



**Comune di Ameglia (SP)**

Strumento Urbanistico Attuativo  
(ex L.r. 24/1987 e s.m.i.)

# Progetto Definitivo Marina Azzurra Yachting



## Proponente

**MARINA AZZURRA YACHTING S.R.L.**

Sede Legale: Via Litoranea, 14  
19031 Ameglia (SP)

Iscrizione Registro Imp. di La Spezia

Partita Iva: 01425770110

Rea: Sp - 128169

Tel +39.0187.64169 - Fax. +39 0187.64960

## Gruppo di lavoro

### Progettista

Ing. Andrea Benvenuti



Studio tecnico - Hydrogeo

Arch. Elisabetta Berti

### Aspetti idraulici

Ing. Andrea Benvenuti

Studio tecnico - Hydrogeo

### Aspetti impiantistici

Ing. Andrea Benvenuti

Studio tecnico - Hydrogeo

### Aspetti geologici

Dott. Pietro Curzio

### Aspetti urbanistici e demaniali

Arch. Elisabetta Berti

### Aspetti paesaggistici

Arch. Elisabetta Berti

### Aspetti ambientali

Valutazione Impatto Ambientale (VIA)

Ing. Carlo Grassi

### Valutazione di incidenza

**Relazione Geologica**

**ST01**

## DARSENA MARINA AZZURRA YACHTING - PROGETTO DEFINITIVO

### LOC. FIUMARETTA



**COMUNE DI AMEGLIA**

Provincia di LA SPEZIA

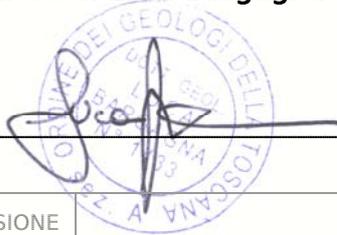
DOCUMENTO

**RELAZIONE GEOLOGICA**  
con caratterizzazione e modellazione geotecnica e sismica

COMMITTENTE

Marina Azzurra Yachting

**Dott. Geol. Luca Bargagna**



REVISIONE	STORIA DELLE REVISIONI
0	Prima emissione
-	-

REVISIONE	DATA	COLLABORAZIONI	REDATTO	VERIFICATO	RESPONSABILE COMMESSA
0	21/10/2016	-	Luca Bargagna	Massimiliano Vannozzi	Luca Bargagna
-	-	-	-	-	-

SEZIONE	ID COMMESSA	IDENTIFICAZIONE
GEOTECNICA	16L013	Fiumaretta_MarinaAzzurraYachting_Darsena_GEOL_rev00.doc

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....</b>	<b>5</b>
2.1	Geologia, Geomorfologia e Litotecnica .....	5
2.2	Idrografia e Idrogeologia .....	5
2.3	Cenni sul fenomeno dell'intrusione salina .....	6
<b>3</b>	<b>AUTORITÀ DEL BACINO DEL FIUME MAGRA – PIANO STRALCIO ASSETTO IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....</b>	<b>14</b>
4.1	Indagini geognostiche.....	14
4.1.1	Sondaggi geognostici .....	15
4.1.2	Prove penetrometriche DPSH .....	17
4.2	Modello geologico .....	20
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>22</b>
5.1	Prove SPT.....	22
5.2	Prove DPSH.....	23
5.3	Modello geotecnico .....	24
<b>6</b>	<b>MODELLAZIONE SISMICA.....</b>	<b>26</b>
6.1	Classificazione sismica del territorio comunale .....	26
6.2	Parametrizzazione dell'azione sismica .....	26

6.3	Indagini sismiche .....	29
6.3.1	Prospezione sismica MASW .....	29
6.4	.Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche .....	30
6.5	Stabilità nei confronti della liquefazione.....	31
6.6	Determinazione $k_H$ e $k_V$ .....	35

## **IN ALLEGATO**

### **Tavola 1 - Sezioni litostratigrafiche schematiche**

## 1 Premessa

La presente relazione geologica è stata eseguita a supporto della progettazione definitiva di una darsena a secco su sedime privato in località Fiumaretta, nel Comune di Ameglia (SP), per conto della Marina Azzurra Yachting s.r.l..

Il progetto prevede la realizzazione di una darsena scavata a secco su proprietà privata di 12.554 m<sup>2</sup> in grado di accogliere n.84 PE (posti barca equivalenti). Computa inoltre in 11 PE l'onere di ricollocazione di attività nautiche al di sopra del limite di navigabilità, imposto dal Piano del Parco – per i quali tuttavia non individua uno specchio acqueo ma una porzione di terra “da scavare”.

Lo costruzione della darsena comporterà uno scavo di volume stimato pari a circa 60.000 m<sup>3</sup> ed una profondità di scavo pari a 4-5 metri fino alla quota di -3,00 metri s.l.m.m..

La presente è stata elaborata secondo il D.M. 14 gennaio 2008, la Circolare del Ministero LL.PP. n.617/2009, l'O.P.C.M. 3274/2003 e la D.G.R.L. n.1308 del 24 ottobre 2008 (modificata dal D.G.R.L. n.1362 del 19 novembre 2010).

L'indagine geologica è stata finalizzata ad una precisa ricostruzione del quadro geologico, geomorfologico, idrogeologico e litotecnico dell'area, tenendo conto in primo luogo dei dati geologici esistenti, ed in secondo luogo tenendo conto delle informazioni di dettaglio ricavate da indagini geognostiche eseguite in prossimità dell'area di intervento.

La presente relazione fornisce inoltre al progettista i valori dei principali parametri e coefficienti per una corretta definizione dell'azione sismica di progetto.

## 2 Inquadramento geologico

L'area oggetto della presente relazione è situata nella porzione sud-orientale del territorio comunale di Ameglia, in un'area pianeggiante poco distante dalla frazione di Fiumaretta, sulla sponda sinistra del Fiume Magra a circa 1,5 km dalla sua foce.

### 2.1 Geologia, Geomorfologia e Litotecnica

I terreni presenti nell'area sono costituiti dai depositi alluvionali recenti ed attuali del Fiume Magra, che in corrispondenza della foce sono costituiti da sedimenti granulari fini formati da alternanze di limi sabbiosi, sabbie limose e sabbie.

In superficie detti depositi appaiono localmente rimaneggiati dall'azione antropica, quando non proprio obliterati da movimentazione di terre e riporti eseguiti in diverse fasi, essendo l'area utilizzata già da tempo per attività nautica di assistenza e rimessaggio di imbarcazioni da diporto.

Da un punto di vista geomorfologico il sito si colloca nella piana alluvionale in riva sinistra del Fiume Magra, in zona di sponda attiva, entro la fascia di riassetto fluviale.

Da un punto di vista statico non si evidenziano rischi di instabilità in merito a movimenti, sprofondamenti o processi geomorfologici in atto, risultando globalmente stabile ed in equilibrio nelle condizioni attuali.

Sono invece presenti problematiche legate ai processi di dinamica fluviale, riconducibili al rischio idraulico di inondazioni e ai fenomeni erosivi, di trasporto e deposito legati all'azione della corrente di piena in concomitanza di eventi alluvionali con tempo di ritorno trentennale.

### 2.2 Idrografia e Idrogeologia

I depositi alluvionali che costituiscono i terreni oggetto di intervento sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, variabile in

funzione della granulometria prevalente (si passa da limi sabbiosi a sabbie limose e sabbie), dell'assetto stratigrafico e dello stato di addensamento dei depositi stessi.

Questi depositi sono sede di una falda freatica, il cui livello è stato rinvenuto ad una profondità media di 2 metri in occasione dei rilievi freaticometrici eseguiti nel marzo 2010. La falda è a pelo libero, direttamente connessa al sistema acquifero di subalveo del fiume Magra, con prevedibile oscillazione stagionale del livello in funzione del regime fluviale.

Pertanto, in occasione di eventi di piena particolarmente intensi, non si può escludere che il livello della falda possa risalire fino a quote prossime al piano di campagna.

Da un punto di vista idraulico, l'area di intervento si colloca in corrispondenza della sponda sinistra del fiume Magra nella fascia di riassetto fluviale, indicata dagli studi dell'Autorità di Bacino Interregionale come soggetta a pericolosità idraulica molto elevata, inondabile con tempi di ritorno pari a 30 anni; per quest'area gli studi a corredo del Piano di Bacino prevedono battenti variabili tra 1,50 e 4 metri per l'evento di piena con tempo di ritorno duecentennale, con velocità della corrente stimata nel range compreso tra 0,5 e 2 m/s.

### 2.3 Cenni sul fenomeno dell'intrusione salina

Il progetto di realizzazione della nuova darsena prevede lo scavo di un area di dimensioni pari a circa 100 metri in direzione ortogonale alla sponda del Magra e con una profondità massima fino a -3 metri s.l.m.m..

Gli studi pregressi redatti per conto della Provincia di La Spezia da MED Ingegneria nell'ambito del progetto definitivo di risagomatura dell'alveo del tratto focivo del Fiume Magra, mostra come l'intrusione del cuneo salino abbia possibilità di manifestarsi solo per diffusione, e che a causa della maggiore densità dell'acqua salata anche gli strati più superficiali della falda prossimi all'asse del Magra risultano solo parzialmente interessati dal fenomeno.

Per le considerazioni tecnico progettuali ed ambientali relative alla realizzazione della darsena della Marina Azzurra Yachting si ritiene più che valido detto studio, e nel dettaglio le considerazioni espresse nel maggio 2011 dalla stessa MED Ingegneria in seguito all'indagine geognostica preliminare eseguita nell'area di intervento.

La realizzazione della darsena avverrà tramite infissione di palancole con tiranti della lunghezza di 9 metri lungo l'intero perimetro dell'opera.

La realizzazione della darsena tramite palancole metalliche continue, oltre a garantire la stabilità dello scavo e impedire fenomeni di sifonamento/filtrazione, avrà anche il vantaggio di "isolare" e "contenere" il nuovo bacino in maniera tale da minimizzare l'interazione tra le acque del fiume Magra e le acque della falda a monte.

Dalle informazioni disponibili la profondità massima dell'alveo in corrispondenza della sezione fluviale di fronte all'accesso della darsena è stimabile in circa -4,00 metri s.l.m.m., con un profilo trasversale irregolare la cui profondità va a decrescere approssimandosi al ciglio di sponda.

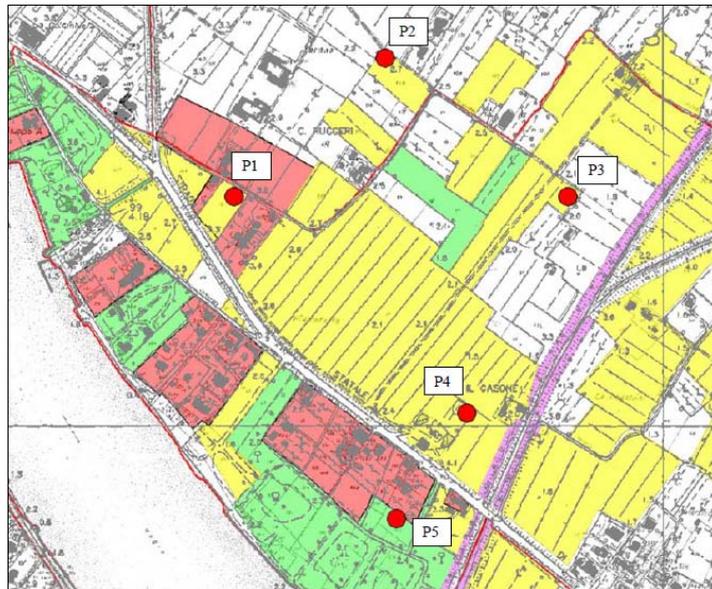
Per questo motivo si ritiene che la distribuzione dei volumi di acqua salata siano ragionevolmente concentrati in corrispondenza del centro dell'alveo, andando poi a ridursi progressivamente in direzione delle sponde. Questa conformazione fa sì che l'accesso alla darsena determini l'ingresso di volumi di acqua che interessati solo parzialmente da acqua con elevata salinità; presumibilmente, come proposto dallo studio di MED Ingegneria del 2006, circa il 30% di tale volumetria sarà costituito da acqua dolce e/o bassa salinità (inferiore al 10‰ di salinità), un ulteriore 30% sarà costituito da acque con caratteristiche di salinità media o acqua salmastra (comprese tra il 10‰ e il 35‰), mentre il restante volume sarà da considerarsi acqua salata

La configurazione dell'opera così come progettata non andrà a produrre un aggravio significativo dello scenario descritto da MED Ingegneria relativo all'estensione dell'intrusione salina nel territorio interno, in quanto sia le dimensioni dello scavo che la sua profondità sono da considerarsi minimali rispetto all'estensione dei fenomeni in gioco nell'area dello studio.

Pertanto la realizzazione della nuova darsena, previsto con le cautele e mitigazioni progettuali sopra esposte non determinerà una modificazione significati del quadro descritto in merito al livello di intrusione del cuneo salino allo stato attuale.

Per garantire un costante monitoraggio dell'andamento dell'interfaccia tra acqua dolce ed acqua salta si prevede il monitoraggio periodico dei piezometri P4 e P5 realizzati nel 2010 e pertinenti all'area di intervento (vedi Figura 1). Qualora i piezometri non fossero più utilizzabili si prevederà la realizzazione di due nuovi piezometri in adiacenza a quelli oggetto dell'indagine del 2010.

**Figura 1** – Ubicazione dei piezometri oggetto di monitoraggio del 2010 (adattato dalla relazione 2006 di MED ingegneria)



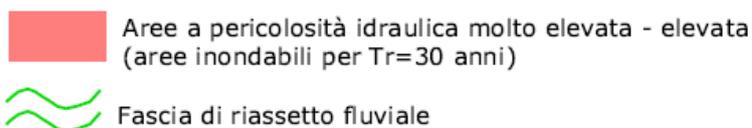
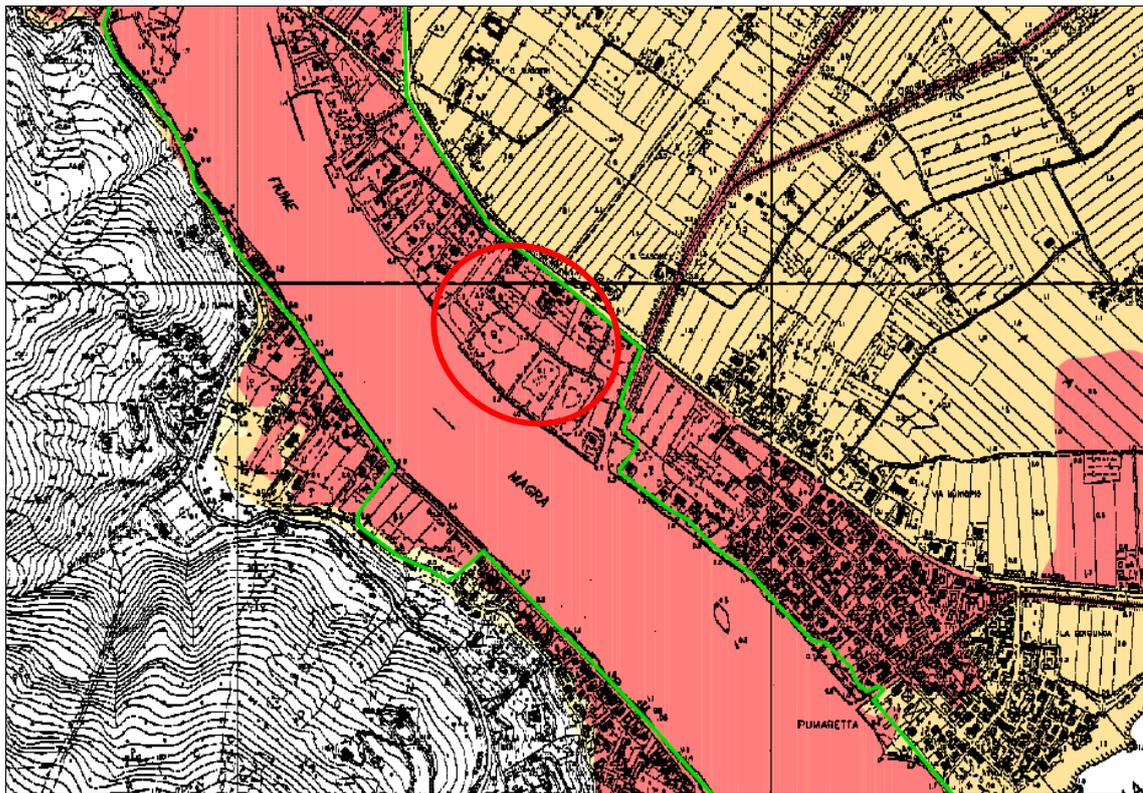
Inoltre, nella sessione di campionamento svolta nel luglio 2016 sono stati realizzati n.3 piezometri della profondità di 20 metri, posizionati a monte della struttura della darsena che verrà realizzata tramite palancole, così da rendere possibile un monitoraggio dello stato delle acque anche in prossimità della Marina (ubicazione in Figura 7 al paragrafo 4.1).

### 3 Autorità del Bacino del Fiume Magra – Piano stralcio Assetto Idrogeologico

L'area di studio ricade nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino del Fiume Magra.

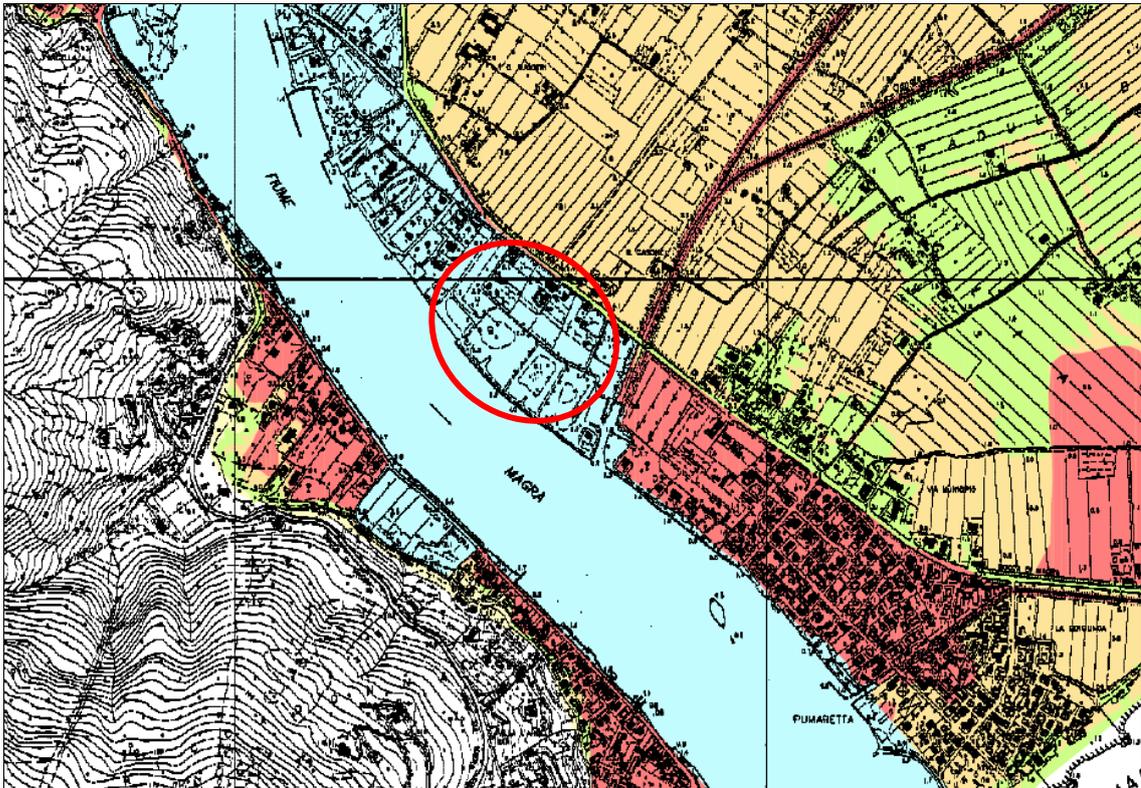
Relativamente al P.A.I., nella Tavola 4 - Carta della pericolosità idraulica con fascia di riassetto fluviale e aree inondabili – l'area ricade all'interno delle aree a pericolosità molto elevata - elevata, corrispondente alle aree inondabili con tempi di ritorno di 30 anni (vedi stralcio in Figura 2).

**Figura 2** – Autorità di Bacino del Fiume Magra – Piano stralcio Assetto Idrogeologico del F. Magra e del T. Parmignola – Stralcio Tavola 4 - Carta della pericolosità idraulica con fascia di riassetto fluviale e aree inondabili (Elemento 07)



Sempre nella stessa tavola, l'area è inserita inoltre all'interno della cosiddetta "fascia di riassetto fluviale", disciplinate all'art.17 delle Norme di Attuazione del P.A.I., come peraltro evidenziato nello stralcio di Figura 3 relativo alla Tavola 5 del P.A.I. – Carta degli ambiti normativi delle aree inondabili.

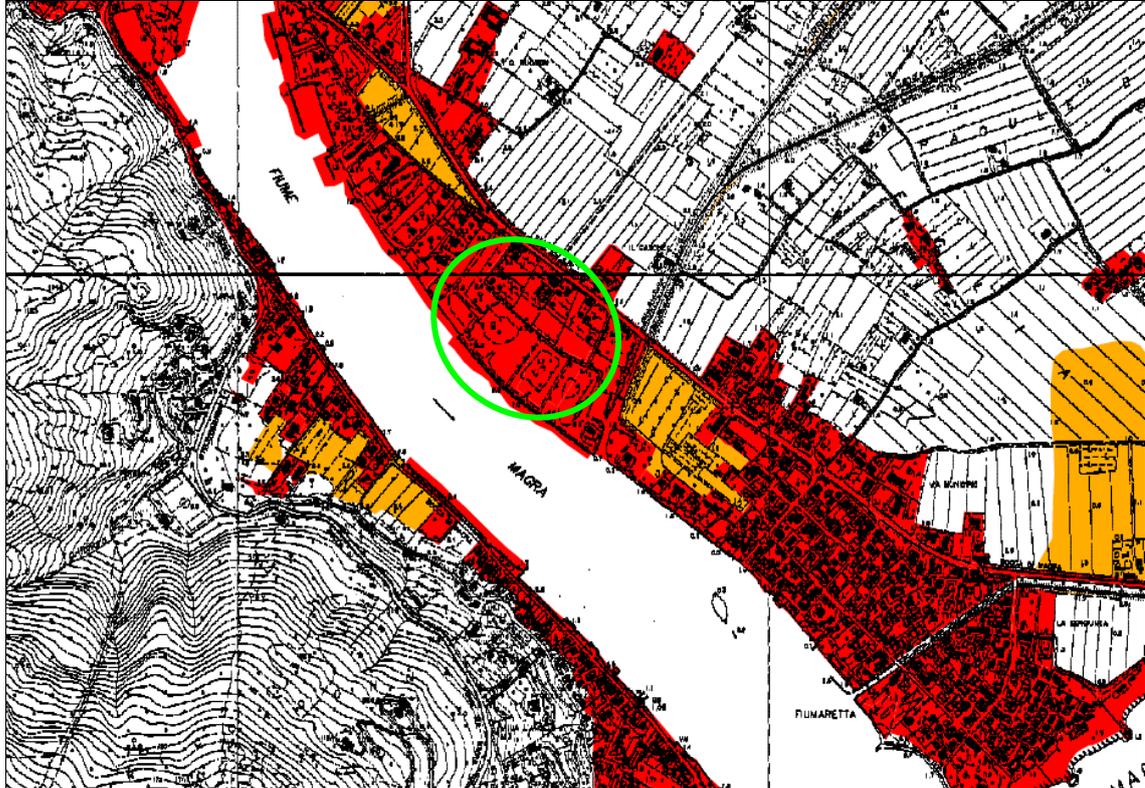
**Figura 3** – Autorità di Bacino del Fiume Magra – Piano stralcio Assetto Idrogeologico del F. Magra e del T. Parmignola – Stralcio Tavola 5 - Carta degli ambiti normativi delle aree inondabili (Elemento 07)



 Fascia di riassetto fluviale

Nella Tavola 7a - Carta del rischio idraulico elevato e molto elevato con gli obiettivi ed elementi relativi ad ipotesi di interventi di mitigazione - l'area ricade all'interno delle aree a rischio idraulico molto elevato (vedi stralcio in Figura 4).

**Figura 4** – Autorità di Bacino del Fiume Magra – Piano stralcio Assetto Idrogeologico del F. Magra e del T. Parmignola – Stralcio Tavola 7a - Carta del rischio idraulico elevato e molto elevato con gli obiettivi ed elementi relativi ad ipotesi di interventi di mitigazione (Elemento 07)

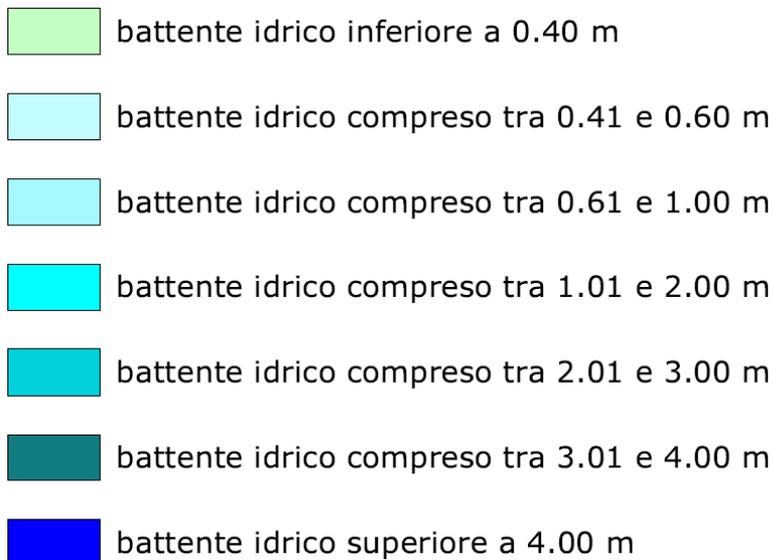
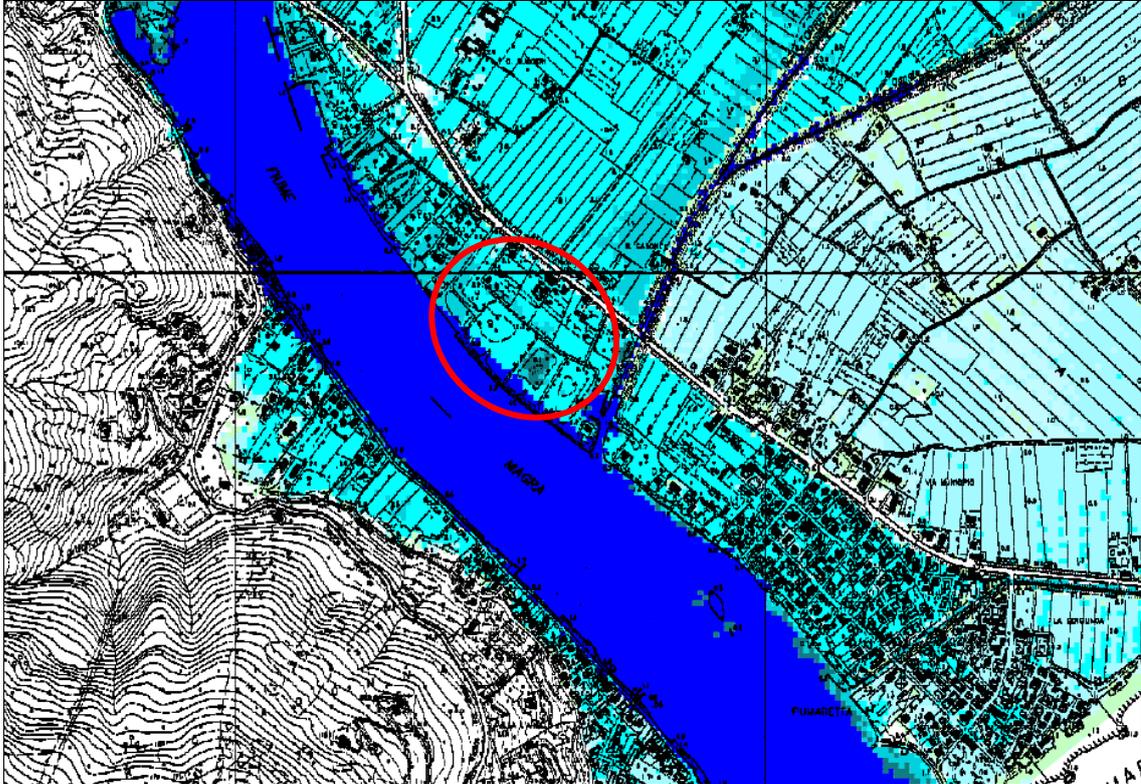


 Rischio idraulico molto elevato (RI4)

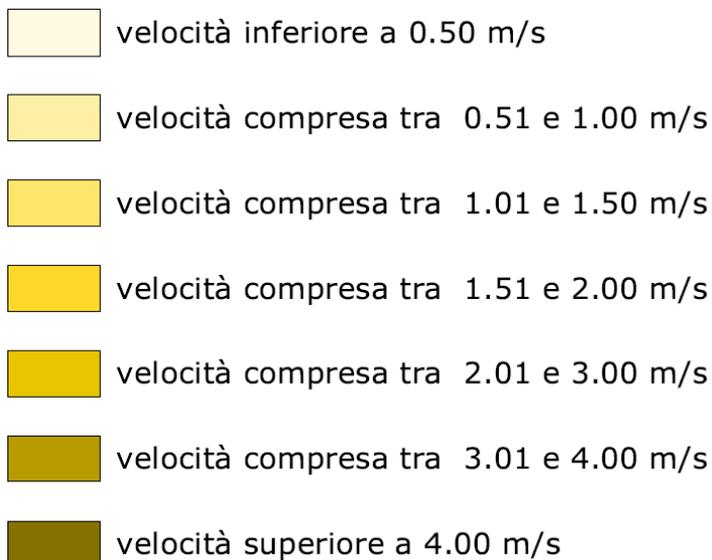
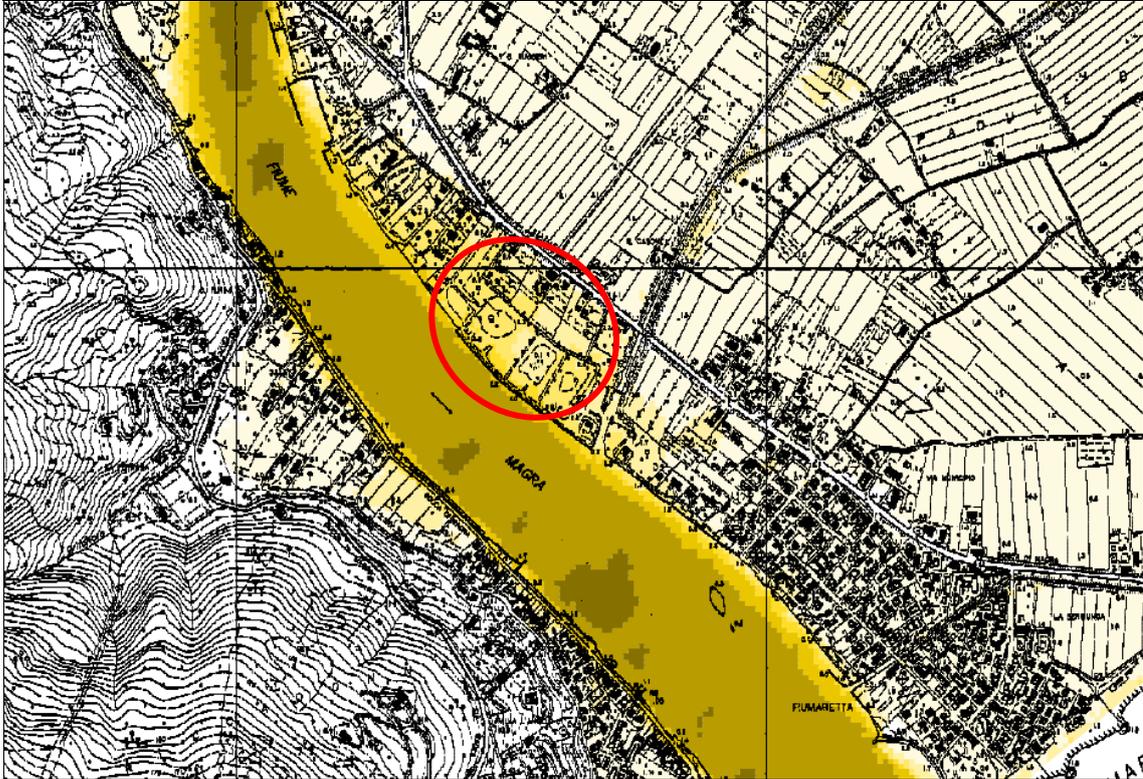
Relativamente all'evento con tempo di ritorno 200 anni, periodo preso come riferimento per la pianificazione degli interventi, le tavole del Progetto di Variante al PAI (Delibera C.I. n.1/2015), cogenti come misure di salvaguardia, forniscono un battente idrico generalmente compreso tra 1 e 2 metri (stralcio in Figura 5), con velocità fino a 2 m/s (stralcio in Figura 6).

Tutte gli stralci degli elaborati riportati nel presente paragrafo sono aggiornati con tutte le modifiche intervenute dall'approvazione del PAI ad oggi, secondo le indicazioni del sito istituzionale dell'Autorità di Bacino interregionale del Fiume Magra.

**Figura 5** – Autorità di Bacino del Fiume Magra – Progetto di variante al Piano stralcio Assetto Idrogeologico del F. Magra e del T. Parmignola – Stralcio Carta dei battenti idrici massimi corrispondenti all'evento di piena con  $Tr = 200$  anni del F. Magra (Elemento 07)



**Figura 6** – Autorità di Bacino del Fiume Magra – Progetto di variante al Piano stralcio Assetto Idrogeologico del F. Magra e del T. Parmignola – Stralcio Carta delle velocità massime della corrente corrispondenti all'evento di piena con  $Tr = 200$  anni del F. Magra (Elemento 07)



## 4 Caratterizzazione e modellazione geologica

### 4.1 Indagini geognostiche

Per una corretta caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica del terreno, in aggiunta alle indagini eseguite in fase di caratterizzazione preliminare (prove penetrometriche DPM, sondaggi geognostici attrezzati a piezometro), in ottemperanza alla normativa vigente nell'area di intervento sono state eseguite le seguenti indagini, ubicate come indicato nella sottostante Figura 7.

Figura 7 – Ubicazione indagini (base Google Earth)



Sono stati realizzati:

- n.3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo
- n.5 prove penetrometriche dinamiche (DPSH)
- n.1 indagine sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)
- n.1 indagine di sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

#### *4.1.1 Sondaggi geognostici*

I tre sondaggi geognostici eseguiti hanno raggiunto una profondità di 20 metri dal piano di campagna.

Durante l'esecuzione dei sondaggi S1 e S3 sono inoltre state eseguite n.5 prove SPT in foro per ciascun sondaggio partendo dai 9 metri di profondità, al fine di caratterizzare geotecnicamente la porzione inferiore dei terreni indagati, non raggiunti dalle penetrometrie.

Le ricostruzioni stratigrafiche di dettaglio e la documentazione fotografica relativa ai sondaggi eseguiti sono contenuti all'interno della relazione descrittiva elaborata dalla ditta esecutrice dei sondaggi.

Nelle seguenti tabelle (Tabella 1, Tabella 2 e Tabella 3) sono riportate le descrizioni schematiche delle stratigrafie intercettate durante l'esecuzione dei tre sondaggi.

**Tabella 1 – Stratigrafia sondaggio S1**

<b>Profondità dal piano campagna (m)</b>	<b>Litologia</b>
0 – 2,30	Sabbia media-grossolana omogenea
2,30 – 9,70	Ghiaia in matrice sabbioso-limosa con clasti eterometrici, localmente passante a sabbia ghiaiosa
9,70 – 20,00	Sabbia medio-fine omogenea con clasti sparsi

**Tabella 2 – Stratigrafia sondaggio S2**

<b>Profondità dal piano campagna (m)</b>	<b>Litologia</b>
0 – 3,40	Sabbia media-grossolana omogenea
3,40 – 10,50	Ghiaia in matrice sabbioso-limosa con clasti eterometrici, localmente passante a sabbia ghiaiosa
10,50 – 20,00	Sabbia medio-fine omogenea con clasti sparsi

**Tabella 3 – Stratigrafia sondaggio S3**

<b>Profondità dal piano campagna (m)</b>	<b>Litologia</b>
0 – 2,20	Sabbia media-grossolana omogenea
2,20 – 4,80	Sabbia fine con clasti sparsi eterometrici
4,80 – 8,30	Ghiaia in matrice sabbioso-limosa con clasti eterometrici, localmente passante a sabbia ghiaiosa
8,30 – 20,00	Sabbia medio-fine omogenea con clasti sparsi

La stratigrafia intercettata presenta una certa omogeneità, se si esclude la presenza di un orizzonte sabbioso tra i 2,20 e 4,80 metri nel sondaggio S3.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite le seguenti prove SPT in foro, che hanno fornito i seguenti risultati:

- Sondaggio S1, SPT 1 a partire dalla profondità di 9,15 metri: **21-20-22**; la prova è stata eseguita al passaggio tra il livello costituito da ghiaia in matrice sabbioso-limosa con clasti eterometrici e quello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S1, SPT 2 a partire dalla profondità di 12,15 metri: **15-16-16**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S1, SPT 3 a partire dalla profondità di 15,15 metri: **18-18-19**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti

- Sondaggio S1, SPT 4 a partire dalla profondità di 18,15 metri: **21-22-22**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S1, SPT 5 a partire dalla profondità di 20,15 metri: **27-27-29**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S3, SPT 1 a partire dalla profondità di 9,15 metri: **15-13-13**; la prova è stata nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S3, SPT 2 a partire dalla profondità di 12,15 metri: **16-14-17**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S3, SPT 3 a partire dalla profondità di 15,15 metri: **19-18-17**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S3, SPT 4 a partire dalla profondità di 18,15 metri: **23-28-27**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti
- Sondaggio S3, SPT 5 a partire dalla profondità di 20,15 metri: **26-28-29**; prova eseguita nel livello costituito da sabbia medio-fine omogenea con clasti

#### *4.1.2 Prove penetrometriche DPSH*

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- Peso massa battente M
- Altezza libera caduta H
- Punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- Avanzamento (penetrazione)  $\delta$

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- Tipo LEGGERO (DPL)

- Tipo MEDIO (DPM)
- Tipo PESANTE (DPH)
- Tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Le cinque prove penetrometriche eseguite hanno raggiunto una profondità compresa tra 8,10 e 12 metri dal piano di campagna.

Non è stato possibile eseguire prove penetrometriche statiche CPT in quanto a causa della presenza di terreno di riporto superficiale è risultato impossibile ancorare il penetrometro al terreno.

Per la determinazione del valore  $N_{SPT}$  è stato utilizzato un fattore correttivo  $\beta_T$  applicato al valore caratteristico assunto per il numero di colpi  $N$  per gli strati individuati, che nel caso specifico assume un valore di 1,014.

Nelle seguenti tabelle (Tabella 4, Tabella 5, Tabella 6, Tabella 7 e Tabella 8) sono riportate le descrizioni schematiche delle stratigrafie intercettate durante l'esecuzione delle prove penetrometriche.

**Tabella 4 – Stratigrafia prova penetrometrica DPSH 1**

Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	$N_{SPT}$ (colpi)
0 – 1,50	Terreno di riporto (sabbia con clasti)	14
1,50 – 3,90	Sabbia limosa con clasti	5
3,90 – 8,40	Ghiaia sabbiosa e limosa	17

**Tabella 5 – Stratigrafia prova penetrometrica DPSH 2**

Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	$N_{SPT}$ (colpi)
0 – 1,50	Terreno di riporto (sabbia con clasti)	18
1,50 – 4,50	Sabbia limosa con clasti	5
4,50 – 8,10	Ghiaia sabbiosa e limosa	17

**Tabella 6 – Stratigrafia prova penetrometrica DPSH 3**

Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	N <sub>SPT</sub> (colpi)
0 – 0,90	Terreno di riporto (sabbia con clasti)	12
0,90 – 3,30	Sabbia limosa con clasti	3
3,30 – 11,40	Ghiaia sabbiosa e limosa	18

**Tabella 7 – Stratigrafia prova penetrometrica DPSH 4**

Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	N <sub>SPT</sub> (colpi)
0 – 1,20	Sabbia limosa con clasti	2
1,20 – 8,40	Ghiaia sabbiosa e limosa	19

**Tabella 8 – Stratigrafia prova penetrometrica DPSH 5**

Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	N <sub>SPT</sub> (colpi)
0 – 1,80	Terreno di riporto (sabbia con clasti)	20
1,80 – 3,60	Sabbia limosa con clasti	3
3,60 – 12,00	Ghiaia sabbiosa e limosa	19

Per una descrizione dettagliata delle prove eseguite si rimanda all'elaborato tecnico prodotto dalla ditta esecutrice delle indagini.

Anche in questo caso la stratigrafia intercettata presenta una certa omogeneità, inserendo nel quadro litotecnico la presenza di un orizzonte superficiale di riporto intercettato in quattro delle cinque prove eseguite (mancante solo nella prova DPSH 4). Oltre questo livello di riporto, si evidenzia la presenza di un orizzonte litotecnico sabbioso-limoso caratterizzato da valori decisamente inferiori rispetto a quelli del sottostante orizzonte ghiaioso-sabbioso.

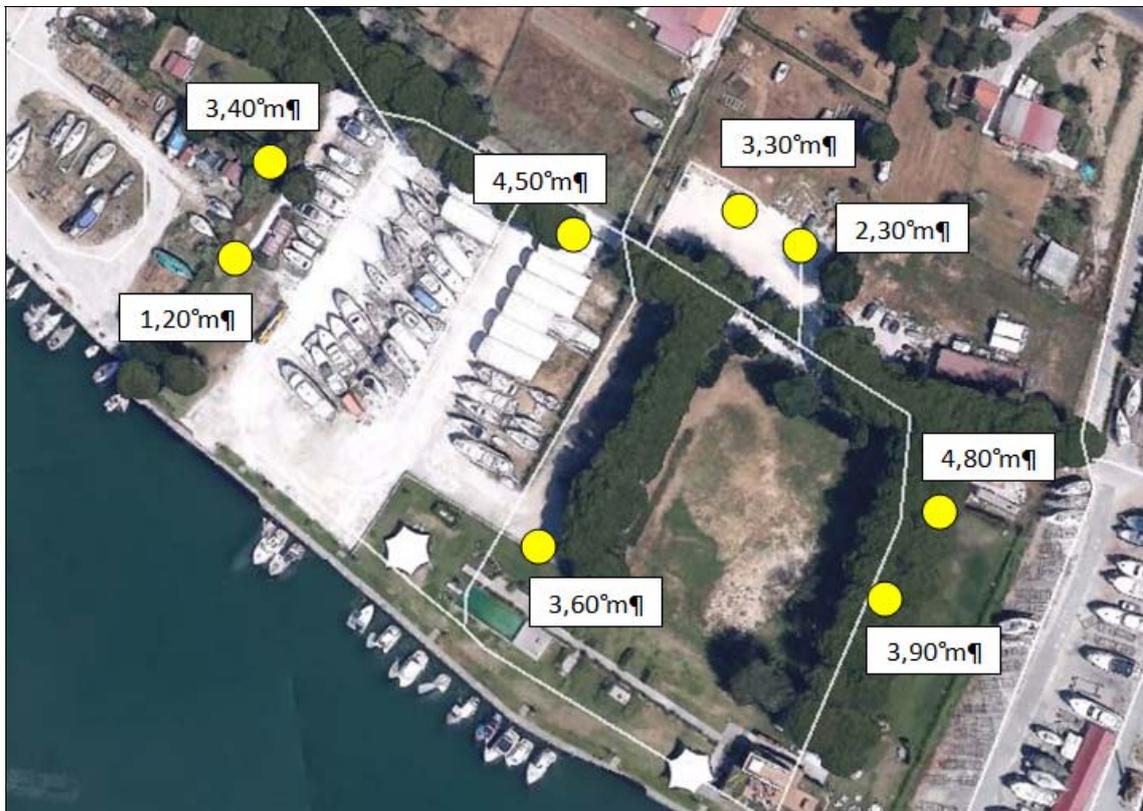
## 4.2 Modello geologico

Le indagini effettuate hanno evidenziato la presenza di un quadro geologico caratterizzato per i primi 20 metri dalla presenza di:

- Un primo orizzonte sabbioso con clasti (identificabile come terreno rimaneggiato e/o di riporto)
- Un secondo orizzonte di sabbie fini limose con clasti
- Un terzo orizzonte di ghiaie sabbiose e limose con clasti
- Un quarto orizzonte di sabbie medio-fini con clasti, ad addensamento crescente

Come anticipato nel paragrafo 2.1, la presenza di terreno rimaneggiato e di riporto è imputabile all'attività nautica di assistenza e rimessaggio di imbarcazioni da diporto che insiste sull'area da svariati anni.

**Figura 8** – Profondità passaggio litologico tra l'orizzonte di sabbie fini limose con clasti e l'orizzonte di ghiaie sabbiose e limose con clasti



Gli orizzonti sottostanti fanno parte dei depositi alluvionali recenti ed attuali del Fiume Magra, le cui caratteristiche litologiche sono strettamente correlate alle diverse fasi di oscillazioni eustatiche del livello del mare, collegate con le alternanze caldo - freddo dei cicli glaciali.

Ai fini della progettazione, appare di particolare importanza individuare con la maggiore precisione possibile il passaggio tra l'orizzonte di sabbie fini limose con clasti e l'orizzonte di ghiaie sabbiose e limose con clasti.

A riguardo, in Figura 8 (vedi pagina precedente) è riportata la profondità rispetto al piano di campagna a cui è stato collocato tale passaggio litologico lungo le otto verticali di prova (n.3 sondaggi e n.5 DPSH).

In TAVOLA 1 sono riportate due sezioni litostratigrafiche schematiche dell'area della darsena, realizzate partendo dalle sezioni tipo di progetto fornite dal progettista (sezioni A-A' e B-B').

## 5 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

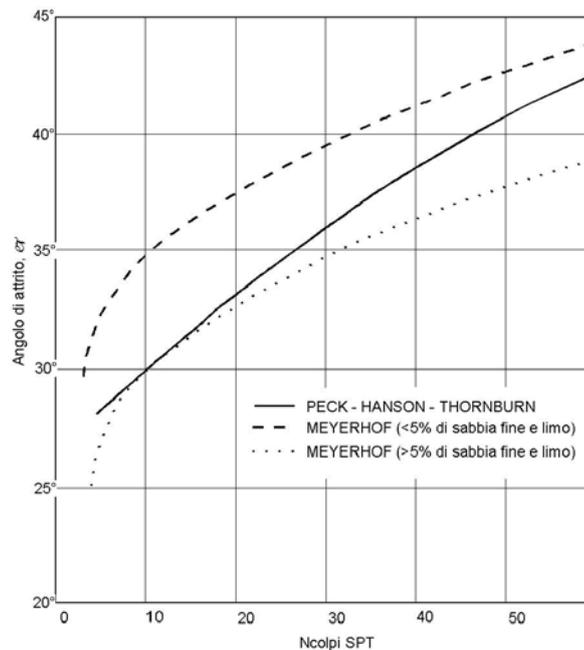
### 5.1 Prove SPT

Dai valori  $N_{SPT}$  ricavati dalle prove in foro eseguite, riportate nel precedente paragrafo 4.1.1, è possibile risalire alla stima dell'angolo di attrito interno  $\phi'$  utilizzando la seguente correlazione di Meyerhof (1965), valida per sabbie eterometriche con una frazione limosa maggiore del 5%:

$$\phi = 23,7 + 0,57N_{spt} - 0,006N_{spt}^2$$

Nel grafico riportato in Figura 9 sono riportati gli andamenti dell'angolo di attrito efficace  $\phi'$  in funzione di  $N_{SPT}$  secondo alcuni autori. Ai fini della sicurezza, bisogna evidenziare come la correlazione di Meyerhof per terreni contenenti una frazione limosa  $> 5\%$  sia la più cautelativa tra le tre correlazioni indicate nel grafico, come si evince dall'andamento delle tre curve graficate.

Figura 9 – Correlazione tra  $N_{SPT}$  e  $\phi'$  (AA.VV.)



Nella seguente Tabella 9 sono riportati i valori di  $\phi'$  dei terreni indagati dalle prove SPT, utilizzando le formule riportate in precedenza.

**Tabella 9** – Stima dei parametri geotecnici in base alle prove SPT

Prova SPT	Profondità (m)	N <sub>SPT</sub> (colpi)	$\phi'$ (°)
S1-SPT 1	9,15 - 9,60	42	37,1
S1-SPT 2	12,15 - 12,60	32	35,8
S1-SPT 3	15,15 - 15,60	37	36,6
S1-SPT 4	18,15 - 18,60	44	37,2
S1-SPT 5	20,15 - 20,60	56	> 38
S1-SPT 1	9,15 - 9,60	26	34,5
S1-SPT 2	12,15 - 12,60	31	35,6
S1-SPT 3	15,15 - 15,60	35	36,3
S1-SPT 4	18,15 - 18,60	55	> 38
S2-SPT 5	20,15 - 20,60	57	> 38

I valori sopra riportati hanno permesso di identificare la presenza di un incremento del grado di addensamento dei terreni attorno ai 18 metri di profondità, come confermato peraltro dall'indagine sismica MASW descritta nel capitolo successivo.

## 5.2 Prove DPSH

I dati forniti dalle prove DPSH ( $N_{SPT}$ ) sono stati analizzati criticamente utilizzando le indicazioni dell'Eurocodice e le misure di tendenza centrale dell'analisi statistica descrittiva (media, deviazione standard, percentili), al fine di poter successivamente definire i valori caratteristici dei principali parametri geotecnici del terreno attraverso le opportune formule di correlazione esistenti in letteratura.

A tutti gli orizzonti individuati è stato attribuito un comportamento granulare, in accordo alle osservazioni dirette sulle carote estratte durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici.

La correlazione con l'angolo di attrito interno efficace  $\phi'$  è avvenuta attraverso formule differenti a seconda della litologia.

Per l'orizzonte sabbioso con clasti (terreno rimaneggiato e/o di riporto) è stata utilizzata la seguente formula di Peck-Hanson & Thorburn, valida per le sabbie in genere, che trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a 5 metri per terreni sopra falda:

$$\phi = 27,2 + 0,28N_{spt}$$

Per l'orizzonte di sabbie fini limose con clasti è stata invece utilizzata la seguente formula di Meyerhof, valida per le sabbie con una percentuale di frazione limosa > 5%:

$$\phi = 23,7 + 0,57N_{spt} - 0,006N_{spt}^2$$

Per l'orizzonte di ghiaie sabbiose e limose con clasti è stata infine utilizzata la seguente formula di Sowers, valida per terreni in falda:

$$\phi = 28 + 0,28N_{spt}$$

I valori  $N_{SPT}$  sono inoltre stati correlati al modulo edometrico (M) e al modulo di Young (E) utilizzando rispettivamente le correlazioni di Menzebach e Malcev e quella di Schmertmann.

### 5.3 Modello geotecnico

La Tabella 10 rappresenta il modello geotecnico dei terreni che costituiscono l'area di intervento, con i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati definiti correlando in maniera critica le osservazioni provenienti dai sondaggi geognostici, dalle prove penetrometriche DPSH e dalle prove SPT *in situ* eseguite.

**Tabella 10** – Modello geotecnico e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Strato	Litologia	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_k$ (°)	$c_{uk}$ (kPa)	$M_k$ (MPa)	$E_k$ (MPa)
1	Terreno rimaneggiato e/o di riporto costituito da sabbie sciolte con clasti	19,00	29,8	-	7,8	11,0
2	Sabbie fini limose molto sciolte con clasti	18,20	24,8	15	4,4	1,5
3	Ghiaie sabbiose e limose mediamente addensate con clasti	19,30	31,5	-	16,4	24,3
4	Sabbie medio-fini mediamente addensate con clasti	19,40	34,5	-	17,3	36,5
5	Sabbie medio-fini addensate con clasti	20,00	38,0	-	25,6	58,8

## 6 Modellazione sismica

### 6.1 Classificazione sismica del territorio comunale

Il territorio comunale di Ameglia è inserito nella classe sismica 3A ai sensi del D.G.R.L. n.1308 del 24 ottobre 2008 (modificata dal D.G.R.L. n.1362 del 19 novembre 2010), con accelerazione orizzontale massima  $0,1 < a_g \leq 0,15$  g).

### 6.2 Parametrizzazione dell'azione sismica

Il D.M. 14 gennaio 2008 (di seguito DM) ha modificato la tipologia di approccio alla pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale<sup>1</sup> su suolo rigido ( $V_s > 800$  m/s), che attualmente viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente" come definito precedentemente nel "*Rapporto Conclusivo sulla Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica*", elaborato nel 2004 dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia successivamente all'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/2003.

Secondo l'approccio "zona dipendente", adottato dalla precedente normativa nazionale in campo antisismico, l'accelerazione di base  $a_g$ , senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni, era direttamente derivante dalla Zona sismica di appartenenza del comune nel cui territorio è localizzato il sito di progetto.

Con l'entrata in vigore del DM la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica. Pertanto,

---

<sup>1</sup> L'accelerazione massima  $a_{MAX}$  corrisponde al picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (tempo di ritorno 475 anni), per terreni compatti, roccia o suolo molto rigido, in occasione di terremoti di moderata o alta magnitudo, che si verificano a distanza dal sito da media a elevata.

secondo quanto riportato nell'allegato A del DM, la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella tabella 1 nell'allegato B del DM).

Ai sensi del DM, fissata la vita nominale  $V_N$ , la classe d'uso  $C_U$  e la vita di riferimento  $V_R$  (vedi Tabella 11) è possibile determinare i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  su sito di riferimento rigido orizzontale necessari per la determinazione delle azioni sismiche, dove:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

**Tabella 11** – Assunzioni per il calcolo dei parametri per la determinazione dell'azione sismica

Coordinate area di intervento	Long: 9,98068°E Lat: 44,05778°N
Vita nominale $V_N$	≥ 50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso $C_U$	1
Vita di riferimento $V_R$	50 anni

L'allegato B al DM riporta i valori dei suddetti parametri, per ciascun nodo del reticolo di riferimento, relativi alla pericolosità sismica.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri "p" ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$ ) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame

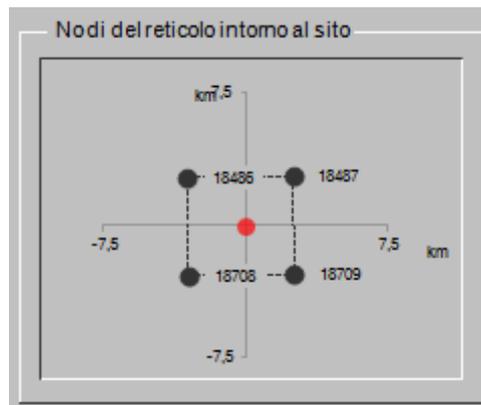
(vedi Figura 10), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame
- p<sub>i</sub> è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame
- d<sub>i</sub> è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

**Figura 10** – Ubicazione area di intervento rispetto ai nodi del reticolo di riferimento



Utilizzando il documento \*.xls Spettri – NTC ver.1.0.3 fornito sul sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è stato possibile determinare i parametri suddetti per le assunzioni riportate in Tabella 11 (vedi Tabella 12).

Ai sensi del DM, gli SLO (Stato Limite di Operatività) e SLD (Stato Limite di Danno) rappresentano gli Stati Limite di Esercizio (SLE), mentre gli SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e SLC (Stato Limite di prevenzione del Collasso) rappresentano gli Stati Limite Ultimi (SLU) della costruzione.

**Tabella 12** – Valori dei parametri sismici in corrispondenza dell'area di intervento

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,042	2,527	0,227
SLD	50	0,052	2,520	0,247
SLV	475	0,126	2,411	0,292
SLC	975	0,163	2,376	0,299

## 6.3 Indagini sismiche

### 6.3.1 Prospezione sismica MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi (Roma, 2002):

- (1) La prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale
- (2) La seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica
- (3) La terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , modificando opportunamente lo spessore  $h$ , le velocità delle onde di taglio  $V_s$  e di compressione  $V_p$  (o in maniera alternativa alle velocità  $V_p$  è possibile assegnare il coefficiente di Poisson  $\nu$ ), la densità di massa  $\rho$  degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato

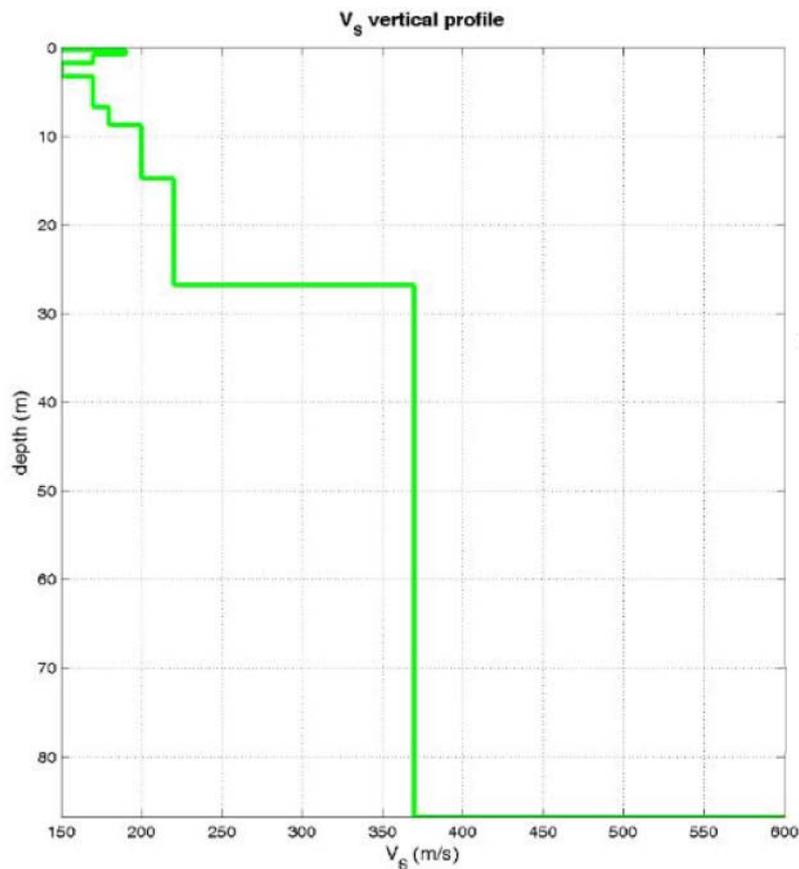
Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_S$  è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30 m di profondità  $V_{S30}$  e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

## 6.4 .Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Nel caso specifico, il modello geologico di cui ai paragrafi precedenti permette l'approccio semplificato di cui all'art. 3.2.2. delle N.T.C., facendo riferimento alla categorie di sottosuolo ivi definite.

La categoria topografica di riferimento è la T1, caratterizzata da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

Figura 11 – Modello sismostratigrafico area di studio



Per una descrizione dettagliata delle caratteristiche tecniche dell'indagine MASW eseguita si rimanda alla relazione tecnica prodotta dalla ditta esecutrice delle indagini.

In Figura 11 (vedi pagina precedente) è riportato il profilo sismico fornito dall'elaborazione della prova MASW, da cui emergono piccole variazioni nella velocità delle onde SH, non significative ai fini della definizione della categoria di sottosuolo.

Le indicazioni fornite dalla prospezione MASW sono coerenti con le evidenze emerse dai sondaggi e dalle prove penetrometriche eseguite.

La velocità media  $V_{s30}$  delle onde di taglio SH risulta essere pari a **206 m/s**.

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, un simile valore di  $V_{s30}$  corrisponde ad una categoria di sottosuolo "C", definita di seguito:

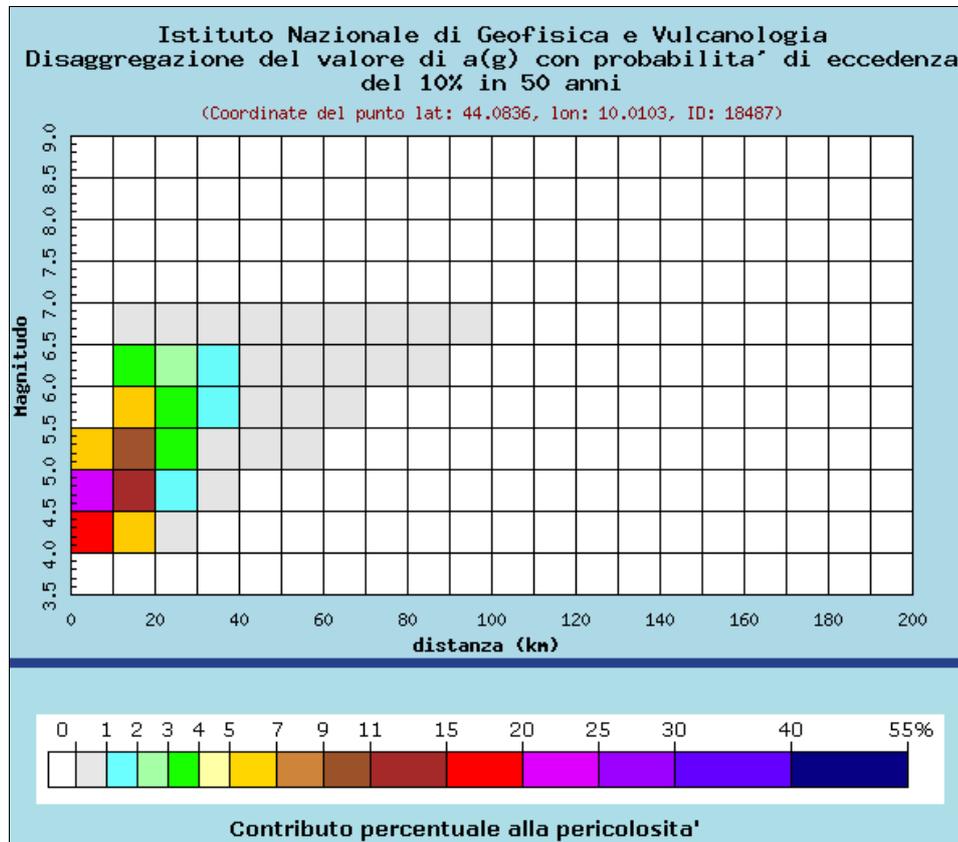
- **Categoria di sottosuolo C** – *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} \leq 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{v30} \leq 250$  kPa nei terreni a grana fine)*

## 6.5 Stabilità nei confronti della liquefazione

La magnitudo del sisma di progetto è stata determinata in base alle mappe di disaggregazione con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (TR  $\approx$  500 anni) ricavate dal progetto DPC-INGV-S1; il sisma di progetto atteso presenta una magnitudo di **5,00** (vedi Figura 12) ed una distanza epicentrale di 12,4 km.

I metodi di valutazione del rischio sismico di liquefazione da prove in sito sono di tipo storico – empirico in quanto utilizzano una base dati di informazioni sul comportamento osservato di siti sabbiosi in occasione di terremoti storici.

**Figura 12** – Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni - ID punto griglia 18487 (Fonte: esse1-gis.mi.ingv.it)



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.000	12.400	1.150

L'analisi della base dati ha portato alla definizione del fattore di sicurezza FSL, definito come il rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR, e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica, CSR.

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF$$

dove MSF è un fattore di scala della magnitudo da applicare nel caso di terremoti con magnitudo diversa da 7.5.

In dettaglio la formula può essere esplicitata come:

$$CSR = 0,65 \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

in cui:

$a_{\max}$  è il picco di accelerazione orizzontale in superficie

$g$  è l'accelerazione di gravità

$\sigma_{v0}, \sigma'_{v0}$  sono rispettivamente la tensione litostatica totale ed efficace alla profondità di indagine

$r_d$  è un coefficiente di riduzione delle tensioni ed è funzione della profondità di indagine

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

in cui M corrisponde alla magnitudo momento del sisma di progetto.

La verifica è stata eseguita utilizzando il software "*Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche*" di S.G. Monaco (EPC Libri, 2008), partendo dal modello sismostratigrafico ricavato dall'indagine sismica MASW eseguita, utilizzando il metodo di *Andrus e Stokoe* (1997) per la verifica del potenziale di liquefazione da prove sismiche.

**Tabella 13** – Modello sismo stratigrafico per la verifica a liquefazione (*Andrus e Stokoe*, 1997)

Strato	Profondità dal p.c. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	FC (%)	$V_s$ (m/s)
1	0 – 6,80	17,8	35	150
2	6,80 – 23,00	19,3	23	180

Per la verifica è stato considerato un modello semplificato rappresentato da 2 strati a differente velocità delle onde sismiche di taglio SH; per ciascuno dei 2 strati individuati è stata considerata una percentuale di

materiali fini (FC) e una  $V_s$  ampiamente cautelativa a favore della sicurezza (vedi Tabella 13 in pagina precedente).

In base alle indicazioni riportate nel D.M. 14 gennaio 2008, al fine di effettuare un'analisi cautelativa di FSL per il calcolo sono stati utilizzati i seguenti parametri sismici:

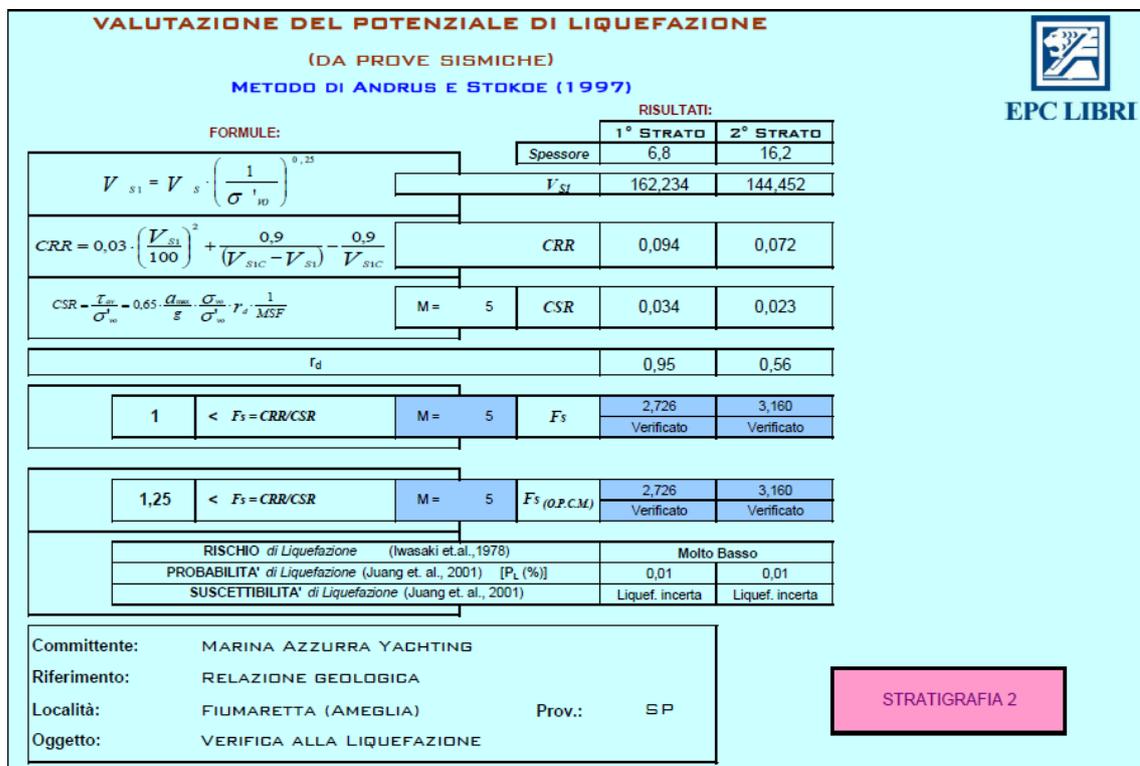
$$M_{MAX} = 5,00 \text{ (vedi presente paragrafo)}$$

$$a_{MAX} = 0,126 \text{ g (vedi paragrafo 6.2)}$$

Tabella 14 – Valori di FSL calcolati

Strato	Profondità dal p.c. (m)	FSL (adimensionale)
1	0 – 6,80	2,726
2	6,80 – 23,00	3,160

Figura 13 – Potenziale di liquefazione del terreno (output software)



Sulla base dei calcoli effettuati, è stato possibile determinare il potenziale di liquefazione per gli strati individuati (vedi Tabella 14 e Figura 13 nella pagina precedente), da cui risulta che nessuno dei livelli individuati risulta suscettibile di liquefazione (fattore di sicurezza di 1,25 come da NTC).

## 6.6 Determinazione $k_H$ e $k_V$

La determinazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica sono fondamentali per una corretta determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione e in spostamento. Le espressioni che definiscono lo spettro di risposta delle componenti orizzontali e verticali contengono difatti alcuni coefficienti che tengono conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. In merito alla situazione sito specifica, i valori assunti da tali coefficienti per lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (collegato allo SLV) sono i seguenti:

- $S_S = 1,50$
- $S_T = 1,0$

Sulla base di questi parametri è stato possibile determinare il coefficiente sismico orizzontale del terreno ( $k_H$ ) collegato allo SLV attraverso la seguente formula:

$$k_H = \beta_s S_S S_T a_g$$

La determinazione del coefficiente di riduzione  $\beta_s$ , dipendente dall'accelerazione massima attesa al sito e dalla categoria di sottosuolo, viene effettuata in base alle indicazioni riportate alla Tabella 7.11.I del DM, riportata in Tabella 15.

Di conseguenza, il valore del coefficiente sismico orizzontale del terreno associato allo SLV risulta:

$$k_H = \beta_s S_S S_T a_g = 0,24 \times 1,50 \times 1,0 \times 0,126 = \mathbf{0,0454}$$

**Tabella 15** – Coefficienti  $\beta_s$  di riduzione dell'accelerazione sismica massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il coefficiente sismico verticale del terreno ( $k_v$ ) è invece assunto pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale ai sensi del DM, ovvero:

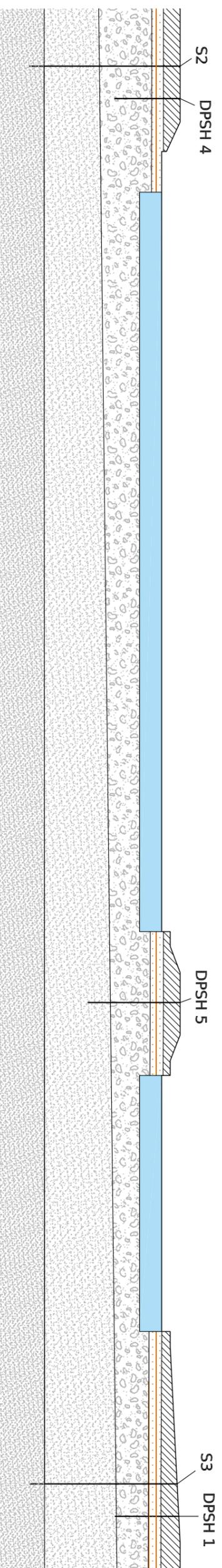
$$k_v = 0,5 k_H = 0,5 \times 0,0454 = 0,0227$$

A disposizione per approfondimenti e chiarimenti

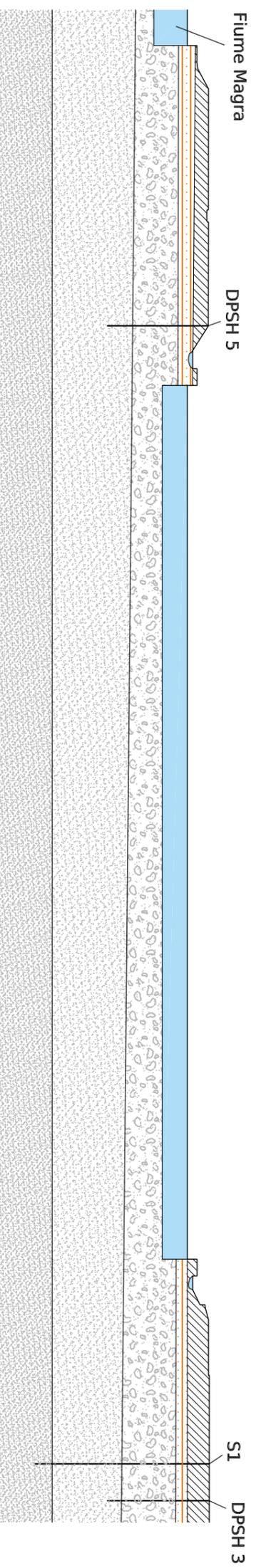
Dott. Geol. Luca Bargagna



## Sezione tipo A-A'



## Sezione tipo B-B'



## LEGENDA

- |   |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
|  |  |  |  |  |
| Terreno rimaneggiato e/o di<br>riporto costituito da sabbie<br>sciolte con clasti | Sabbie fini limose molto<br>sciolte con clasti                                    | Ghiaie sabbiose e limose<br>mediamente addensate con<br>clasti                      | Sabbie medio fini<br>mediamente addensate con<br>clasti                             | Argille limose consistenti  |

<b>Associazione Professionale Studio GAIA</b> Via Lenin, 132/Q - San Martino Ulmiano 56017 San Giuliano Terme (PI) Tel/fax: +39 050 9910582 e-mail: info@studiogaia.net		Titolo: <b>Tavola 1</b> <b>Sezioni litografiche schematiche</b>
Scala:	1 : 600	Data:
	21/10/2016	