi di sito, ovvero nelle valutazioni della pericolosità di un'area ristretta, al fine di localizzare opere critiche dal punto di vista della sicurezza, del rischio o dell'importanza strategica (come centrali elettriche, installazioni militari, o ospedali). Valutare la pericolosità, in questo caso, significa stabilire la probabilità di occorrenza di un terremoto di magnitudo (o PGA) superiore al valore di soglia stabilito dagli organi politici/decisionali, portando dunque all'eventuale scelta di aree diverse. Soprattutto negli ultimi anni, questi studi sono stati impiegati nelle analisi territoriali e regionali finalizzate a zonazioni (classificazione sismica) o microzonazioni. In quest'ultimo caso, la valutazione della pericolosità comporta l'individuazione delle aree che, in occasione di una scossa sismica, possono essere soggette a fenomeni di amplificazione. Infatti, il terremoto determina effetti diversi in funzione delle condizioni geologiche e geomorfologiche locali, fornendo utili indicazioni per la pianificazione urbanistica.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

E' stata redatta una mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale, in riferimento all'O.P.C.M. n.3519 del 2006, da parte dell'INGV, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità massima di eccedenza del 10% in 50 anni (Fig.6).

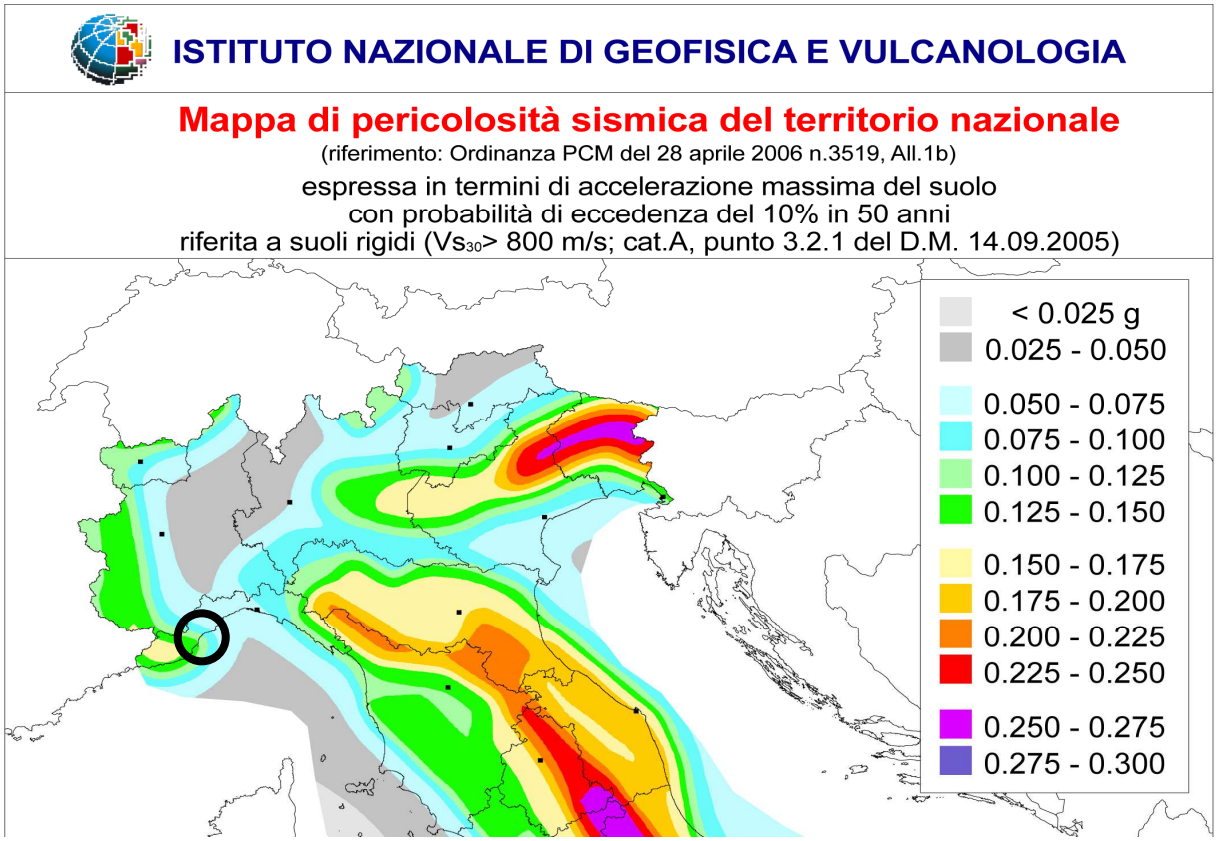


Figura 6 – Stralcio della Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (fonte I.N.G.V.)

Per quanto concerne la sismicità del territorio comunale, con particolare riferimento alla macrosismologia, la ricerca su quanto avvenuto in passato si è avvalsa dei cataloghi predisposti dalla Comunità Scientifica ed in particolare della documentazione prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.).

Più in dettaglio sono stati esaminati:

• il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (ultima edizione CPTI04);

• il Database DBMI04 collegato al Catalogo;

I dati di questa analisi sono riassunti nella Tab. III dalla quale si evince che la **massima intensità sismica** risentita nel territorio comunale di Albenga è relativa al terremoto ligure occidentale del 23/02/1887 ed è pari al **VII**

grado MCS.

Tab. 10: osservazioni macrosismiche per il comune di Albenga; Is rappresenta l'intensità di sito espressa nella scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg, 1930), mentre Ix l'intensità epicentrale (Mercalli-Cancani-Sieberg, 1930), Mw rappresenta la magnitudo momento dell'area epicentrale.

Storia sismica di Albenga
[44.049, 8.213]

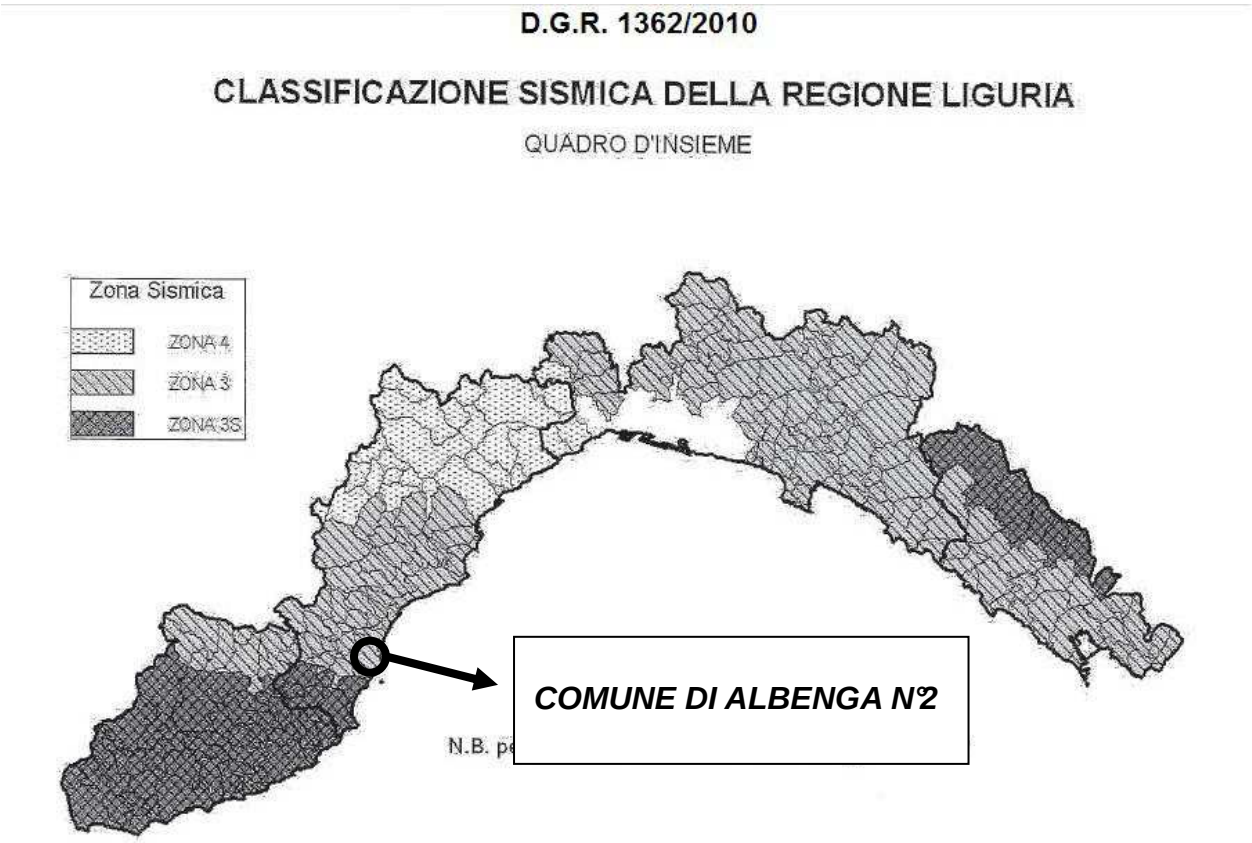
Numero totale terremoti: 13

Effetti	Terremoti accaduti:					
Is	**Anno Me Gi Or**	**Area epicentrale**	**Studio**	**nMDP**	**Ix**	**Mw**
5	1818 02 23 18 10 01	Liguria occidentale	CFTI	46	7-8	5.55
5-6	1831 05 26 10 30	Liguria occidentale	CFTI	32	8	5.54
5	1854 12 29 01 45	Liguria occidentale	CFTI	86	7-8	5.77
7-8	1887 02 23 05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
6	1896 10 16	ALBENGA	DOM	60	6	4.90
3	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	DOM	618	7	5.79
3	1920 09 07 05 55 40	Garfagnana	CFTI	638	9-10	6.48
3	1935 03 19 07 27	Alpi Cozie	CFTI	170	7	5.30
3	1936 12 11 17 25	PIGNA	DOM	12	6	4.65
3	1938 07 18 00 57	Alpi Cozie	CFTI	259	7	5.24
4	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	DOM	198	5	4.95
2	1983 11 09 16 29 52	Parmense	CFTI	835	6-7	5.10
3	1989 12 26 19 59 58	MAR LIGURE	BMING	290	5	4.63

La Regione Liguria, con la Delibera di Giunta Regionale n° 530 del 16/05/2003, ed in ottemperanza al disposto di cui all'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 *("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*) e con il successivo aggiornamento con l'O.P.C.M. 3915/2006, ha approvato la classificazione sismica dei Comuni Liguri come specificato nell'Allegato n.1 della delibera.

A seguito dell'ufficializzazione della mappa della pericolosità sismica pubblicata dall'INGV e approvata dalla stessa O.P.C.M. 3915/2006, è stata pubblicata la nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria con la D.G.R. n.1308 del 2008, che classificava il Comune di Ortovero in Classe sismica 3 caratterizzata da una accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria "A" ag = 0.15g.

Attualmente la classificazione sismica è stata aggiornata e sostituita dalla D.G.R. 1362 del 19-11-2010, entrata in vigore dal 1 gennaio 2011.



Il Comune di Albenga è stato classificato, secondo la nuova classificazione, in Classe Sismica 3 con rispettivamente il n°2 nell'Allegato della citata Delibera n. 1362/2010;
i valori delle massime accelerazioni orizzontali nel periodo di riferimento vengono direttamente calcolati mediante l'Allegato B delle N.T.C. 2008 e non più utilizzando i valori di ancoraggio delle zone sismiche definite nella suddetta classificazione regionale, come stabilito dalla precedente D.G.R. 1308/2008.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento"VR" espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);

- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento *PVR*, *a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:*
- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo 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.
Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori ag, Fo e T*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

I coefficienti sismici orizzontale Kh e verticale Kv da utilizzare nella determinazione della forza inerziale dovuta al sisma di progetto, sono i seguenti:

$$Kh=\beta_s \times a_{max}/g;\ Kv=\pm 0.5 \times Kh$$

dove:

β_s= coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g= accelerazione di gravità

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio, secondo la seguente espressione:

$$a_{max}=S_S \times S_T \times a_g$$

dove:

S_S= coefficiente di amplificazione stratigrafica 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T= coefficiente di amplificazione topografica per fondazioni in prossimità di pendi.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 (S_T = 1.0) T2 (S_T = 1.20) T3(S_T =1.20) T4(S_T = 1.40).

a_g= accelerazione orizzontale massima al sito

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R=-V_R/\ln(1-PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Si è determinato quindi la pericolosità sismica del sito oggetto di intervento, mediante l'ausilio del software della GEOSTRU, fornendo i seguenti dati:

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50,0 [anni]
Vita di riferimento: 50,0 [anni]

Sito in esame.

latitudine: 44,0522698665329
longitudine: 8,22372076427334

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18239	Lat: 44,0664Lon: 8,2005	Distanza: 2431,209
Sito 2	ID: 18240	Lat: 44,0695Lon: 8,2700	Distanza: 4164,583
Sito 3	ID: 18462	Lat: 44,0196Lon: 8,2742	Distanza: 5428,932
Sito 4	ID: 18461	Lat: 44,0165Lon: 8,2048	Distanza: 4252,907

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,24	2,48	0,18
S.L.D.	50,0	0,33	2,52	0,2
S.L.V.	475,0	1,22	2,42	0,28
S.L.C.	975,0	1,68	2,45	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,288	0,2	0,0059	0,0029
S.L.D.	0,396	0,2	0,0081	0,004
S.L.V.	1,464	0,24	0,0358	0,0179
S.L.C.	2,016	0,24	0,0493	0,0247

Si precisa che si è considerato come sottosuolo di riferimento del sito in oggetto una **categoria di suolo B**, secondo l'assetto stratigrafico dell'areale rappresentato nella TAV.10 individuato dai valori Vs30 ottenuti dalle prove sismiche "down-hole" svolte in sito;
non è stata considerata la correzione topografica dato che il sito si trova in una zona pianeggiante.

11. SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Il fenomeno della liquefazione di un terreno consiste nella riduzione della sua resistenza al taglio causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo, durante un evento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative.
Fattori predisponenti la suscettività di liquefazione sono la presenza della falda acquifera in prossimità del piano di campagna, il terreno di fondazione con lenti/strati di sabbie sciolte o poco addensate sottofalda, basso contenuto di materiale fine ed il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo (M>5) e lunga durata.
La verifica a liquefazione può non essere eseguita se risulta essere soddisfatta una sola delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi non superiori a magnitudo M=5;
- accelerazioni massime attese al piano di campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano campagna, per p.c. sub-orizzontale e fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata N1(60)>30;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti per U_C<3.5 e per U_C>3.5:

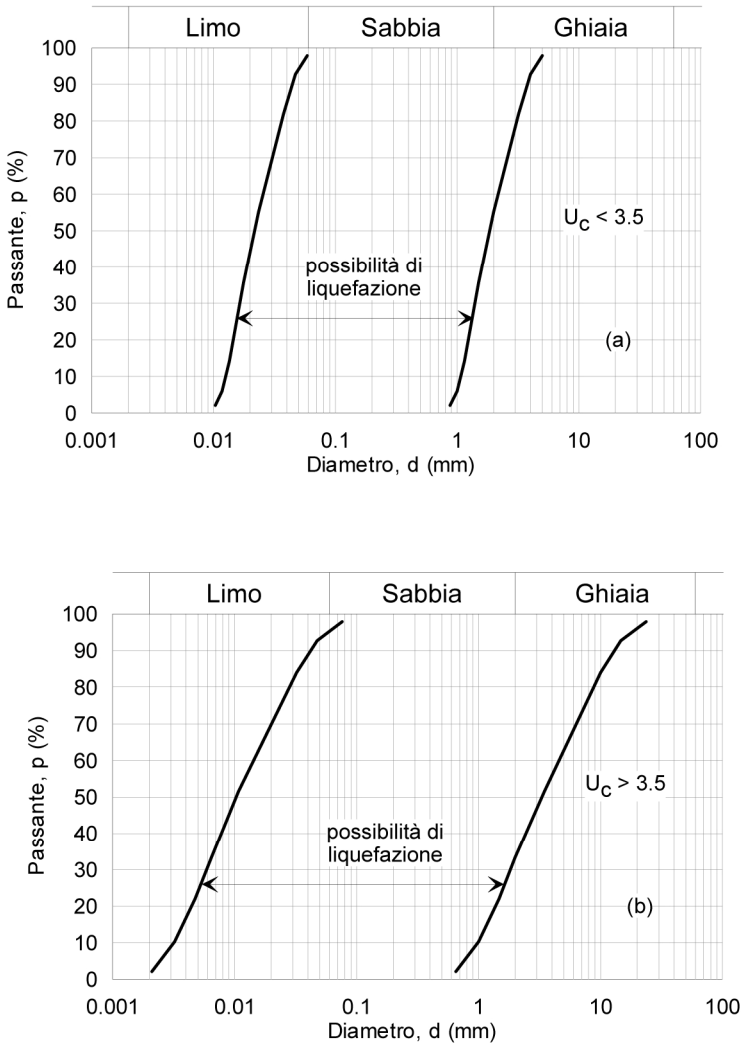


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

Pertanto a seguito del modello geologico/idrogeologico del sottosuolo, con presenza di falda acquifera superficiale e presenza di terreno sabbioso a breve profondità, **dovrà eseguirsi la verifica a liquefazione del terreno nella successiva relazione geotecnica.**

Per tale verifica e per le altre valutazioni geotecniche si rimanda alla relazione specialistica del prof. ing. Francesco Colleselli.

12. FATTORI GEOTECNICI DA CONSIDERARE PER LA REALIZZAZIONE DEI FABBRICATI IN PROGETTO

In relazione alle condizioni litologiche ed idrogeologiche dell'areale ed alle costruzioni previste a discreta incidenza sul terreno, i fattori geotecnici da considerarsi sono **la capacità portante del terreno**, **l'opera di drenaggio del terreno, la stabilità dei fronti di scavo e l'influenza degli scavi sulla stabilità al contorno.** Le metodologie di scavo per la realizzazione dei piani interrati e le metodologie di drenaggio del terreno sono specificate nella relazione sopra specificata.

In questa fase in funzione del modello geologico del sottosuolo ed in analogia ad interventi analoghi come quelli eseguiti nell'area urbanistica Cd1 (distinta con la lettera C sulla TAV.4B) ubicata a 150mt verso S-W del sito S.U.A., **si considera favorevole l'adozione di diaframmi in conglomerato cementizio armato** contrastati in fase di scavo da tiranti di ancoraggio pretesi, che successivamente alla realizzazione della struttura interrata perderanno la loro funzione poiché il contrasto verrà garantito dal solaio di base e dai due solai dei piani interrati.

Naturalmente tale soluzione operativa dovrà ottenere l'autorizzazione della proprietà adiacenti di cui viene interessato il sottosuolo, in parte aree comunali.

13. SOSTENIBILITA' AMBIENTALE DEL PROGETTO S.U.A.

L'areale in oggetto è ubicato sul limite esterno del centro urbano consolidato, in adiacenza verso nord ad un areale a campeggio che transita in un'area agricola intensiva a pieno campo e serricola.

La verifica ambientale eseguita non ha rilevato un ecosistema ambientale degno di protezione, per la generale urbanizzazione del territorio.

Pertanto le previsioni urbanistiche sono sostenibili per la scarsa vulnerabilità ambientale dell'area interessata e ricadranno lontano da aree protette provinciali e da S.I.C.

Verso est ad alcune centinaia di metri e in ambiente sottomarino è presente un sito di importanza comunitaria che tutela le praterie di Posidonia oceanica e Cymodocea (cfr. TAV.8 carta degli habitat marini della Liguria). La Posidonia è estremamente sensibile al peggioramento delle condizioni ambientali come l'intorbidimento delle acque e l'infangamento dei fondali che ne possono alterare le funzioni di sintesi clorofilliana e riproduzione. **La tipologia dell'intervento previsto nel S.U.A. non può comportare alterazioni all'ambiente sottomarino costiero.**

NORME DI CONFORMITA' E DI CONGRUENZA

14. NORME DI ATTUAZIONE GEOLOGICA

Le presenti norme, obbligatorie per la nota circolare regionale n.2077/1988 e per la L.R. n.36/97, art.50, comma 2, lettera d, punto 2 "delle prescrizioni di carattere geologico e geotecnico da osservarsi nella realizzazione degli interventi . . .", rapportano i dettami delle N.T.C.2008 al contesto geologico su cui si sviluppa la previsione dell'area urbanistica in progetto.

Ovvero sono regole di comportamento geologico da attuarsi nelle fasi della progettazione definitiva/esecutiva e della realizzazione degli interventi previsti.

Le presenti norme sono valide per tutti i progetti nell'area in oggetto, senza distinzione di SETTORI, e costituiscono a tutti gli effetti parte integrante delle «Norme di attuazione tecniche».

A) La campagna geognostica 2013 ha definito nel complesso il modello geologico ed idrogeologico del sottosuolo, mentre a supporto delle soluzioni progettuali esecutive, previste in base ai dati delle prove eseguite, dovrà essere eseguita una campagna geognostica integrativa. In base alle conoscenze acquisite al modello geologico verificato, si prescrivono le tipologie delle prove geognostiche, precisando che rimane salva l'autonomia del geologo e dello strutturista che verranno incaricati, nell'individuare gli accertamenti più idonei ed il loro numero. Lo scrivente ritiene **d'obbligo,** nell'indagine geologica successiva a supporto del progetto definitivo, **lo svolgimento di una campagna geognostica costituita da prove dirette ovvero** da **sondaggi a rotazione ed a carotaggio continuo** accompagnati da prove geotecniche in foro specificate nella seguente tabella:

TABELLA 11: *progetto delle prove geognostiche integrative*

INDICAZIONE LAVORI	QUANTITA' CONSIGLIATE	OBIETTIVO OPERATIVO
Esecuzione perforazioni a carotaggio continuo	Il numero delle prove sarà di competenza dei tecnici incaricati	Definizione in dettaglio del modello geologico/stratigrafico del sottosuolo e verifica preventiva dell'interesse archeologico
Esecuzione Prove Standard Penetration Test (SPT)		Definizione dello stato di addensamento/consistenza del terreno alluvionale, del relativo rischio di liquefazione, della caratterizzazione geotecnica
Esecuzione di prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio		Definizione del grado di permeabilità dei terreni a supporto progettazione di sistemi di drenaggio (pozzi, well-point...)
Prelievo di campioni indisturbati di terreno tipo Shelby per esecuzione di prove geotecniche di laboratorio tipo prove edometriche, di taglio diretto, triassiali, ecc.		Definizione delle caratteristiche granulometriche del terreno sottofondazionale, dei limiti di Attenberg e dei valori di caratterizzazione geotecnica dei terreni
Prelievo di campioni disturbati di terreno	Il numero sarà da con concordare con l'ARPAL di Savona	Definizione dei parametri chimici delle sabbie entro la profondità di -8m dal p.c. attuale, a supporto redazione del "Piano di Utilizzo" delle terre da scavo

Il presente piano di lavoro non comprende un eventuale sistema di monitoraggio per il controllo della interazione tra strutture in costruzione e sottosuolo, in riferimento alla stabilità delle strutture viarie ed edilizie presenti al contorno dello scavo previsto in centro urbano, che verrà definito nella successiva fase di indagine geologica a supporto del progetto definitivo, come prescritto dal par.6.2.5 e 6.7.6 delle NTC 2008.

Nella TAV.9 planimetria di progetto campagna geognostica, viene definita l'ubicazione delle prove geognostiche integrative da eseguirsi e i punti di monitoraggio all'esterno del sedime di scavo per installare **un sistema di monitoraggio in fase di cantiere costituito dall'istallazione di piezometri automatizzati** che registrano in continuo il livello falda **e di inclinometri** per verificare eventuali movimenti/spostamenti nel sottosuolo.

Tale sistema potrà essere complementato da un **monitoraggio topografico o con l'interferometria satellitare.**

L'interferometria satellitare terrestre può essere applicata al monitoraggio continuo o periodico dei movimenti franosi o come nel presente caso dei fenomeni di subsidenza e cedimenti in aree urbane a seguito di opere di ingegneria.

Le sue caratteristiche tecniche lo rendono inoltre adatto anche al monitoraggio delle strutture, sia in regime statico (spostamenti e deformazioni lente di grandi strutture quali dighe) che dinamico (vibrazioni di ponti, grattacieli, torri, ecc.).

Tramite l'analisi interferometrica differenziale, il sistema fornisce misure dello spostamento di una struttura, sotto l'azione di carichi sia statici che dinamici, senza che sia necessario interromperne l'esercizio. Operando a distanza, tale sistema è l'unico in grado di monitorare in tempo reale situazioni di emergenza o di potenziale pericolo, senza necessità di istallazione di sensori sulla struttura o terreno.

Sulla stessa carta sono indicate la tipologia delle opere edili al contorno, distinte con una scala di colore in rapporto al grado di vulnerabilità in riferimento all'opera di scavo prevista.

B) INDICAZIONI OPERATIVE

- **Scavi**

Nel progetto esecutivo si dovrà prevedere la realizzazione di opere di sostegno provvisionali/preventive allo scavo, tipo diaframmi impermeabili in cemento armato, operando in terreno alluvionale con strati poco addensati.

Per le opere da realizzarsi in interrato andranno verificate le modificazioni indotte allo stato tensionale del terreno di fondazione dalla sostituzione del terreno naturale con la struttura in

cemento armato e considerare la sottospinta idrostatica relativa ad un battente idraulico potenziale di 6m.
In sede esecutiva, per ogni opera prevista, sarà opportuno definire il profilo di scavo del terreno in condizioni di stabilità e con adeguato margine di sicurezza.
Si dovrà tener conto della complessità del sottosuolo con una analisi puntuale delle condizioni di stabilità che valuti l'influenza di eventuali livelli di terreno con scadenti caratteristiche geotecniche.
Per tutti i fronti di scavo e di riporto la condizione di stabilità a breve e lungo termine sarà espressa in funzione del valore numerico di un coefficiente di sicurezza relativo alle verifiche conformi alle NTC 2008.

- ***Riporti***

Eventuali riporti utili per la realizzazione delle aree verdi ed a parcheggio dovranno essere realizzati con terreni idonei per caratteristiche geologico-tecniche, alla funzione che l'opera in materiali sciolti dovrà assolvere nell'ambito del progetto esecutivo.
I materiali di risulta dagli scavi potranno convenientemente essere riutilizzati in sito per la realizzazione di interventi di riporto.
Per i materiali, in attesa del riutilizzo, dovrà essere individuata un'area di stoccaggio temporaneo in sito e facilmente accessibile ai mezzi d'opera dove lo stoccaggio dovrà avvenire in condizioni di stabilità.
In ogni caso la posa in opera dei materiali dovrà avvenire per strati successivi di modesto spessore costipati singolarmente con idonei mezzi meccanici.

- ***Disciplina acque superficiali e sotterranee***

Per la disciplina delle acque di precipitazione meteorica, le coperture degli edifici e le altre superfici impermeabili di pertinenza, le strade, gli accessi agli edifici, le piazzole di manovra e le aree parcheggio a raso, dovranno essere dotati di idonei dispositivi di raccolta e canalizzazione delle acque. Lo smaltimento delle acque raccolte potrà avvenire, tramite delle canalizzazioni opportunamente dimensionate, nel canale interrato passante lungo la strada comunale verso est dopo averne verificato l'idoneità idraulica.

- ***Fondazioni***

Le strutture di fondazione andranno progettate in modo da evitare che vengano interessati terreni di natura diversa o comunque un terreno con reazione diversa alle sollecitazioni dei

carichi di esercizio imposti.

L'esecutività delle opere sarà subordinata alla acquisizione una adeguata conoscenza delle caratteristiche geologico-tecniche nel volume di terreno significativo del sottosuolo e per una profondità dal piano di posa compresa tra "B" e "2B" (con B = lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta dell'opera in progetto). La definizione del volume di terreno significativo sarà giustificata in base alla forma, alle dimensioni, alle caratteristiche rilevate dei terreni.

Per la scelta della struttura di fondazione di ciascuna opera dovrà essere definita la pressione ammissibile sul sottosuolo con idonei criteri di calcolo e con adeguato coefficiente di sicurezza e dovranno essere valutati cedimenti totali e differenziali del terreno.

- ***Opere di sostegno***

Le opere di sostegno provvisionali e definitive dei fronti di scavo e dei riporti andranno dimensionate in modo tale da resistere alle sollecitazioni indotte dai materiali che dovranno contenere e da eventuali sovraccarichi previsti a progetto.

La realizzazione di idonei sistemi di drenaggio è opportuna al fine di evitare sovrapressioni idrostatiche sul paramento di monte delle opere di sostegno e consentirne il dimensionamento in base alle spinte attive del terreno e degli eventuali sovraccarichi previsti a progetto con eventuali varianti progettuali.

- ***Accessi agli interrati***

Si ricorda che la normativa del Piano di Bacino obbliga l'impermeabilizzazione dei locali interrati «fino ad una quota congruamente superiore al battente idraulico» e ricadendo l'areale S.U.A. in fascia C (area inondabile con Trit.= 500 anni), le soglie di accesso, le bucature/luci dei piani interrati dovrebbero essere sopraelevate di almeno 40 cm rispetto al piano di campagna attuale.

Si precisa che tale imposizione dovrebbe decadere nella fase di progettazione successiva poiché la carta di esondabilità di TAV.2B è datata 2007, pertanto non tiene in considerazione l'eventuale all'argamento dell'alveo del F.Centa con la realizzazione degli argini lungo entrambe le sponde, da parte della Provincia.

Pertanto a seguito del collaudo delle opere di riduzione del rischio idraulico relativo al F.Centa, **dovrebbe essere aggiornata la cartografia con l'eliminazione della Fascia C di inondabilità** gravante sull'areale dell'intervento in progetto.

Per ulteriori precisazioni si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 3.1.

- ***Rischio sismico***

La situazione stratigrafica del sito dell'intervento consiglia di fare riferimento al **suolo di categoria B e classe sismica 3** secondo la D.G.R. 1362/2010 (cfr. paragrafo 10).

Il valore massimo dell' accelerazione orizzontale nel periodo di riferimento calcolato mediante l'Allegato B delle N.T.C. 2008 (SLV, T_R=475 anni), risulta:

$$a_{max} = S_S * S_T * a_g = 0.15\ g$$

Dati sismici

Categoria suolo	B
Classe sismica comunale	3
Accelerazione orizzontale max	Ag=0.15g
Velocità onde S (30m)	Vs30=390÷470 m/s

14.1 RISCHIO ARCHEOLOGICO

Lo scrivente intende fare una precisazione in merito al parere della Soprintendenza per i Beni Archeologici della Liguria con nota del 23 agosto, prot. n.4431 in merito all'approvazione del precedente S.U.A. (Rif. Pratica 83/2012-0, Posizione 131-2012).
Quanto scritto nel paragrafo 13.1 Rischio Archeologico voleva essere solo una valutazione generale dato che lo scrivente ha una certa conoscenza del sottosuolo della piana avendo eseguito numerosi accertamenti geognostici e collaborato a scavi archeologici, in ultimo "area cantiere nuovo polo educativo diocesano", 2010, e visto il non obbligo della verifica archeologica preventiva, ovvero della perizia archeologica.

Il fabbricato della cooperativa ortofrutticola è stato realizzato nel 1940-41 in piena area agricola coltivata ad ortaggi. **Durante la fase degli scavi per la realizzazione delle fondazioni superficiali non furono rilevati resti di strutture precedenti** (da comunicazione verbale).
Analizzando alcune carte di ricostruzione paleogeografia della piana albenganese, basate su indizi storici non su dati reali del sottosuolo, risulta che in epoca romana (cfr. fig.2) il sito di intervento era occupato dal mare profondo, in epoca medioevale (cfr. fig.3) era a livello della

linea di costa, mentre nella carta del Castelli del 1745 (cfr. fig.1) si trovava compreso tra i due rami del F.Centa, in area paludosa e soggetta ad inondazioni, confermata dalla carta del Vinzoni del 1750 ove è riportata una striscia di paludi costiere.

Secondo i dati storici di archivio e gli accertamenti eseguiti dallo scrivente negli scavi realizzati nell'areale circostante, **sembrerebbe improbabile un rischio archeologico**.

Pertanto non ricadendo l'intervento in areale soggetto al vincolo archeologico specifico e non essendo di committenza pubblica, **non è richiesta la "verifica preventiva dell'interesse archeologico" (art.2-ter della legge n.109 del 25/06/2005 e art.95-96 del D.Lgs.163/2006).**

Lo scrivente in funzione della stratigrafia del sottosuolo e della generale copertura cementizia esistente **ha ritenuto inutile eseguire prove geofisiche o con georadar di superficie per scopo archeologico poiché assolutamente non significative nel contesto esistente.**

Per un ulteriore verifica si potranno eseguire pozzetti geognostici con escavatore secondo una maglia prestabilita sull'intera superficie del lotto intervento, logicamente nella fase successiva all'opera di demolizione del fabbricato esistente.

Questa soluzione è suggerita alla Committenza se si vuole escludere, con un discreto grado di sicurezza, il rischio di rinvenimenti fortuiti durante l'esecuzione dei lavori che potrebbero comportare un rallentamento nell'esecuzione dei lavori o varianti progettuali.

Tale verifica presenta difficoltà sia per la presenza della falda acquifera alla profondità attorno a -1.5m rispetto al piano campagna che per la necessità di una forte opera di drenaggio.

Si precisa che il materiale di carotaggio dei n.4 sondaggi eseguiti con finalità geotecniche, è stato catalogato e custodito integro in un locale apposito, dove è a disposizione per un esame archeologico di dettaglio da parte di personale della Soprintendenza Archeologica.

Il legale rappresentante della Società Vista Mare s.r.l., **dott.ssa Barberis Elena, ha confermato allo scrivente la disponibilità di incaricare un archeologo per l'assistenza durante la fase di scavo,** nella profondità ritenuta di interesse archeologico, secondo le modalità che verranno concordate e disciplinate con il Soprintendente, nella fase successiva di progettazione esecutiva.

14.2 TUTELA DELLA LINEA FERROVIARIA

Ai sensi dell'art.49-59 del D.P.R. 753/1980 "Nuove norme in materia di sicurezza…dell'esercizio delle ferrovie…" per l'intervento in progetto dovrà essere richiesta l'autorizzazione di deroga alla R.F.I. Unità Armamento ed Opere Civili di Genova, per l'opera

di scavo ricadente nell'area di rispetto di 30m e per l'esecuzione di trivellazioni ricadenti nella fascia di 50m.

14.3 UTILIZZO DELLE TERRE DA SCAVO

Lo scavo per la realizzazione delle nuove opere in progetto produrrà un volume di terra, stimabile in 70.000 mc in banco.

Il terreno di scavo verrà riutilizzato in altro sito pertanto **dovrà essere fatta la pratica delle "terre e rocce da scavo**" imposta dalla normativa costituita dalla D.Lgs 152/2006 e succ. D.Lgs n°4/2008 e come stabilito dal recente **D.M.n161/2012**, **che ha variato la procedura relativa ed abrogato l'art.186 del** D.Lgs 152/2006 e la normativa regionale**.**

Dato che il sito ricade nella **volumetria >6.000 mc in banco**, dovrà essere presentato il **"Piano di Utilizzo"** ai sensi del comma 2 dell'art.186 del D.Lgs.152/2006, con il supporto della verifica di idoneità del terreno, al fine di riutilizzare il terreno escavato in altro sito, diverso da quello di produzione.

Il Piano di Utilizzo del materiale da scavo va presentato almeno 90 giorni prima dell'inizio dei lavori di realizzazione dell'opera e deve essere redatto in conformità a quanto stabilito dall'allegato 5 del regolamento (ubicazione dei siti di produzione e di utilizzo, individuazione dei processi industriali, operazioni di normale pratica industriale, modalità di esecuzione, eventuali depositi intermedi, percorsi, ecc..). Il Piano deve inoltre inquadrare l'operazione a livello territoriale, urbanistico, geologico, idrogeologico e deve definire la sua durata di validità, al termine della quale cessa di produrre effetti e, conseguentemente, viene meno la qualifica di sottoprodotto del materiale escavato.

Il Piano di utilizzo ha lo scopo di dimostrare che gli elementi e composti del materiale scavato di cui alla tabella 4.1 dell'allegato n.4 del D.M.n161/2012 non superino le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) di cui alla tabella 1 dell'allegato 5 della parte IV del D.Lgs 152/2006, con riferimento alla specifica destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione.

L'autorità competente ha facoltà di chiedere all'ARPAL, entro 30 giorni dalla presentazione della documentazione e a spese del proponente secondo un tariffario di cui all'art.4, comma 3 del D.M.n161/2012 di verificare i requisiti ambientali del Piano di Utilizzo.

Il rispetto dei requisiti ambientali suddetti consente al materiale da scavo di essere riutilizzato in altro sito come sottoprodotto per opere di reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rinascimenti, interventi in mare, miglioramenti fondiari o viari oppure in altre forme di ripristino

e miglioramenti ambientali.

Alla data attuale, a seguito delle nuove indagini geognostiche svolte in sito, lo scrivente, in via preliminare e senza l'ausilio delle analisi chimiche di laboratorio necessarie per la redazione del Piano di Utilizzo, conferma che le terre provenienti dallo scavo in progetto:

- non appartengono a siti di produzione con potenziale inquinamento del suolo superficiale, secondo quanto previsto al punto II.c della ex D.G.R. 859/2008;
- non ricadono nei siti di produzione potenzialmente contaminati, secondo quanto definito dal punto II.d della ex D.G.R. 859/2008;
- non ricadono all'interno di sito contaminato o di sito sottoposto a interventi di bonifica;
- non interessano lo sbancamento di aree interessate dalla presenza di Pietre Verdi;
- la litologia del terreno non è caratterizzata da una composizione mineralogica idonea a sviluppare minerali asbestiformi, ovvero non contiene amianto in condizioni di "origine primaria o secondaria", come da allegato n.1 D.G.R.n.1776 del 22/12/2008;
- **le terre da scavo potrebbero essere idonee per i seguenti utilizzi:**
    - rimodellazione ambientale e riqualificazione di siti estrattivi presenti nell'albenganese;
    - lavorazione e/o selezione di sabbie e ghiaie presso frantoi di produzione inerti;
    - ripascimento di arenili.

14.3.1 Riutilizzo per Ripascimenti di Arenili

Essendo il sito in oggetto ubicato a breve distanza dalla linea di costa e secondo i risultati delle indagini geognostiche relativi alla tipologia e alla granulometria dei campioni di terreno analizzati, un potenziale riutilizzo del materiale di scavo è costituito dal ripascimento di arenili.

Il litorale albenganese presenta un alinea di costa regolare soggetta ad erosione a causa delle forti estrazioni avvenute nel F.Centa nel dopoguerra e delle opere costruite a difesa del tracciato ferroviario; gli apporti naturali provengono in questo tratto dal vasto bacino del F. Centa e sono costituiti dai litotipi provenienti dalle unità flischioidi, prepiemontesi e brianzonesi (calcari marnosi e detritici, marne, arenarie, calcari dolomitici, dolomie, quarziti, brecce poligeniche…).

Ad una distanza di alcune centinaia di metri dalla linea di costa è presente il S.I.C. marino IT 1324973 "Fondali Albenga-Loano" nel settore a nord-est rispetto alla foce del F.Centa, mentre in corrispondenza della foce non sono presenti aree protette.

Il materiale proveniente dallo scavo riutilizzato per il ripascimento dovrà presentare quantità di materiale fine (pelite) inferiore al limite individuato per le zone sensibili dalla ex Delibera di Giunta Regionale n.253 del 15/02/2005 e s.m.i. (cfr. tabella seguente, stralcio allegato alla DGR1449/2009), pari a 5%, al fine di escludersi la possibilità di fenomeni di torbidità persistente delle acque dovuta a fenomeni di diffusione e risospensione di materiali fini nei fondali.

Tabella 2.1 – Valori limite degli apporti di pelite in relazione alla presenza di emergenze biologico-naturalistiche

	costa sensibile	altre aree
% massima di pelite nel materiale utilizzato	5%	8%
quantità massima di pelite per metro lineare di spiaggia per quinquennio (m^3)	2 m^3	3,2 m^3

Come da normativa per il ripascimento di arenili, sarà da concordare con ARPAL la procedura operativa, essendo l'ente di consulenza tecnica dell' Amministrazione Comunale.

Il litorale ove è previsto il potenziale riutilizzo del materiale appartiene al seguente paraggio, secondo la cartografia Regione Liguria:

Paraggi costieri

Risultato della Selezione	
Identificativo	88
Codice Paraggio	01
Nome Paraggio	Albenga-Ceriale
Limite Est Paraggio	Capo S. Spirito
Limite Ovest Paraggio	Capo Lena
Codice Unità Fisiografica	UF_11

Per quanto riguarda la compatibilità chimica del materiale da impiegare, si riportano i **valori limite del tenore in metalli pesanti nei materiali** da utilizzarsi per il ripascimento degli arenili secondo la nuova edizione dei **Criteri generali** (approvati con delibera della Giunta

regionale n.1446 del 2 novembre 2009), corredata dalla **Carta dei valori limite del tenore in metalli pesanti nei materiali** :

Valori limite per i metalli

Identificativo	11
Unità di Misura	mg/kg peso secco
Arsenico	19
Cadmio	0.5
Cromo	50
Mercurio	0.3
Nichel	58
Piombo	56
Rame	55
Zinco	134

15. POZZO D'ACQUA

In relazione all'abbondanza della risorsa idrica nel sottosuolo dell'areale S.U.A., per il fabbisogno irriguo per le previste aree verdi, per la fornitura del sistema antincendio e per altri utilizzi tecnici tipo impianto di raffreddamento, potrebbe essere realizzato un pozzo all'esterno del sedime del piano interrato, di profondità indicativa 12m ed a seguito dell'autorizzazione provinciale. Il pozzo potrà essere attrezzato anche a piezometro per monitorare il livello della falda acquifera superficiale nella fase successiva alla realizzazione dell'intervento. Tale pozzo potrà essere utilizzato anche nella fase esecutiva di cantiere poiché nell'areale non è presente un acquedotto irriguo.