



# MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.

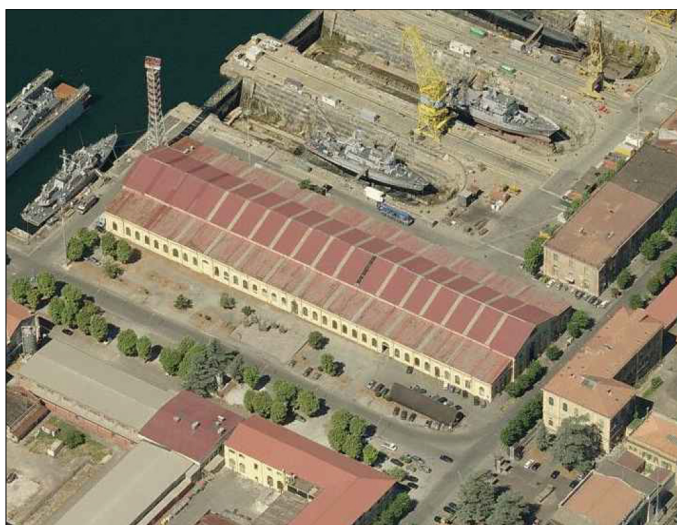
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

## MARINARSEN - LA SPEZIA REALIZZAZIONE AREA PIATTAFORMA OFFICINA 53 C.E. 263710

FASE:

### PROGETTO ESECUTIVO



DISCIPLINA:

GENERALI

DESCRIZIONE:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

TAVOLA:

# G15

NOME FILE:

Cartiglio G15

SCALA:

DATA:

3 Dicembre 2018

PROGETTISTA: R.T.P. tra



ARCOMPROJECT S.r.l. (Mandataria)  
Via Venanzio Fortunato, 55 - 00136 Roma  
tel.: +39 06.35344031 - fax: +39 06.35401984  
www.arcomproject.com - info@arcomproject.com



THETIS S.p.A. (Mandante)  
Castello, 2737/f - 30122 Venezia  
tel.: +39 041.2406111 - fax: +39 041.5210292  
www.thetis.it - thetis@legalmail.it

PROGETTISTA ARCHITETTONICO E RESPONSABILE DELLE  
INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
Arch. Giancarlo Bertocchini



PROGETTISTA DELLE STRUTTURE, IMPIANTI MECCANICI,  
IMPIANTI ELETTRICI, ANTINCENDIO  
Ing. Tommaso Marella



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

C.V. Marcello Tomassi

revisione	data	titolo revisione	eseguito	controllato	approvato
00	Giugno 2018	Prima Emissione	A. Bonaldi	A. Raffael	T.Marella
01	20 Novembre 2018	Rapporto di Verifica n°1 (data 17/10/2018)	A. Bonaldi	A. Raffael	T.Marella
02	3 Dicembre 2018	Rapporto di Verifica n°2 (data 29/11/2018)	A. Bonaldi	A. Raffael	T.Marella



## INDICE

<b>1</b>	<b>PROGETTI DI RIFERIMENTO E BASI DI PROGETTO .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>EDIFICIO STORICO.....</b>	<b>5</b>
2.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	5
2.2	CRITERI DI CALCOLO E PRINCIPALE NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	8
2.3	PROGRAMMI DI CALCOLO .....	10
2.4	MODELLI NUMERICI ASSUNTI NELLE VERIFICHE E MECCANISMI DI COLLASSO ANALIZZATI.....	10
2.5	PARAMETRI GEOTECNICI .....	12
2.6	DESCRIZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE .....	16
2.7	ANALISI DELLE AZIONI SULLE STRUTTURE.....	17
2.7.1	Azioni permanenti ed accidentali - Stato di fatto.....	17
2.7.2	Azioni permanenti ed accidentali - Stato di progetto.....	19
2.7.3	Carico da neve.....	24
2.7.4	Carico da vento.....	26
2.7.5	Azioni sismiche .....	31
2.7.6	Combinazioni di carico.....	38
2.8	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI.....	41
2.8.1	Analisi sismica .....	42
2.9	STRUTTURA IN ACCIAIO DI SOSTEGNO UTA.....	43
2.9.1	Verifica strutture di fondazione – tensioni sul terreno .....	43
2.10	BASAMENTI IN C.A. PER MACCHINARI DA OFFICINA MECCANICA .....	46
<b>3</b>	<b>INFRASTRUTTURE INTERNE .....</b>	<b>49</b>
3.1	DESCRIZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE .....	49
3.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	50
3.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	51
3.4	METODO DI ANALISI.....	54
3.4.1	Codici di calcolo .....	54
3.4.2	Modelli numerici .....	55



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

3.5	PARAMETRI GEOTECNICI .....	58
3.6	ANALISI DEI CARICHI .....	61
3.6.1	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....	61
3.6.2	Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura.....	62
3.6.3	Elenco delle condizioni elementari di carico .....	62
3.6.4	Peso proprio delle strutture $G_1$ .....	63
3.6.5	Carichi permanenti portati, $G_{2,1}$ .....	63
3.6.6	Carichi permanenti dovuti ai macchinari, $G_{2,2}$ .....	64
3.6.7	Sovraccarichi di esercizio dei locali, $Q_1$ .....	65
3.6.8	Azione sismica, $E$ .....	73
3.6.9	Variazioni termiche .....	80
3.7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	81
3.7.1	Combinazioni di carico statiche .....	82
3.7.2	Combinazioni di carico sismiche .....	82
3.8	METODO DI VERIFICA SLU PER GLI ELEMENTI IN ACCIAIO.....	82
3.9	BASAMENTO ESTERNO .....	84
3.9.1	Descrizione della struttura.....	84
3.9.2	Verifica geotecnica del terreno .....	85
3.10	NUOVO BLOCCO SPOGLIATOI.....	86
3.10.1	Descrizione della struttura.....	86
3.10.2	Descrizione del modello di calcolo .....	89
3.10.3	Modi di vibrare principali della struttura .....	94
3.10.4	Verifiche delle fondazioni .....	96
3.11	NUOVO BLOCCO AMPLIAMENTO UFFICI.....	105
3.11.1	Descrizione della struttura.....	105
3.11.2	Descrizione del modello di calcolo .....	106
3.11.3	Modi di vibrare principali della struttura .....	108
3.11.4	Considerazioni generali circa i carichi e loro effetti sulla modellazione .....	110
3.11.5	Verifiche delle fondazioni .....	114
<b>ALLEGATO 1 .....</b>		



## **1 PROGETTI DI RIFERIMENTO E BASI DI PROGETTO**

---

I progetti a cui si è fatto riferimento per la stesura del progetto Esecutivo sono:

1. Verifica di vulnerabilità sismica, incluse indagini conoscitive del fabbricato n° 53, presso Marinarsen – La Spezia (Allegato 1 - “S29-Relazione strutturale-Edificio storico” del presente progetto);
2. Progetto Definitivo – Marinarsen - La Spezia – Realizzazione area piattaforma officina 53

Oltre agli elaborati di tipo grafico presenti in tali progetti si è fatto riferimento alle seguenti documenti tecnici:

1. Verifica di vulnerabilità sismica (Allegato 1 - “S29-Relazione strutturale-Edificio storico” del presente progetto):
  - a. Elaborato 1122OPVSRITIA240412 “Relazione finale della verifica di vulnerabilità sismica”;
  - b. Elaborato 1122OPVSA111240412 “Allegato 1 – Documentazione acquisita”;
  - c. Elaborato 1122OPVSA111240412 “Allegato 2 – Indagini geofisiche”;
  - d. Elaborato 1122OPVSA114240412 “Allegato 3 – Indagini sperimentali”;
  - e. Elaborato 1122OPVSA114240412 “Allegato 4 – Schede di sintesi della verifica sismica”;
  - f. Elaborato 1122OPVSA114240412 “Schede di sintesi della verifica sismica”;
  - g. Elaborato 1122OPVST01A240412 “Stato attuale: rilievo strutturale, indagini in situ e documentazione fotografica Pianta piani terra e primo – Carpenteria copertura sezioni”;
  - h. Elaborato 1122OPVST02A240412 “Stato attuale: rilievo strutturale e documentazione fotografica Prospetti, sezioni e pianta copertura”;
  - i. Elaborato 1122OPVST03A240412 “Stato di progetto: linee guida di intervento Pianta piano terra e carpenteria copertura”.
2. Progetto Definitivo:
  - a. Elaborato 010S “Relazione di calcolo delle strutture”.

I progetti sopra citati sono stati analizzati ed utilizzati come documenti di riferimento per la progettazione esecutiva oggetto del presente progetto.





**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Il presente progetto fa quindi riferimento ai dati geometrici e di dettaglio presenti in tali progetti.

Il presente progetto fa riferimento ai dati geometrici e di dettaglio (rilievi plano-altimetrici, tipologia solai, tipologia murature, dettagli dimensionali, armature presenti, ecc...) presenti nel progetto definitivo.

Si ritiene che le caratteristiche del terreno e quindi le caratteristiche geologiche/geotecniche allegate, siano rappresentative anche del sito relativo all'edificio Officina 53 considerando che non ci sono i presupposti relativamente ai quali le caratteristiche geotecniche del terreno su cui insiste l'edificio stesso siano significativamente differenti da quelle dei terreni adiacenti già analizzati per analoghi interventi.



## **2 EDIFICIO STORICO**

---

Le presente relazione riguarda il calcolo e le verifiche relative alle strutture esistenti per le quali vengono previsti interventi di miglioramento sismico e le verifiche dei nuovi e vecchi blocchi interni a servizio. Il presente documento riporta le analisi e le principali verifiche di dimensionamento strutturale degli interventi sopra elencati.

In particolare la relazione riporta:

- i criteri di calcolo e la normativa di riferimento;
- le caratteristiche di resistenza dei materiali;
- la descrizione delle strutture di progetto;
- l'analisi delle azioni (statiche e sismiche) e le combinazioni di carico;
- la descrizione dei modelli di calcolo e delle ipotesi adottate nei programmi di calcolo;
- la descrizione dei criteri di verifica adottati;
- la verifica e la definizione dei principali elementi strutturali.

### **2.1 Descrizione degli interventi previsti**

Gli interventi di tipo strutturale sull'edificio storico sono i seguenti:

1. Blocco A:
  - a. Taglio dei solai e delle pareti (creazione di una fascia libera di 10 cm) in modo da ripristinare il comportamento globale originale dell'edificio storico;
  - b. Creazione di una soletta di 5 cm armata (al posto del massetto), sul solaio del primo piano e sulla copertura, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
  - c. Collegamento in senso longitudinale del blocco A con il Blocco B;
2. Blocco B:
  - a. Creazione di una soletta di 5 cm armata (al posto del massetto), sul solaio del primo piano, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

- b. Creazione di una soletta di 5 cm armata, sul solaio di copertura, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
- 3. Blocco C:
  - a. Rinforzo del solaio alla nuova destinazione d'uso assegnata con la formazione di una cappa in calcestruzzo alleggerito di 6 cm superiore;
  - b. Ammorsamento della nuova soletta di rinforzo in modo da creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
- 4. Blocco D:
  - a. Creazione di una soletta di 5 cm armata (al posto del massetto), sul solaio del primo piano, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
  - b. Creazione di una soletta di 5 cm armata, sul solaio di copertura, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
- 5. Blocco E:
  - a. Creazione di una soletta di 5 cm armata (al posto del massetto), sul solaio del primo piano, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
  - b. Creazione di una soletta di 5 cm armata, sul solaio di copertura, col la funzione di creare un piano rigido, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
- 6. Blocco F:
  - a. Mantenimento della struttura esistente e rifacimento del controsoffitto con un controsoffitto in cartongesso di tipo strutturale;
- 7. Blocco G:



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

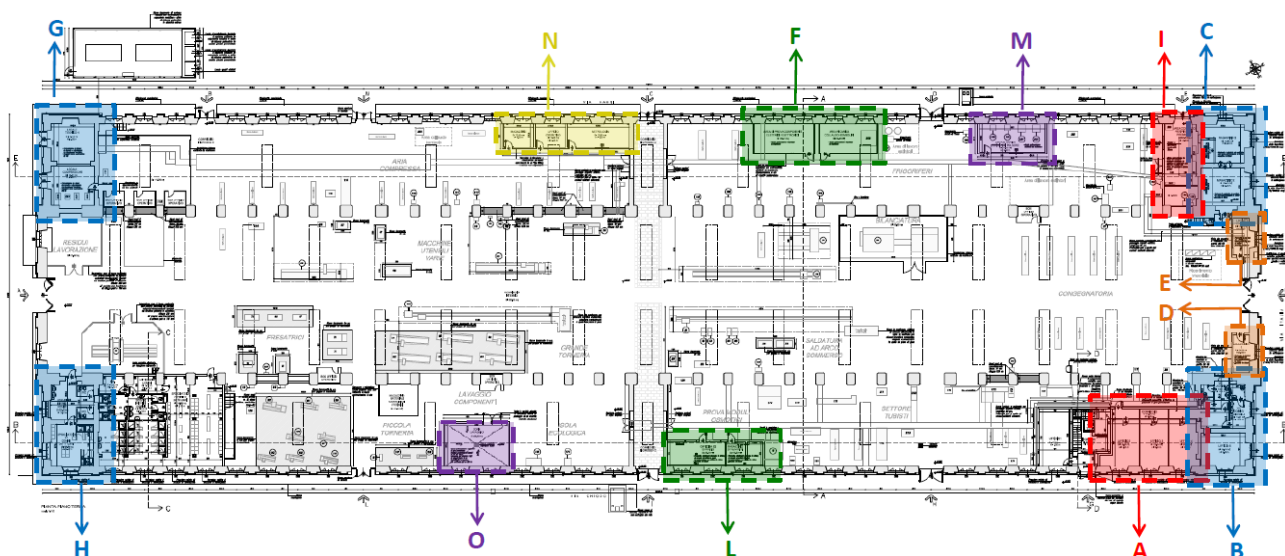
- a. Rinforzo del solaio alla nuova destinazione d'uso assegnata con la formazione di una cappa in calcestruzzo alleggerito di 6 cm superiore;
  - b. Ammorsamento della nuova soletta di rinforzo in modo da creare un piano rigi-do, efficacemente ammorsato con le murature portanti, in grado di distribuire le azioni sollecitanti sulle murature;
8. Blocco H:
- a. Non sono previsti interventi strutturali in quanto il solaio del piano primo non ha destinazione d'uso e non sono previsti cambiamenti di destinazione d'uso.
9. Blocco I:
- a. Taglio delle pareti (creazione di una fascia libera di 10 cm) in modo da ripristinare il comportamento globale originale dell'edificio storico;
  - b. Inserimento di puntoni per evitare meccanismi di collasso fuori dal piano della parete;
10. Blocco L:
- a. Mantenimento della struttura esistente e rifacimento del controsoffitto con un controsoffitto in cartongesso di tipo strutturale;
11. Blocco M:
- a. Nuovo blocco in parete Ytong e solaio in lamiera grecata per garantire il carico dovuto alla manutenzione;
  - b. Scollegamento fra il nuovo blocco e la struttura dell'edificio storico;
12. Blocco N:
- a. Nuovo blocco in parete Ytong e solaio in lamiera grecata per garantire il carico dovuto alla manutenzione;
  - b. Scollegamento fra il nuovo blocco e la struttura dell'edificio storico;
  - c. Realizzazione di una struttura in acciaio, con la funzione di sostenere una UTA su un campo del blocco;
13. Blocco O:
- a. Nuovo blocco in parete Ytong senza copertura superiore;
  - b. Scollegamento fra il nuovo blocco e la struttura dell'edificio storico;
14. Murature edificio storico:



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

- a. Tamponamento di alcune arcate delle pareti della navata centrale con muratura in laterizio di sp. 94 cm;
  - b. Inserimento di tiranti con la funzione di collegamento delle pareti laterali e chiusura della scatola muraria;
15. Copertura edificio storico (fare riferimento alla relazione "S29-Relazione strutturale-Infrastrutture-copertura" del presente progetto).
- a. Realizzazione di nuove strutture reticolari di copertura sulle navate laterali;
  - b. Posa in opera di controventi di falda in corrispondenza di 8 campi della navata centrale e laterale;
16. Basamenti dei macchinari:
- a. Realizzazione di basamenti in calcestruzzo armato per l'alloggiamento dei macchinari da torneria;



**Pianta blocchi funzionali**

## **2.2 Criteri di calcolo e principale normativa tecnica di riferimento**

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

La valutazione dei valori massimi e minimi dei parametri di sollecitazione è stata eseguita considerando le combinazioni più sfavorevoli delle singole azioni.





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Le verifiche ed i dimensionamenti strutturali sono stati condotti in accordo con la seguente normativa:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni “Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 10/01/2008 - Direttiva P.C.M. 9 febbraio 2011;
- Codice dei beni culturali e del paesaggio – D.Lgs. 22/01/2004, n. 42;
- O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274 e s.m.i.;
- D.P.C.M. 21/10/2003;
- Eurocodice UNI EN 1990:2006 “Criteri generali di progettazione strutturale”
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-1:2004 “Azioni sulle strutture”. Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-3:2015 “Azioni sulle strutture”. Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve.
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-4:2010 “Azioni sulle strutture”. Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento.
- Eurocodice n. 1 UNI EN 1991-1-5:2004 “Azioni sulle strutture”. Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche.
- Eurocodice n. 2 UNI EN 1992-1-1:2015 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 3 UNI EN 1993-1-1:2014 “Progettazione delle strutture in acciaio”. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 3 UNI EN 1993-1-8:2005 “Progettazione delle strutture in acciaio”. Parte 1-1: Progettazione dei collegamenti.
- Eurocodice n. 7 UNI EN 1997-1:2013 “Progettazione geotecnica”. Parte 1: Regole generali.



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-1:2013 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Eurocodice n. 8 UNI EN 1998-5:2005 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”
- UNI EN 1090-2:2011 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio”

### **2.3 Programmi di calcolo**

Il calcolo delle strutture è stato eseguito con i seguenti programmi di calcolo:

- Straus 7 Release 2.4.6 B6b, prodotto dalla Strand7 Pty Ltd, distribuito da HSH srl – Via N. Tommaseo, 13 – 35131 Padova.

Il primo è un programma commerciale provvisto di documentazione che ne attesta l'affidabilità in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente.

### **2.4 Modelli numerici assunti nelle verifiche e meccanismi di collasso analizzati**

Le valutazioni sulla sicurezza nei confronti delle azioni sismiche sono state svolte mediante una serie di analisi riguardanti le strutture portanti di copertura, le strutture portanti in elevazione e quelle di fondazione.

Per quanto riguarda le *strutture portanti di copertura* si è svolta sia un'analisi statica lineare che un'analisi dinamica lineare (per maggior dettaglio sulle analisi svolte fare riferimento alla relazione “S29-Relazione strutturale-Infrastrutture” del presente progetto).

Per quanto riguarda le *strutture portanti in elevazione* sono state condotte due tipi di analisi:

1. Analisi dei meccanismi di collasso fuori dal piano (analisi cinematica lineare e non lineare);
2. Analisi dei meccanismi di collasso nel piano (analisi statica non lineare pushover).



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Le due tipologie di analisi effettuate consentono di verificare gli elementi murari sia per le azioni sismiche ortogonali all'asse della parete (analisi fuori dal piano) sia per azioni sismiche parallele all'asse della parete (analisi nel piano).

Per quanto riguarda le analisi fuori dal piano si è scelto di utilizzare un'analisi cinematica lineare e non lineare, come riportato nella circolare delle NTC 2008, che consente di verificare le pareti murarie per azioni perpendicolari al loro piano tramite una verifica semplificata con fattore di struttura  $q$  (analisi cinematica lineare), confrontando l'accelerazione spettrale  $\alpha^*_0$  che attiva il meccanismo con il valore minimo che questo deve avere secondo le NTC 2008 o nel caso la verifica non fosse soddisfatta mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare), confrontando la capacità di spostamento ultimo  $d^*_u$  con la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento. La tipologia di meccanismi utilizzati sono stati ricavati dall' *Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni (Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi)* redatto da ReLUIIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

Nel caso delle analisi nel piano si è scelto di utilizzare delle procedure di calcolo e verifica che propongono una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze. Tali procedure si basano sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

Tale analisi è consigliata dalla normativa che ribadisce come "l'analisi statica non lineare, utilizzata per sistemi dissipativi come le strutture in muratura, è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo".

Infine per quanto riguarda le *strutture di fondazioni* si ribadisce quanto espresso al punto 7 di pagina 29 della "Relazione finale della verifica di vulnerabilità sismica" in merito alle



fondazioni dell'edificio in muratura, confermando che le stesse non costituiscono criticità e che pertanto non sono state modellate né verificate.

Sia la tipologia di analisi svolte sia l'accuratezza dei modelli numerici implementati risulta adeguata allo scopo del lavoro e ben aderente alle caratteristiche dimensionali e materiche degli edifici in esame.

## **2.5 Parametri geotecnici**

Per la determinazione dei parametri geotecnici, oltre all'Allegato 2 – geofisiche” della “Relazione finale della verifica di vulnerabilità sismica”, si è fatto riferimento ai seguenti documenti, forniti dalla committenza in fase di redazione del progetto esecutivo:

1. Progetto Definitivo – Fabbricati n° 32/32A, 57, 61/62, 95 – Relazione geologica – REG-01;
2. Progetto preliminare – Verifica di vulnerabilità sismica – Relazione geologica con ricostruzione del modello geologico e valutazione dell'azione sismica – 07/12-V.S.02/00;
3. Progetto Definitivo – Rifacimento del fabbricato 42, area combattimento – Relazione geologica – GE03-A1;
4. Progetto Definitivo – Rifacimento del fabbricato 42, area combattimento – Relazione geologica – GE04-A1;

Tali relazioni sono riportate in Allegato 1.

Al fine di caratterizzare il terreno anche da un punto di vista di capacità geotecnica si è fatto riferimento alle indagini svolte in edifici adiacenti, in particolare gli edifici 46 e 57.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---



*Planimetria con indicati gli edifici adiacenti per i quali si hanno a disposizione relazioni geotecniche*

Si riportano quindi di seguito gli estratti delle relazioni geotecniche che vengono prese come riferimento per la valutazione della capacità portante del terreno nel dimensionamento delle opere di fondazione.





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Si riportano, di seguito, le principali caratteristiche fisico-meccaniche che, facendo salvi eventuali ulteriori approfondimenti, potranno essere utilizzate per le necessarie verifiche statiche da parte del progettista, e ricavate dalle prove di laboratorio, nonché dalla correlazione con i risultati delle prove SPT.

**Limo plastico e limo argilloso rossiccio**

$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume del terreno)
$\gamma_d = 15 \div 15,5 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume secco del terreno)
$\gamma_{\text{sat}} = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume saturo del terreno)
$c = 20 \div 30 \text{ kPa}$	(Coesione del terreno)
$\phi = 24 \div 26^\circ$	(Angolo di attrito)
$E = 3 \div 5 \text{ MPa}$	(Modulo di Young)
$E_{\text{ed}} = 2,5 \div 3,5 \text{ MPa}$	(Modulo edometrico)

Per ulteriori approfondimenti, si rimanda ai certificati di prova allegati alla presente relazione, nonché alle seguenti elaborazioni relative alle prove SPT.

Montefredane, luglio 2015

Il tecnico

*Geol. Carmine Mazzarotti*

---

**Estratto relazione geotecnica fabbricato 46**



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Relazione geologica

---

#### 4. ASSETTO GEOLOGICO - TECNICO

Le prove geotecniche in situ e di laboratorio eseguite, supportate dai dati stratigrafici e geotecnici di letteratura, hanno permesso di caratterizzare sotto il profilo geomeccanico tutti i litotipi presenti sotto la sagoma del fabbricato in esame, fino alla profondità investigata.

L'insieme dei dati acquisiti, (cui si rimanda per il dettaglio ai diagrammi penetrometrici, alle stratigrafie di sondaggio ed ai certificati di laboratorio), l'analisi critica e la comparazione tra i valori ottenuti dalle diverse prove, hanno consentito di definire l'assetto geologico tecnico locale di riferimento per la progettazione, individuando in successione verticale, dall'alto verso il basso, i livelli geologico-tecnici di seguito descritti.

Il primo strato di spessore 1 m (suolo vegetale/riporti) con caratteri geotecnici disomogenei e scadenti, non è stato distinto e parametrizzato; pertanto è stato compreso nel "livello 1" ma dovrà essere scartato come terreno di fondazione di qualsiasi opera strutturale.

##### LIVELLO 1: da 0.0 m a -4.0 / 4.5 m dal piano campagna

Limi argillosi e sabbie limose, poco plastiche, da umidi a saturi.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	18.7
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	27° - 34.7°
Coesione ( $C'$ ) kPa	0
Coesione non drenata ( $C_u$ ) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	25

Parametri di compressibilità:

Intervallo di pressione [Kpa]	25 – 50	50 – 100	100 – 200
Modulo edometrico E [Kpa]	1873	2613	3993

##### LIVELLO 2: da -4.0 / 4.5 a -6.3 / 7.8 m dal piano campagna

Sabbie con limo, da sciolte a moderatamente addensate, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	17.9
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	30° - 37.8°
Coesione ( $C'$ ) kPa	0

##### LIVELLO 3: da -6.3 / 7.8 m a -14.2 / 14.8 m dal piano campagna

Argille limose, molli, plastiche, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup> (stimato)	17.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	19°
Coesione ( $C'$ ) kPa	5
Coesione non drenata ( $C_u$ ) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	15

##### LIVELLO 4: da -14.2 / 14.8 m a -18.0 m dal piano campagna

Ghiaie medie grossolane in matrice sabbiosa, addensate.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	19.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	42°



## **2.6 Descrizione delle nuove strutture**

Le nuove strutture da realizzare nell'ambito dei lavori di riqualificazione del fabbricato oggetto di questa relazione sono:

- **Realizzazione nuovo blocco a servizi M.**

Il blocco a servizi è realizzato in muratura di tipo Ytong di spessore 24 cm ed è caratterizzato da una struttura di copertura in acciaio formata da delle travi in acciaio HEB140 e una grecata a formare il piano di copertura.

- **Realizzazione nuovo blocco a servizi N.**

Il blocco a servizi è realizzato in muratura di tipo Ytong di spessore 24 cm ed è caratterizzato da una struttura di copertura in acciaio formata da delle travi in acciaio HEB140 e una grecata a formare il piano di copertura. In una porzione di tale blocco è stata inserita una struttura in acciaio con piano di copertura in lamiera grecata e soletta collaborante con la funzione di sostenere l'UTA presente in copertura.

- **Realizzazione nuovo blocco a servizi O.**

Il blocco a servizi è realizzato in muratura di tipo Ytong di spessore 24 cm.



## 2.7 Analisi delle azioni sulle strutture

Le azioni di calcolo sulle strutture sono determinate in base alla vigente normativa *NTC – DM08* e nel seguito riportate.

### 2.7.1 Azioni permanenti ed accidentali - Stato di fatto

#### **Copertura navata centrale**

##### Azioni permanenti

Pannello sandwich in poliuretano espanso	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_1 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

##### Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	-----------------------------

#### **Copertura navata laterale**

##### Azioni permanenti

Pannello sandwich in poliuretano espanso	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

##### Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	-----------------------------

#### **Solaio latero-cemento piano primo (sp = 22+5 cm) – Porzioni d'angolo edificio**

##### Azioni permanenti

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_3 = 5,95 \text{ kN/m}^2$



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (magazzini)	$Q_4 = 6,00 \text{ kN/m}^2$

**Solaio latero-cemento copertura (sp = 22+5 cm) – Porzioni d'angolo edificio**

Azioni permanenti

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_4 = 4,25 \text{ kN/m}^2$

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_5 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	-----------------------------

**Solaio latero-cemento piano primo (sp = 22+5 cm) – Blocco uffici esistente**

Azioni permanenti

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_5 = 5,95 \text{ kN/m}^2$

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_6 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (magazzini)	$Q_7 = 6,00 \text{ kN/m}^2$

**Solaio latero-cemento copertura (sp = 22+5 cm) – Blocco uffici esistente**

Azioni permanenti

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_6 = 4,25 \text{ kN/m}^2$

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_8 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	-----------------------------

**Solaio in acciaio e voltine in laterizio – Porzioni d'angolo edificio**

Azioni permanenti

Peso proprio profilo in acciaio	0,70 kN/m <sup>2</sup>
Voltine in mattoni	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Riempimento	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_7 = 5,90 \text{ kN/m}^2$

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_9 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (uffici)	$Q_{10} = 6,00 \text{ kN/m}^2$

**2.7.2 Azioni permanenti ed accidentali - Stato di progetto**

**Copertura navata centrale**

Azioni permanenti

Pannello sandwich in poliuretano espanso	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretano di compensazione greche	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretano tipo "ISOTEC"	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Manto di copertura in tegole	0,45 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_8 = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Azioni accidentali

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_{11} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	--------------------------------



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

**Copertura navata laterale**

**Azioni permanenti**

Pannello sandwich in poliuretano nuovo	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretano di compensazione greche	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretano tipo "ISOTEC"	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Manto di copertura in tegole	0,45 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	G <sub>9</sub> = 0,80 kN/m <sup>2</sup>

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	Q <sub>12</sub> = 0,50 kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	--

**Solaio latero-cemento non rinforzato piano primo (sp = 22+5 cm) – Porzioni d'angolo edificio**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	G <sub>10</sub> = 5,95 kN/m <sup>2</sup>

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	Q <sub>13</sub> = 3,00 kN/m <sup>2</sup>
Azioni accid. Cat. E1 (magazzini)	Q <sub>14</sub> = 6,00 kN/m <sup>2</sup>

**Solaio latero-cemento rinforzato (sp = 22+5 cm) – Porzioni d'angolo edificio**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Cappa di rinforzo sp. 5 cm + raccordo h. 10 cm	1,30 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{11} = 6,75 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_{15} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (magazzini)	$Q_{16} = 6,00 \text{ kN/m}^2$

**Solaio latero-cemento copertura (sp = 22+5 cm) – Porzioni d'angolo edificio**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{12} = 4,25 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_{17} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	--------------------------------

**Solaio latero-cemento (sp = 22+5 cm) – Blocco uffici esist. irrigidito**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Cappa di rinforzo sp. 5 cm (0,05x16kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{13} = 5,95 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_{18} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (magazzini)	$Q_{19} = 6,00 \text{ kN/m}^2$



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

**Solaio latero-cemento copertura (sp = 22+5 cm) – Blocco uffici esist. irrigidito**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio latero-cemento sp = 22+5 cm	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Cappa di rinforzo sp. 5 cm (0,05x16kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco sp. 1 cm (0,01x25kN/m <sup>3</sup> )	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	G <sub>14</sub> = 5,15 kN/m <sup>2</sup>

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	Q <sub>20</sub> = 0,50 kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	--

**Solaio in acciaio e voltine in laterizio non rinforzato – Porzioni d'angolo edificio**

**Azioni permanenti**

Peso proprio profilo in acciaio	0,70 kN/m <sup>2</sup>
Voltine in mattoni	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Riempimento	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,80 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	G <sub>15</sub> = 7,20 kN/m <sup>2</sup>

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	Q <sub>21</sub> = 3,00 kN/m <sup>2</sup>
Azioni accid. Cat. E1 (uffici)	Q <sub>22</sub> = 6,00 kN/m <sup>2</sup>

**Solaio in acciaio e voltine in laterizio rinforzato – Porzioni d'angolo edificio**

**Azioni permanenti**

Peso proprio profilo in acciaio	0,70 kN/m <sup>2</sup>
Cappa di rinforzo sp. 6 cm (0,06x16kN/m <sup>3</sup> )	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Voltine in mattoni	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Riempimento	2,00 kN/m <sup>2</sup>



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito sp. 5 cm (0,05x18kN/m <sup>3</sup> )	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in klinker	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	0,80 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{16} = 8,20 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. B2 (uffici)	$Q_{22} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Azioni accid. Cat. E1 (uffici)	$Q_{23} = 6,00 \text{ kN/m}^2$

**Copertura blocchi a servizio su navate laterali**

**Azioni permanenti**

Pannello in legno sop. 2 cm	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Lamiera grecata	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,45 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{17} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_{24} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	--------------------------------

**Copertura struttura acciaio sostegno UTA**

**Azioni permanenti**

Peso proprio solaio in lamiera grecata	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Pannelli isolanti + controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sommano	$G_{18} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

**Azioni accidentali**

Azioni accid. Cat. H1 (manutenzione)	$Q_{25} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Azioni UTA	$Q_{26} = 2,50 \text{ kN/m}^2$





### 2.7.3 Carico da neve

Il carico neve dipende dalle condizioni di clima e di esposizione, e si considera come carico verticale uniformemente ripartito, valutato sulla proiezione orizzontale della copertura considerata.

Zona di riferimento:

Zona II - mediterranea

Ubicazione altimetrica della struttura:

$a_s = 0$  m s.m.m.

Carico di neve al suolo:

$q_{sk} = 1.00$  kN/m<sup>2</sup>

Inclinazione copertura navate laterali,  $\alpha$

$9^\circ < 30^\circ$

Inclinazione copertura navata centrale,  $\alpha$

$22^\circ < 30^\circ$

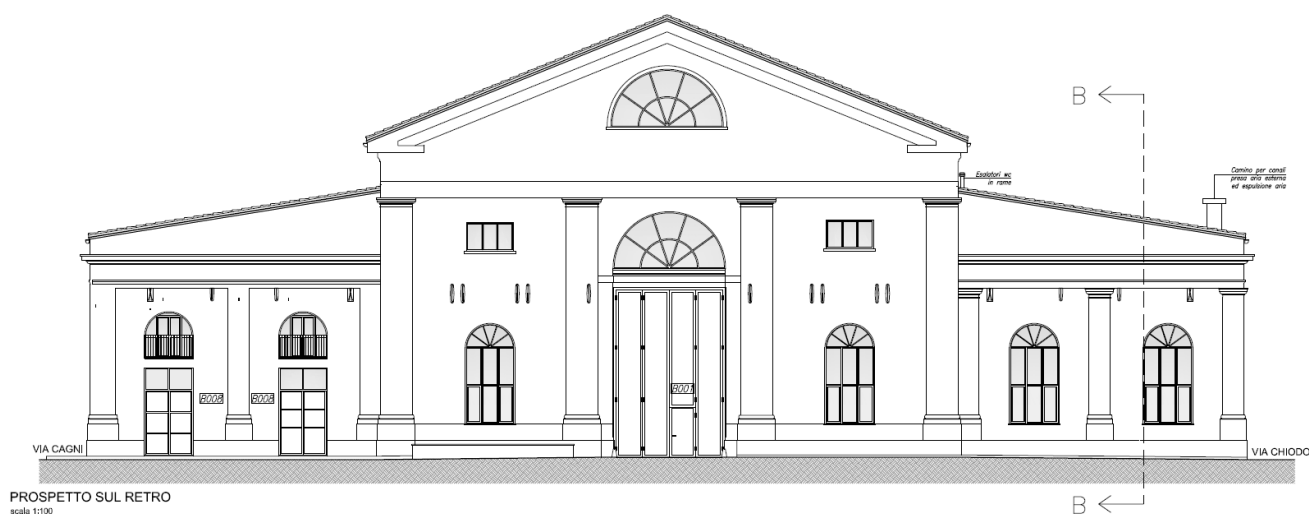
Coefficiente di forma:

$\mu_1 = 0.8$

Carico da neve gravante sulla copertura dell'edificio

$q_s = 0.80$  kN/m<sup>2</sup>

La configurazione geometrica che caratterizza la copertura del fabbricato introduce la possibilità che si verifichi accumulo di neve nella copertura della navata centrale, a ridosso della parete della navata centrale.

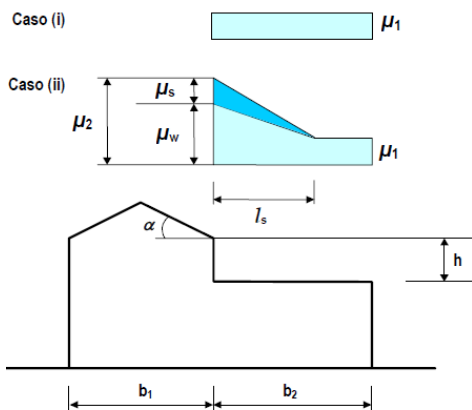


Secondo infatti quanto previsto dalla circolare al C.3.4.5.6 occorre tenere in considerazione del possibile accumulo a ridosso della parete secondo il seguente schema.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---



$\mu_s$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

per  $\alpha \leq 15^\circ$ ,  $\mu_s = 0$

per  $\alpha > 15^\circ$ ,  $\mu_s$  è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_e$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_e = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

in cui:

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve [ $kN/m^3$ ], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a  $2 kN/m^3$ . Il valore del coefficiente  $\mu_e$  dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti  $0,8 \leq \mu_e \leq 4,0$ .

La lunghezza della zona di accumulo, essendo  $2h = 4.6 \text{ m} < 5 \text{ m}$ ,  $5 \text{ m}$ .

Il coefficiente  $\mu_s$  si ottiene dal peso di neve insistente sulla falda superiore:

$$(80 \text{ kg/m}^2 \times 11.6 \text{ m}) \times 0.5 = 464 \text{ kg/m}$$

Che ripartito su una lunghezza di  $5 \text{ m}$  secondo una distribuzione triangolare vale:

$$\mu_s = 464 \times 2 / 5 = 186 \text{ kg/m}^2.$$

Il coefficiente  $\mu_e$  si ottiene dall'applicazione della formula riportata in normativa

$$\mu_e = (b_1 + b_2)/2h = (11.6 + 23.2)/(2 \times 2.3) = 7.5$$

Essendo maggiore di  $\gamma h/q_{sk} = 2 \times 2.3 / 1 = 4.6$  si assume  $\mu_e = 4.6$ , ma essendoci la limitazione al valore massimo di  $4$  in fine si assume  $\mu_e = 4$ .

Il coefficiente  $\mu_2$  vale quindi  $5.86$ .

Questo carico viene considerato per le verifiche delle coperture dell'officina e per il basamento. Uffici e spogliatoi, trovandosi all'interno dell'officina non risultano soggetti a tale azione.



#### 2.7.4 Carico da vento

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono ricondotte convenzionalmente alle azioni statiche equivalenti, cioè pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. La pressione cinetica di riferimento è funzione della velocità di riferimento del vento che varia da regione a regione.

L'opera è situata a 0 m s.m.m in Zona 7, si ricava un valore di  $v_{ref} = 28$  m/s.

Zona di riferimento:	Zona 7
Velocità di riferimento del vento ( $h=70$ m ; zona 2):	$v_{ref,0} = 28$ m/s ; $a_0 = 1000$ m;
	$k_a = 0.015$ ; $v_{ref} = 25$ m/s
Pressione cinetica del vento :	$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 49.0$ daN/m <sup>2</sup>

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  della costruzione dal suolo, dalla rugosità, dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; tale coefficiente si ricava dalla formula :

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

In accordo a quanto indicato nella relazione di calcolo del progetto definitivo si considera la struttura situata in *Area priva di ostacoli urbane (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, ...)*:

##### Vento su navata centrale

L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 18.2 m.

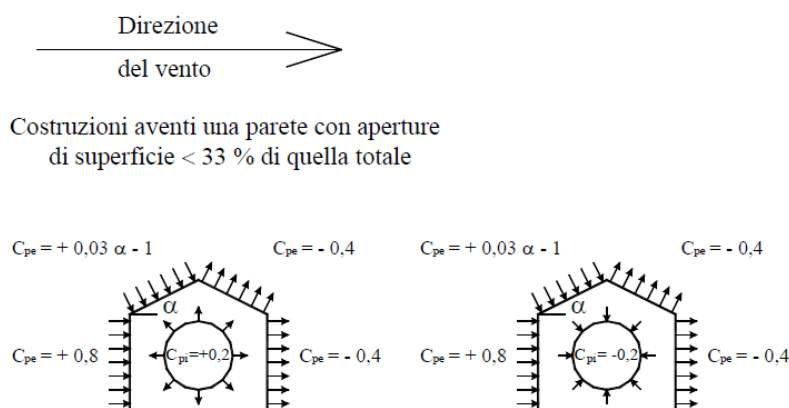
Classe di rugosità:	D
Categoria di esposizione del sito III	$k_r = 0.19$ ; $z_0 = 0.05$ m; $z_{min} = 4$ m
Altezza della struttura	$18.2$ m $> z_{min}$
Coefficiente di topografia $c_t$	1.0
Coefficiente di esposizione $c_e$	2.746



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Coefficiente dinamico $c_d$	1
Pressione $c_d c_e c_t q$	1.345 kN/m <sup>2</sup>

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella circolare esplicativa delle NTC2008 nei paragrafi C3.3.10.



Coefficiente di pressione falda sopravvento, $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$	-0.34 +/- 0.2
Carico da vento sulla falda sopravvento, $q$	-0.19 / -0.73 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di pressione falda sottovento, $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$	-0.4 +/- 0.2
Carico da vento sulla falda sottovento, $q$	-0.27 / -0.81 kN/m <sup>2</sup>

L'effetto del vento è sempre di depressione, ma di un valore tale da superare il peso del pacchetto di copertura, per questo motivo l'azione non viene presa in considerazione nelle verifiche degli elementi strutturali.

### Vento su navata laterale

L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 11.2 m.

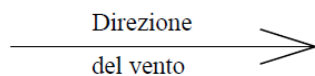
Classe di rugosità:	D
Categoria di esposizione del sito III	$k_r = 0.19$ ; $z_0 = 0.05$ m; $z_{min} = 4$ m
Altezza della struttura	11.2 m > $z_{min}$
Coefficiente di topografia $c_t$	1.0
Coefficiente di esposizione $c_e$	2.425
Coefficiente dinamico $c_d$	1
Pressione $c_d c_e c_t q$	1.188 kN/m <sup>2</sup>

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella circolare esplicativa delle NTC2008 nei paragrafi C3.3.10.

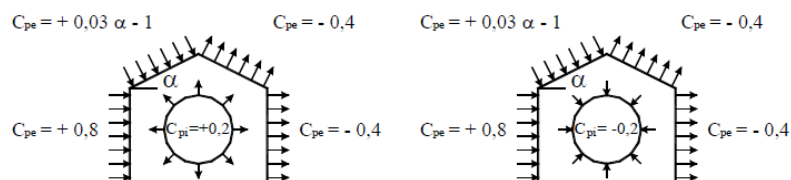


**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---



Costruzioni aventi una parete con aperture  
di superficie < 33 % di quella totale



Coefficiente di pressione falda sopravvento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$  -0.4 +/- 0.2

Carico da vento sulla falda sopravvento, q -0.24 / -0.71 kN/m<sup>2</sup>

Coefficiente di pressione falda sottovento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$  -0.4 +/- 0.2

Carico da vento sulla falda sottovento, q -0.24 / -0.71 kN/m<sup>2</sup>

L'effetto del vento è sempre di depressione, ma di un valore tale da superare il peso del pacchetto di copertura, per questo motivo l'azione non viene presa in considerazione nelle verifiche degli elementi strutturali.



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### Vento su edifici interni al fabbricato

L'azione del vento sugli edifici interni al fabbricato, spogliatoi e uffici non viene considerata in quanto completamente protetti. Il solo effetto possibile della pressione interna risulta inoltre trascurabile se confrontato con l'effetto del sisma che come il vento esercita sulle struttura una azione orizzontale.

### Vento sulle pareti del basamento esterno

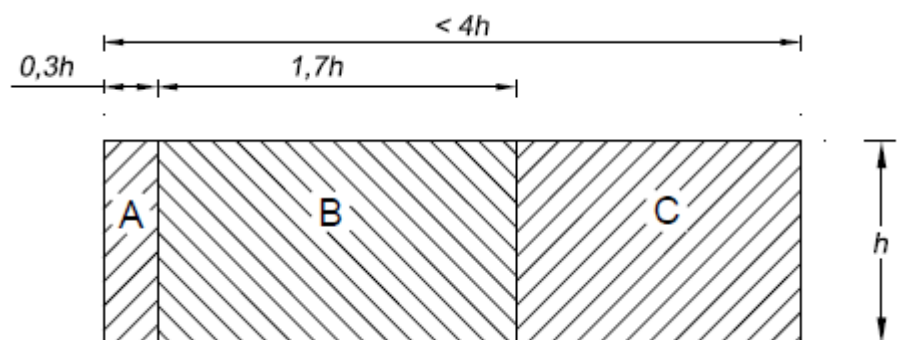
L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 2.70 m.

Classe di rugosità:	D
Categoria di esposizione del sito III	$k_r = 0.19$ ; $z_0 = 0.05$ m; $z_{min} = 4$ m
Altezza della struttura	$2.7\text{m} < z_{min}$
Coefficiente di topografia $c_t$	1.0
Coefficiente di esposizione $c_e$	1.80
Coefficiente dinamico $c_d$	1
Pressione $c_d c_e c_t q$	$0.88 \text{ kN/m}^2$

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella CNR DT 207/2008 al capitolo G.5 Muri e parapetti relativamente al caso che prevede la presenza delle chiusure laterali .



**Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.**





**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

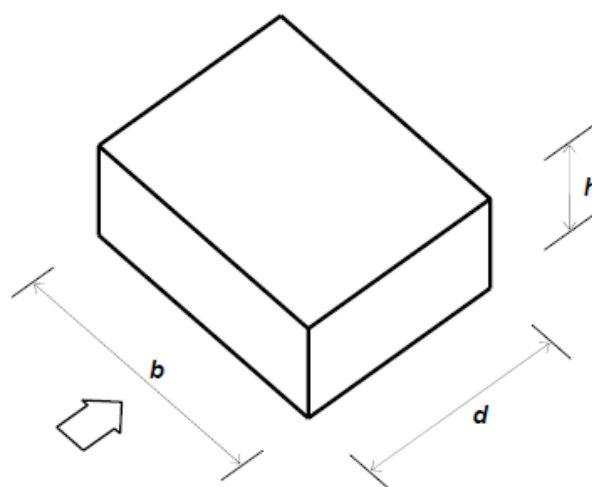
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Coefficiente di pressione zona A 2.1

Coefficiente di pressione zona B 1.8

Coefficiente di pressione zona C 1.4

Per le facciate sottovento e quelle laterali si fa invece riferimento invece alla trattazione al capitolo G.2 Edifici a pianta rettangolare.



**Figura G.1** – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

**Tabella G.I** – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Per il vento in direzione parallela al lato lungo:

Coefficiente di pressione facce laterali -0.82

Coefficiente di pressione faccia sottovento -0.38

Per il vento in direzione parallela al lato largo:

Coefficiente di pressione facce laterali -0.62

Coefficiente di pressione faccia sottovento -0.33





### **2.7.5 Azioni sismiche**

#### **Vita nominale**

La vita nominale di un'opera strutturale (nel seguito VN) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 del D.M. 14/01/2008, per la struttura in esame si fa riferimento alla categoria 2 (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) per cui viene fissato  $VN \geq 50$  anni.

#### **Classi d'uso**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera.

La struttura in esame viene classificata come di classe IV.

*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

#### **Periodo di riferimento dell'azione sismica**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (denominato VR) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu:

$$VR = VN \cdot Cu = 50 \text{ anni} \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$



### **Categoria di sottosuolo**

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Per le strutture oggetto di questa relazione di calcolo si è assunto un suolo di categoria 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  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Per ulteriori dettagli si rimanda al documento "Relazione finale della verifica di vulnerabilità sismica".

### **Masse sismiche**

Per valutare gli effetti dell'azione sismica è necessario tenere in conto le masse associate ai carichi gravitazionali.

L'espressione per ricavare le masse è riportata di seguito:

$$G_k + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

Il sovraccarichi accidentali che possono agire sull'edificio sono:

- |    |                                      |                     |
|----|--------------------------------------|---------------------|
| 1. | Carico dovuto alla neve              | $\psi_{2,1} = 0.00$ |
| 2. | Carico per coperture non accessibili | $\psi_{2,2} = 0.00$ |

### **Spettri di progetto**

Lo spettro di progetto è stato determinato considerando i seguenti parametri:

- |                      |                            |
|----------------------|----------------------------|
| • coordinate         | Long. 9,8444; Lat. 44,1115 |
| • terreno            | C                          |
| • classe d'uso       | IV                         |
| • vita utile         | v.n. = 50 anni             |
| • coefficiente d'uso | c.u. = 2,00                |

Per la struttura in oggetto essendo questa una struttura in muratura esistente si è scelto di utilizzare per il calcolo un fattore di struttura  $q = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \rightarrow 2$  (per arrotondamento a favore di sicurezza) come riportato al punto C8.7.1.2 della circolare delle NTC08.



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Nelle tabelle seguenti sono riportati i punti dello spettro di risposta elastico utilizzato nel calcolo sismico dell'edificio allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e allo stato limite operativo (SLO).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0,158 g
$F_o$	2,379
$T_C^*$	0,298 s
$S_S$	1,475
$C_C$	1,566
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,475
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,466 s
$T_D$	2,230 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,232
$T_B \leftarrow$	0,155	0,553
$T_C \leftarrow$	0,466	0,553
	0,550	0,468
	0,634	0,406
	0,718	0,359
	0,802	0,321
	0,886	0,291
	0,970	0,266
	1,054	0,245
	1,138	0,226
	1,222	0,211
	1,306	0,197
	1,390	0,185
	1,474	0,175
	1,558	0,165
	1,642	0,157
	1,726	0,149
	1,810	0,142
	1,894	0,136
	1,978	0,130
	2,062	0,125
	2,146	0,120
$T_D \leftarrow$	2,230	0,116
	2,314	0,107
	2,399	0,100
	2,483	0,093
	2,567	0,087
	2,651	0,082
	2,736	0,077
	2,820	0,072
	2,904	0,068
	2,989	0,064
	3,073	0,061
	3,157	0,058
	3,241	0,055
	3,326	0,052
	3,410	0,049
	3,494	0,047
	3,579	0,045
	3,663	0,043
	3,747	0,041
	3,831	0,039
	3,916	0,037
	4,000	0,036

**Parametri e punti dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo stato limite SLV**



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLO

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
$a_d$	0,054 g
$F_o$	2,530
$T_C^*$	0,251 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,656
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,139 s
$T_C$	0,416 s
$T_D$	1,816 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,081
$T_B \leftarrow$	0,139	0,205
$T_C \leftarrow$	0,416	0,205
	0,483	0,177
	0,549	0,155
	0,616	0,138
	0,683	0,125
	0,749	0,114
	0,816	0,104
	0,883	0,097
	0,949	0,090
	1,016	0,084
	1,083	0,079
	1,149	0,074
	1,216	0,070
	1,283	0,066
	1,349	0,063
	1,416	0,060
	1,483	0,057
	1,549	0,055
	1,616	0,053
	1,683	0,051
	1,749	0,049
$T_D \leftarrow$	1,816	0,047
	1,920	0,042
	2,024	0,038
	2,128	0,034
	2,232	0,031
	2,336	0,028
	2,440	0,026
	2,544	0,024
	2,648	0,022
	2,752	0,020
	2,856	0,019
	2,960	0,018
	3,064	0,016
	3,168	0,015
	3,272	0,014
	3,376	0,014
	3,480	0,013
	3,584	0,012
	3,688	0,011
	3,792	0,011
	3,896	0,010
	4,000	0,010

### Parametri e punti dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo stato limite SLO



### **Metodo di analisi sismica utilizzato**

Per quanto riguarda l'analisi delle strutture in oggetto della relazione le azioni sismiche sono state valutate mediante tre tipi di analisi:

- analisi lineare dinamica;
- analisi lineare statica;
- analisi non lineare statica.

**L'analisi dinamica lineare** consiste:

1. nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi frequenziale);
2. nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
3. nella combinazione di questi effetti.

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi rappresenterà in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva.

È stata condotta un'analisi in frequenza della struttura per determinare le principali forme modali, i relativi periodi e fattori di partecipazione di massa.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. A tal riguardo si sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque con un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

**L'analisi statica lineare** consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica nel baricentro di ogni orizzontamento.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa i-esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

$S_d(T_1)$	è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5 NTC08;
$W$	è il peso complessivo della costruzione;
$\lambda$	è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
$g$	è l'accelerazione di gravità.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

La valutazione delle masse partecipanti è stata svolta considerando il peso dell'edificio in tutte le sue parti, in particolare dei solai, delle pareti perimetrali e della struttura portante. Nella valutazione delle masse partecipanti si è tenuto in considerazione anche dell'aliquota derivante dai carichi variabili a cui è soggetta la struttura.

**L'analisi statica non lineare** consiste in una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti. Tali procedure caratterizzano il sistema sismico resistente tramite curve di capacità. Tale analisi si definisce "statica" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineare" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve rappresentano l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

Secondo la normativa NTC 2008 il metodo di analisi statica non lineare è il metodo più rappresentativo del comportamento ultimo per gli edifici in muratura (C7.8.1.5.4).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio





misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

La valutazione delle masse partecipanti è stata svolta considerando il peso dell'edificio in tutte le sue parti, in particolare dei solai, delle pareti perimetrali e della struttura portante. Nella valutazione delle masse partecipanti si è tenuto in considerazione anche dell'aliquota derivante dai carichi variabili a cui è soggetta la struttura.

## **2.7.6 Combinazioni di carico**

### **2.7.6.1 Combinazioni di carico statiche**

Le combinazioni di carico agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio riportate nelle NTC 2008 sono riportate di seguito:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

dove:

- $G_k$  è il valore dei carichi permanenti  $G$ ;
- $Q_{ki}$  è il valore dell'azione variabile  $Q$ ;
- $\gamma_{G,i}$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'azione permanente  $G_i$ ;
- $\gamma_{Q,i}$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'azione variabile  $Q_i$ .
- $\psi_{ki}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ .

I coefficienti parziali di sicurezza dei carichi sono:

- |   |                      |
|---|----------------------|
| 1. Carico permanenti                    | $\gamma_{Gi} = 1.30$ |
| 2. Carico dovuto alla neve              | $\gamma_{Qi} = 1.50$ |
| 3. Carico per coperture non accessibili | $\gamma_{Qi} = 1.50$ |



4. Carico da vento

$$\gamma_{Qi} = 1.50$$

I coefficienti di combinazione dei sovraccarichi sono:

1. Carico dovuto alla neve

a.  $\psi_{0,1} = 0.50$

b.  $\psi_{1,1} = 0.20$

c.  $\psi_{2,1} = 0.00$

2. Carico per coperture non accessibili

a.  $\psi_{0,1} = 0.00$

b.  $\psi_{1,1} = 0.00$

c.  $\psi_{2,1} = 0.00$

3. Carico da vento

a.  $\psi_{0,1} = 0.60$

b.  $\psi_{1,1} = 0.20$

c.  $\psi_{2,1} = 0.00$

### 2.7.6.2 Combinazioni di carico sismiche

La combinazione di carico per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio, ha la seguente espressione:

$$F_e = E + G_k + \sum_i (\psi_{2,i} Q_{ki})$$

dove:

E      è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G<sub>k</sub>    è il valore caratteristico dei carichi permanenti;

$\psi_{2,i}$     è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q<sub>i</sub>;

Q<sub>ki</sub>    è il valore caratteristico dell'azione variabile Q<sub>i</sub>.

I coefficienti di combinazione dei sovraccarichi sono:

1. Carico dovuto alla neve

a.  $\psi_{2,1} = 0.00$

2. Carico per coperture non accessibili



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

a.  $\psi_{2,1} = 0.00$

3. Carico da vento

a.  $\psi_{2,1} = 0.00$



## 2.8 Modellazione agli elementi finiti

L'analisi della struttura è stata effettuata mediante una modellazione ad elementi finiti realizzata utilizzando il codice di calcolo strutturale Straus7.

Le sollecitazioni sugli elementi strutturali e le relative deformazioni sono state determinate mediante analisi ad elementi finiti eseguite su dei modelli tridimensionali.

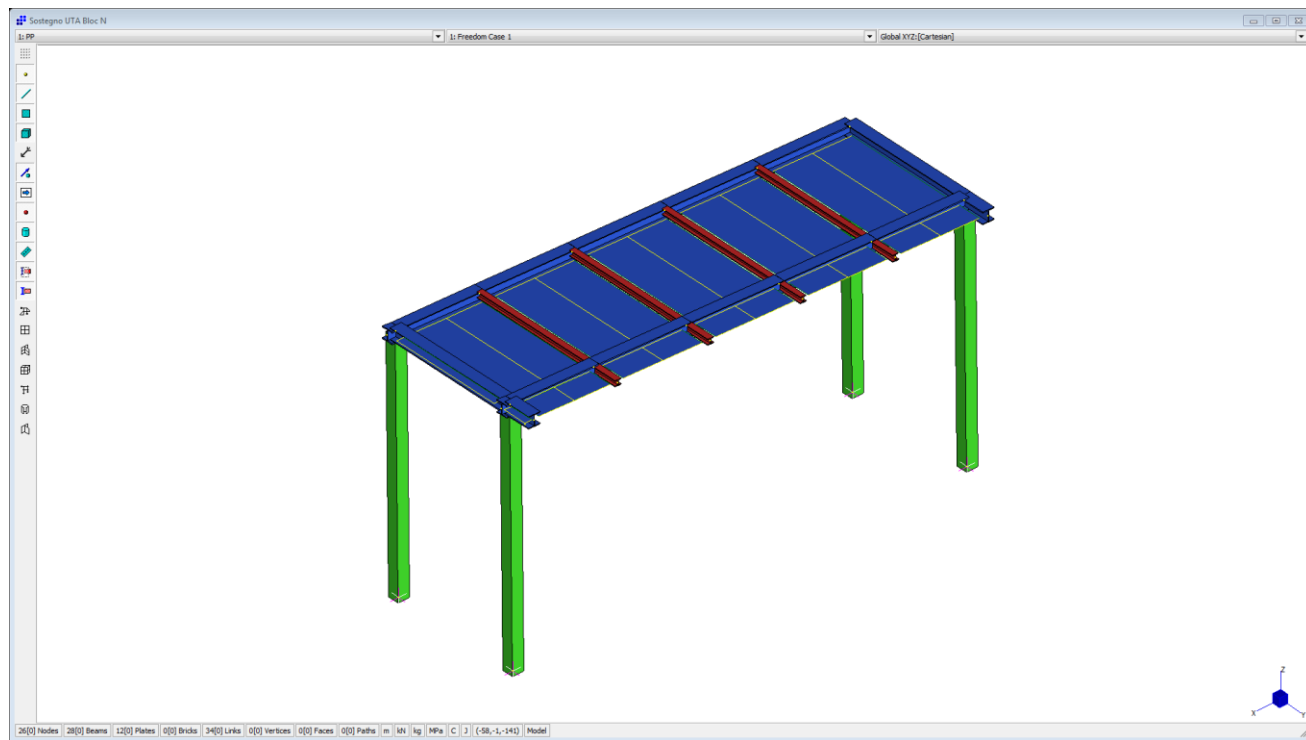
I modelli ad elementi finiti sono stati realizzati secondo le seguenti ipotesi:

- 1) le travi di piano ed i pilastri sono schematizzati con elementi beam;
- 2) la rigidità dei solai di piano in lamiera grecata è stata schematizzata mediante elementi "rigid link";
- 3) i pilastri sono vincolati alle strutture di fondazione con condizioni tipo ad incastro;

Sono state eseguite le seguenti analisi:

- a) analisi statica lineare;
- b) analisi dinamica modale con spettro di risposta in termini di accelerazione.

Le immagini dei modelli FEM realizzati sono riportati nelle immagini sottostanti.



**Modello FEM**



### 2.8.1 Analisi sismica

Le azioni sismiche sono state valutate mediante sia mediante analisi statica lineare che tramite un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta elastico.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, in ogni direzione di applicazione della stessa. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Le frequenze principali e le percentuali di massa eccitate calcolate tramite il programma Staus7 sono riportate nelle tabelle sottostanti:

#### Analisi Modale modello FEM

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.5599E+00	1.2002E+04	3.1050E+06	99.157	0.003	0.000
2	2.8667E+00	1.1821E+04	3.8353E+06	0.003	99.955	0.001
3	4.0582E+00	2.6167E+03	1.7014E+06	0.000	0.008	37.316
4	4.6142E+00	5.2223E+03	4.3896E+06	0.145	0.028	0.000
5	4.9306E+00	2.8673E+03	2.7519E+06	0.000	0.002	37.272
-----						
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.305	99.996	74.590



## **2.9 Struttura in acciaio di sostegno UTA**

### **2.9.1 Verifica strutture di fondazione – tensioni sul terreno**

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche del terreno.

#### *Caratteristiche geotecniche dei terreni*

La struttura di fondazione è formata da una platea di fondazione in c.a.

Per il calcolo della capacità portante del terreno si è tenuto in considerazione il peso della struttura e dei sovraccarichi agenti su di questa.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'approccio 2 di cui al §6.4.2.1 del DM'08.

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare sono:

$$\gamma_{Rt} = 2,3 \quad \text{resistenza terreno}$$

La caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione è stata definita sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche eseguite che sono contenuti all'interno della relazione riportata nell'allegato 1.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando un terreno di fondazione di tipo coerente con una coesione  $C_u = 25 \text{ kPa}$ .

Secondo il metodo di calcolo di Brinch-Hansen la  $\sigma_{ult} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$ , ne deriva che applicando il coefficiente di sicurezza la  $\sigma_{amm} = 0,715 \text{ kg/cm}^2$ .

Dove la formula di Brinch-Hansen e i valori utilizzati sono:



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
**SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
**1° REPARTO - 3° DIVISIONE**  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
**- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970) (Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)		
Formula generale: $Q_{lim} = 1/2 \cdot g' \cdot B \cdot N_1 \cdot s_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$		
Dati d'ingresso:		
<b>Terreno di fondazione</b>		
Coesione (c')	25	kPa
Angolo di attrito ( $\phi'$ )	0	°
Peso di volume terreno di fondazione ( $\gamma_1$ )	18,7	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume terreno sopra fondazione ( $\gamma_2$ )	21,0	kN/m <sup>3</sup>
Profondità falda	1,0	m
Inclinazione piano campagna	0	°
<b>Fondazione</b>		
Larghezza (B)	3,0	m
Lunghezza (L)	8,6	m
Profondità piano di posa (D)	0,40	m
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
<b>Carichi inclinati</b>		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	0	t
<b>Fattori capacità portante</b>		
$N_1$	0,00	
$N_c$	5,14	
$N_q$	1,00	
<b>Fattori forma della fondazione</b>		
$s_1$	1,03	
$s_c$	1,07	
$s_q$	1,03	
<b>Fattori inclinazione del carico</b>		
$i_1$	1,00	
$i_c$	1,00	
$i_q$	1,00	
<b>Fattori inclinazione piano di posa</b>		
$b_1$	1,00	
$b_c$	1,00	
$b_q$	1,00	
<b>Fattori inclinazione piano campagna</b>		
$g_1$	1,00	
$g_c$	1,00	
$g_q$	1,00	
<b>Fattori profondità piano di posa</b>		
$d_c$	1,05	
$d_q$	1,00	
<b>Risultato:</b>		
Pressione limite ( $Q_{lim}$ )	153,4	kPa
Coefficiente di sicurezza	2,3	
Pressione ammissibile ( $Q_{amm}$ )	71,5	kPa
Pressione ammissibile ( $Q_{amm}$ )	0,715	kg/cm <sup>2</sup>

### Pressioni massime sul terreno di fondazione

La stima delle pressioni sul terreno e delle sollecitazioni agenti sulla soletta di fondazione è stata eseguita mediante un modello ad elementi finiti della platea.

La costante di sottosuolo  $k_w$  è stata assunta pari a:

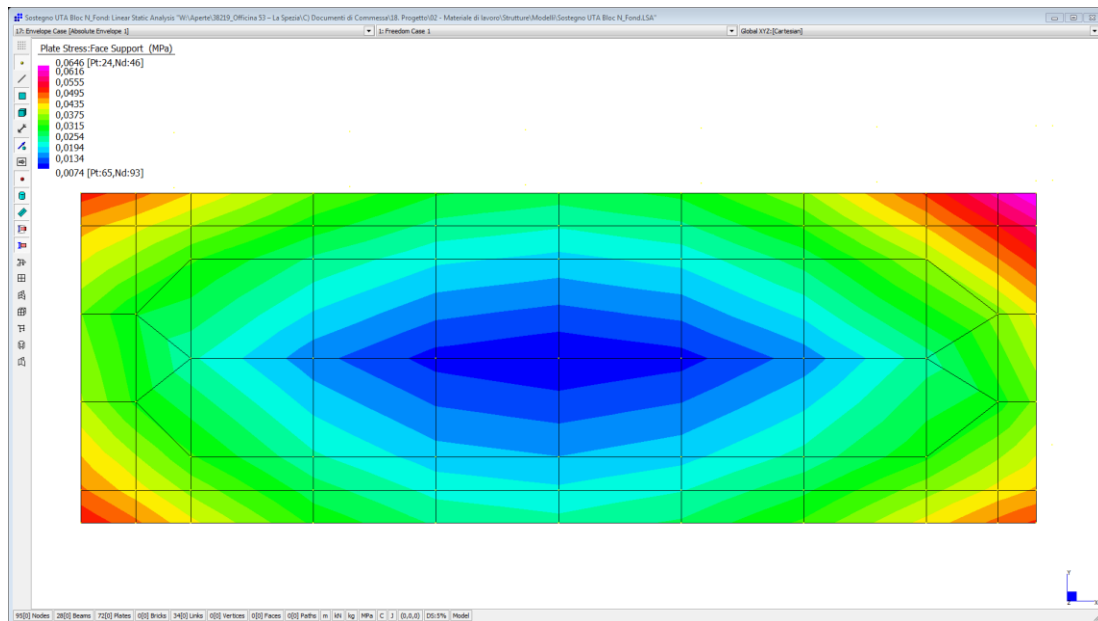
$$k_w = 1 \text{ daN/ cm}^3$$

Si riporta nella figura seguente il modello di calcolo implementato con riportate le tensioni massime sul terreno.





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -



*Pressioni massime sul terreno*

La tensione massima è:

$$\sigma_t = 0,65 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{amm} = 0,715 \text{ kg/cm}^2.$$



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
**SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
**1° REPARTO - 3° DIVISIONE**  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
**- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**

## 2.10 Basamenti in c.a. per macchinari da officina meccanica

Per il calcolo dei basamenti per i macchinari da officina si è fatto riferimento ai macchinari presenti nelle tavole grafiche e ai carichi che ci sono stati trasmessi dalla committenza. La distinta dei macchinari e il peso degli stessi è riportata nell'immagine seguente.

Posizione a disegno	Ubicazione	Macchina Utensile	Peso (Kg)
34	Saldatura ad arco sommerso	Trapano a bandiera - Misal RS4 8141	2.800
35	Saldatura ad arco sommerso	Trapano a bandiera - Cometra P50	3.200
37	Saldatura ad arco sommerso	Seghetto Alternativo - Automa N 450	1.200
38	Macc. Utensili varie	Tornio Parallelo - Tovaglieri 500	2.000
46	Macc. Utensili varie	Alesatrice - Monti MCS 75	8.500
47	Macc. Utensili varie	Seghetto Alternativo - Ercole 460	1.500
49	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Pontiggia V 350	3.500
50	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Pontiggia V 350	3.500
51	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Rivol (grande)	5.500
52	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Pontiggia V 350	3.500
53	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Rivol 250	2.500
54	Grande Torneria	Tornio Parallelo - Tovaglieri GTL 310	3.000
57	Macc. Utensili varie	Tornio Verticale - Pensotti	9.500
61	Fresatrici	Fresatrice Universale - Zeus	2.600
67	Fresatrici	Fresatrice Universale - Rigiva	2.500
68	Fresatrici	Fresatrice Verticale - Rambaudi	2.800
70	Fresatrici	Stozzatrice - Pensotti	6.000
71	Fresatrici	Stozzatrice - Pensotti	6.000
72	Fresatrici	Fresatrice Universale - UCIMU - LUX 20	2.500
73	Fresatrici	Fresatrice Orizzontale - Cincinnati	2.800
81	Piccola Torneria	Seghetto Alternativo - Automa N 450	1.200
90	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Comec TGA 230	1.800
91	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Comec TGA 230	1.800
92	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Tovaglieri GTL 310	2.500
96	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Tovaglieri 500	2.000
100	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Grazioli Dania 300	2.500
101	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Comec TGA 230	1.800
102	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Comec TGA 230	1.800
103	Piccola Torneria	Tornio Parallelo - Comec TGA 230	1.800
107	Piccola Torneria	Tornio Revolver - Dominioni	1.000
108	Piccola Torneria	Tornio Revolver - Dominioni	1.000

Per il carico dei basamenti si è preso a riferimento il macchinario che esercita sulla soletta la pressione maggiore, tale macchinario è quello che secondo la numerazione da progetto è il n. 57 (riquadrate nella tabella soprastante).

La pressione esercitata sul basamento in c.a. è:

$$P_{\text{macc}} = 9500 / (0,85 \times 1,50) = 7451 \text{ kg/m}^2 = 74,51 \text{ kN/m}^2$$

### Caratteristiche geotecniche dei terreni

La struttura di fondazione è formata da una platea di fondazione in c.a.

Per il calcolo della capacità portante del terreno si è tenuto in considerazione il peso della struttura e dei sovraccarichi agenti su di questa.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'approccio 2 di cui al §6.4.2.1 del DM'08.

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare sono:

$$\gamma_{Rt} = 2,3 \quad \text{resistenza terreno}$$



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

La caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione è stata definita sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche eseguite che sono contenuti all'interno della relazione riportata nell'allegato 1.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando un terreno di fondazione di tipo coerente con una coesione  $C_u = 25$  kPa.

Secondo il metodo di calcolo di Brinch-Hansen la  $\sigma_{ult} = 1,84$  kg/cm<sup>2</sup>, ne deriva che applicando il coefficiente di sicurezza la  $\sigma_{amm} = 0,87$  kg/cm<sup>2</sup>.

Dove la formula di Brinch-Hansen e i valori utilizzati sono:

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970) (Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)		
Formula generale: $Q_{lim} = 1/2 \cdot g' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$		
Dati d'ingresso:		
<b>Terreno di fondazione</b>		
Coesione (c')	25	kPa
Angolo di attrito ( $\phi'$ )	0	°
Peso di volume terreno di fondazione ( $\gamma_1$ )	18,7	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume terreno sopra fondazione ( $\gamma_2$ )	20,0	kN/m <sup>3</sup>
Profondità falda	1,0	m
Inclinazione piano campagna	0	°
<b>Fondazione</b>		
Larghezza (B)	1,3	m
Lunghezza (L)	2,0	m
Profondità piano di posa (D)	0,60	m
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
<b>Carichi inclinati</b>		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	0	t
<b>Fattori capacità portante</b>		
$N_\gamma$	0,00	
$N_c$	5,14	
$N_q$	1,00	
<b>Fattori forma della fondazione</b>		
$s_\gamma$	1,06	
$s_c$	1,13	
$s_q$	1,06	
<b>Fattori inclinazione del carico</b>		
$i_\gamma$	1,00	
$i_c$	1,00	
$i_q$	1,00	
<b>Fattori inclinazione piano di posa</b>		
$b_\gamma$	1,00	
$b_c$	1,00	
$b_q$	1,00	
<b>Fattori inclinazione piano campagna</b>		
$g_\gamma$	1,00	
$g_c$	1,00	
$g_q$	1,00	
<b>Fattori profondità piano di posa</b>		
$d_c$	1,19	
$d_q$	1,00	
<b>Risultato:</b>		
Pressione limite ( $Q_{lim}$ )	184,5	kPa
Coefficiente di sicurezza	2,3	
Pressione ammissibile ( $Q_{amm}$ )	87,0	kPa
Pressione ammissibile ( $Q_{amm}$ )	0,870	kg/cm <sup>2</sup>



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Verifica pressioni sul terreno di fondazione

La stima delle pressioni sul terreno è stata eseguita considerando un angolo di 45° di ridistribuzione dei carichi agenti, derivanti dai macchinari, dal punto superiore della soletta di pavimentazione.

La tensione sul terreno di fondazione è la seguente:

$$\sigma_t = Q_{\text{macc}} \times 1,5 / A_{\text{imp,ter}} + G_{\text{sol}} \times 1,3 = 95 \times 1,5 / 2,6 + 15 \times 1,3 = 74,31 \text{ kN/m}^2 = 0,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$< \sigma_{\text{amm}} = 0,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verificato}$$

Dove:

- $G_{\text{sol}} = 25 \times 0,6 = 15 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{\text{macc}} = 95,00 \text{ kN}$
- $A_{\text{imp,ter}} = 1,3 \times 2,0 = 2,6 \text{ m}^2$



### **3 INFRASTRUTTURE INTERNE**

---

#### **3.1 Descrizione delle nuove strutture**

Le nuove strutture da realizzare nell'ambito dei lavori di riqualificazione del fabbricato oggetto di questa relazione sono:

- **Realizzazione della nuova copertura delle navate laterali.** La copertura esistente infatti non garantisce la sufficiente resistenza statica nei confronti dei carichi agenti e per questo motivo viene sostituita con una copertura che a livello strutturale ne riprende la tipologia, ma che è caratterizzata da maggiore resistenza strutturale. Rispettando il passo della copertura esistente vengono quindi realizzate delle nuove travi reticolari. Tra di esse vengono predisposti arcarecci in profili ad H, sopra i quali viene realizzato il nuovo manto di copertura;
- **Rinforzo della copertura della navata centrale.** Gli elementi strutturali costituenti le capriate della navata centrale presentano una adeguata resistenza strutturale nei confronti dei carichi agenti, non altrettanto gli arcarecci esistenti che quindi vengono rinforzati accostando ad essi un profilo identico e prevedendo un sistema di pendinatura laterale per limitare l'effetto di inflessione laterale. Vengono inoltre previsti 4 nuovi campi di controventi di falda;
- **Realizzazione del nuovo blocco spogliatoi.** Si tratta di un edificio ad un piano in carpenteria metallica con struttura resistente a telaio in entrambe le direzioni. Le dimensioni in pianta del nuovo fabbricato sono 18.3m x 11.8m. Il solaio di copertura che si trova a quota 4.05m è praticabile e vi si accede tramite una scala esterna. Sulla copertura trovano alloggio tre Unità di Trattamento Aria (UTA). Il fabbricato è strutturalmente separato dalle strutture esistenti da un giunto di 50mm;
- **Ampliamento del blocco uffici.** Si tratta di un edificio in carpenteria metallica a due piani che adotta in una direzione il funzionamento a telaio e nell'altra uno schema di struttura controventata. Le dimensioni in pianta del fabbricato sono 8.55x7.65m. Il primo solaio è posto a quota di 4.11m dal piano di fondazione mentre il solaio di copertura si trova a quota 7.84m. Il fabbricato è separato dalle strutture esistenti da un giunto di 100mm;



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

- **Basamento esterno destinato a locale macchine.** Si tratta di un basamento in calcestruzzo di dimensione 16.65m x 6.74m destinato ad ospitare due macchine a servizio del fabbricato. Il basamento presenta un rivestimento laterale che consente di mascherare le macchine presenti al suo interno.

### **3.2 Normativa di riferimento**

Tutti i calcoli e le verifiche sono stati condotti in accordo alle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni **NTC 2008** approvate con decreto ministeriale del 14 Gennaio 2008 ed entrate definitivamente in vigore in data 01.07.2009 e alla **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 Febbraio 2009 N.617** Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

A titolo di norme di comprovata validità si è inoltre ricorsi alle seguenti normative:

- **CNR UNI 10011 Costruzioni di acciaio**
- **CNR DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.**



### 3.3 Documentazione di riferimento

La documentazione di riferimento assunta per lo sviluppo del progetto esecutivo è quella sviluppata nell'ambito dei progetti di valutazione della vulnerabilità sismica redatto da Teknos s.r.l. e del progetto definitivo redatto da ETS s.p.a. (Allegato 1 della relazione "S28 Relazione di calcolo delle strutture – edificio storico");

Gli elaborati che costituiscono la valutazione della vulnerabilità sismica sono:

- Elaborato 1122OPVSRITIA240412 *"Relazione finale della verifica di vulnerabilità sismica"*;
- Elaborato 1122OPVSA111240412 *"Allegato 1 – Documentazione acquisita"*;
- Elaborato 1122OPVSA111240412 *"Allegato 2 – Indagini geofisiche"*;
- Elaborato 1122OPVSA114240412 *"Allegato 3 – Indagini sperimentali"*;
- Elaborato 1122OPVSA114240412 *"Allegato 4 – Schede di sintesi della verifica sismica"*;
- Elaborato 1122OPVSA114240412 *"Schede di sintesi della verifica sismica"*;
- Elaborato 1122OPVST01A240412 *"Stato attuale: rilievo strutturale, indagini in situ e documentazione fotografica Pianta piano terra e primo – Carpenteria copertura sezioni"*;
- Elaborato 1122OPVST02A240412 *"Stato attuale: rilievo strutturale e documentazione fotografica Prospetti, sezioni e pianta copertura"*;
- Elaborato 1122OPVST03A240412 *"Stato di progetto: linee guida di intervento Pianta piano terra e carpenteria copertura"*;

Gli elaborati che costituiscono il progetto definitivo sono:

N°	CODICE ELABORATO	DESCRIZIONE	SCALA	TIPO	FILE	NOTE
<b>GENERALI</b>						
1	000G	Elenco Elaborati	-	REL	000G-0214-14-DE-01	
2	001G	Relazione generale	-	REL	001G-0214-14-DE-01	
3	002G	Capitolato Speciale Descrittivo e Prestazionale	-	REL	002G-0214-14-DE-01	
4	003G	Computo Metrico Estimativo	-	REL	003G-0214-14-DE-01	
5	004G	Elenco prezzi unitari	-	REL	004G-0214-14-DE-01	
6	005G	Quadro economico	-	REL	005G-0214-14-DE-01	
7	006G	Analisi Prezzi	-	REL	006G-0214-14-DE-01	
8	010G	Documentazione fotografica	-	REL	010G-0214-14-DE-01	
9	013G	Relazione acustica	-	REL	013G-0214-14-DE-00	
10	014G	Planimetria sottoservizi	1:200	DIS	014G-0214-14-DE-00	
11	015G	Quadro di incidenza della manodopera	-	REL	015G-0214-14-DE-01	
<b>AUR</b>						
12	001A	Stato di Fatto: pianta piano terra	1:100	DIS	001A-0214-14-DE-01	
13	002A	Stato di Fatto: pianta piano primo	1:100	DIS	002A-0214-14-DE-01	
14	003A	Stato di Fatto: pianta copertura	1:100	DIS	003A-0214-14-DE-01	





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
**SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
**1° REPARTO - 3° DIVISIONE**  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
**- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**

15	004A	Stato di Fatto: sezioni	1:100	DIS	004A-0214-14-DE-01
16	005A	Stato di Fatto: prospetti con rilievo materico	1:100	DIS	005A-0214-14-DE-01
17	006A	Bonifica amianto: cunicoli e pavimenti	1:200	DIS	006A-0214-14-DE-01
18	007A	Progetto: pianta piano terra	1:100	DIS	007A-0214-14-DE-01
19	008A	Progetto: pianta piano primo	1:100	DIS	008A-0214-14-DE-01
20	009A	Progetto: pianta copertura	1:100	DIS	009A-0214-14-DE-01
21	010A	Progetto: sezioni	1:100	DIS	010A-0214-14-DE-01
22	011A	Progetto: prospetti	1:100	DIS	011A-0214-14-DE-01
23	012A	Intervento: pianta piano terra	1:100	DIS	012A-0214-14-DE-01
24	013A	Intervento: pianta piano primo	1:100	DIS	013A-0214-14-DE-01
25	014A	Intervento: pianta copertura	1:100	DIS	014A-0214-14-DE-01
26	015A	Intervento: sezioni	1:100	DIS	015A-0214-14-DE-01
27	016A	Intervento: prospetti	1:100	DIS	016A-0214-14-DE-01
28	017A	Progetto: abaco solai e pianta pavimenti	1:10/200	DIS	017A-0214-14-DE-01
29	018A	Progetto: abaco pareti	1:10/200	DIS	018A-0214-14-DE-01
30	019A	Progetto: dettaglio controsoffitti/velette	1:10/200	DIS	019A-0214-14-DE-01
31	020A	Progetto: dettaglio pacchetto di copertura	1:10/5	DIS	020A-0214-14-DE-01
32	021A	Progetto: abaco dei serramenti	1:10/5	DIS	021A-0214-14-DE-01
33	022A	Progetto: particolari costruttivi	1:10/20	DIS	022A-0214-14-DE-01
34	023A	Progetto: dettaglio basamento esterno	1:100/50	DIS	023A-0214-14-DE-01
35	024A	Progetto: prospetti - stato finale	1:100	DIS	024A-0214-14-DE-00
36	025A	Progetto: pianta copertura - apprestamenti di prevenzione dei rischi di caduta dall'alto	1:100	DIS	025A-0214-14-DE-00

**SCA**

37	001S	Copertura metallica: pianta tracciamento e sezioni	1:100	DIS	001S-0214-14-DE-01
38	002S	Copertura metallica - Navate centrale e laterali: viste, sezioni e particolari	1:50/20/10	DIS	002S-0214-14-DE-01
39	003S	Nuovi spogliatoi: piante, sezioni, armatura e particolari	1:50/20/10	DIS	003S-0214-14-DE-01
40	004S	Nuovi uffici: piante, sezioni, armatura e particolari	1:50/20/10	DIS	004S-0214-14-DE-01
41	005S	Basamenti macchinari: pianta, sezione e armatura	1:100/20	DIS	005S-0214-14-DE-01
		Rinforzo solai esistenti a piano primo con nuova destinazione d'uso magazzino: piante, sezioni e particolari			
42	006S	Pareti di consolidamento sismico: piante, sezioni e particolari	1:200/50/20/10	DIS	006S-0214-14-DE-01
43	007S	Armatura	1:100/20	DIS	007S-0214-14-DE-01
44	008S	Basamento per pompe di calore, bombole e quadri elettrici: piante, sezioni e armatura	1:200/50/20/10	DIS	008S-0214-14-DE-01
45	010S	Relazione di calcolo delle strutture	-	DIS	010S-0214-14-DE-01

**ITM**

46	001M	Impianti meccanici: Planimetria generale	1:200	DIS	001M-0214-14-DE-01
		Impianto di riscaldamento e condizionamento			
47	002M	officina - Distribuzione acqua: Pianta piano terra	1:200	DIS	002M-0214-14-DE-01
		Impianto di riscaldamento e condizionamento uffici			
48	003M	- Distribuzione acqua: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	003M-0214-14-DE-01
		Impianto di riscaldamento e condizionamento			
49	004M	spogliatoi - Distribuzione acqua: Pianta piano terra	1:100	DIS	004M-0214-14-DE-01
		Impianto di riscaldamento e condizionamento uffici			
50	005M	- Distribuzione aria: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	005M-0214-14-DE-01
		Impianto di riscaldamento e condizionamento			
51	006M	spogliatoi - Distribuzione aria: Pianta piano terra	1:100	DIS	006M-0214-14-DE-01
		Impianto idrico sanitario officina: Pianta piano			
52	007M	terra	1:200	DIS	007M-0214-14-DE-01
		Impianto idrico sanitario uffici: Pianta piano terra e			
53	008M	primo	1:100	DIS	008M-0214-14-DE-01
		Impianto idrico sanitario spogliatoi: Pianta piano			
54	009M	terra	1:100	DIS	009M-0214-14-DE-01
55	010M	Impianto di scarico officina: Pianta piano terra	1:200	DIS	010M-0214-14-DE-01
56	011M	Impianto di scarico uffici: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	011M-0214-14-DE-01



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
**SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
**1° REPARTO - 3° DIVISIONE**  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
**- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**

57	012M	Impianto si scarico spogliatoi: Pianta piano terra	1:100	DIS	012M-0214-14-DE-01
58	013M	Impianto antincendio officina: Pianta piano terra e primo	1:200	DIS	013M-0214-14-DE-01
59	014M	Impianto aria compressa officina: Pianta piano terra	1:200	DIS	014M-0214-14-DE-01
60	015M	Impianto di aspirazione officina: Pianta piano terra	1:200	DIS	015M-0214-14-DE-01
61	016M	Impianti meccanici: Pianta locale tecnico	1:50	DIS	016M-0214-14-DE-01
62	017M	Impianti meccanici: Sezione	1:100	DIS	017M-0214-14-DE-01
63	018M	Impianti meccanici: Schema funzionale impianto termico	-	DIS	018M-0214-14-DE-01
64	019M	Impianti meccanici: Materiali e isolamenti tubazioni e canali	-	DIS	019M-0214-14-DE-01
65	030M	Relazione tecnica specialistica impianti meccanici	-	REL	030M-0214-14-DE-01
66	031M	Calcoli preliminari impianti meccanici	-	REL	031M-0214-14-DE-01

**IEL**

67	001E	Schema elettrico generale	-	DIS	001E-0214-14-DE-01
68	002E	Schematico cablaggio strutturato e TVCC	-	DIS	002E-0214-14-DE-01
69	003E	Schematico impianto rilevazione fumi	-	DIS	003E-0214-14-DE-01
69	004E	Stato di fatto : Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	004E-0214-14-DE-01
70	005E	Impianti elettrici: Planimetria generale	1:200	DIS	005E-0214-14-DE-01
71	006E	Vie cavo ed impianto FM: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	006E-0214-14-DE-01
72	007E	Impianto di illuminazione: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	007E-0214-14-DE-01
73	008E	Impianti speciali: Pianta piano terra e primo	1:100	DIS	008E-0214-14-DE-01
74	009E	Schemi quadri elettrici	-	DIS	009E-0214-14-DE-01
75	020E	Relazione tecnica specialistica impianti elettrici	-	REL	020E-0214-14-DE-01
76	021E	Calcoli preliminari impianti elettrici	-	REL	021E-0214-14-DE-01
			-	REL	

**PRATICA VVF**

77	001V	Planimetria generale	1:1000	DIS	001V-0214-14-DE-01
78	002V	Pianta piano terra e piano primo	1:200	DIS	002V-0214-14-DE-01
79	003V	Sezioni e prospetti	1:200	DIS	003V-0214-14-DE-01
80	004V	Relazione tecnica specialistica antincendio	-	REL	004V-0214-14-DE-01

Le relazioni geotecniche di edifici in prossimità a quello in oggetto dalle quali si sono ricavati i parametri geotecnici per condurre le verifiche sono:

- Elaborato 1232 – G\_DOC\_REG-01 *“Marinarsen – La Spezia Realizzazione area piattaforma fabbricati n° 32/32A, 57, 61/62, 95, Relazione geologica”*;
- *“Verifica sismica, incluse le indagini conoscitive per i lavori di adeguamento dei fabbricati 46 presso la base navale – Relazione geologica”*

Il presente progetto fa riferimento ai dati geometrici e di dettaglio (rilievi plano-altimetrici, tipologia solai, tipologia murature, dettagli dimensionali, armature presenti, ecc...) presenti nel progetto definitivo.



### **3.4 Metodo di analisi**

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

Il dimensionamento e la verifica è stata condotta adottando il metodo di verifica agli “Stati limite” come previsto dalle NTC2008.

Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

#### **3.4.1 Codici di calcolo**

I risultati sono ottenuti mediante una procedura di calcolo agli elementi finiti utilizzando software di comprovata affidabilità. Il codice di calcolo adottato è Strand7, esso rispecchia le caratteristiche richieste dalla normativa (§10.2 *Norme tecniche per le Costruzioni DM14/1/2008*):

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d’uso frequente in studio.

Strand7 è un sistema di calcolo agli elementi finiti “general-purpose” costituito da un preprocessore, solutore and post-processore. (As the entire system has been designed, researched and developed by a single development team at G+D Computing Pty Ltd, Strand7 is a highly integrated system. © 1999 G+D Computing Pty Ltd).

Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.



### **3.4.2 Modelli numerici**

Le analisi delle diverse strutture oggetto di questa relazione sono state condotte mediante modelli matematici tridimensionali agli elementi finiti. Si tratta di modelli schematici, ma sufficientemente dettagliati per riprodurre in modo adeguato la geometria della struttura e lo stato di sollecitazione a cui sono soggetti i vari elementi.

#### **3.4.2.1 Unità di misura**

Ove non specificato diversamente, nelle procedure di calcolo e di verifica, si utilizzano le seguenti unità di misura:

Lunghezza:	m;
Forza:	KN;
Massa:	kg;
Tempo:	sec;
Temperatura:	°C.

#### **3.4.2.2 Convenzioni e definizioni**

Nei modelli ad elementi finiti si farà ricorso alle seguenti convenzioni:

- Con elemento *beam* si intenderà un elemento dotato di rigidezza assiale, flessionale e torsionale dotato di 6 gradi di libertà per ciascun nodo.
- Con elemento *plate* si intenderà un elemento dotato di rigidezza membranale e flessionale dotato di 5 gradi di libertà per ciascun nodo.

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale.



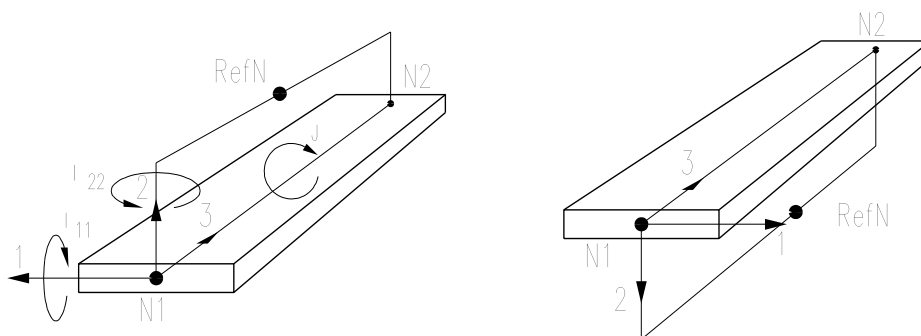
## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Per gli elementi beam si adotta la simbologia riportata in tabella 1. Gli indici 1, 2 identificano i nodi iniziale e finale della trave e i successivi indici 1, 2 e 3 il sistema di riferimento locale dell'elemento beam (asse 3-3 longitudinale, assi 1-1 e 2-2 trasversali), così come riportato nella figura seguente.



*Sistema di coordinate locali negli elementi beam*

RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI PER ELEMENTO “BEAM”	
DX, DY, DZ	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello.
RX, RY, RZ	Rotazioni nodali in deg.
F.Axial1, F.Axial2	Sforzi normali ai due estremi della trave.
B.M.11, B.M.21	Momenti flettenti (M1 e M2) al nodo N1 della trave, attorno agli assi locali 1 e 2.
B.M.12, B.M.22	Momenti flettenti (M1 e M2) al nodo N2 della trave, attorno agli assi locali 1 e 2.
Shear11, Shear21	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N1 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Shear12, Shear22	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N2 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Torque1, Torque2	Momenti torcenti alle due estremità dell'asta.
$\sigma$ (L1, L2)	Tensioni longitudinali in punti interni della sezione.
R11, R21, R31	Rotazioni alle estremità di N1 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in deg.
R12, R22, R32	Rotazioni alle estremità di N2 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in deg.

*Simbologia adottata per gli elementi beam*



## MINISTERO DELLA DIFESA

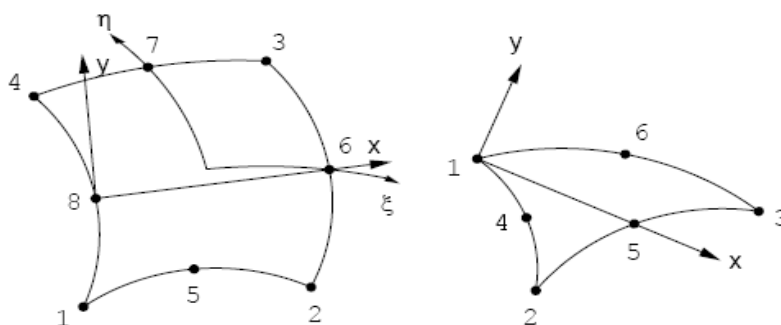
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Per gli elementi plate si adotta la simbologia riportata in tabella 2 che fa riferimento alla figura di seguito riportata. Dove:

- l'asse locale x va dal punto medio del lato (N1,N4) al punto medio del lato (N2,N3) per elementi quadrangolari e dal nodo N1 al punto medio del lato (N2,N3) per elementi triangolari;
- l'asse locale y è ortogonale all'asse locale x, ed il verso positivo nel verso dell'allontanamento dal lato (N1,N2).
- L'asse locale z forma con gli altri una terna secondo la regola della mano destra.



*Sistema di coordinate locali negli elementi plate*

### RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI PER ELEMENTO "PLATE"

DX, DY, DZ	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello.
RX, RY, RZ	Rotazioni nodali in radianti.
$\sigma_{xx}$ , $\sigma_{yy}$ , $\sigma_{xy}$	Tensioni longitudinali ( $\sigma_{xx}$ in direzione dell'asse locale x , $\sigma_{yy}$ in direzione dell'asse locale y ) e taglianti ( $\sigma_{xy}$ nel piano dell'elemento ) nel sistema di riferimento locale dell'elemento.
Mxx, Myy, Mxy	Momenti flettenti (Mxx flettente attorno all'asse locale y dovuto alle tensioni $\sigma_{xx}$ ; Myy flettente attorno all'asse locale y, dovuto alle tensioni $\sigma_{yy}$ ) e torcente (Mxy dovuto alle tensioni di taglio $\sigma_{xy}$ ) nel sistema di riferimento locale.
$\sigma_{11}$ , $\sigma_{22}$	Tensioni principali massime e minime nel piano dell'elemento.
$\theta_{11}$	Angolo tra l'asse locale x e la direzione di $\sigma_{11}$ .
$\sigma_{VM}$	Tensione di Von Mises.
$\sigma_{XX}$ , $\sigma_{YY}$ , $\sigma_{XY}$	Tensioni nel sistema di coordinate globali.
MXX, MYY, MXY	Momenti nel sistema di coordinate globali.
$\epsilon_{11}$ , $\epsilon_{22}$	Deformazioni principali massime e minime nel piano dell'elemento.
$\epsilon_{TR}$	Deformazione di Tresca.
$\epsilon_{VM}$	Deformazione di Von Mises.
$\epsilon_{XX}$ , $\epsilon_{YY}$ , $\epsilon_{XY}$	Deformazioni nel sistema di coordinate globali.
$\kappa_{XX}$ , $\kappa_{YY}$ , $\kappa_{XY}$	Curvature nel sistema di coordinate globali..

*Simbologia adottata per gli elementi plate*





### 3.5 Parametri geotecnici

L'unico documento relativo alla caratterizzazione del terreno sviluppato nelle precedenti fasi progettuali è stato redatto nell'ambito della valutazione della vulnerabilità sismica e si tratta dell'allegato 2 denominato *"Indagini geofisiche"*, all'interno del quale è indicata la categoria sismica di sottosuolo da prendere a riferimento per l'analisi sismica la quale risulta essere C.

Al fine di caratterizzare il terreno anche da un punto di vista di capacità geotecnica si è fatto riferimento alle indagini svolte in edifici adiacenti, in particolare gli edifici 46 e 57.



*Planimetria con indicati gli edifici adiacenti per i quali si hanno a disposizione relazioni geotecniche*



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Si riportano quindi di seguito gli estratti delle relazioni geotecniche che vengono prese come riferimento per la valutazione della capacità portante del terreno nel dimensionamento delle opere di fondazione per i nuovi fabbricati (spogliatoi e uffici).

Per le verifiche geotecniche delle fondazioni del blocco spogliatoi si fa riferimento ai parametri ricavati dalla relazione dell'edificio 46 in quanto gli spogliatoi sorgono nello spigolo sud est del fabbricato 53, prossimo quindi all'edificio 46. Usando l'analogo criterio per il blocco uffici si fa riferimento ai parametri geotecnici dell'edificio 53.

Si riportano, di seguito, le principali caratteristiche fisico-meccaniche che, facendo salvi eventuali ulteriori approfondimenti, potranno essere utilizzate per le necessarie verifiche statiche da parte del progettista, e ricavate dalle prove di laboratorio, nonché dalla correlazione con i risultati delle prove SPT.

**Limo plastico e limo argilloso rossiccio**

$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume del terreno)
$\gamma_d = 15 \div 15,5 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume secco del terreno)
$\gamma_{\text{sat}} = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	(Peso di volume saturo del terreno)
$c = 20 \div 30 \text{ kPa}$	(Coesione del terreno)
$\phi = 24 \div 26^\circ$	(Angolo di attrito)
$E = 3 \div 5 \text{ MPa}$	(Modulo di Young)
$E_{\text{ed}} = 2,5 \div 3,5 \text{ MPa}$	(Modulo edometrico)

Per ulteriori approfondimenti, si rimanda ai certificati di prova allegati alla presente relazione, nonché alle seguenti elaborazioni relative alle prove SPT.

Montefredane, luglio 2015

Il tecnico

*Geol. Carmine Mazzarotti*

*Estratto relazione geotecnica fabbricato 46*





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

Relazione geologica

---

#### 4. ASSETTO GEOLOGICO - TECNICO

Le prove geotecniche in situ e di laboratorio eseguite, supportate dai dati stratigrafici e geotecnici di letteratura, hanno permesso di caratterizzare sotto il profilo geomeccanico tutti i litotipi presenti sotto la sagoma del fabbricato in esame, fino alla profondità investigata.

L'insieme dei dati acquisiti, (cui si rimanda per il dettaglio ai diagrammi penetrometrici, alle stratigrafie di sondaggio ed ai certificati di laboratorio), l'analisi critica e la comparazione tra i valori ottenuti dalle diverse prove, hanno consentito di definire l'assetto geologico tecnico locale di riferimento per la progettazione, individuando in successione verticale, dall'alto verso il basso, i livelli geologico-tecnici di seguito descritti.

Il primo strato di spessore 1 m (suolo vegetale/riporti) con caratteri geotecnici disomogenei e scadenti, non è stato distinto e parametrizzato; pertanto è stato compreso nel "livello 1" ma dovrà essere scartato come terreno di fondazione di qualsiasi opera strutturale.

##### LIVELLO 1: da 0.0 m a -4.0 / 4.5 m dal piano campagna

Limi argillosi e sabbie limose, poco plastiche, da umidi a saturi.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	18.7
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	27° - 34.7°
Coesione ( $C'$ ) kPa	0
Coesione non drenata ( $C_u$ ) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	25

Parametri di compressibilità:

Intervallo di pressione [Kpa]	25 – 50	50 – 100	100 – 200
Modulo edometrico E [Kpa]	1873	2613	3993

##### LIVELLO 2: da -4.0 / 4.5 a -6.3 / 7.8 m dal piano campagna

Sabbie con limo, da sciolte a moderatamente addensate, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	17.9
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	30° - 37.8°
Coesione ( $C'$ ) kPa	0

##### LIVELLO 3: da -6.3 / 7.8 m a -14.2 / 14.8 m dal piano campagna

Argille limose, molli, plastiche, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup> (stimato)	17.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	19°
Coesione ( $C'$ ) kPa	5
Coesione non drenata ( $C_u$ ) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	15

##### LIVELLO 4: da -14.2 / 14.8 m a -18.0 m dal piano campagna

Ghiaie medie grossolane in matrice sabbiosa, addensate.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	19.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	42°

*Estratto relazione geotecnica fabbricato 57*



### 3.6 Analisi dei carichi

#### 3.6.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

##### 3.6.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del D.M. 14/01/2008, per la struttura in esame si fa riferimento alla categoria 2 *Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale* per cui viene fissato  $V_N \geq 50$  anni.

##### 3.6.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera.

La struttura in esame viene classificata come di **classe IV**.

*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$*



### **3.6.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni} \times 2.0 = 100 \text{ anni}$ .

### **3.6.2 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura**

- Carichi permanenti

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali. Sono inoltre compresi i carichi dei macchinari presenti.

- Carichi accidentali, carichi ambientali

I carichi di esercizio dell'edificio e i carichi ambientali sono valutati in accordo alle NTC2008.

- Azioni sismiche

Si considerano presenti le masse relative ai carichi permanenti e ad un'aliquota dei carichi accidentali. L'entità dell'azione sismica è determinata in accordo alle NTC2008.

### **3.6.3 Elenco delle condizioni elementari di carico**

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- $G_1$  peso proprio delle strutture
- $G_{2,1}$  carichi permanenti portati
- $G_{2,2}$  carichi derivanti dai macchinari
- $Q_1$  sovraccarico sugli impalcati
- $Q_2$  carico su scale e passerelle
- $Q_5$  carico da neve
- $Q_6$  carico da vento
- $T$  azioni termiche
- $S$  azioni sismiche

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti in funzione delle particolari strutture dell'opera in esame.



### **3.6.4 Peso proprio delle strutture $G_1$**

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato automaticamente dal programma di calcolo. Profili in acciaio e/o elementi in calcestruzzo vengono modellati con le loro effettive caratteristiche geometriche e assegnando alle proprietà del materiale il peso specifico.

Peso specifico acciaio $\gamma_{\text{acciaio}}$	7850 daN/m <sup>3</sup>
Peso specifico calcestruzzo armato $\gamma_{\text{c.a.}}$	2500 daN/m <sup>3</sup>
Accelerazione di gravità $g$	9.81 m/s <sup>2</sup>

### **3.6.5 Carichi permanenti portati, $G_{2,1}$**

#### **3.6.5.1 Copertura della navate centrale**

Pannello sandwich esistente	10	kg/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretanico di compensazione greche	5	kg/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretanico tipo "ISOTEC"	20	kg/m <sup>2</sup>
Manto di copertura in tegole	45	kg/m <sup>2</sup>

#### **3.6.5.2 Copertura delle navate laterali**

Pannello sandwich nuovo	10	kg/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretanico di compensazione greche	5	kg/m <sup>2</sup>
Pannello poliuretanico tipo "ISOTEC"	20	kg/m <sup>2</sup>
Manto di copertura in tegole	45	kg/m <sup>2</sup>

#### **3.6.5.3 Solaio di copertura spogliatoio**

Soletta in calcestruzzo armato gettata su lamiera grecata tipo "Metecno A55 P770 G6 Hi bond" di spessore pari a 55+45 =100mm. Secondo la scheda tecnica del produttore il peso dell'impalcato risulta pari a

	190	kg/m <sup>2</sup>
Controsoffitto a quadrotti in fibra minerale	10	kg/m <sup>2</sup>
Sottofondo + impianti + pavimentazione+ tramezzi (*)	160	kg/m <sup>2</sup>

(\*) : non previsti nell'attuale fase di progettazione ma possibile in futuro.



#### 3.6.5.4 1° Solaio fabbricato uffici

Soletta in calcestruzzo armato gettata su lamiera grecata tipo “Metecno A55 P770 G6 Hi bond” di spessore pari a  $55+65 = 120\text{mm}$ . Secondo la scheda tecnica del produttore il peso dell’impalcato risulta pari a

240  $\text{kg/m}^2$

Controsoffitto radiante

25  $\text{kg/m}^2$

Sottofondo + impianti + pavimentazione+ tramezzi

160  $\text{kg/m}^2$

#### 3.6.5.5 2° Solaio fabbricato uffici

Soletta in calcestruzzo armato gettata su lamiera grecata tipo Metecno A55 P770 G6 Hi bond di spessore pari a  $55+65 = 120\text{mm}$ . Secondo la scheda tecnica del produttore il peso dell’impalcato risulta pari a

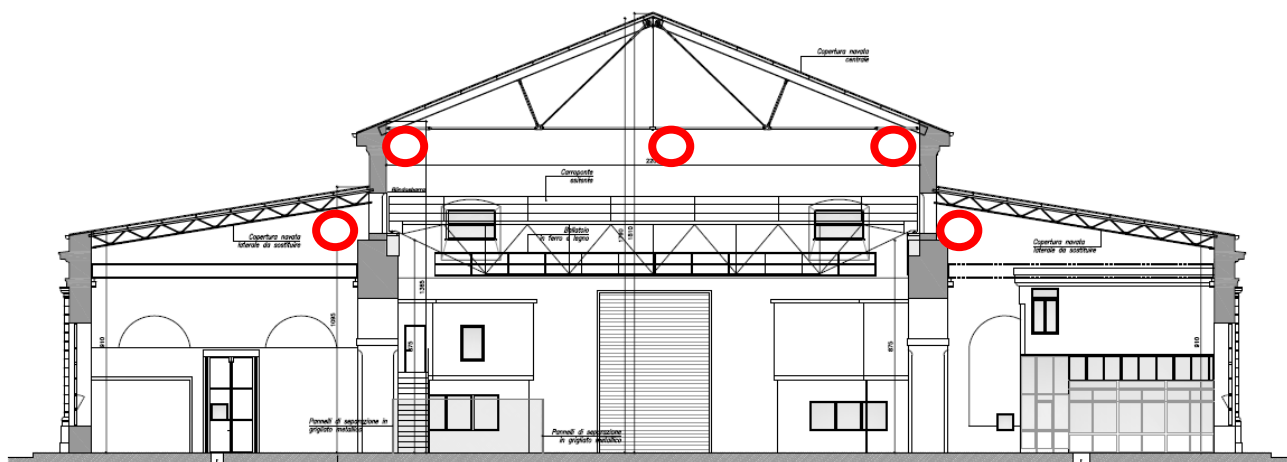
240  $\text{kg/m}^2$

Controsoffitto radiante

25  $\text{kg/m}^2$

#### 3.6.6 Carichi permanenti dovuti ai macchinari, $G_{2,2}$

Sulle strutture principali di copertura delle navate laterali (reticolari) e della navata centrale (capriate) sono previsti alcuni tubi per il trattamento dell’aria del peso di  $40 \text{ kg/m}$  disposti come indicato nel seguente schema.



*Schema posizionamento tubi trattamento aria*

Sul solaio di copertura del fabbricato degli spogliatoi sono previste due UTA del peso ciascuna di  $30 \text{ kN}$  su un impronta di  $4.3 \times 2.2\text{m}$ .



Sul solaio di copertura del fabbricato uffici prevista una UTA del peso di 30 kN su un impronta di 4.3 x 2.2m. Sul basamento esterno so previsti due pompe di calore del peso ciascuna di 35 kN su un impronta di 4.0 x 2.0m.

### **3.6.7 Sovraccarichi di esercizio dei locali, $Q_1$**

#### **3.6.7.1 Copertura officina (navate laterali e centrali)**

Copertura: Categoria H1, coperture accessibili per manutenzione,  $q_k$       50 kg/m<sup>2</sup>

#### **3.6.7.2 Solaio di copertura spogliatoio**

Impalcato: Categoria B2, Uffici aperti al pubblico,  $q_k$       300 kg/m<sup>2</sup>

Scale: Categoria C2, Ambienti suscettibili ad affollamento,  $q_k$       400 kg/m<sup>2</sup>

#### **3.6.7.3 1° Solaio uffici**

Impalcato: Categoria B2, Uffici aperti al pubblico,  $q_k$       300 kg/m<sup>2</sup>

Scale: Categoria C2, Ambienti suscettibili ad affollamento,  $q_k$       400 kg/m<sup>2</sup>

#### **3.6.7.4 2° Solaio fabbricato uffici**

Impalcato: Categoria H1, coperture accessibili per manutenzione,  $q_k$       50 kg/m<sup>2</sup>

#### **3.6.7.5 Basamento esterno**

Basamento: Categoria E1, magazzini e ambienti ad uso industriale,  $q_k$       500 kg/m<sup>2</sup>



### 3.6.7.6 Azione della neve, Q5

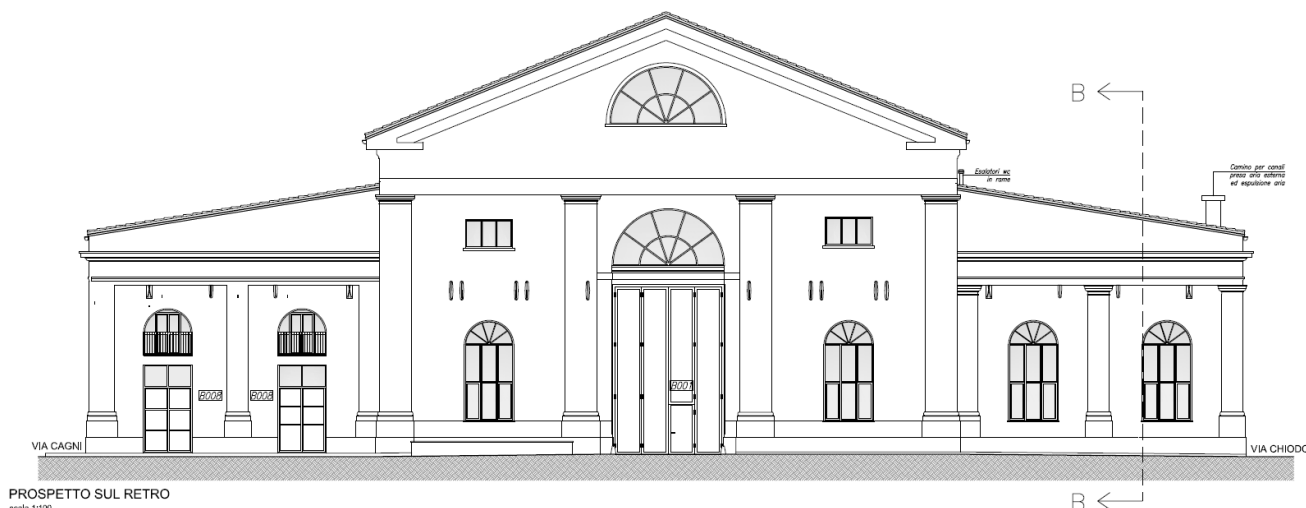
Il carico neve dipende dalle condizioni di clima e di esposizione, e si considera come carico verticale uniformemente ripartito, valutato sulla proiezione orizzontale della copertura considerata.

Zona di riferimento:	Zona II - mediterranea
Ubicazione altimetrica della struttura:	$a_s = 0$ m s.m.m.
Carico di neve al suolo:	$q_{sk} = 1.00$ kN/m <sup>2</sup>
Inclinazione copertura navate laterali, $\alpha$	$9^\circ < 30^\circ$
Inclinazione copertura navata centrale, $\alpha$	$22^\circ < 30^\circ$
Coefficiente di forma:	$\mu_1 = 0.8$
Carico da neve gravante sulla copertura dell'edificio	$q_s = 0.80$ kN/m <sup>2</sup>

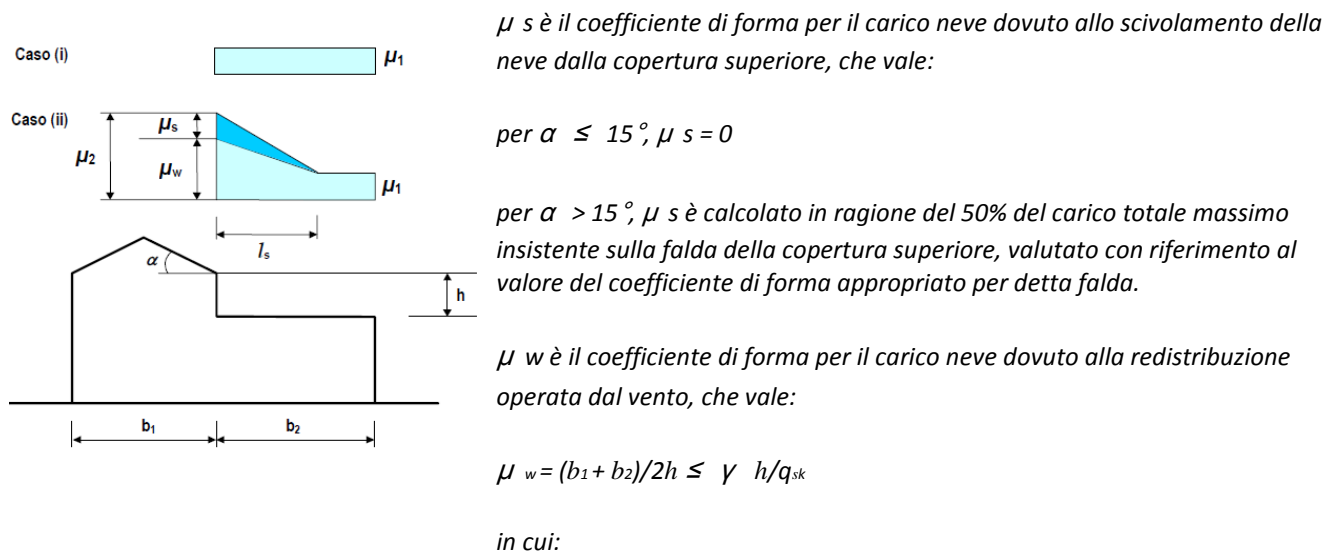


**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

La configurazione geometrica che caratterizza la copertura del fabbricato introduce la possibilità che si verifichi accumulo di neve nella copertura della navata centrale, a ridosso della parete della navata centrale.



Secondo infatti quanto previsto dalla circolare al C.3.4.5.6 occorre tenere in considerazione del possibile accumulo a ridosso della parete secondo il seguente schema.



$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a  $2 \text{ kN}/\text{m}^3$ . Il valore del coefficiente  $\mu_w$  dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti  $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$ .

La lunghezza della zona di accumulo, essendo  $2h = 4.6 \text{ m} < 5 \text{ m}$ ,  $5 \text{ m}$ .





Il coefficiente  $\mu_s$  si ottiene dal peso di neve insistente sulla falda superiore:

$$(80 \text{ kg/m}^2 \times 11.6 \text{ m}) \times 0.5 = 464 \text{ kg/m}$$

Che ripartito su una lunghezza di 5m secondo una distribuzione triangolare vale:

$$\mu_s = 464 \times 2 / 5 = 186 \text{ kg/m}^2.$$

Il coefficiente  $\mu_w$  si ottiene dall'applicazione della formula riportata in normativa

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h = (11.6 + 23.2)/(2 \times 2.3) = 7.5$$

Essendo maggiore di  $\gamma h/q_{sk} = 2 \times 2.3 / 1 = 4.6$  si assume  $\mu_w = 4.6$ , ma essendoci la limitazione al valore massimo di 4 in fine si assume  $\mu_w = 4$ .

Il coefficiente  $\mu_2$  vale quindi 5.86.

Questo carico viene considerato per le verifiche delle coperture dell'officina e per il basamento. Uffici e spogliatoi, trovandosi all'interno dell'officina non risultano soggetti a tale azione.

### **3.6.7.7 Carico da vento: Q6**

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono ricondotte convenzionalmente alle azioni statiche equivalenti, cioè pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. La pressione cinetica di riferimento è funzione della velocità di riferimento del vento che varia da regione a regione.

L'opera è situata a 0 m s.m.m in Zona 7, si ricava un valore di  $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$ .

Zona di riferimento:

Zona 7

Velocità di riferimento del vento ( $h=70 \text{ m}$  ; zona 2):

$$v_{ref,0} = 28 \text{ m/s} ; a_0 = 1000 \text{ m};$$

$$k_a = 0.015; v_{ref} = 25 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica del vento :

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 49.0 \text{ daN/m}^2$$



# MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  della costruzione dal suolo, dalla rugosità, dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito; tale coefficiente si ricava dalla formula :

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

In accordo a quanto indicato nella relazione di calcolo del progetto definitivo si considera la struttura situata in *Area priva di ostacoli urbane (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, ...)*:

## Vento su navata centrale

L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 18.2 m.

Classe di rugosità:

D

Categoria di esposizione del sito III

$k_r = 0.19$ ;  $z_0 = 0.05$  m;  $z_{\min} = 4$  m

Altezza della struttura

18.2 m >  $z_{\min}$

Coefficiente di topografia  $c_t$

1.0

Coefficiente di esposizione  $c_e$

2.746

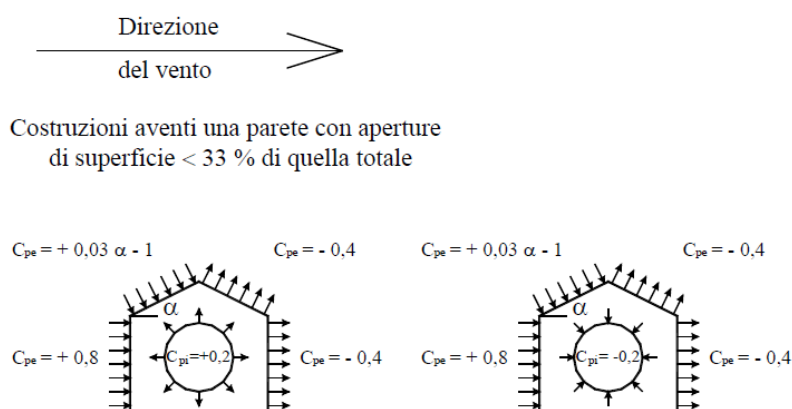
Coefficiente dinamico  $c_d$

1

Pressione  $c_d c_e c_t q$

1.345 kN/m<sup>2</sup>

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella circolare esplicativa delle NTC2008 nei paragrafi C3.3.10.



Coefficiente di pressione falda sopravvento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$

-0.34 +/- 0.2

Carico da vento sulla falda sopravvento,  $q$

-0.19 / -0.73 kN/m<sup>2</sup>

Coefficiente di pressione falda sottovento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$

-0.4 +/- 0.2

**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710****- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**Carico da vento sulla falda sottovento,  $q$  -0.27 / -0.81 kN/m<sup>2</sup>

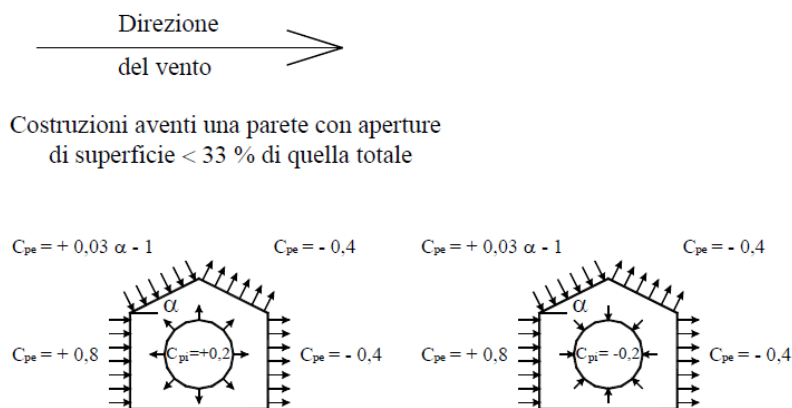
L'effetto del vento è sempre di depressione, ma di un valore tale da superare il peso del pacchetto di copertura, per questo motivo l'azione non viene presa in considerazione nelle verifiche degli elementi strutturali.

**Vento su navata laterale**

L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 11.2 m.

Classe di rugosità: DCategoria di esposizione del sito III  $k_r = 0.19$ ;  $z_0 = 0.05$  m;  $z_{min} = 4$  mAltezza della struttura 11.2 m >  $z_{min}$ Coefficiente di topografia  $c_t$  1.0Coefficiente di esposizione  $c_e$  2.425Coefficiente dinamico  $c_d$  1Pressione  $c_d c_e c_t q$  1.188 kN/m<sup>2</sup>

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella circolare esplicativa delle NTC2008 nei paragrafi C3.3.10.

Coefficiente di pressione falda sopravvento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$  -0.4  $\pm$  0.2Carico da vento sulla falda sopravvento,  $q$  -0.24 / -0.71 kN/m<sup>2</sup>Coefficiente di pressione falda sottovento,  $c_p = c_{pe} \pm c_{pi}$  -0.4  $\pm$  0.2Carico da vento sulla falda sottovento,  $q$  -0.24 / -0.71 kN/m<sup>2</sup>

L'effetto del vento è sempre di depressione, ma di un valore tale da superare il peso del pacchetto di copertura, per questo motivo l'azione non viene presa in considerazione nelle verifiche degli elementi strutturali.



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### Vento su edifici interni al fabbricato

L'azione del vento sugli edifici interni al fabbricato, spogliatoi e uffici non viene considerata in quanto completamente protetti. Il solo effetto possibile della pressione interna risulta inoltre trascurabile se confrontato con l'effetto del sisma che come il vento esercita sulle struttura una azione orizzontale.

### Vento sulle pareti del basamento

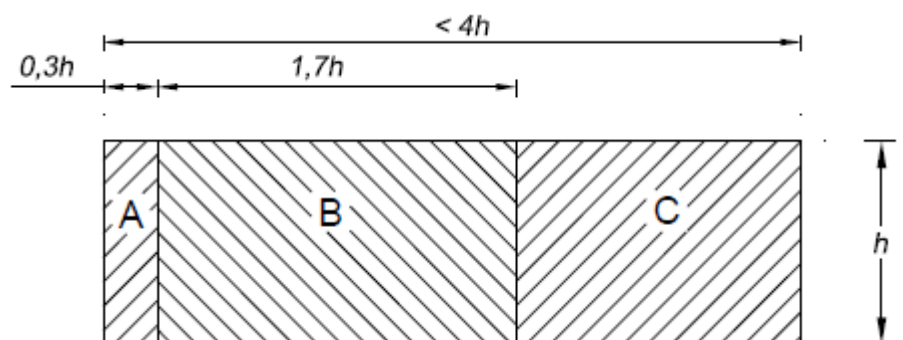
L'altezza massima fuori terra dell'edificio è pari a circa 2.70 m.

Classe di rugosità:	D
Categoria di esposizione del sito III	$k_r = 0.19$ ; $z_0 = 0.05$ m; $z_{min} = 4$ m
Altezza della struttura	$2.7\text{m} < z_{min}$
Coefficiente di topografia $c_t$	1.0
Coefficiente di esposizione $c_e$	1.80
Coefficiente dinamico $c_d$	1
Pressione $c_d c_e c_t q$	$0.88 \text{ kN/m}^2$

Per il calcolo dell'azione del vento si fa riferimento a quanto indicato nella CNR DT 207/2008 al capitolo G.5 Muri e parapetti relativamente al caso che prevede la presenza delle chiusure laterali .



**Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.**





**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

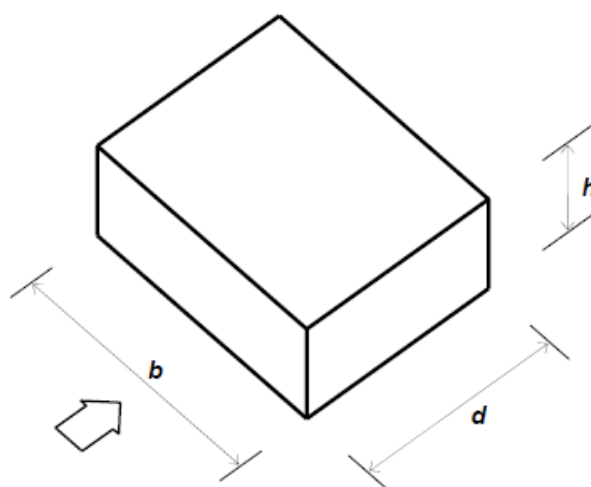
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Coefficiente di pressione zona A 2.1

Coefficiente di pressione zona B 1.8

Coefficiente di pressione zona C 1.4

Per le facciate sottovento e quelle laterali si fa invece riferimento invece alla trattazione al capitolo G.2 Edifici a pianta rettangolare.



**Figura G.1** – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

**Tabella G.I** – Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Per il vento in direzione parallela al lato lungo:

Coefficiente di pressione facce laterali -0.82

Coefficiente di pressione faccia sottovento -0.38

Per il vento in direzione parallela al lato corto:

Coefficiente di pressione facce laterali -0.62

Coefficiente di pressione faccia sottovento -0.33



### **3.6.8 Azione sismica, E**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A: “Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **$a_g$** : 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.

Il sito dove sorge l’opera è il comune di La Spezia.

#### **3.6.8.1 Stati limite e relative probabilità di superamento**

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

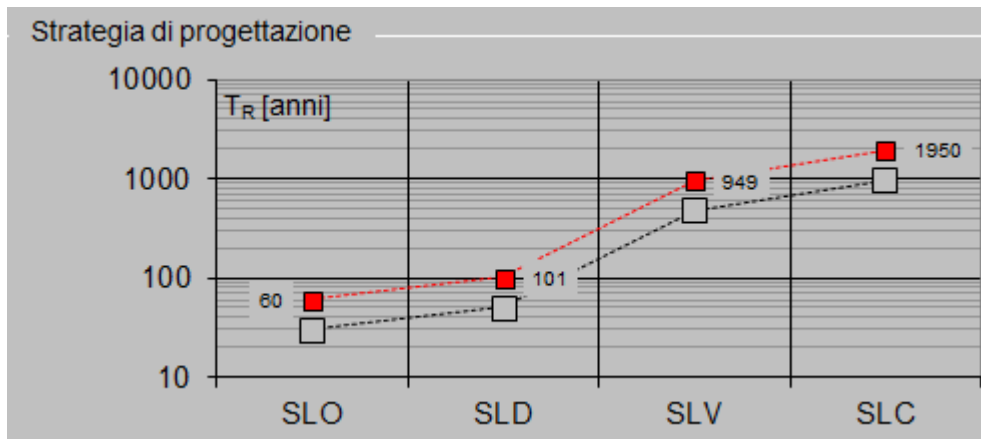
Gli **stati limite ultimi** sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Poiché il periodo di riferimento per la costruzione in esame è  **$V_R = 100$  anni** ad ogni stato limite si attribuisce il tempo di ritorno che definisce l'intensità dell'evento sismico (forma spettrale).

Stato limite	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, $P_{vr}$ (%)	Tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica, $T_r$ (anni)
SLO	81%	60
SLD	63%	101
SLV	10%	949
SLC	5%	1950

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0.054	2.530	0.251
SLD	101	0.066	2.537	0.268
SLV	949	0.158	2.379	0.298
SLC	1950	0.198	2.386	0.308



### 3.6.8.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

#### Amplificazione stratigrafica:

Per la categoria di sottosuolo C al variare dello stato limite considerato si determinano, per la struttura in esame, i seguenti valori per i parametri  $S_S$  e  $C_C$ :

Stato limite	$S_S$	$C_C$
SLO	1.500	1.656
SLD	1.500	1.621
SLV	1.475	1.566
SLC	1.416	1.548

#### Amplificazione topografica:

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ .	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza del rilievo	1.4

Per la categoria topografica T1 il coefficiente  $S_T$  è pari a 1.





**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

### **3.6.8.3 Valutazione dell'azione sismica**

#### **3.6.8.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione**

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti sono descritte dall'accelerazione massima e dal relativo spettro di risposta attesi in superficie.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Vista la geometria della strutture e la bassa sismicità della zona, non viene considerata la capacità dissipativa della struttura, l'azione sismica viene descritta mediante spettri di risposta elastici.

#### **3.6.8.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione**

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.



*Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali*

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 < T < T_B: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B < T < T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C < T < T_D: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T > T_D: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S = S_S \cdot S_T$  essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$  dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$T_C = C_C \cdot T_C^*$  dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

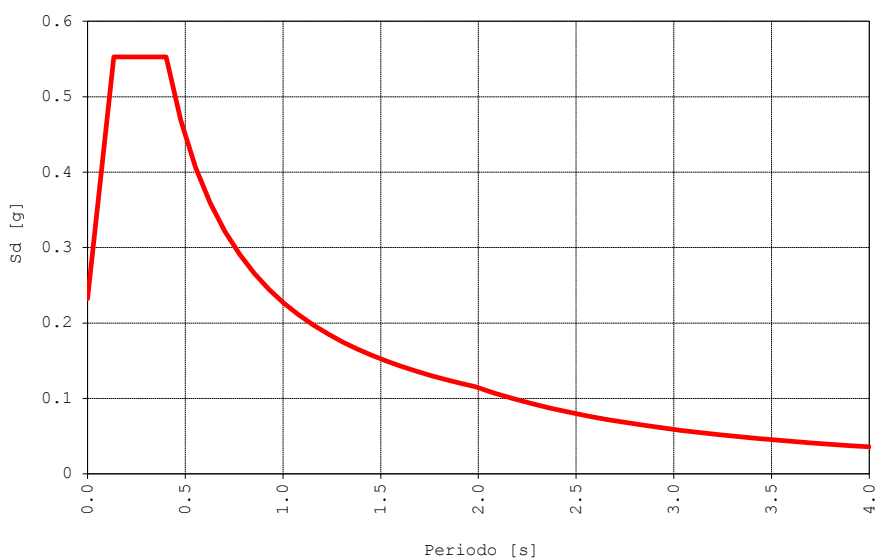
$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $T_B = T_C / 3$ ,

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$



#### 3.6.8.4 Azione sismica di progetto

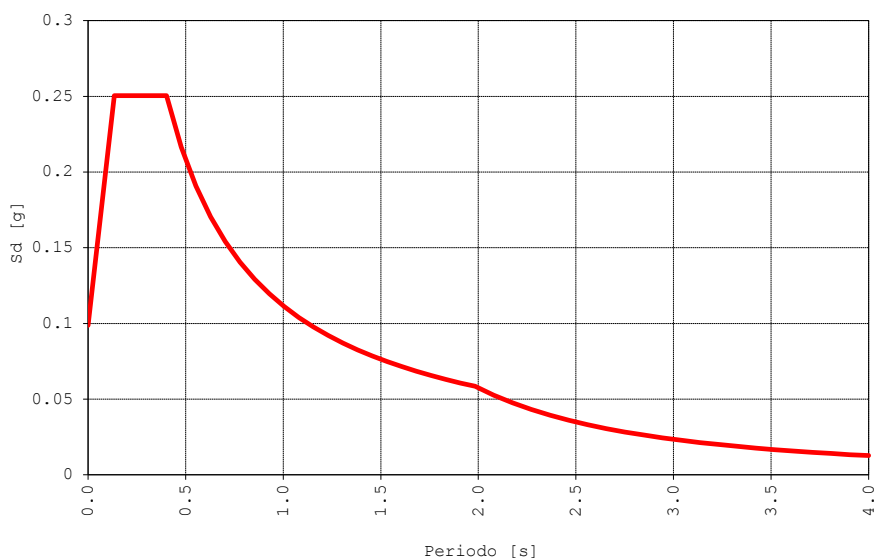
La struttura viene progettata in modo che allo SLV rimanga in campo elastico ( $q=1$ ). Si riporta di seguito il digramma relativo allo spettro elastico allo SLV con  $\xi = 5\%$  per la componente orizzontale e verticale.



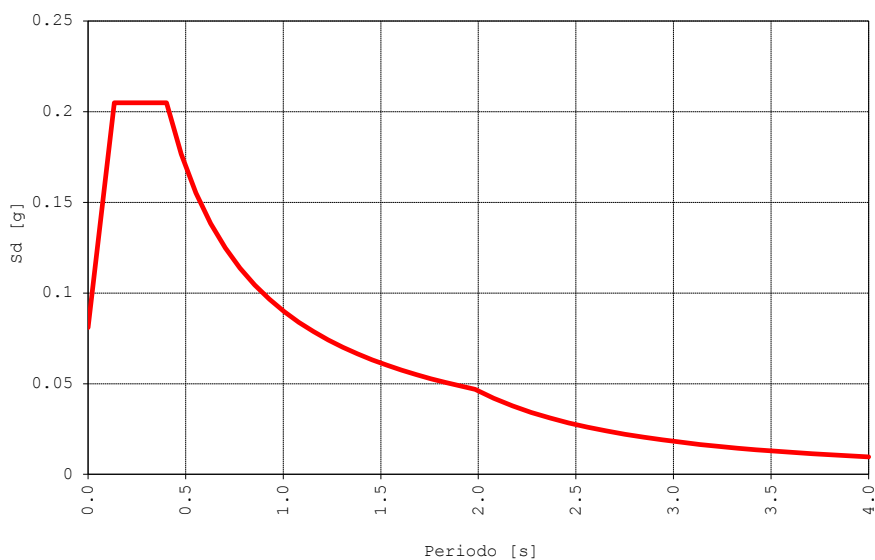
*Diagramma degli spettro di risposta orizzontale di progetto SLV*

#### 3.6.8.5 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata.



*Diagramma degli spettri di risposta di progetto SLD*



*Diagramma degli spettri di risposta di progetto SLO*

### 3.6.8.6 Masse sismiche

Per valutare gli effetti dell'azione sismica è necessario tenere in conto le masse associate ai carichi gravitazionali. La combinazione di riferimento è:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Il sovraccarichi accidentali che possono agire sull'edificio sono:

- Carico accidentale impalcati  $\psi_{2i} = 0.30$



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

- |  |                    |
|--|--------------------|
| - Carico accidentale scale e passerella    | $\psi_{2i} = 0.60$ |
| - Neve (a quota inferiore a 1000 m s.l.m.) | $\psi_{2i} = 0.00$ |
| - Vento                                    | $\psi_{2i} = 0.00$ |
| - Azione termica                           | $\psi_{2i} = 0.00$ |

### **3.6.9 Variazioni termiche**

Le variazioni termiche non sono considerate in quanto non ritenute significative ai fini delle analisi di strutture isostatiche che assecondano le dilatazioni indotte.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.7 Combinazioni di carico

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle strutture si farà riferimento a quanto previsto al capito 2.5.3 delle NTC 2008.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



### 3.7.1 Combinazioni di carico statiche

Le combinazioni di carico agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio vengono riportate di seguito:

#### 1 Stati Limite Ultimi:

1.1 
$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left[ \gamma_{Qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \right];$$

#### 2 Stati Limite di Esercizio:

2.1 Rara 
$$F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

2.2 Frequente 
$$F_d = G_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

2.3 Quasi permanente 
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dove i coefficienti per i carichi agenti sull'edificio sono riportati nella tabella seguente:

AZIONE	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Vento	0.60	0.20	0.00
Neve (a quota < 1000 m s.l.m)	0.50	0.20	0.00
Variazioni termiche	0.60	0.50	0.00
Sovraccarico accidentale impalcati	0.70	0.50	0.30
Sovraccarico accidentale scale	0.70	0.70	0.60

### 3.7.2 Combinazioni di carico sismiche

La combinazione di carico per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia delle Vita, allo Stato Limite di Danno e di Operatività, ha la seguente espressione:

$$E + \gamma_G G_k + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_k$  è il valore caratteristico dei carichi permanenti;

$\psi_{2i}$  è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

### 3.8 Metodo di verifica SLU per gli elementi in acciaio

Si fa riferimento al paragrafo §4.2.4.1.2 delle Norme tecniche di cui al DM 14/01/2008:



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

“Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.);
- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella fattispecie per la verifica delle membrane in campo elastico e per l'instabilità delle stesse si è utilizzata la **CNR 10011**: in particolare si vuole sottolineare come, con riferimento alla verifica ad instabilità, il metodo omega garantisca i medesimi livelli di sicurezza delle nuove norme tecniche. I metodi di calcolo secondo CNR 10011 sono stati preferiti in quanto consentono una valutazione più rapida e *fisica* dello stato di sollecitazione dei profili.

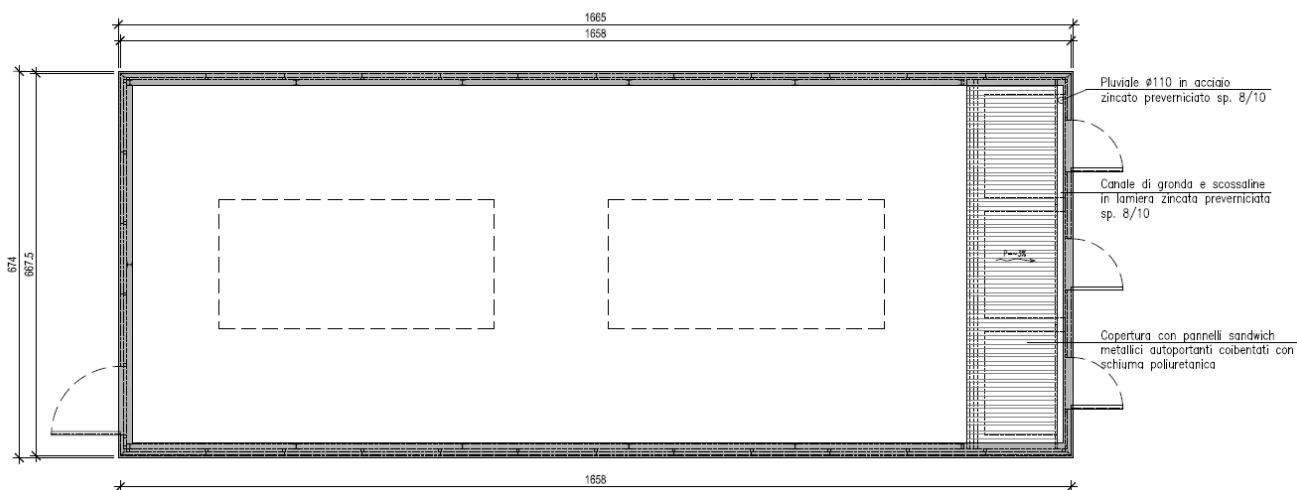




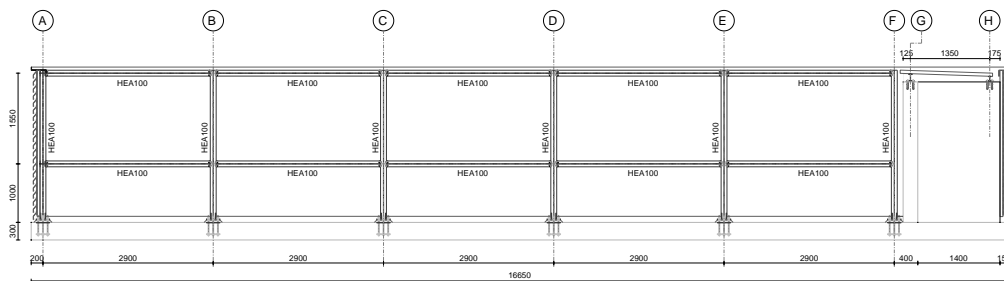
### 3.9 Basamento esterno

#### 3.9.1 Descrizione della struttura

Si tratta di una platea in calcestruzzo di dimensione 16.65m x 6.74m destinata ad ospitare principalmente due macchine (pompe di calore) a servizio del fabbricato. Dalla platea si eleva per tre lati una struttura di metallica composta da montanti HEA100 e da 2 ordini di correnti orizzontali anch'essi in profili HEA100 atta a sostenere la baraccatura di rivestimento. Dal 4 lato si eleva invece un muro in c.a. sagomato in pianta "a pettine" a creare tre vani distinti destinati ad ospitare ulteriori impianti. Solo questi tre vani presentano una copertura in pannelli sandwich grecati.



*Pianta del basamento*



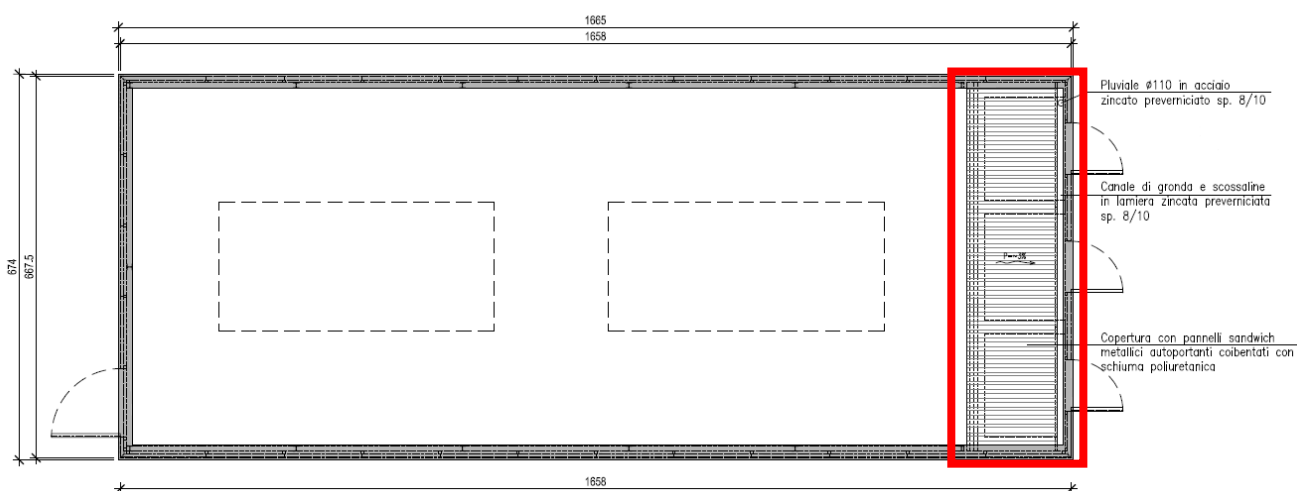
*Sezione trasversale del basamento*



### 3.9.2 Verifica geotecnica del terreno

La massima pressione nel terreno viene valutata in modo semplificato mediante una stima dei pesi da applicare su un'area di riferimento. La zona di maggiore peso delle strutture risulta quella in cui ci sono le elevazioni in c.a.

Si prende come riferimento la fascia di larghezza 2.0m per l'intera larghezza del basamento di 6.74m.



*Individuazione zona di maggiore peso del basamento per verifica geotecnica*



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

### Analisi dei carichi agenti

Peso proprio platea, $g_1 = (2.0 \times 6.74 \times 0.30) \times 25 \text{ kN/m}^3$	101 kN
Peso proprio muri, $g_1 = (6.4 + 1.4 \times 4) \times 2.4 \times 0.25 \times 25 \text{ kN/m}^3$	180 kN
Peso copertura, $g_2 = (2 \times 6.74) \times 0.25 \text{ kN/m}^2$	4 kN
Peso proprio neve, $q_k = (2 \times 6.74) \times 0.8 \text{ kN/m}^2$	11 kN
Carico accidentale impianti, $q_k = (2 \times 6.74) \times 5 \text{ kN/m}^2$	67.4 kN

La verifica geotecnica viene condotta con l'approccio 2: A1 – M1 – R3

Peso proprio complessivo SLU – A1, $Q_{\text{SLU}}$	490 kN
Area di riferimento, $A = 2 \times 6.74$	13.5 m <sup>2</sup>
Massima pressione ne terreno, $\sigma$	0.04 MPa $\rightarrow$ 0.4 kg/cm <sup>2</sup>

Tale pressione sul terreno risulta molto modesta, tale da non indurre alcuna criticità dal punto di vista della capacità portante del terreno.

### **3.10 Nuovo blocco spogliatoi**

#### **3.10.1 Descrizione della struttura**

Il nuovo blocco spogliatoi è un fabbricato di nuova costruzione da realizzare all'interno dell'officina che sarà destinato ad ospitare i nuovi spogliatoi maschili del personale in servizio nell'officina 53. Si tratta di un fabbricato di dimensioni in pianta 18.3m x 11.8m a un piano posto a quota 4.05m con struttura portante in acciaio e solaio di copertura praticabile realizzato mediante getto di una soletta su lamiera metallica collaborante. Sul solaio di copertura, al quale si accede tramite una scala esterna, saranno posizionate due UTA a servizio dell'impianto di trattamento dell'aria dell'intera officina. L'edificio viene mantenuto strutturalmente scollegato dai fabbricati esistenti assicurando un giunto sismico di 50mm, tale da consentire di evitare fenomeni di martellamento tra i fabbricati. Lo schema statico adottato dal fabbricato è quello di telaio in entrambe le direzioni. Le caratteristiche strutturali principali del fabbricato sono:

- **Fondazioni a plinti collegati con travi di fondazione.** Tutte le colonne del fabbricato sono fondate su plinti di diversa tipologia che adottano caratteristiche geometriche diverse in funzione degli spazi a disposizione e degli scarichi derivanti



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

dalle colonne. Ai plinti viene affidato l'onere di trasferire i carichi verticali al terreno, mentre alle travi di fondazione quello di riprendere i momenti flettenti generati dal funzionamento a telaio.

- **Vuoto sanitario.** Lo spazio compreso tra le travi di fondazione viene riempito creando un vespaio aerato mediante "igloo" di altezza 40cm e una cappa di 5cm di spessore.
- **Colonne.** Sono state individuate due tipologie di colonne in funzione delle sollecitazioni che caratterizzano la struttura. Le colonne principali sono realizzate in profili HEB240, mentre le rimanenti, che sostengono la scala e gli affacci tra gli archi della navate centrale, sono realizzate in profili HEA180.
- **Travi.** Le travi principali che fanno parte del sistema resistente a telaio sono realizzate in HEA240, mentre le travi secondarie che adottano uno schema statico di semplice appoggio vengono realizzate in profili HEA180. Profili IPE160 sono impiegati come travi secondarie nelle zone di affaccio tra gli archi.
- **Solaio.** Il solaio di soffittatura è realizzato mediante getto di calcestruzzo su lamiera grecata tipo "Metecno A55 P770 G6 Hi-bond" dello spessore di 0.8mm per uno spessore di solaio di 55mm di lamiera + 45mm di cappa = 100mm complessivi. La lamiera grecata viene interrotta sopra le travi principali che presentano nella piattabanda superiore pioli tipo Nelson per assicurare il trasferimento delle forze sismiche ai telai. La lamiera è invece continua sopra le travi secondarie ma vengono comunque previsti dei connettori a taglio per garantire una connessione tra gli elementi.
- **Scale principali.** Le scale principali di accesso alla copertura sono caratterizzate da un'unica rampa con due pianerottoli (uno intermedio e uno di sommità). La struttura della rampa si compone di due cosciali in profili UPN200 connessi tra loro con profili UPN80. I gradini e i pianerottoli sono realizzati in grigliato. La scala trova sostegno in tre punti. All'avvio direttamente a terra mediante i cosciali e poi da due portali in profili HEA180 connessi alle colonne HEB240 del fabbricato.
- **Scale secondarie.** Le scale secondarie consentono l'accesso al piano primo del fabbricato esistente dal solaio di copertura dei nuovi spogliatoi. Il dislivello superato è di 1.05m e strutturalmente la scala risulta simile alla principale, tuttavia trova

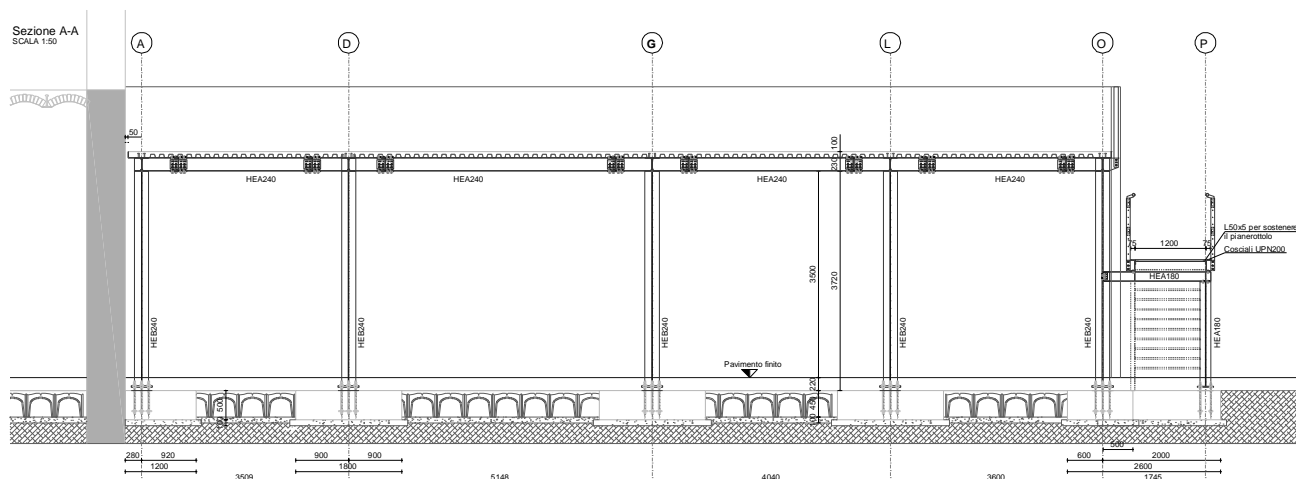


**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

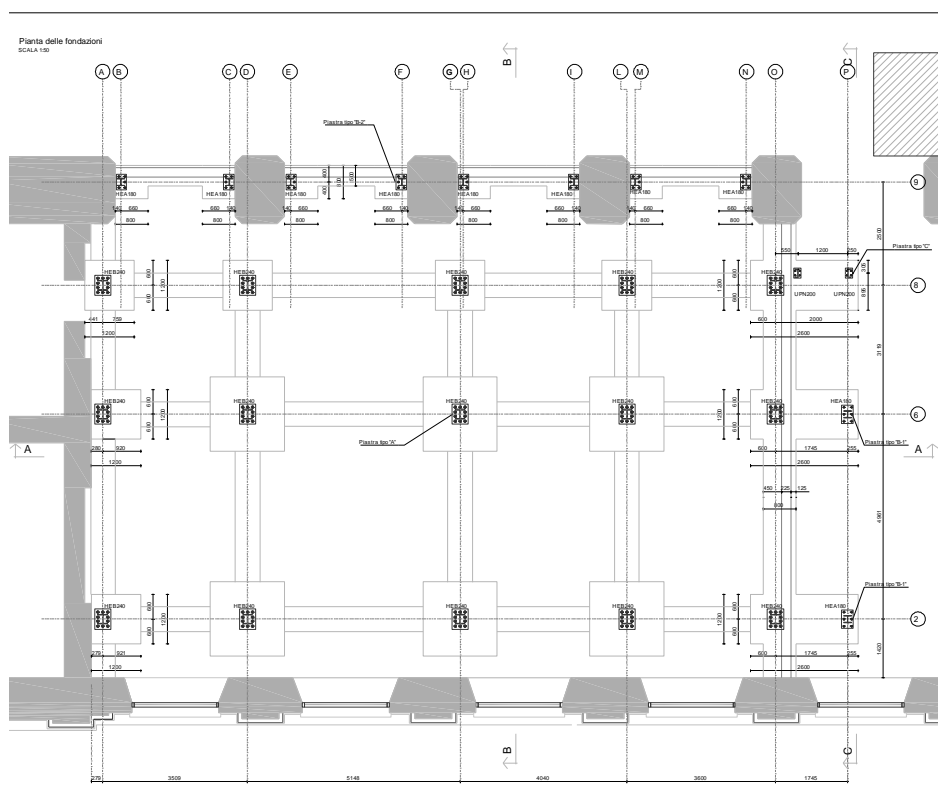
sostegno esclusivamente in due punti: all'avvio, sul solaio direttamente mediante i cosciali e all'arrivo mediante due piedritti in profili HEA120.

Per tutte le altre informazioni e maggiori dettagli si rinvia alle tavole del presente progetto.

Si riportano di seguito alcune immagini che consentono di comprendere le principali caratteristiche del fabbricato in esame.



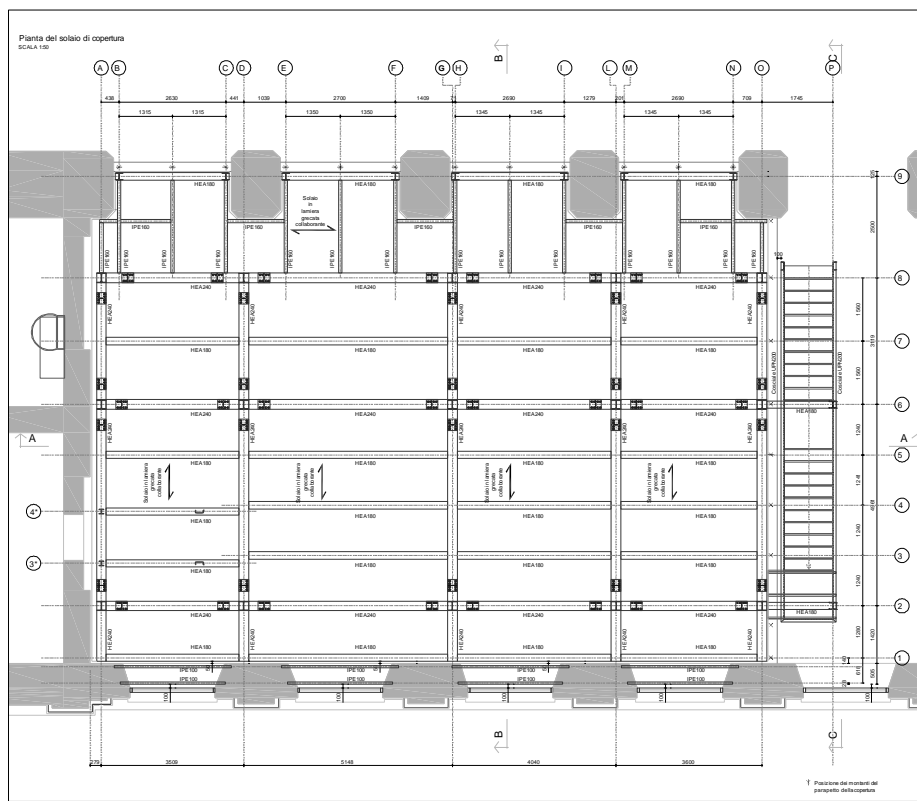
*Sezione trasversale A-A*



*Pianta delle fondazioni*



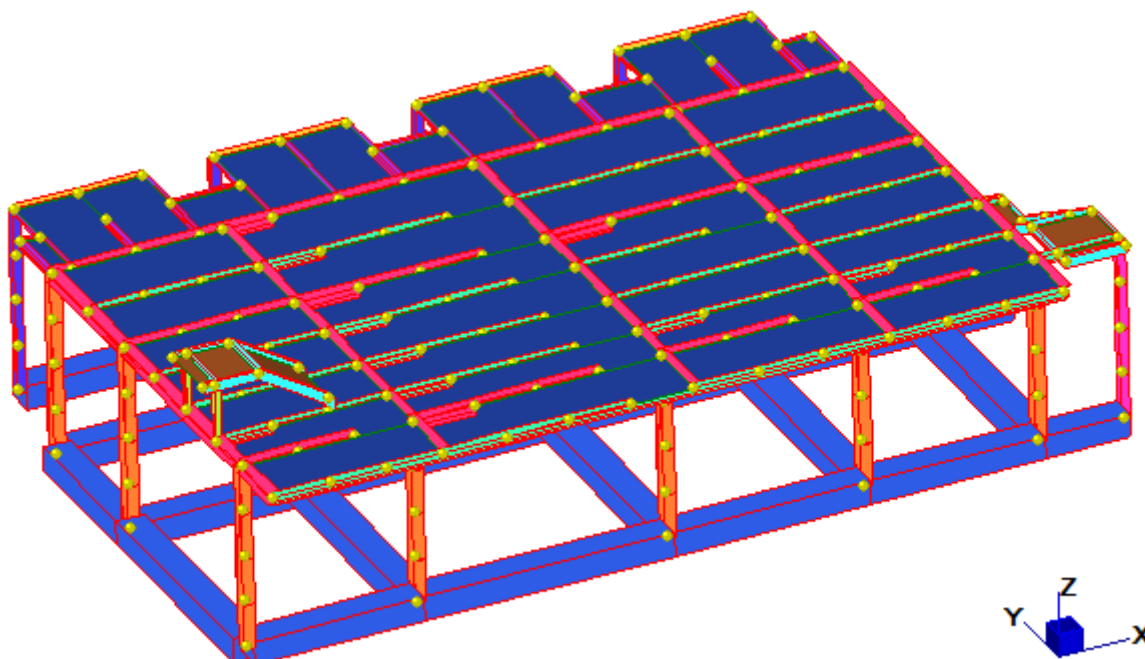
**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -



*Pianta del solaio di copertura*

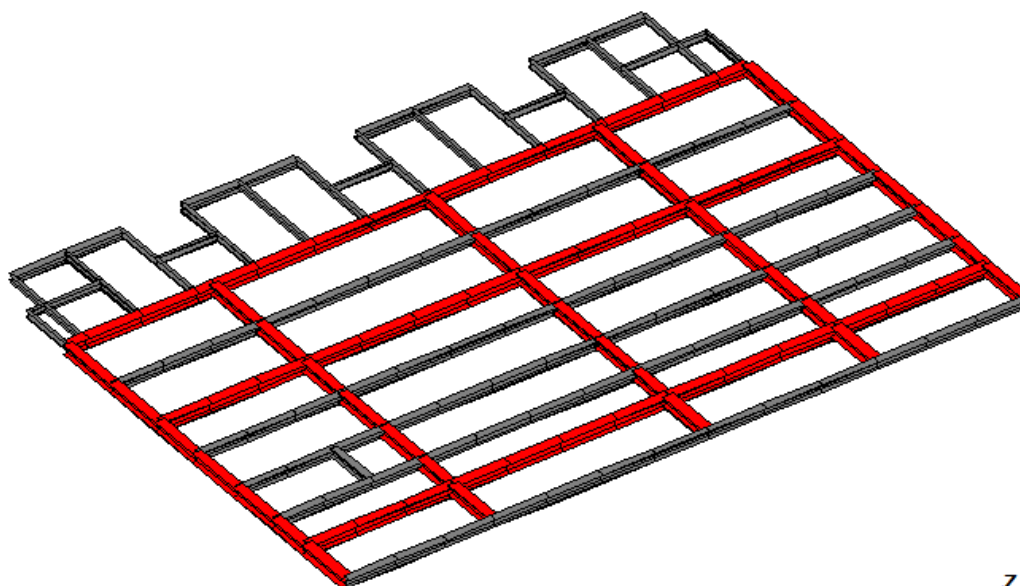
### 3.10.2 Descrizione del modello di calcolo

Per la valutazione delle sollecitazioni a carico degli elementi strutturali costituenti è stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti.

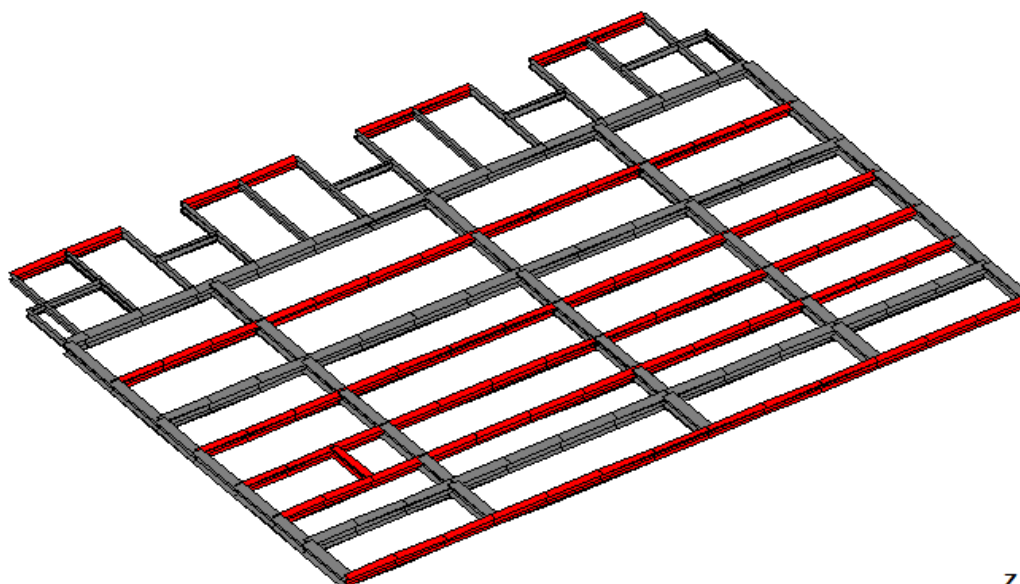


*Modello di calcolo numerico del fabbricato*

Sono stati modellati tutti gli elementi metallici principali (colonne e travi) mediante *beam* mentre il solaio è stato modellato con elementi *plate* di rigidezza abbattuta in modo che questi non risultino collaboranti con le travi. Tutti i nodi del solaio di copertura sono poi stati collegati mediante link di piano rigidi in modo da simulare il piano rigido creato dal solaio. Alla base delle colonne sono stati posti vincoli alle traslazioni nelle tre direzioni ( $D_x$ ,  $D_y$ ,  $D_z$ ).

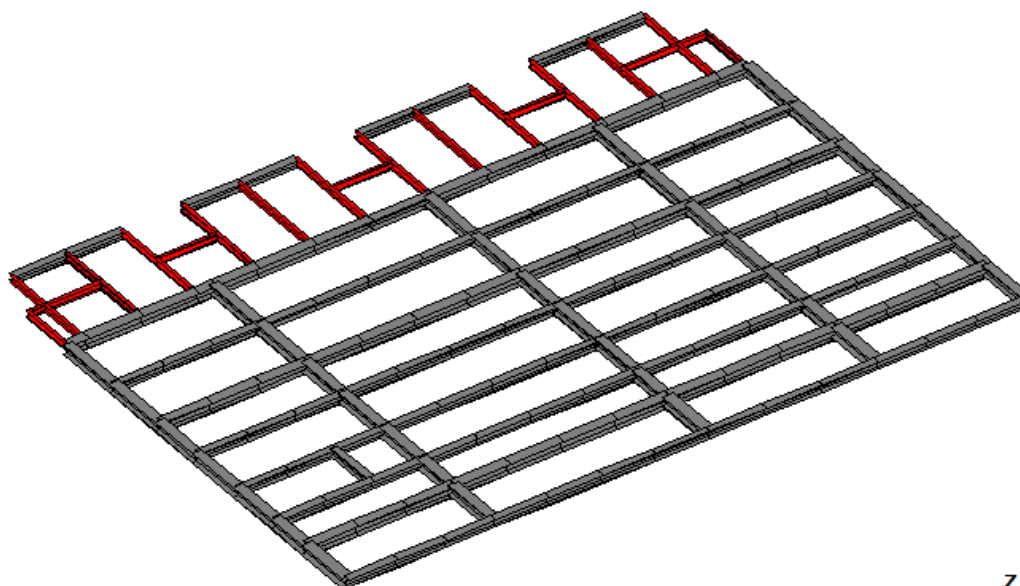


*Travi principali del solaio di copertura HEA240 (evidenziate in colore rosso)*

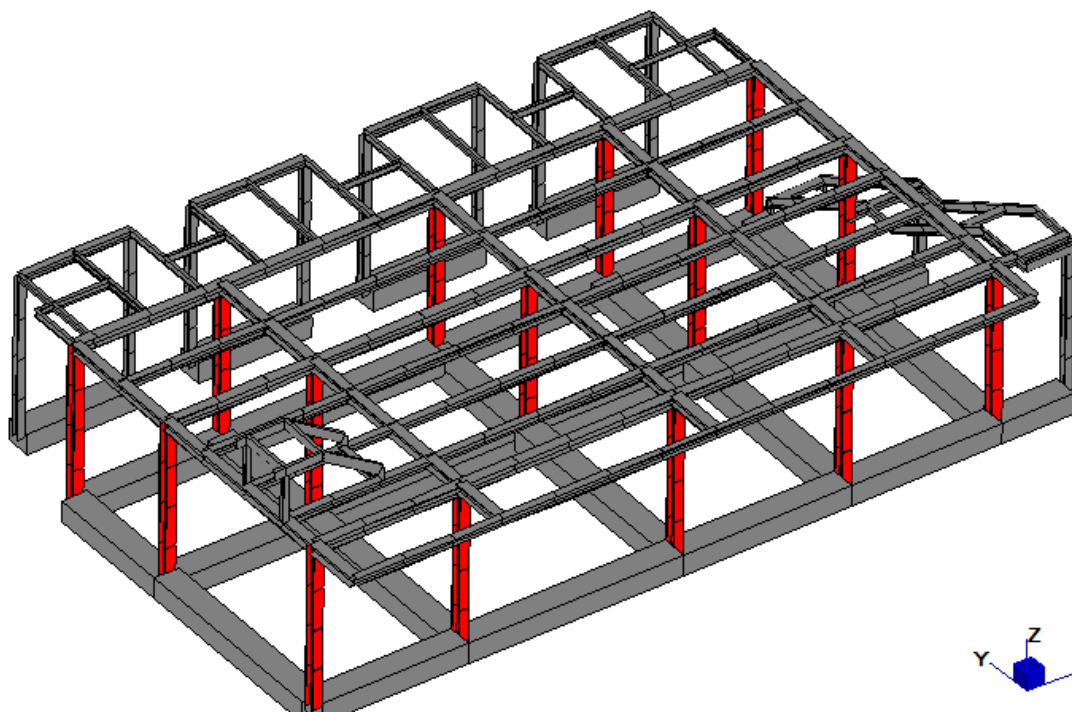


*Travi secondarie del solaio di copertura HEA180 (evidenziate in colore rosso)*

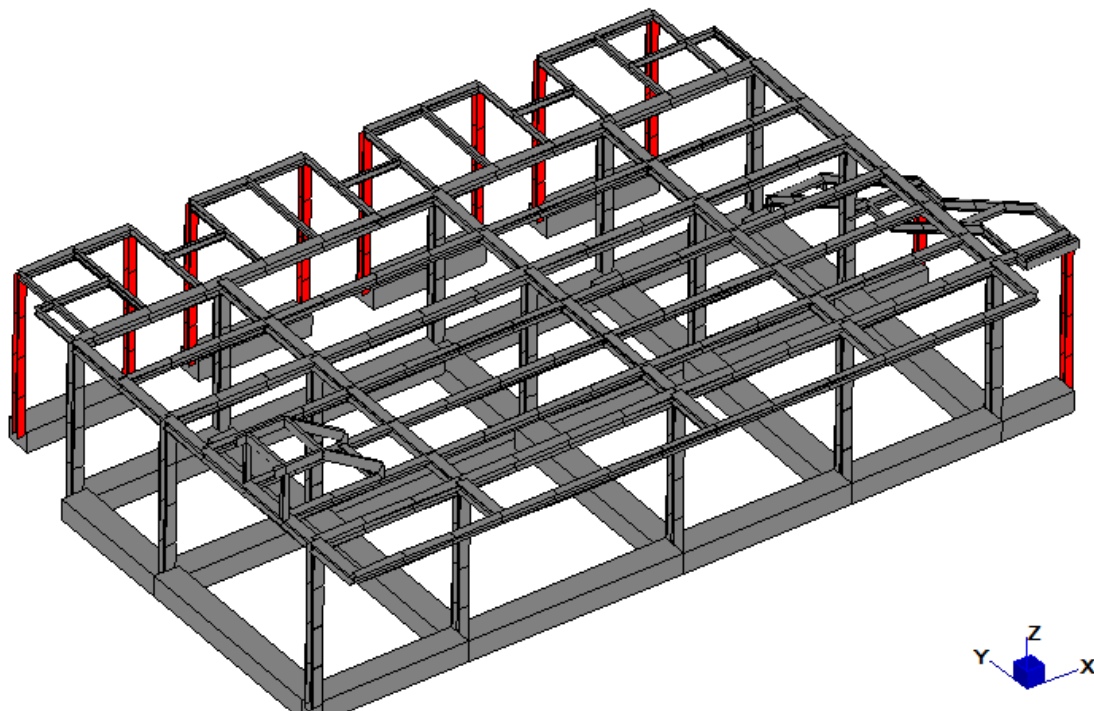




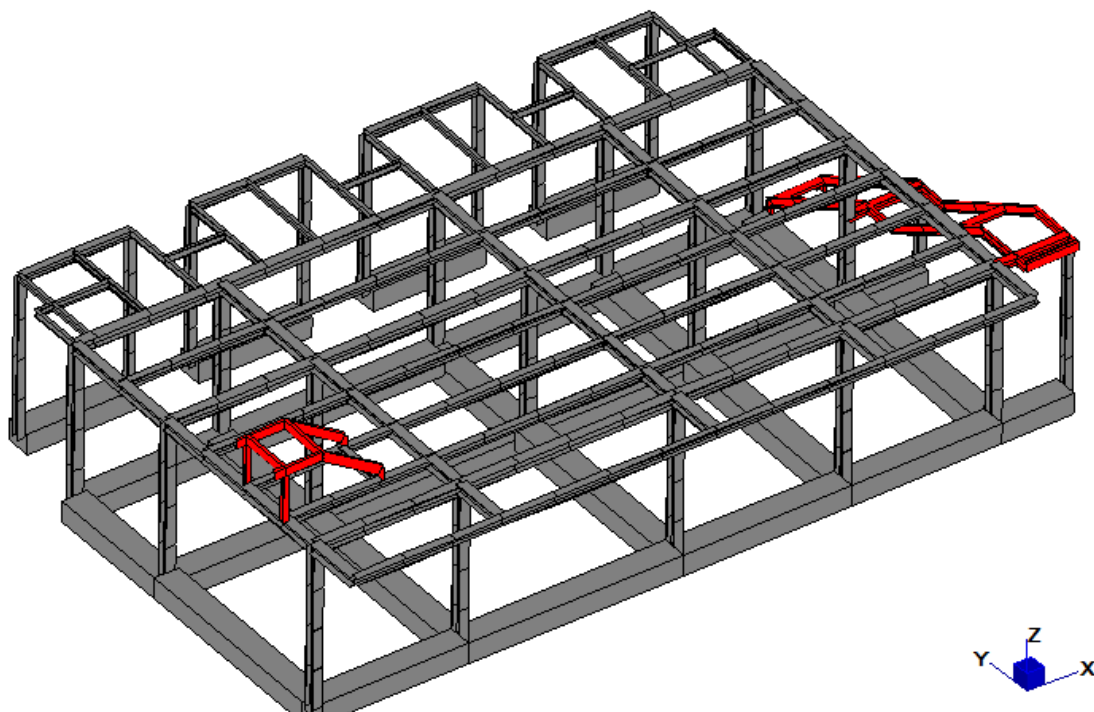
*Travi secondarie del solaio di copertura IPE160 (evidenziate in colore rosso)*



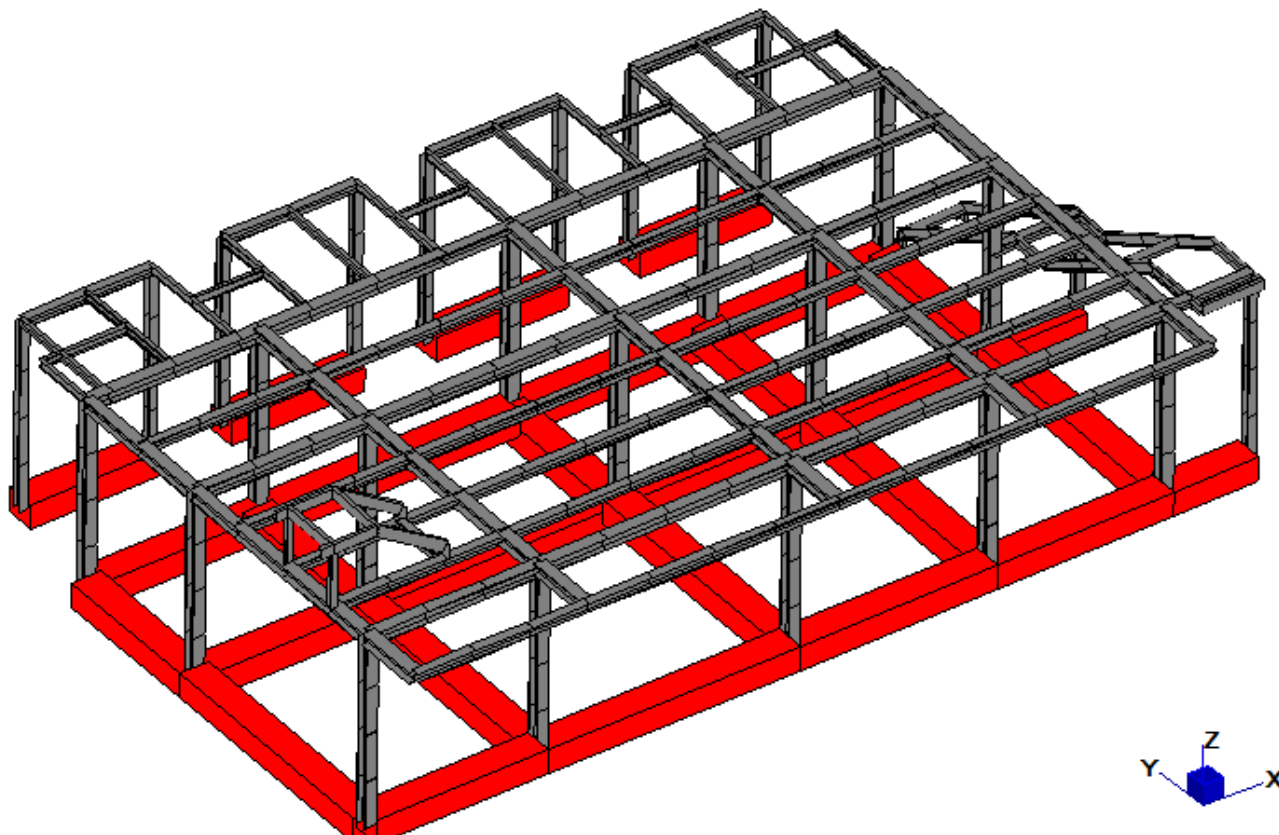
*Colonne principali HEB240 (evidenziate in colore rosso)*



*Colonne secondarie (scale e affaccio tra gli archi) HEA180 (evidenziate in colore rosso)*



*Scale con cosciali in profili UPN200 (evidenziate in colore rosso)*



*Travi di fondazione 60x50cm (evidenziate in rosso)*

### 3.10.3 Modi di vibrare principali della struttura

È stata condotta un'analisi in frequenza della struttura per determinare le principali forme modali, i relativi periodi e fattori di partecipazione di massa. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa: ovvero tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e tali per cui la massa partecipante totale sia superiore all'85%.

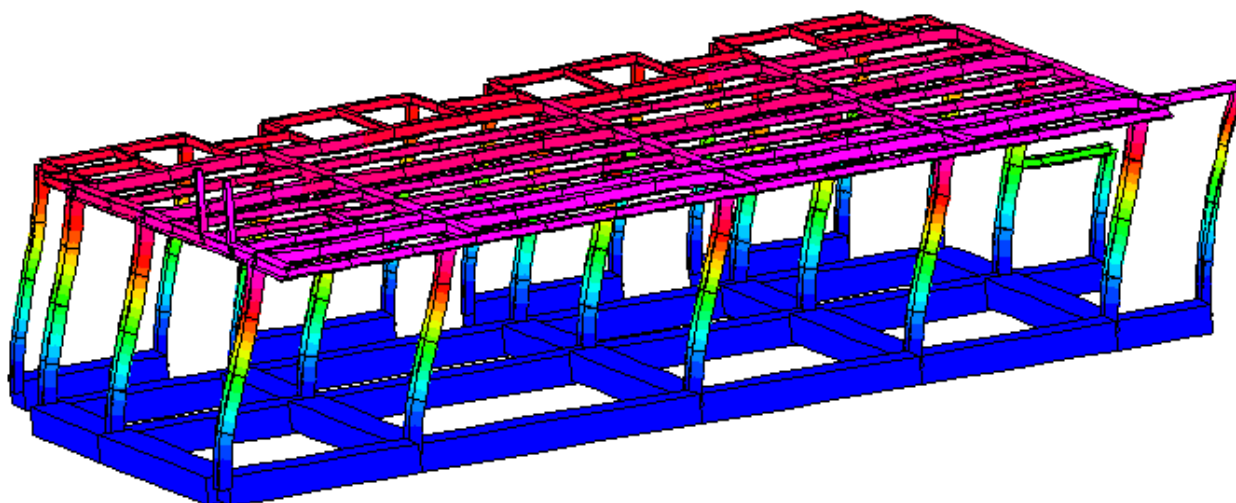
La struttura è caratterizzata da un comportamento regolare che concentra in due modi di vibrare principali la gran parte della percentuale di massa traslazionale movimentata. Si registra inoltre modo associato a

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.7750E+00	1.1041E+03	1.3734E+05	4.241	0.000	0.001
2	2.0609E+00	8.1428E+02	1.3653E+05	4.456	0.004	0.006
3	2.4776E+00	3.0325E+04	7.3490E+06	88.295	0.009	0.000
4	3.2735E+00	6.3715E+04	2.6954E+07	0.052	90.792	0.001
5	3.6603E+00	3.3857E+04	1.7907E+07	1.072	1.926	0.002
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				98.116	92.731	0.010

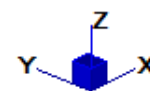
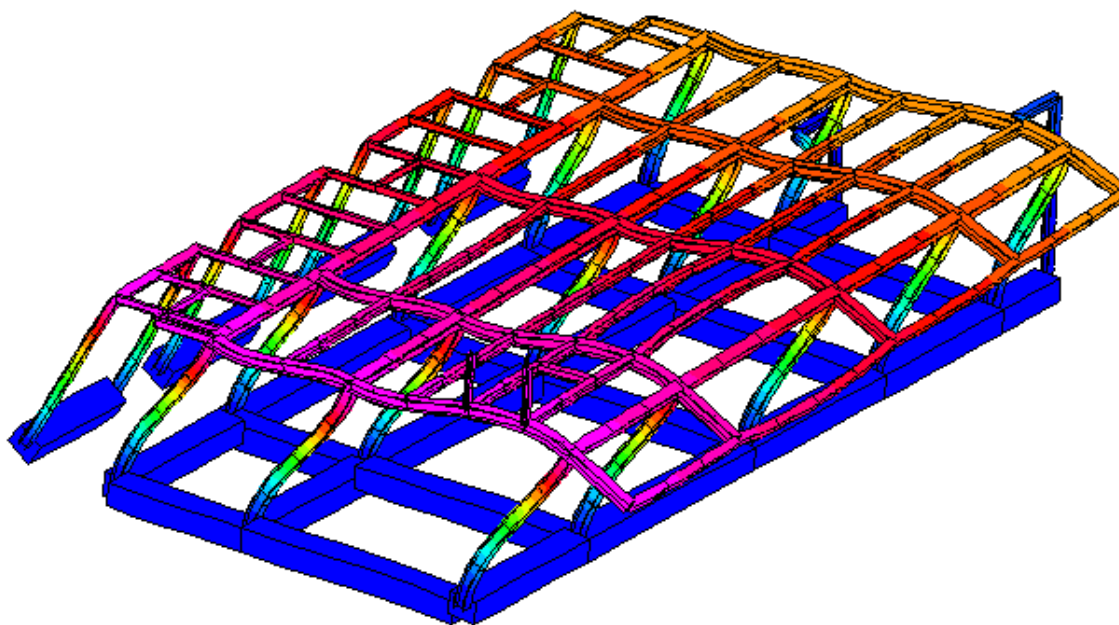
*Estratto dei risultati dell'analisi di frequenza condotta con Straus7*



Il primo e il secondo modo sono modi di tipo locale che interessano i cosciali della scala che si verificano poiché non è stato modellato l'effetto irrigidente dei gradini e che non vengono presi in considerazione nell'analisi modale con spettro di risposta.

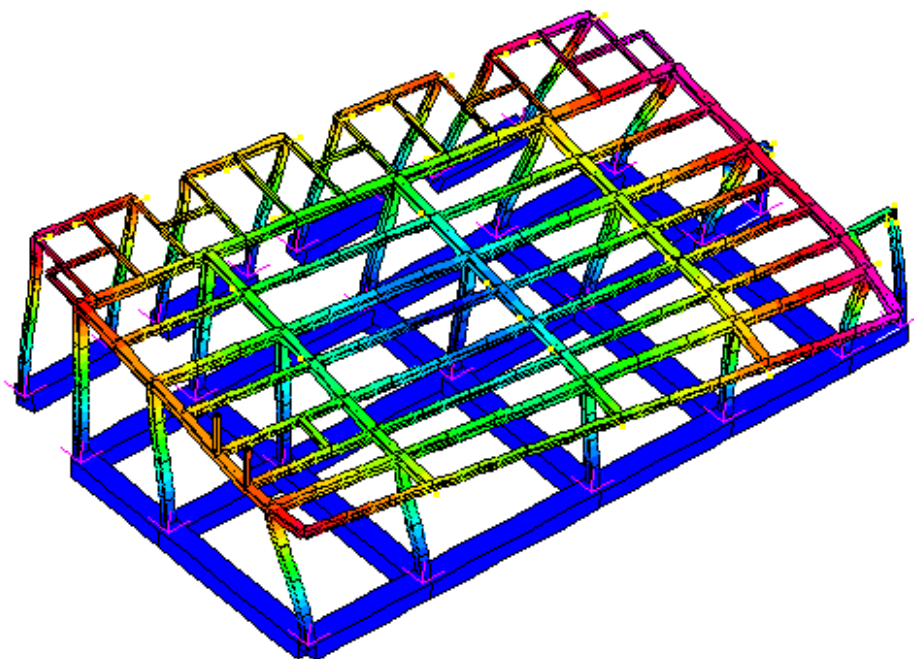


*3° Modo di vibrare: flessionale in direzione X,  $f=2.48$  Hz*



*4° Modo di vibrare: flessionale in direzione Y,  $f=3.27$  Hz*





5° Modo di vibrare: torsionale attorno a Z,  $f=3.66$  Hz

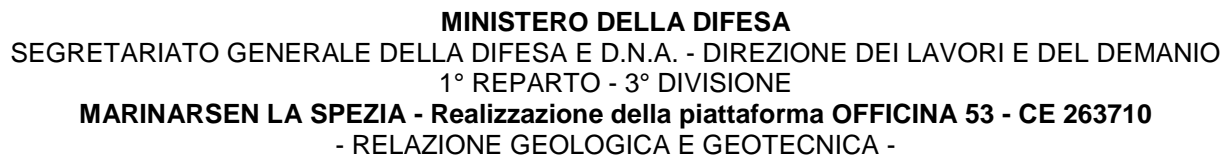
### 3.10.4 Verifiche delle fondazioni

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche del terreno e di resistenza del plinto. Il calcolo della portata del terreno viene effettuato secondo la teoria di *Terzaghi*, applicando i coefficienti correttivi di *Brinch-Hansen* per tener conto di:

- forma della fondazione:  $s$ ;
- inclinazione ed eccentricità del carico:  $i$ ;
- inclinazione del piano di posa della fondazione:  $b$ ;
- inclinazione del piano campagna:  $g$ ;
- profondità del piano di imposta:  $d$ .

In aggiunta ai carichi derivanti dalla colonna, si considera il peso del plinto di fondazione e il peso del prisma del terreno sopra la fondazione e dei carichi derivanti dalla pavimentazione posta sopra il plinto di fondazione.

La verifica viene condotta secondo l'approccio 2: A1 – M1 – R3 sia per la condizione drenata che per la condizione non drenata essendo il terreno classificato mediante una coesione  $c$  e un angolo di attrito.



#### 3.10.4.1 Plinto tipo A (colonne centrali)

DIMENSIONI PLINTO		
Bx	1.8	m
Ly	1.8	m
H	0.5	m
Peso plinto	41	kN
$\Delta$ plinto-colonna	0	m

**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710****- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -**

Carichi sopra plinto		
hterreno	0.00	m
hpav.	0.20	m
totale	11.46	kN

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO		
N	256.54	kN
Mx	0.00	kNm
My	0.00	kNm
Tx	0.00	kN
Ty	0.00	kN
ECCENTRICITA'		
ex	0.000	m
ey	0.000	m
D	0.450	m
Bx	1.800	m
Ly	1.800	m
nx=	0.300	m
ny=	0.300	m
Reazione	COMPLETAMENTE REAGENTE	
ux=	0.900	m
uy=	0.900	m

Bxeff=	1.800	m
Lyeff=	1.800	m
TENSIONI MASSIME AI BORDI		
$\sigma_{\max}(My)=$	0.079	MPa
$\sigma_{\max}(Mx)=$	0.079	MPa



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.10.4.1.1 Verifica della capacità portante

Di seguito la verifica per la capacità portante in condizioni drenate.

Posizione falda			
Profondità piano di posa	0.45	m	
Posizione falda	-0.30	m	
D-a	0.45	m	
a	0.00	m	
RESISTENZA DEL TERRENO			
$\gamma_{dry}$	17.50	kN/m <sup>3</sup>	
$\gamma_{sat}$	19.50	kN/m <sup>3</sup>	
Tipo Terreno	Argilla		
Condizione	Drenata		
$\phi$	25	°	
c	0	MPa	
N <sub>q</sub>	10.662		
N <sub>c</sub>	20.721		
N <sub>γ</sub>	9.011		
Bx'	1.800	m	
Ly'	1.800	m	
FORMA	QUADRATA		
mB	1.50		
mL	1.50		
$\theta$	90	°	
m	1.500		
$\epsilon$	0	°	
$\omega$	0	°	
FATTORI CORRETTIVI			
	c	q	$\gamma$
s	1.515	1.466	0.600
d	1.086	1.078	1.000
i	1.000	1.000	1.000
b	1.000	1.000	1.000
g	1.000	1.000	1.000
CAPACITA' PORTANTE			
q <sub>lim</sub>	0.1854	MPa	
q <sub>d</sub>	0.081	MPa	

La verifica risulta soddisfatta.





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Viene di seguito riportata la verifica in condizioni non drenate.

Posizione falda			
Profondità piano di posa	0.45	m	
Posizione falda	0.45	m	
D-a	0.00	m	
a	0.00	m	
RESISTENZA DEL TERRENO			
$\gamma_{dry}$	17.50	kN/m <sup>3</sup>	
$\gamma_{sat}$	19.50	kN/m <sup>3</sup>	
Tipo Terreno	Argilla		
Condizione	Non Drenata		
$\phi$	0.00	°	
cu	0.03	MPa	
Nq	1.000		
Nc	5.140		
Ny	0.000		
Bx'	1.800	m	
Ly'	1.800	m	
FORMA	QUADRATA		
mB	1.50		
mL	1.50		
$\theta$	90	°	
m	1.500		
$\epsilon$	0	°	
$\omega$	0	°	
FATTORI CORRETTIVI			
	c	q	$\gamma$
s	1.195	1.000	0.600
d	1.100	1.000	1.000
i	1.000	1.000	1.000
b	1.000	1.000	1.000
g	1.000	1.000	1.000
CAPACITA' PORTANTE			
qlim	0.2114	MPa	
qd	0.092	MPa	

La verifica risulta soddisfatta.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.10.4.2 Plinto tipo B (colonne laterali)

SOLLECITAZIONI SLU ALLA BASE DELLA COLONNA		
N	135	kN
My	0	kNm
Tx	0	kN

DIMENSIONI PLINTO		
Bx	1.55	m
Ly	1.55	m
H	0.5	m
Peso plinto	30	kN
Δ plinto-colonna	0	m

Carichi sopra plinto		
h terreno	0.00	m
hpav.	0.20	m
totale	8.44	kN

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO		
N	185.01	kN
Mx	0.00	kNm
My	0.00	kNm
Tx	0.00	kN
Ty	0.00	kN
ECCENTRICITA'		
ex	0.000	m
ey	0.000	m
D	0.450	m
Bx	1.550	m
Ly	1.550	m
nx=	0.258	m
ny=	0.258	m
Reazione	COMPLETAMENTE REAGENTE	
ux=	0.775	m
uy=	0.775	m

Bxeff=	1.550	m
Lyeff=	1.550	m
TENSIONI MASSIME AI BORDI		
σmax(My)=	0.077	MPa
σmax(Mx)=	0.077	MPa

Si considera un plinto di dimensione equivalente 1.55x1.55m in quanto si prende in considerazione che una porzione di 40 cm delle travi di fondazione collabori per la diffusione del carico nel terreno.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.10.4.2.1 Verifica della capacità portante

Di seguito la verifica per la capacità portante in condizioni drenate.

Posizione falda			
Profondità piano di posa	0.45	m	
Posizione falda	-0.30	m	
D-a	0.45	m	
a	0.00	m	
RESISTENZA DEL TERRENO			
$\gamma_{dry}$	17.50	kN/m <sup>3</sup>	
$\gamma_{sat}$	19.50	kN/m <sup>3</sup>	
Tipo Terreno	Argilla		
Condizione	Drenata		
$\phi$	25	°	
c	0	MPa	
N <sub>q</sub>	10.662		
N <sub>c</sub>	20.721		
N <sub>γ</sub>	9.011		
Bx'	1.550	m	
Ly'	1.550	m	
FORMA	QUADRATA		
m <sub>B</sub>	1.50		
m <sub>L</sub>	1.50		
$\theta$	90	°	
m	1.500		
$\epsilon$	0	°	
$\omega$	0	°	
FATTORI CORRETTIVI			
	c	q	$\gamma$
s	1.515	1.466	0.600
d	1.100	1.090	1.000
i	1.000	1.000	1.000
b	1.000	1.000	1.000
g	1.000	1.000	1.000
CAPACITA' PORTANTE			
q <sub>lim</sub>	0.1805	MPa	
q <sub>d</sub>	0.078	MPa	

La verifica risulta soddisfatta.

**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Viene di seguito riportata la verifica in condizioni non drenate.

Posizione falda			
Profondità piano di posa	0.45	m	
Posizione falda	0.45	m	
D-a	0.00	m	
a	0.00	m	
RESISTENZA DEL TERRENO			
$\gamma_{dry}$	17.50	kN/m <sup>3</sup>	
$\gamma_{sat}$	19.50	kN/m <sup>3</sup>	
Tipo Terreno	Argilla		
Condizione	Non Drenata		
$\phi$	0.00	°	
cu	0.03	MPa	
Nq	1.000		
Nc	5.140		
Ny	0.000		
Bx'	1.550	m	
Ly'	1.550	m	
FORMA	QUADRATA		
mB	1.50		
mL	1.50		
$\theta$	90	°	
m	1.500		
$\epsilon$	0	°	
$\omega$	0	°	
FATTORI CORRETTIVI			
	c	q	$\gamma$
s	1.195	1.000	0.600
d	1.116	1.000	1.000
i	1.000	1.000	1.000
b	1.000	1.000	1.000
g	1.000	1.000	1.000
CAPACITA' PORTANTE			
qlim	0.2144	MPa	
qd	0.093	MPa	

La verifica risulta soddisfatta.



### **3.10.4.3 Verifica allo scorrimento delle fondazioni**

Essendo il sistema fondazionale costituito da plinti collegati con travi di fondazione viene condotta la verifica dello scorrimento dell'intera struttura considerata monolitica. La verifica viene condotta per l'evento sismico che rappresenta la sola condizione di carico rilevante che induce sollecitazioni orizzontali.

La massima azione orizzontale risulta,  $H_D$  555 kN

Il peso dell'edificio in condizione Q.P. risulta,  $Q_1$  1040 kN

Il peso del sistema di fondazioni in condizione Q.P risulta,  $Q_2$   $\approx 1080$  kN

Il peso complessivo risulta,  $Q_{tot}$  2120 kN

La verifica viene condotta secondo la combinazione 2 dell'approccio 1:  $A2 + M2 + R2$

#### Verifica in condizioni drenate

La resistenza allo scorrimento si valuta come:  $R_d = Q_{tot} \tan \delta_d / \gamma_{R2}$

Dove:

$\delta_k = 25^\circ$  angolo di attrito terreno

$\delta_d = \delta_k / \gamma_{M2} = 20^\circ$  angolo di attrito fondazione-terreno di progetto per fondazioni di calcestruzzo gettati in opera

$\gamma_{M2} = 1.25$  coefficiente parziale sui parametri geotecnici

$\gamma_{R2} = 1.1$  coefficiente parziale sulla resistenza

La resistenza risulta  $R_d = 700$  kN  $> H_D$

#### Verifica in condizioni non drenate

La resistenza allo scorrimento si valuta come:  $R_d = A c_{u,d} / \gamma_{R2}$

Dove:

$c_{u,k} = 0.03$  MPa coesione non drenata caratteristica

$c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{M2} = 0.021$  MPa coesione non drenata di calcolo

$\gamma_{M2} = 1.4$  coefficiente parziale sui parametri geotecnici

$A = 81$  m<sup>2</sup> area della fondazione superficiale

$\gamma_{R2} = 1.1$  coefficiente parziale

La resistenza risulta  $R_d = 1700$  kN  $> H_D$



### 3.11 Nuovo blocco ampliamento uffici

#### 3.11.1 Descrizione della struttura

Il nuovo blocco di ampliamento uffici è un fabbricato di nuova costruzione da realizzare all'interno dell'officina che sarà destinato ad ospitare uffici e/o sale meeting e vani ausiliari all'attività degli impiegati in servizio nell'officina 53. Si tratta di un fabbricato a due piani di dimensioni in pianta circa 7.8m x 9.9 m e caratterizzato come segue:

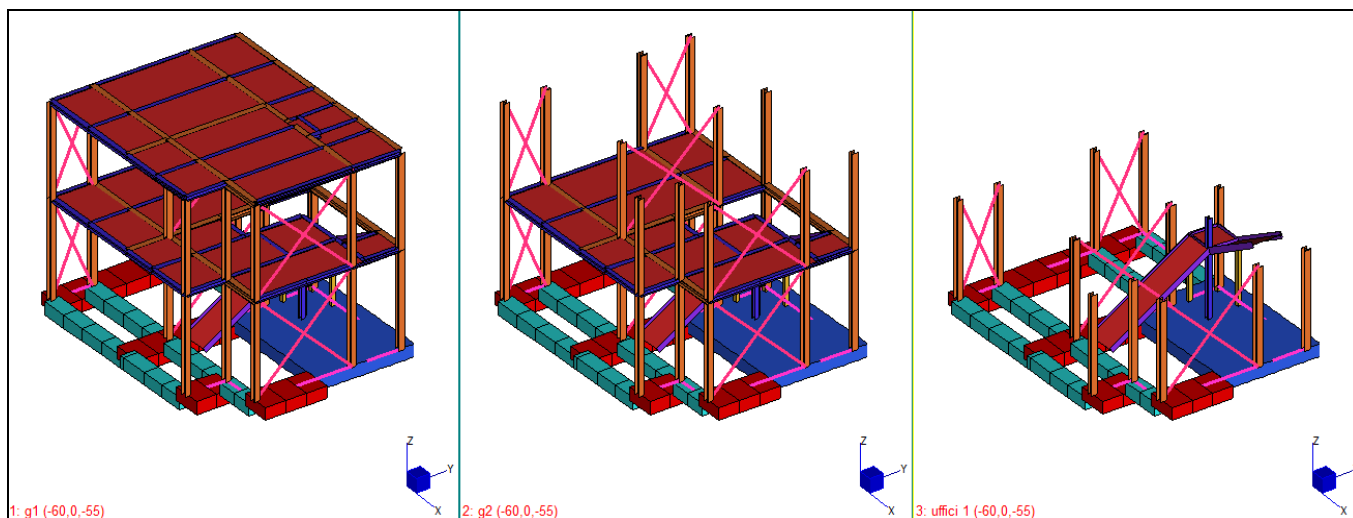
- **Solaio di copertura** in struttura mista acciaio calcestruzzo con getto di soletta sp. 12 cm su lamiera grecata di altezza 55 mm propriamente piolata alle travi metalliche HEA180 e HEA 240 (la struttura è calcolata senza considerare la collaborazione tra i due materiali). Su tale impalcato non si prevedono finiture ed è presente un'unità UTA come carico da considerare oltre a quello di manutenzione;
- **Solaio piano primo** in struttura mista acciaio calcestruzzo con getto di soletta sp. 12 cm su lamiera grecata di altezza 55 mm propriamente piolata alle travi metalliche (la struttura è calcolata senza considerare la collaborazione tra i due materiali). Su tale impalcato, adibito ad uso uffici, si ha pacchetto di finitura;
- **Colonne in acciaio** HEA 240 e HEA 180 a sostenere gli impalcati;
- **Sistema controventante** garantito da continuità flessionale tra pilastri e travi degli impalcati in direzione XX e da opportuni controventi in barre  $\phi 36$  mm in direzione YY;
- **Scale** di accesso al piano primo realizzate mediante cosciali in piatto sp. 15 mm e gradino saldato da piatto sagomato a L sp. 4 mm.
- **Fondazioni** composte da travi in c.a. 120x50 cm e 60x50 cm. Nella zona ove vi è la predisposizione per il futuro ascensore/montacarichi la fondazione è una platea sp. 50 cm che si posiziona a coprire il campo tra i pilastri che delimitano tale zona.
- **Vuoto sanitario.** Lo spazio compreso tra le travi di fondazione viene riempito creando un vespaio aerato mediante "igloo" di altezza 40cm e una cappa di 5cm di spessore.

Si rimanda agli elaborati grafici per una esaustiva comprensione della struttura.



### 3.11.2 Descrizione del modello di calcolo

Per la valutazione delle sollecitazioni a carico degli elementi strutturali costituenti è stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti.

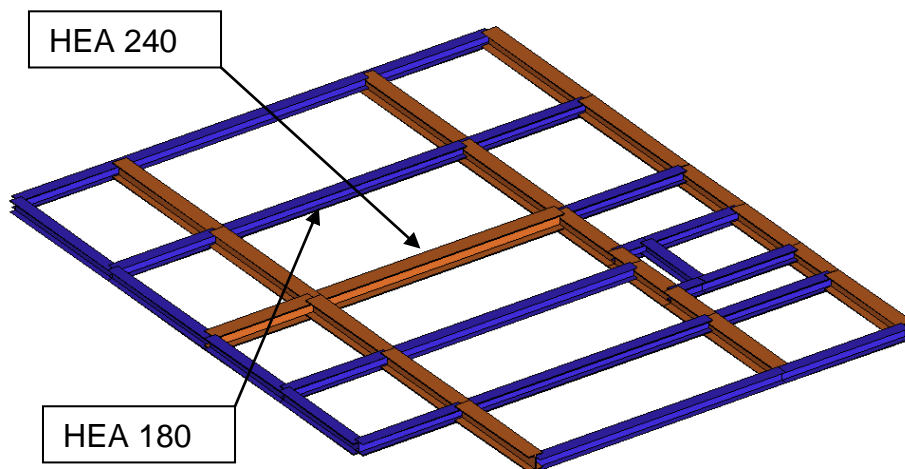


*Modello di calcolo numerico del fabbricato*

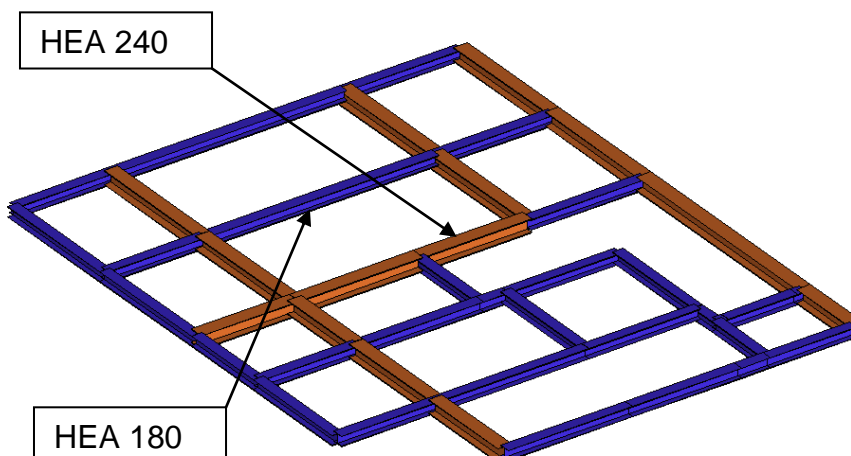
Sono stati modellati tutti gli elementi metallici principali (colonne e travi) mediante elementi *beam*. La ripartizione dei carichi dei solai avviene tramite elementi bidimensionali tipo *load patch* aventi rigidità nulla e, pertanto, non collaboranti a livello strutturale. I nodi dei solai sono poi stati collegati mediante link di piano rigidi per rendere conto del diaframma rigido fornito dagli impalcati in c.a..

Il controventamento nei confronti delle azioni orizzontali (sismiche) è fornito da uno schema a telaio in direzione X (direzioni del sisma che induce flessione attorno all'asse forte delle colonne ad H) e da opportune controventature in direzione Y. Si ha pertanto che le colonne sono svincolate alla flessione nella loro direzione debole e pertanto risultano soggette a solo presso flessione retta attorno all'asse forte.

Le fondazioni, composte da travi rovesce e platea di spessore 50 cm, sono direttamente modellate: il vincolo verticale è fornito dall'imposizione di una costante di sottofondo stimata in 1 kg/cm<sup>3</sup>, mentre i nodi delle fondazioni sono vincolati nei confronti della traslazione X e Y. Tale approccio, unitamente all'aver considerato la struttura non dissipativa nei confronti dell'azione sismica, consente una valutazione diretta delle sollecitazioni nelle fondazioni e delle tensioni nel terreno.

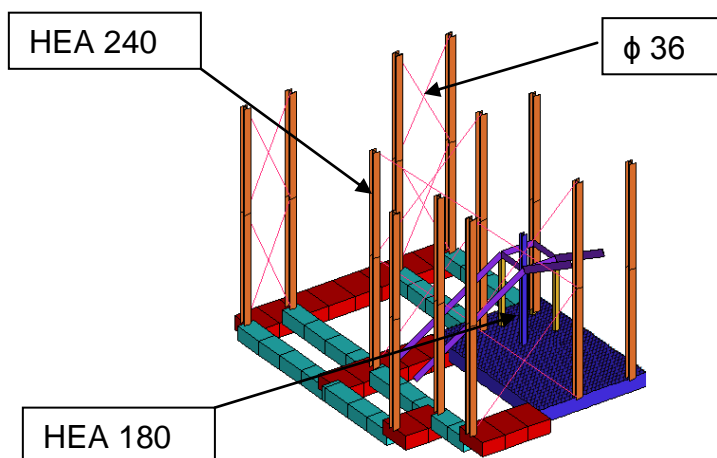


*Travi principali del solaio di copertura HEA240 (evidenziate in colore rosso)*

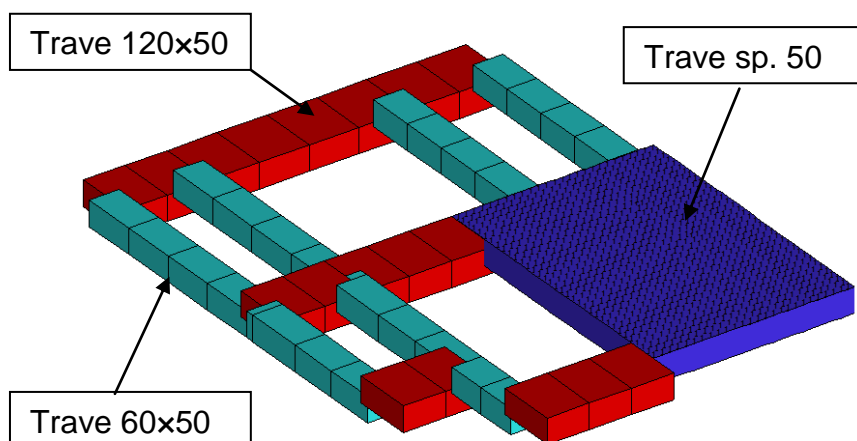


*Travi secondarie del solaio di copertura HEA180 (evidenziate in colore rosso)*





*Travi secondarie del solaio di copertura IPE160 (evidenziate in colore rosso)*



*Colonne principali HEB240 (evidenziate in colore rosso)*

### 3.11.3 Modi di vibrare principali della struttura

È stata condotta un'analisi in frequenza della struttura per determinare le principali forme modali, i relativi periodi e fattori di partecipazione di massa. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa: ovvero tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e tali per cui la massa partecipante totale sia superiore all'85%.

La struttura è caratterizzata da un comportamento regolare che concentra in due modi di vibrare principali la gran parte della percentuale di massa traslazionale movimentata.

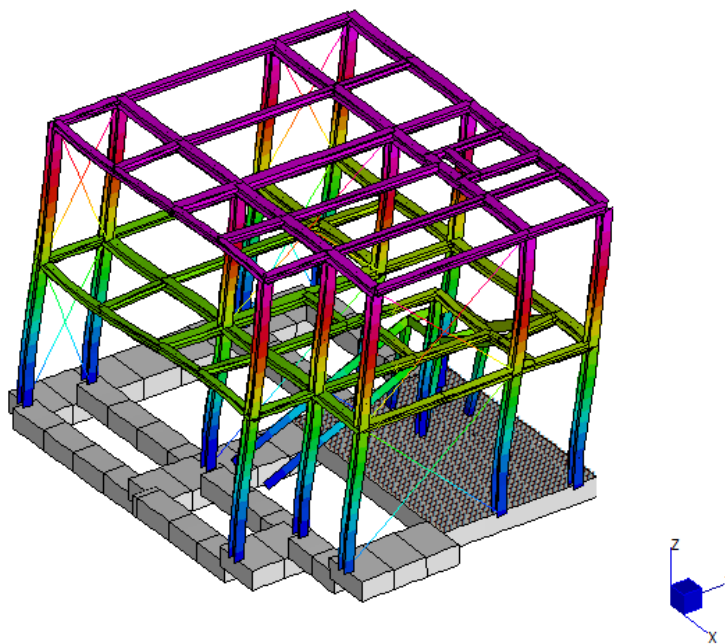


**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

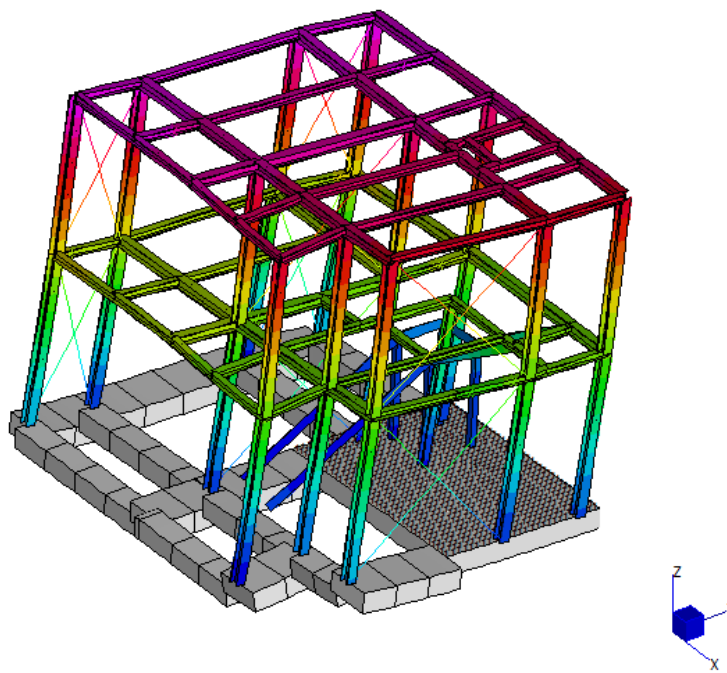
MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.9708E+00	4.7663E+04	7.3081E+06	81.709	0.377	0.000
2	2.7252E+00	4.5384E+04	1.3307E+07	0.407	81.128	0.007
3	3.2106E+00	3.0413E+04	1.2376E+07	0.067	0.268	0.011
4	4.9418E+00	2.5141E+03	2.4240E+06	0.074	0.001	4.043
5	5.8952E+00	1.8805E+03	2.5801E+06	0.000	0.015	3.305
6	6.2753E+00	6.4450E+04	1.0020E+08	8.117	0.006	0.012
7	6.5491E+00	2.2157E+03	3.7519E+06	0.018	0.311	2.181
8	7.5733E+00	1.6688E+03	3.7786E+06	0.025	0.025	5.699
9	8.4520E+00	4.9888E+03	1.4069E+07	0.046	0.379	47.974
10	8.7593E+00	1.4432E+04	4.3715E+07	0.007	5.985	7.717
11	9.2076E+00	2.2893E+03	7.6623E+06	0.032	0.618	0.209
12	9.4521E+00	5.2427E+03	1.8491E+07	0.063	0.102	6.782
13	9.5826E+00	1.3381E+04	4.8509E+07	0.001	0.226	0.456
14	9.9160E+00	2.4168E+04	9.3814E+07	0.006	0.153	0.048
15	1.0275E+01	6.5652E+03	2.7362E+07	0.046	0.059	4.306
16	1.0738E+01	7.1135E+03	3.2384E+07	0.001	0.006	1.970
17	1.1217E+01	3.0389E+03	1.5096E+07	0.012	0.003	1.541
18	1.1374E+01	1.3231E+04	6.7578E+07	0.007	0.020	5.790
19	1.1866E+01	1.2532E+04	6.9658E+07	0.000	0.054	0.187
20	1.2346E+01	1.2667E+04	7.6217E+07	0.028	0.004	0.295
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				90.666	89.739	92.534

*Estratto dei risultati dell'analisi di frequenza condotta con Straus7*

Come si può constatare il primo ed il secondo modo sono decisamente dominati interessando ciascuno l'81% della massa sismica dell'edificio. Prendendo in considerazione anche i modi 6 e 10 si soddisfa il requisito di includere l'85% della massa nell'analisi spettrale.



*1° Modo di vibrare: traslazione in direzione X,  $f=1.97$  Hz*



*2° Modo di vibrare: traslazione in direzione Y,  $f=2.72$  Hz*

#### **3.11.4 Considerazioni generali circa i carichi e loro effetti sulla modellazione**

La verifica della struttura sulle sollecitazioni SLU e soprattutto SLV con approccio elastico (analisi spettrale con spettro di risposta elastico ovvero  $q$  unitario) ha portato alla constatazione che alcune limitate zone delle fondazioni possono andar incontro a sollevamento. Per ovviare a ciò si è deciso di passare ad un'analisi non-lineare della struttura in cui si è tenuto conto di quanto segue:

- Terreno che reagisce a sola compressione con la costante elastica già specificata;
- Controventi che resistono a sola trazione.

Si pone in evidenza come una modellazione del genere incrementi gli effetti di sollevamento (nessuna resistenza a trazione del terreno e forze di sollevamento trasmesse dai controventi più alte dato il numero limitato, 2, di campi controventati in altezza) e renda la struttura meno rigida abbassando di conseguenza il periodo della stessa.

Un'analisi di tipo spettrale non è più possibile per la definizione dell'azione sismica e pertanto si procede all'individuazione di un sistema di forze di piano che fornisca le sollecitazioni negli elementi della struttura e tagli alla base maggiori o uguali di quelli stimati attraverso l'analisi spettrale.

**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

Le frequenze di cui al § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** implicano una forza sismica di fatto determinata dall'accelerazione massima dello spettro elastico (al plateau) che rappresenta, pertanto, l'accelerazione modale massima cui una qualsiasi struttura può andar incontro nel sito in esame. Un nuovo sistema di forze tarato sui risultati della spettrale su spettro elastico già condotta, pertanto, rappresenta una soglia di forze massime cui la palazzina uffici può essere soggetta in caso di sisma e, pertanto, un'assunzione non a sfavore di sicurezza.

Si riportano nella tabella seguente le forze di piano ed il taglio alla base valutate da combinazione CQC (si ricorda la dominanza del modo principale per ogni direzione) e quelle imposte ai fini dell'analisi non-lineare equivalente alla spettrale (in rosso).

SLV X CQC		SLV X NL	
	FX [kN]	FY [kN]	
COP	<b>185.5</b>	18.85	<b>232</b>
P1	<b>197.7</b>	18.6	<b>198</b>
TOT	<b>383.2</b>	37.45	<b>430</b>

SLV Y CQC		SLV Y NL	
	FX [kN]	FY [kN]	
COP	16.9	<b>187.1</b>	<b>232</b>
P1	22.5	<b>196.6</b>	<b>198</b>
TOT	39.4	<b>383.7</b>	<b>430</b>

Si pone in evidenza quanto segue:

- Il taglio alla base e le forze in ogni piano assunte per le analisi NL sono di fatto maggiori o uguali a quelle derivanti dalla spettrale;
- I circa 45 kN in più aggiunti rendono conto in modo forfettario del fatto che le CQC in una direzione contemplanو minime forze (circa 40 kN) nella direzione ortogonale.
- Il posizionamento di tali 45 kN in più è realizzato direttamente in copertura in modo da massimizzare in via cautelativa i momenti sia locali che globali alla base.

Ad esemplificazione di quanto in precedenza si riportano i diagrammi delle sollecitazioni essenziali per l'equilibrio dei sistemi controventanti al fine di operare un confronto tra spettrale e soluzione adottata. Trattasi di:

- sforzi assiali nei controventi per i risultati della spettrale SLV Y CQC ed un'analisi NL SLV Y con soli carichi gravitazionali e sisma SLV Y (no eccentricità);



## MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

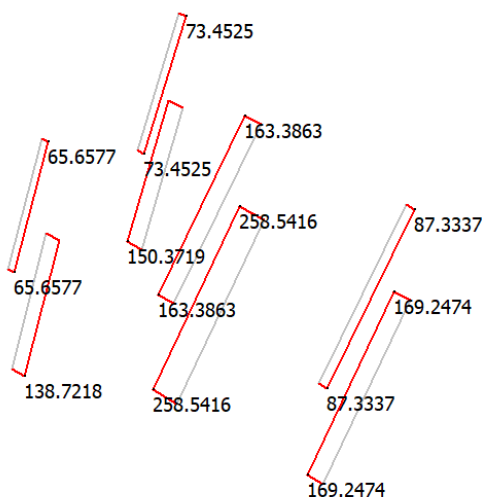
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

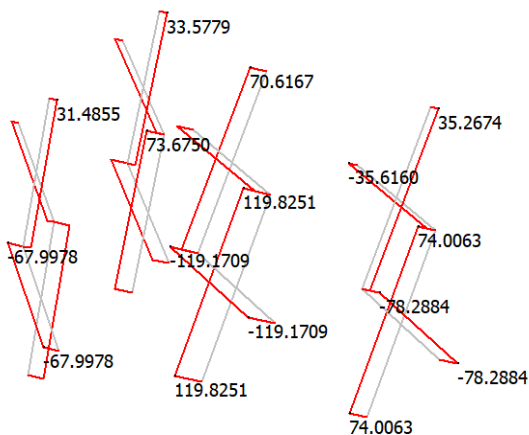
- momenti flettenti nei pilastri per i risultati della spettrale SLV X CQC ed un'analisi NL SLV X con soli carichi gravitazionali e sisma SLV Y (no eccentricità)

	MIN	MAX
AxForce(kN)	65.6577	258.5416
	[Bm:93]	[Bm:86]



*Combinazione  $G_1+G_2+\gamma_{02}\cdot Q + EY$  - analisi NL - sforzo assiale nei controventi*

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-119.1709	119.8251
	[Bm:85]	[Bm:86]

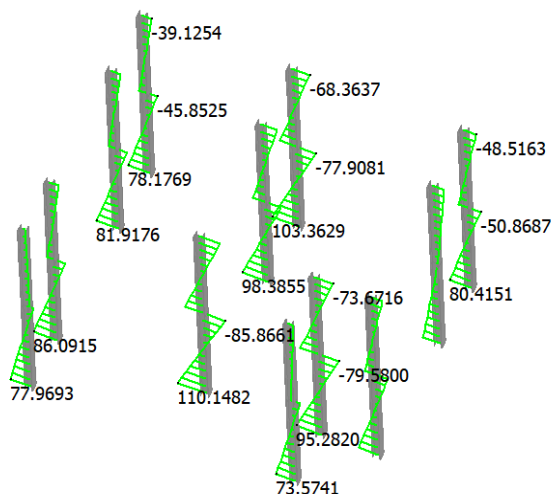


*CQC EY - analisi spettrale - sforzo assiale nei controventi*



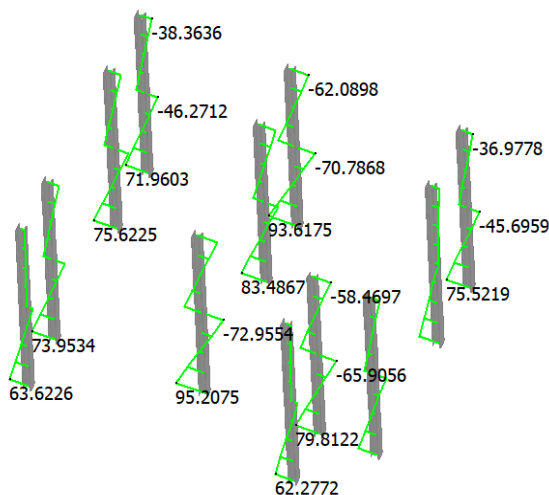
**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-85.8661	110.1482
[Bm:54]	[Bm:54]	[Bm:54]



*Combinazione  $G_1+G_2+\gamma_{02}\cdot Q + EY$  – analisi NL – momenti flettenti Mxx nei pilastri*

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-72.9554	95.2075
[Bm:54]	[Bm:54]	[Bm:54]



*CQC EY – analisi spettrale – momenti flettenti Mxx nei pilastri*

Dai precedenti diagrammi si evince che:

- le trazioni nei controventi da analisi NL sono maggiori o uguali di quelle che si riscontrano nella spettrale (si considera ovviamente il doppio della forza riportata);
- i momenti Mxx da analisi NL sono maggiori di quelli che si riscontrano nella spettrale.

Alla luce di quanto mostrato nel presente paragrafo, si conclude che le forze sismiche determinate sono atte a rappresentare quelle derivanti da analisi spettrale e l'adozione della non linearità per terreno e controventi conduce a regimi di sollecitazioni più aderenti al reale comportamento del sistema fondazionale. L'analisi NL con la modellazione "a forze equivalenti a spettrale" del sisma, pertanto, viene utilizzata per tutte le successive verifiche della struttura.



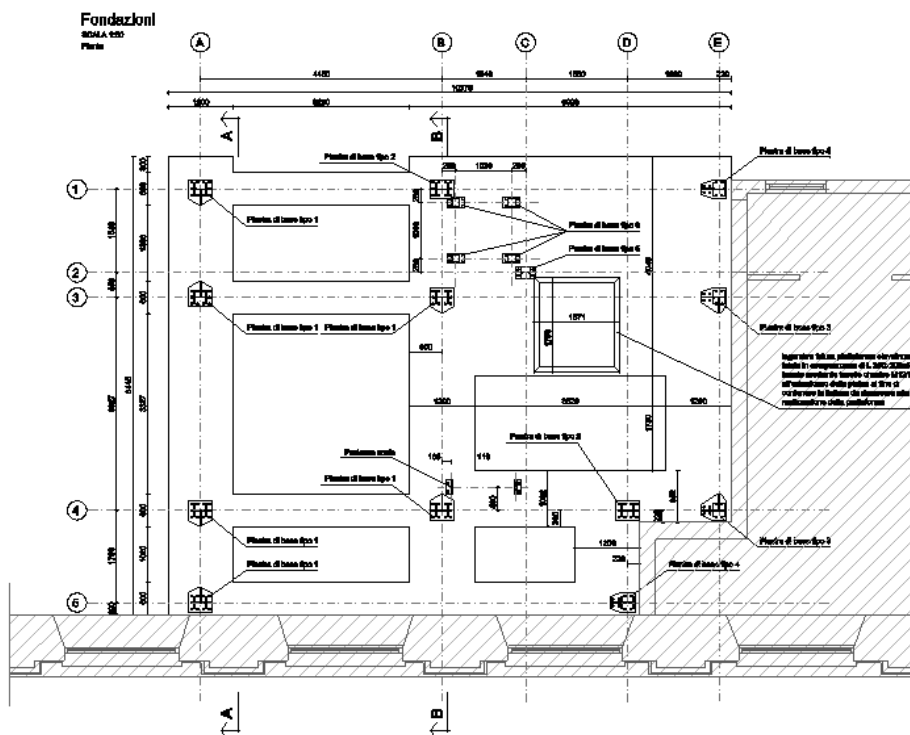
### 3.11.5 Verifiche delle fondazioni

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche del terreno e di resistenza delle travi e della platea.

La verifica del terreno viene eseguita confrontando la tensione nel terreno derivante direttamente dall'analisi con una tensione limite derivante dal carico limite calcolato mediante la formulazione trinomia di *Terzaghi*, applicando i coefficienti correttivi di *Brinch-Hansen* per tener conto di forma della fondazione  $s$  e profondità del piano di imposta  $d$  (inclinazione del carico viene tralasciata data che travi e platea sono in grado di distribuire il carico orizzontale sulla lunghezza/dimensione degli elementi e l'inclinazione del piano campagna viene assunta nulla).

In aggiunta ai carichi derivanti dalle colonne, si considerano il peso delle fondazioni (già computato a livello di modellazione) ed i carichi derivanti dalla pavimentazione posta sopra la fondazione.

La verifica viene condotta secondo l'approccio 2: A1 – M1 – R3 sia per la condizione drenata e che per la condizione non drenata essendo il terreno classificato mediante una coesione  $c$  e un angolo di attrito.



*Pianta delle fondazioni*



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.11.5.1 Tensioni nel terreno

#### 3.11.5.1.1 Tensione limite

La tensione limite viene valutata nelle condizioni più gravose, ovvero quelle non drenate ( $C_u = 25$  kPa). Si considera la trave di larghezza 1.40 m ovvero 1.20 m più l'allargamento dovuto alla diffusione dello sforzo nel magrone di 10 cm di spessore. Da ciò deriva una tensione limite allo SLU/SLV di 0.069 MPa.

Carichi sopra plinto		
h <sub>terreno</sub>	0.00	m
h <sub>pav.</sub>	0.20	m
totale	4.98	kN

Posizione falda		
Profondità piano di posa	0.40	m
Posizione falda	0.40	m
D-a	0.00	m
a	0.40	m

RESISTENZA DEL TERRENO		
$\gamma_{dry}$	17.50	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	19.50	kN/m <sup>3</sup>
Tipo Terreno	Argilla	
Condizione	Drenata	
$\phi$	0.1	°
c	0.025	MPa
N <sub>q</sub>	1.009	
N <sub>c</sub>	5.165	
N <sub>y</sub>	0.000	
Bx'	1.200	m
Ly'	8.800	m
FORMA	RETTANGOLARE	
m <sub>B</sub>	1.88	
m <sub>L</sub>	1.12	
$\theta$	90	°
m	1.880	
$\epsilon$	0	°
$\omega$	0	°

FATTORI CORRETTIVI			
	c	q	$\gamma$
s	1.027	1.000	0.945
d	1.130	1.001	1.000
i	1.000	1.000	1.000
b	1.000	1.000	1.000
g	1.000	1.000	1.000

CAPACITA' PORTANTE		
q <sub>lim</sub>	0.1576	MPa

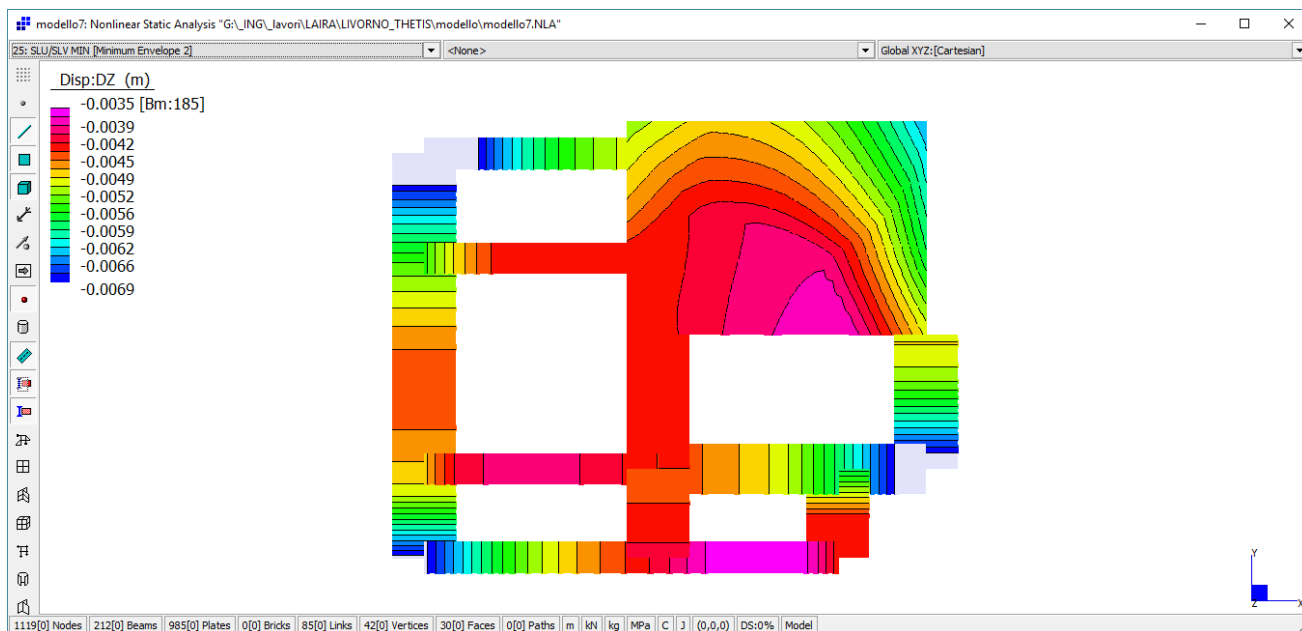
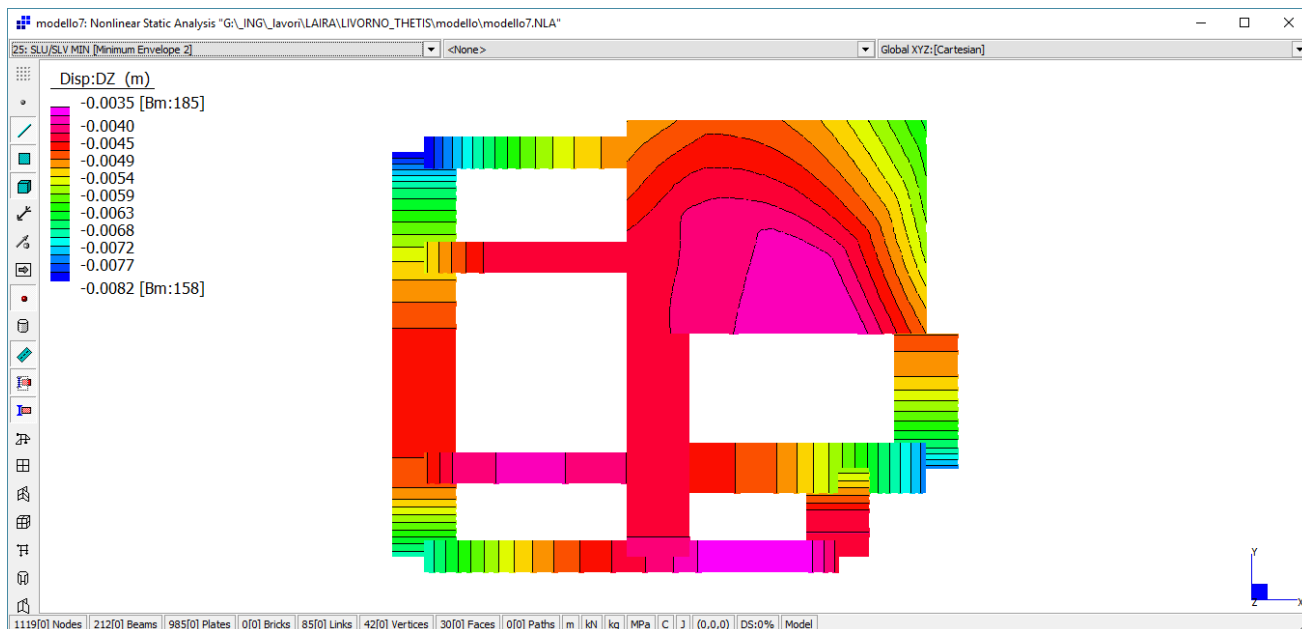
q <sub>d</sub>	0.069	MPa
----------------	-------	-----





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

### 3.11.5.1.2 Verifica delle tensioni

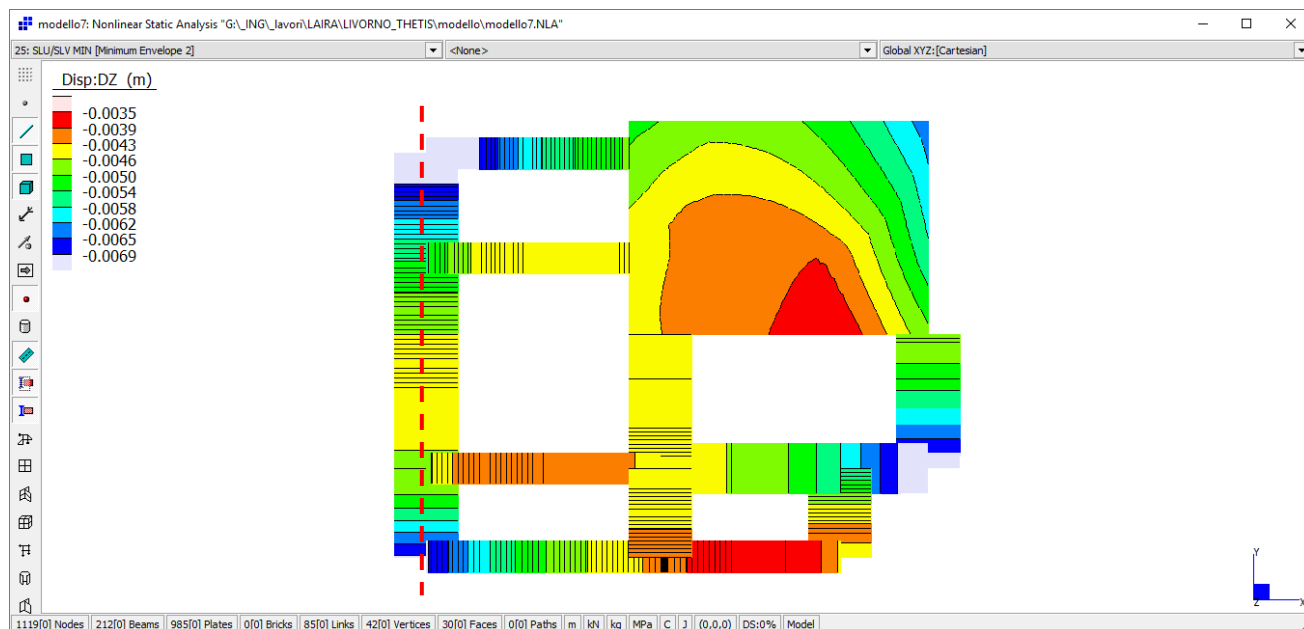


Il cedimento massimo allo SLU/SLV si attesta sui 8.2 mm. Avendo imposto una costante di sottofondo pari a  $1.0 \text{ kg/cm}^3$  ( $0.01 \text{ N/mm}^3$ ), si ha una tensione massima di 0.082 MPa ovvero  $0.82 \text{ kg/cm}^2$ , superiore ai 0.069 MPa resistenti. La zona non coperta, come si può evincere, risulta piuttosto limitata (dimensioni dell'ordine di 0.75 m). Si ammette, pertanto,



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

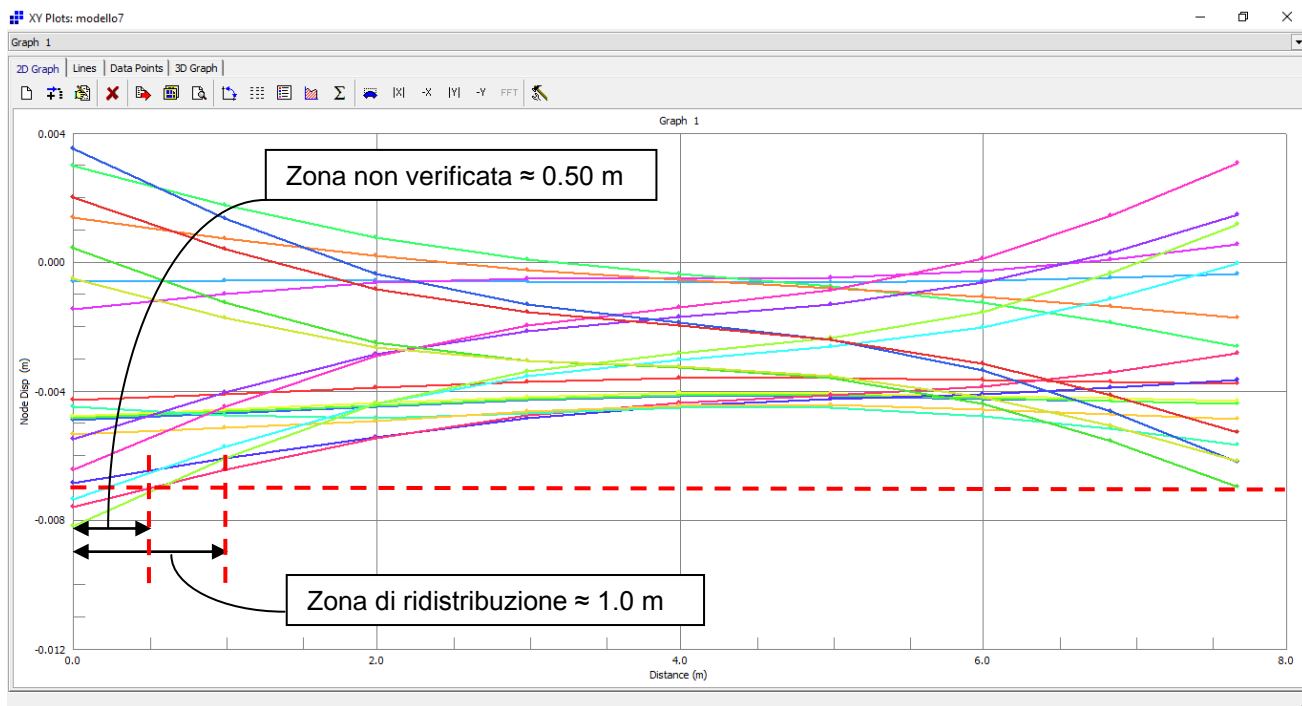
una ridistribuzione degli sforzi (il calcolo è eseguito con distribuzione elastica a compressione delle tensioni nel terreno).



Avendo una tensione resistente pari a 0.069 MPa, una tensione massima riscontrata nelle fondazioni pari a 0.082 MPa, ed essendo circa lineare l'andamento delle tensioni nelle zone considerate, come si evince nella seguente figura in cui si graficano gli spostamenti del terreno (e quindi le tensioni) lungo la trave al filo A per tutte le combinazioni SLU ed SLV, una ridistribuzione della tensione a valori "costanti" pari alla tensione limite interessa porzioni di trave molto limitate (1.0 m circa).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE  
**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**  
- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -



Data l'area di redistribuzione molto limitata (estensione lungo l'asse della trave inferiore alla larghezza della stessa), la verifica è di fatto superata.



**MINISTERO DELLA DIFESA**

SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A. - DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3° DIVISIONE

**MARINARSEN LA SPEZIA - Realizzazione della piattaforma OFFICINA 53 - CE 263710**

- RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA -

---

## **ALLEGATO 1**

---



# MINISTERO DELLA DIFESA

DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

1° REPARTO - 3<sup>a</sup> DIVISIONE

## MARINARSEN - LA SPEZIA REALIZZAZIONE AREA PIATTAFORMA FABBRICATI N° 32/32A, 57, 61/62, 95

FASE:

PROGETTO DEFINITIVO



DISCIPLINA:

STRUTTURE

DESCRIZIONE:

RELAZIONE GEOLOGICA

TAVOLA

REG-01

COD. PROGETTO

1232

NOME FILE

G\_DOC\_REG-01

SCALA

DATA:

OTTOBRE 2013

SOCIETA' MANDATARIA:



**SO.IN.CI. S.r.l.**

Architecture, Engineering & Consulting Services

Progettazione Strutturale, Architettonica Civile ed Impiantistica per  
Opere Civili, Militari, Industriali e Stradali

ARCH. MASSIMO CANTAGALLO



S.Q. KI-058527/01

SOCIETA' MANDANTE:

**S.P.I.B.S. S.r.l.**

Società di Ingegneria

Via Flaminia, 395 00196 ROMA

Tel. 06.3203222 - Fax 06.3236506

e-mail: info@spibs.it

ARCH. BRUNO SCAFI



063

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Brig. Gen. (aus) G.A.r.n. PIETRO PIGNATARO

revisione	data	referimento revisione	eseguito	controllato	approvato



**UNIGEO** s.r.l.

# COMUNE DI LA SPEZIA

Provincia di La Spezia

## RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA



**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA:** finalizzata al progetto di "Ristrutturazione e adeguamento sismico del fabbricato n° 57", sito all'interno dell'Arsenale di La Spezia, secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni "D.M. infrastrutture 14/01/2008".

Località

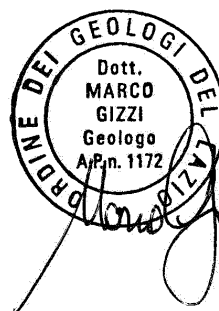
**ARSENALE – LA SPEZIA**

Progettazione

**SO.IN.CI. s.r.l.    S.P.I.B. S. s.r.l.**

IL GEOLOGO

**Dott. Marco Gizzi**



27/05/2013

## INDICE

PREMESSA.....	pag.	1
1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	pag.	2
2. INDAGINI ESEGUITE .....	pag.	3
3. CARATERISTICHE DELL'AREA DI PROGETTO .....	pag.	5
3.1 ASSETTO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO.....	pag.	5
3.2 CARATTERI GEOMORFOLOGICI .....	pag.	5
3.3 CARATTERI IDROGEOLOGICI.....	pag.	5
4. ASSETTO GEOLOGICO-TECNICO .....	pag.	6
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI .....	pag.	7
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	pag.	21

### Cartografie:

- Cartografia di inquadramento dell'area
- Piano Urbanistico Comunale - Carta di zonizzazione geologica e suscettibilità d'uso del suolo
- Piano Urbanistico Comunale - Carta geomorfologica
- Carta geologica
- Carta di schema tettonico
- Planimetria di progetto con ubicazione indagini
- Documentazione fotografica
- Stratigrafie di sondaggio
- Moduli riassuntivi analisi geotecniche di laboratorio

## **PREMESSA**

Il presente documento contiene le risultanze di uno studio geologico-tecnico, supportato da indagini geognostiche e sismiche, eseguito all'interno dell'Arsenale Militare di La Spezia, nell'ambito del **Progetto Marinarsen La Spezia - Realizzazione Area Piattaforma Fabbricati 32, 57, 61/62 e 95.**

Committente: SO.IN.Cl. s.r.l. - S.P.I.B.S s.r.l., Roma

Il sito di progetto ricade nel Comune di La Spezia – Zona Sismica 3A.

L'area in esame è completamente pianeggiante, ubicata all'interno del comprensorio dell'Arsenale. Il fabbricato oggetto della presente indagine (indicato in planimetria con il n. 57) occupa l'area prospiciente alla "Seconda darsena".

Lo studio è stato condotto in prima fase effettuando dei rilevamenti nella zona che hanno permesso di riconoscere le litologie affioranti, valutare le condizioni geomorfologiche dell'area ed evidenziare le caratteristiche idrogeologiche locali. Tali informazioni sono state supportate dall'analisi di dati bibliografici.

Successivamente sono stati eseguiti 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 20.0 m e 15 m dal p.c., ovvero debitamente all'interno del volume significativo delle pressioni trasmesse dai carichi agenti.

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite 8 prove SPT a differenti altezze stratigrafiche e prelevati 2 campioni indisturbati di terreno, sottoposti successivamente ad analisi geotecniche di laboratorio.

Per quanto riguarda l'indagine sismica, in conformità a quanto indicato nel D.M. 14/01/2008, sono state effettuate n. 2 prospezioni tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che hanno consentito di misurare indirettamente il paramatro Vs30 e ricavare la categoria sismica di sottosuolo.

Infine è stata eseguita una prova HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), che attraverso la misura di microtremore ambientale, ha permesso di fornire la frequenza caratteristica di risonanza del sito.

Le indagini condotte hanno consentito di riconoscere la natura dei terreni presenti nel sottosuolo e ricavare i principali parametri geotecnici e sismici dei terreni necessari per i calcoli strutturali ai sensi delle NTC2008.

Le basi cartografiche contenute nel presente documento sono state fornite dalla committenza.

### **Normativa di riferimento:**

Norme A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana, 1977).

D.M. LL.PP. n° 47 del 11 Marzo 1988, con relative circolari applicative

D.M. 14 settembre 2005 «Norme tecniche per le costruzioni»

Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008

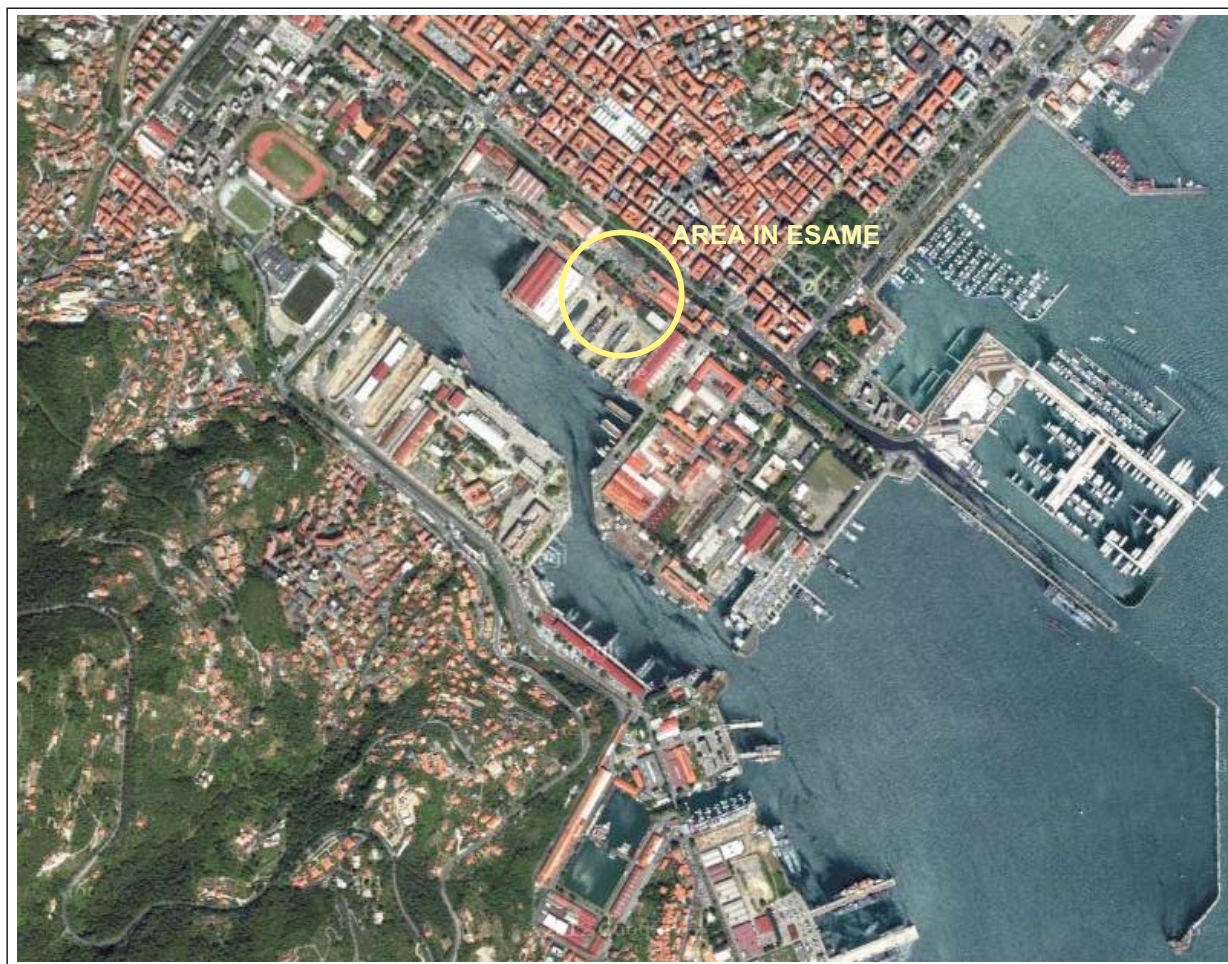
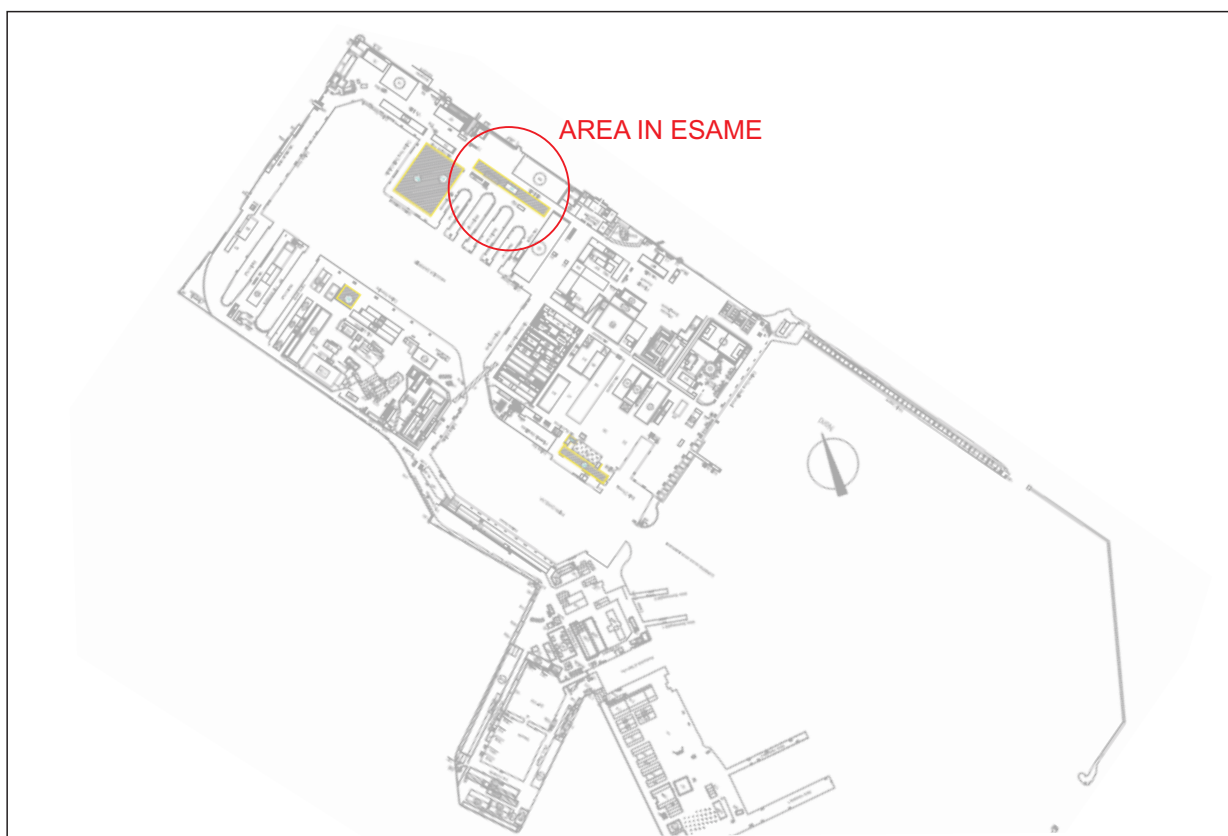




**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147  
00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

## INQUADRAMENTO DELL'AREA



## **1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

L'area di studio è rappresentata nella Carta Geologica d'Italia "Foglio 248" a scala 1:50.000.

Il golfo di La Spezia rappresenta il margine sudorientale di una depressione tettonica allungata secondo la direzione appenninica NW/SE, compresa tra due promontori, costituiti ad ovest da una piega rovesciata che coinvolge le formazioni della Falda Toscana, ad est da un'anticlinale in posizione normale in cui sono implicate più Unità tettoniche. Queste strutture sono il risultato di una fase tettonica distensiva, iniziata nel Pliocene medio-superiore e ancora attiva, che ha interessato l'Appennino settentrionale originando sistemi di horst e graben delimitati da faglie dirette allineate circa NW/SE con rigetti anche notevoli, attivatisi su una precedente fase compressiva, culminata nel Miocene superiore, che ha causato una struttura a falde di ricoprimento con sovrascorrimento delle Unità liguridi su quelle toscane.

Una di queste faglie dirette è la discontinuità che da La Spezia si sviluppa fino a Carrodano (nella carta seguente la località non è compresa, la discontinuità passa vicino a Pignone), raggiungendo nella parte meridionale un rigetto di circa 2000 metri, mettendo a contatto i terreni triassici della Falda Toscana con le formazioni dell'Unità ligure di M. Gottero.

All'interno del golfo si rinvencono potenti depositi quaternari di ghiaie, sabbie e argille di origine fluviale e marina.

Le trasformazioni urbane, ed in particolare la realizzazione dell'Arsenale, hanno modificato il naturale assetto dei terreni, cosicché le formazioni geologiche sono mascherate da coltri di materiali di riporto.

L'area dell'Arsenale è cartografata come "zona Militare" nelle cartografie del Piano Urbanistico Comunale.

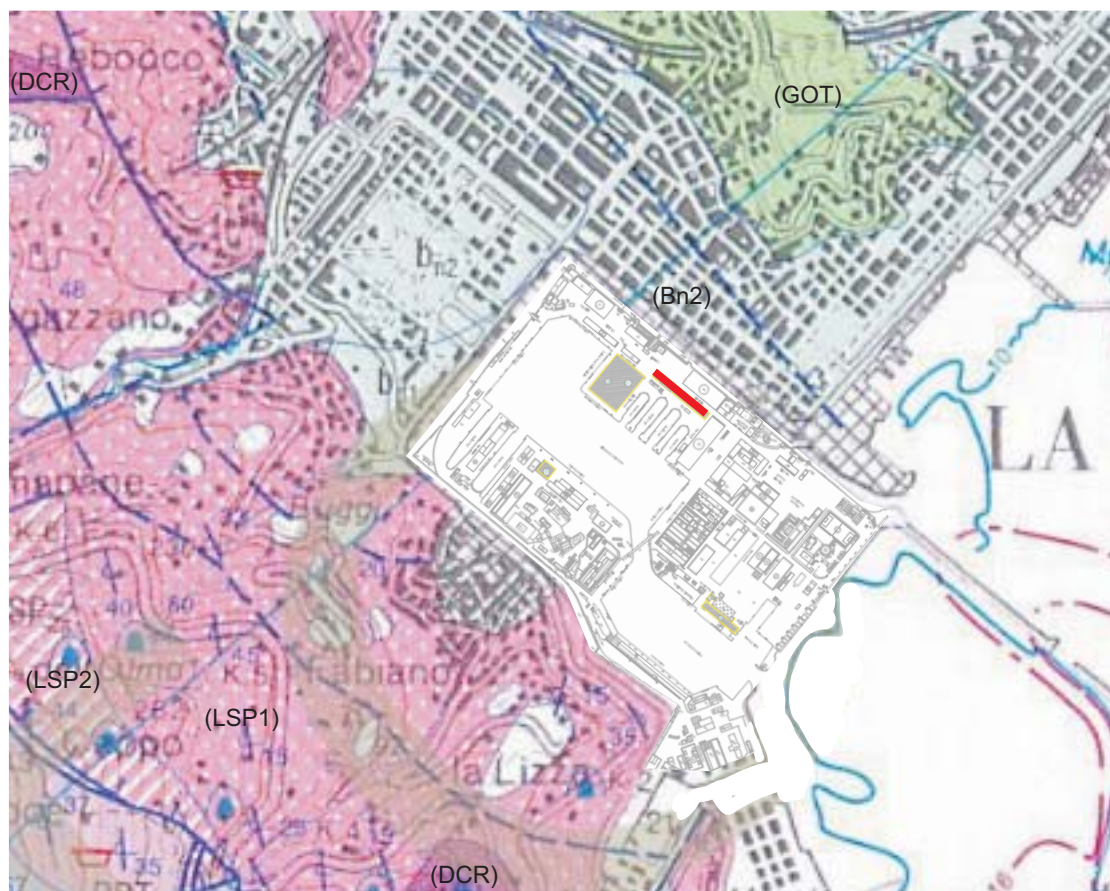




**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147  
00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

## CARTA GEOLOGICA



 Fabbricato in oggetto

### DEPOSITI NELL'AREA DELL'ARSENALE (NON INDICATI NELLA CARTA GEOLOGICA)

#### RIPORTI ANTROPICI, DEPOSITI MARINI ED ALLUVIONALI

Terreni sabbiosi, argillosi e limosi, subordinati strati ghiaiosi; Presenti resti fossili e vegetali - Olocene

#### DEPOSITI ALLUVIONALI (Bn2)

Depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi, fluviali. Olocene.

#### ARENARIE DI M. GOTTERO (GOT)

Arenarie torbiditiche a grana media e fine con peliti e microconglomerati. Campaniano sup. - Paleocene inf.

#### FORMAZIONE DI LA SPEZIA - Membro dei Calcarei di Portovenere (LSP2)

Strati decimetrici di calcari grigio scuri, con interstrati marnosi o dolomitici. Al tetto sono presenti argilliti e marne nerastre nodulari, con lumachelle. Retico.

#### FORMAZIONE DI LA SPEZIA - Membro dei Calcarei e Marne di M. S. Croce (LSP1)

Strati e banchi di calcari grigio scuri e livelli marnosi grigi e giallastri con intercalazioni di banchi di dolomie saccaroidi biancastre e di calcari oolitico e bioclasti, con strati con lumachelle e lamellibranchi. Norico- Retico.

#### DOLOMIE DI COREGNA (DCR)

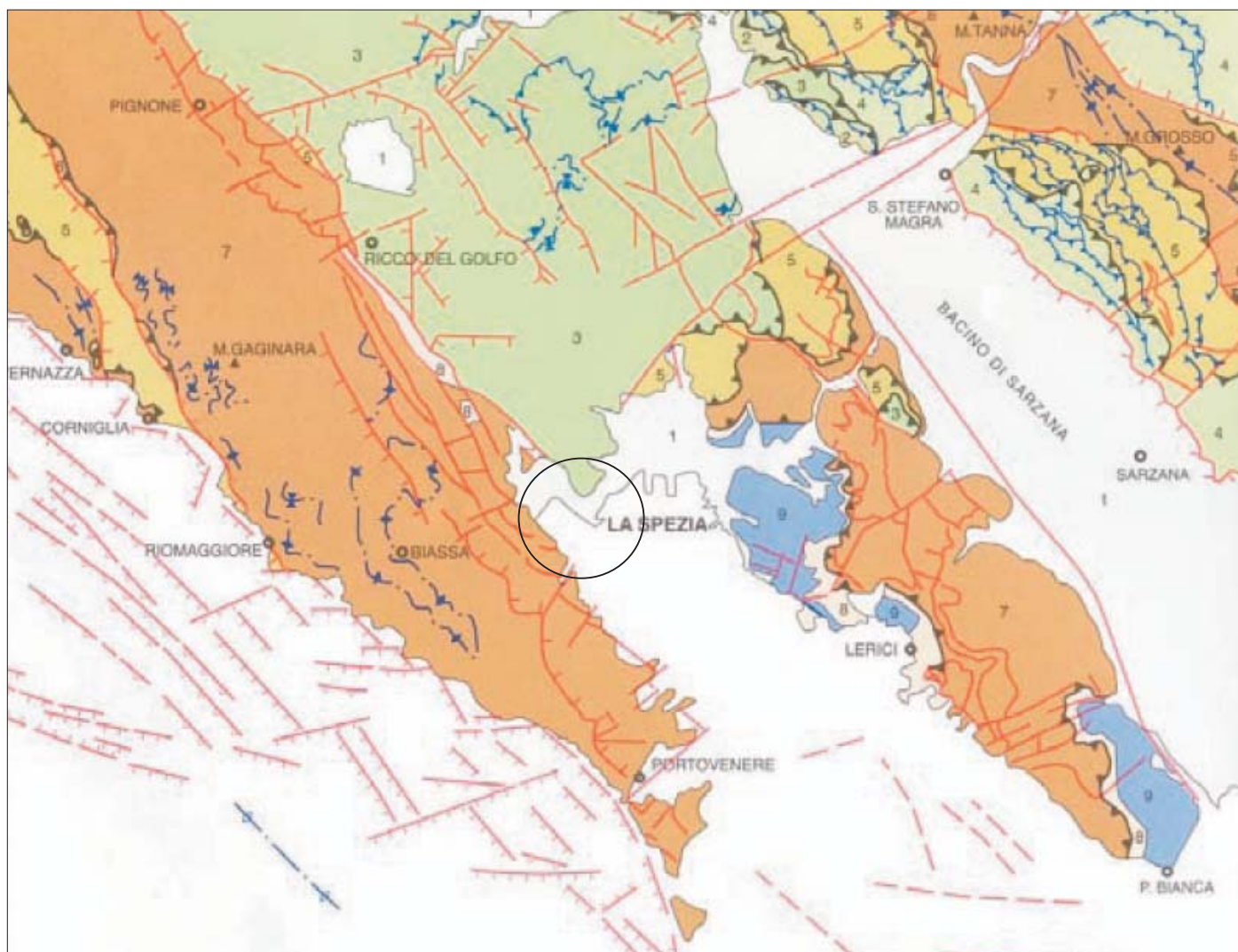
Dolomie e calcari con laminazioni parallele e incrociate. Nella parte superiore strati decimetrici calcarenitici. Presenza talora rilevanti di granuli di quarzo detritico. Carnico - Norico



**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147  
00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

**SCHEMA TETTONICO** scala 1:50.000



1 COPERTURA NEOGENICA-OLOCENICA

2 UNITA' TETTONICA DEL M. ANTOLA

3 UNITA' TETTONICA DEL M. GOTTERO

4 UNITA' TETTONICA DI OTTONE

5 UNITA' TETTONICA DI CANETOLO

6 UNITA' TETTONICA DI MARRA

7 FALDA TOSCANA

8 BRECCIE TETTONICHE TRA  
FALDA TOSCANA E  
UNITA' TETTONICA DI MASSA

9 UNITA' TETTONICA DI MASSA

— faglia

— faglia diretta

— faglia inversa

— sovrascorrimento  
tra le unità tettoniche

— sovrascorrimento interno  
alle unità tettoniche

— traccia di superficie  
assiale di anticlinale

— traccia di superficie  
assiale di sinclinale

— traccia di superficie  
assiale di antifornte

da Carta Geologica d'Italia – fog. 248 La Spezia

## 2. INDAGINI ESEGUITE

### SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

Sono stati eseguiti 2 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 20.0 m (S1) e 15 m (S2) dal piano campagna esistente.

Si è utilizzata un'attrezzatura di perforazione a rotazione modello Soil Sistem SE-550, allestita su autocarro, con sistema di perforazione ad aste e carotiere semplice ( $\varnothing$  101).

I materiali estratti dalle perforazioni, collocati in apposite cassette catalogatrici a scomparti, sono stati sottoposti ad esame visivo, a descrizione stratigrafica e geotecnica.

Le carote di terreno estratte sono state testate con il Pocket penetrometro che ha permesso di ottenere l'immediata valutazione del parametro Coesione non drenata ( $C_u$ ) per i terreni coesivi, teoricamente prossimo alla metà del valore di Resistenza al pocket (P.P).

### PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (S.P.T.)

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite complessivamente 8 prove SPT per verificare lo stato di consistenza dei terreni. Le prove sono state eseguite a differenti profondità.

L'esecuzione di ogni prova è avvenuta utilizzando il campionatore tipo Raymond, dotato di una scarpa terminale a punta aperta che consente il prelievo, a fine prova, di un campione di terreno testato. L'attrezzatura impiegata, in accordo alle Raccomandazioni AGI, è costituita da un maglio del peso di 63.5 kg, predisposto per la caduta da un'altezza di 76 cm. Le aste di collegamento del maglio al campionatore terminale hanno un peso proprio pari a 7.2 kg/m.

Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel 2° e 3° tratto (ultimi 30 cm); Al termine della prova il campionatore a scarpa viene estratto e aperto; il materiale recuperato viene catalogato e conservato in apposito contenitore.

Per terreni a comportamento granulare l'angolo di resistenza al taglio del materiale indagato è stato valutato attraverso il metodo di correlazione diretta  $N_{spt}-\varphi$ . Per i terreni coesivi è stato ricavato il valore della coesione non drenata  $C_u$  correlando il valore di  $N_{spt}$  mediante formule di bibliografia.

Sondaggio/ SPT	Profondità inizio prova (m)	Nspt
S1 – SPT 1	3.0	8
S1 – SPT 2	6.0	8
S1 – SPT 3	11.0	5
S1 – SPT 4	15.0	33
S2 – SPT 1	2.0	4
S2 – SPT 2	5.0	25
S2 – SPT 3	10.0	5
S2 – SPT 4	14.5	24

## PRELIEVO DI CAMPIONI INDISTURBATI

Nel corso del sondaggio S2 sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati di terreno, impiegando campionatore *shelby*, a pareti sottili di diametro 80 mm, spinto a pressione. I campioni sono stati sigillati con paraffina e sottoposti successivamente ad analisi geotecniche di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici e meccanici.

Per il dettaglio ed i risultati delle prove eseguite si rimanda ai certificati di laboratorio, allegati alla presente relazione.

Sondaggio/ Campione	Profondità prelievo dal p.c. (m)	Analisi geotecniche	
		peso di volume, granulometria, limiti di Atterberg	Prova di taglio diretto Prova edometrica
S2 – C1	3.0 – 3.5		
S2 – C1	4.5 – 5.0	peso di volume, granulometria	Prova di taglio diretto

### 3. CARATTERISTICHE DELL'AREA DI PROGETTO

#### 3.1 ASSETTO STRATIGRAFICO LOCALE

I terreni che rappresentano l'area interessata dal fabbricato di progetto sono relativi ai depositi olocenici – quaternari di origine marina ed alluvionale fluviale.

Tali depositi sono mascherati in superficie da terreno di riporto, relativo alle opere di urbanizzazione del complesso edilizio dell'Arsenale di La Spezia.

Si riporta di seguito la descrizione delle unità stratigrafiche presenti dal piano campagna verso il basso della successione.

- Dal piano campagna fino a profondità comprese tra 1.7 m (S2) e 2.5 m (S1) : Terreni di riporto (coperti da una sottile coltre di terreno vegetale) costituiti da limo-argilloso debolmente sabbioso, con inclusi frammenti litici di varia dimensione, di colore marrone chiaro, poco consistenti, umidi.
- Fino a profondità 4.0 – 4.5 m dal p.c.: limo-argillosi debolmente sabbiosi, a tratti con elementi ghiaiosi, di colore marrone chiaro, poco consistenti, saturi d'acqua.
- Fino a profondità comprese tra 6.3 m e 7.8 m dal p.c. Sabbie-limose di colore marrone-grigio, poco addensate sature (sotto il livello marino).
- Fino a profondità comprese tra 14.2 m e 14.8 m dal p.c. Argille e Argille-limose di colore grigio, molli plastiche, ricche di sostanza organica e fibre vegetali di colore marrone, sature.
- Fino alla profondità di 18 m dal p.c. : Ghiaie medio-grossolane poco evolute con sabbia, di colore grigio, addensate, in falda.

Da 18,0 m fino alla profondità massima investigata (20 m dal p.c.) : Argille grigie plastiche, poco consistenti, sature.

#### 3.2 CARATTERI GEOMORFOLOGICI

I rilievi condotti non hanno evidenziato fenomeni di dissesto in atto o potenziali tali da ritenere instabile il sito in esame.

In riferimento alla carta geomorfologica e di suscettibilità geologica del Piano Urbanistico Comunale, nonostante l'area militare è esclusa da zonizzazioni, non si evincono nelle aree circostanti tale settore forme di rischio legate ai processi idrici e/o geomorfologici.

#### 3.3 CARATTERI IDROGEOLOGICI

I depositi marini e alluvionali precedentemente descritti, sono costituiti da materiali le cui caratteristiche idrauliche si possono ritenere da molto permeabili (ghiaie e sabbie) a poco o nulla permeabili (limi e argille).

I rapporti tra tali terreni (soprattutto tra argille, limi e sabbie) sono variabili in senso verticale e laterale.

A seguito delle perforazioni è stata accertata la presenza di circolazione idrica nel sottosuolo.

Tale circolazione idrica si esplica negli interstrati più permeabili e si raccorda con il limitrofo bacino marino.

Le misure freatiche eseguite nei fori di sondaggio (24/04/2013) registrano un livello statico stabilizzato a 2.0 m di profondità dal piano campagna.

Non si esclude che il livello piezometrico possa comunque subire variazioni di quota stagionali in relazione ai cambiamenti climatici ed alle fasi di marea del livello marino.



#### 4. ASSETTO GEOLOGICO - TECNICO

Le prove geotecniche in situ e di laboratorio eseguite, supportate dai dati stratigrafici e geotecnici di letteratura, hanno permesso di caratterizzare sotto il profilo geomeccanico tutti i litotipi presenti sotto la sagoma del fabbricato in esame, fino alla profondità investigata.

L'insieme dei dati acquisiti, (cui si rimanda per il dettaglio ai diagrammi penetrometrici, alle stratigrafie di sondaggio ed ai certificati di laboratorio), l'analisi critica e la comparazione tra i valori ottenuti dalle diverse prove, hanno consentito di definire l'assetto geologico tecnico locale di riferimento per la progettazione, individuando in successione verticale, dall'alto verso il basso, i livelli geologico-tecnici di seguito descritti.

Il primo strato di spessore 1 m (suolo vegetale/riporti) con caratteri geotecnici disomogenei e scadenti, non è stato distinto e parametrizzato; pertanto è stato compreso nel "livello 1" ma dovrà essere scartato come terreno di fondazione di qualsiasi opera strutturale.

##### **LIVELLO 1: da 0.0 m a -4.0 / 4.5 m dal piano campagna**

Limi argillosi e sabbie limose, poco plastiche, da umidi a saturi.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	18.7
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	27° - 34.7°
Coesione (C') kPa	0
Coesione non drenata (Cu) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	25

Parametri di compressibilità:

Intervallo di pressione [Kpa]	25 – 50	50 – 100	100 – 200
Modulo edometrico E [Kpa]	1873	2613	3993

##### **LIVELLO 2: da -4.0 / 4.5 a -6.3 / 7.8 m dal piano campagna**

Sabbie con limo, da sciolte a moderatamente addensate, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	17.9
Angolo di attrito ( $\Phi'$ ) (valori min. e max.)	30° - 37.8°
Coesione (C') kPa	0

##### **LIVELLO 3: da -6.3 / 7.8 m a -14.2 / 14.8 m dal piano campagna**

Argille limose, molli, plastiche, sature.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup> (stimato)	17.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	19°
Coesione (C') kPa	5
Coesione non drenata (Cu) kPa [con $\Phi' = 0$ ]	15

##### **LIVELLO 4: da -14.2 / 14.8 m a -18.0 m dal piano campagna**

Ghiaie medie grossolane in matrice sabbiosa, addensate.

Peso di volume (g) KN/m <sup>3</sup>	19.0
Angolo di attrito ( $\Phi'$ )	42°



## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Il D.M. 14 gennaio 2008 insieme con le istruzioni applicative emanate con la Circolare Ministeriale n. 617 del 2 febbraio 2009, dal 1 luglio 2009, costituisce la normativa di riferimento per la progettazione di opere. Le nuove norme stabiliscono che le azioni sismiche di progetto derivino da un'analisi della Risposta Sismica Locale, definita come la modificazione del segnale sismico proveniente dal substrato ad opera delle condizioni geologiche locali. La valutazione della risposta sismica locale viene effettuata attraverso l'analisi della componente pericolosità del rischio sismico, che dipende sia dalle caratteristiche sismiche dell'area, cioè dalle sorgenti sismiche, dall'energia, dal tipo e dalla frequenza dei terremoti; questi aspetti sono comunemente indicati come **“pericolosità sismica di base”**; sia dalle caratteristiche geologiche e morfologiche del territorio, in quanto alcuni depositi e forme del paesaggio possono modificare le caratteristiche del moto sismico in superficie e rappresentare aspetti predisponenti al verificarsi di effetti locali “effetti di sito” quali fenomeni di amplificazione del segnale sismico o di instabilità dei terreni (cedimenti, frane, fenomeni di liquefazione); questi aspetti sono comunemente indicati come **“pericolosità sismica locale”**.

La “pericolosità sismica di base”, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione dell'azione sismica di sito che, in riferimento alle Norme Tecniche, è definita sulla base delle sue coordinate di latitudine e longitudine.

L'azione sismica di base viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle Norme Tecniche, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Gli effetti locali che danno origine alla risposta sismica locale sono da ricondursi alla differenza di rigidità tra terreni e basamento; alla geometria del substrato che può esercitare un controllo sulla generazione e propagazione di onde superficiali; alla geologia di superficie che controlla il fenomeno di risonanza e ai fattori morfologici (irregolarità topografiche, creste e valli) che possono influenzare la propagazione superficiale delle onde sismiche dando luogo a fenomeni di amplificazione dinamica.

Il D.M. 14 gennaio 2008, come indicato nel § 7.11.3, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti (stratigrafici e topografici), rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

A tale scopo è stata effettuata una caratterizzazione sismica dei terreni costituenti il sottosuolo del sito mediante n. 2 prospezioni sismiche tipo “M.A.S.W.” (“Multichannel Analysis of Surface Waves”), realizzata attraverso n. 2 stendimenti ortogonali che hanno consentito la definizione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri di terreno Vs30 (come previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008).

**PROVA SISMICA MULTICANALE MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)**

Il metodo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine geofisica che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali ( $V_s$ ), basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza.

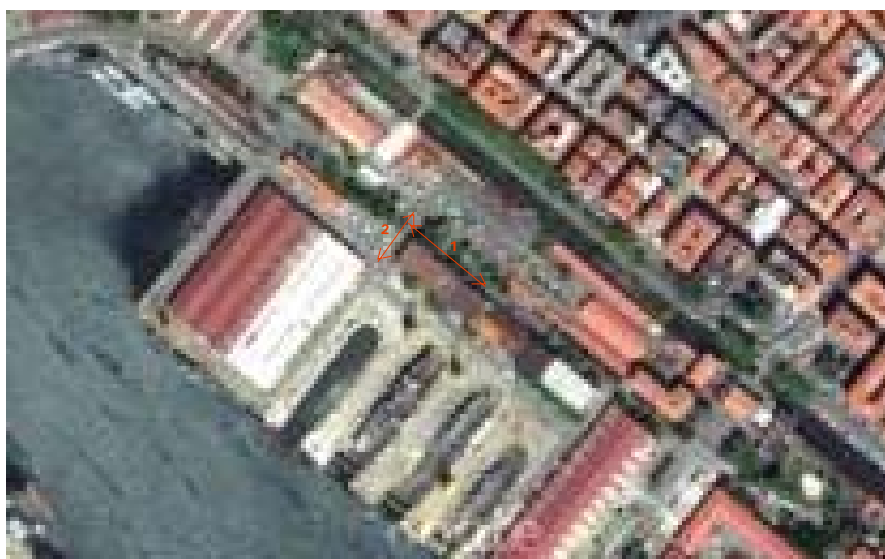


Fig. 1 – ubicazione prove MASW

E' sperimentalmente provata la relazione che lega le leggi del moto delle onde superficiali di Rayleigh e quelle delle onde di taglio S. La velocità di fase delle prime è influenzata direttamente da alcuni parametri quali la velocità delle onde P, la densità del mezzo ed in particolare modo dalla velocità delle onde S.

La prova MASW, basata su un'energizzazione sismica artificiale del suolo e sull'analisi spettrale delle onde di Rayleigh presenti nel segnale, consente di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo e soddisfare quindi le aspettative della normativa vigente il D.M. 14/01/2008.

In particolare, osservando le caratteristiche dispersive del sito e applicando opportune tecniche di inversione è possibile stimare le principali proprietà fisico-elastiche del sottosuolo in condizioni di sollecitazione sismica.

La propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più una unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda che interessano il terreno a diverse profondità e che risultano condizionate dalle caratteristiche elastiche. Questo comportamento viene definito dispersione ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie.

In generale, lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

Lo studio dello spettro delle velocità derivante dall'analisi del sismogramma registrato consente di definire la cosiddetta curva di dispersione che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda. Tale curva è estraibile dallo spettro del segnale poiché essa approssimativamente posa sui massimi del valore assoluto dello spettro.

La tecnica MASW sottintende quindi un metodo interpretativo indiretto attraverso il quale, a partire dalla curva di dispersione rilevata, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici ( $V_{s30}$ ).

La procedura è articolata in tre passi successivi:

- Acquisizione, registrazione e analisi dei dati sismici contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;
- Definizione della curva di dispersione del modello reale del terreno funzione delle caratteristiche dello stesso.
- Inversione, ovvero reiterazioni successive per la definizione di un modello finale le cui caratteristiche (densità e velocità di propagazione delle onde s) meglio approssimano quelle reali.

Questo ultimo processo impone la conoscenza della stratigrafia locale in funzione della quale vengono definiti il Modulo di Poisson, lo spessore degli strati e la velocità delle onde S ( $V_s$ ); analizzando e confrontando i parametri è possibile trovare la soluzione che meglio rappresenta la realtà geologica del sito.

Le acquisizioni vengono eseguite con stendimenti lineari in cui i geofoni sono collocati su una linea retta ad una distanza reciproca ( $\Delta x$ ) costante, in genere compresa tra 1 e 2 m (Fig. 2) determinata anche dalle condizioni geologiche locali e logistiche. Risulta fondamentale infatti che non vi siano brusche variazioni stratigrafiche laterali e di quota nell'ambito della lunghezza della stesa geofonica.

La sorgente sismica, realizzata con una massa battente (martello del peso di 8/10 Kg) (*switch hammer*) viene posizionata esternamente allo stendimento, sempre in asse con esso ad una distanza dal primo geofono variabile ( $D$ ), da un minimo di 2 ad un massimo di 5 volte la distanza intergeofonica.

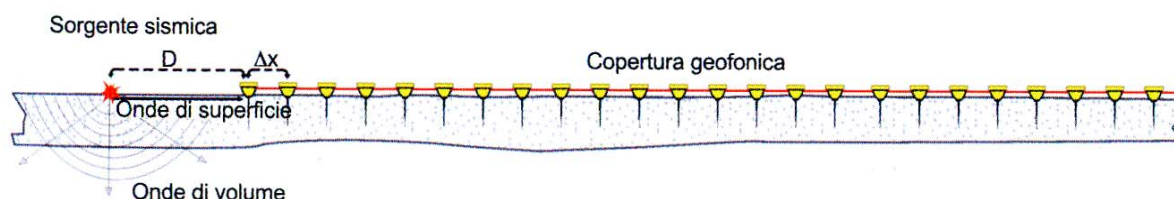


Fig. 2 - Dispositivo geometrico utilizzato per la prova MASW.

#### Strumentazione e configurazione geometrica utilizzata

La strumentazione utilizzata è costituita da un sismografo multicanale M.A.E. A6000S, con le seguenti caratteristiche tecniche :

- capacità di campionamento dei segnali tra 0.002 e 0.00005 sec;
- sistema di comunicazione e di trasmissione del "tempo zero" (time break)
- filtri High Pass e Band Reject
- "Automatic Gain Control"
- convertitore A/D a 24 bit
- 24 geofoni verticali (P) con periodo proprio di 4.5 Hz;

- massa battente pesante di 10 Kg.

La configurazione spaziale, in sito è equivalente ad un dispositivo geometrico punto di scoppio-geofoni "base distante in linea". In particolare, per ciascuna prova è stato utilizzato il seguente *set-up*:

- 24 geofoni con interspazio (Dx) di 1,5 m;
- n. 3 energizzazioni per ciascuna prova ad offset (D) a 2, 3 e 5 volte (Dx);
- passo di campionatura pari a 1000 Hz ;
- lunghezza delle tracce sismiche pari a 4.094

Il processing dei dati acquisiti è stato eseguito utilizzando il *software MASW*.

### Elaborazione delle prove

Le prove sismiche denominate Masw 1 e Masw 2 sono state eseguite a ridosso del fabbricato n.57, predisponendo i 24 sensori geofonici, distanti tra loro 1,5 m, lungo allineamenti circa ortogonali, con off-set di energizzazione pari a 2, 3 e 5 volte la distanza intergeofonica.

Le elaborazioni effettuate per le diverse distanze di energizzazione utilizzate sono risultate del tutto simili a conferma della buona attendibilità dei dati raccolti in campagna.

### **PROVA MASW 1**

Di seguito si riportano i risultati, sia in forma grafica che numerica, ottenuti dalla prova effettuata.

Numero di ricevitori:	24
Numero di campioni temporali:	4094
Passo temporale di acquisizione:	1 ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi:	24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a:	0 ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a :	4094 ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)	

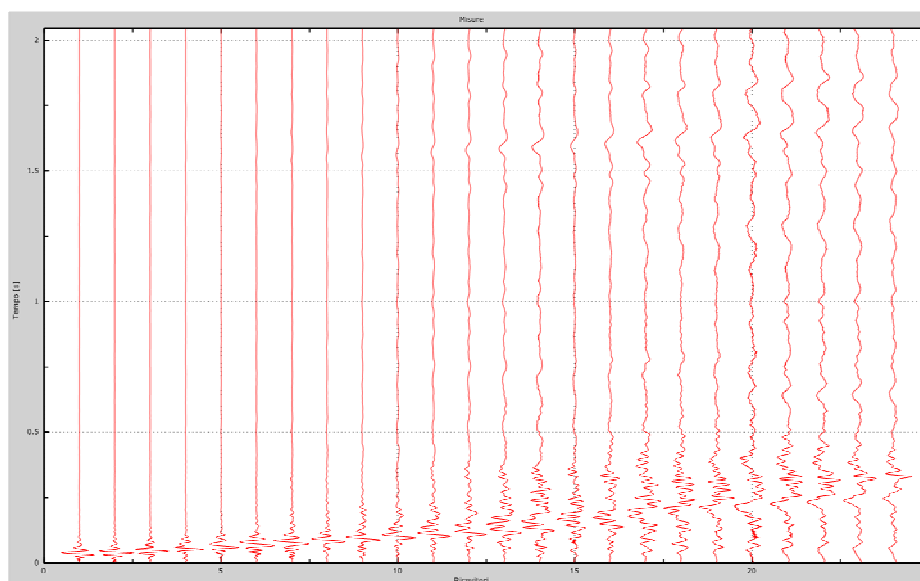


Fig. 3: Sismogramma di acquisizione

Una volta acquisiti i dati di campagna sotto forma di sismogrammi (Fig. 3) e verificata la buona

attendibilità del dato raccolto la seconda fase consiste nella individuazione delle coppie **f-k** cui corrispondono i massimi spettrali d'energia (densità spettrale) che permettono di risalire alla curva di dispersione delle onde di Rayleigh nel piano V di fase (m/s) – Frequenza (Hz) (Fig.4)

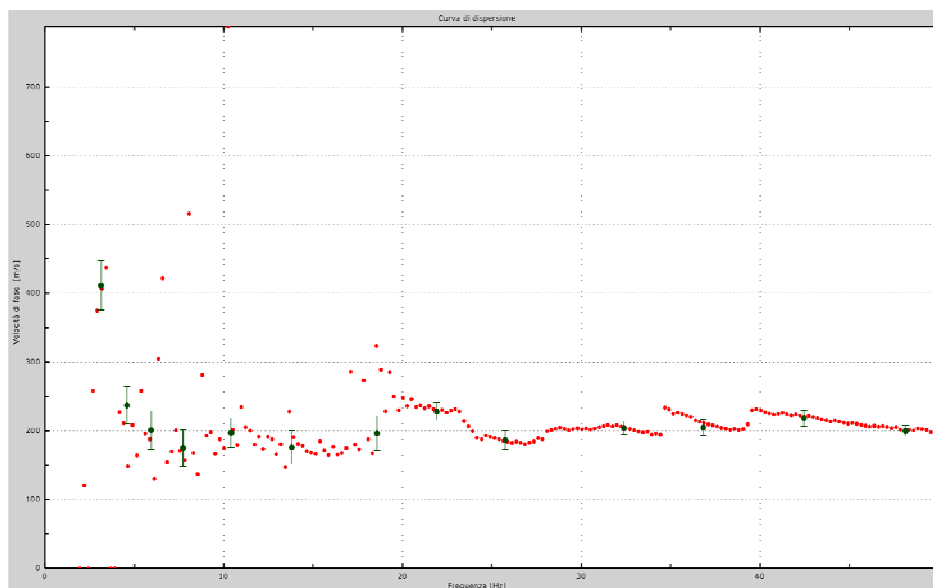


Fig. 4 – Curva di dispersione

Il passaggio successivo consiste nel calcolo della curva di dispersione teorica attraverso la formulazione 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  $V_p$ , la densità di massa  $\rho$  degli strati che costituiscono il modello del suolo (fig. 5).

La quarta ed ultima fase consta nella modifica della curva teorica 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 (Fig. 5). Quando l'errore tra la curva effettiva e quella sperimentale risulta essere minore del 10%, il profilo di velocità ottenuto può essere considerato valido e utilizzabile per il successivo calcolo della velocità equivalente  $V_{s30}$

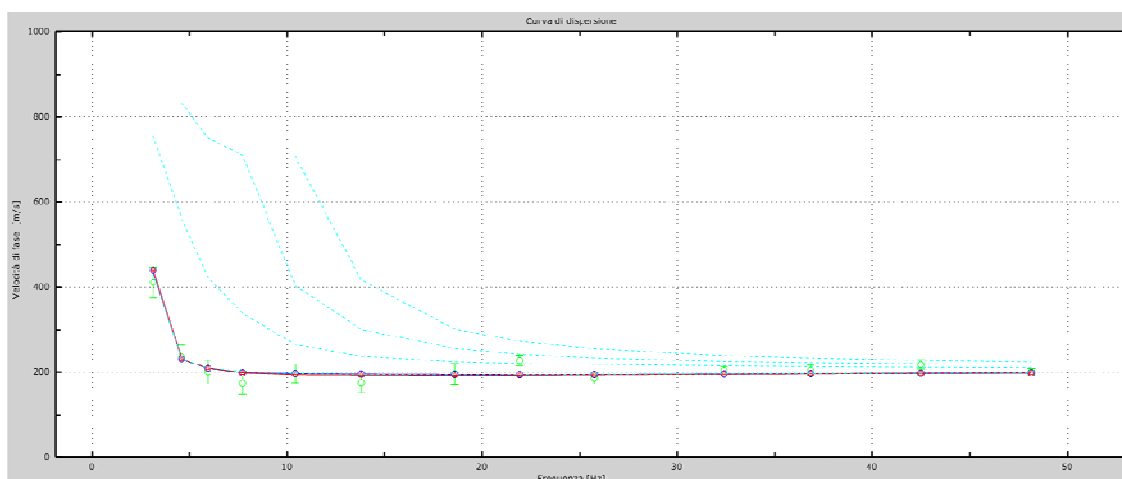


Fig. 5: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso).

La curva che meglio approssima i dati sperimentali deriva da un profilo verticale delle onde S costituito da almeno n. 5 sismo-strati, (Fig. 6), che in base ai dati di stratigrafia locale risulta formato da una sequenza di terreni sedimentari di natura prevalentemente sabbiosa e argillosa, da poco addensati ad addensati, passanti in profondità a depositi ghiaiosi e poi calcarei. La velocità aumenta con la profondità in modo graduale.

Di seguito vengono indicati i valori dei principali parametri sismo-elastici relativi a ciascuno strato riconosciuto attraverso la prova:

Numero di strati (escluso semispazio) ..... 6  
 Spaziatura ricevitori [m] ..... 1,5 m  
 Numero ricevitori ..... 24  
 Numero modi ..... 4

strato	Descrizione	h [m]	z [m]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Falda	Poisson	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1		2	-2	1500	NO	0.2	<b>222</b>	362.52
2		10	-12	1600	SI	0.48	<b>207</b>	1055.50
3		9	-21	1600	SI	0.48	<b>218</b>	1111.59
4		5	-26	1700	SI	0.48	<b>231</b>	1177.87
5		5	-31	1900	SI	0.48	<b>310</b>	1580.74
6		4	-35	1900	SI	0.48	<b>450</b>	2294.80
7		00	-00	2200	SI	0.48	<b>800</b>	4039.17

Tabella riassuntiva dei principali parametri sismo-elastici dei livelli riconosciuti.

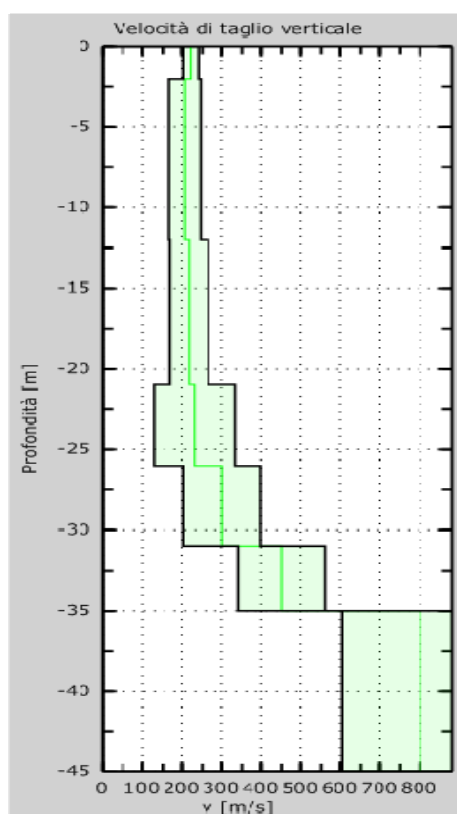


Fig. 6 – Profilo di velocità Vs ottenuta attraverso l'interpretazione dei dati. La linea verde è riferita alla Vs finale.

## PROVA MASW 2

Di seguito si riportano i risultati, sia in forma grafica che numerica, ottenuti dalla prova effettuata.

Numero di ricevitori:	24
Numero di campioni temporali:	4094
Passo temporale di acquisizione:	1 ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi:	24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a:	0 ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a :	4094 ms
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)	

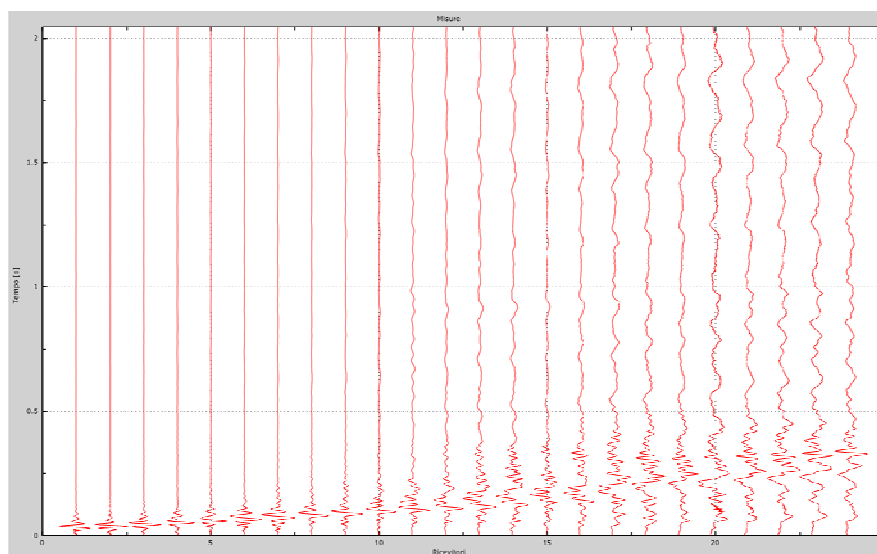


Fig. 7: Sismogramma di acquisizione

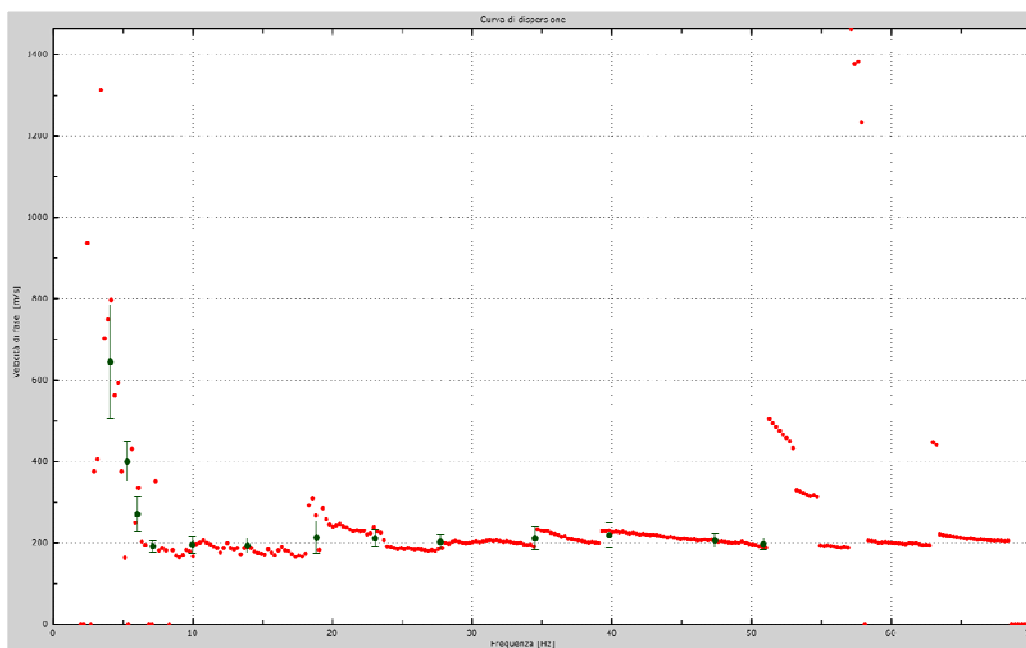


Fig. 8 – Curva di dispersione

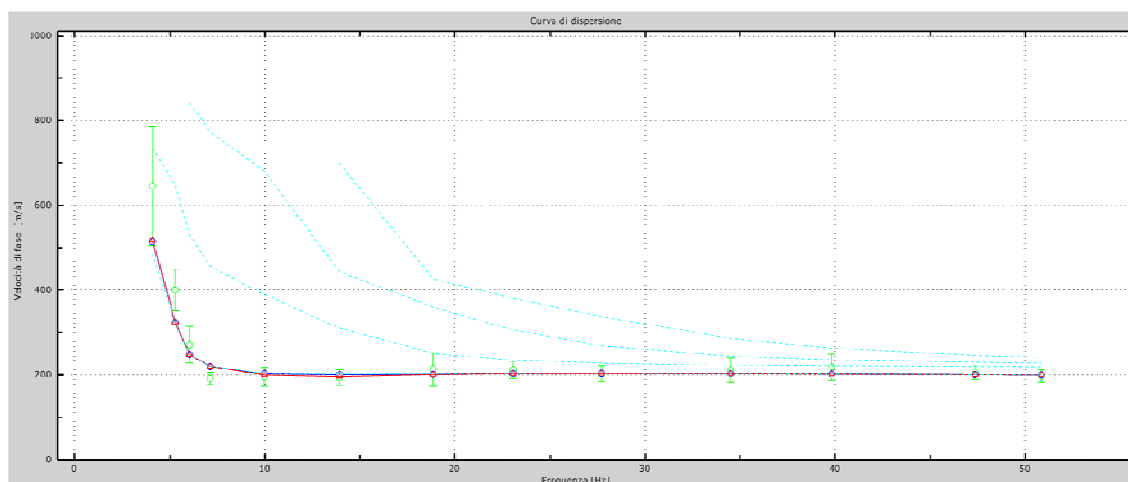


Fig. 9: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso).

La curva che meglio approssima i dati sperimentali deriva da un profilo verticale delle onde S costituito da almeno n. 5 sismo-strati, (Fig. 10), che in base ai dati di stratigrafia locale risulta formato da una sequenza di terreni sedimentari di natura prevalentemente sabbiosa e argillosa, da poco addensati ad addensati, passanti in profondità a depositi ghiaiosi e poi calcarei. La velocità aumenta con la profondità in modo graduale.

Di seguito vengono indicati i valori dei principali parametri sismo-elastici relativi a ciascuno strato riconosciuto attraverso la prova:

Numero di strati (escluso semispazio) .....	5
Spaziatura ricevitori [m] .....	1,5 m
Numero ricevitori .....	24
Numero modi .....	4

strato	Descrizione	h [m]	z [m]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Falda	Poisson	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1		2	-2	1800	NO	0.2	<b>215</b>	351.09
2		3	-5	1800	NO	0.2	<b>234</b>	382.12
3		12	-17	1800	SI	0.48	<b>215</b>	1096.29
4		4	-21	1800	SI	0.48	<b>320</b>	1631.69
5		10	-31	1800	SI	0.48	<b>450</b>	2294.56
6		oo	-oo	1800	SI	0.48	<b>850</b>	4334.17

Tabella riassuntiva dei principali parametri sismo-elastici dei livelli riconosciuti.



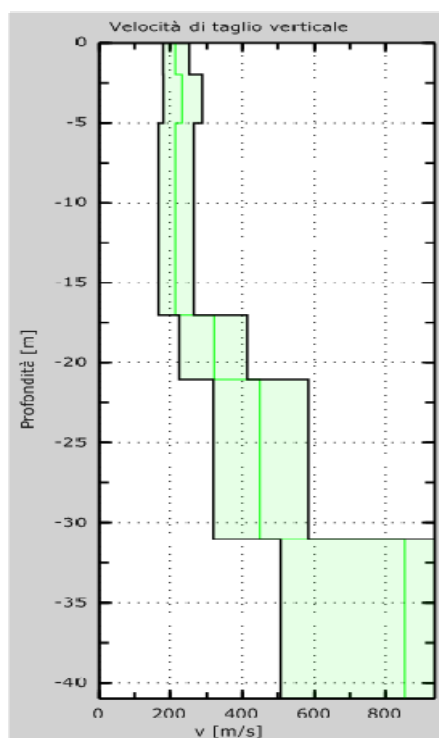


Fig. 10 – Profilo di velocità Vs ottenuta attraverso l'interpretazione dei dati. La linea verde è riferita alla Vs finale.

#### Definizione della Vs30 e classificazione del suolo

A partire dal profilo verticale delle onde S e dalle relative velocità dei sismostrati del modello sismico monodimensionale riportato nel precedente paragrafo, è possibile calcolare il valore della Vs30, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio (Vs). Per il calcolo della Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (“Norme tecniche per le costruzioni”):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}}$$

Dove:  $h_i$  e  $v_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità 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.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono per le rispettive prove i seguenti valori (la quota iniziale corrisponde al piano campagna attuale), di velocità media di propagazione delle Onde di taglio entro i 30 metri di profondità ( $V_{s30}$ ):  **$V_{s30} = 229 \pm 12$  m/s (masw 1) e  $V_{s30} = 268 \pm 18$  m/s (masw 2)**

Ai fini della definizione delle azioni sismiche, il profilo stratigrafico dei terreni indagati e le relative  $V_{s30}$  stimate permette di attribuire il sito alla **Categoria di suolo “C”**.

## Indagine sismica con tecnica dei rapporti spettrali (HVSr)

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito mediante lo spettro H/V. I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato.

Il metodo Nakamura (Nakamura, 1989, Quarterly Rep. RTRI Jpn. No. 30) è una tra le tecniche più utilizzate per lo studio della risposta sismica di un sito. Tale metodo consente di determinare la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno (o frequenza di risonanza),  $f_0$ , a partire da registrazioni di microtremore. Quest'ultimo si assume sia principalmente costituito da onde sismiche superficiali, in particolare da onde di Rayleigh.

Il contrasto d'impedenza sismica tra gli strati di terreno superficiali ed il substrato roccioso è la causa dell'amplificazione al sito. Specificamente, verificata l'ipotesi per cui la componente verticale del moto sia esente da effetti di amplificazione, la funzione di amplificazione è determinabile come il rapporto tra le componenti spettrali orizzontali (H) e quella verticale (V) di una stessa registrazione in superficie. Tale funzione è propriamente indicata come curva H/V (per questo spesso si parla di tecnica HVSr – Horizontal to Vertical Spectral Ratio technique) ed esprime la variazione dell'amplificazione del terreno in funzione della frequenza.

### Cenni sulla teoria della tecnica HVSr

La tecnica HVSr permette di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Si esegue attraverso una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione. Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea. Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

Le misure di microtremore sono state effettuate utilizzando il sismografo digitale multicanale M.A.E. A 6000 S S3S2, alimentato da 1 batteria e collegato ad un sensore geofonico 3D di superficie con frequenza propria di 2 Hz. Il dispositivo geofonico, progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico, è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) di cui n. 2 componenti orizzontali orientati N-S, E-W e n.1 verticale. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 250 Hz, per una durata di registrazione pari 20 minuti.

I dati raccolti sono stati successivamente processati con software specifico "Geopsy" per la determinazione della curva HVSR ed avendo come obiettivo principale la ricerca del picco di frequenza naturale.

#### Risultati della prova:

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	250.00 Hz
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.
Numero totale finestre selezionate:	36
Numero finestre incluse nel calcolo:	31
Dimensione temporale finestre:	32,768 s
Tipo di lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	10.00 %
Cosine taper:	5%

#### Rapporto spettrale H/V

Frequenza massima:	20.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	0.15 Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare Costante
Percentuale di lisciamento:	5.00 %

#### Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: **1,85 ± 0,39**

Verifiche SESAME:

Verifica affidabilità curva: **Ok**

**ESITO**

$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	

## Verifica affidabilità picco: Ok

$$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$$

Ok

$$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$$

Ok

$$A_0 > 2$$

Ok

$$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$$

Ok

$$\sigma_f < \varepsilon(f)$$

Ok

$$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$$

Ok

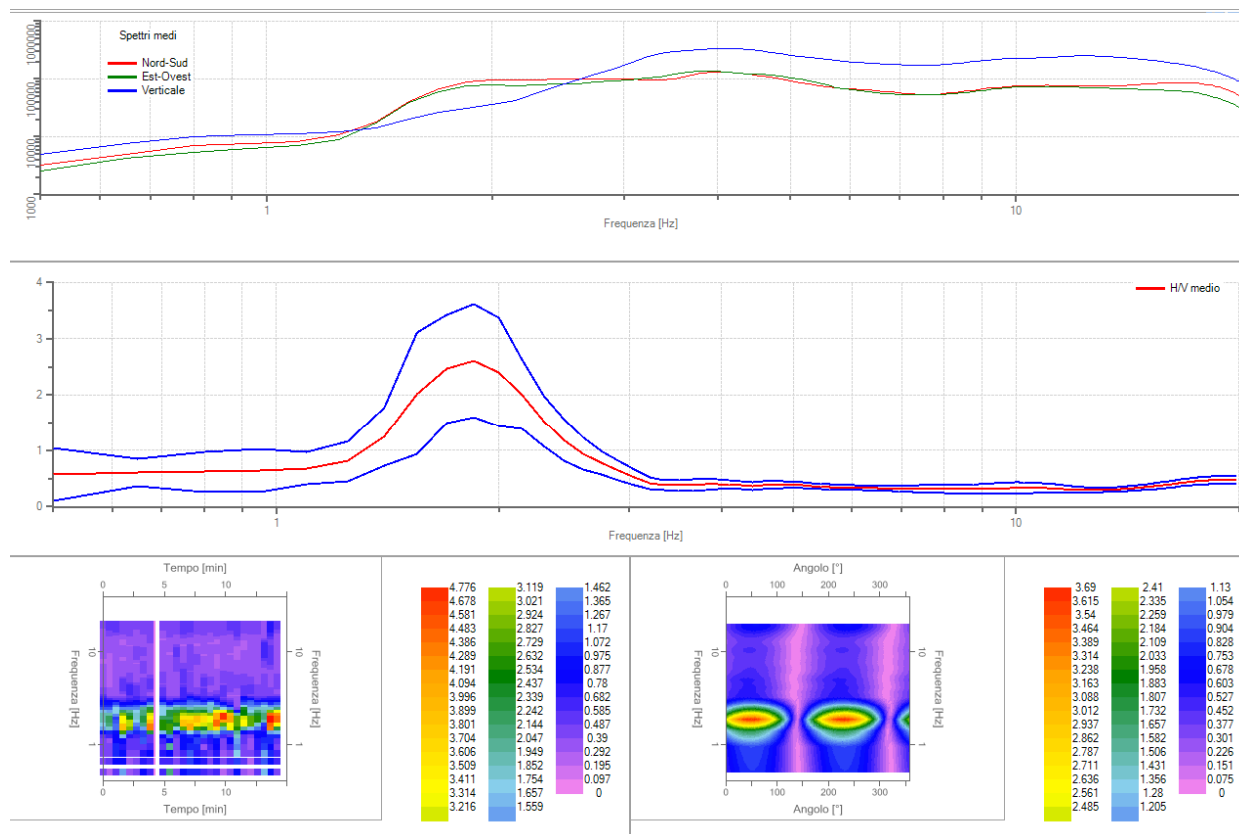


Fig. 11 – Grafici di elaborazione della prova - Spettri medi nelle tre direzioni - Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia - Mappa della stazionarietà degli spettri - Mappa della direzionalità degli spettri

L'analisi spettrale dei rapporti tra le componenti orizzontali e verticali delle onde superficiali (HVSr) ha permesso l'individuazione di un picco di risonanza fondamentale  $f_0$  del suolo pari a circa **1,8 Hz**.

Il picco di frequenza calcolato ci permette di stabilire la profondità (**H**) del contrasto di impedenza sismica attraverso la nota relazione  $V_s = H \cdot 4 \cdot f_0$ ; dove  $V_s$  rappresenta la velocità media degli strati superficiali. Ipotizzando una  $V_s$  media degli strati superficiali pari 230 m/s (valutata in base alle prove MASW realizzate) si ottiene una profondità  $H$  della superficie risonante pari a circa 32 m convergente con i risultati delle prove masw e con il modello litostratigrafico dell'area.

**Condizioni topografiche:** Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione. Categoria Caratteristiche della superficie topografica

- T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$
- T2 Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$
- T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$

Dall'analisi delle condizioni morfologiche del sito è possibile attribuire l'area di progetto alla categoria di superficie topografica **T1**.

Sulla base dei valori sismici forniti è possibile calcolare i parametri sismici di riferimento del sito attraverso il software GeoStru PS <http://www.geostru.com/geoapp>

#### Parametri sismici:

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazione

#### **Sito in esame.**

Latitudine 44,103464 [°] longitudine: 9,818507 [°]

**Classe d'uso: II.** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

#### **Siti di riferimento**

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	18262	44,127180	9,798735	3073,4
Sito 2	18263	44,129330	9,868282	4905,2
Sito 3	18485	44,079380	9,871231	4990,2
Sito 4	18484	44,077220	9,801764	3210,0

#### **Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,039	2,538	0,221
Danno (SLD)	63	50	0,049	2,522	0,244
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,120	2,403	0,291
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,155	2,381	0,298

#### Coefficienti sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,730	1,000	0,012	0,006	0,577	0,200
SLD	1,500	1,670	1,000	0,015	0,007	0,720	0,200
SLV	1,500	1,580	1,000	0,043	0,022	1,762	0,240
SLC	1,480	1,570	1,000	0,055	0,027	2,243	0,240

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50  
Geostru software - [www.geostru.com](http://www.geostru.com)

## CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Gli studi condotti hanno riguardato l'area di sedime di un fabbricato sito all'interno dell'Arsenale Militare di La Spezia interessata dal progetto ....

Il Comune di La Spezia ricade in Zona Sismica 3A.

Sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo, prove geotecniche in situ e di laboratorio eseguite; i risultati ottenuti, supportati dai dati di letteratura, hanno permesso di caratterizzare sotto il profilo geomeccanico tutti i litotipi presenti sotto la sagoma del fabbricato in esame, fino alla profondità investigata.

Nel presente documento è stato fornito il modello geologico-tecnico, distinguendo, dal piano campagna verso il basso, n. 4 unità geologico-tecniche per ognuna delle quali sono stati riportati i valori minimi e massimi dei parametri geotecnici, così come ottenuti dalle prove in situ e di laboratorio.

In virtù della natura dei terreni, (riporti antichi sovrapposti a depositi alluvionali-marini eterogenei) si suggerisce, in fase di verifiche strutturali, di adottare i valori minimi dei parametri geotecnici forniti.

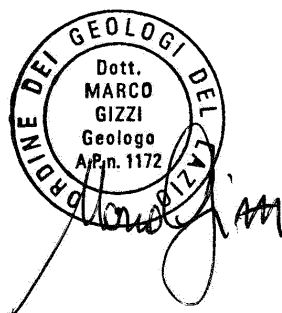
Attraverso l'esame geofisico eseguito mediante n. 2 prove MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è stato ricavato il valore di velocità media Vs30 che permette di attribuire il sito alla Categoria di suolo "C" e di profilo topografico T1.

Nel presente documento sono stati riportati i parametri geotecnici e sismici necessari per le verifiche strutturali, ai sensi del D.M. 14.01.2008.

*La validità delle ipotesi di progetto, secondo quanto indicato dalla normativa vigente, dovranno essere controllate durante la realizzazione dell'opera, considerando oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare eventualmente l'opera alle situazioni riscontrate.*

Roma, Maggio 2013

Dott. Geol. Marco Gizzi



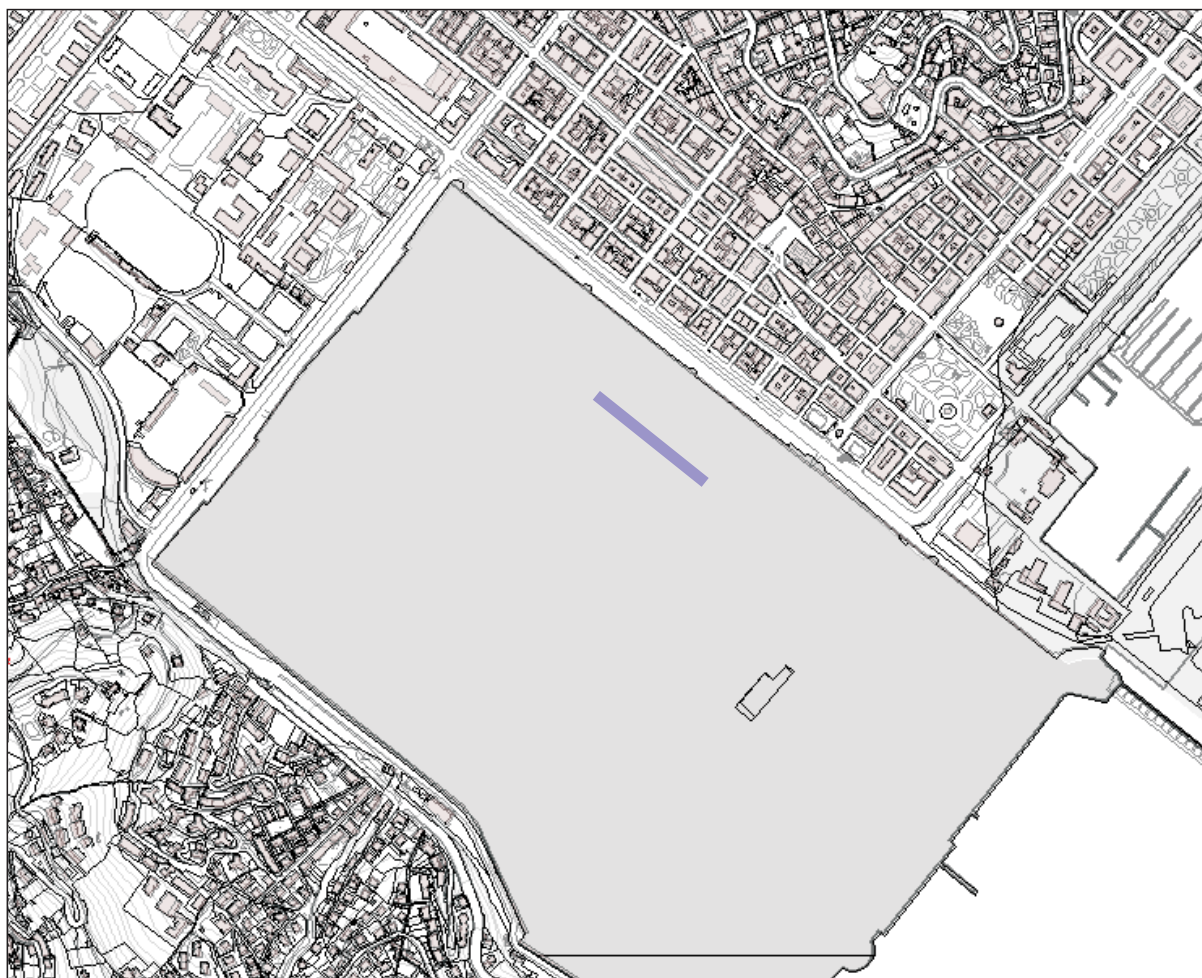


**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147

00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

## Piano Urbanistico Comunale - La carta geomorfologica



 Fabbricato in oggetto

### Cartografia di base

-  Carta Tecnica Regionale
-  Carta Tecnica Regionale
-  Limite Comunale
-  Infrastrutture
-  Gallerie
-  edifici

### Geomorfologica

-  Materiale di riporto (RP)
-  Morfodinamic
-  Morfodinamic
-  Morfodinamic
-  Ravaneti di cava (RV)
-  Spianata artificiale
-  Zona militare



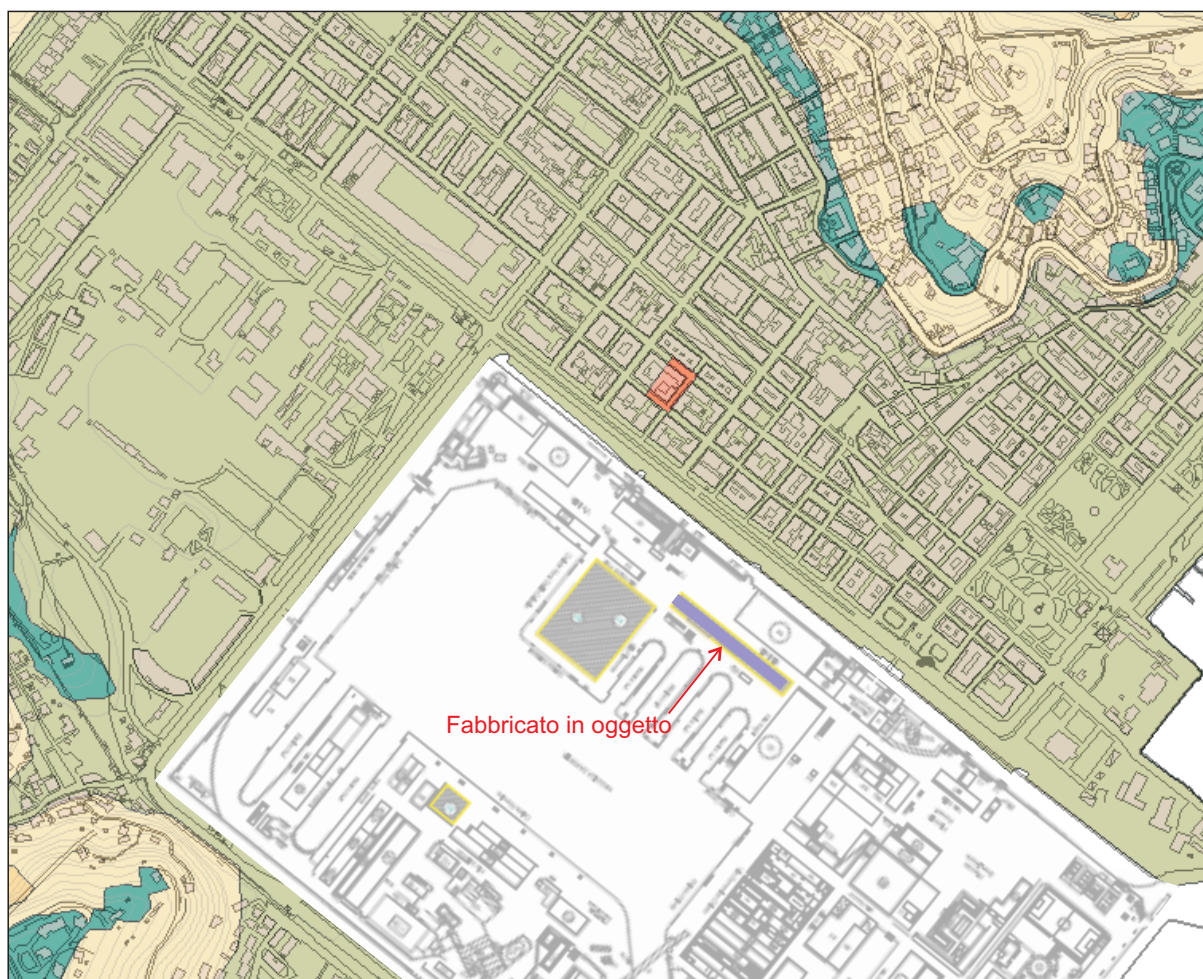


**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147






00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

## Piano Urbanistico Comunale - La zonizzazione geologica e suscettibilità d'uso del suolo



### Suscettibilità

#### Suscettibilità

-  Carbonile
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: ampia - PERICOLOSITA': bassa - CLASSE: A
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media CLASSE: C0
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media - CLASSE: C1
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media - CLASSE: C1 CARATTERISTICHE: A3
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media - CLASSE: C2
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media - CLASSE: C2 CARATTERISTICHE: A3
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media - CLASSE: C3
-  SUSCETTIBILITA' D'USO: limitata - PERICOLOSITA': alta - CLASSE: L
-  zona militare

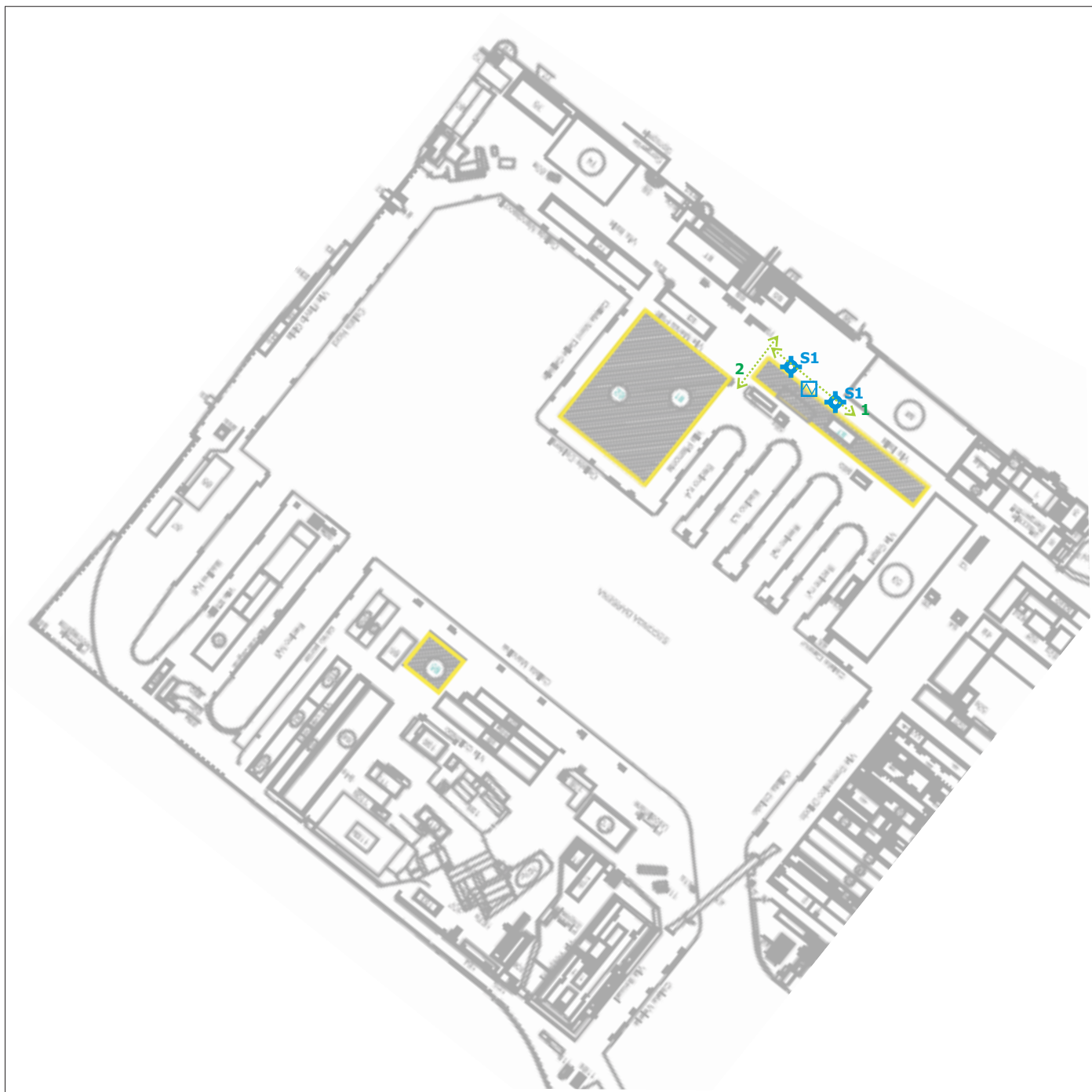


**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147

00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

## PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI



SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO



LINEA DI STENDIMENTO PROSPEZIONE MASW




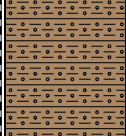
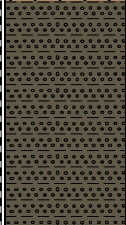
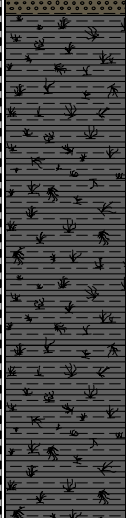
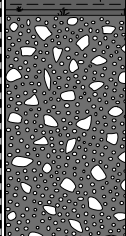
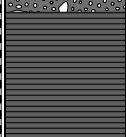
PROVA GEOFONICA HVSR

Committente: Committente: SOINCI progetti S.r.l.	Sondaggio: S1
Riferimento: Arsenale - La Spezia	Data: 23/04/2013
Coordinate:	Quota:
Perforazione: Aste e carotiere semplice	

SCALA 1:100

## STRATIGRAFIA - S1

Pagina 1/1

ø mm	R v	metri batt.	LITOLOGIA	prof. m	Spess. m	DESCRIZIONE	RP	Standard Penetration Test				Campioni	A	Prel. % 0 --- 100
								m	S.P.T.	N	Pt			
101						Terreno vegetale e di riporto limo-argilloso debolmente sabbioso di colore marrone chiaro, poco consistente, umido.								
	1			2.5	2.5									
	2													
	3					Limo-argilloso debolmente sabbioso con rari elementi ghiaiosi di colore marrone chiaro, poco consistente, saturo.	0.5	3,0	3-3-5	8	A			
	4			4.5	2.0		0.2							
	5						0.5							
	6					Sabbie-limose di colore marrone-grigio, poco addensate in falda.								
	7							6,0	3-4-4	8	A			
	8			7.8	3.3									
	9					Argille-limose di colore grigio, molli plastiche, ricche di sostanza organica e fibre vegetali di colore marrone, sature.	0.5							
	10						0.4							
	11						0.3							
	12						0.5							
	13						0.3	11,0	2-2-3	5	A			
	14						0.5							
	15						0.3							
	16						0.4							
	17						0.5							
	18			14.8	7.0	Ghiaie medio-grossolane poco evolute con sabbia, di colore grigio, addensate, in falda.		15,0	8-15-18	33	A			
	19													
20			18.0	3.2	Argille grigie plastiche, poco consistenti, sature.	0.5								





S1 - cass. 1 - p. 0,0 / 5,0 m



S1 - cass. 2 - p. 5,0 / 10,0 m



S1 - cass. 3 - p. 10,0 / 15,0 m



S1 - cass. 4 - p. 15,0 / 20,0 m

Committente: Committente: SOINCI progetti S.r.l.	Sondaggio: S2
Riferimento: Arsenale - La Spezia	Data: 23/04/2013
Coordinate:	Quota:
Perforazione: Aste e carotiere semplice	

SCALA 1:100

## STRATIGRAFIA - S2

Pagina 1/1

metri batt.	Ø mm	R v	LITOLOGIA	prof. m	Spess. m	DESCRIZIONE	RP	Standard Penetration Test			Campioni	A	Prel. % 0 --- 100
								m	S.P.T.	Pt			
1						Terreno vegetale e di riporto limo-argilloso debolmente sabbioso di colore marrone chiaro con abbondanti frammenti di laterizi e clasti litici grigi, poco consistente, umido.							
2				1.70	1.70			2,0	2-2-2	A			
3						Limo-argilloso debolmente sabbioso con rari elementi ghiaiosi e piccoli frammenti di laterizi, di colore marrone chiaro, poco consistente, saturo.	0.5						
4				4.00	2.30						C1) Shec	3.00 3.50	
5						Sabbie-limose di colore marrone-grigio, poco addensate in falda.		5,0	5-10-15	A			
6				6.30	2.30						C2) Shec	4.50 5.00	
7						Argille-limose a tratti sabbiose di colore grigio, molli plastiche, ricche di sostanza organica e fibre vegetali di colore marrone, sature.	0.5						
8							0.5						
9							0.3						
10							0.5	10,0	1-3-2	A			
11							0.3						
12				12.20	5.90		0.5						
13						Argille grigie plastiche molli, sature.	0.3						
14				14.20	2.00								
15	101			15.00	0.80	Ghiaie medio-grossolane poco evolute con sabbia, di colore grigio, addensate, in falda.		14,5	8-11-13	A			





S2 - cass. 1 - p. 0,0 / 5,0 m



S2 - cass. 2 - p. 5,0 / 10,0 m



S2 - cass. 3 - p. 10,0 / 15,0 m



**UNIGEO s.r.l.**

via Idrovore della Magliana, 147  
00148 Roma - Tel./Fax 06-5819295

**PROVE SISMICHE  
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



Ubicazione prova HVSR



Stendimento prova MASW 1



Stendimento prova MASW 2



**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

COMMITTENTE:	UNIGEO S.r.l.		
RIFERIMENTO:	Arsenale La Spezia		
SONDAGGIO:	2	CAMPIONE:	1
		PROFONDITA': m	3.0-3.5

**MODULO RIASSUNTIVO****CARATTERISTICHE FISICHE**

Umidità naturale	28,2	%
Peso di volume	18,7	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	14,6	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	18,9	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	2,65	
Indice dei vuoti	0,777	
Porosità	43,7	%
Grado di saturazione	96,0	%
Limite di liquidità	36,6	%
Limite di plasticità	28,3	%
Indice di plasticità	8,3	%
Indice di consistenza	1,01	
Passante al set. n° 40	SI	
Limite di ritiro		%
Classif. CNR-UNI		

**ANALISI GRANULOMETRICA**

Ghiaia	5,8	%
Sabbia	30,7	%
Limo	34,1	%
Argilla	29,4	%
D 10		mm
D 50	0,027778	mm
D 60	0,058366	mm
D 90	0,857984	mm
Passante set. 10	94,2	%
Passante set. 40	84,4	%
Passante set. 200	63,5	%

**PERMEABILITA'**

Coefficiente k	cm/sec
----------------	--------

**COMPRESSIONE**

$\sigma$	kPa	$\sigma_{Rim}$	kPa
----------	-----	----------------	-----

**SCISSOMETRO**

$\tau$	kPa	$\tau$	kPa
--------	-----	--------	-----

**TAGLIO DIRETTO**

Prova consolidata-lenta			
c	0,0	kPa	$\phi$ 34,7 °
c Res		kPa	$\phi_{Res}$ °

**COMPRESSIONE TRIASSIALE**

C.D.	$c_d$	kPa	$\phi_d$ °
C.U.	$c'_{cu}$	kPa	$\phi'_{cu}$ °
	$c_{cu}$	kPa	$\phi_{cu}$ °
U.U.	$c_u$	kPa	$\phi_u$ °

**PROVA EDOMETRICA**

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
6,3 ÷ 12,5	965	0,000220	2,24E-08
12,5 ÷ 25,0	1160	0,000204	1,73E-08
25,0 ÷ 50,0	1873	0,000186	9,76E-09
50,0 ÷ 100,0	2613	---	---
100,0 ÷ 200,0	3993	---	---
200,0 ÷ 400,0	6807	---	---
400,0 ÷ 800,0	11858	---	---
800,0 ÷ 1600,0	21719	---	---
1600,0 ÷ 3200,0	42435	---	---

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola (Rp = 50 kPa).



**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05474	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 02/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 03/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.			
RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia			
SONDAGGIO: 2	CAMPIONE: 1	PROFONDITA': m	3.0-3.5

**CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE**

Modalità di prova: Norma ASTM D 2216

**W<sub>n</sub> = contenuto d'acqua allo stato naturale (media delle tre misure) = 28,2 %**

Struttura del materiale:

☒ Omogeneo  
☐ Stratificato  
☐ Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C

Dimensione massima delle particelle: 4,75 mm

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola (R<sub>p</sub> = 50 kPa).1  
27337

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05473	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 02/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 02/05/13

<b>COMMITTENTE:</b> UNIGEO S.r.l.			
<b>RIFERIMENTO:</b> Arsenale La Spezia			
<b>SONDAGGIO:</b> 2	<b>CAMPIONE:</b> 1	<b>PROFONDITA':</b> m	3.0-3.5

**PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE**

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15/E

Determinazione eseguita mediante fustella tarata**Peso di volume allo stato naturale (media delle due misure) = 18,7 kN/m³**Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola ( $R_p = 50$  kPa).1  
27337

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05472	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 14/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 14/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.			
RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia			
SONDAGGIO: 2	CAMPIONE: 1	PROFONDITA': m	3.0-3.5

**PESO SPECIFICO DEI GRANULI**

Modalità di prova: Norma ASTM D 854

 $\gamma_s$  = Peso specifico dei granuli (media delle due misure) = 2,65 $\gamma_{sc}$  = Peso specifico dei granuli corretto a 20° = 2,64Metodo: ☒ A ☐ B

Capacità del picnometro: 100 ml

Temperatura di prova: 26,1 °C

Dimensione massima delle particelle: 4,75 mm

Disaerazione eseguita per bollitura

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola ( $R_p = 50$  kPa).1  
27337

**SOGEA srl**Via Casalmonteferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05471	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 13/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 14/05/13

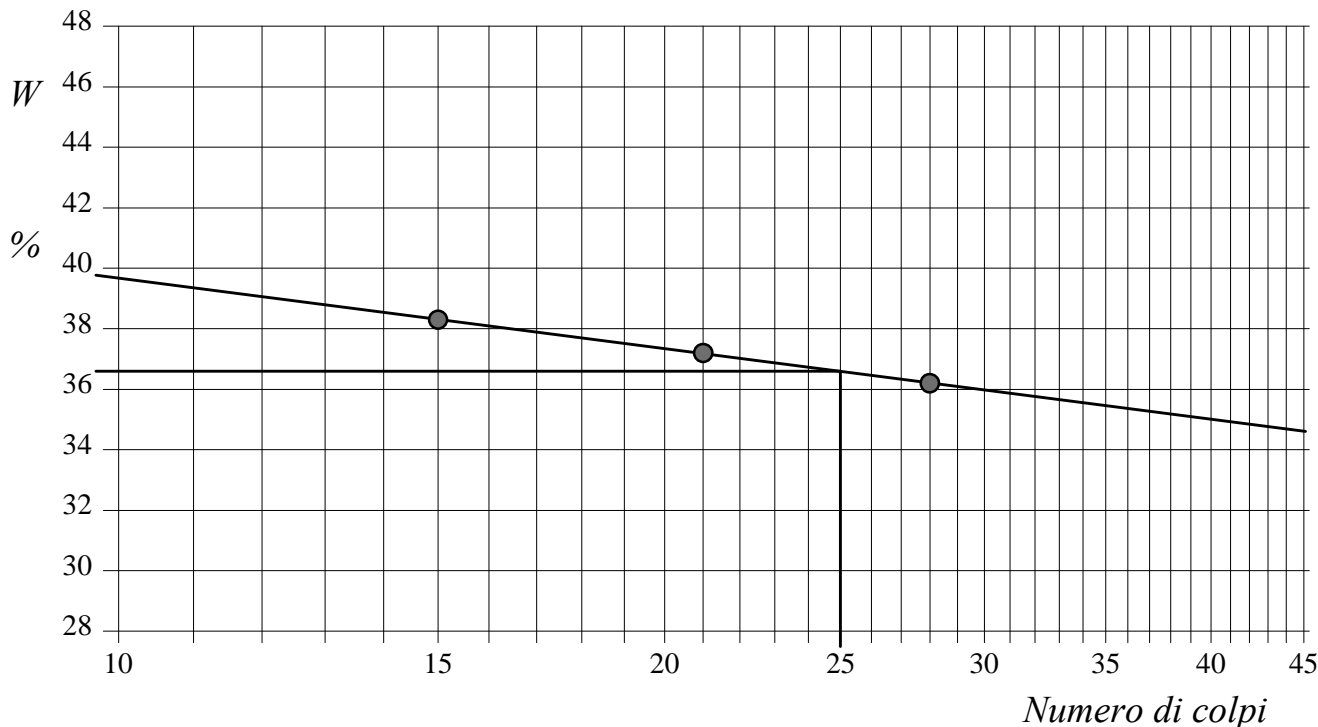
<b>COMMITTENTE:</b> UNIGEO S.r.l.
<b>RIFERIMENTO:</b> Arsenale La Spezia
<b>SONDAGGIO:</b> 2 <b>CAMPIONE:</b> 1 <b>PROFONDITA':</b> m 3.0-3.5

**LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO**

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318

<b>Limite di liquidità</b>	36,6 %	La prova è stata eseguita sulla frazione granulometrica passante al setaccio n° 40 (0.42 mm)
<b>Limite di plasticità</b>	28,3 %	
<b>Indice di plasticità</b>	8,3 %	

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'		
Numero di colpi	15	21	28		Umidità (%)	28,1	28,5
Umidità (%)	38,3	37,2	36,2		Umidità media (%)	28,3	

Determinazione del Limite di liquiditàLimo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola ( $R_p = 50$  kPa).1  
27337

**SOGEA srl**Via Casalmonteferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

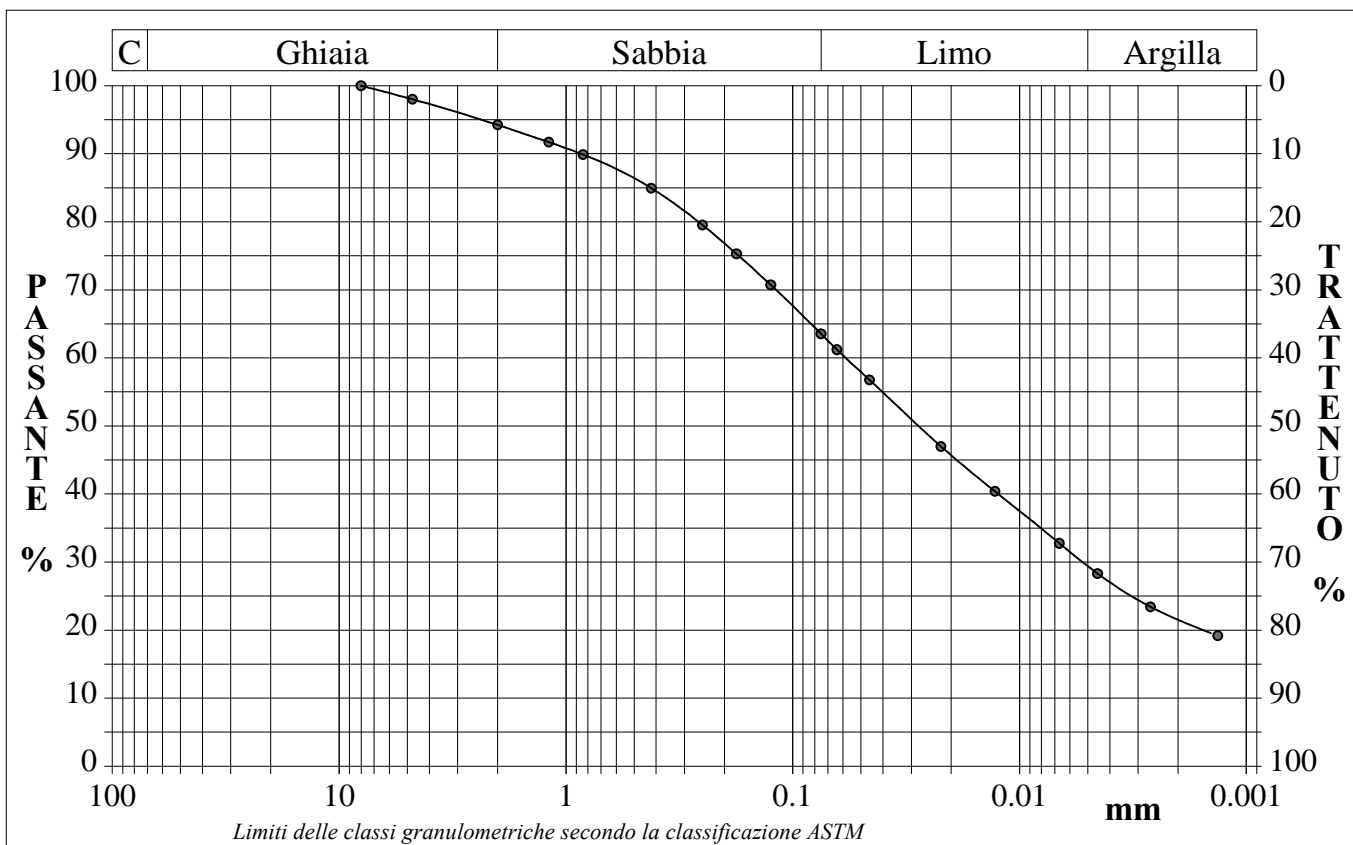
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05470	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 10/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 14/05/13

<b>COMMITTENTE:</b> UNIGEO S.r.l.
<b>RIFERIMENTO:</b> Arsenale La Spezia
<b>SONDAGGIO:</b> 2 <b>CAMPIONE:</b> 1 <b>PROFONDITA':</b> m 3.0-3.5

**ANALISI GRANULOMETRICA**

Modalità di prova: Norma ASTM D 422

Ghiaia	5,8 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	94,2 %	D10	---	mm
Sabbia	30,7 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	84,4 %	D30	0,00525	mm
Limo	34,1 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	63,5 %	D50	0,02778	mm
Argilla	29,4 %			D60	0,05837	mm
Coefficiente di uniformità		---	Coefficiente di curvatura	---	D90	0,85798 mm



Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %
8,0000	100,00	0,4200	84,94	0,0639	61,22	0,0045	28,31		
4,7500	98,02	0,2500	79,52	0,0458	56,76	0,0026	23,42		
2,0000	94,23	0,1770	75,30	0,0222	46,99	0,0013	19,18		
1,1900	91,71	0,1250	70,73	0,0128	40,41				
0,8410	89,90	0,0750	63,54	0,0067	32,76				

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola ( $R_p = 50$  kPa).1  
27337

SGEO - Laboratorio 3.0 - 2012

Lo sperimentatore  
Dott. Andrea SerepantiIl direttore del laboratorio  
Dott. Sergio Rabottino

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010**CERTIFICATO DI PROVA N°: 05469** Pagina 1/2

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 95 del 24/04/13

DATA DI EMISSIONE: 15/05/13

Inizio analisi: 02/05/13

Apertura campione: 02/05/13

Fine analisi: 14/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.

RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia

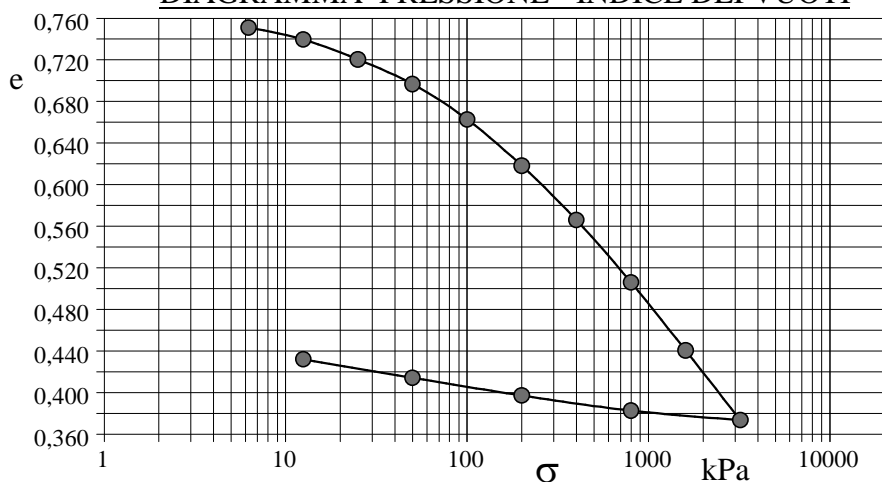
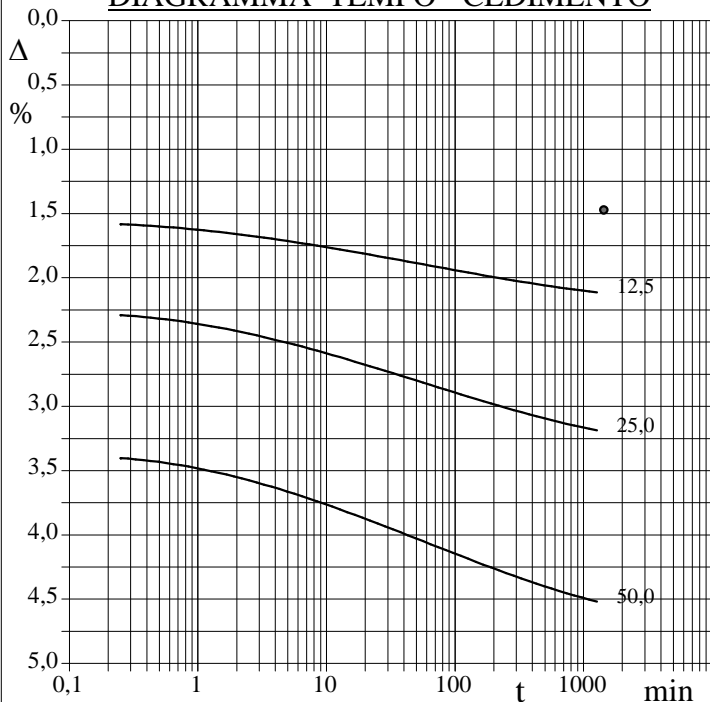
SONDAGGIO: 2

CAMPIONE: 1

PROFONDITA': m 3.0-3.5

**PROVA EDOMETRICA**

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435

Caratteristiche del campionePeso di volume (kN/m³) 18,73  
Umidità (%) 28,2  
Peso specifico 2,65Altezza provino (cm) 1,98  
Diametro provino (cm) 5,02  
Sezione provino (cm²) 19,78  
Volume provino (cm³) 39,10Volume dei vuoti (cm³) 17,10  
Indice dei vuoti 0,78  
Porosità (%) 43,74  
Saturazione (%) 96,0DIAGRAMMA PRESSIONE - INDICE DEI VUOTIDIAGRAMMA TEMPO - CEDIMENTO

Pressione kPa	Cedim. mm/100	Indice Vuoti	Cc
6,3	29,1	0,751	
12,5	41,9	0,740	0,038
25,0	63,2	0,720	0,064
50,0	89,6	0,697	0,079
100,0	127,4	0,663	0,113
200,0	176,9	0,618	0,148
400,0	235,0	0,566	0,173
800,0	301,7	0,506	0,199
1600,0	374,5	0,441	0,217
3200,0	449,0	0,374	0,223
800,0	438,9	0,383	
200,0	422,7	0,397	
50,0	403,9	0,414	
12,5	384,0	0,432	

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola (Rp = 50 kPa).

1  
27337Lo sperimentatore  
Dott. Andrea SerepantiIl direttore del laboratorio  
Dott. Sergio Rabottino





**SOGEA srl**Via Casalmonteferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010**CERTIFICATO DI PROVA N°: 05468** Pagina 1/2

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 95 del 24/04/13

DATA DI EMISSIONE: 15/05/13

Inizio analisi: 10/05/13

Apertura campione: 02/05/13

Fine analisi: 14/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.

RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia

SONDAGGIO: 2

CAMPIONE: 1

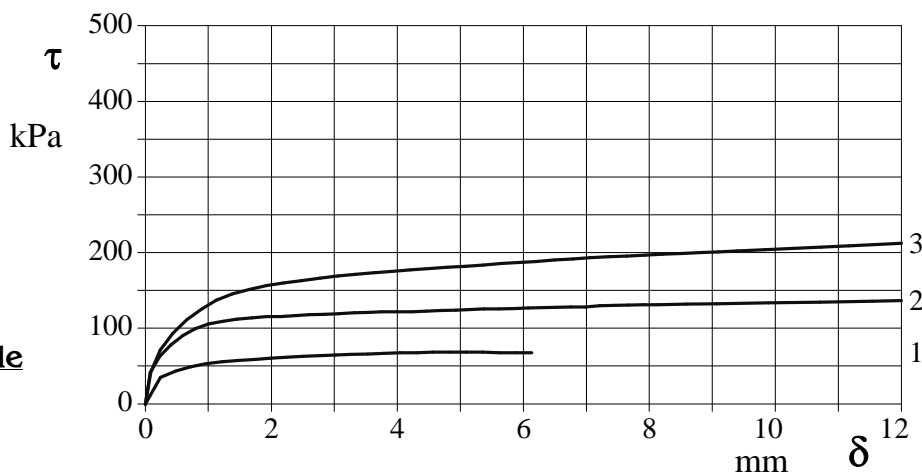
PROFONDITA': m 3.0-3.5

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

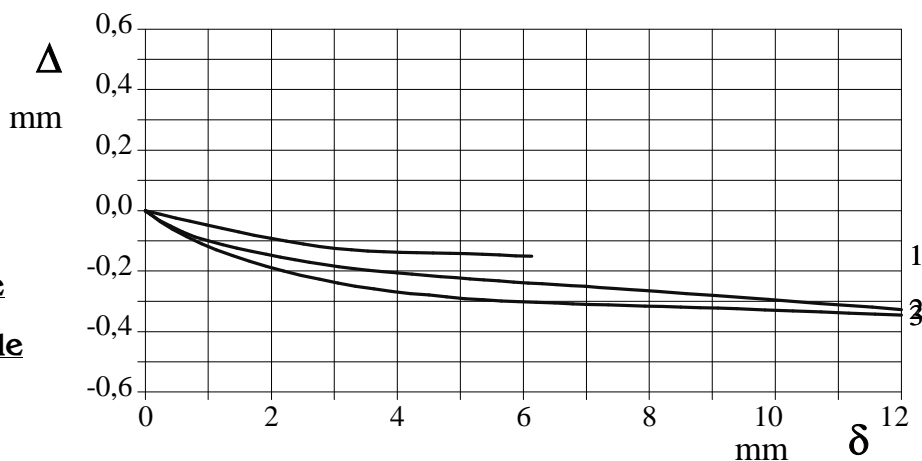
Modalità di prova: Norma ASTM D 3080

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Tempo di consolidazione (ore):	24	24	24
Pressione verticale (kPa):	100	200	300
Umidità iniziale e umidità finale (%):	30,0    28,9	27,6    25,7	25,8    23,1
Peso di volume (kN/m³):	17,6	17,1	17,5
Tipo di prova: Consolidata - lenta		Velocità di deformazione: 0,027 mm / min	

**DIAGRAMMA**  
**Tensione**  
**Deformazione orizzontale**



**DIAGRAMMA**  
**Deformazione verticale**  
**Deformazione orizzontale**

Limo con sabbia e argilla, debolmente ghiaioso, di colore nocciola ( $R_p = 50$  kPa).1  
27337

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05468	Pagina 2/2	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 10/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 14/05/13

<b>COMMITTENTE:</b> UNIGEO S.r.l.
<b>RIFERIMENTO:</b> Arsenale La Spezia
<b>SONDAGGIO:</b> 2 <b>CAMPIONE:</b> 1 <b>PROFONDITA':</b> m 3.0-3.5

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm	Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm	Spostam. mm	Tensione kPa	Deform. vert. mm
0,241	35	-0,01	0,079	41	-0,01	0,086	42	-0,01
0,482	43	-0,02	0,230	63	-0,03	0,236	71	-0,04
0,716	49	-0,04	0,402	78	-0,05	0,435	93	-0,06
0,965	53	-0,05	0,588	90	-0,07	0,655	111	-0,09
1,221	56	-0,06	0,789	99	-0,09	0,891	125	-0,11
1,477	57	-0,07	1,004	105	-0,10	1,127	137	-0,13
1,732	59	-0,08	1,227	109	-0,11	1,384	145	-0,15
1,988	60	-0,09	1,456	112	-0,12	1,658	152	-0,17
2,244	62	-0,10	1,693	114	-0,14	1,926	156	-0,18
2,507	63	-0,11	1,923	115	-0,14	2,189	160	-0,20
2,770	64	-0,12	2,145	116	-0,15	2,473	163	-0,21
3,019	65	-0,12	2,374	117	-0,16	2,768	166	-0,23
3,275	66	-0,13	2,604	118	-0,17	3,058	169	-0,24
3,531	66	-0,13	2,834	118	-0,18	3,332	171	-0,25
3,787	66	-0,14	3,070	119	-0,19	3,627	173	-0,26
4,042	67	-0,14	3,314	120	-0,19	3,906	175	-0,27
4,306	68	-0,14	3,537	121	-0,20	4,206	177	-0,27
4,569	68	-0,14	3,752	122	-0,20	4,501	179	-0,28
4,839	68	-0,14	3,996	122	-0,21	4,780	180	-0,29
5,095	68	-0,14	4,232	122	-0,21	5,075	182	-0,29
5,358	68	-0,14	4,462	123	-0,21	5,365	184	-0,30
5,621	68	-0,15	4,692	123	-0,22	5,649	186	-0,30
5,877	68	-0,15	4,928	124	-0,22	5,923	187	-0,30
6,133	67	-0,15	5,151	125	-0,23	6,202	188	-0,30
			5,373	126	-0,23	6,497	190	-0,31
			5,610	126	-0,23	6,781	192	-0,31
			5,846	126	-0,24	7,060	193	-0,31
			6,076	127	-0,24	7,344	195	-0,31
			6,298	127	-0,24	7,639	195	-0,31
			6,528	127	-0,25	7,929	197	-0,32
			6,758	128	-0,25	8,208	198	-0,32
			6,980	128	-0,25	8,498	199	-0,32
			7,217	130	-0,25	8,809	200	-0,32
			7,446	130	-0,26	9,088	201	-0,32
			7,669	130	-0,26	9,388	202	-0,32
			7,912	131	-0,26	9,833	204	-0,33
			8,135	131	-0,27	10,278	206	-0,33
			8,587	132	-0,27	10,723	207	-0,34
			9,060	132	-0,28	11,168	209	-0,34
			9,885	133	-0,29	11,584	211	-0,34
			10,710	135	-0,31	12,000	212	-0,35
			11,535	136	-0,32			
			12,000	136	-0,33			

1  
27337Lo sperimentatore  
Dott. *Andrea Serepanti*Il direttore del laboratorio  
Dott. *Sergio Rabottino*

**SOGEA srl**Via Casalmonteferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.				
RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia				
SONDAGGIO: 2		CAMPIONE: 2		PROFONDITA': m 4.5-5.0

**MODULO RIASSUNTIVO****CARATTERISTICHE FISICHE**

Umidità naturale	16,1	%
Peso di volume	17,9	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	15,4	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	19,4	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	2,65	
Indice dei vuoti	0,684	
Porosità	40,6	%
Grado di saturazione	62,5	%
Limite di liquidità	Non determinabile	
Limite di plasticità	Non determinabile	
Indice di plasticità	Non determinabile	
Indice di consistenza		
Passante al set. n° 40		
Limite di ritiro		%
Classif. CNR-UNI		

**ANALISI GRANULOMETRICA**

Ghiaia	1,3	%
Sabbia	89,7	%
Limo	4,3	%
Argilla	4,7	%
D 10	0,085443	mm
D 50	0,350346	mm
D 60	0,429610	mm
D 90	0,803382	mm
Passante set. 10	98,7	%
Passante set. 40	56,5	%
Passante set. 200	9,0	%

**PERMEABILITA'**

Coefficiente k	cm/sec
----------------	--------

**COMPRESSIONE**

$\sigma$	kPa	$\sigma_{Rim}$	kPa
----------	-----	----------------	-----

**SCISSOMETRO**

$\tau$	kPa	$\tau$	kPa
--------	-----	--------	-----

**TAGLIO DIRETTO**

Prova consolidata-lenta			
c	0,0	kPa	$\phi$ 37,8 °
c Res		kPa	$\phi_{Res}$ °

**COMPRESSIONE TRIASSIALE**

C.D.	c <sub>d</sub>	kPa	$\phi_d$ °
C.U.	c' <sub>cu</sub>	kPa	$\phi'_{cu}$ °
	c <sub>cu</sub>	kPa	$\phi_{cu}$ °
U.U.	c <sub>u</sub>	kPa	$\phi_u$ °

**PROVA EDOMETRICA**

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec

Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05467	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 02/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 03/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.			
RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia			
SONDAGGIO: 2	CAMPIONE: 2	PROFONDITA': m	4.5-5.0

**CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE**

Modalità di prova: Norma ASTM D 2216

**W<sub>n</sub> = contenuto d'acqua allo stato naturale (media delle tre misure) = 16,1 %**

Struttura del materiale:

☒ Omogeneo  
☐ Stratificato  
☐ Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C

Dimensione massima delle particelle: 2,00 mm

Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

2  
27338

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05466	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 02/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 02/05/13

<b>COMMITTENTE:</b> UNIGEO S.r.l.
<b>RIFERIMENTO:</b> Arsenale La Spezia
<b>SONDAGGIO:</b> 2 <b>CAMPIONE:</b> 2 <b>PROFONDITA':</b> m 4.5-5.0

**PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE**

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15/E

Determinazione eseguita mediante fustella tarata**Peso di volume allo stato naturale (media delle due misure) = 17,9 kN/m³**

Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

2  
27338

SGEO - Laboratorio 3.0 - 2012

Lo sperimentatore  
Dott. Andrea SerepantiIl direttore del laboratorio  
Dott. Sergio Rabottino

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°:</b> 05465	Pagina 1/1	<b>DATA DI EMISSIONE:</b> 15/05/13	<b>Inizio analisi:</b> 15/05/13
<b>VERBALE DI ACCETTAZIONE N°:</b> 95 del 24/04/13		<b>Apertura campione:</b> 02/05/13	<b>Fine analisi:</b> 15/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.			
RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia			
SONDAGGIO: 2	CAMPIONE: 2	PROFONDITA': m	4.5-5.0

**PESO SPECIFICO DEI GRANULI**

Modalità di prova: Norma ASTM D 854

 $\gamma_s$  = Peso specifico dei granuli (media delle due misure) = 2,65 $\gamma_{sc}$  = Peso specifico dei granuli corretto a 20° = 2,64Metodo: ☒ A ☐ B

Capacità del picnometro: 100 ml

Temperatura di prova: 28,4 °C

Dimensione massima delle particelle: 2,00 mm

Disaerazione eseguita per bollitura

Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

2  
27338

**SOGEA srl**Via Casalmonferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010**CERTIFICATO DI PROVA N°: 05464** Pagina 1/1

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 95 del 24/04/13

DATA DI EMISSIONE: 15/05/13

Inizio analisi: 10/05/13

Apertura campione: 02/05/13

Fine analisi: 14/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.

RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia

SONDAGGIO: 2

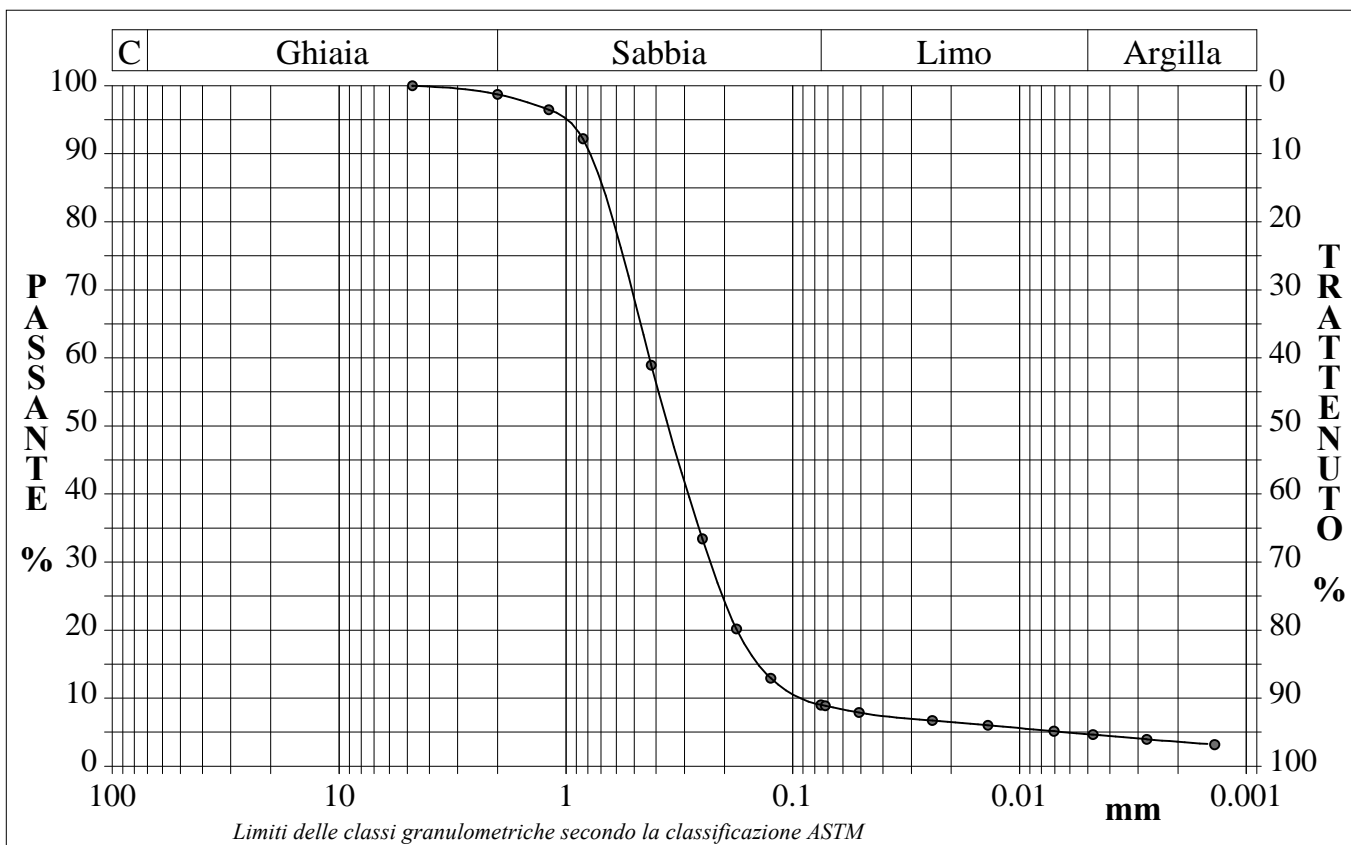
CAMPIONE: 2

PROFONDITA': m 4.5-5.0

**ANALISI GRANULOMETRICA**

Modalità di prova: Norma ASTM D 422

Ghiaia	1,3 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	98,7 %	D10	0,08544 mm	
Sabbia	89,7 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	56,5 %	D30	0,22876 mm	
Limo	4,3 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	9,0 %	D50	0,35035 mm	
Argilla	4,7 %			D60	0,42961 mm	
Coefficiente di uniformità		5,03	Coefficiente di curvatura	1,43	D90	0,80338 mm



Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %
4,7500	100,00	0,2500	33,41	0,0510	7,88	0,0027	3,96		
2,0000	98,73	0,1770	20,15	0,0242	6,70	0,0014	3,17		
1,1900	96,47	0,1250	12,92	0,0138	6,02				
0,8410	92,19	0,0750	9,00	0,0070	5,13				
0,4200	58,92	0,0718	8,86	0,0047	4,64				

Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

2  
27338

SGEO - Laboratorio 3.0 - 2012

Lo sperimentatore  
Dott. Andrea SerepantiIl direttore del laboratorio  
Dott. Sergio Rabottino



**SOGEA srl**Via Casalmonteferrato 2E - ROMA  
tel. 067016809 - fax 067011625**Laboratorio geotecnico**AZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA CERTIQUALITYCertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sulle terre  
**AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI**  
Decreto 57027/5-11-2007 - Art. 59 DPR 380/2001 - Circolare 7618/STC/2010**CERTIFICATO DI PROVA N°: 05463** Pagina 1/2

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 95 del 24/04/13

DATA DI EMISSIONE: 15/05/13

Inizio analisi: 02/05/13

Apertura campione: 02/05/13

Fine analisi: 04/05/13

COMMITTENTE: UNIGEO S.r.l.

RIFERIMENTO: Arsenale La Spezia

SONDAGGIO: 2

CAMPIONE: 2

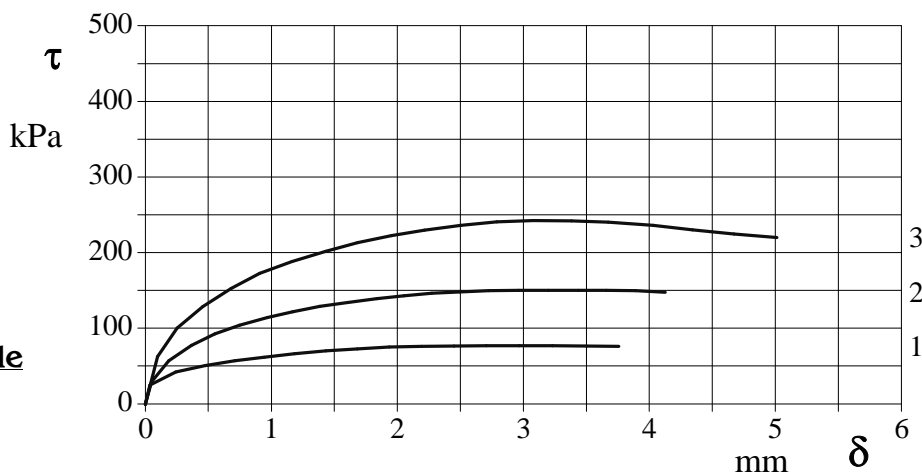
PROFONDITA': m 4.5-5.0

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

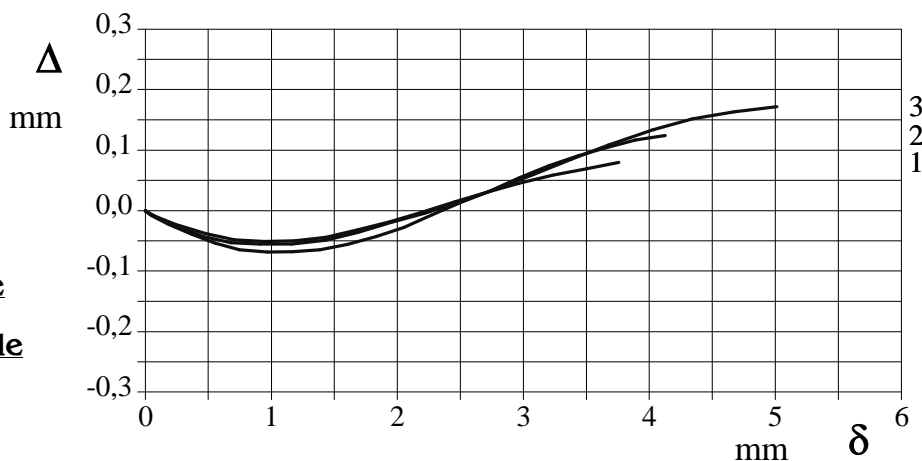
Modalità di prova: Norma ASTM D 3080

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Tempo di consolidazione (ore):	24	24	24
Pressione verticale (kPa):	100	200	300
Umidità iniziale e umidità finale (%):	14,9      19,7	15,6      20,7	17,9      20,4
Peso di volume (kN/m³):	17,6	17,8	18,3
Tipo di prova: Consolidata - lenta		Velocità di deformazione: 0,062 mm / min	

**DIAGRAMMA**  
**Tensione**  
**Deformazione orizzontale**



**DIAGRAMMA**  
**Deformazione verticale**  
**Deformazione orizzontale**



Sabbia, localmente limoso argillosa, di colore grigiastro.

2  
27338Lo sperimentatore  
Dott. Andrea SerepantiIl direttore del laboratorio  
Dott. Sergio Rabottino





*Ministero della Difesa*  
**SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA  
E DIREZIONE NAZIONALE DEGLI ARMAMENTI**  
Direzione dei Lavori e del Demanio



**BASE NAVALE – LA SPEZIA**

PROGETTO  
PRELIMINARE ☒

PROGETTO  
DEFINITIVO ☐

PROGETTO  
ESECUTIVO ☐

**OGGETTO:** Verifica sismica, incluse le indagini conoscitive, per i lavori di adeguamento dei fabbricati 46 A,B,C,D,E,F,G,H,I,L,M,N,O presso la Base Navale.

**UBICAZIONE:** Arsenale Militare Marittimo - La Spezia

**COMMITTENTE:** Direzione dei Lavori e del Demanio - I Reparto

**VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA**

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	23/07/2015	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
			VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO
07/12- <b>V.S.02</b> /00	Relazione geologica con ricostruzione del modello geologico e valutazione dell'azione sismica

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**  
COL. G.a.r.n. Guido PIANESELLI

**PROGETTISTA RESPONSABILE  
COORDINATORE**

Arch. Valentino TROPEANO

**GRUPPO DI LAVORO**

Ing. Carlo CARLETTI  
Ing. Mariano SALVATORE  
Ing. Mauro GUERRIERO  
Arch. Gianfranco PICARIELLO  
Arch. Stanislao SACCARDO  
Geol. Carmine MAZZAROTTI  
Geom. Gennarino IANDIORIO  
Geom. Franco IMBIMBO

**COLLABORATORI**

Ing. Lella Liana IMBRIANI

## INDICE

• Premessa	pag. 2
1 Relazione geologica	
1.1 Inquadramento geologico regionale	pag. 3
1.1.a Struttura e caratteri fisici del sottosuolo	pag. 4
1.1.b Formazioni presenti nel sito	pag. 5
1.2 Aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici	pag. 8
1.3 Studio dei principali tipi litologici	pag. 11
1.4 Sismicità locale	pag. 14
1.5 Sorgenti sismogenetiche	pag. 16
1.6 Conclusioni	pag. 17
2 Relazione sulle indagini geotecniche	pag. 19
2.1 Elaborazioni prove penetrometriche SPT	pag. 22
3 Valutazione dell'azione sismica	pag. 29
3.1 Parametri sismici di progetto	pag. 30
3.1.a Categoria del sottosuolo	pag. 32
3.1.b Condizioni topografiche	pag. 34
3.1c Spettri di risposta per SLV	pag. 34
3.2 Liquefazione	pag. 36
• Allegati	pag. 39
• Bibliografia	

**OGGETTO:** Verifica della vulnerabilità sismica Fabbricati 46 a – b – c – d – e – f – g – h – i – l – m – n - o in uso a **DIREMAG**

**COMMITTENTE:** Ministero della Difesa – GENIODIFE - Roma

**LOCALITA' :** Viale Giovanni Amendola – Arsenale Marina Militare

**COMUNE:** La Spezia

## **PREMESSA**

Il presente studio è stato redatto nel rispetto di quanto previsto dalle vigenti normative illustranti i principi ed i criteri da seguire al fin di garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreno, nonché la generale stabilità del territorio sul quale si inducono sollecitazioni e deformazioni.

Esso illustra in modo dettagliato, in considerazione dell'entità dell'intervento da realizzare e sulla base di specifiche indagini geologiche, l'identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità.

La “Relazione sulle indagini geotecniche” e la “Valutazione dell'azione sismica”, a cui sono riservati due specifici capitoli, completano lo studio.

## **1. RELAZIONE GEOLOGICA**

### **1.1 Inquadramento geologico regionale**

L'area oggetto di indagine è ubicata in Viale Giovanni Amendola, nel settore occidentale della città di la Spezia.

Le coordinate geografiche baricentriche dell'area occupata dall'Arsenale Militare sono:

Lat. 40° 05' 50" N (40,09722° in forma decimale);

Long. 9° 49' 02" E (9,81722° in forma decimale).

Per la valutazione dell'azione sismica si farà riferimento alle coordinate baricentriche del Fabbricato 46.

Il dettaglio topografico dell'area con l'ubicazione delle indagini è fornito nella planimetria allegata.



**Figura 1 - Ortofoto dell'area**

Da un punto di vista geologico, il settore del territorio del Comune di La Spezia oggetto del presente studio è posizionato immediatamente ad est del “Promontorio occidentale del golfo di la Spezia”, a sua volta ubicato lungo la costa tirrenica e facente parte del settore nord-occidentale dell’Appennino Settentrionale.

### **1.1.a Struttura a caratteri fisici del sottosuolo**

L'Appennino settentrionale è una catena costituita da più unità tettoniche, in progressiva sovrapposizione geometrica sin dal Cretaceo superiore, che rappresentano il risultato di laminazioni e traslazioni operate a spese di successioni, per lo più sedimentarie, originariamente ubicate nell'area oceanica mesozoica interposta tra la placca europea (blocco iberico-sardo-corso) e la placca africana (blocco adriatico), o lungo il margine continentale di quest'ultima.

Nell'area della città di La Spezia, la porzione attualmente emersa di questo edificio è stata esumata a partire dalla fine del Miocene, mentre quella posta a SO, bordata da una serie di strutture di collasso, è sprofondata nel Mar Ligure.

Le aree emerse occupano una posizione particolare nell'Appennino settentrionale, in quanto sono ubicate lungo l'area costiera tirrenica, cioè in una zona "interna" relativamente al trasporto tettonico principale. Qui le singole unità possono mostrare le porzioni più "interne" dei bacini dalle quali esse sono derivate e, quindi, essere significativamente utili per le ricostruzioni paleogeografiche. Inoltre, in presenza di una deformazione che migra dall'interno verso l'esterno, queste unità possono registrare tempi e modalità di deformazioni piuttosto precoci. Altra particolarità è la loro ubicazione prossima al limite geologico Alpi/Appennino quale è tracciabile nel Mar Ligure sulla base di evidenze presenti verso nord (zona Sestri-Voltaggio) e verso sud (Gorgona).

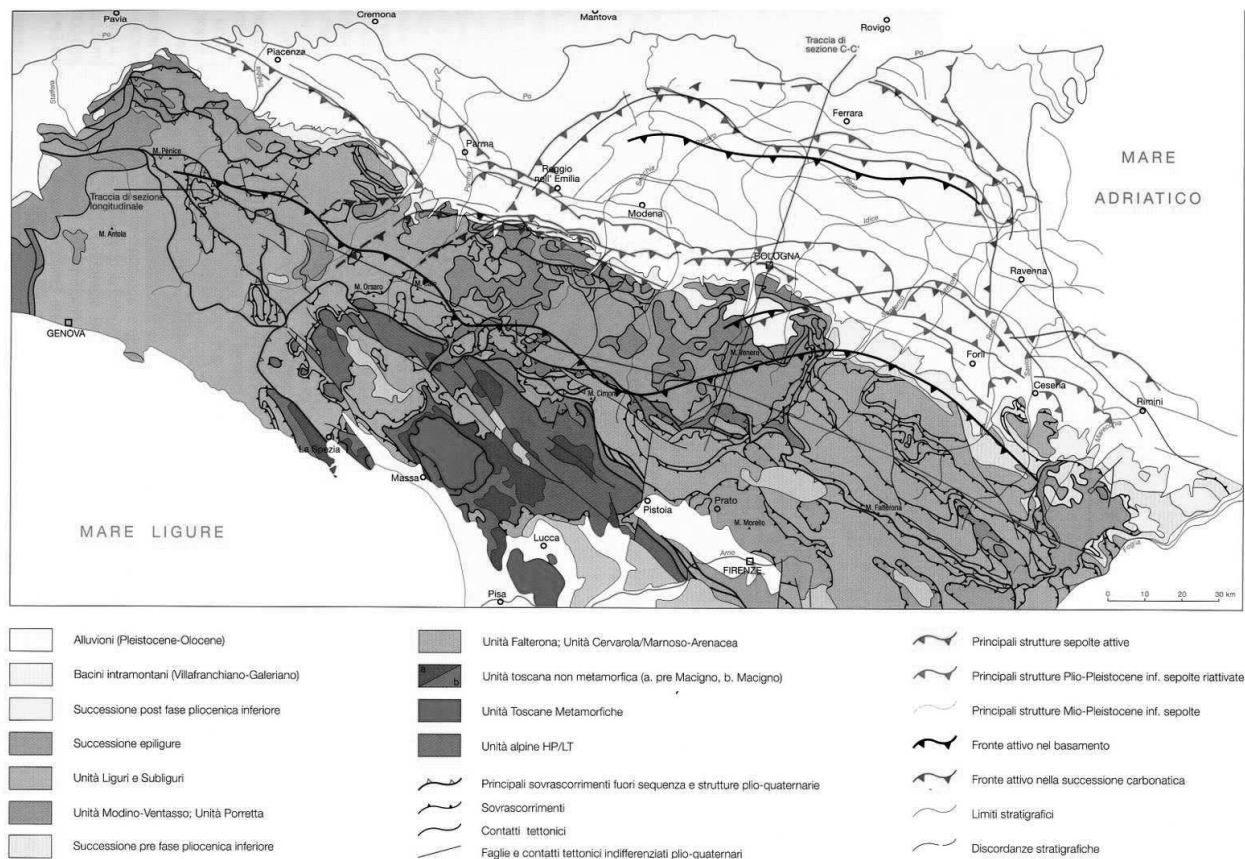
Le unità tettoniche appenniniche affioranti (fig. 2) sono riconducibili a bacini sedimentari con un substrato costituito da crosta e mantello oceanici o di transizione oceanico/continentali (Unità Liguri e Subliguri) o, infine, da crosta di margine continentale (Unità del Dominio Toscano).

Assumendo un trasporto tettonico prevalente verso E/NE, l'attuale posizione geometrica delle unità tettoniche e le affinità litostratigrafiche rilevabili tra le formazioni che le compongono suggeriscono una successione areale dei vari domini paleogeografici, ciascuno caratterizzato da una propria sequenza stratigrafica e



storia deformativa. Anche l'estensione temporale coperta da ciascuno di questi domini risulta variabile: in generale, quelli con un substrato oceanico o transizionale sono di più breve durata in quanto si sono individuati in epoca posteriore rispetto a quelli su crosta continentale e, prima di questi ultimi, sono stati coinvolti nei processi di subduzione.

Le varie unità tettoniche non sono sempre presenti con spessori costanti. In molti casi hanno subito laminazioni che ne determinano talora la completa scomparsa.



**Figura 2 - Schema geologico-strutturale**

### 1.1.b Formazioni presenti nel sito

In ordine di sovrapposizione, dall'alto verso il basso, le unità tettoniche che affiorano nell'area sono: l'Unità tettonica del M. Antola, l'Unità tettonica del M.

Gottero, l'Unità tettonica di Ottone, l'Unità tettonica di Canetolo, l'Unità tettonica di Marra, la Falda Toscana e la Successione Metamorfica di Punta Bianca.

In particolare, la Successione Metamorfica di Punta Bianca affiora nel promontorio orientale del golfo di La Spezia ed è costituita da un basamento pre-Triassico deformato dall'orogenesi ercinica, sormontato da due cicli sedimentari. Per entrambi i cicli, la successione delle formazioni sottolinea l'evoluzione distensiva della crosta. Il ciclo più antico (Triassico medio) rappresenterebbe un tentativo abortito di rifting, mentre il più recente (Triassico superiore) porta, attraverso fasi di rifting continentale completo, all'oceano ligure interposto tra la placca europea e quella africana.

Con un contatto tettonico, caratterizzato da livelli di brecce con clasti prevalentemente carbonatici, alla Successione Metamorfica della Punta Bianca si sovrappone la Falda Toscana, una copertura triassico-oligomiocenica scollata dall'avampaese africano. Questa successione, di tipico margine passivo, inizia con ambienti di piattaforma carbonatica in via di progressivo approfondimento e si chiude con una sedimentazione torbiditica arenacea di avanfossa al fronte di altre unità in avanzamento dalle aree più interne.

Lenti discontinue e poco spesse (poche decine di metri) di marne e siltiti oligoceniche, di probabile ambiente di scarpata si interpongono geometricamente tra la Falda Toscana e la sovrastante Unità tettonica di Canetolo. Quest'ultima è un'associazione di terreni paleogenici, a prevalente componente argillosa, nella quale le deformazioni neogeniche hanno obliterato, nell'area intorno alla città di La Spezia, gli originari rapporti stratigrafici tra le varie formazioni. In altre aree (Parmense) la successione stratigrafica è meglio preservata con una porzione inferiore prevalentemente argilloso-calcareo ed un'altra superiore, separata da una discordanza, prevalentemente arenacea.

Anche se non si conosce il substrato dell'Unità tettonica di Canetolo, è comunque presumibile che dovesse radicarsi su una crosta di transizione assottigliata.

Le unità tettoniche sovrastanti l'Unità di Canetolo sono riconducibili al Dominio Ligure, che comprende, dal basso verso l'alto geometrico, unità derivanti da segmenti a crosta continentale assottigliata più vicini al margine dell'Adria (Liguridi Esterne) ed altre unità più vicine al margine coniugato, quello europeo (Liguridi Interne). Le successioni sedimentarie di queste ultime mostrano rapporti stratigrafici con un substrato ofiolitico tradizionalmente riferito ad una crosta ed un mantello oceanici, anche se la sua porzione ultramafica sembra piuttosto da riferire ad un mantello sub-continentale.

Caratteristica delle Liguridi Esterne è la presenza all'interno delle successioni sedimentarie di blocchi franati di materiale ofiolitico, a testimonianza di una intensa attività tettonica con il coinvolgimento del basamento delle adiacenti Liguridi Interne.

Le Liguridi Esterne sono presenti nell'area con l'Unità tettonica di Ottone. La formazione flyschoidale ("flysch di Ottone"), appartenente alla famiglia dei "flysch ad Elmintoidi", e varie formazioni ofiolitifere sono implicate in una serie ripetuta di scaglie.

Tra le Liguridi Interne, l'Unità del M. Gottero è presente a nord dell'area di studio, con un esteso affioramento delle "arenarie di M. Gottero". Immediatamente a nord di La Spezia l'Unità del M. Gottero arriva quasi a toccare direttamente la Successione Metamorfica della Punta Bianca per elisione più o meno completa delle unità interposte.

L'Unità tettonica del M. Antola è posta a tetto dell'edificio a falde appenninico ed è presente alla confluenza tra la Vara e la Magra con un piccolo lembo della "formazione del M. Antola", anch'esso appartenente alla famiglia dei "flysch ad Elmintoidi".

## **1.2 Aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici**

Il promontorio occidentale del golfo di La Spezia è caratterizzato da un importante elemento strutturale rappresentato dalla piega di La Spezia con piano assiale suborizzontale e vergenza verso SO. Questa struttura dà origine ad una dorsale asimmetrica orientata NO-SE con lo spartiacque principale spostato ad occidente, in corrispondenza dei potenti strati basali delle arenarie del Macigno (MAC).

Nel versante occidentale del promontorio sono esposte prevalentemente le arenarie del Macigno (MAC) e le “argille e calcari di Canetolo” (ACC). Le litologie di queste formazioni e il loro assetto stratigrafico prevalentemente a franapoggio ad alto angolo danno luogo a rilievi che condizionano fortemente i processi morfogenetici. In generale, questi sono tipicamente dovuti all'azione della gravità e delle acque di ruscellamento concentrato. Nella fascia costiera, influenzata dall'azione delle onde, la morfogenesi è espressa quasi esclusivamente da movimenti di massa indotti dall'azione delle mareggiate. I processi morfogenetici si manifestano anche in relazione alla combinazione dei vari assetti geostrutturali. Laddove siano presenti giaciture prevalentemente a reggipoggio i processi dominanti risultano essere quelli relativi ad una degradazione dei versanti di tipo “movimenti di crollo” o “ribaltamento” con la formazione anche di estese coltri detritiche ai piedi dei versanti stessi. In condizioni di giaciture a franapoggio si possono manifestare morfologie condizionate da una degradazione dei versanti di tipo più superficiale (coltri colluviali).

Nel versante orientale del promontorio occidentale (Portovenere-Pignone) affiorano quasi esclusivamente i termini carbonatici della Falda Toscana. L'assetto stratigrafico-strutturale di questo versante, dove affiora il nucleo della piega di La Spezia, è caratterizzato da stratificazione verticale e/o a franapoggio approssimativamente inclinato come il pendio e da una diffusa fratturazione a direzione appenninica associata alla faglia di La Spezia.

L'assetto stratigrafico-strutturale dei litotipi carbonatici, unitamente alle variazioni climatiche che hanno generato le oscillazioni glacioeustatiche quaternarie, hanno favorito la formazione di un complesso sistema carsico che presenta caratterizzazioni riferibili a tipologie di carsismo distinte.

Una prima tipologia è quella di numerose forme a sviluppo prevalentemente verticale lungo piani di strato e/o lineamenti tettonici che, se da un lato ne favoriscono la formazione, dall'altro ne limitano parzialmente la profondità. Nello Spezzino, alcune di queste sono conosciute con il termine di "sprugole" (cavità da cui sgorgano le acque), note sin dall'antichità e usate sia per l'approvvigionamento idrico che come forza motrice per i mulini.

A nord di La Spezia e in particolare tra S. Benedetto e Caresana, nei litotipi carbonatici basali della Falda Toscana, qui interessati dalla faglia di La Spezia, si sviluppano numerose depressioni carsiche assorbenti, quali doline e simili, che presentano un evidente controllo strutturale.

Un'altra tipologia è data da forme carsiche derivanti dall'azione erosiva delle onde, che ha prodotto grotte da solco di battente (ad esempio, Grotta Arpaia presso Portovenere, Grotta Azzurra e Grotta dei Colombi nell'isola Palmaria). In prevalenza queste forme si riscontrano nelle coste esposte ad occidente a quote comprese fra gli 80 m s.l.m. e i -20 m s.l.m..

Il promontorio orientale del golfo di La Spezia è caratterizzato largamente da litotipi carbonatici, soprattutto nella sua parte meridionale, e da una blanda antiforme asimmetrica. Questo assetto strutturale dà luogo a forme carsiche che si manifestano in condizioni di morfologia poco acclive. Anche qui, come a nord di La Spezia, sono presenti numerose doline, sovente allineate lungo direttrici strutturali. Sono praticamente assenti in superficie sorgenti carsiche.

La dorsale di Polverara è il prolungamento a NO del promontorio orientale del golfo di La Spezia ed è costituita quasi esclusivamente da litotipi arenacei, in particolare dalle "arenarie di M. Gottero" (GOT). Ne risulta una morfologia generalmente

uniforme formata da dorsali debolmente arrotondate e valli non eccessivamente incise. In presenza di giaciture in prevalenza con immersioni verso i quadranti orientali, anche se con inclinazioni variabili, la morfologia di quest'area è caratterizzata da situazioni di debole asimmetria dei versanti con versanti più acclivi esposti a ovest (versanti a reggipoggio).

Anche per la dorsale di M.Grosso il condizionamento stratigrafico-strutturale è ben evidente. Si possono distinguere due domini geomorfologici distinti: I) il primo è caratterizzato dalla dorsale C. del Cerro-M.Grosso, dove affiorano esclusivamente le arenarie del Macigno in una anticlinale leggermente asimmetrica verso NE. Questa area si presenta con uno spartiacque estremamente pronunciato e versanti a franapoggio, ma molto acclivi ed incisi da corsi d'acqua in erosione; II) il secondo dominio è caratterizzato dalle due fasce di raccordo fra la dorsale e le pianure alluvionali del bacino del Magra e di quello di Aulla. Queste due zone formano ampie superfici a debole acclività dominate da depositi prevalentemente argilloso-calcarei ed arenaceo-siltosi delle unità Liguri e Subliguri, che determinano anche situazioni di instabilità dei versanti per movimenti plastici (es. soliflussi, ecc.).

Nelle aree di pianura il reticolo idrografico ha come elemento principale la confluenza del fiume Vara nel fiume Magra. A monte della confluenza, il corso del Magra ha direzione antiappenninica, mentre il Vara e il basso corso del Magra hanno direzione appenninica. Sia la valle del Magra che quella del Vara presentano un ordine gerarchico molto simile. Un carattere morfologico che si può rilevare è anche la dissimmetria dei versanti in alcuni tratti con forme relativamente più ripide in destra e versanti più dolci, a volte terrazzati, in sinistra.

La bassa pianura del Magra è costituita da depositi in alveo e da depositi terrazzati. I primi sono particolarmente abbondanti e evidenziano il carattere anastomizzato del fiume. Il regime è prevalentemente torrentizio con forti eventi episodici di piena nei quali si concentra la maggior parte del trasporto solido, lasciato in alveo nel momento in cui l'evento si esaurisce.

La pianura attraversata dal basso corso del fiume Magra è periodicamente soggetta ad esondazioni particolarmente estese quando a precipitazioni intense nel bacino imbrifero si accompagnano condizioni sfavorevoli di deflusso delle acque nel mare (maree, correnti, venti).

È probabile che ripetuti eventi alluvionali con conseguente interrimento del porto abbiano contribuito a determinare il declino di Luni, scalo marittimo alla foce del Magra, molto importante in epoca romana per il commercio dei marmi apuani.

### **1.3 Studio dei principali tipi litologici**

Le unità geologiche presenti nell'ambito della città di La Spezia e delle zone ad essa limitrofe possono essere raggruppate come segue:

#### **Depositi Olcenici**

Comprendono: depositi di frana, detriti di falda eterometrici e spigolosi, coltri eluvio-colluviali dovute ad alterazioni in sito costituite da clasti eterometrici di varia litologia in matrice pelitica o sabbiosa, depositi alluvionali di corsi d'acqua attuali, depositi alluvionali terrazzati, depositi di spiaggia attuale.

#### **Sintema di Pian di Barca (Pliocene ? – Pleisocene Inf.)**

Costituito da conglomerati alluvionali polimodali, intensamente alterati, ad elementi prevalentemente arenacei con diametro massimo fino a 1 m; si presentano in strati massicci, di spessore da decimetrico a metrico

#### **Bacino di Sarzana (Miocene Sup. – Pleistocene)**

Le unità del Bacino di Sarzana possono essere, a loro volta, distinte nei seguenti Sintemi:

- Sintema della bassa val di Magra, costituito da ciottolame polimodale, conglomerati con diametro massimo fino a 15÷25 cm, sabbie medio-grossolane e limi fluviali e di conoide alluvionale;
- Sintema di Sarzana, costituito da ciottolame, sabbie e limi argillosi di origine fluvio-lacustre, conglomerati polimodali fortemente alterati di diametro fino a 50 cm, sabbie medio-grossolane massicce, limi argillosi massicci, ghiaie poligeniche ad elementi arenacei e calcarei.

### **Unità del M. Antola (Cretacico)**

Torbiditi calcareo-marnose, talora a base calcarenitica, in strati e banchi interposti ad argilliti fogliettate grigio-brune; argilliti grigio-brune, raramente rossastre, e siltiti con rari strati calcilutitici di colore grigio scuro; argilliti a scagliette, lenticolari, e rare arenarie e calcari.

### **Unità del M. Gottero (Giurassico – Paleocene)**

Arenarie torbiditiche a grana media e medio-fine con peliti, micro conglomerati, argilliti rosse con torbiditi arenacee e siltose, argilliti grigio-brune, raramente verdi o rossastre, con strati siltosi centimetrici e rari strati calcarei e lenti arenacee, argilliti a scagliette, radiolariti rosse in strati sottili (diaspri) con intensa fatturazione prismatica con interstrati di argilliti rossastre, gabbri magnesiaci raramente foliati o pegmatoidi, serpentiniti e peridotiti serpentizzate, con subordinati filoni gabbri o basaltici.

### **Unità di Ottone (Cretacico Sup.)**

Torbiditi calcareo-marnose, talora a base calcarenitica, di colore chiaro in strati e banchi interposti ad argilliti fogliettate grigio-brune, argilliti grigio-brune e siltiti con discontinui strati calcilutitici grigio scuri (palombino) e lenti di argillite rosse, brecce con clasti di ofioliti, graniti e calcilutiti; olistoliti di basalti a cuscini e massicci.



Torbiditi arenaceo-pelitiche di colore variabile dal grigio al verde, con intercalazione di argilliti vulcanoderivate.

### **Unità di Canetolo (Paleogene)**

Arenarie fini torbiditiche grigie, in strati sottili, con interstrati argillitici verdastri; torbiditi arenacei medio-fini verdastre, rari conglomerati; torbiditi calcareo-marnose e calcarenitiche alternate ad argilliti grigio-scure; argilliti scure con torbiditi calcaree, siltoso arenaceo o calcarenitiche.

### **Unità di Marra (Oligocene)**

Marne siltose e siltiti di colore grigio, a stratificazione generalmente accennata, talora espressa da livelli centimetrici di arenaria fine.

### **Falda Toscana (Triassico Sup. – Oligocene Sup.)**

Arenarie torbiditiche medio-grossolane con siltiti argillose e livelli conglomeratici, torbidito pelitico-siltoso, marne e marne siltose con arenarie fini (Macigno); marne siltose grigie e grigio-verdastre, argilliti rosse, grigie o verdastre, calcareniti fini grigie, marne grigio-nocciola o violacee, calcari marnosi verdastri con liste di selce chiara, marne e calcari marnosi da rosa a rossi, con livelli argillitici (Scaglia Toscana); calcari biancastri a grana fine e frattura concoide (Maiolica); radiolariti rosso-violacee, "Marne a Posidonia", calcari grigio-chiari con noduli e liste di selce; dolomie e calcari dolomitici cristallini grigio-chiaro o rosati, dolomie calcaree saccaroidi, biancastre o giallastre, calcari grigio-scuro fino a neri; calcari grigio-scuro con interstrati marnosi o dolomitici, dolomie e calcari dolomitici.

### **Brecce tettoniche interposte tra Falda Toscana e Unità di Massa (Miocene Med. – Sup.)**

Brecce calcaree più o meno dolomitiche grigie e grigio-scure di origine cataclastica, con porzioni dolomitiche pulverulenti grigio-cenere; brecce poligeniche cataclastiche

con elementi calcareo-dolomitici grigi e filladi giallastre-brune, in matrice carbonatico-siltosa.

### **Unità di Massa (Anisico – Carnico)**

Alternanza di filladi grigio-verdastre, quarziti fini grigie e matacalcari giallastri; quarziti grigio-rosate, meta conglomerati quarzosi, filladi e meta siltiti violacee con concrezioni ferruginose carbonatiche; metabrecce poligeniche, calcesciti e metacalcilutiti alternati a filladi, meta conglomerati ad elementi filladici, quarzitici e carbonatico-ferruginosi; filladi grigio-violacee e verdastre con listature ematiti che ed intercalazioni di metarenarie quarzose.

#### **1.4 Sismicità locale**

La sismicità rappresenta uno strumento indispensabile per le analisi sismotettoniche e un utile supporto alla geologia strutturale, in quanto varie tipologie di dati sismici, ottenuti attraverso differenti metodologie, possono fornire indicazioni per l'identificazione e la caratterizzazione delle strutture geologicamente attive.

L'insieme delle informazioni disponibili sui terremoti avvenuti in passato, ottenute secondo metodi di analisi di tipo sia strumentale che non, consistono essenzialmente in registrazioni del moto del terreno dalle quali è possibile ricavare l'ipocentro (in termini di latitudine, longitudine, profondità e relative incertezze), così come la dimensione (in termini di magnitudo o momento sismico) e la tipologia del meccanismo del terremoto (in termini di parametri di faglia o di tensore momento). I dati strumentali, sono integrati da informazioni sulla distribuzione spaziale degli effetti indotti dal terremoto sulle persone, sulle cose e sull'ambiente, dalle quali, attraverso la codifica di una scala macrosimica, è possibile ricavare la localizzazione, la magnitudo equivalente, le dimensioni fisiche ed anche l'orientazione della struttura sismogenetica.

Nella tabella sottostante sono riportati i terremoti riportati nel DBMI11 (Database Macrosismico Italiano 2011 - INGV).

Storia sismica di La Spezia [44.105, 9.819]				
Numero di eventi: 41				
Effetti		In occasione del terremoto del:		
I [MCS]	Data	Ax	Np	Io Mw
F	1846 08 14 12:00	Toscana settentrionale	122	9 5.91 ±0.13
NF	1857 02 01	PARMENSE	22	6-7 5.09 ±0.25
5	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	67	6-7 5.43 ±0.15
4-5	1878 09 10 13:31	LUNIGIANA	12	6-7 5.06 ±0.57
5-6	1887 02 23 05:21	Liguria occidentale	1516	6.97 ±0.15
2	1889 03 08 02:57	Bolognese	38	5 4.73 ±0.22
NF	1889 12 08	APRICENA	122	7 5.69 ±0.13
3	1895 05 18 19:55	Fiorentino	401	8 5.43 ±0.08
3	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	313	7-8 5.41 ±0.09
4	1901 10 30 14:49	Salò	190	8 5.70 ±0.10
4	1903 07 27 03:46	LUNIGIANA	79	7-8 5.25 ±0.17
3	1904 06 10 11:15	Frignano	102	6 5.03 ±0.18
3	1904 11 17 05:02	Pistoiese	204	7 5.15 ±0.14
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7 5.53 ±0.09
2-3	1911 02 19 07:18	Romagna meridionale	181	7 5.28 ±0.11
F	1913 11 25 20:55	Val di Taro	73	4-5 4.84 ±0.20
5-6	1914 10 27 09:22	Garfagnana	618	7 5.76 ±0.09
F	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257	6.14 ±0.14
6-7	1920 09 07 05:55	Garfagnana	756	10 6.48 ±0.09
2	1921 11 29 12:04	BORG VAL DI TARO	10	5 4.63 ±0.25
3	1929 04 19 04:15	Bolognese	82	
4	1929 04 20 01:09	Bolognese	109	7 5.34 ±0.13
3-4	1929 04 29 18:35	Bolognese	45	
3	1929 05 11 19:22	Bolognese	64	
4	1934 06 13 09:06	BORG VAL DI TARO	29	6 4.99 ±0.24
3	1937 12 10 18:03	APP. MODENESE	28	6 5.17 ±0.25
5	1939 10 15 14:05	Garfagnana	62	6-7 5.08 ±0.16
2-3	1950 04 01 21:54	ROSIGNANO MARITT.	15	5.14 ±0.18
4	1951 05 15 22:54	LODIGIANO	154	6-7 5.39 ±0.14
5	1951 08 12 21:19	BARGA	21	5 4.66 ±0.22
4	1955 12 13 17:04	EQUI TERME	19	5 4.57 ±0.28
2	1957 08 27 11:54	ZOCCA	58	5 4.65 ±0.21
5	1963 07 19 05:45	Mar Ligure	463	6.02 ±0.14
4	1976 05 06 20:00	Friuli	770	9-10 6.46 ±0.09
2	1978 12 25 22:53	Bassa mantovana	28	5 4.22 ±0.22
F	1980 12 23 12:01	Piacentino	38	6-7 4.60 ±0.09
4	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7 5.06 ±0.09
NF	1984 04 29 05:02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7 5.65 ±0.09
5-6	1995 10 10 06:54	LUNIGIANA	341	7 4.85 ±0.09
3-4	1996 10 15 09:56	Correggio	135	7 5.41 ±0.09
4	2004 11 24 22:59	Lago di Garda	176	7-8 5.06 ±0.09

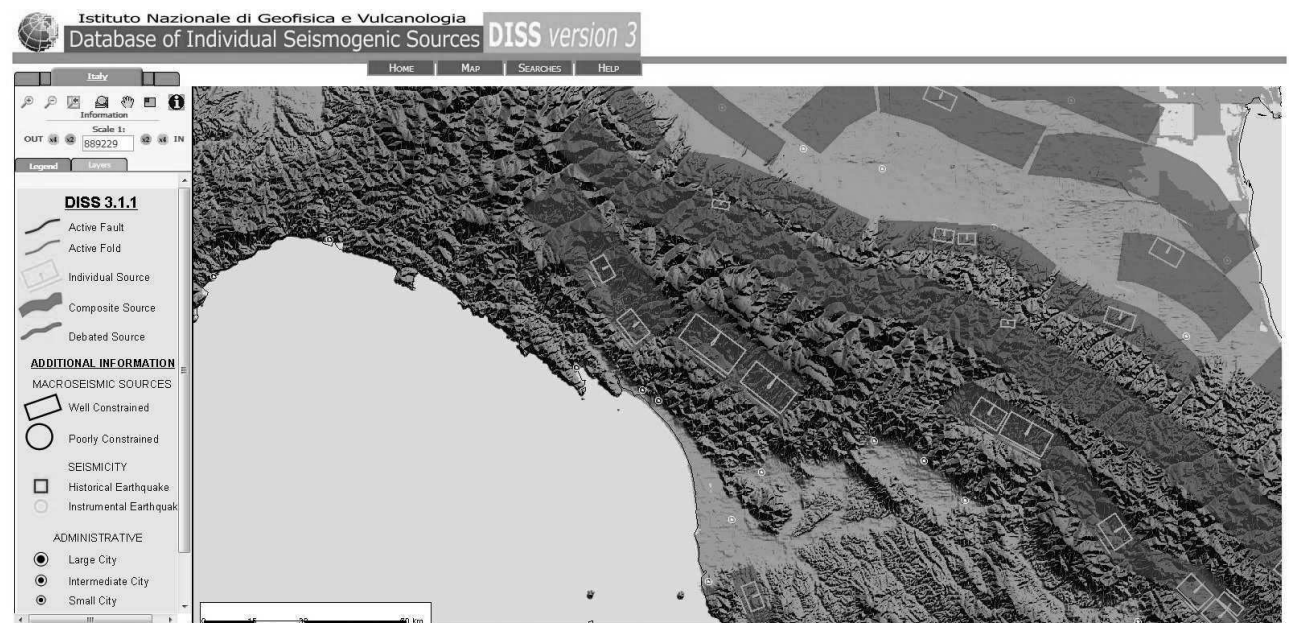
La maggior parte del territorio della provincia di La Spezia è classificato secondo l'OPCM 3274 del 20.03.2003, in zona 2-3, mentre il comune di La Spezia si trova in zona 3.

Tale classificazione è utilizzata solo a fini amministrativi per la pianificazione territoriale, mentre per la definizione dei parametri sismici di progetto verrà

utilizzata la carta della pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

### 1.5 Sorgenti simogenetiche

L'Istituto Nazionale di Geofisica e di Vulcanologia ha diffuso, nell'ambito del Progetto DISS3, le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico-tettoniche delle Sorgenti Sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. In corrispondenza dell'area di studio non sono presenti sorgenti sismogenetiche. Le sorgenti sismogenetiche più vicine all'area di intervento, codificate come "ITCS026 Lunigiana" e "ITCS083 Garfagnana", sono situate a distanze rispettivamente di 12 e 20 Km



Si tratta in entrambi i casi di sorgenti sismogenetiche molto superficiali (comprese tra 1 e 10 Km di profondità) in grado di produrre eventi sismici di magnitudo consistente ( $M_w$  comprese tra 6 e 6,4).

## **1.6 Conclusioni**

Il sito oggetto del presente studio è ubicato nel Comune di La Spezia - Viale Giovanni Amendola, in un'area perfettamente pianeggiante ad una quota pari al livello del mare.

La ricostruzione dettagliata del modello geologico in corrispondenza del suddetto sito, è stata effettuata, oltre che sulla base di delle considerazioni a carattere regionale, in precedenza brevemente descritte, grazie all'analisi della "Carta geologica" allegata al Piano Urbanistico Comunale del Comune di La Spezia, nonché sulla base delle informazioni ricavate dalla esecuzione di n. 8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, di cui 7 spinti fino alla profondità di 30 m e uno a 20 m rispetto al p.c., per la cui descrizione si rimanda alla "Relazione sulle indagini geotecniche e sulla pericolosità sismica".

Dal punto di vista geomorfologico, considerata la conformazione tabulare dell'area, sono sicuramente da escludere i fattori di rischio derivanti da dissesti gravitativi, mentre per ciò che concerne il rischio idraulico, considerato che l'area oggetto del presente studio è ubicata in ambito portuale, non sono stati riscontrati particolari fattori di rischio di esondazione/allagamento.

Sulla scorta di quanto riportato in precedenza, considerando che per l'area oggetto del presente studio:

- Nel corso del rilevamento geologico non sono stati riscontrati indizi di dissesti gravitativi, in atto o potenziali;
- Sono assenti discontinuità litologiche sia verticali che orizzontali la cui entità sia tale da compromettere la stabilità dell'area;
- I fabbricati esistenti in prossimità dell'area oggetto del presente studio non presentano segni di dissesto imputabili a cedimenti delle strutture fondali;

- non sono stati riscontrati particolari fattori di rischio di esondazione/allagamento

si può desumere che l'area in esame è compatibile con la realizzazione delle opere in progetto.

Per quanto riguarda la stabilità morfologica ed al fine di conservare le attuali condizioni di equilibrio, si consiglia, durante l'esecuzione di eventuali opere di adeguamento delle strutture esistenti, di evitare tagli verticali del terreno e di non caricare con materiali di risulta le zone in prossimità degli eventuali scavi che, in ogni caso, dovranno essere eseguiti con ogni cautela, evitando l'insorgere di fenomeni decompressivi nei terreni limitrofi all'area in esame, soprattutto in prossimità di edifici e/o infrastrutture esistenti.

Si consiglia, inoltre, di verificare periodicamente l'efficienza delle canalizzazioni per la raccolta delle acque superficiali e/o di eventuali opere di drenaggio esistenti nei pressi degli edifici oggetto del presente studio, al fine di eliminare, o quanto meno ridurre, gli effetti negativi indotti dalle acque meteoriche e/o di circolazione sub-superficiale.

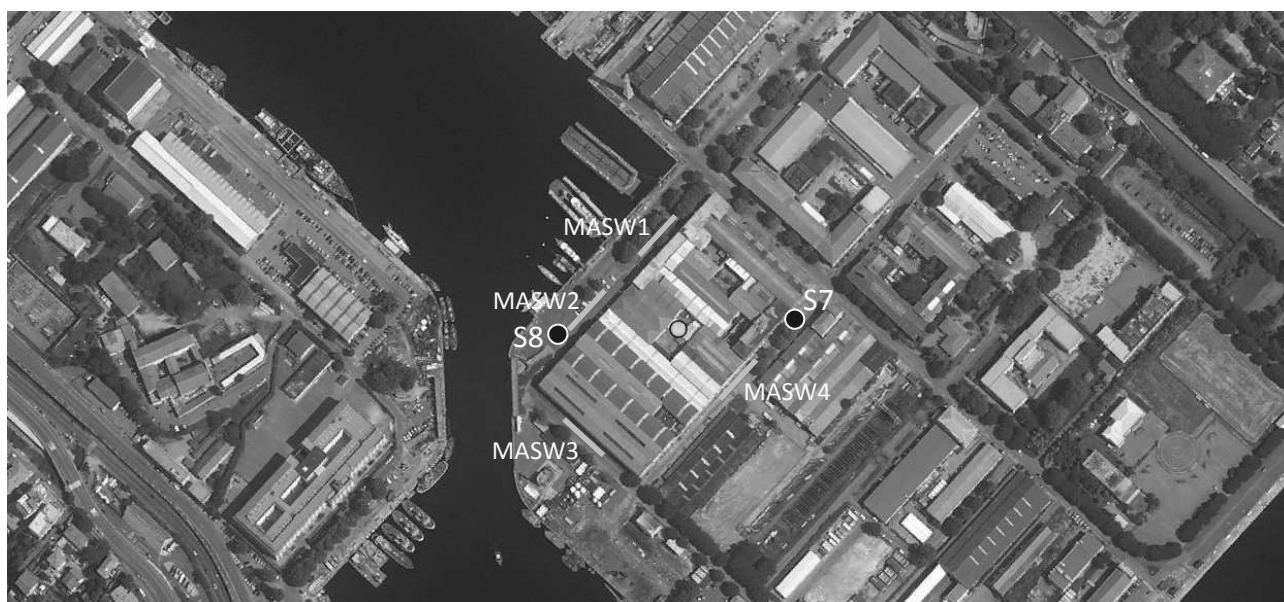
Montefredane, Luglio 2015

Il tecnico

*Geol. Carmine Mazzarotti*

## 2 RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOTECNICHE

La successione stratigrafica dell'area oggetto di studio e delle zone ad essa limitrofe è stata desunta mediante un rilevamento geologico di dettaglio, integrato dalle conoscenze geologiche dell'area, dall'analisi degli affioramenti rinvenibili in loco e dall'esecuzione di due sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinto fino alla profondità di 30 m rispetto al p.c., in prossimità dell'area di sedime del fabbricato 46 (vedasi planimetria).



○ Rif. Coordinate geografiche

● Sondaggi geognostici

— Prospezioni MASW

Sono state, inoltre, considerate le risultanze delle indagini effettuate per lo studio geologico-tecnico del territorio comunale di La Spezia, allegato al Piano Urbanistico Comunale.

Attraverso l'elaborazione dei dati così raccolti è stato possibile definire il quadro geologico della zona, la natura dei litotipi presenti, le caratteristiche essenziali dell'assetto litostratigrafico dell'area in esame e, di conseguenza, ricostruire la seguente successione stratigrafica:

- Materiali di riporto/massicciate stradali, per uno spessore di 1,0 m;
- Limo plastico e limo argilloso di colore rossiccio, per uno spessore di 29,0 m; in corrispondenza del sondaggio S8 è stata riscontrata la presenza di pietrame e ciottoli, per uno spessore di circa 1 m, al di sotto della massicciata stradale.



Dal punto di vista idrogeologico, si rappresenta che, nel corso delle suddette indagini, la falda idrica è stata rinvenuta ad una profondità di circa 1,0 m rispetto al p.c.. Ai fini della caratterizzazione geotecnica sono state consultate le risultanze delle prove di laboratorio effettuate su di un campione prelevato in analogo livello litologico, durante l'esecuzione di un sondaggio in prossimità dell'area oggetto (fabbricato 38) del presente studio, ad una profondità compresa tra 5,5 e 6,0 m rispetto al p.c., nonché delle prove SPT effettuate durante la realizzazione del medesimo sondaggio geognostico, le cui risultanze sono riportate nella seguente tabella:

RIF.	Profondità (m da p.c.)	n. colpi	NSPT (N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub> )
SPT 2	6,00 ÷ 6,15	N <sub>1</sub> = 2	6
	6,15 ÷ 6,30	N <sub>2</sub> = 3	
	6,30 ÷ 6,45	N <sub>3</sub> = 3	
SPT 3	14,00 ÷ 14,15	N <sub>1</sub> = 1	3
	14,15 ÷ 14,30	N <sub>2</sub> = 1	
	14,30 ÷ 14,45	N <sub>3</sub> = 2	



Si riportano, di seguito, le principali caratteristiche fisico-meccaniche che, facendo salvi eventuali ulteriori approfondimenti, potranno essere utilizzate per le necessarie verifiche statiche da parte del progettista, e ricavate dalle prove di laboratorio, nonché dalla correlazione con i risultati delle prove SPT.

#### **Limo plastico e limo argilloso rossiccio**

$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3$	<b>(Peso di volume del terreno)</b>
$\gamma_d = 15 \div 15,5 \text{ kN/m}^3$	<b>(Peso di volume secco del terreno)</b>
$\gamma_{\text{sat}} = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	<b>(Peso di volume saturo del terreno)</b>
$c = 20 \div 30 \text{ kPa}$	<b>(Coesione del terreno)</b>
$\phi = 24 \div 26^\circ$	<b>(Angolo di attrito)</b>
$E = 3 \div 5 \text{ MPa}$	<b>(Modulo di Young)</b>
$E_{\text{ed}} = 2,5 \div 3,5 \text{ MPa}$	<b>(Modulo edometrico)</b>

Per ulteriori approfondimenti, si rimanda ai certificati di prova allegati alla presente relazione, nonché alle seguenti elaborazioni relative alle prove SPT.

Montefredane, luglio 2015

Il tecnico

*Geol. Carmine Mazzarotti*

## 2.1 Elaborazioni Prove penetrometriche S.P.T.

Committente: Ministero della Difesa - Geniodife - ROMA Cantiere: Verifica vulnerabilità sismica Fabbricato 46 Località: La Spezia - Arsenale Marina Militare	
--	--

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,76 m
Peso sistema di battuta	4,2 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

### Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,

- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

## **Valutazioni statistiche e correlazioni**

### **Elaborazione Statistica**

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

#### **Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

### **Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove  $\sigma_{N_{spt}}$  è la deviazione standard di  $N_{spt}$

### **Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $N_{spt}$  distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

## **Pressione ammissibile**

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente =

20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione  $d = 1$  mt..

## Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

### Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

### Correzione $N_{spt}$ in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

### Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°.
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da  $D_r$  %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

### Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie  $D_r$  viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

### Modulo Di Young ( $E_y$ )

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.

- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

#### **Modulo Edometrico**

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

#### **Peso di volume saturo**

- Terzaghi-Peck 1948-1967

#### **Modulo di poisson**

- Classificazione A.G.I.

#### **Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)**

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\bar{\sigma}$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

#### **Velocità onde di taglio Vs (m/sec)**

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

#### **Modulo di deformazione di taglio (G)**

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

#### **Modulo di reazione (Ko)**

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Qc)**

- Robertson 1983 Qc

### **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

#### **Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948).  $Cu_{min-max}$ .
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.

- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con Nc=20 e Qc/Nspt=2.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cm<sup>2</sup>), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità .
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Qc)**

- Robertson 1983 Qc

#### **Modulo Edometrico-Confinato (Mo)**

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità (IP< 20), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità (IP< 20) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -Mo (Eed) (Kg/cm<sup>2</sup>)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto Qc/Nspt=1.5-2.0).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ( Nspt <30) medie e molli ( Nspt <4) e argille sabbiose (Nspt=6-12).

#### **Modulo Di Young (E<sub>y</sub>)**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. >15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

#### **Peso di volume saturo**

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...  
Prova eseguita in data  
Falda rilevata

PROVE SPT IN FORO  
03/10/2013

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
1,65	1
1,80	1
1,95	1
6,15	2
6,30	3
6,45	3
14,15	1
14,30	1
14,45	2
21,15	3
21,30	7
21,45	8

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (KPa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi-Peck	Sanglerat	Terzaghi-Peck (1948)	U.S.D.M. S.M	Schmertm ann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
Limo	6	6,45	36,77	73,55	24,52	23,83	57,37	0,00	52,96	86,49	29,42	23,34	73,55
Limo	3	14,45	18,44	36,77	14,71	12,06	28,44	0,00	26,77	64,53	14,71	0,00	36,77
Limo	15	21,45	99,34	183,87	49,03	57,96	145,04	0,00	127,49	159,36	73,55	0,00	183,87

Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
Limo	6	6,45	Robertson (1983)	1,18
Limo	3	14,45	Robertson (1983)	0,59
Limo	15	21,45	Robertson (1983)	2,94

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
Limo	6	6,45	2,70	--	6,18	7,35
Limo	3	14,45	1,35	4,41	3,18	3,68
Limo	15	21,45	6,75	--	15,18	14,71

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
Limo	6	6,45	4,77	5,88
Limo	3	14,45	1,38	2,94
Limo	15	21,45	14,92	14,71

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Limo	6	6,45	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
Limo	3	14,45	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Limo	15	21,45	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
Limo	6	6,45	Meyerhof ed altri	17,75
Limo	3	14,45	Meyerhof ed altri	15,98
Limo	15	21,45	Meyerhof ed altri	20,30

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
Limo	6	6,45	Meyerhof ed altri	18,53
Limo	3	14,45	Meyerhof ed altri	18,24
Limo	15	21,45	Meyerhof ed altri	22,36

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
Limo	6	6,45		0
Limo	3	14,45		0
Limo	15	21,45		0



### 3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita alla Tabella 3.2.II del D.M. 14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini della vigente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  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.

### 3.1 Parametri sismici di progetto

Per il sito oggetto della presente relazione

Lat. 44° 05' 55,32" N (44,0987° in forma decimale)

Long. 9° 49' 05,88" E (9,8183° in forma decimale)



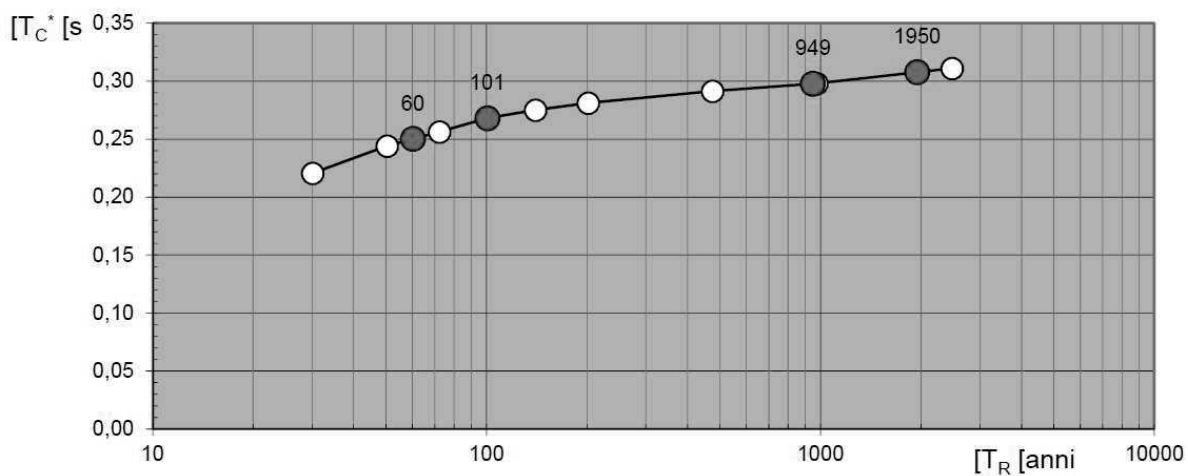
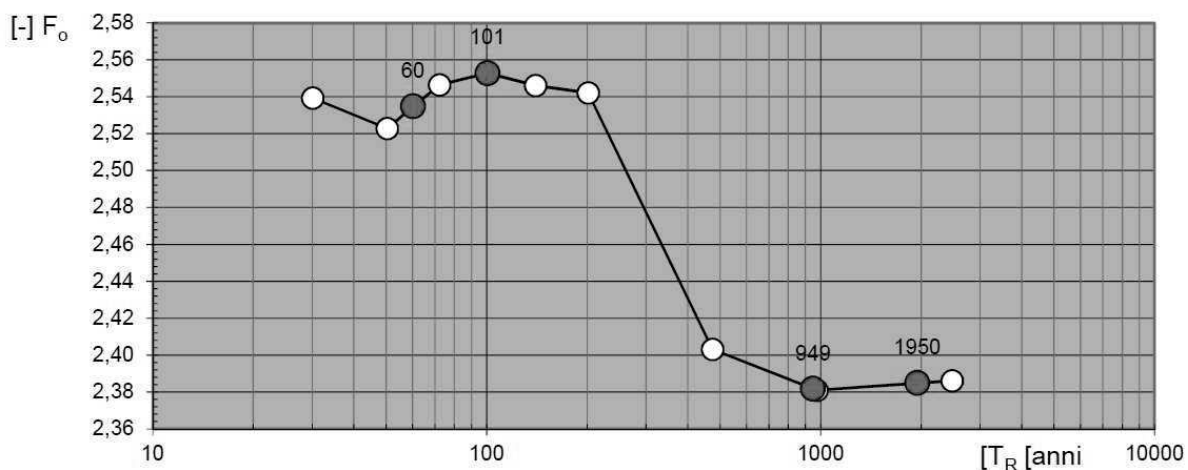
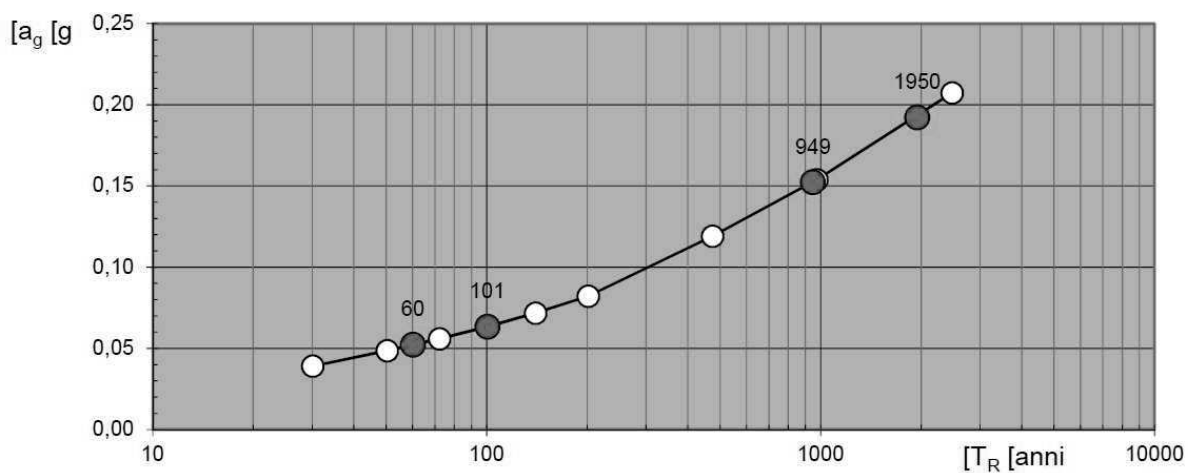
tali parametri assumono i valori riportati nella seguente tabella 1.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,052	2,535	0,250
SLD	101	0,063	2,553	0,268
SLV	949	0,152	2,382	0,298
SLC	1950	0,192	2,385	0,308

**Tabella 1**

### Valori di progetto dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ in funzione del periodo di ritorno $T_R$



### **3.1.a Categoria del sottosuolo**

Per la definizione dell'azione sismica di progetto è stato fatto riferimento all'approccio semplificato previsto al punto 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, che si basa sulla individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento. Per pervenire ad una corretta individuazione della categoria, sono state effettuate specifiche indagini geofisiche fino alla profondità di 30 m, che hanno consentito di effettuare la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio, mediante quattro prospezioni MASW, e di stimare il valore delle  $V_s$  fino alla profondità prevista dalla vigente normativa.

I dati ottenuti, riportati nelle schede allegate alla presente relazione, sono stati utilizzati per determinare la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  che è definita dalla seguente relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

$h_i$  spessore in metri dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio dell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Relativamente alle prospezioni MASW, le indagini effettuate hanno permesso di individuare, per i primi 30 m di profondità, quattro sismostrati aventi le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Strato	Spessore (m)	Peso unità di volume saturo (KN/mc)	Coeff.di Poisson	V <sub>p</sub> (m/s)	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>s,30</sub> (m/s)
MASW 1						
1	5,98	14,7	0,32	218,8	134,0	273,57
2	14,35	15,7	0,30	527,6	323,1	
3	7,01	16,7	0,28	698,1	427,5	
4	2,66	18,6	0,28	1034,5	633,5	
MASW 2						
1	7,0	14,7	0,32	342,9	176,4	344,28
2	11,0	15,7	0,30	667,3	356,7	
3	7,99	16,7	0,28	1222,6	675,8	
4	4,01	18,6	0,28	1511,8	835,7	
MASW 3						
1	7,0	14,7	0,32	325,5	167,5	241,06
2	11,0	15,7	0,30	368,4	196,9	
3	9,0	16,7	0,28	756,4	418,1	
4	3,0	18,6	0,28	1029,9	569,3	
MASW 4						
1	11,98	14,7	0,32	367,7	189,2	239,69
2	9,15	15,7	0,30	503,6	269,2	
3	7,46	16,7	0,28	543,3	300,3	
4	1,41	18,6	0,28	847,9	468,7	

**Tabella 2**

In tutti i quattro casi, il valore  $V_{s,30}$  è risultato essere associabile ad una categoria di suolo di fondazione di tipo C ( $180 \text{ m/sec} < V_{s,30} < 360 \text{ m/sec}$ ).

Per tale tipo di sottosuolo è possibile assegnare, in accordo con la tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008 e con riferimento a  $T_R = 949$  anni, ai coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  i seguenti valori:

$$S_s = 1,482$$

$$C_c = 1,566$$

### **3.1.b Condizioni topografiche**

L'area di sedime del fabbricato in progetto è situata in un'area perfettamente pianeggiante, per cui, ai fini della valutazione dell'azione sismica, la suddetta area rientra nella categoria topografica T1 e, secondo quanto sancito dalla tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/2008, è da prevedere un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1,0$ .

### **3.1.c Spettri di risposta per SLV**

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 [T/T_B + 1/\eta * F_0 * (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * (T_C * T_D/T^2)$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle espressioni precedenti, inoltre:

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione

$$S = S_S * S_T,$$

essendo  $S_S = 1,482$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ par. 3.1.a) e  $S_T = 1,0$  il coefficiente di amplificazione topografica (§ par. 3.1.b);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = [10/(5 + \xi)]^{1/2} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 * a_g/g + 1,6$$

$T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_c = C_c * T_c^*,$$

dove

$T_c^*$  è definito al par. 3;

$C_c$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (par. 3.1.a) che, nel caso specifico, è risultato essere pari a 1,566.

### **3.2 Liquefazione**

Quando nessuna delle condizioni del D.M. 14/01/2008 - punto 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Nel caso specifico, essendo stata riscontrata la presenza di materiali prevalentemente limosi, non è necessario procedere alla verifica.

Montefredane, luglio 2015

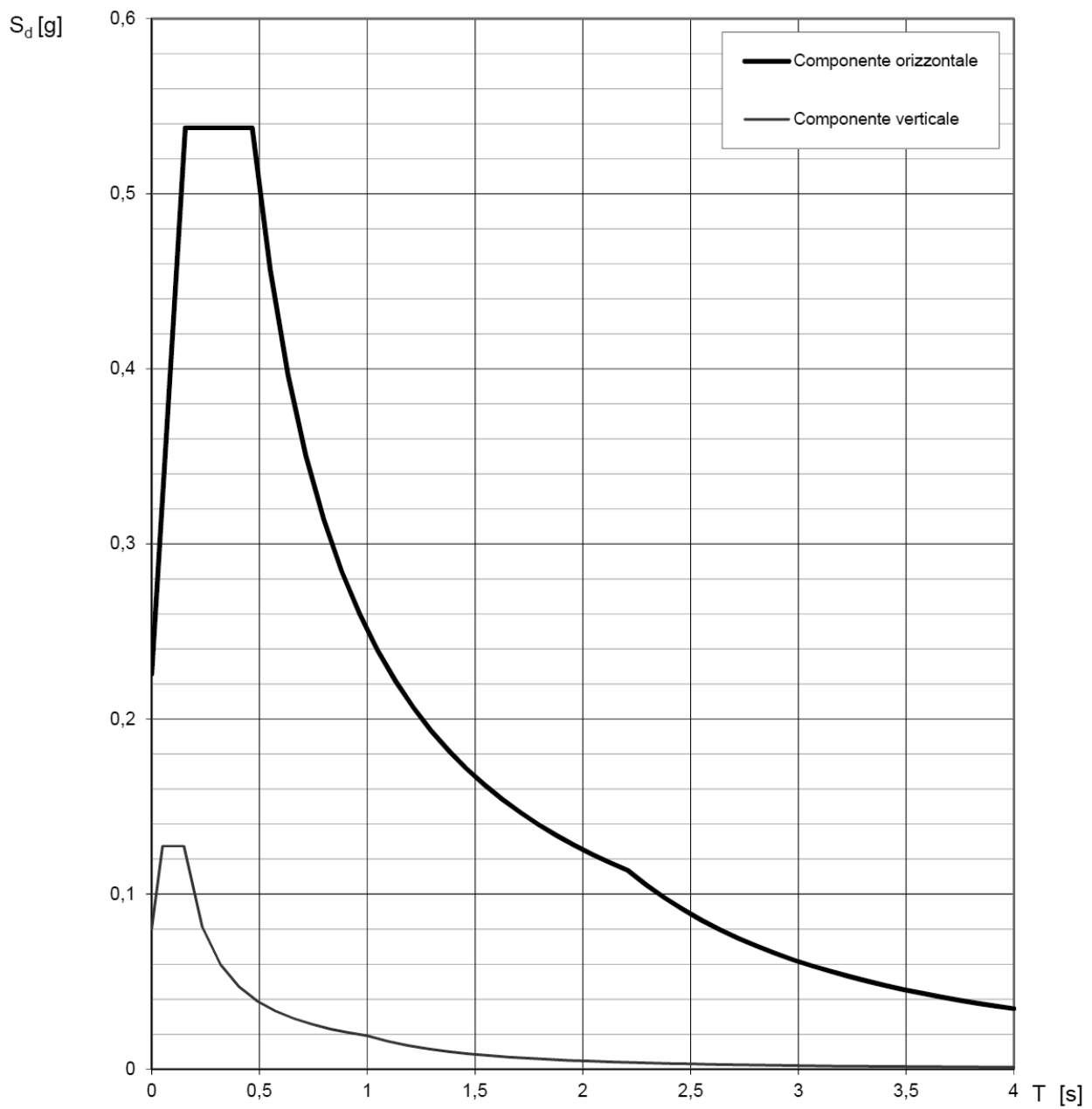
Il tecnico

*Geol. Carmine Mazzarotti*



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

---



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,152 g
$F_o$	2,382
$T_C$	0,298 s
$S_S$	1,482
$C_C$	1,566
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,482
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,466 s
$T_D$	2,209 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

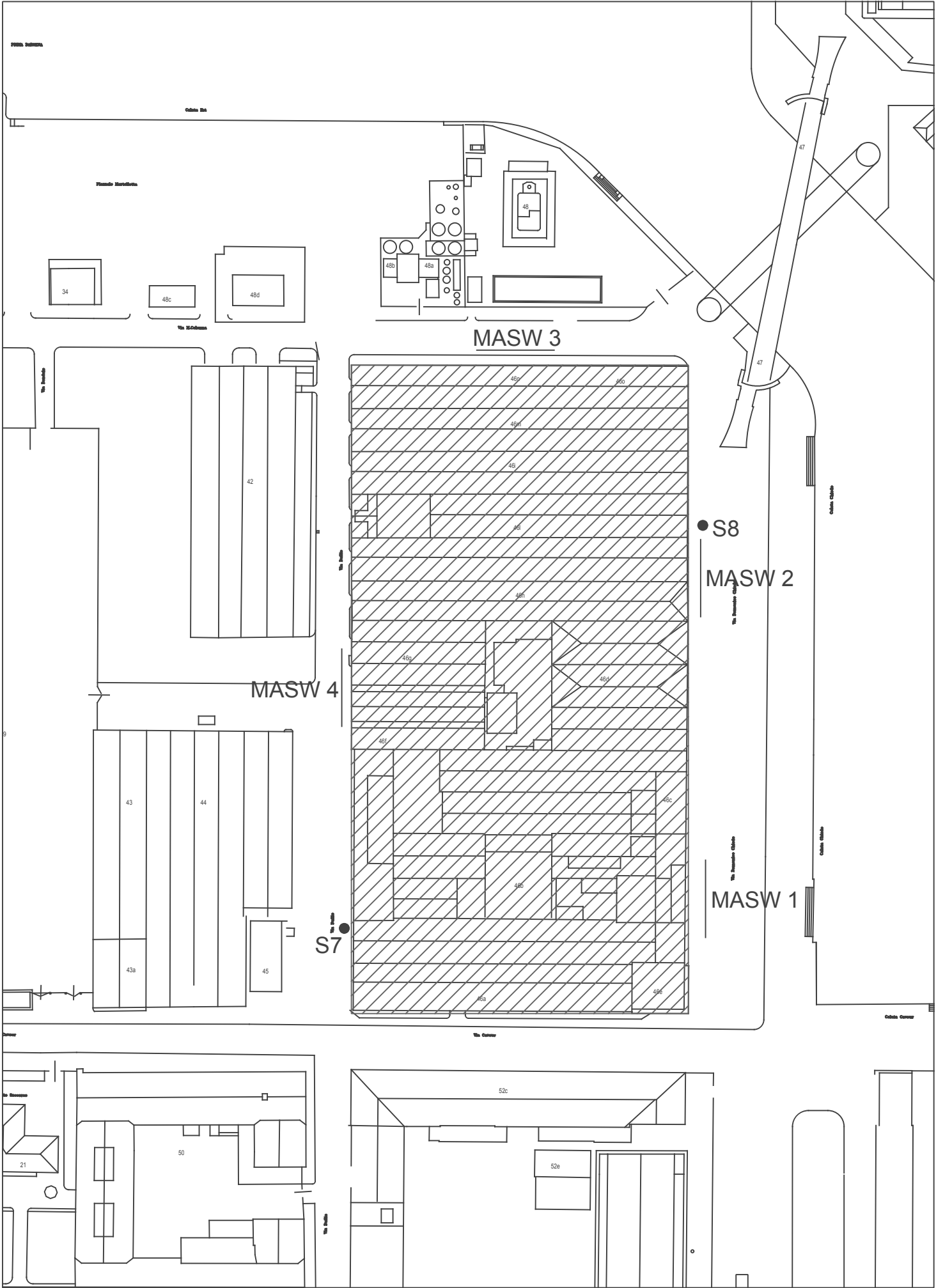
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	$T$ [s]	$S_e$ [g]
	0,000	0,226
$T_B \leftarrow$	0,155	0,538
$T_C \leftarrow$	0,466	0,538
	0,549	0,456
	0,632	0,397
	0,715	0,351
	0,798	0,314
	0,881	0,285
	0,964	0,260
	1,047	0,239
	1,130	0,222
	1,213	0,207
	1,296	0,193
	1,379	0,182
	1,462	0,172
	1,545	0,162
	1,628	0,154
	1,711	0,147
	1,794	0,140
	1,877	0,134
	1,960	0,128
	2,043	0,123
	2,126	0,118
$T_D \leftarrow$	2,209	0,114
	2,294	0,105
	2,380	0,098
	2,465	0,091
	2,550	0,085
	2,636	0,080
	2,721	0,075
	2,806	0,070
	2,891	0,066
	2,977	0,063
	3,062	0,059
	3,147	
	3,232	0,053
	3,318	0,050
	3,403	0,048
	3,488	0,046
	3,574	0,043
	3,659	0,041
	3,744	0,040
	3,829	0,038
	3,915	0,036
	4,000	0,035



## **ALLEGATI**

1. Planimetria con indicazione delle indagini
2. Stratigrafia sondaggi
3. Certificati indagini geofisiche



<b>STRATIGRAFIA</b>		Accettazione N°026/13	Certificato N° 043/13 del 08/10/2013
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO SECONDO LA NORMA UNI EN 9001:2008		Committente: AICI ENGINEERING SRL	
 <b>GEOCONSULTLAB</b> <b>PROVE SU MATERIALI</b>		Cantiere: Marina Militare - La Spezia	
		Sondaggio: 7 Quota: m dal p.c. Data inizio: 05/10/2013 Data fine: 05/10/2013	
		Strumentazione: CMW MK 420 D Diam. Perforaz.: 101 mm	
		Tipologia perforazione: Carotaggio continuo <input checked="" type="checkbox"/> Distruzione <input type="checkbox"/>	
Laboratorio Autorizzato ai sensi del D.P.R. 380/2001 art. 359 Concessione N°6537 del 11/07/2011		Allegato: Planimetria	

Scala 1:150

Profondità dal p.c. (m.)	Potenza degli strati (m.)	Quota assoluta s.l.m. (m.)	Simbologia	Percentuale di carotaggio	Campioni	Campionatore	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Tipo S.P.T.	Profondità S.P.T. (m. dal p.c.)	S.P.T. N1-N2-N3	Falda (m. dal p.c.)	Rivestim. provv.	Attrezzatura installate in foro
1.0	1.0						TERRENO DI RIPORTO				1.00		
	29.0						LIMO DI COLORE ROSSO, PLASTICO						
30.0													

P.C. = punta chiusa  
She = Shelby

FINE SONDAGGIO

Pag. 1 di 1

Lo Sperimentatore  
dott.ssa geol. Simona Russo

Il Direttore  
dott. geol. Nicola Polzone

Sede Legale SS7 bis - Area PIP - 83030 Manocalzati (AV) - Tel. 0825675 873 - Fax 0825675872 - E-mail: geocensultlab@tin.it  
Iscrizione Tribunale di Avellino n. 5703 - C.C.I.A. Avellino - Partita IVA 02683470641



<b>STRATIGRAFIA</b>		Accettazione N°026/13	Certificato N° 044/13 del 08/10/2013
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO SECONDO LA NORMA UNI EN 9001:2008		Committente: AICI ENGINEERING SRL	
		Cantiere: Marina Militare - La Spezia	
		Sondaggio: 8 Quota: m dal p.c. Data inizio: 05/10/2013 Data fine: 05/10/2013	
		Strumentazione: CMW MK 420 D Diam. Perforaz.: 101 mm	
		Tipologia perforazione: Carotaggio continuo <input checked="" type="checkbox"/> Distruzione <input type="checkbox"/>	
Laboratoria Autorizzata ai sensi del D.P.R. 380/2001 art. 359 Concessione N°6537 del 11/07/2011		Allegato: Planimetria	

Scala 1:150

Profondità dal p.c. (m.)	Potenza degli strati (m.)	Quota assoluta s.l.m. (m.)	Simbologia	Percentuale di carotaggio	Campioni	Campionatore	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Tipo S.P.T.	Profondità S.P.T. (m dal p.c.)	S.P.T. N <sub>1</sub> -N <sub>2</sub> -N <sub>3</sub>	Falda (m dal p.c.)	Rivestim. provv. Attrezzatura installate in foro
1.0	1.0		▽▽▽▽				TERRENO DI RIPORTO/MASSICCIATA				1.00	
2.0	1.0		▨				LIMO ARGILLOSO ROSSO CON CIOTTOLI E PIETRAME CENTIMETRICO				1.00	
							LIMO ARGILLOSO DI COLORE ROSSO					
		28.0										
30.0												

P.C. = punta chiusa  
She = Shelby

FINE SONDAGGIO

Pag. 1 di 1

Lo Sperimentatore  
dott.ssa geol. Simona Russo

Il Direttore  
dott. geol. Nicola Polzone

Sede Legale SS7 bis - Area PIP - 83030 Manocalzati (AV) - Tel. 0825675 873 - Fax 0825675872 - E-mail geoconsultlab@tin.it  
Iscrizione Tribunale di Avellino n. 5703 - CCIA Avellino - Partita IVA 02683470641



Dott. Geol. ANNALISA VIETRI  
VIA SALVO D'ACQUISTO, 69- 83030 TORRE LE  
NOCELLE (AV)  
VIA DEL FRANCO, 12 - 83100 AVELLINO  
CELL. 3384077823



## MARINA MILITARE DI LA SPEZIA



**Data: luglio 2014**

**IL COMMITTENTE:**

**AICI Engineering s.r.l.**

**IL GEOLOGO**

**DOTT. ANNALISA VIETRI**

**INDAGINI GEOFISICHE TRAMITE TECNICA MASW**

**ELABORAZIONE MASW1 , MASW2, MASW3 E MASW4**

## **GENERALITÀ SULLE TECNICHE DI INDAGINE UTILIZZATE**

Il giorno 21/07/2014 la sottoscritta dott. Annalisa Vietri Geologo, iscritta all'Ordine Regionale dei Geologi della Campania con numero 2406, su incarico della AICI Engineering s.r.l., ha eseguito quattro indagini MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) al fine di determinare il parametro  $V_{s30}$  e la categoria del sottosuolo di fondazione, nel rispetto di quanto disciplinato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al D.M. 14-01-08. Nello specifico le indagini eseguite hanno riguardato un'area della MARINA MILITARE di La Spezia.

L'elaborazione è stata effettuata con il software **Easy MASW della Geostru Software**.

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

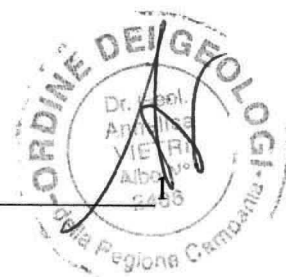
### **Moto del segnale sismico**

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P-Longitudinale**: onda profonda di compressione;
- **S-Trasversale**: onda profonda di taglio;
- **L-Love**: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R-Rayleigh**: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

### **Onde di Rayleigh – “R”**

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.





### **Analisi del segnale con tecnica MASW**

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

### **Modellizzazione**

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

### **Modi di vibrazione**

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.



## **Profondità di indagine**

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Per ottenere un profilo verticale di velocità  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarli minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di *dispersione*, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione.

La tecnica MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- acquisizione dei dati sperimentali;
- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D), che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.

L'elaborazione del MASW con software specifico ha consentito di determinare il profilo verticale delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio, il valore del parametro  $V_{s30}$  e la relativa classe di terreno, nonché la frequenza di risonanza caratteristica del sito.



## MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES (MASW) - GENERALITA'

Al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame è stata effettuata una serie di acquisizioni MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999) utili a definire il profilo verticale della  $V_s$  (velocità di propagazione delle onde di taglio) e, tramite valutazione dell'equazione della risonanza e modellazione del rapporto spettrale  $H/V$ , stimare il periodo proprio di sito.

Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).

Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).

L'analisi dei dati ha consentito di definire i valori del profilo verticale  $V_s$  (quindi del parametro  $V_{s30}$ ) e, successivamente, ottenere una stima della *frequenza di risonanza* di sito in relazione all'amplificazione litologica.

La classificazione dei terreni è stata svolta sulla base del valore della  $V_{s30}$  (il valore *medio* della  $V_s$  nei primi 30m di profondità) definita dalla relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}} \quad \text{eq. (1)}$$

in cui  $V_{s_i}$  e  $h_i$  sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell' $i$ -esimo strato.

## ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

### *Strumentazione impiegata*

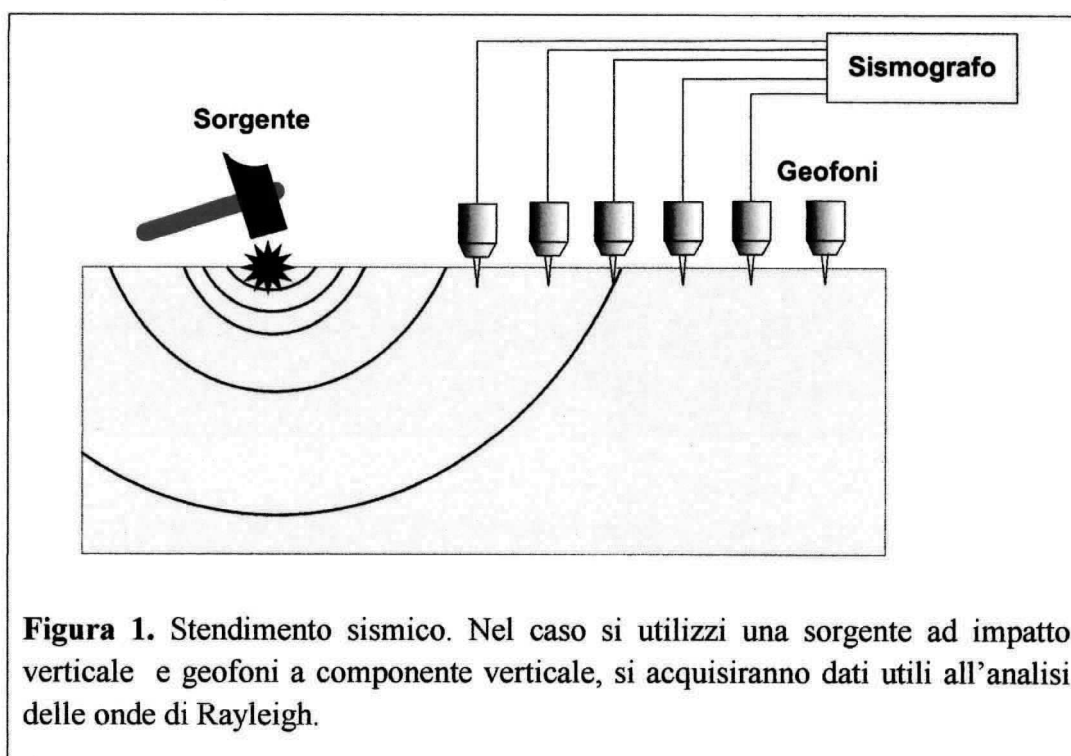
Lo strumento adoperato per l'indagine in oggetto è il DOREMI, prodotto dalla "Sara Electronic Instruments" di Perugia; si tratta di un sismografo a trasmissione digitale del segnale, concepito per garantire la massima flessibilità di utilizzo in tutte le indagini geofisiche ed è costituito da unità miniaturizzate e indipendenti che distribuiscono l'elettronica lungo tutto lo stendimento. È uno strumento adatto ai seguenti tipi di indagine: rifrazione; rifrazione e Microtremori (ReMi); M.A.S.W.; S.A.S.W.; riflessione; down-hole, crosshole; up-hole. L'architettura innovativa del sismografo DoReMi offre un'eccezionale silenziosità ed immunità ai rumori raggiungendo una dinamica totale di 155dB la quale permette, ad esempio in una indagine per rifrazione, il superamento dei 70 metri energizzando con una mazza da 8 Kg.



I geofoni adoperati sono i geofoni verticali da 4.5Hz.

Nel caso specifico in esame, l'acquisizione dell quattro MASW è stata eseguita posizionando 24 geofoni da 4.5 Hz lungo un profilo con le seguenti caratteristiche:

- distanza intergeofonica: 1.0 m;
- offset sorgente: 2.0 m;
- durata acquisizione: 1000 ms;
- intervallo di campionamento: 1.0 ms.



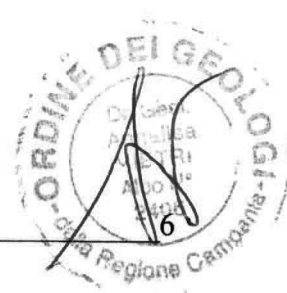
### Elaborazione

Per le analisi dei dati acquisiti si è adottato il software **Easy MASW della Geostru Software**.

I dati *MASW* sono stati elaborati (determinazione spettro di velocità, identificazione curve di dispersione, inversione/modellazione di queste ultime) per ricostruire il profilo verticale della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).

### DATI GENERALI

<b>Committente</b>	AICI Engineering s.r.l.
<b>Cantiere</b>	Marina Militare
<b>Località</b>	La Spezia





# ELABORAZIONE MASW1



**DATI GENERALI MASW1**

<b>Committente</b>	AICI Engineering s.r.l.
<b>Cantiere</b>	Marina Militare
<b>Località</b>	La Spezia
<b>Data</b>	21/07/2014
<b>Latitudine</b>	44.0995
<b>Longitudine</b>	9.8181



## TRACCE

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00

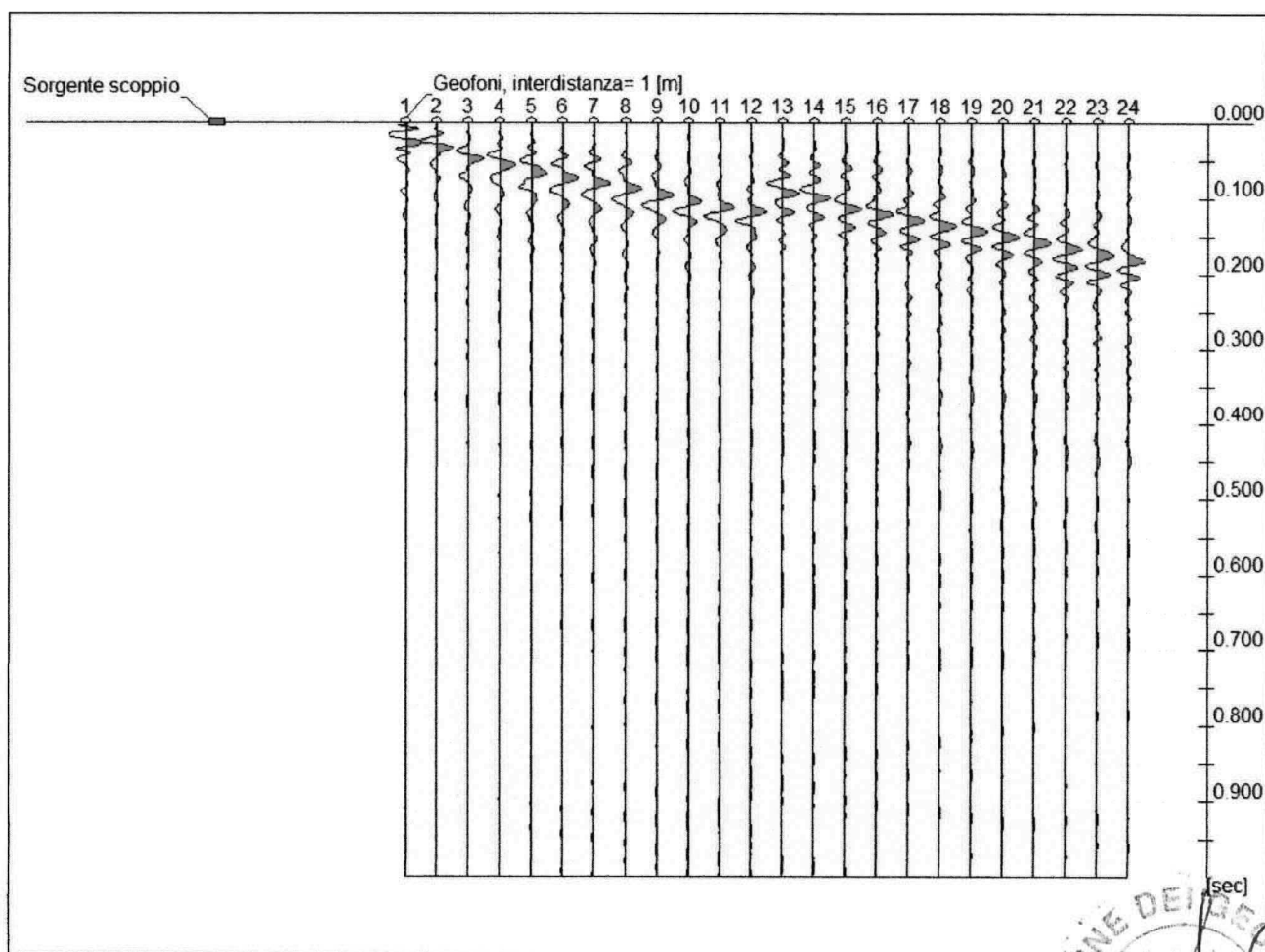
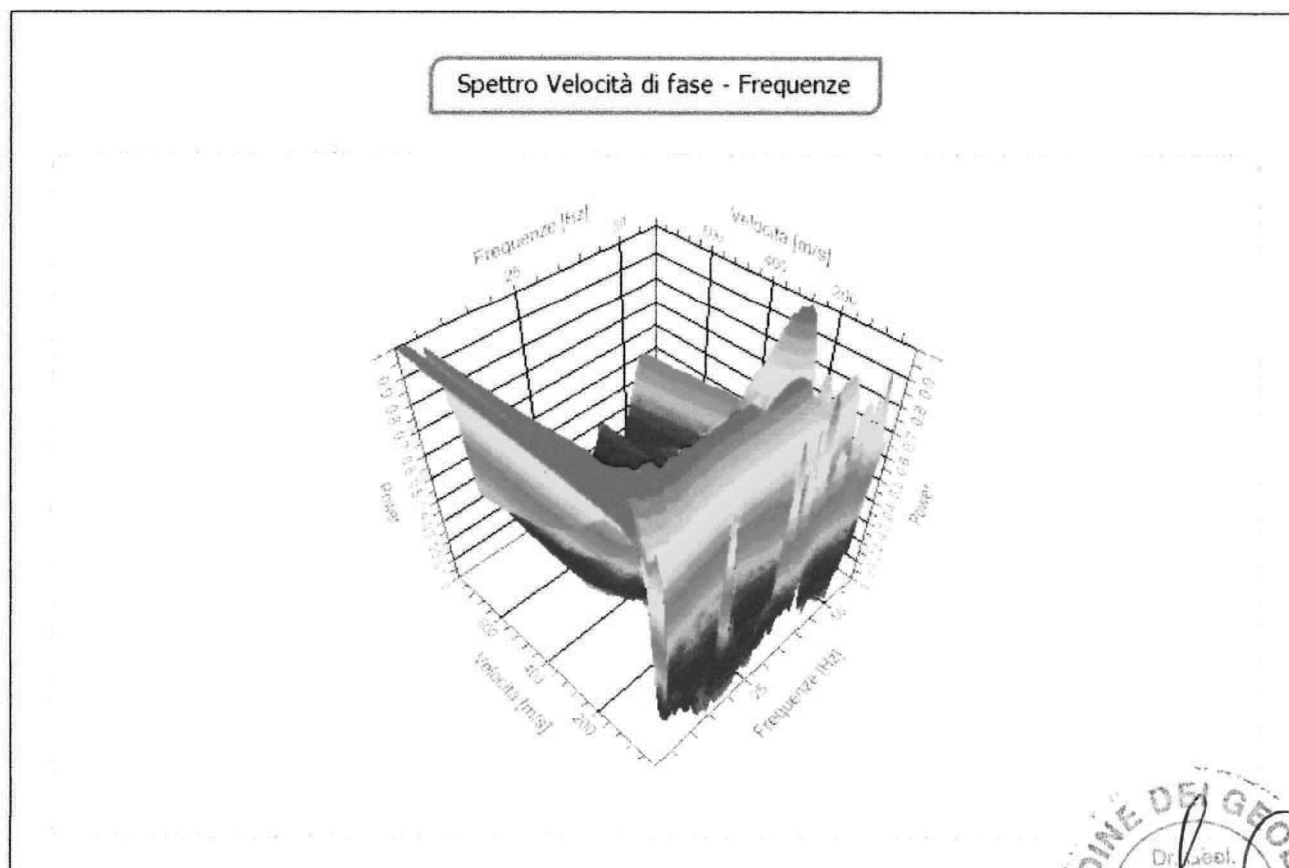


Immagine delle Tracce della MASW1

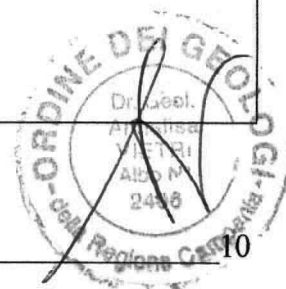


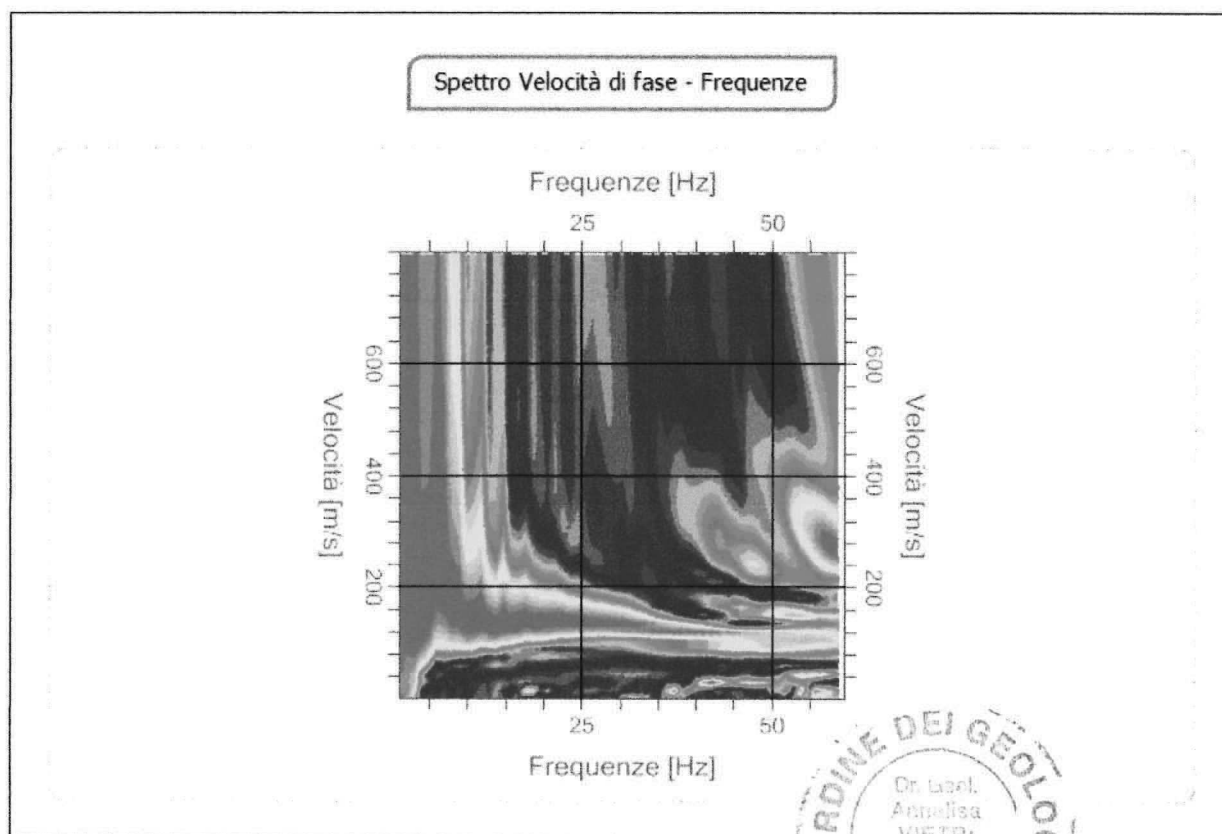
## ANALISI SPETTRALE

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

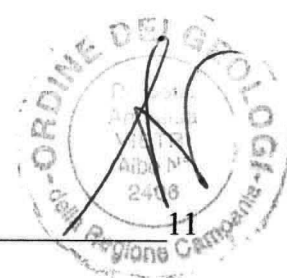


Spettro velocità di fase- Frequenze in 3D – MASW1



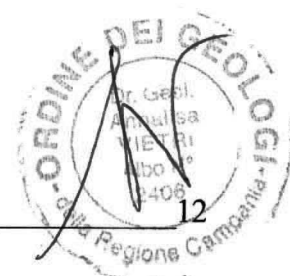


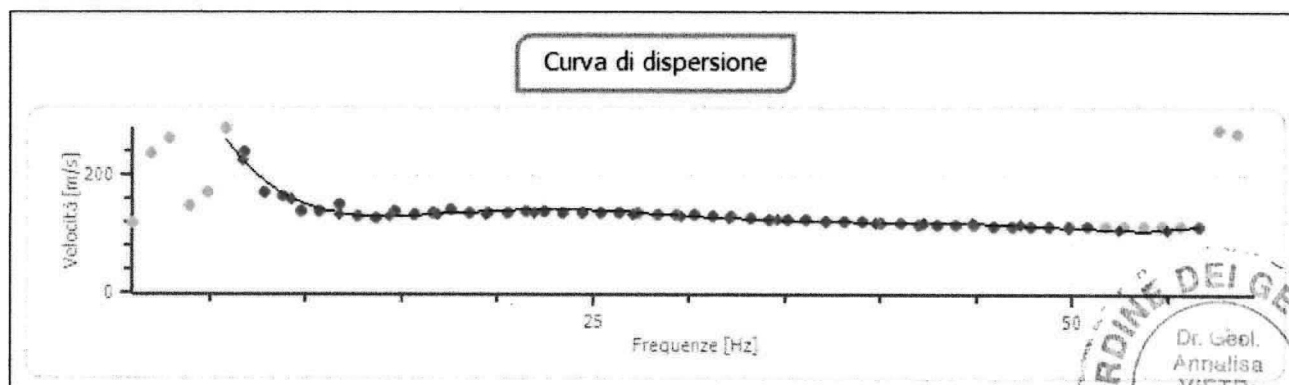
**Spettro velocità di fase- Frequenze in 2D – xy – MASW1**



**CURVA DI DISPERSIONE**

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	6.7	224.5	0
2	9.3	160.1	0
3	11.8	135.1	0
4	14.3	130.6	0
5	16.9	132.5	0
6	19.4	134.9	0
7	22.0	136.2	0
8	24.5	135.8	0
9	27.0	134.0	0
10	29.6	131.6	0
11	32.1	127.8	0
12	34.7	124.0	0
13	37.2	121.6	0
14	39.7	120.6	0
15	42.3	119.9	0
16	44.8	118.6	0
17	47.4	115.8	0
18	49.9	111.4	0
19	52.4	107.3	0
20	55.0	107.7	0





Curva di dispersione – MASW1

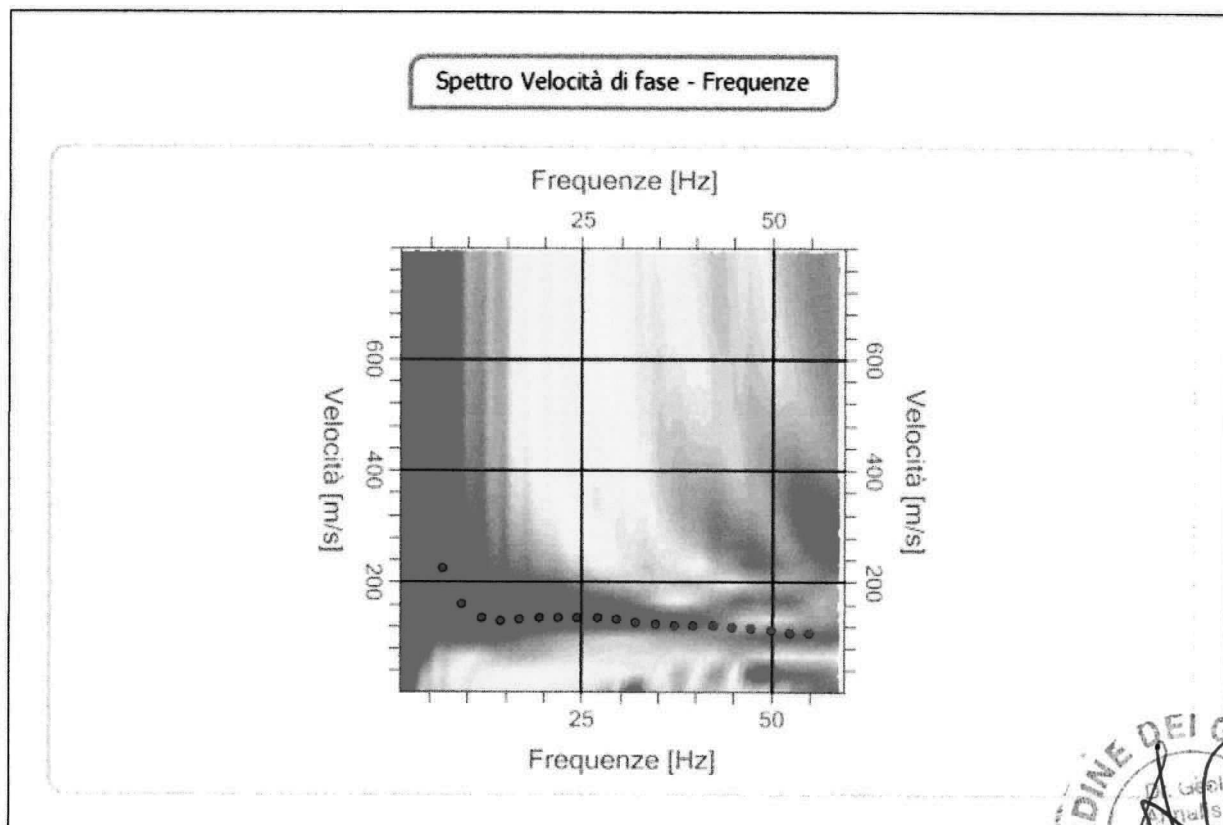
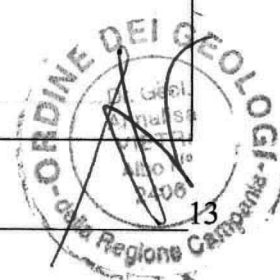


Grafico Frequenze- Velocità con picking – MASW1



### INVERSIONE

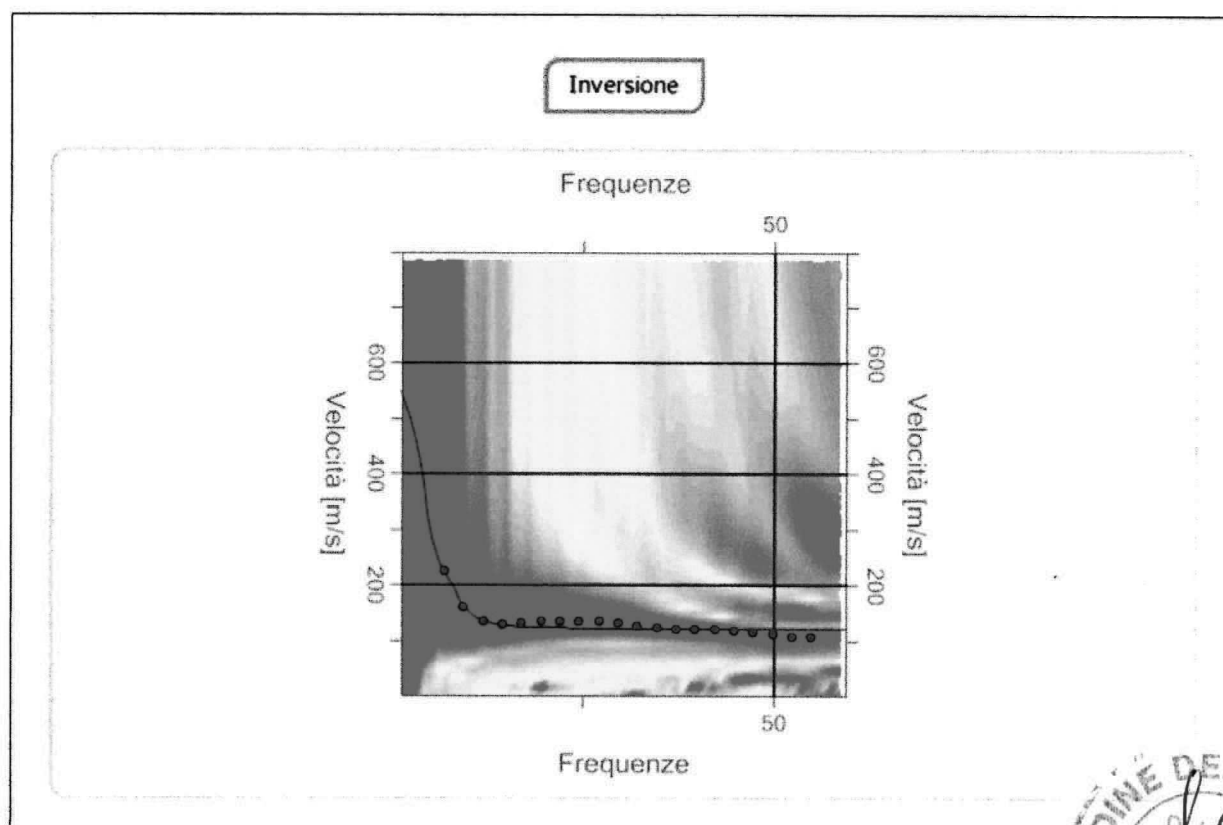
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume saturato [kg/mc]	Coeff.nte Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	Limo e sabbia con elementi di riporto	5.98	5.98	1500.0	0.32	218.8	134.0
2	Limo e sabbia	20.34	14.35	1600.0	0.30	527.6	323.1
3	Sabbia e limo	27.34	7.01	1700.0	0.28	698.1	427.5
4	Sabbia limosa addensata	35.00	7.66	1900.0	0.28	1034.5	633.5

Percentuale di errore

0.400 %

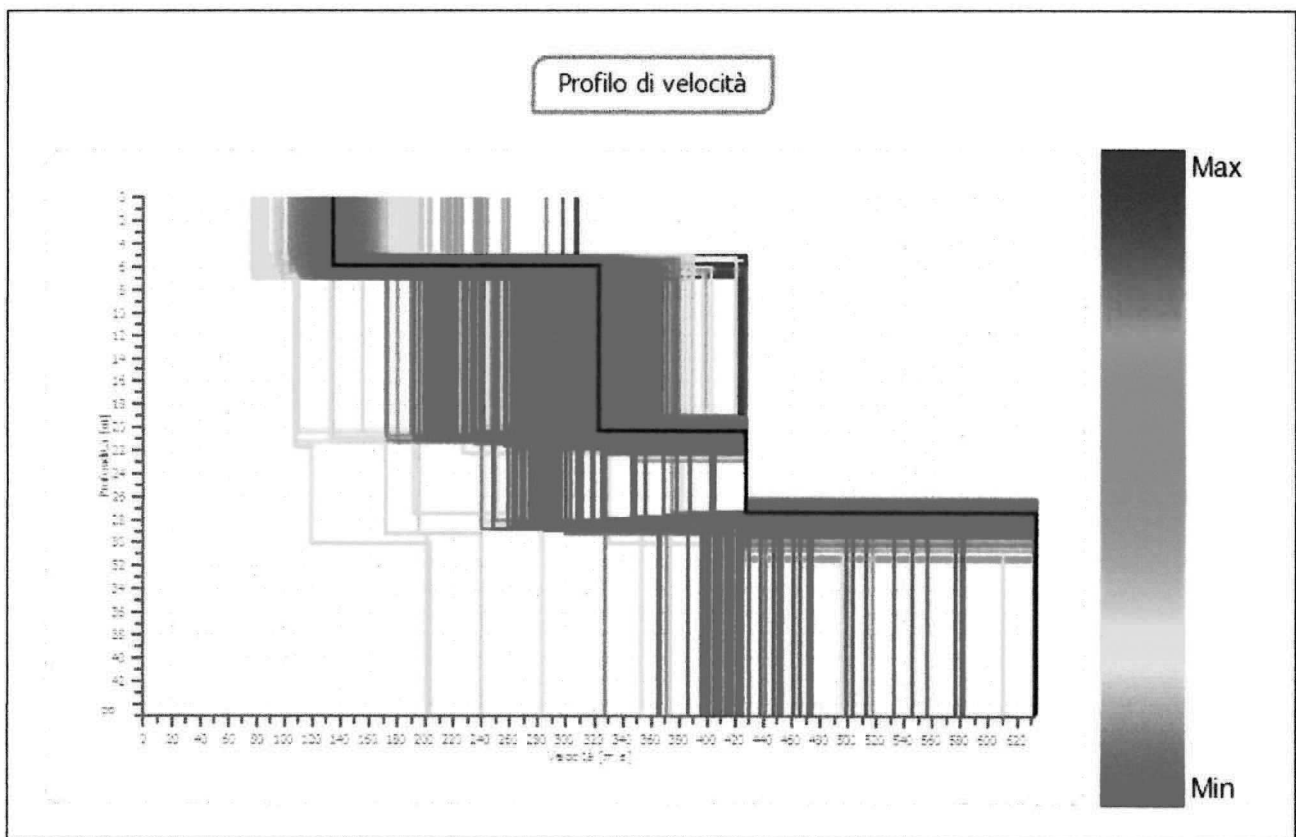
Fattore di disadattamento della soluzione

0.069

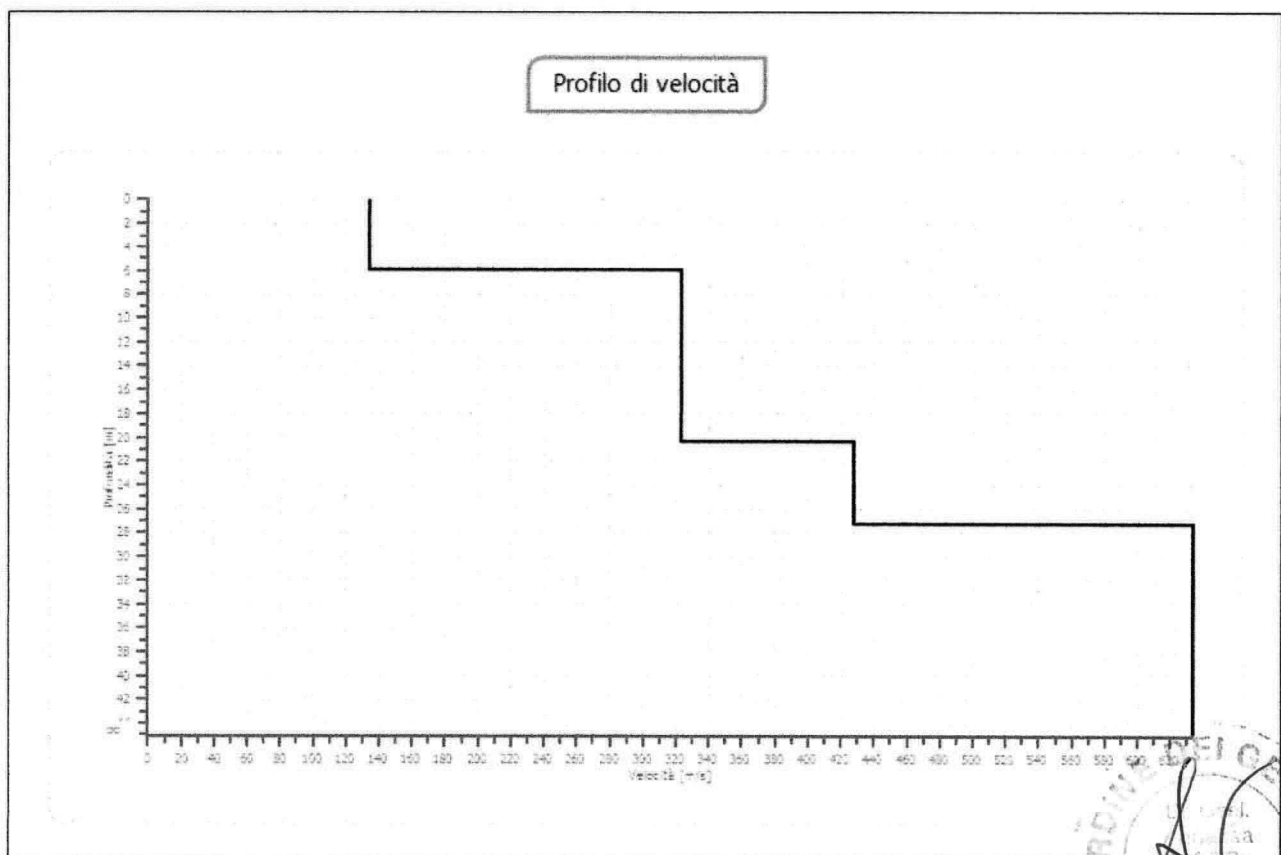


**Grafico dell'inversione – MASW1**

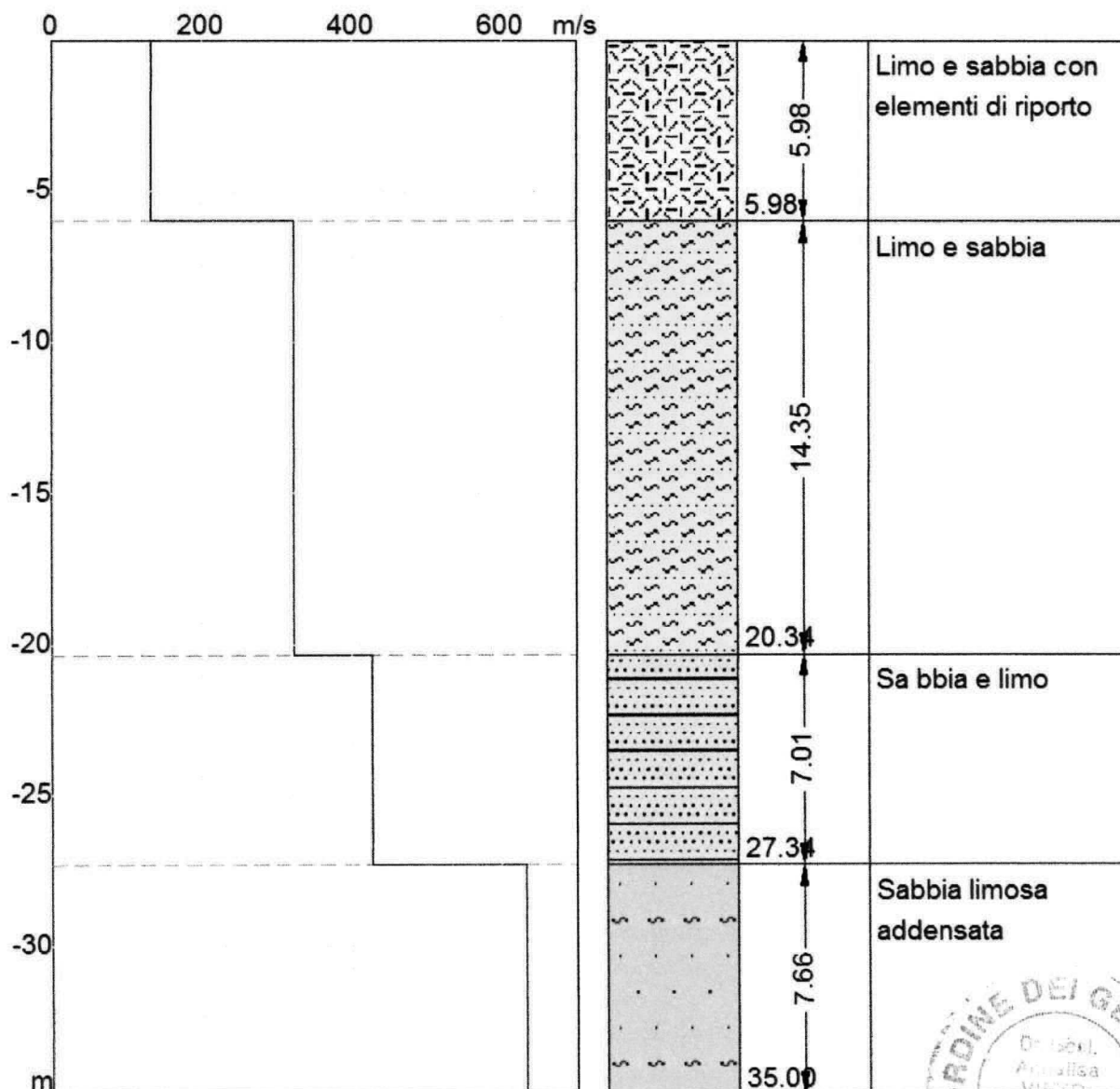




**Profilo di velocità individuati dall'elaborazione MASW1**



**Profilo di velocità scelto – MASW1**



Sismostratigrafia MASW1

## RISULTATI MASW1

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	273.57
Categoria del suolo	C

**SOTTOSUOLO DI TIPO 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  $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < \text{cu}_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

## ELABORAZIONE MASW2





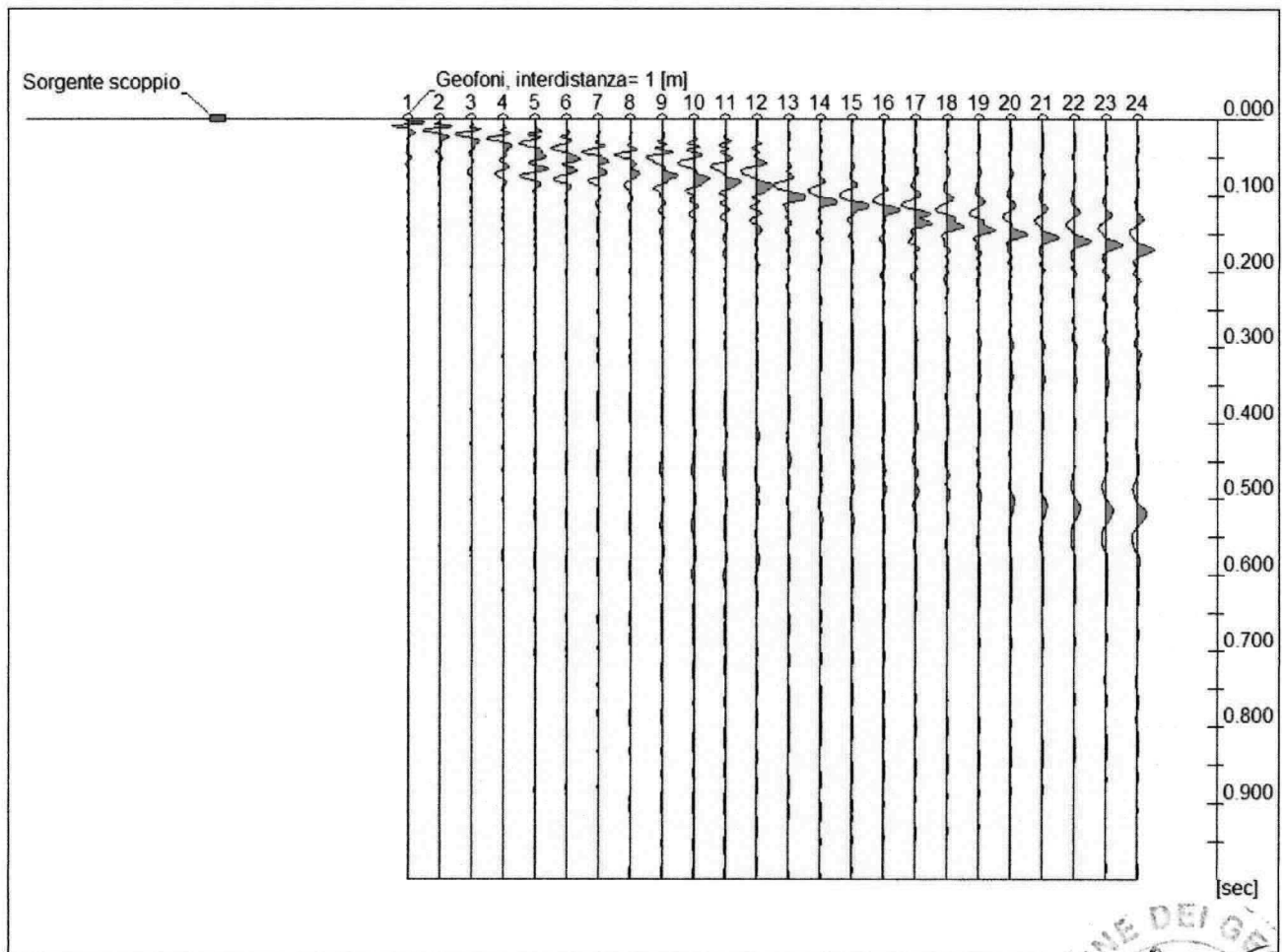
## DATI GENERALI MASW2

<b>Committente</b>	AICI Engineering s.r.l.
<b>Cantiere</b>	Marina Militare
<b>Località</b>	La Spezia
<b>Data</b>	21/07/2014
<b>Latitudine</b>	44.0988
<b>Longitudine</b>	9.8174

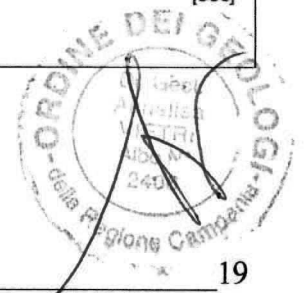


## TRACCE

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00

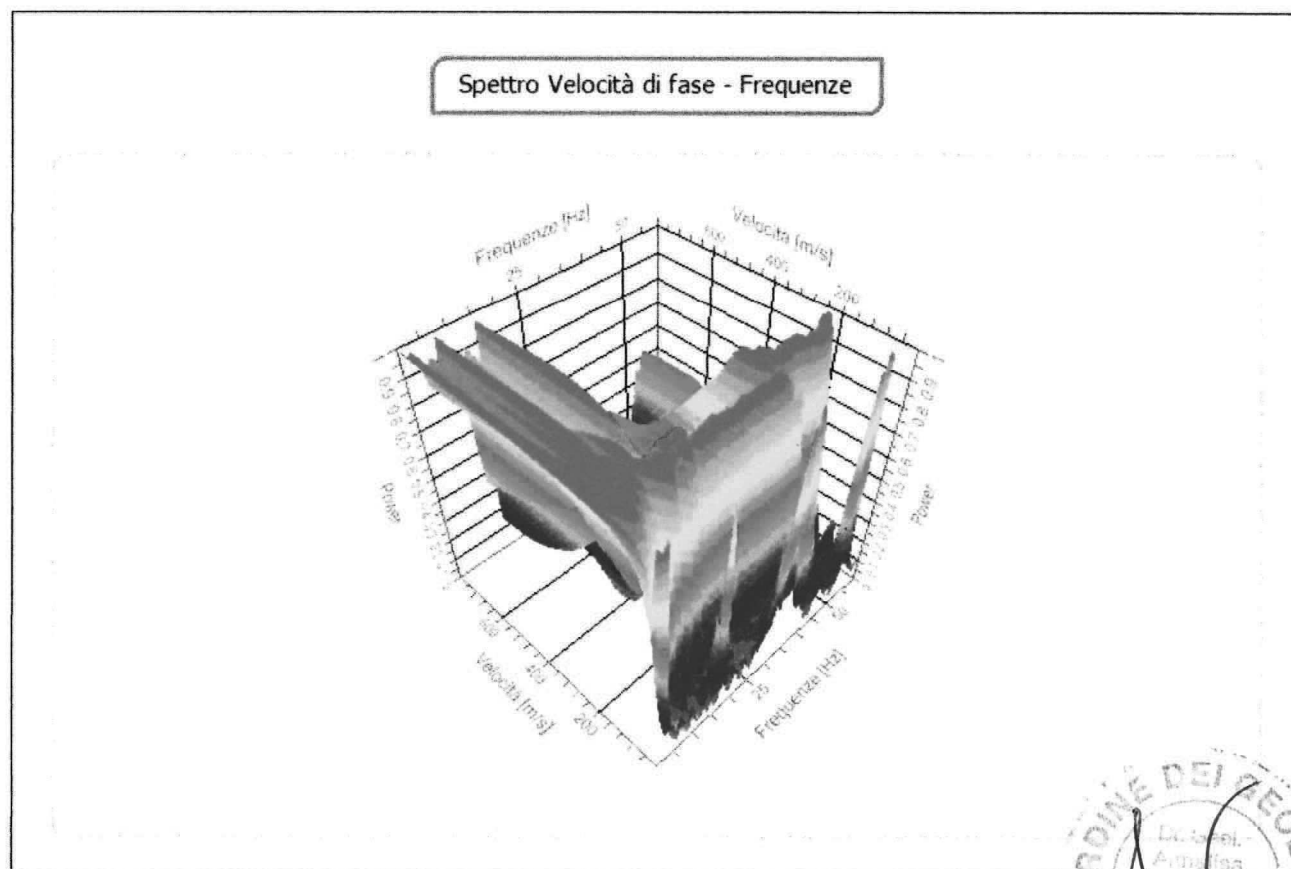


**Immagine delle Tracce della MASW2**

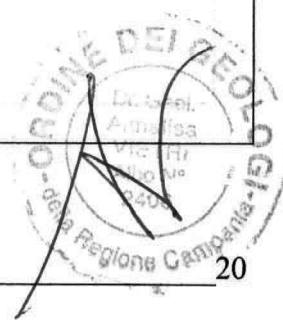


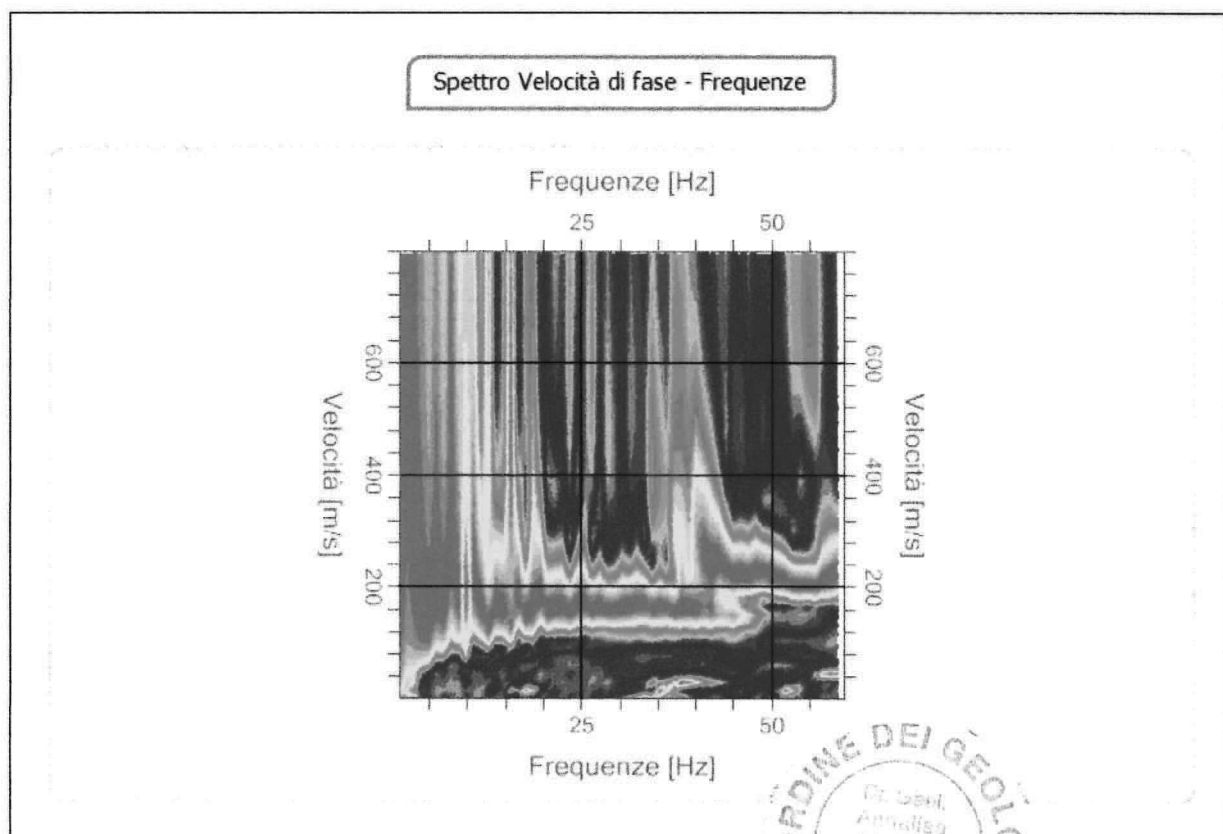
## ANALISI SPETTRALE

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



Spettro velocità di fase- Frequenze in 3D – MASW2



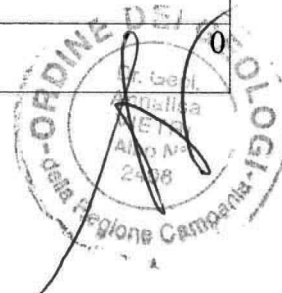


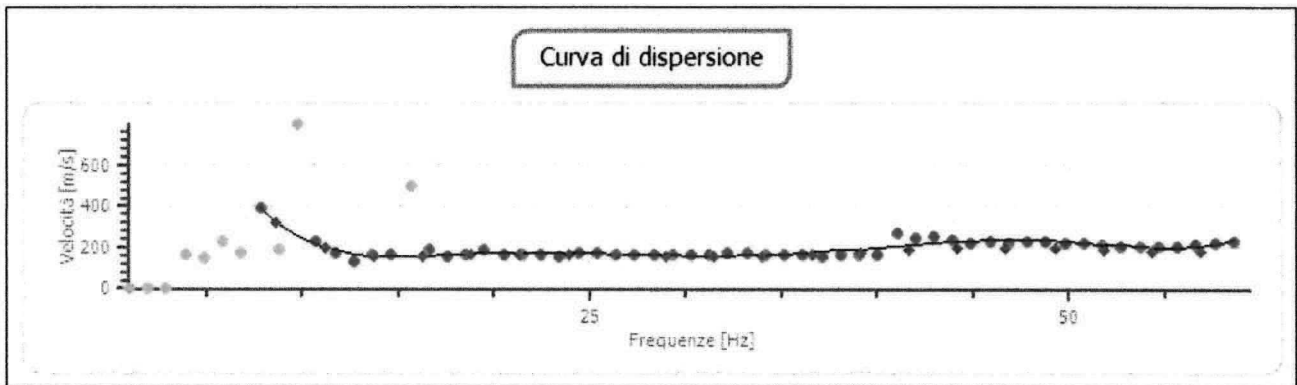
Spettro velocità di fase- Frequenze in 2D - xy - MASW2



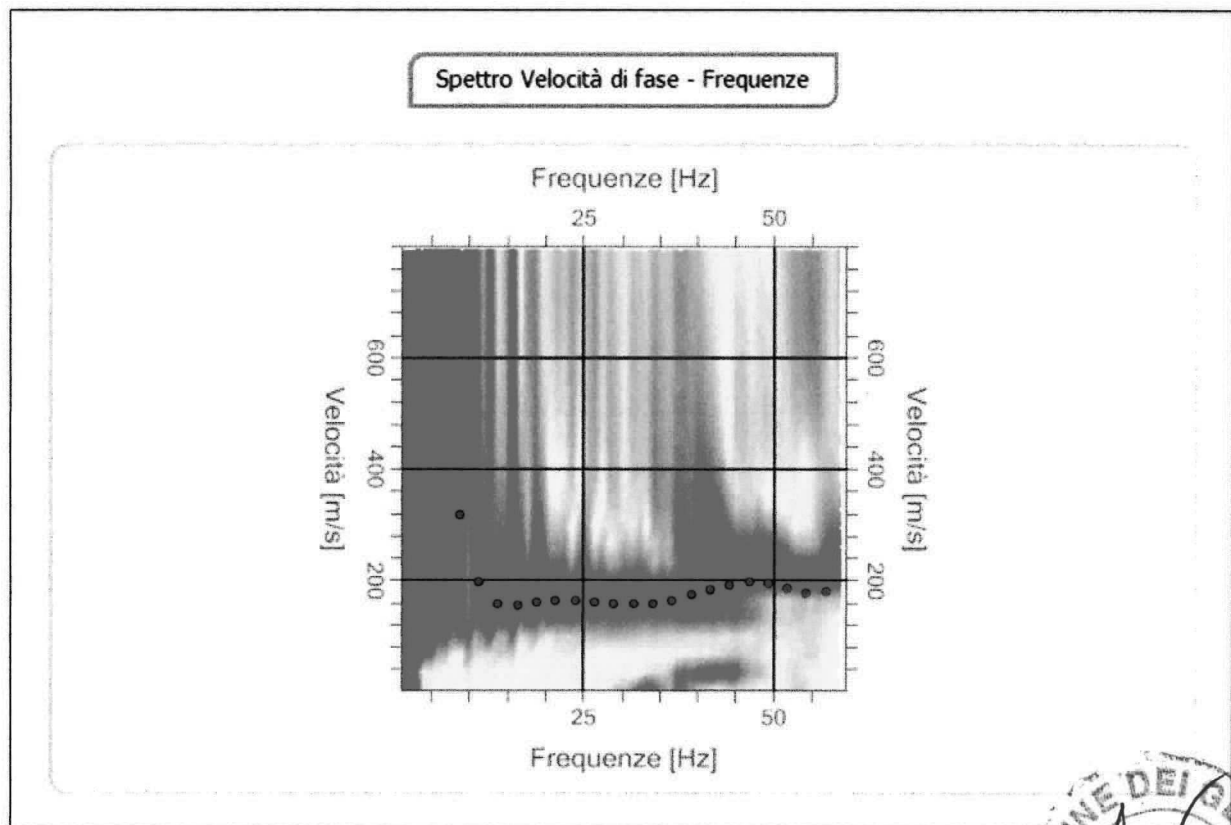
**CURVA DI DISPERSIONE**

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	8.7	318.1	0
2	11.2	196.5	0
3	13.8	157.3	0
4	16.3	155.6	0
5	18.8	160.2	0
6	21.4	163.5	0
7	23.9	163.5	0
8	26.5	160.9	0
9	29.0	157.8	0
10	31.5	156.5	0
11	34.1	158.5	0
12	36.6	164.5	0
13	39.2	173.5	0
14	41.7	183.5	0
15	44.2	191.8	0
16	46.8	195.5	0
17	49.3	193.1	0
18	51.8	185.3	0
19	54.4	177.3	0
20	56.9	180.4	0





**Curva di dispersione – MASW2**



**Grafico Frequenze- Velocità – MASW2**

### INVERSIONE

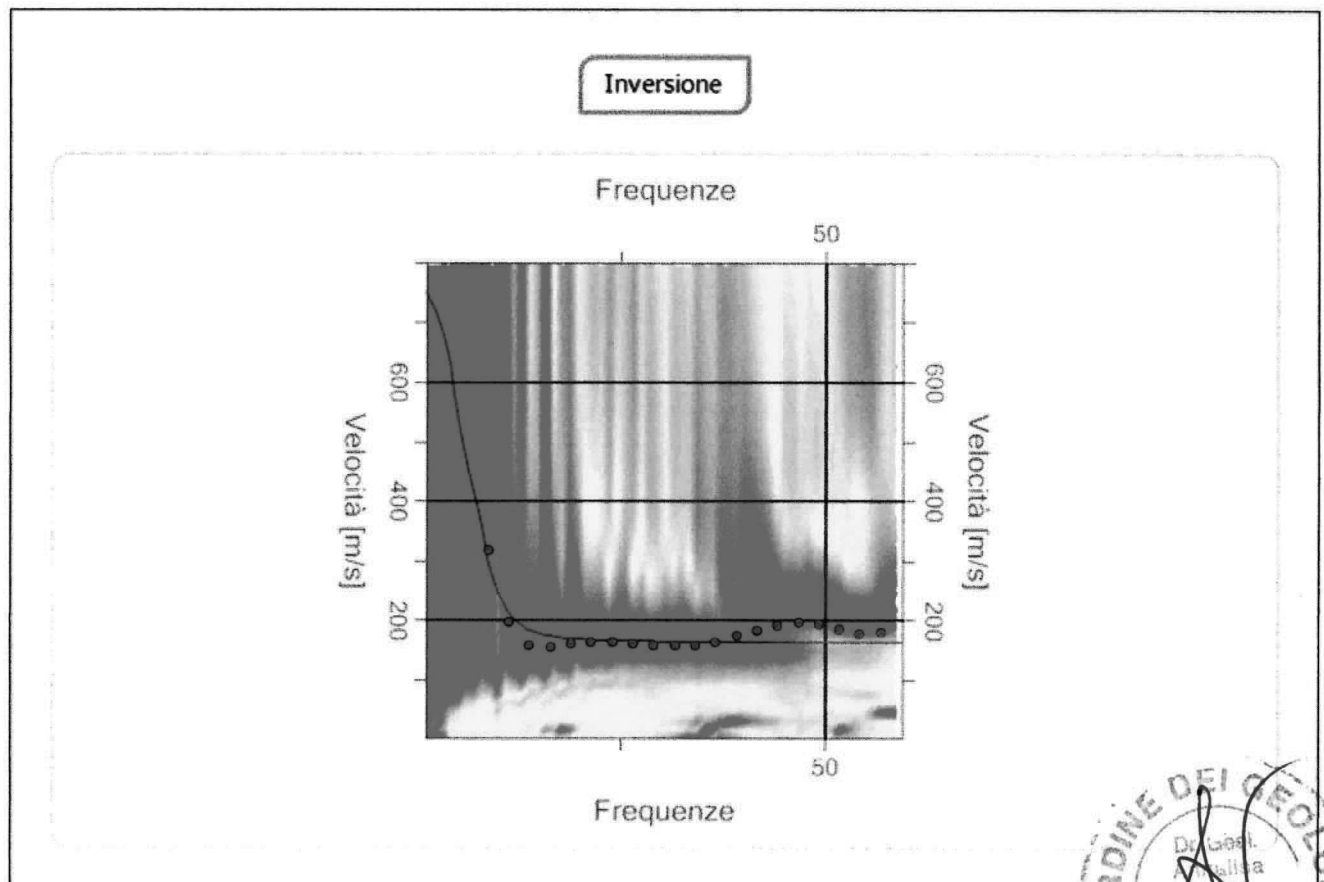
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume saturato [kg/mc]	Coeff. nte Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	Limo e sabbia con elementi di riporto	7.00	7.00	1500.0	0.32	342.9	176.4
2	Limo e sabbia	18.00	11.00	1600.0	0.30	667.3	356.7
3	Sabbia e limo	25.99	7.99	1700.0	0.28	1222.6	675.8
4	Sabbia limosa addensata	35.00	9.01	1900.0	0.28	1511.8	835.7

Percentuale di errore

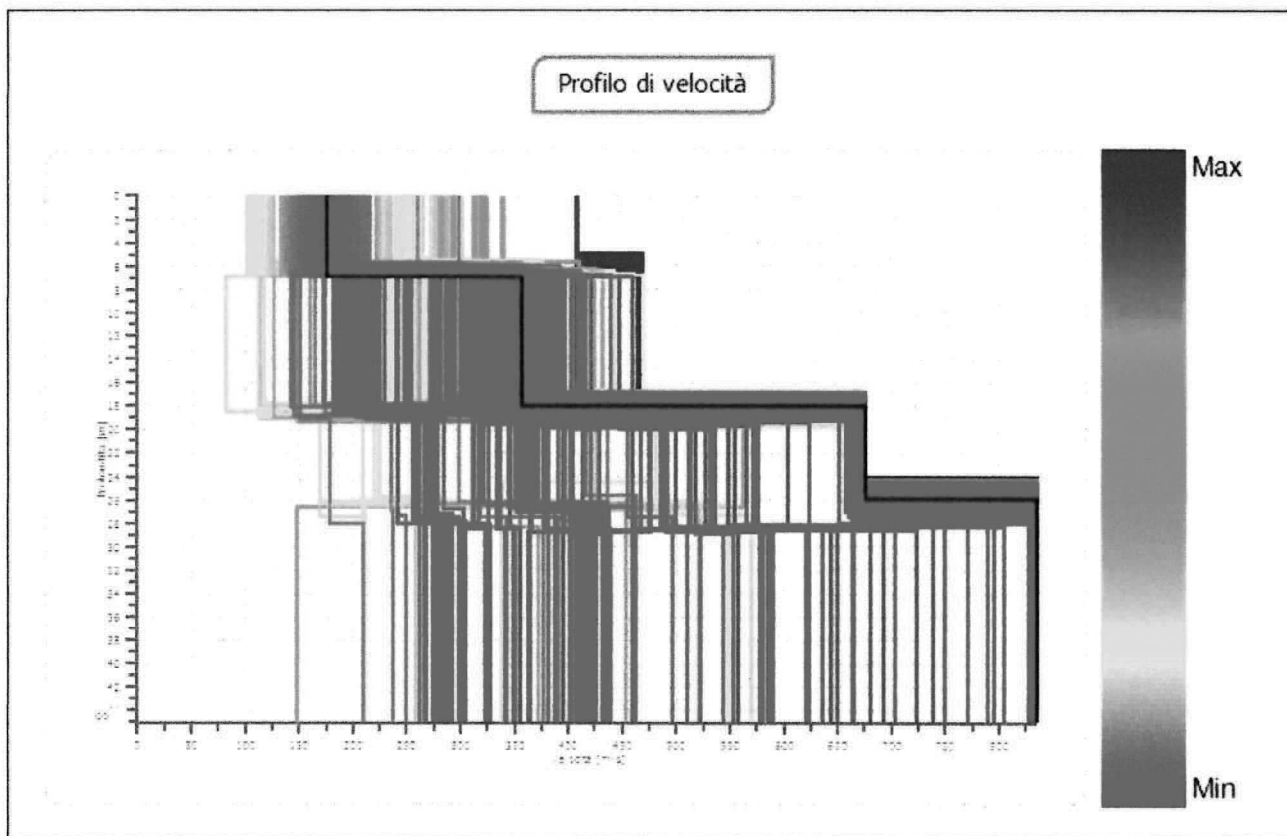
0.855 %

Fattore di disadattamento della soluzione

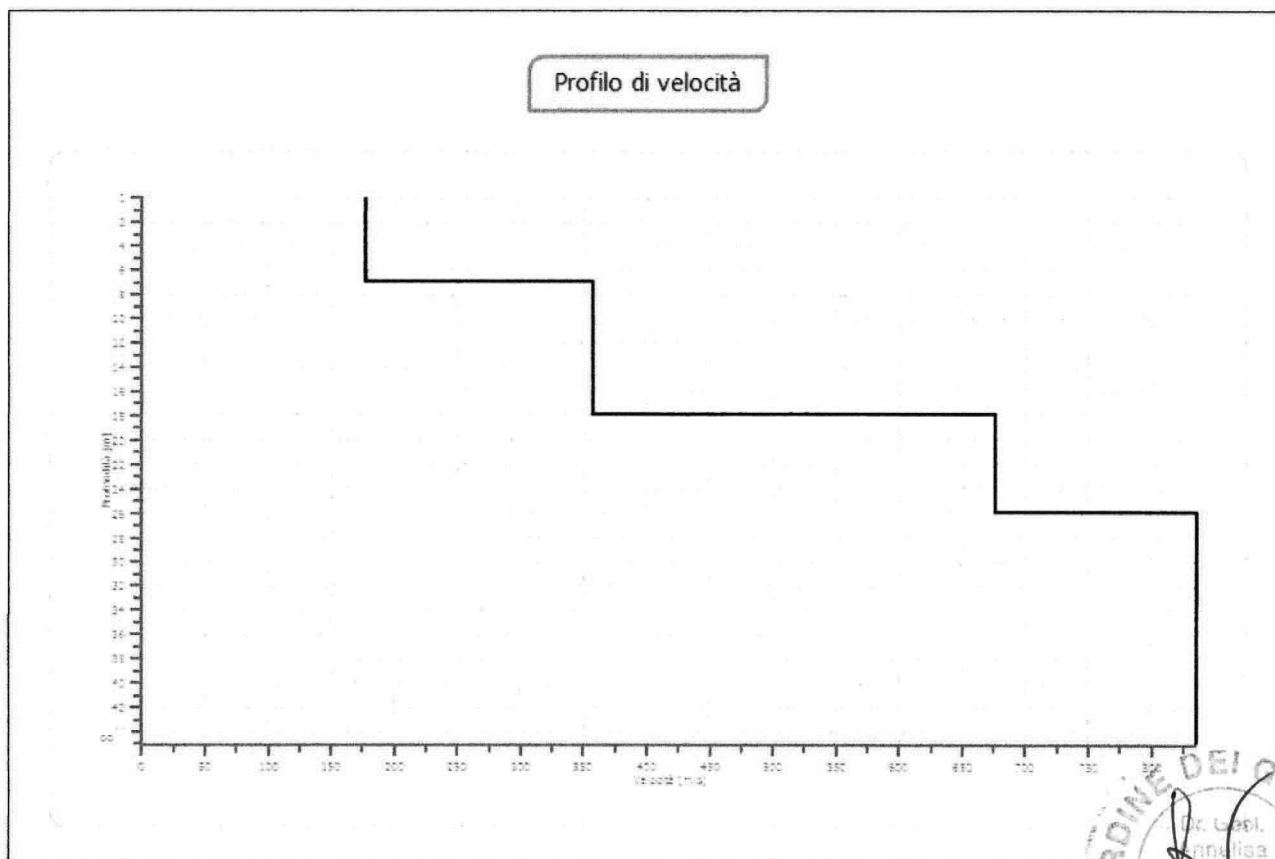
0.093



**Grafico dell'inversione – MASW2**

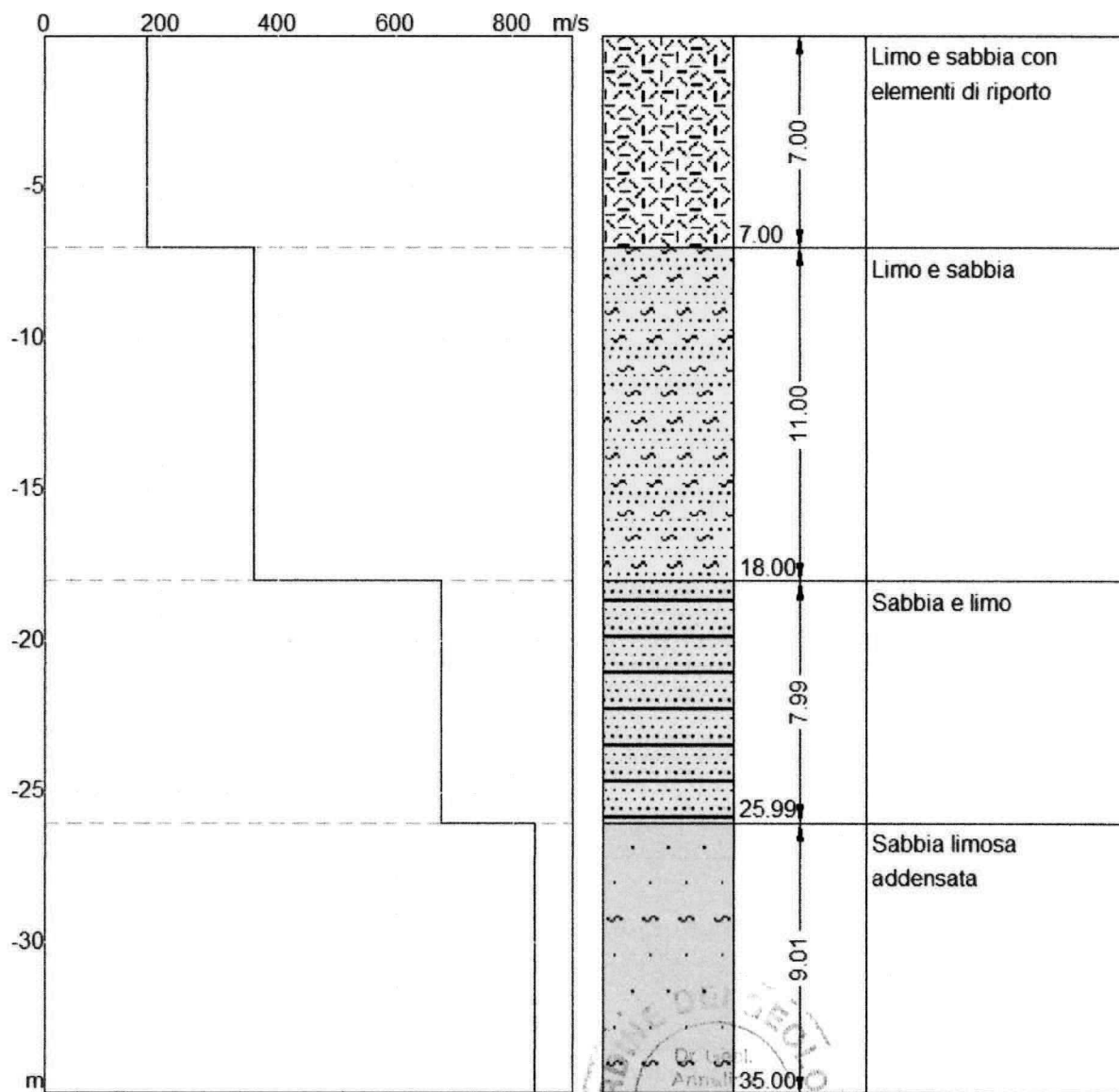


**Profilo di velocità individuati dall'elaborazione MASW2**



**Profilo di velocità scelto – MASW2**





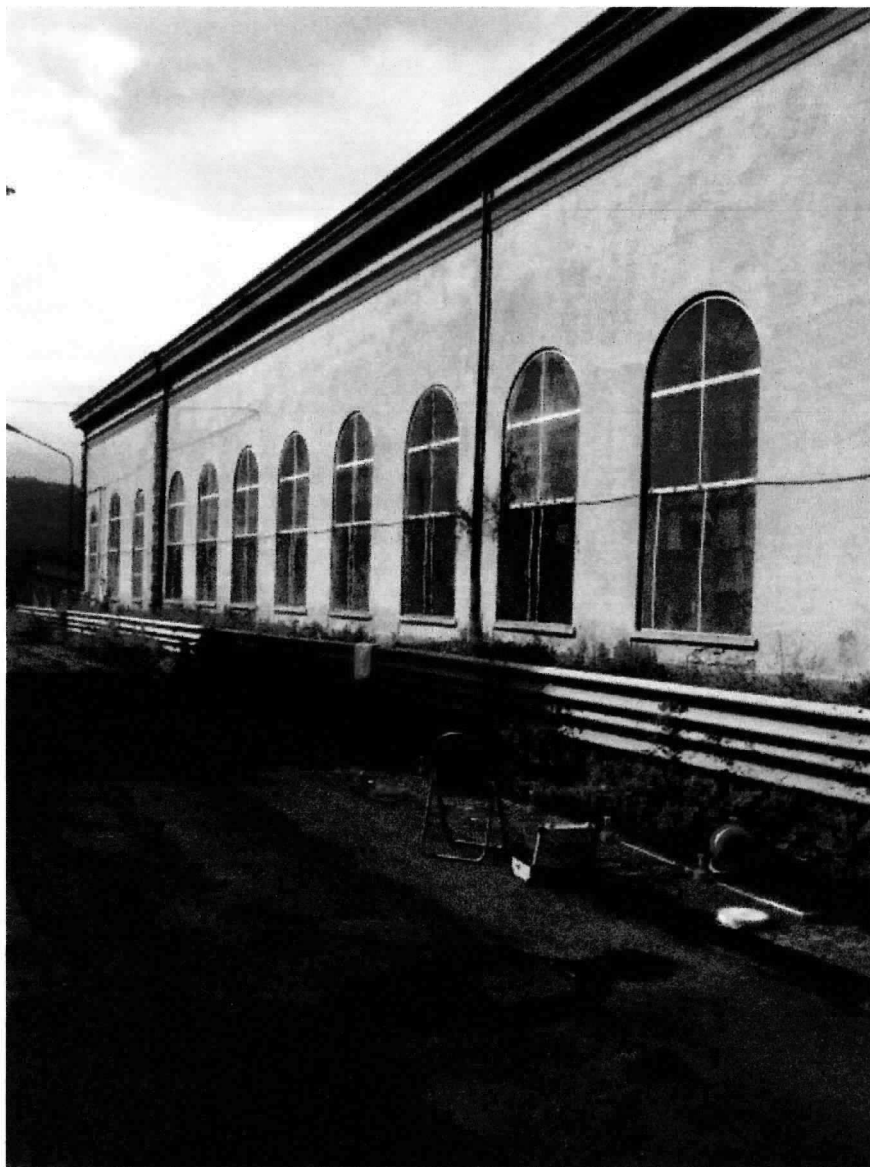
Sismostratigrafia MASW2

## RISULTATI MASW2

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	344.28
Categoria del suolo	C

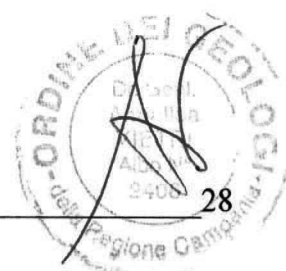
**SOTTOSUOLO DI TIPO C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

# ELABORAZIONE MASW3



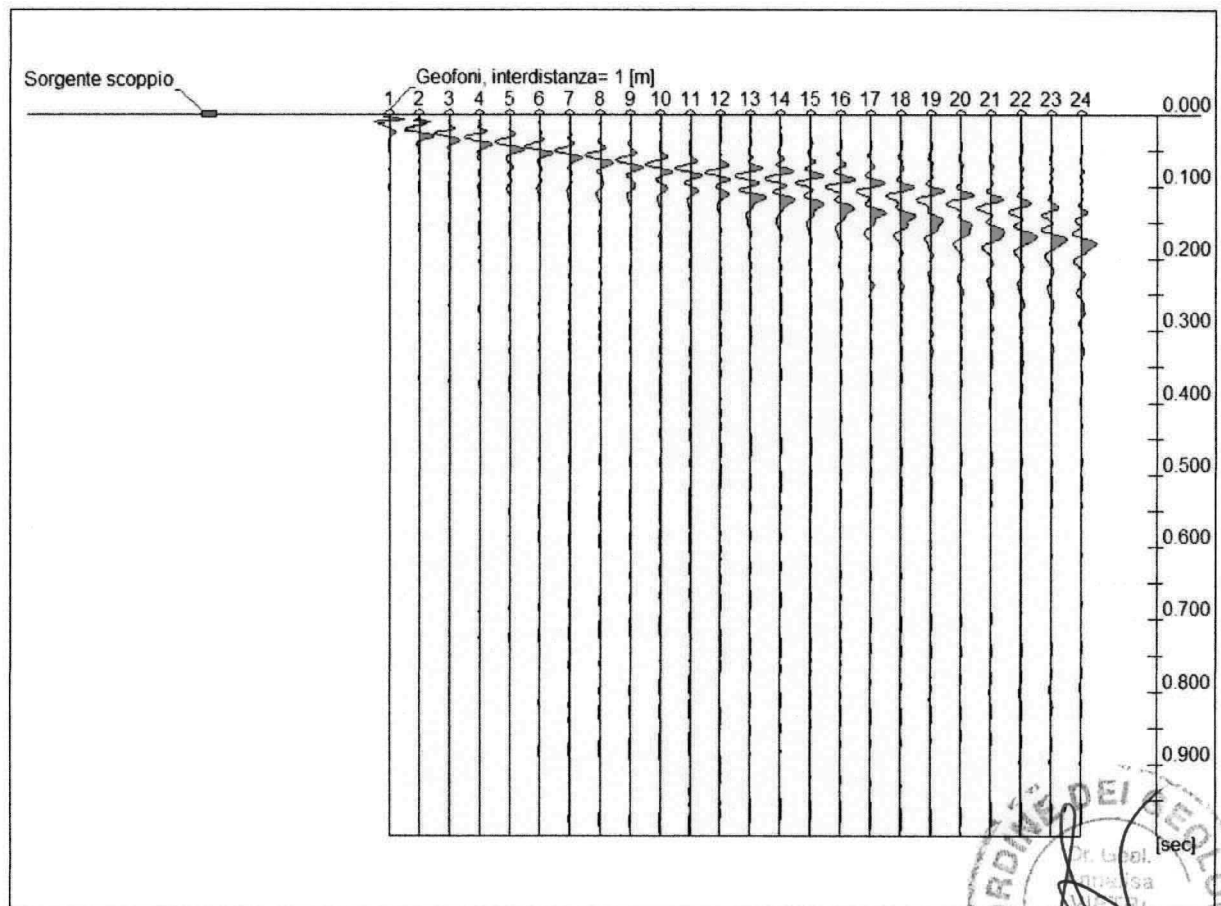
### DATI GENERALI MASW3

<b>Committente</b>	AICI Engineering s.r.l.
<b>Cantiere</b>	Marina Militare
<b>Località</b>	La Spezia
<b>Data</b>	21/07/2014
<b>Latitudine</b>	44.0979
<b>Longitudine</b>	9.8174



## TRACCE

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00

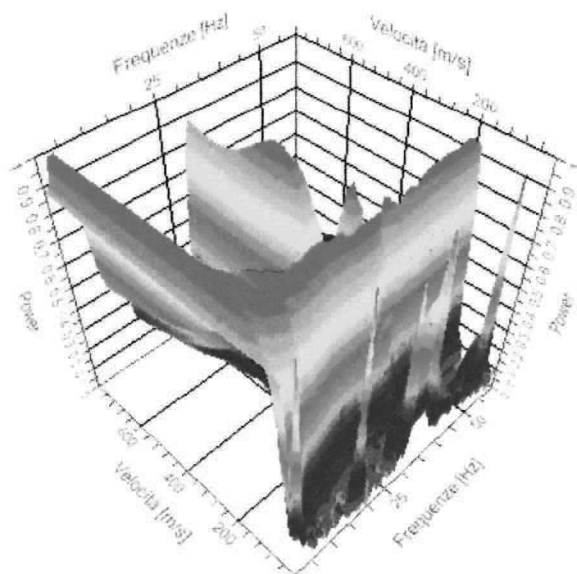


**Immagine delle Tracce della MASW3**

## ANALISI SPETTRALE

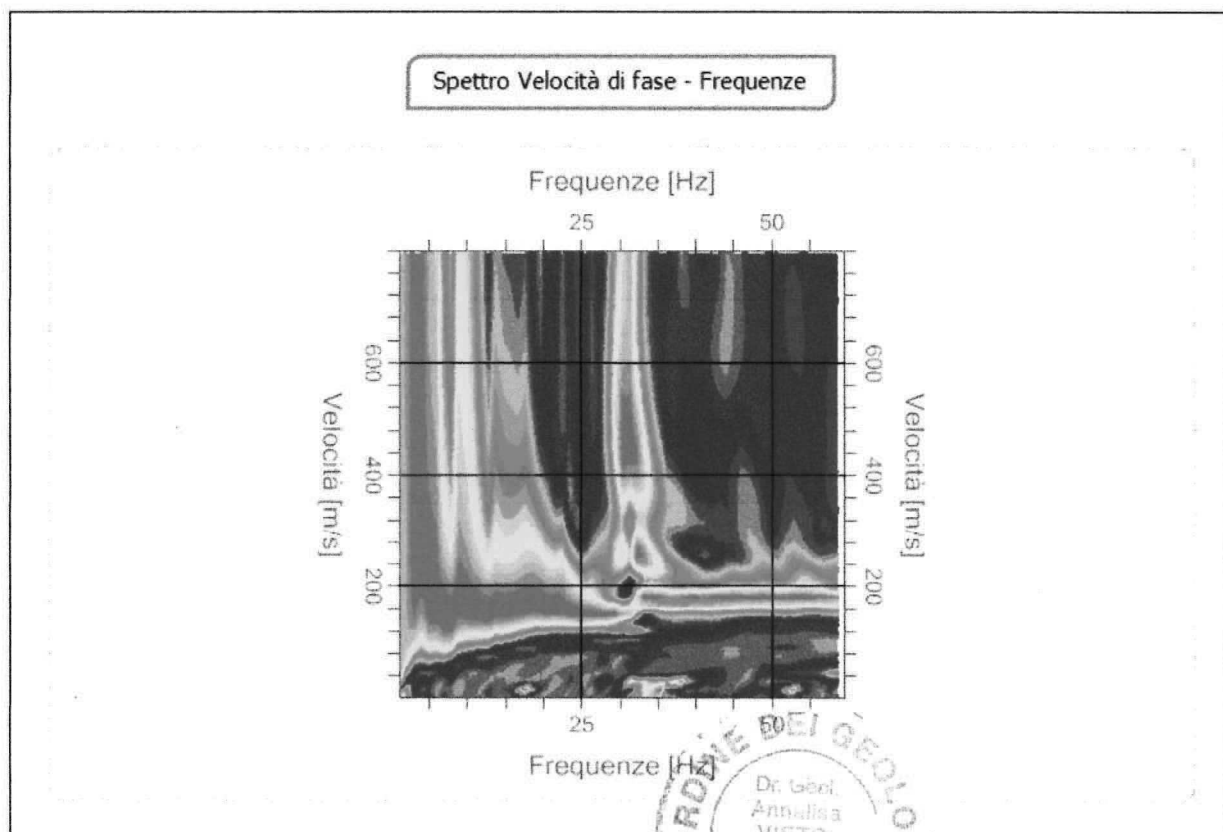
Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Spettro velocità di fase- Frequenze in 3D – MASW3



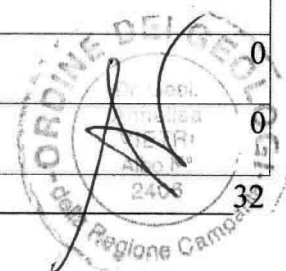


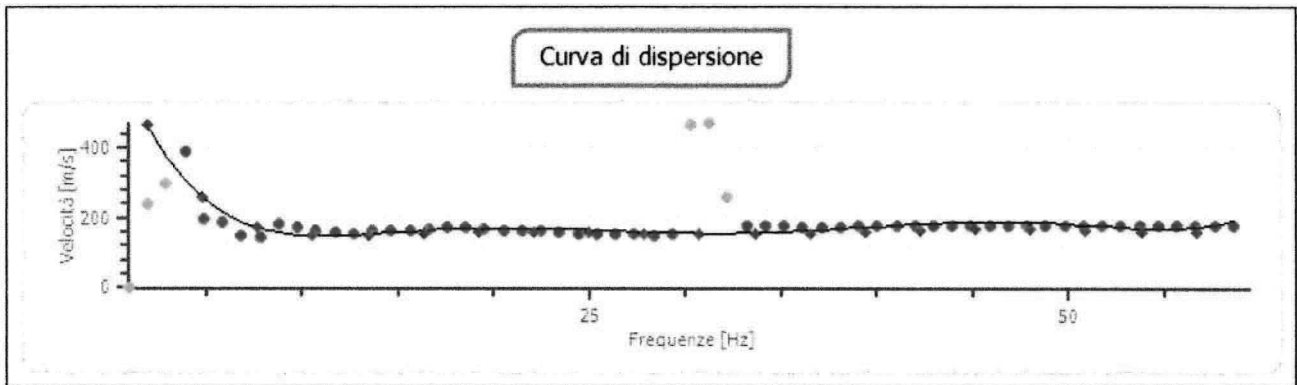
**Spettro velocità di fase- Frequenze in 2D – xy – MASW3**



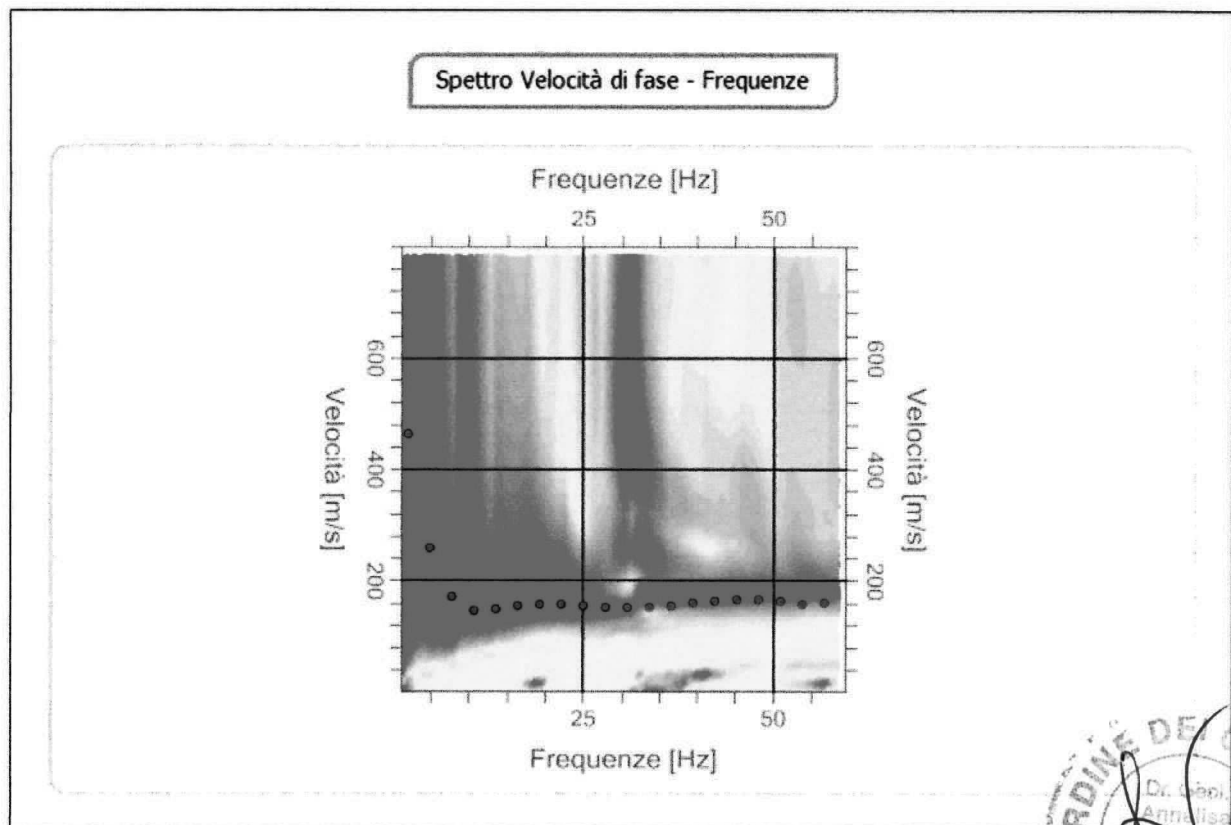
**CURVA DI DISPERSIONE**

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.0	462.5	0
2	4.8	257.8	0
3	7.7	171.1	0
4	10.6	147.5	0
5	13.5	149.4	0
6	16.4	154.6	0
7	19.2	158.0	0
8	22.1	158.3	0
9	25.0	156.2	0
10	27.9	153.4	0
11	30.8	151.6	0
12	33.6	152.0	0
13	36.5	155.0	0
14	39.4	159.6	0
15	42.3	164.4	0
16	45.2	167.4	0
17	48.1	166.9	0
18	50.9	163.0	0
19	53.8	158.1	0
20	56.7	159.4	0





**Curva di dispersione – MASW3**



**Grafico Frequenze- Velocità – MASW3**



### INVERSIONE

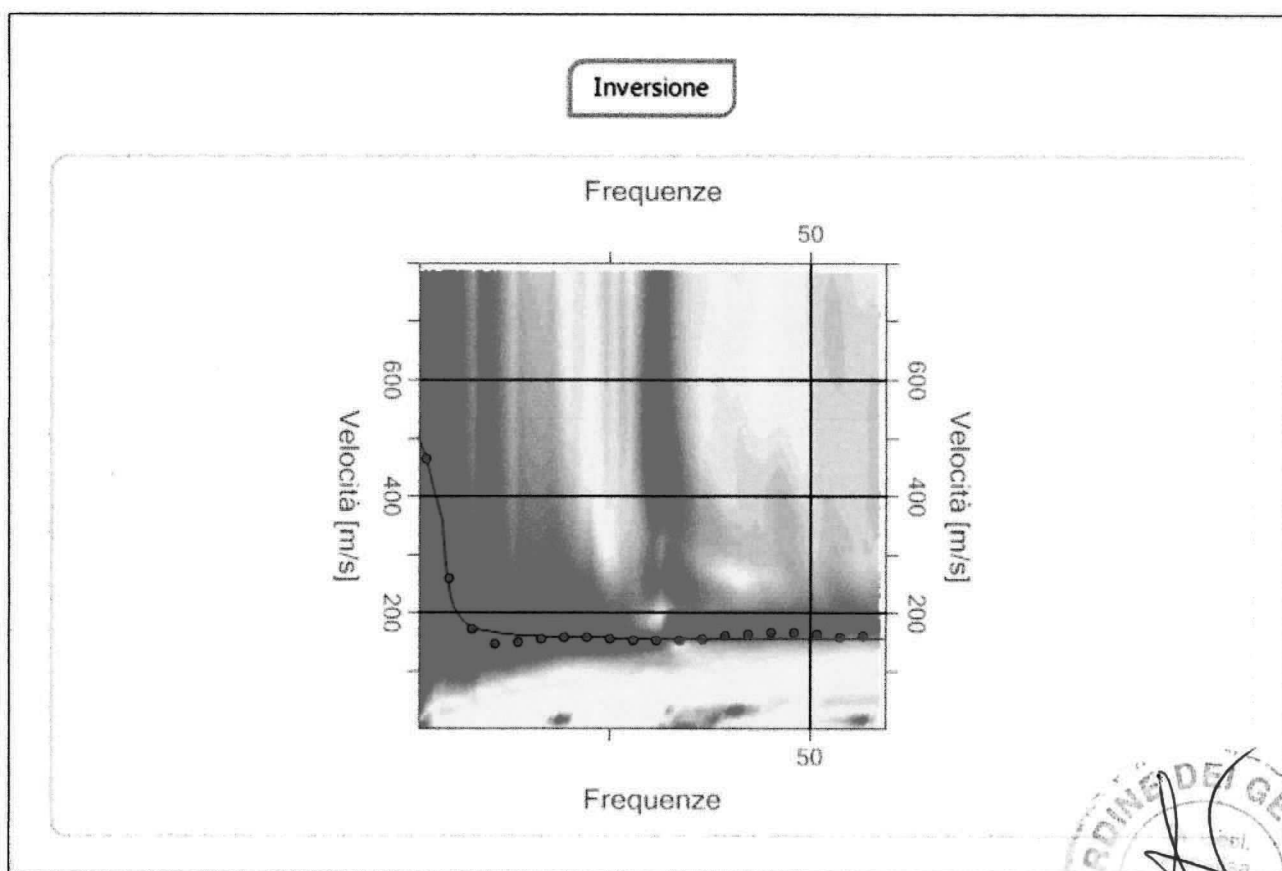
n.	Descrizione	Prof. [m]	Spessore [m]	Peso unità volume saturato [kg/mc]	Coeff.nte Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	Limo e sabbia con elementi di riporto	7.00	7.00	1500.0	0.32	325.5	167.5
2	Limo e sabbia	18.00	11.00	1600.0	0.30	368.4	196.9
3	Sabbia e limo	27.00	9.00	1700.0	0.28	756.4	418.1
4	Sabbia limosa addensata	35.00	8.00	1900.0	0.28	1029.9	569.3

Percentuale di errore

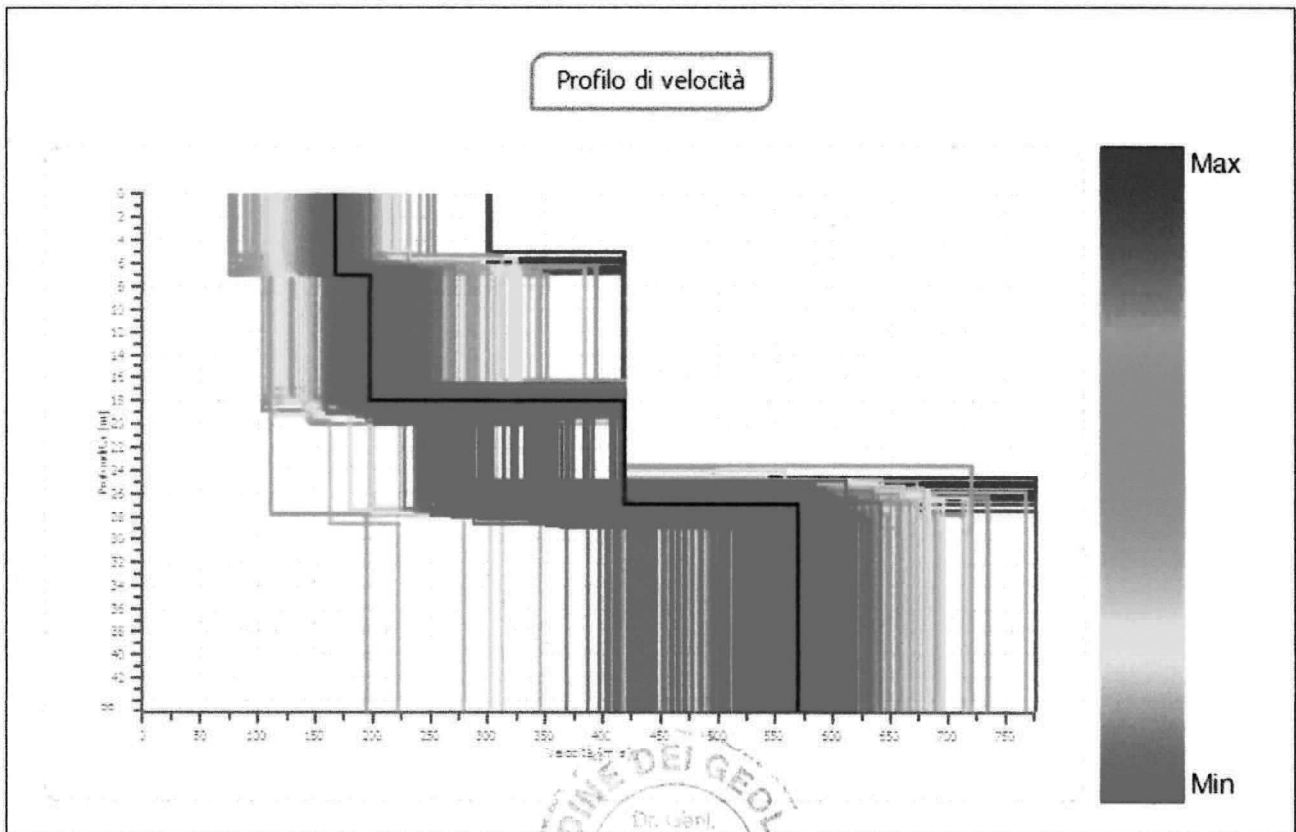
0.154 %

Fattore di disadattamento della soluzione

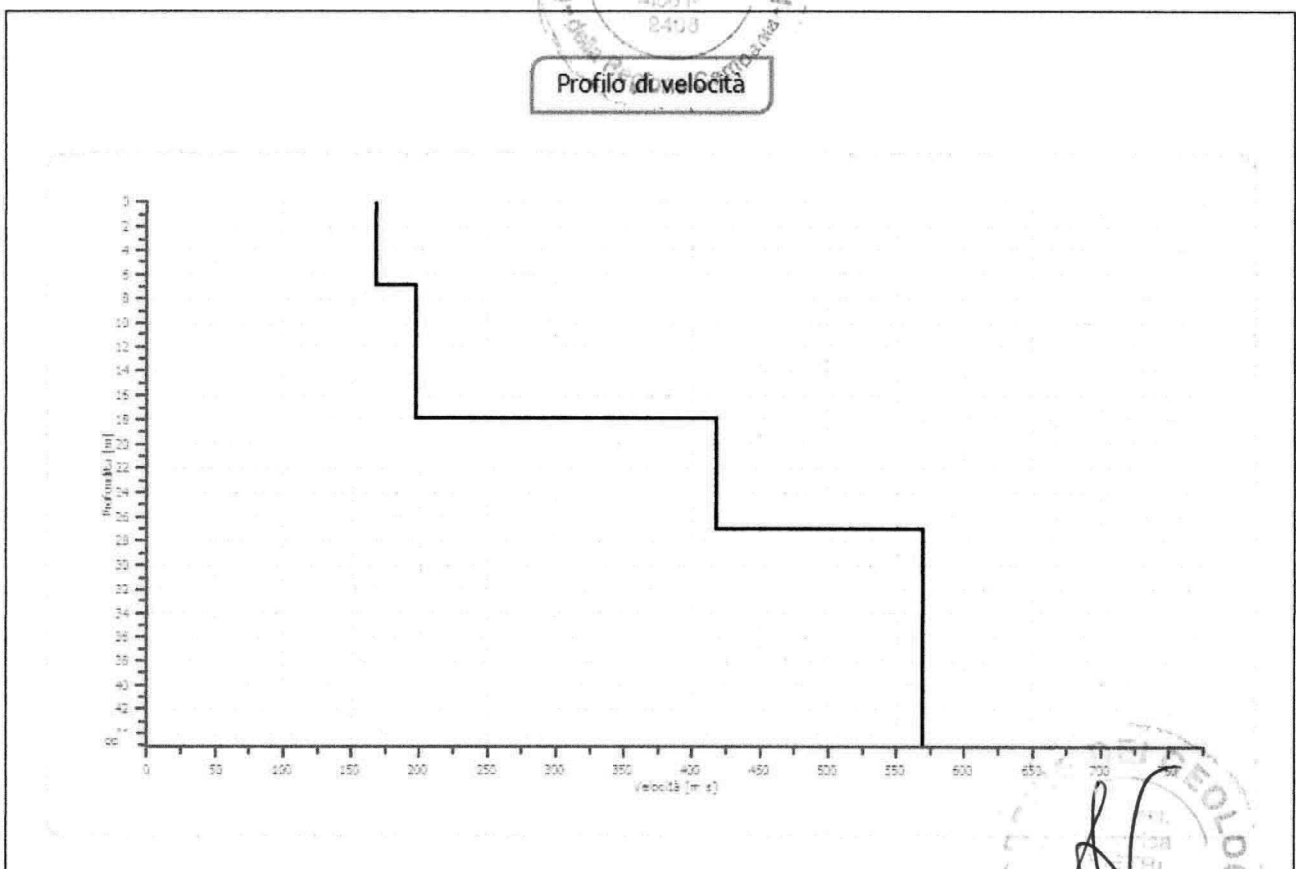
0.046



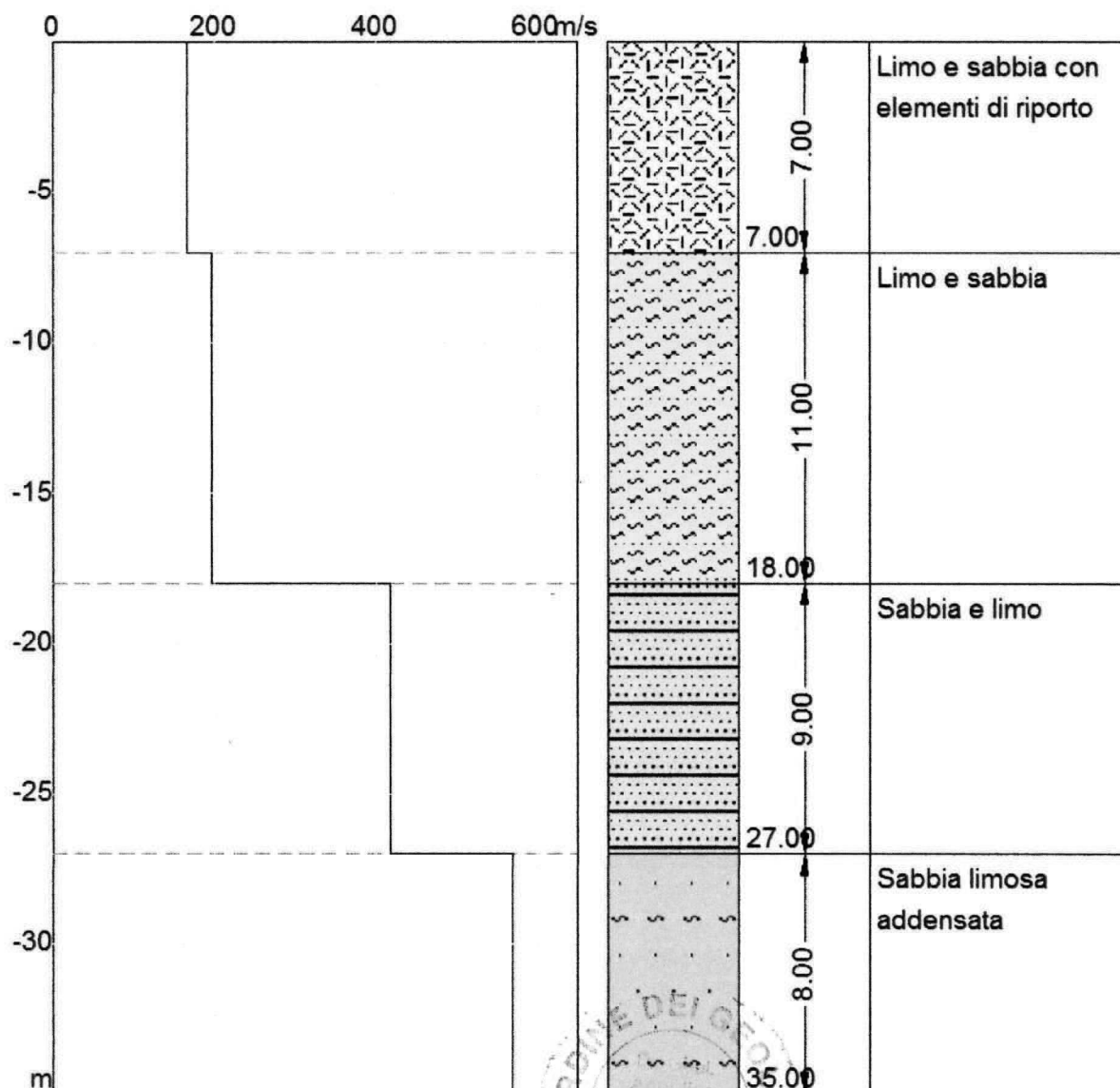
**Grafico dell'inversione – MASW3**



**Profilo di velocità individuati dall'elaborazione MASW3**



**Profilo di velocità scelto – MASW3**



Sismostratigrafia MASW3

## RISULTATI MASW3

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	241.06
Categoria del suolo	C

**SOTTOSUOLO DI TIPO 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).

## ELABORAZIONE MASW4



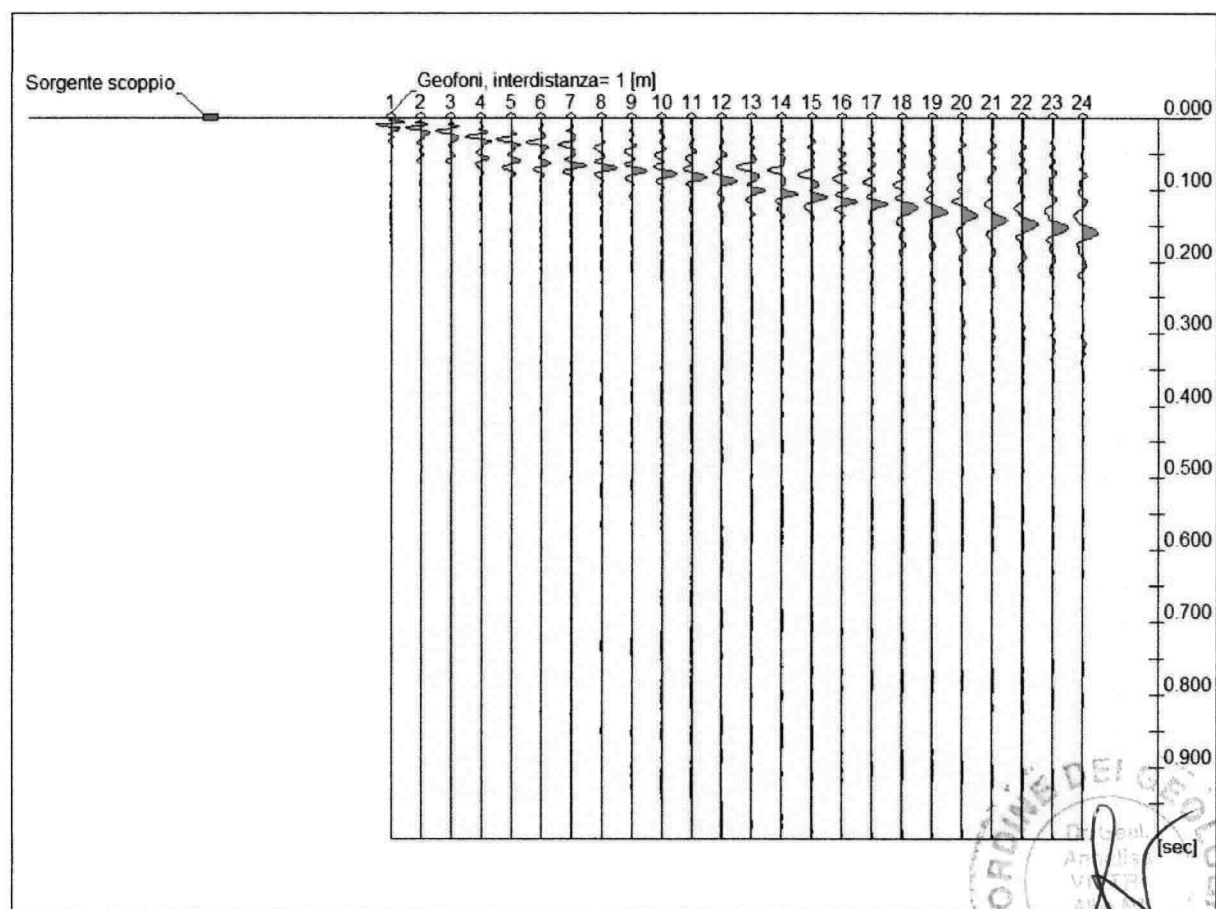
### DATI GENERALI MASW4

<b>Committente</b>	AICI Engineering s.r.l.
<b>Cantiere</b>	Marina Militare
<b>Località</b>	La Spezia
<b>Data</b>	21/07/2014
<b>Latitudine</b>	44.0984
<b>Longitudine</b>	9.8188



## TRACCE

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00

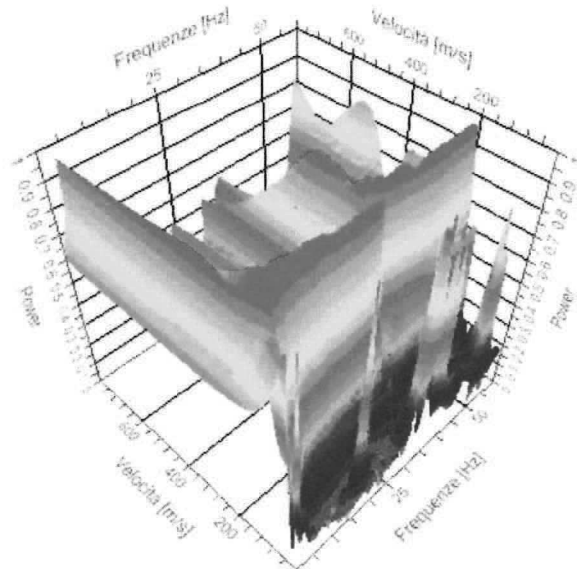


**Immagine delle Tracce della MASW4**

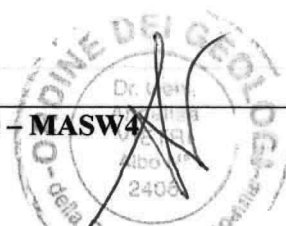
## ANALISI SPETTRALE

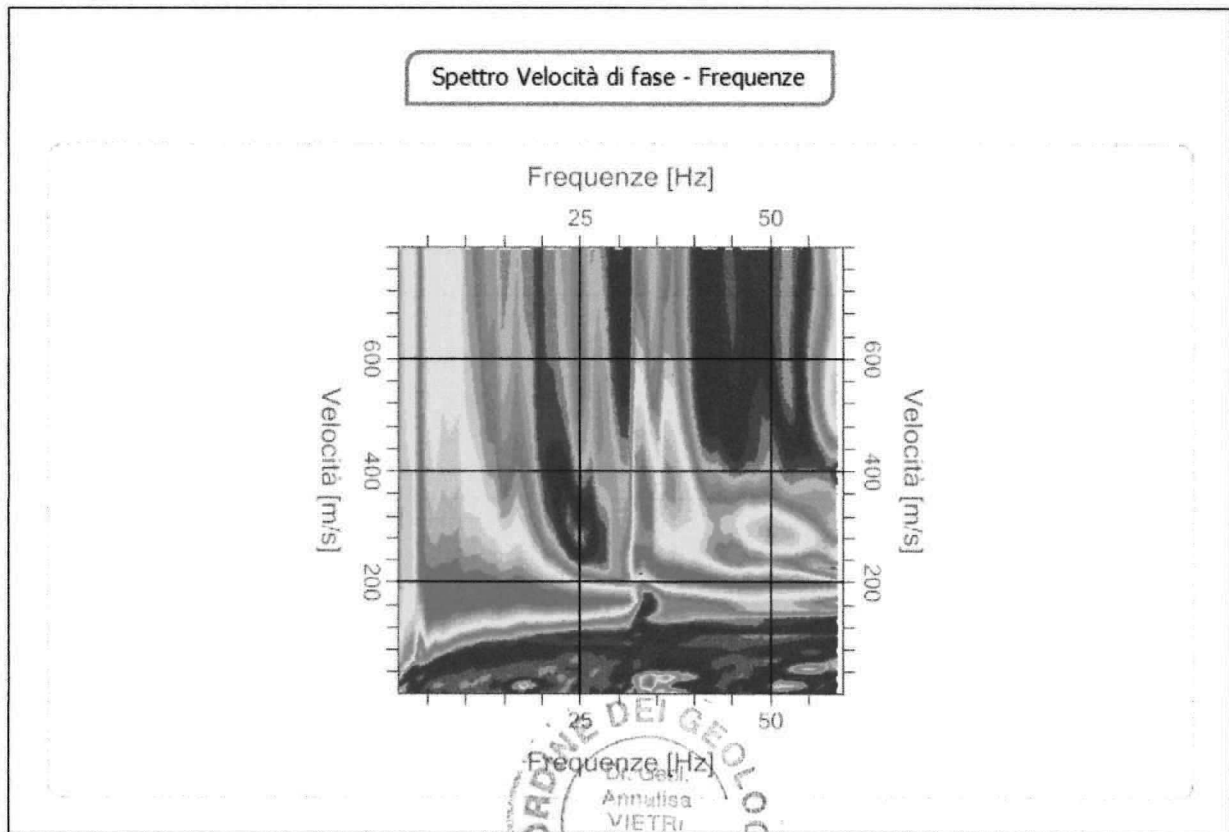
Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

Spettro Velocità di fase - Frequenze



Spettro velocità di fase- Frequenze in 3D - MASW4



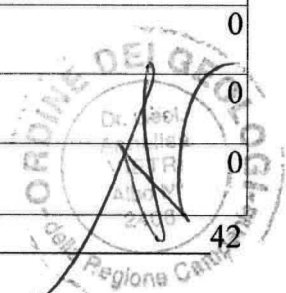


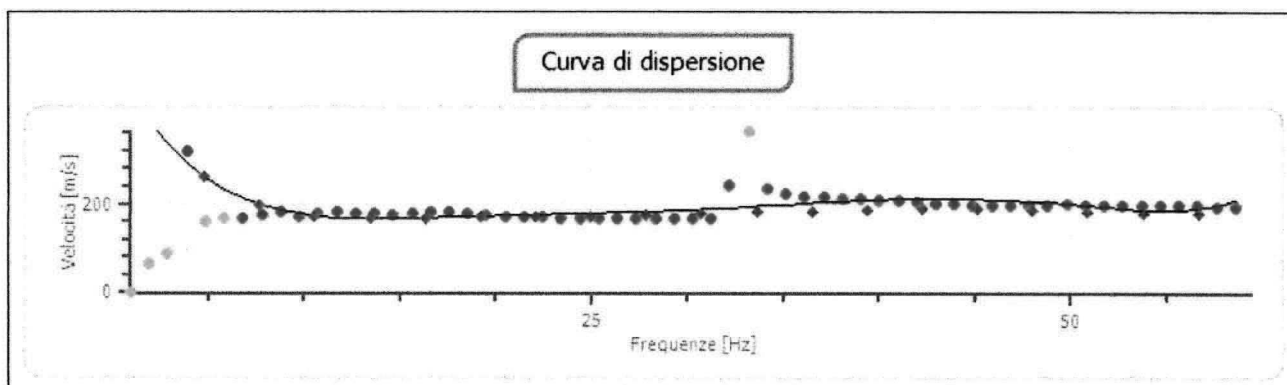
Spettro velocità di fase- Frequenze in 2D – xy – MASW4



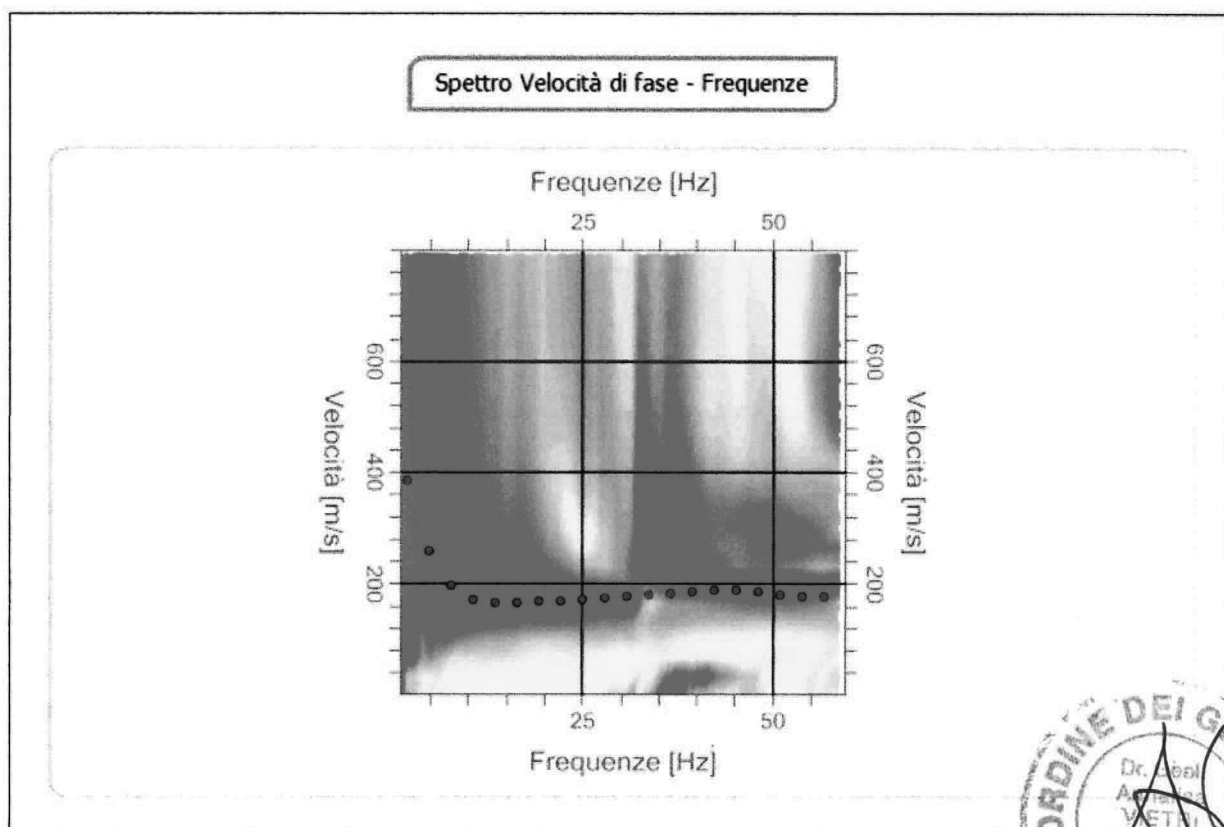
**CURVA DI DISPERSIONE**

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.0	386.3	0
2	4.8	259.2	0
3	7.7	196.9	0
4	10.6	171.8	0
5	13.5	165.5	0
6	16.4	166.4	0
7	19.2	168.3	0
8	22.1	170.2	0
9	25.0	172.0	0
10	27.9	174.0	0
11	30.8	176.5	0
12	33.6	179.7	0
13	36.5	183.2	0
14	39.4	186.4	0
15	42.3	188.3	0
16	45.2	188.0	0
17	48.1	185.2	0
18	50.9	180.4	0
19	53.8	176.2	0
20	56.7	177.7	0





**Curva di dispersione – MASW4**



**Grafico Frequenze- Velocità – MASW4**

### INVERSIONE

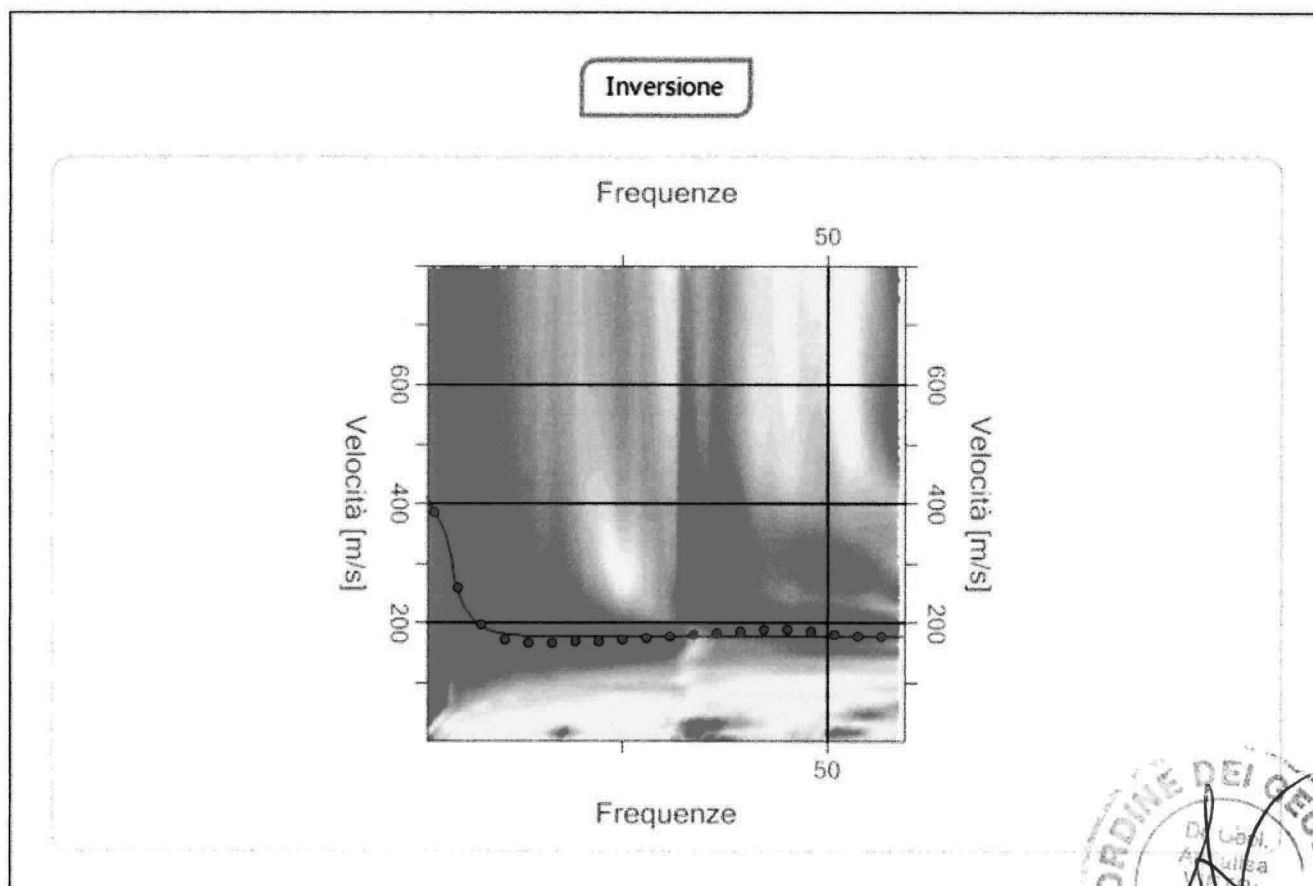
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume saturato [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	Limo e sabbia con elementi di riporto	11.98	11.98	1500.0	0.32	367.7	189.2
2	Limo e sabbia	21.13	9.15	1600.0	0.30	503.6	269.2
3	Sabbia e limo	28.59	7.46	1700.0	0.28	543.3	300.3
4	Sabbia limosa addensata	∞	∞	1900.0	0.28	847.9	468.7

Percentuale di errore

0.136 %

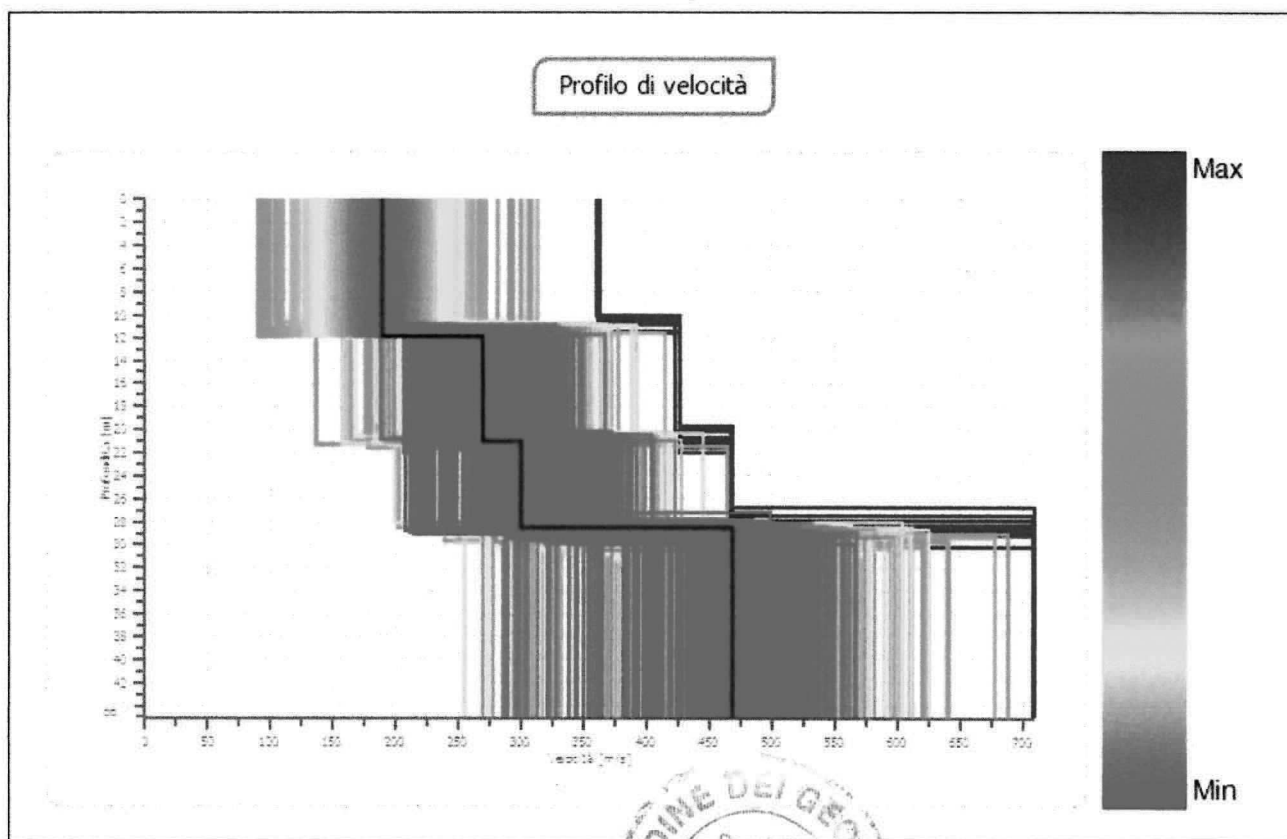
Fattore di disadattamento della soluzione

0.041

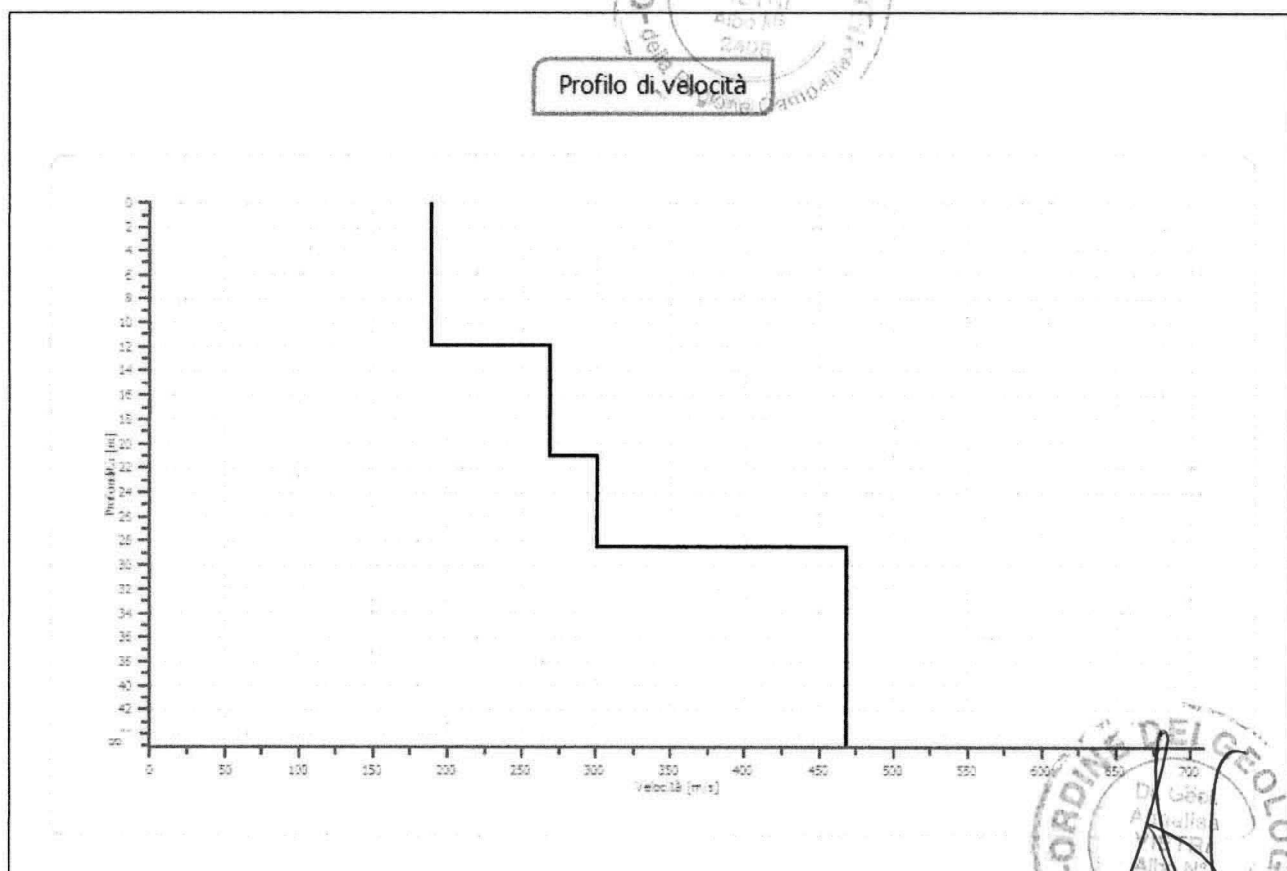


**Grafico dell'inversione – MASW4**

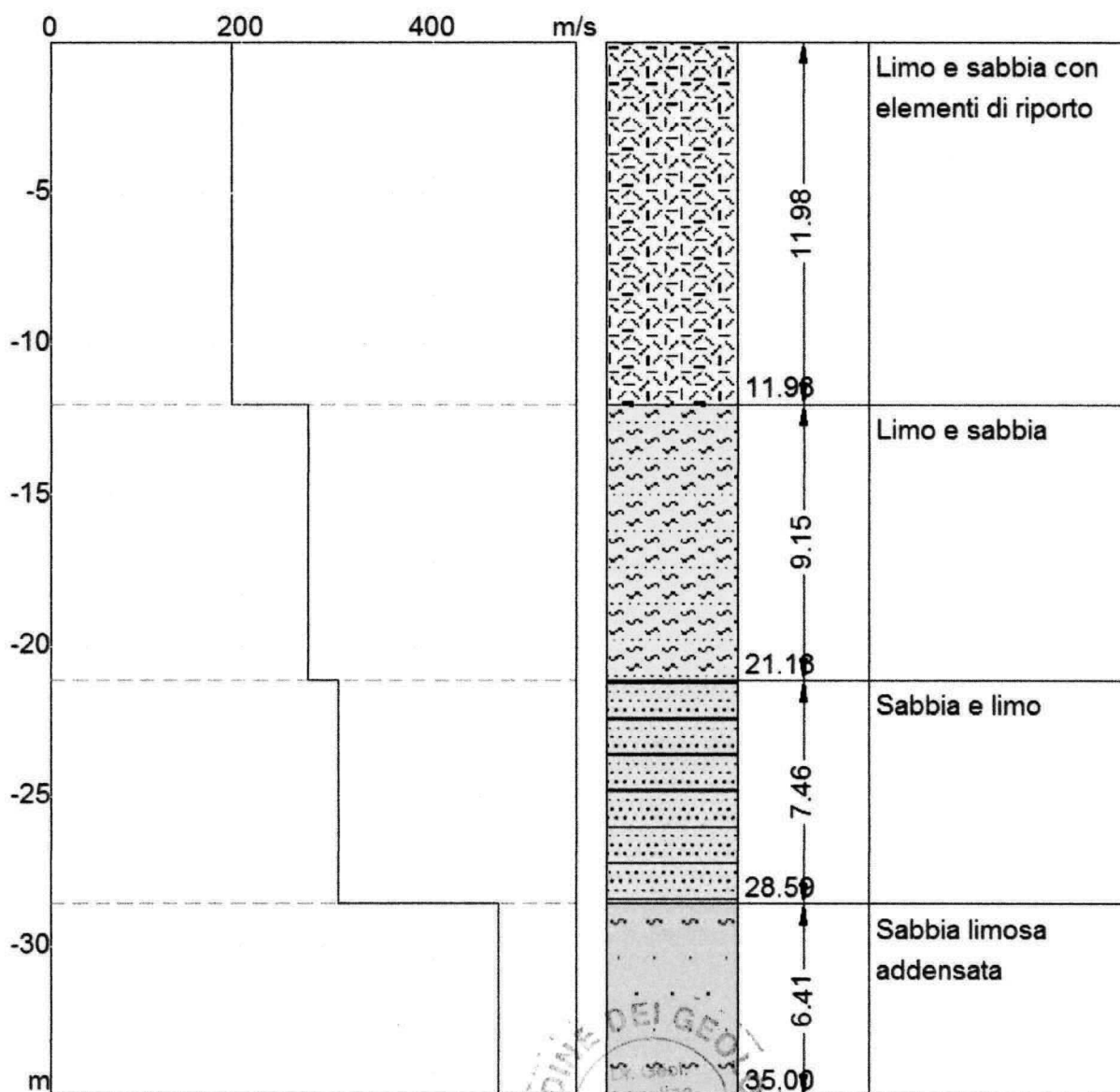




**Profilo di velocità individuati dall'elaborazione MASW4**



**Profilo di velocità scelto – MASW4**



Sismostratigrafia MASW4

## RISULTATI MASW4

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	239.69
Categoria del suolo	C

**SOTTOSUOLO DI TIPO 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).

## Bibliografia

- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali – Servizio Geologico d'Italia / Regione Liguria – Dipartimento Ambiente, Edilizia, Lavori Pubblici – Settore Politiche dell'Assetto Territoriale *"Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – foglio 248 La Spezia"*;
- Presidenza del 248 La Spezia Consiglio dei Ministri – Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali – Servizio Geologico d'Italia / Regione Liguria – Dipartimento Ambiente, Edilizia, Lavori Pubblici – Settore Politiche dell'Assetto Territoriale *"Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – foglio 248 La Spezia"*;
- Comune di La Spezia – *"Carta Geologica"* – Piano Urbanistico Comunale;
- Comune di La Spezia – *"Carta Geomorfologica"* – Piano Urbanistico Comunale;
- Regione Liguria – Provincia della Spezia *"Piano di bacino Stralcio sul rischio Idrogeologico"* – Gennaio 2002
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia *"Database Macrosismico Italiano 2011"*.
- Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, *Tectonophysics*



MINISTERO DELLA DIFESA  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42. AREA COMBATTIMENTO



PROGETTO DEFINITIVO

CAPITOLO : 7120-10/SMM

C.E. 108711

ID. 2159

C.I.G.

C.U.P.

R.T.P.



via Inverio 24/a  
10146 Torino



via Ripamonti 2  
20136 Milano

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Brig. Gen. GA Gennaro CUOZZO

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

Relazione geologica

TAVOLA NUMERO

GE03-A1

SCALA

-

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	07/2015	PRIMA EMISSIONE	TEZZA M.	PESANDO N.	TURSO A.
1	02/2016	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI COM. VERIFICA 01/2016	TEZZA M.	PESANDO N.	TURSO A.







**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

**INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
1.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	3
<b>2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....</b>	<b>4</b>
<b>3. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI.....</b>	<b>5</b>
3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
3.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	10
3.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E CIRCOLAZIONE SOTTERRANEA.....	10
3.4 SISMICITÀ DELL'AREA .....	14
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>15</b>
4.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO.....	16
4.2 INDAGINI GEOFISICHE .....	17
4.3 PROVE DI LABORATORIO.....	20
<b>5. MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO RELATIVO ALL'AREA DI INTERVENTO .....</b>	<b>21</b>
5.1 R - TERRENI DI RIPORTO.....	23
5.2 B <sub>N1-2</sub> - SABBIE E GHIAIE.....	24
5.3 B <sub>N1-2</sub> - LIMI ARGILLOSI .....	25
<b>6. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>26</b>



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOLOGICA



## **1. INTRODUZIONE**

Il presente elaborato è redatto al fine di definire il contesto geologico, idrogeologico e geotecnico dei terreni circostanti l'Area 41 della Base Navale di La Spezia.

Nel dettaglio, il progetto prevede la realizzazione, in relazione al programma per il riassetto delle aree produttive interne all'Arsenale Militare Marittimo di La Spezia, nell'ambito del piano Brin, di un fabbricato di tipo industriale per le lavorazioni del polo manutentivo "Area Combattimento". La nuova struttura verrà realizzata al posto dell'attuale capannone a due falde (fabbricato n. 42), ora adibito ad esclusive lavorazioni di falegnameria, ed occuperà l'area lasciata libera dal capannone da abbattere, che risulta insufficiente ad ospitare le nuove lavorazioni. Una volta realizzata, la nuova struttura accorperà le lavorazioni meccaniche, elettriche ed idrauliche, oltre agli uffici di gestione delle stesse, ora ubicate nei fabbricati 155, 154b, 135.

La consultazione delle indagini eseguite nell'ambito del Progetto Preliminare ha permesso di elaborare un modello geologico-geotecnico di riferimento per la progettazione delle opere di fondazione della struttura.

### **1.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO**

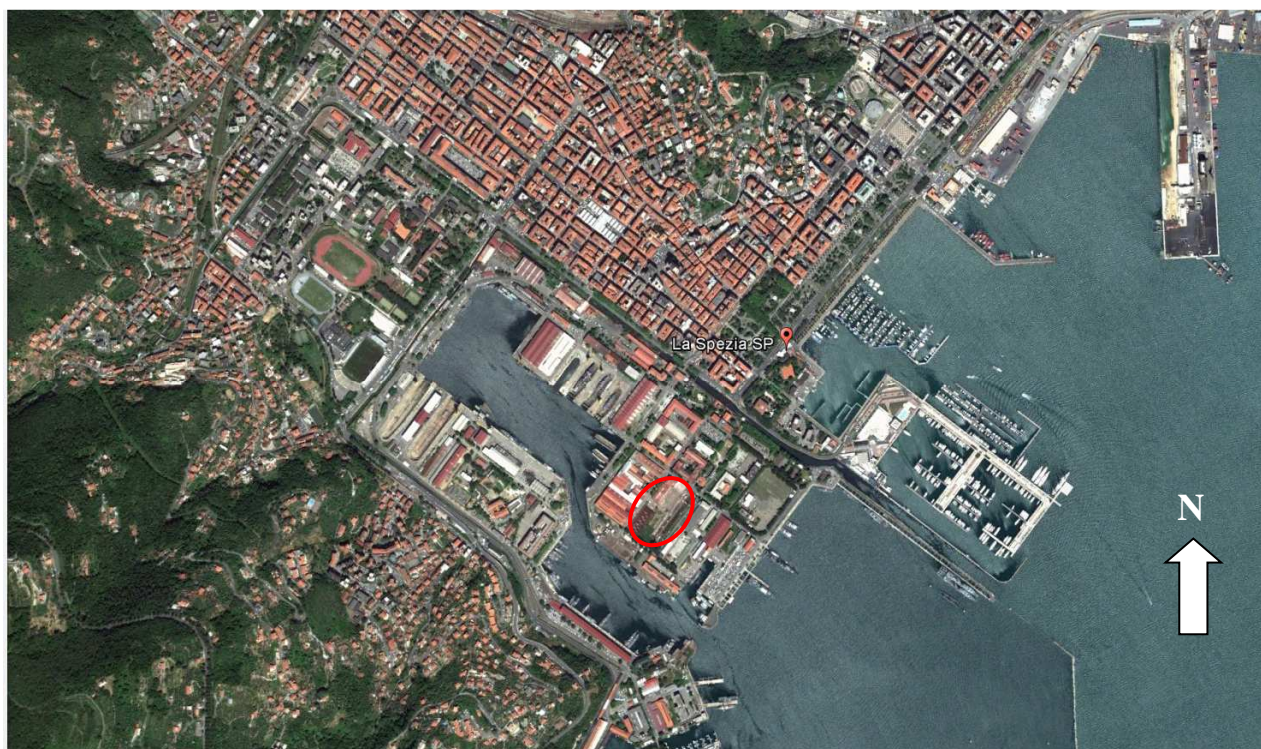
Gli studi esposti nella seguente relazione sono stati effettuati nel rispetto delle seguenti normative:

- **Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008**  
Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 Ministero Infrastrutture e Trasporti**  
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".



## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di analisi è ubicata nella porzione sud-occidentale dell'abitato di La Spezia, presso l'area portuale attinente la Base Navale della Marina Militare, nel settore compreso tra Viale Amendola e Via Nicolò Freschi (Figura 1).



*Figura 1: Inquadramento geografico dell'area studiata, in rosso è indicata l'area in oggetto. Immagine non in scala.*



### **3. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI**

#### **3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

L'area oggetto di analisi è ubicata all'interno del golfo della Spezia, il quale rappresenta il margine sudorientale di una depressione tettonica allungata secondo la direzione appenninica NW-SE, compresa tra due promontori, costituiti ad ovest da una piega rovesciata che coinvolge le formazioni della Falda Toscana, ad est da un'anticlinale in cui sono implicate più Unità tettoniche.

Queste strutture sono il risultato di una fase tettonica distensiva, iniziata nel Pliocene medio-superiore ed ancora attiva, che ha interessato l'Appennino settentrionale originando sistemi di horst e graben delimitati da faglie dirette allineate circa NW-SE con rigetti ancora notevoli, attivatisi su una precedente fase compressiva, culminata nel Miocene superiore, che ha causato una struttura a falde di ricoprimento con sovrascorrimento delle Unità liguridi su quelle toscane. Una di queste faglie dirette è la discontinuità che dalla Spezia si sviluppa fino a Carrodano, raggiungendo nella parte meridionale un rigetto di circa 2000 metri, mettendo a contatto i terreni triassici della Falda Toscana con le formazioni dell'Unità ligure di M. Gottero (Figura 2).





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

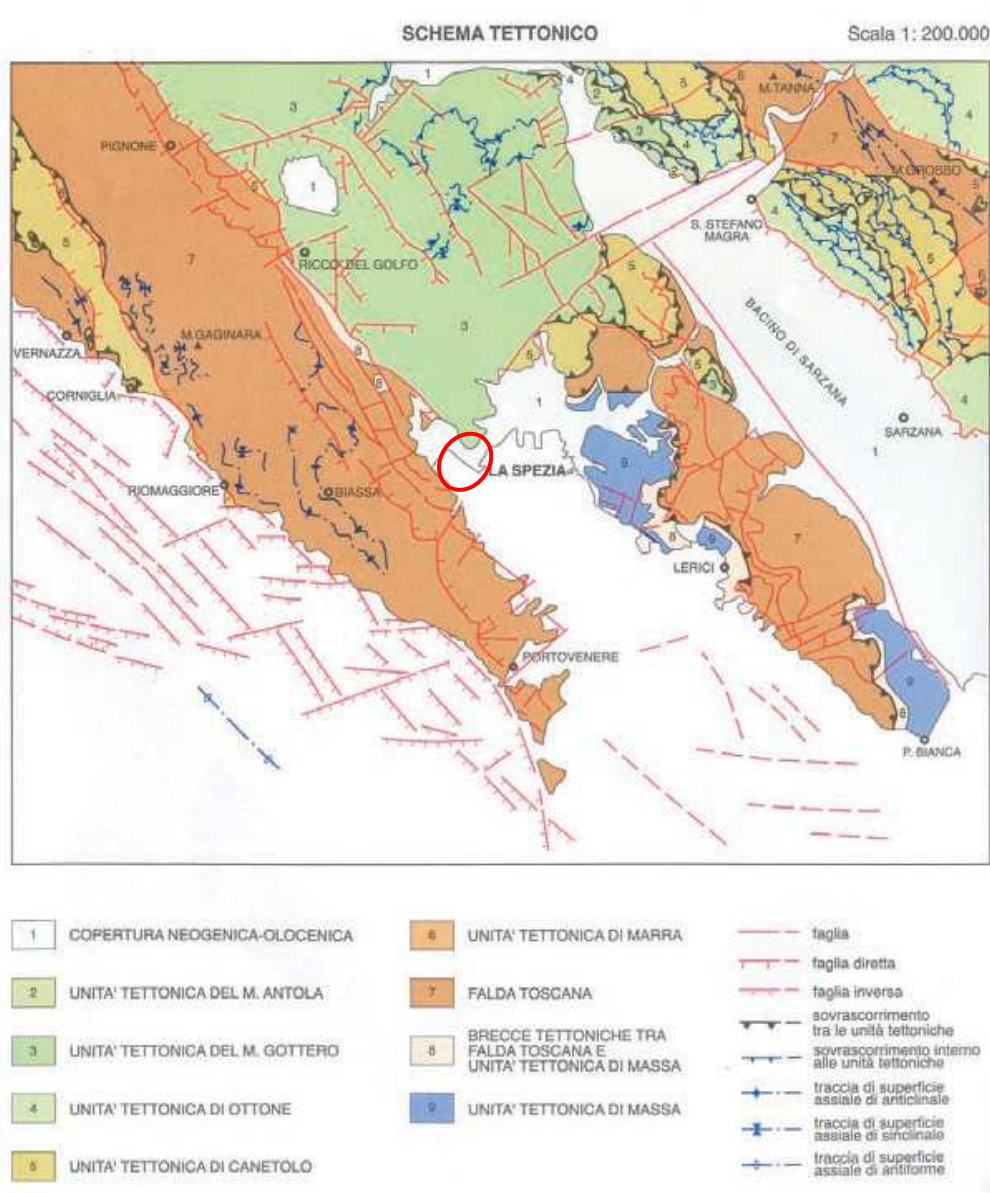


Figura 2: schema tettonico tratto dalle "Note illustrative della Carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000, foglio 248 La Spezia". In rosso l'area in oggetto.

Nello specifico, sulla base della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 Foglio 248 La Spezia, di cui è riportato uno stralcio nella Figura 3, l'area di interesse non compare in quanto trattasi di zona militare e pertanto appositamente obliterata; tuttavia si può dedurre



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

la presenza dei depositi alluvionali terrazzati indicati con le sigle **b<sub>n1</sub>** e **b<sub>n2</sub>**. Questi depositi derivano da diverse serie deposizionali transizionali (marine e fluviali) che hanno caratterizzato l'intera area del Golfo di la Spezia, determinando diversi ordini di terrazzamenti; si tratta di facies fluvio-palustri e marine lagunari, costituite da argille e limi argillosi, di colore grigio scuro, con intercalazioni di sabbie e talvolta di livelli ghiaiosi eterometrici. Come riportato dalle Note Illustrative *"i vari ordini di superfici terrazzate vengono indicati con numeri crescenti a partire dal più basso e recente **b<sub>n1</sub>**, fino al più alto e antico **b<sub>n4</sub>**". Nella fattispecie, "i **b<sub>n2</sub>** si sarebbero formati in seguito all'incisione di precedenti pianure alluvionali formatisi durante il Pleistocene da parte dei torrenti Dorgia e Lagora, i quali hanno portato allo sviluppo di conoidi alluvionali. Tali conoidi di età pleistocenica medio-superiore vennero successivamente incisi a seguito della caduta eustatica dell'ultima fase glaciale, portando alla formazione dei depositi **b<sub>n1</sub>** entro un'area costiera, caratterizzata da specchi di acqua salmastra, con lo sviluppo della pianura più bassa durante la trasgressione olocenica del golfo di La Spezia".*



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**



**Depositi alluvionali terrazzati**  
b<sub>n1-4</sub> Depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi, fluviali. I terrazzi sono numerati, in ordine crescente, a partire dal più recente (b<sub>n1</sub>). I depositi dei terrazzi più vecchi (b<sub>n2</sub> - b<sub>n4</sub>) sono debolmente alterati.

Figura 3: Stralcio della Carta Geologica d'Italia, Foglio 248 "La Spezia", alla scala 1.50.000 e relativa legenda. In rosso è indicata l'area in oggetto. Immagine non in scala.

L'assetto stratigrafico indicato dalla Carta Geologica d'Italia viene confermato dalla informazioni disponibili relative alla costruzione dell'Arsenale di La Spezia, iniziata nel 1862, la quale ebbe luogo in corrispondenza di terreni paludosi presenti nel settore ad Ovest della città, indicati nella Cartografia pubblicata da Francesco Vallardi tra il 1840 ed il 1860 e riportata di seguito in Figura 4.





**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**



Figura 4. Carta del Golfo della Spezia, 1840-1860 - nel cerchio rosso è indicato il settore di pertinenza dei depositi paludosi in cui verrà successivamente realizzato l'Arsenale Militare.

Sulla base di quanto riportato nello studio effettuato da Geoconsult nel 1982 e relativo al settore in cui era ubicato il lago di risorgiva naturale denominato *Sprugolotto Cozzani* (posto a circa 600 m di distanza dall'area oggetto degli interventi) in questo settore "il tetto del bedrock carbonatico, costituito da calcare cavernoso, si attesta a profondità variabili tra 35 e 60 m. In dettaglio nell'area del lago delle sprugole sono state riscontrate intercalazioni di limi, sabbie e argille per 34 m e poi il bedrock carbonatico; nell'area dello sprugolotto Cozzani le intercalazioni di terreni sciolti presentano spessore di 56,7 m. Le misure della piezometria hanno messo in evidenza la presenza di due falda sospese all'interno della copertura la cui profondità risulta variabile".



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

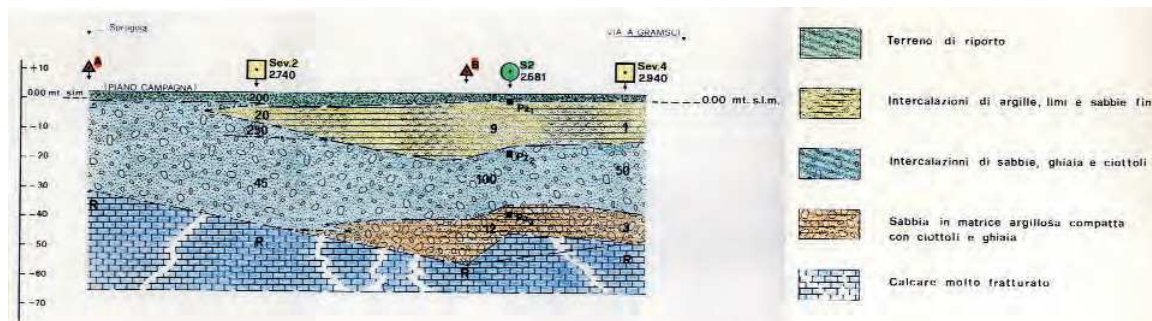


Figura 5. Profilo stratigrafico dell'area interessata dallo Sprugolotto Cozzani, da Geoconsult, 1982.

## 3.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il Golfo della Spezia si presenta con una forma a ferro di cavallo orientata in senso appenninico NW-SE, con dislivelli molto accentuati specialmente lungo i versanti orientale e occidentale prospicienti il golfo. La linea di costa si presenta notevolmente frastagliata con numerose incisioni di origine fluviale che spesso portano in affioramento i termini più antichi presenti nell'area. Nonostante la notevole antropizzazione che ha interessato il territorio è ancora facilmente individuabile l'originaria linea di costa, profondamente incisa dal reticolo idrografico molto sviluppato.

Le aree pianeggianti sulle quali è impostato l'abitato di La Spezia si articolano in tre bacini principali: il primo forma la piana del torrente Lagora (all'interno del quale è ubicata l'area oggetto di studio), che raccoglie le acque provenienti da Biassa e dal bacino della Chiappa; il secondo è costituito dalla piana di Migliarina dove sfociano i Torrenti Ora, Cappelletto e Dorgia; il terzo è il bacino di Melara con i canali che confluivano nella piana degli Stagnoni.

## 3.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E CIRCOLAZIONE SOTTERRANEA

Gli acquiferi attualmente più sfruttati sono rappresentati dai depositi alluvionali dei fondovalle, in particolare dei fiumi Magra e Vara. Il materasso alluvionale della pianura del fiume Magra costituisce sicuramente il più importante sistema di acquiferi in



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

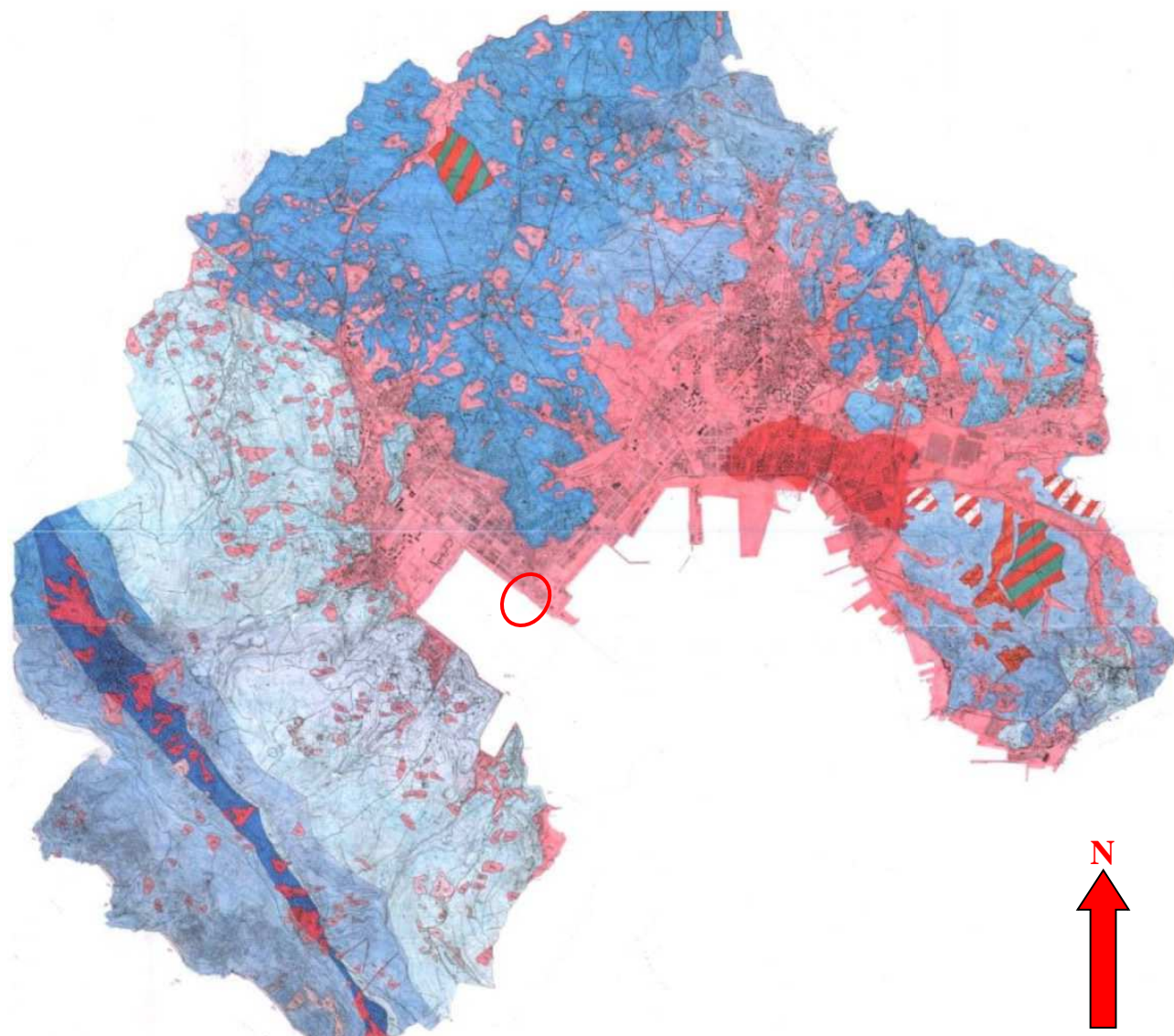
sedimenti sciolti; essi sono strettamente in relazione all'assetto stratigrafico e deposizionale del Bacino Neogenico-Quaternario di Sarzana. D'altro canto l'area della pianura costiera di La Spezia, caratterizzata da una copertura quaternaria di natura prevalentemente pelitica, risulta essere di scarsa importanza per gli acquiferi in sedimenti sciolti (è il caso dell'area in oggetto). I terreni del substrato nell'area del golfo di La Spezia hanno indubbiamente un più importante significato idrogeologico, come le unità carbonatiche della Falda Toscana ed in misura minore le unità arenacee del Monte Gottero, presentando entrambe una buona permeabilità per fratturazione (Figura 6).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**





**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

**LEGENDA**

PERMEABILITA' PRIMARIA (PP)		
ALTA (A)	MEDIA (M)	BASSA (B)
SISTEMA IDROGEOLOGICO DEPOSITI QUATERNARI		
COPERTURA DETRITICA		
	DEPOSITI ALLUVIONALI	
		DEPOSITI LACUSTRI
	DEPOSITI MARINI	
PERMEABILITA' SECONDARIA (PS)		
ALTA (A)	MEDIA (M)	BASSA (B)
SISTEMA IDROGEOLOGICO DELL'UNITA' M. GOTTERO		
	ARENARIA DEL MONTE GOTTERO	
SISTEMA IDROGEOLOGICO DELL'UNITA' DI CANETOLO		
	ARENARIA DI P. BRATICA	
SISTEMA IDROGEOLOGICO SUCCESSIONE TOSCANA NON METAMORFICA		
	ARENARIA MACIGNO	
		SCISTI POLICROMI
CALCARI MAIOLICA		
	DIASPRI	
	MARNE A POSIDONIA	
	CALCARI SELCIFERI	
	CALCARE AMMONITICO	
CALCARI MASSICCI		
CALCARI E MARNE A RHAETAVICOLA CONTORTA		
CALCARE CAVERNOSO		
SISTEMA IDROGEOLOGICO DELLA UNITA' DI MASSA		
	DEPOSITI CONTINENTALI TERRENI DEL TRIAS MEDIO (VERRUCANO)	

Figura 6: carta idrogeologica tratta dal PUC di La Spezia e relativa legenda. Immagine non in scala.



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

Nel dettaglio, i sedimenti che caratterizzano l'area oggetto di studio sono essenzialmente argille e limi argillosi con intercalazioni di sabbie eterogenee e ghiaiose; questi depositi presentano un grado di permeabilità primaria variabile da basso per il primo litotipo e medio-alto per il secondo. A livello locale, la superficie piezometrica della falda libera è caratterizzata da una profondità variabile tra i 2.5-2.8 m dal piano campagna (valori dedotti durante la realizzazione dei sondaggi geognostici), la quale tenderà a diminuire fino ad annullarsi in corrispondenza della linea costiera. La direzione di flusso risulta perpendicolare alla linea di costa, con andamento NW-SE, suggerendo come tale falda venga drenata dal mare.

### **3.4 SISMICITÀ DELL'AREA**

Sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519/2006, aggiornata tramite la Deliberazione della Giunta Regionale n. 1308 del 24/10/2008 "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria", il comune di La Spezia viene inserito nella classe 3A ( $a_{gmax}=0.150g$ ) della classificazione delle località sismiche.

Ne consegue l'assenza di particolari restrizioni o provvedimenti riguardanti la costruzione di opere o manufatti (Figura 7). Per un maggior dettaglio si rimanda all'elaborato "Relazione geotecnica".





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOLOGICA

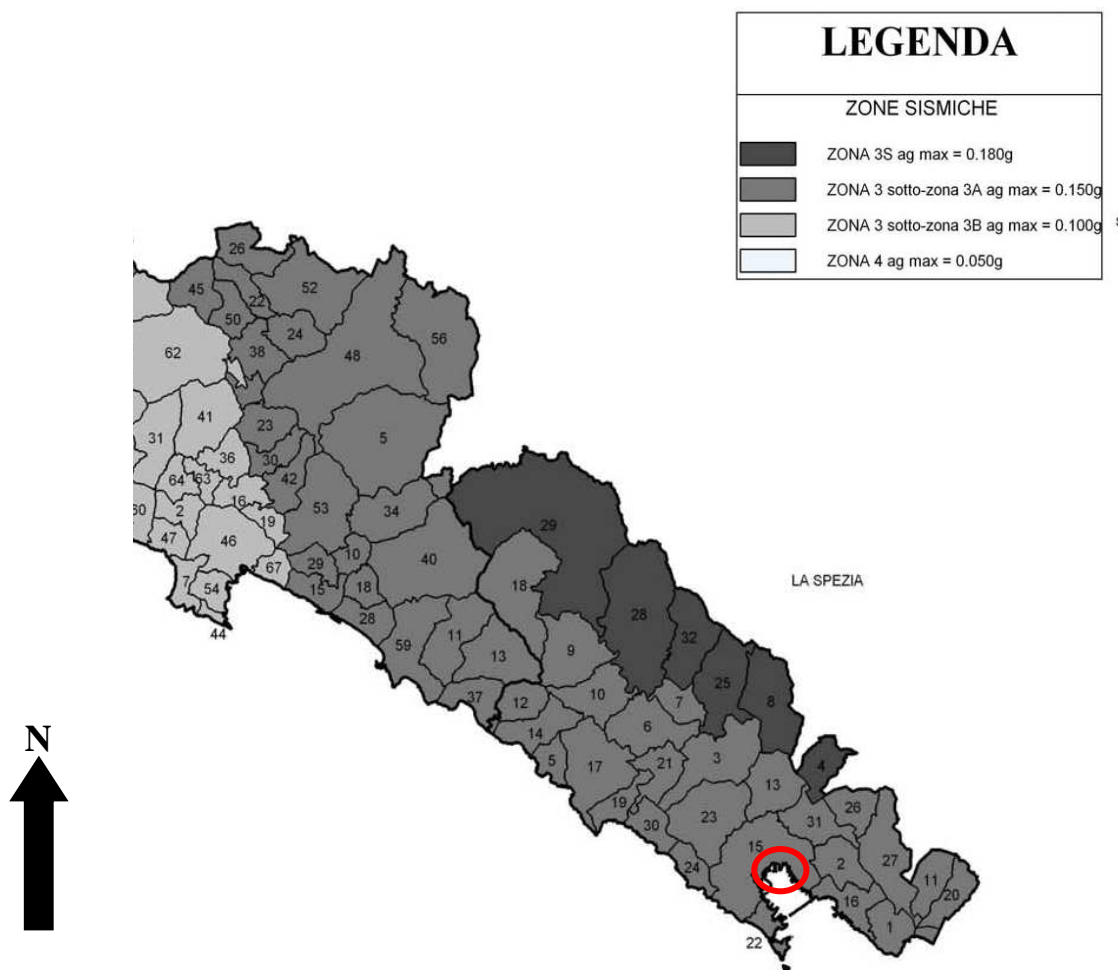


Figura 7: Stralcio tratto dalla "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria" D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008. In rosso l'area in esame. Immagine non in scala.

#### 4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di pervenire alla definizione del modello geologico di riferimento, sono state prese in esame le indagini geognostiche realizzate all'interno dell'area nei mesi di Aprile e Maggio 2012.



## 4.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

La campagna di indagini ha previsto l'esecuzione di n°23 sondaggi a carotaggio continuo (di cui n°3 a valenza geognostica ed indicati con la lettera "T" e n°20 a scopo ambientale denominati con la lettera "P") (Figura 8).

Tutti i sondaggi non sono stati attrezzati a piezometro, mentre il T1 è stato corredato di tubo in PVC per indagine geofisica Down Hole.

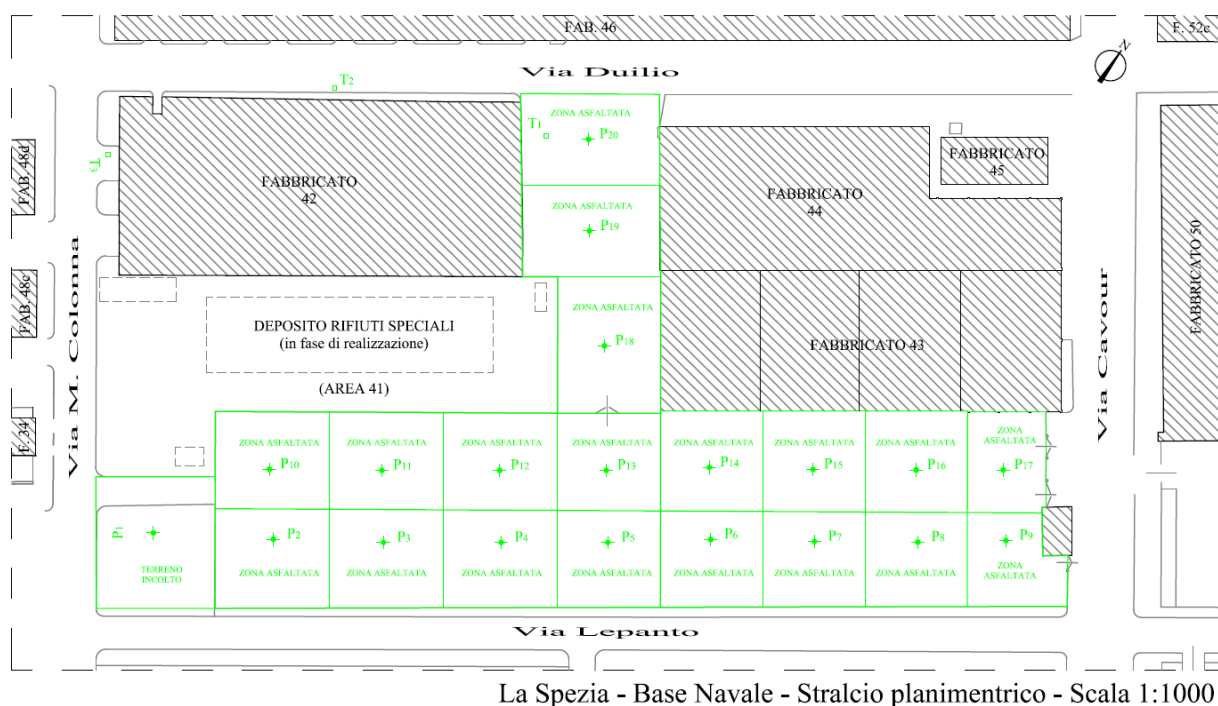


Figura 8: ubicazione dei sondaggi geognostici.





**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

I dati relativi alle prove eseguite sono qui di seguito riportati (Tabella 1).

*Tabella 1: quadro riassuntivo dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti.*

<b>Sondaggio</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>SPT</b>	<b>Raccolta campioni indisturbati (quantità)</b>
T1	30	5	2
T2	20	5	2
T3	20	5	2
P1	1.5	-	-
P2	1.5	-	-
P3	1.5	-	-
P4	1.5	-	-
P5	1.5	-	-
P6	1.5	-	-
P7	1.5	-	-
P8	1.5	-	-
P9	1.5	-	-
P10	1.5	-	-
P11	1.5	-	-
P12	1.5	-	-
P13	1.5	-	-
P14	1.5	-	-
P15	1.5	-	-
P16	1.5	-	-
P17	1.5	-	-
P18	1.5	-	-
P19	18	-	-
P20	18	-	-

## **4.2 INDAGINI GEOFISICHE**

Al fine di determinare le proprietà fisico-meccaniche del terreno oggetto di analisi, è stata condotta una prova Down-Hole all'interno del foro di sondaggio T1 per una profondità



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

pari a 30 m. Tale prova permette, sulla base dell'elaborazione dei dati ottenuti, di calcolare i tempi di arrivo delle onde P e S e la distanza effettivamente percorsa dalle onde sismiche.

Qui di seguito si riportano i risultati ottenuti relativi alla prova condotta nel sondaggio T1 (Figura 9 e Tabella 2):

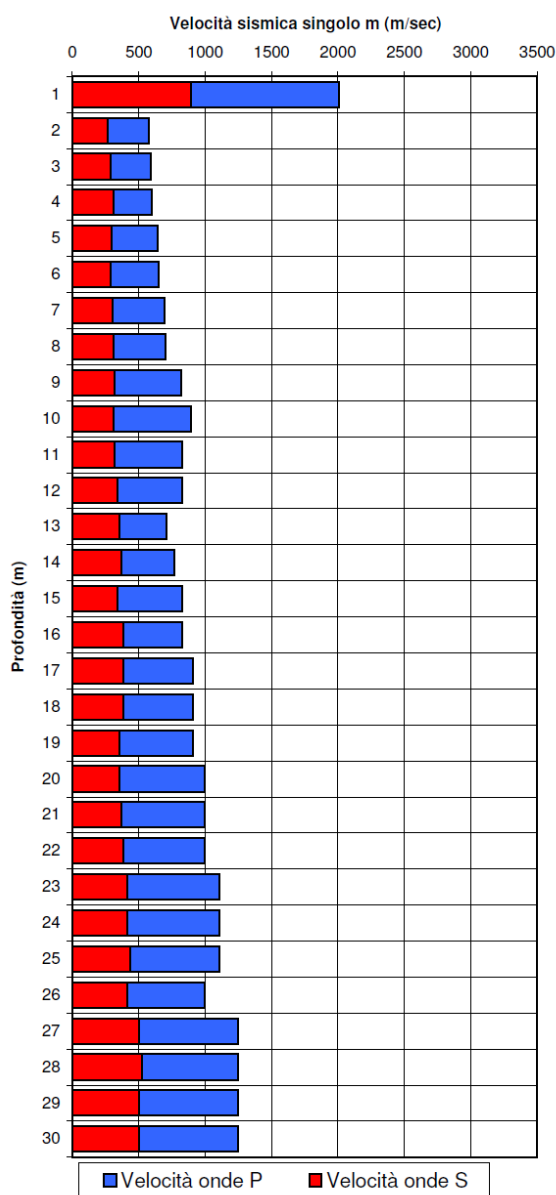


Figura 9: grafico della prova Down Hole effettuata nel T1.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

*Tabella 2: variazione Vs in base alla profondità*

Profondità (m)	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)
1	894	364
2	266	
3	291	
4	311	
5	293	
6	289	
7	301	
8	312	
9	314	
10	306	
11	317	
12	339	
13	352	
14	365	
15	341	
16	380	
17	381	
18	381	
19	355	
20	355	
21	368	
22	383	
23	414	
24	415	
25	433	
26	415	
27	497	
28	524	
29	498	
30	498	

Sulla base dei risultati sopra riportati, la prova evidenzia valori di Vs30 tipici di un suolo di categoria B.



## 4.3 PROVE DI LABORATORIO

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio, sono stati prelevati n°6 campioni di materiale all'interno dei limi argillosi appartenenti ai depositi alluvionali. Su tali materiali sono state condotte le seguenti prove:

- Analisi granulometrica;
- Valutazione caratteristiche fisiche e volumetriche;
- Valutazione limiti di Atterberg;
- Prova edometrica;
- Taglio diretto

Qui di seguito si riportano le risultanze relative alle prove effettuate (Tabella 3):

*Tabella 3: sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio.*

Sondaggio	Campione	Profondità	Classificazione USCS	Contenuto d'acqua	Peso di volume naturale	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica			Compressibilità edometrica	Taglio diretto	
													Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata
		m		%	KN/m <sup>3</sup>	LL(%)	LP(%)	IP(%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo/Arg.(%)		°	KPa
T1	CI1	8.0-8.6	CL	37.48	18.22	35.2	22	13.1	0	3.95	96.05	*	25.8	6.2
T1	CI2	17.3-17.9	ML-CL	42.71	17.07	46.8	27.4	19.5	0	0.74	99.26	*	21.5	5.2
T2	CI3	7.0-7.6	CL	36.34	18.27	34.2	21.8	12.5	0	0.68	99.32	*	23.4	7
T2	CI4	12.0-17.7	OL	39.11	17.59	45	30.9	14.1	0.07	2.87	97.07	*	25.1	11.1
T3	CI5	5.7-6.4	ML-CL	36.58	18.07	28.4	23.7	4.7	0	5.66	94.34	*	25.7	7.6
T3	CI6	14.0-14.6	CL	40.21	17.37	40.6	24	16.6	0	0.52	99.48	*	22.9	4.5

\*: dati non validi



## 5. MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO RELATIVO ALL'AREA DI INTERVENTO

Sulla base delle informazioni bibliografiche e dei risultati della campagna di indagini geognostiche effettuata è stato possibile definire un modello geologico di riferimento del sottosuolo nell'area oggetto di intervento.

Le informazioni raccolte relative a questa area hanno infatti indicato la presenza di depositi indicati dalla cartografia CARG 1:50.000 con la sigla  $b_{n1-2}$  corrispondenti come predetto a depositi alluvionali costituiti da argille e limi argillosi, di colore grigio scuro, con intercalazioni di sabbie e talvolta di livelli ghiaiosi eterometrici.

La presenza di tali depositi, suggerita anche dalla natura paludosa di questo settore del Golfo della Spezia prima che vi venisse realizzato l'Arsenale Militare, ha trovato conferma dalle risultanze delle indagini geognostiche effettuate, le quali hanno riportato la diffusa presenza di depositi prevalentemente fini, di origine fluviale, scarsamente permeabili.

Nella fattispecie sulla base dei risultati dei tre sondaggi geognostici denominati T1-T3, realizzati a carotaggio continuo, è stato possibile definire delle stratigrafie locali riassunte nella seguente Tabella 4:

*Tabella 4: Quadro stratigrafico riassuntivo.*

Sondaggio	Profondità (m)	Descrizione
T1	0 - 0.3	Materiale di riporto
	0.3 - 0.85	Calcestruzzo
	0.85 - 7.7	Sabbia eterometrica debolmente limosa con ghiaia fine
	7.7 - 23.6	Limo grigio a tratti debolmente sabbioso
	23.6 - 30	Limo con ghiaia eterometrica sabbioso
T2	0 - 1.8	Materiale di riporto
	1.8 - 3.4	Limo con sabbia debolmente ghiaiosa
	3.4 - 4.4	Ghiaia eterometrica con sabbia medio fine
	4.4 - 7.6	Limo argilloso e sabbioso con ghiaia eterometrica
	7.6 - 20	Limo marrone a tratti debolmente sabbioso
T3	0 - 0.3	Asfalto e sottofondo stradale
	0.3 - 4.5	Sabbia eterometrica con limo, ghiaia e laterizi
	4.5 - 5.6	Sabbia con limo
	5.6 - 20	Limo argilloso



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOLOGICA**

Sulla base di quanto precedentemente esposto si possono quindi individuare tre unità geologiche principali la cui successione stratigrafica è riconosciuta in tutti i sondaggi effettuati:

*Tabella 5: Quadro stratigrafico riassuntivo.*

Unità Geologica	Descrizione
R	Pavimentazione, riporti antropici e terreni rimaneggiati
<hr/>	
	Depositi alluvionali: sabbie e ghiaie
B <sub>n1-2</sub>	<hr/>
	Depositi alluvionali: limi argillosi
<hr/>	

Ciascuna unità geologica è stata distinta sia in base all'elaborazione dei dati della campagna geognostica e delle analisi di laboratorio effettuate che sull'acquisizione di informazioni reperite in letteratura.



## 5.1 R - TERRENI DI RIPORTO

Comprende riporti antropici superficiali, costituiti prevalentemente da ghiaie eterometriche sabbiose con scarsa matrice. Occasionalmente si rinvencono frammenti lateritici e asfalto scarificato (Figura 10).

La potenza di tale livello è variabile tra i 0.3-1.8 m.



*Figura 10: Terreno di riporto (riquadro rosso) osservato all'interno delle cassette relative ai sondaggi T2 (a sinistra) e P7 (a destra).*





## 5.2 B<sub>N1-2</sub> - SABBIE E GHIAIE

È rappresentata da sabbie eterometriche con ghiaia fine debolmente ciottolosa e limosa, di colore marrone-grigio scuro (Figura 11).

Tale livello presenta uno spessore variabile tra i 5.3 m e i 7 m.



Figura 11: Sabbie e ghiaie (riquadro rosso) osservate all'interno delle cassette riguardanti i sondaggi T1 (a sinistra) e T2 (a destra).





## 5.3 Bn<sub>1-2</sub> - LIMI ARGILLOSI

Il livello in questione è caratterizzato da limi grigi argillosi a tratti sabbiosi, con locali passate ghiaiose (Figura 12), con uno spessore variabile tra i 15 e i 22 m.

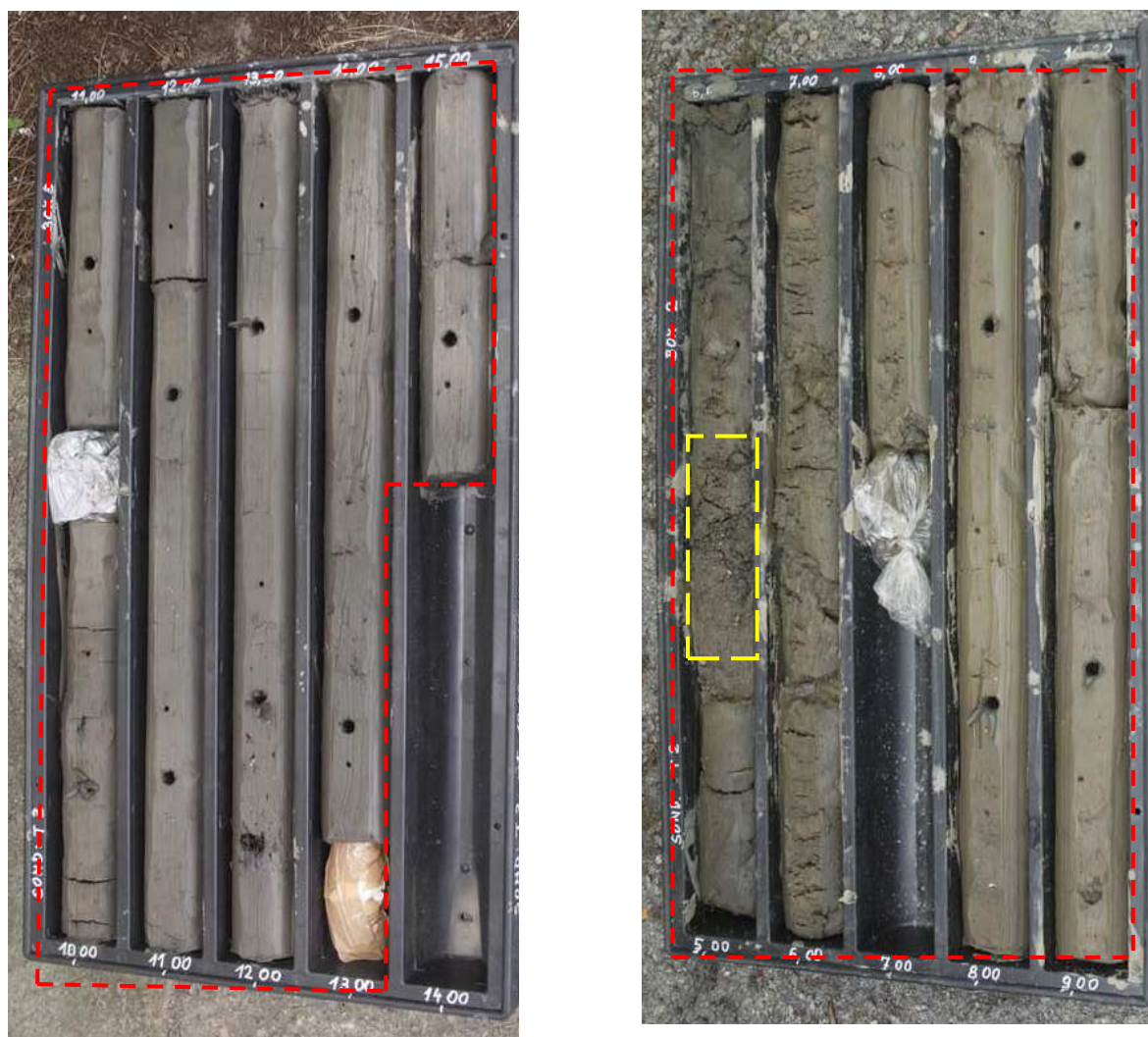


Figura 12: Limi argillosi (riquadro rosso) osservati all'interno delle cassette riguardanti i sondaggi T3 (a sinistra) e T2 (a destra). In quest'ultima immagine si può osservare tra i 5.2-5.6 m di profondità la locale presenza di ghiaie (tratto giallo).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOLOGICA

## **6. BIBLIOGRAFIA**

ISPRA (2005) - Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000. Foglio 248, La Spezia.

PUC - COMUNE DI LA SPEZIA - <http://urbanistica.spezianet.it/>

REGIONE LIGURIA (2008) - Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria" D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008.



MINISTERO DELLA DIFESA  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO - 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42. AREA COMBATTIMENTO



PROGETTO DEFINITIVO

CAPITOLO : 7120-10/SMM

C.E. 108711

ID. 2159

C.I.G.

C.U.P.

R.T.P.



via Inverio 24/a  
10146 Torino



via Ripamonti 2  
20136 Milano

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Brig. Gen. GA Gennaro CUOZZO

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

Relazione geotecnica

TAVOLA NUMERO

GE04-A1

SCALA

-

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	07/2015	PRIMA EMISSIONE	TEZZA M.	PESANDO N.	TURSO A.
1	02/2016	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI COM. VERIFICA 01/2016	TEZZA M.	PESANDO N.	TURSO A.





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE.....</b>	<b>5</b>
3.1	SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO .....	5
3.2	PROVE GEOTECNICHE IN FORO.....	7
3.3	INDAGINI GEOFISICHE .....	8
3.4	PROVE DI LABORATORIO.....	11
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA.....</b>	<b>12</b>
4.1	TEMPO DI RITORNO .....	12
4.2	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO.....	13
4.3	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	14
4.4	ACCELERAZIONE MASSIMA .....	15
4.5	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO .....	17
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>18</b>
5.1	LIVELLO 1- TERRENI DI RIPORTO .....	19
5.2	LIVELLO 2 - SABBIE E GHIAIE .....	20
5.3	LIVELLO 3 - LIMI ARGILLOSI.....	21
<b>6</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>22</b>
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO.....</b>	<b>23</b>
<b>8</b>	<b>RISCHIO LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>39</b>
8.1	ANALISI LIQUEFAZIONE.....	41
<b>9</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI .....</b>	<b>43</b>



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA



## **1. INTRODUZIONE**

Il presente elaborato è redatto al fine di definire le caratteristiche geotecniche e ambientali dei terreni adiacenti l'Area 41 della Base Navale di La Spezia e per la verifica della soluzione di sottofondazione del nuovo fabbricato del polo manutentivo all'Arsenale Militare Marittimo di La Spezia.

Nel dettaglio, il progetto prevede la realizzazione, in relazione al programma per il riassetto delle aree produttive interne all'Arsenale Militare Marittimo di La Spezia, nell'ambito del piano Brin, di un fabbricato di tipo industriale per le lavorazioni del polo manutentivo "Area Combattimento". La nuova struttura verrà realizzata al posto dell'attuale capannone a due falde (fabbricato n. 42), ora adibito ad esclusive lavorazioni di falegnameria, ed occuperà l'area lasciata libera dal capannone da abbattere, che risulta insufficiente ad ospitare le nuove lavorazioni. Una volta realizzata, la nuova struttura accorperà le lavorazioni meccaniche, elettriche ed idrauliche, oltre agli uffici di gestione delle stesse, ora ubicate nei fabbricati 155, 154b, 135.

Nel presente studio a seguito della descrizione dell'inquadramento idro-geo-morfologico dell'area sono definiti i parametri geotecnici caratteristici dei terreni, l'inquadramento sismo-stratigrafico dell'area e la soluzione della sottofondazione.

### **1.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO**

Gli studi esposti nella seguente relazione sono stati effettuati nel rispetto delle seguenti normative:

- **Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008**  
Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 Ministero Infrastrutture e Trasporti**  
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".



## **2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO**

L'area oggetto di studio è ubicata all'interno delle coperture detritiche di tipo sedimentario, derivanti da diverse serie deposizionali transizionali (marine e fluviali) che hanno caratterizzato l'intera area del Golfo di La Spezia, determinando diversi ordini di terrazzamenti.

Sulla base della cartografia geologica d'Italia, Foglio 248, si tratta di facies fluvio-palustri e marine-lagunari costituite prevalentemente da argille e limi argillosi con intercalazioni di sabbie e talvolta livelli ghiaiosi eterometrici. Nell'area in esame vengono riportati i depositi appartenenti a due ordini di terrazzamento ( $b_{n1}$  e  $b_{n2}$ ). Nella fattispecie, i  $b_{n2}$  si sarebbero formati in seguito all'incisione di precedenti pianure alluvionali formatisi durante il Pleistocene da parte dei torrenti Dorgia e Lagora, i quali hanno portato allo sviluppo di conoidi alluvionali. Tali conoidi di età pleistocenica medio-superiore verranno successivamente incisi a seguito della caduta eustatica dell'ultima fase glaciale, portando alla formazione dei depositi  $b_{n1}$  entro un'area costiera, caratterizzata da specchi di acqua salmastra, con lo sviluppo della pianura più bassa durante la trasgressione olocenica del golfo di La Spezia.

Dato il contesto fortemente antropizzato, sono presenti su tutta l'area spessori di riporti, i quali hanno obliterato qualsiasi espressione morfologica presente nell'area in oggetto.

Sulla base delle risultanze ottenute dalla campagna geognostica che verrà successivamente descritta, è stato possibile effettuare una suddivisione geotecnica dei terreni in esame, identificando tre macrolivelli litologicamente omogenei; nella fattispecie si riscontra un primo livello superficiale al quale corrispondono i riporti, il livello 2 rappresentato dalle sabbie con ghiaie ed infine il livello 3 caratterizzato da limi argillosi.

La copertura quaternaria, a causa della sua natura pelitica, rende la pianura costiera di La Spezia un'area di scarsa importanza per gli acquiferi in sedimenti sciolti. Nell'area in esame è presente una falda a superficie libera ospitata all'interno di questi depositi





alluvionali caratterizzata da una soggiacenza compresa tra 2.5-2.8 m da piano campagna e direzione di flusso perpendicolare alla linea di costa.

### 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di pervenire alla definizione del modello geotecnico di riferimento, sono stati presi in esame le indagini geognostiche effettuate all'interno dell'area nei mesi di Aprile e Maggio 2012.

#### 3.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

La campagna di indagini ha previsto l'esecuzione di n°23 sondaggi a carotaggio continuo (di cui n°3 a valenza geognostica ed indicati con la lettera "T" e n°20 a scopo ambientale denominati con la lettera "P") (Figura 1).

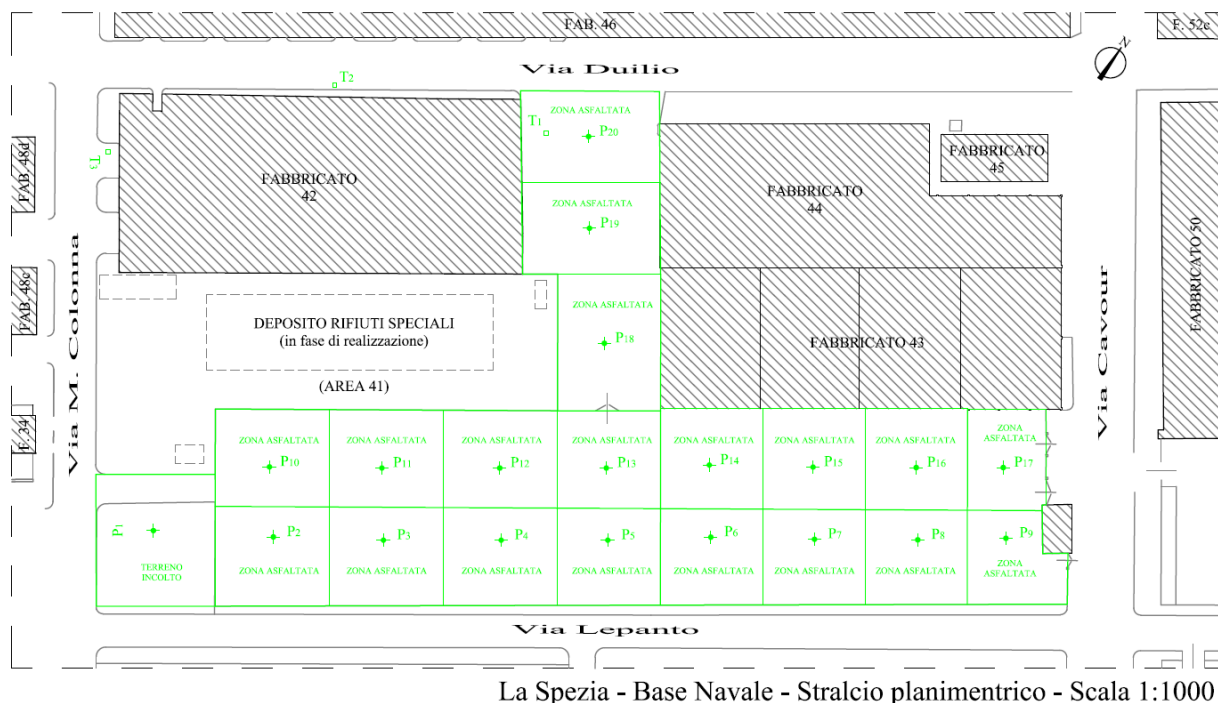


Figura 1: ubicazione dei sondaggi geognostici.



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Tutti i sondaggi non sono stati attrezzati a piezometro, mentre il T1 è stato corredato di tubo in PVC per indagine geofisica Down Hole.

I dati relativi alle prove eseguite sono qui di seguito riportati (Tabella 1).

*Tabella 1: quadro riassuntivo dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti.*

<b>Sondaggio</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>SPT</b>	<b>Raccolta campioni indisturbati (quantità)</b>
T1	30	5	2
T2	20	5	2
T3	20	5	2
P1	1.5	-	-
P2	1.5	-	-
P3	1.5	-	-
P4	1.5	-	-
P5	1.5	-	-
P6	1.5	-	-
P7	1.5	-	-
P8	1.5	-	-
P9	1.5	-	-
P10	1.5	-	-
P11	1.5	-	-
P12	1.5	-	-
P13	1.5	-	-
P14	1.5	-	-
P15	1.5	-	-
P16	1.5	-	-
P17	1.5	-	-
P18	1.5	-	-
P19	18	-	-
P20	18	-	-



### 3.2 PROVE GEOTECNICHE IN FORO

Durante l'avanzamento delle perforazioni di sondaggio sono state condotte 15 prove penetrometriche dinamiche SPT.

Tali prove sono state realizzate secondo gli standard in vigore, misurando i colpi necessari per l'infissione del penetrometro per 3 tratti di 15 cm l'uno, scartando il primo valore (N1), ed ottenendo il valore NSPT come somma dei valori corrispondenti ai restanti due tratti (N2+N3). Qui di seguito si riporta l'esito della prova SPT condotta nei tre fori di sondaggio in funzione della profondità (Figura 2).

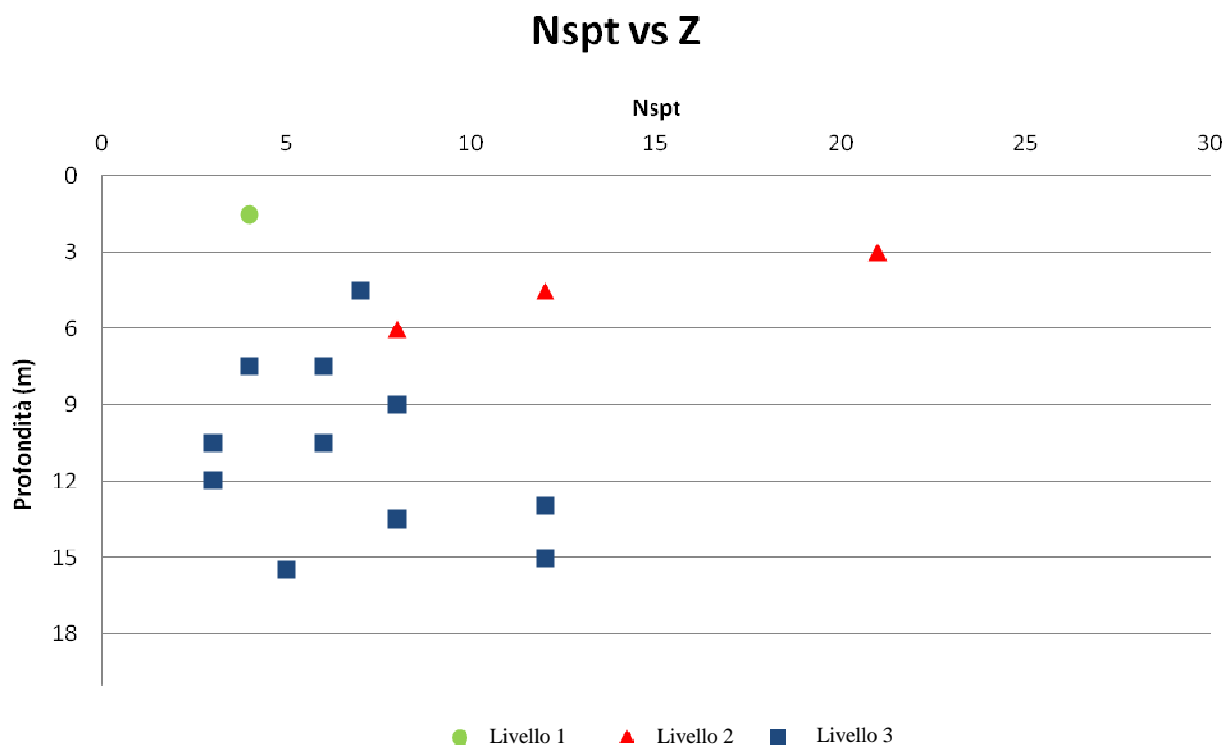


Figura 2: grafico valori SPT (sovrapposizione delle diverse unità).

Tramite la prova SPT è possibile valutare lo stato di addensamento dei terreni granulari (sabbie e ghiaie) e lo stato di consistenza dei terreni coesivi (limo e argilla) attraversati



durante la perforazione. Qui di seguito è riportato il grado di addensamento/consistenza per ogni singola prova effettuata (Tabella 2).

*Tabella 2: grado di addensamento/consistenza per le prove SPT effettuate nei sondaggi T1, T2 e T3.*

Sondaggio	Profondità (m)	NSPT	Tipo terreno/Addensamento-Consistenza
T1	3	21	Granulare/Mod. addensato
	6	8	Granulare/poco addensato
	9	8	Coesivo/media-consistente
	12	3	Coesivo/consistenza tenera
	15	12	Coesivo/consistente
T2	1,5	4	Granulare/Sciolto-poco add.
	4,5	7	Coesivo/consistenza media
	7,5	6	Coesivo/consistenza media
	10,5	3	Coesivo/consistenza tenera
	13,5	8	Coesivo/media-consistente
T3	4,5	12	Granulare/Mod. addensato
	7,5	4	Coesivo/tenera-media
	10,5	6	Coesivo/consistenza media
	13	12	Coesivo/consistente
	15,5	5	Coesivo/consistenza media

### 3.3 INDAGINI GEOFISICHE

Al fine di determinare le proprietà fisico-meccaniche del terreno oggetto di analisi, è stata condotta una prova Down-Hole all'interno del foro di sondaggio T1. Tale prova permette, sulla base dell'elaborazione dei dati ottenuti, di calcolare i tempi di arrivo delle onde P e S e la distanza effettivamente percorsa dalle onde sismiche.

Utilizzando i valori delle onde S è possibile calcolare il parametro Vs30, tramite il quale viene assegnata la categoria di suolo:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

$h_i$ : spessore in metri;

$V_i$ : velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori;

N: numero di strati.

Stimata la densità del mezzo attraversato ( $\rho$ ), è possibile inoltre definire i seguenti parametri:

$$v = \frac{0.5 \cdot \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left[ \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1 \right]}$$

dove  $v$  rappresenta il coefficiente di Poisson;

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

dove  $G$  rappresenta il modulo di deformazione di taglio;

$$E = 2\rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu)$$

dove  $E$  rappresenta il modulo di Young. Qui di seguito si riportano i risultati ottenuti relativi alla prova condotta nel sondaggio T1 (Figura 3).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

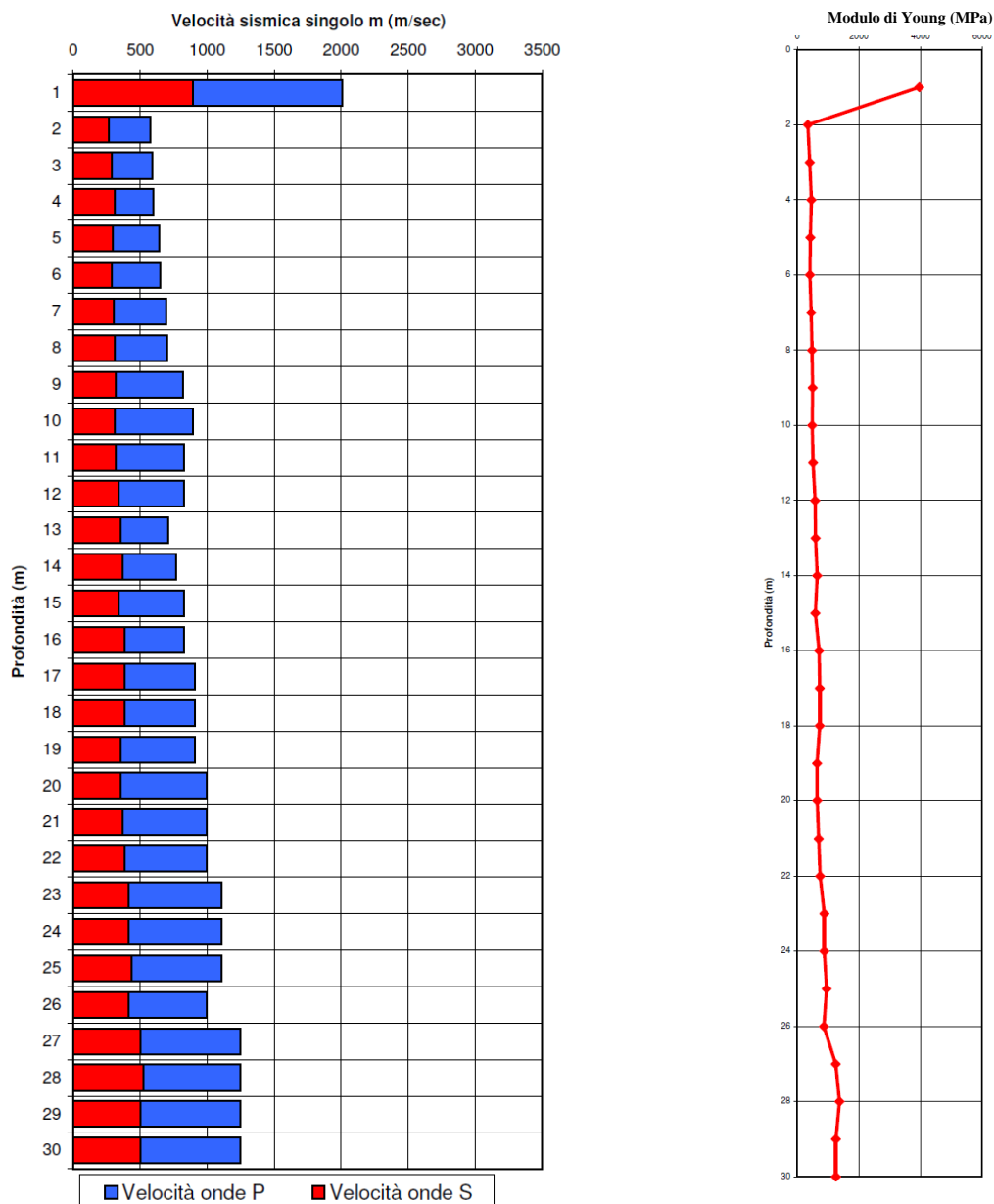


Figura 3: grafico della prova Down Hole effettuata nel foro di sondaggio T1.

Il certificato della prova Down-Hole, i cui risultati sono stati analizzati ed interpretati secondo il procedimento predetto, fornisce un valore di  $V_{s30}$  pari a 364m/s, valore che corrisponde al limite inferiore di un suolo di categoria B.



### 3.4 PROVE DI LABORATORIO

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio sono stati prelevati n°6 campioni di materiale all'interno dei limi argillosi appartenenti ai depositi alluvionali. Su tali materiali sono state condotte le seguenti prove:

- Analisi granulometrica;
- Valutazione caratteristiche fisiche e volumetriche;
- Valutazione limiti di Atterberg;
- Prova edometrica;
- Taglio diretto

Qui di seguito si riportano le risultanze relative alle prove effettuate.

*Tabella 3: sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio.*

Sondaggio	Campione	Profondità	Classificazione USCS	Contenuto d'acqua	Peso di volume naturale	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica			Compressibilità edometrica	Taglio diretto	
						LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo/Arg (%)		Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata
-	-	m	-	%	KN/m <sup>3</sup>								°	KPa
T1	CI1	8.0-8.6	CL	37.48	18.22	35.2	22	13.1	0	3.95	96.05	dati non validi	25.8	6.2
T1	CI2	17.3-17.9	ML-CL	42.71	17.07	46.8	27.4	19.5	0	0.74	99.26		21.5	5.2
T2	CI3	7.0-7.6	CL	36.34	18.27	34.2	21.8	12.5	0	0.68	99.32		23.4	7
T2	CI4	12.0-17.7	OL	39.11	17.59	45	30.9	14.1	0.07	2.87	97.07		25.1	11.1
T3	CI5	5.7-6.4	ML-CL	36.58	18.07	28.4	23.7	4.7	0	5.66	94.34		25.7	7.6
T3	CI6	14.0-14.6	CL	40.21	17.37	40.6	24	16.6	0	0.52	99.48		22.9	4.5

I risultati ottenuti dalla prova di taglio diretto confermano dei valori di angolo di resistenza al taglio e coesione drenata in linea con quanto si apprende dalla letteratura in relazione ad un terreno limoso-argilloso.



## 4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Come prescritto dal D.M 14 Gennaio 2008, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base dal sito di costruzione; essa, per il caso in oggetto, è definita in termini di accelerazione orizzontale attesa ag in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale e in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e riferite al sistema di riferimento ED50 sono riportate in Tabella 4 e sono attribuite ad un punto circa baricentrico all'area in oggetto.

Tabella 4: poli di riferimento per il sito in oggetto.

	ID	Latitudine (°)	Longitudine (°)	Distanza (m)
Sito 1	18484	44,077220	9,801764	2792,6
Sito 2	48485	44,079380	9,871231	4613,9
Sito 3	48263	44,129330	9,868282	5146,1
Sito 4	18262	44,127180	9,798735	3602,4



### 4.1 TEMPO DI RITORNO

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della probabilità di superamento in un dato "tempo di ritorno". Queste due grandezze sono correlate tra loro:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Dove:

$T_R$  è il tempo di ritorno,

$V_R$  è il periodo di riferimento dell'opera,





**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

$P_{VR}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , per ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente:

*Tabella 5: probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato.*

	<b>Stati limite</b>	<b><math>P_{VR}</math></b>
Stati limite di servizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la struttura in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte principalmente facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nella tabella seguente si riportano i valori della probabilità di superamento e del rispettivo tempo di ritorno relativo alla vita utile dell'opera (Tabella 6).

*Tabella 6: probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato.*

Tipo di opera	$V_N$ (anni)	$C_u$	$V_R$	$P_{VR}$	$T_R$
2	50	1	50	10%	475

## 4.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato § 7.11.5 delle NTC-08. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (vedi Tabella 7).



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

I risultati delle indagini geofisiche effettuate, e nella fattispecie della prova down hole, hanno permesso di definire il valore di  $V_{s,30}$  per l'area oggetto degli interventi, corrispondente a 364m/s; sulla base di questo dato si può individuare la categoria di sottosuolo di riferimento, corrispondente ad una categoria di tipo B.

*Tabella 7: Categorie di sottosuolo di riferimento*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o teneri a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti su substrato di riferimento con $V_s > 800$ m/s

### 4.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tabella 8. L'area in esame è caratterizzata da una categoria topografica di tipo "T1".



*Tabella 8: Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 4.4 ACCELERAZIONE MASSIMA

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel DM 14/01/2008, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del DM 14/01/2008).

L'area in oggetto ricade nel comune di La Spezia ed è situata all'interno del reticolo tra i nodi definiti in Tabella 4; tali nodi sono i più prossimi al sito stesso.

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$ ) dei quattro nodi mediante la seguente formula:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

P valore del parametro nel sito in esame;

$P_i$  valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;

$d_i$  di distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.



**PROGETTO DEFINITIVO**  
 RELAZIONE GEOTECNICA

Qualora nel reticolo non siano riportati i valori dei parametri spettrali per il tempo di ritorno richiesto, è possibile ricavare i parametri di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono il tempo di ritorno voluto:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

Dove:

TR è il periodo di ritorno richiesto corrispondente al periodo di riferimento ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite considerato

TR1 e TR2 sono i periodi di ritorno più prossimi a TR per i quali si dispone del generico parametro P.

Nella tabella seguente (Tabella 9) si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso ( $a_g$ ) e dei parametri spettrali ( $F_0$ ,  $T^*c$ ) per lo SLV ed il rispettivo tempo di ritorno.

*Tabella 9: Accelerazione massima al suolo e parametri spettrali del sito*

Stato limite	Località	Opera	Prob. Di superamento	Tr (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T^*c$ (sec)
SLV	La Spezia	Tipo 2	10%	475	0.119	2.403	0.291

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri  $S_S$  ed  $S_T$ .

Sulla base delle risultanze delle indagini geofisiche, come verrà successivamente descritto, s'è scelto di adottare per il terreni presenti la categoria B; pertanto, in considerazione dei parametri  $a_g$  ed  $F_0$  definiti nella Tabella 9, si ottiene  $S_S=1.2$  (DM 14/01/2008 Tab.3.2.V).



Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab.3.2.VI del DM 14/01/2008. Per il caso in esame si assume  $S_T=1.0$ .

## **4.5 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO**

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri  $S_S$  (DM 14/01/2008 Tab.3.2.V) ed  $S_T$  (DM 14/01/2008 Tab.3.2.VI).

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{max}$ ) e dunque calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

$$a_{max}=a_g*S_T*S_S$$

L'accelerazione massima orizzontale relativa al sito in oggetto, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), e riportato nella seguente tabella (Tabella 10).



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Tabella 10: accelerazione massima del sito e coefficienti sismici.*

Stato limite	Ss (-)	Cc (-)	S <sub>T</sub> (-)	Kh(-)	Kv(-)	a <sub>max</sub> (m/s <sup>2</sup> )	Beta (-)
SLO	1.2	1.49	1	0.009	0.005	0.460	0.2
SLD	1.2	1.46	1	0.012	0.006	0.573	0.2
SLV	1.2	1.41	1	0.034	0.017	1.403	0.240
SLC	1.2	1.4	1	0.044	0.022	1.811	0.240

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La definizione delle unità geotecniche è stata impostata sulla base delle risultanze dei sondaggi a carotaggio continuo.

In base alle caratteristiche specifiche delle litologie identificate, sono state individuate tre unità geotecniche; La stratigrafia di riferimento del volume significativo (parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, della costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso) è la seguente:

- terreni di riporto: spessore 0.3-1.8 m
- sabbie e ghiaie: spessore 5.3-7 m
- limi argillosi: spessore >50m

In base alla ricostruzione geologica a più ampia scala i depositi limoso argilloso di deposizione fluvio deltizia nel settore del progetto raggiungono sicuramente una profondità superiore ai 60m, al di sotto della quale si rinviene il substrato carbonatico..



## 5.1 LIVELLO 1- TERRENI DI RIPORTO

Comprende riporti antropici superficiali. costituiti prevalentemente da ghiaie eterometriche sabbiose con scarsa matrice. Occasionalmente si rinvencono frammenti lateritici e asfalto scarificato (Figura 4).

La potenza di tale livello è variabile tra i 0.3-1.8 m.



*Figura 4: Terreno di riporto (riquadro rosso) osservato all'interno delle cassette relative ai sondaggi T2 (a sinistra) e P7 (a destra).*





## 5.2 LIVELLO 2 - SABBIE E GHIAIE

È rappresentata da sabbie eterometriche con ghiaia fine debolmente ciottolosa e limosa, di colore marrone-grigio scuro (Figura 5).

Tale livello presenta uno spessore variabile tra i 5.3 m e i 7 m.



*Figura 5: Sabbie e ghiaie (riquadro rosso) osservate all'interno delle cassette riguardanti i sondaggi T1 (a sinistra) e T2 (a destra).*





## 5.3 LIVELLO 3 - LIMI ARGILLOSI

Il livello in questione è caratterizzato da limi grigi argillosi a tratti sabbiosi, con locali passate ghiaiose (Figura 6) con uno spessore variabile tra i 15 e i 22 m.

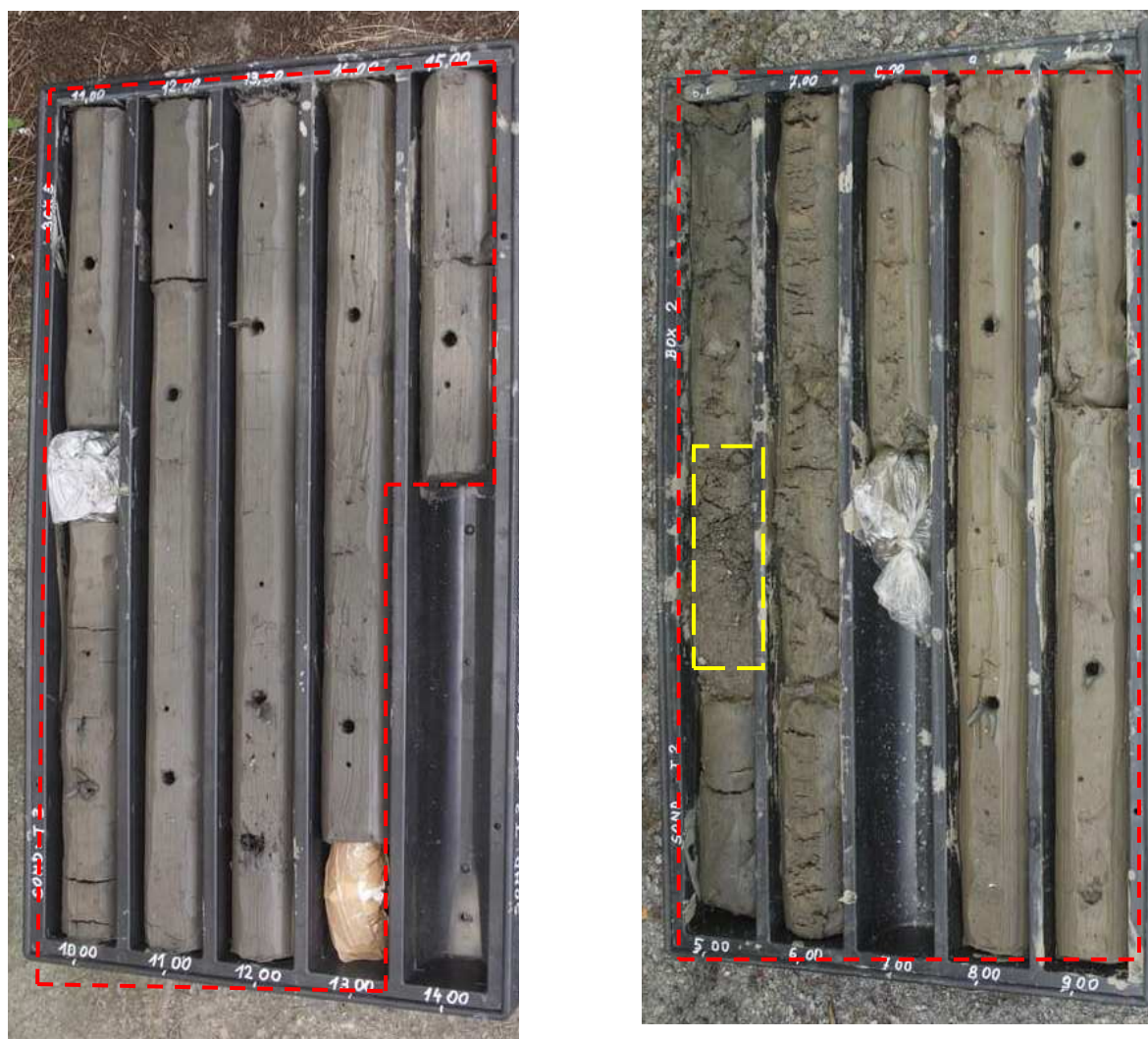


Figura 6: Limi argillosi (riquadro rosso) osservati all'interno delle cassette riguardanti i sondaggi T3 (a sinistra) e T2 (a destra). In quest'ultima immagine si può osservare tra i 5.2-5.6 m di profondità la locale presenza di ghiaie (tratto giallo).



## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla scorta delle prove in situ e delle analisi di laboratorio condotte, qui di seguito si riportano i parametri geotecnici specifici per i tre livelli identificati (Tabella 11):

*Tabella 11: Parametri geotecnici di riferimento.*

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$C_u$ (kPa)	E (MPa)	$\nu$ (-)
Livello 1 (riporto)	17-18	0	25	-	10+0.8z	0.4
Livello 2 (sabbie e ghiaie)	18	0	26-29	-		0.4
Livello 3 (limi argillosi)	17-18	4.5-11.1	21.5-25-8	30-60		0.4

Una particolare attenzione è stata posta nell'attribuzione del valore relativo al modulo elastico (E) in quanto risulta di considerevole importanza nella progettazione dell'opera di fondazione oggetto d'analisi.

A tal fine sono stati presi in considerazione sia i valori ottenuti dalla prova Down-Hole e dalla prova SPT che i dati bibliografici; nello specifico si è osservato una totale discrepanza tra i risultati ottenuti dalla prova geofisica in foro e quelli ricavati dalle prove SPT utilizzando le formule di Denver (1987) e Bowles (1997).

In funzione dei valori di NSPT si è stabilito di adottare un valore del modulo negli strati superficiali derivante da correlazioni empiriche (Bowles, 1997) e considerare un incremento del modulo con la profondità con un andamento analogo a quello registrato con le prove Down-Hole:

$$E[\text{MPa}] = 10 + 0.8 \cdot z[\text{m}]$$

dove z: profondità da piano campagna.



## **7. DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO**

Nel capitolo seguente si riportano le verifiche della fondazione del capannone prefabbricato, costituita da una platea di spessore 80 cm su n°80 pali  $\Phi 1000$  lunghi 35m, che hanno la funzione di riduzione dei cedimenti.

Lo studio della platea su pali è stato effettuato mediante modelli di calcolo ad elementi finiti, realizzati con il codice di calcolo GGU-SLAB v.4.02 (agg. 2001) di CivilServe (Germania).

Per l'applicazione del metodo ad elementi finiti la platea è stata modellizzata con una maglia ad elementi triangolari il più possibile equidimensionali.

Nel dettaglio i modelli sono stati impostati secondo i seguenti criteri:

- Dati in input: rapporto di Poisson e modulo elastico del terreno;
- Platea in calcestruzzo armato: spessore 80 cm;
- Stratigrafia: variazione del modulo con la profondità fino ad un valore massimo di 30MPa;
- Mappatura di carichi: combinazione di carico SLE ( $N_{max}$ ,  $M_{xx\ max}$ ,  $M_{yy\ max}$ ; è stato cautelativamente scelto di usare una condizione di carico definita dalla combinazione dei valori massimi degli sforzi); carichi distribuiti: 6kPa su tutta l'area della platea; 5x25kPa zona torri.

Il caso di sola platea, senza pali, è stato analizzato per la verifica della pressione agente sul terreno, al fine di garantire che a livello geotecnico sia soddisfatta la portanza verticale, come prescritto dalla Normativa nei casi in cui i pali abbiano funzione di riduzione dei cedimenti. Relativamente a tale analisi, il programma di calcolo FEM consente di considerare l'interazione tra la platea di fondazione ed il terreno tenendo in



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

conto della reale stratigrafia del terreno. In luogo del metodo tradizionale del modulo di reazione (adatto per terreni di fondazione omogenei) si è impiegato il modello di continuo elastico (constrained modulus procedure) nel quale sono individuate le seguenti fasi di calcolo iterative:

- applicazione di un carico unitario sugli elementi finiti;
- calcolo del cedimento con integrazione numerica dell'equazione di Boussinesq in ciascun nodo;
- calcolo del modulo di reazione equivalente (per le reali condizioni stratigrafiche) per ogni nodo;
- soluzione numerica dell'equazione differenziale (analisi ad elementi finiti).

Di seguito si riporta la distribuzione delle pressioni sul terreno (SLE) per la platea di spessore pari a 80 cm (senza la presenza dei pali).

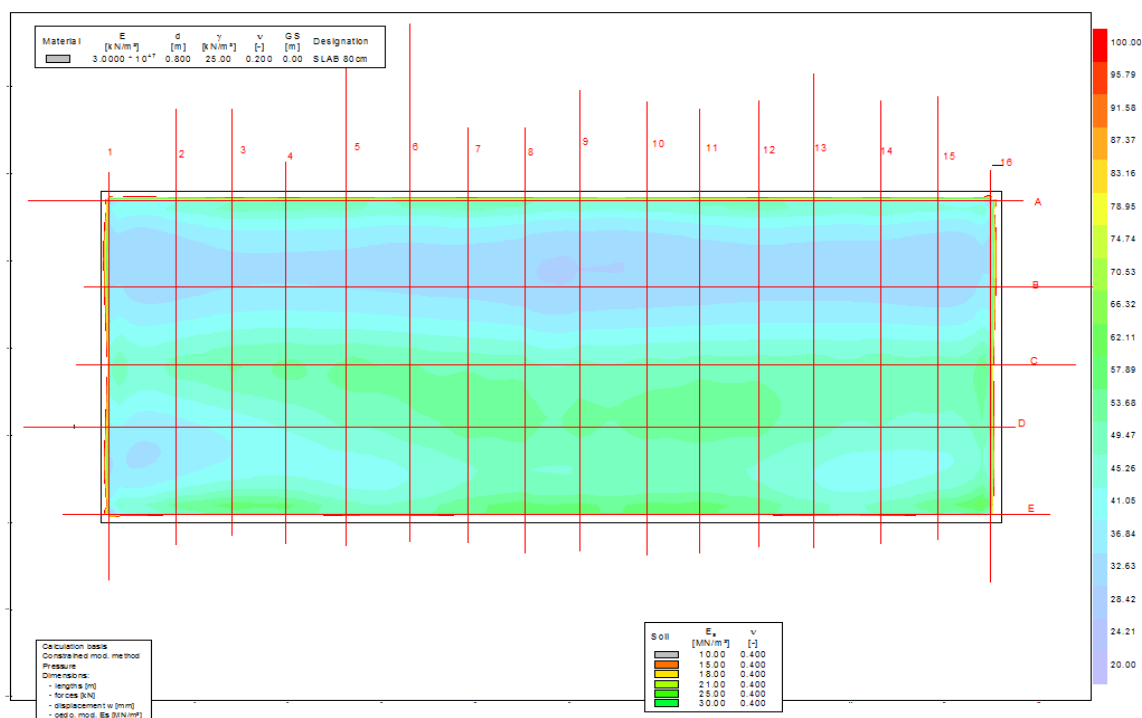
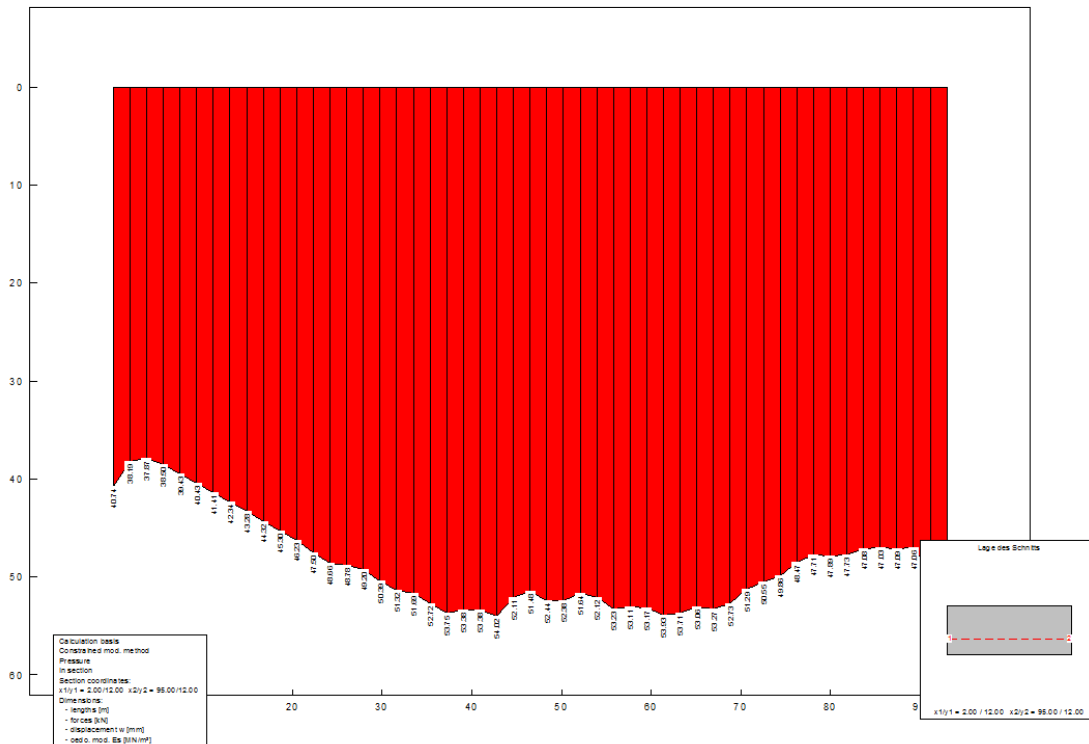


Figura 7: Distribuzione delle pressioni al di sotto della platea (condizioni SLE, assenza di interventi)



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**



*Figura 8: Distribuzione delle pressioni al di sotto della platea lungo l'allineamento D*

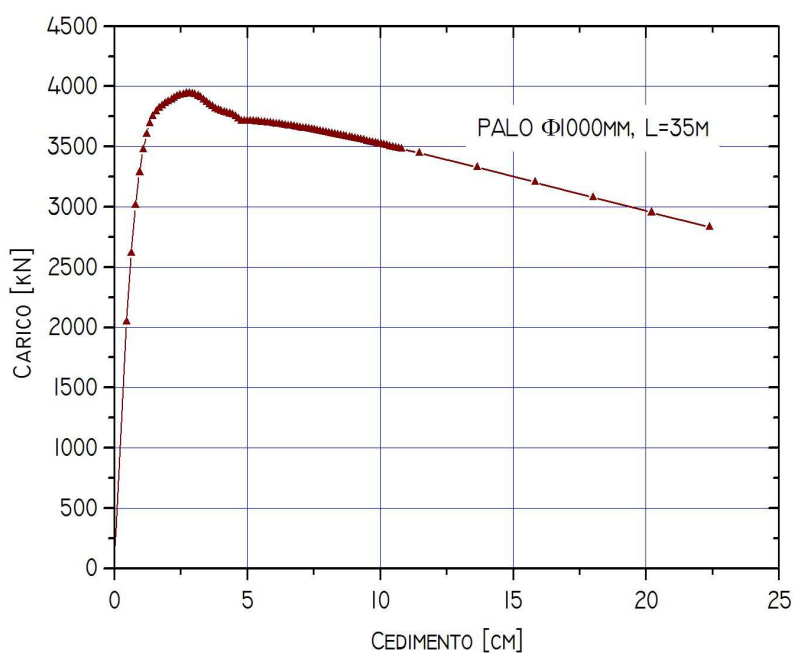
Considerando la sola platea senza pali, essendo la pressione massima sul terreno (pari a circa 50 kPa) ampiamente al di sotto della capacità portante del terreno stesso, ai pali viene assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti, pertanto in questo caso per i pali è sufficiente il soddisfacimento delle sole verifiche SLE.

I pali  $\Phi 1000$ ,  $L=35$  m, saranno posizionati in corrispondenza dei pilastri e lungo gli ulteriori allineamenti B2-B15 e D2-D3 (funzione pali: riduttori dei cedimenti).



**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

La curva carico-cedimento del singolo palo è stata calcolata con l'ausilio del software ALLPILE v.6.5E della CivilTech Software. I risultati in termini di curva carico – cedimento sono riportati nella figura seguente.



*Figura 9: Curva carico-cedimento per i pali  $\Phi 1000$*



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano i risultati in termini di cedimenti e carichi sui pali.

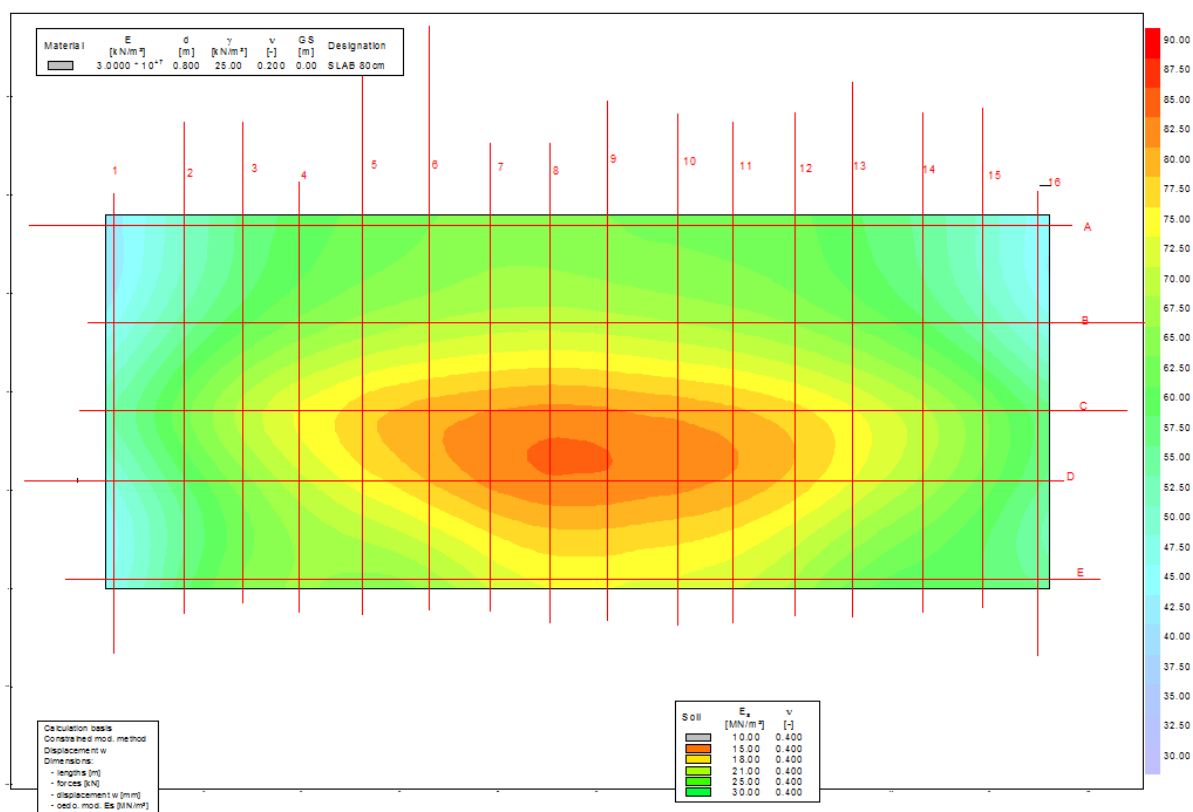


Figura 10: Isolinee di cedimento platea in assenza di sottofondazioni: cedimento massimo 85mm



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

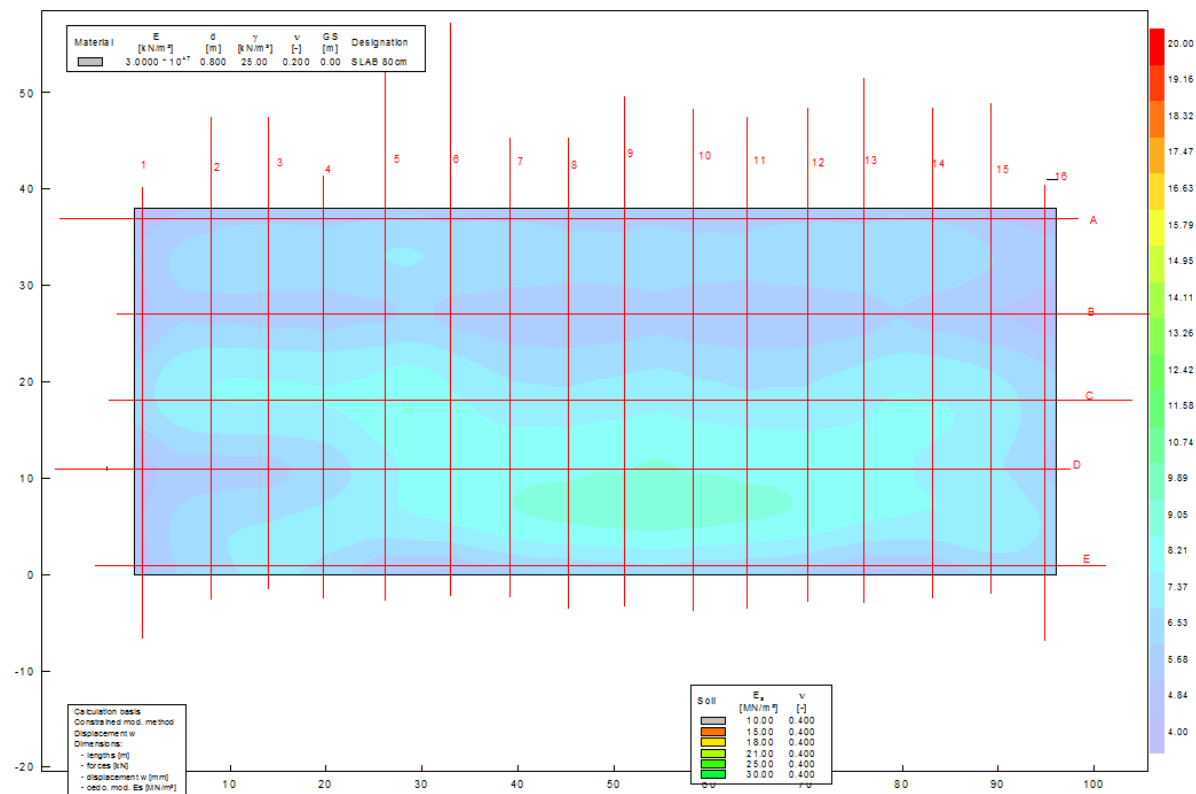


Figura 11: Isolinee di cedimento platea con n°80 Pali ø1000mm: cedimento massimo 9mm





**MINISTERO DELLA DIFESA**  
 SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
 DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
 1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
 RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
 AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

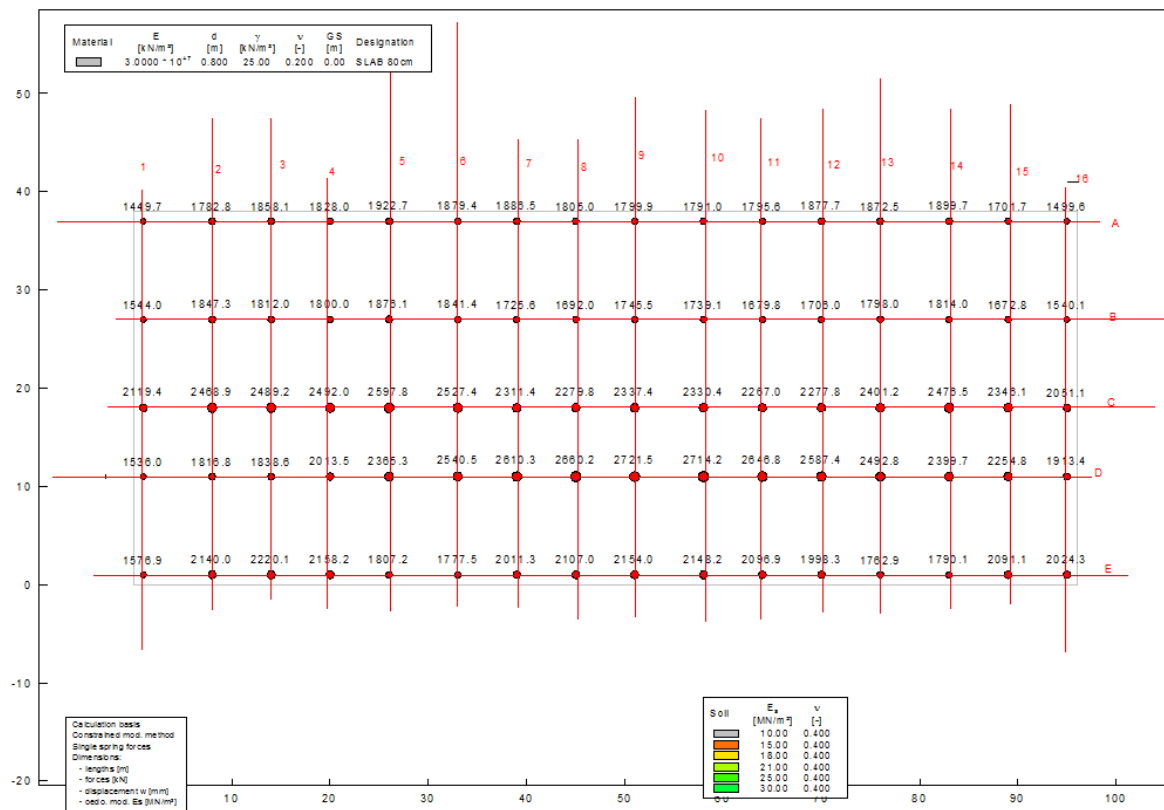


Figura 12: Platea n°80 Pali ø1000mm: carichi agenti sui pali – carico massimo 2720kN circa



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Si riporta il confronto dei cedimenti e distorsioni nel caso di platea senza pali e platea con pali, dove risulta evidente la necessità dell'adozione degli stessi:

*Tabella 12: sintesi dei risultati ottenuti*

ANALISI	CEDIMENTO MASSIMO [mm]	DISTORSIONE [%]	CARICO MASSIMO PALI [kN]	COMMENTI
Sola platea	85	1,5	-	Cedimenti assoluti molto elevati, distorsione > 1‰
Platea con n°80 pali ø1000 L=35m	9	0,4	2720	Soluzione ottimale sia in termini di cedimenti e distorsione sia in termini di carico sui pali (limite elastico per pali ø1000mm L=35m: 3100kN circa)

Dalle analisi effettuate si evince che la soluzione idonea è definita dall'adozione dei pali ø1000mm di lunghezza pari a 35m con funzione di riduttori di cedimenti. I pali sono distribuiti su tutta l'area della platea (sia sotto i pilastri sia sotto gli altri vertici) in quanto con questa configurazione la deformata della platea rientra nei limiti di distorsione raccomandati, e il carico sui pali (SLE) risulta inferiore al carico limite (deformazione contenuta). Inoltre, con questa configurazione la pressione agente dalla platea sul terreno è di circa 10kPa con una distribuzione uniforme, del tutto compatibile con le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti in sito.

Sulla base di quanto sopra riportato è stata analizzata la distribuzione dei momenti flettenti (condizioni SLE) nella platea, per la soluzione con sottofondazione di n° 80 pali Φ1000 (L=35m).

Qui di seguito si riportano i risultati ottenuti tramite il modello ottenuto mediante il codice di calcolo GGU-SLAB (Figura 13 e Figura 14).



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

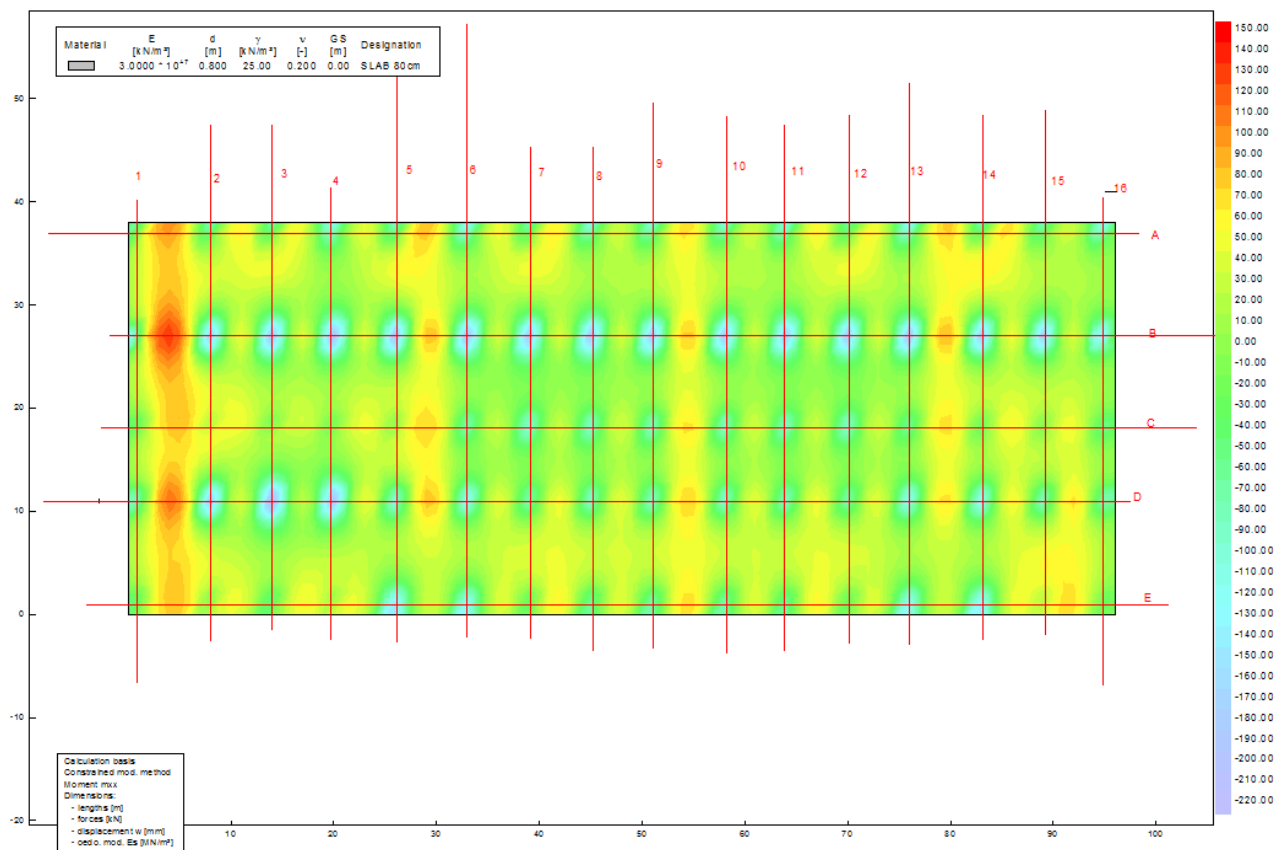


Figura 13: Isolinee di momento che provoca tensioni nella direzione xx (parallele all'asse longitudinale).

Valore minimo: -214kNm. valore massimo +133kNm.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETERIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

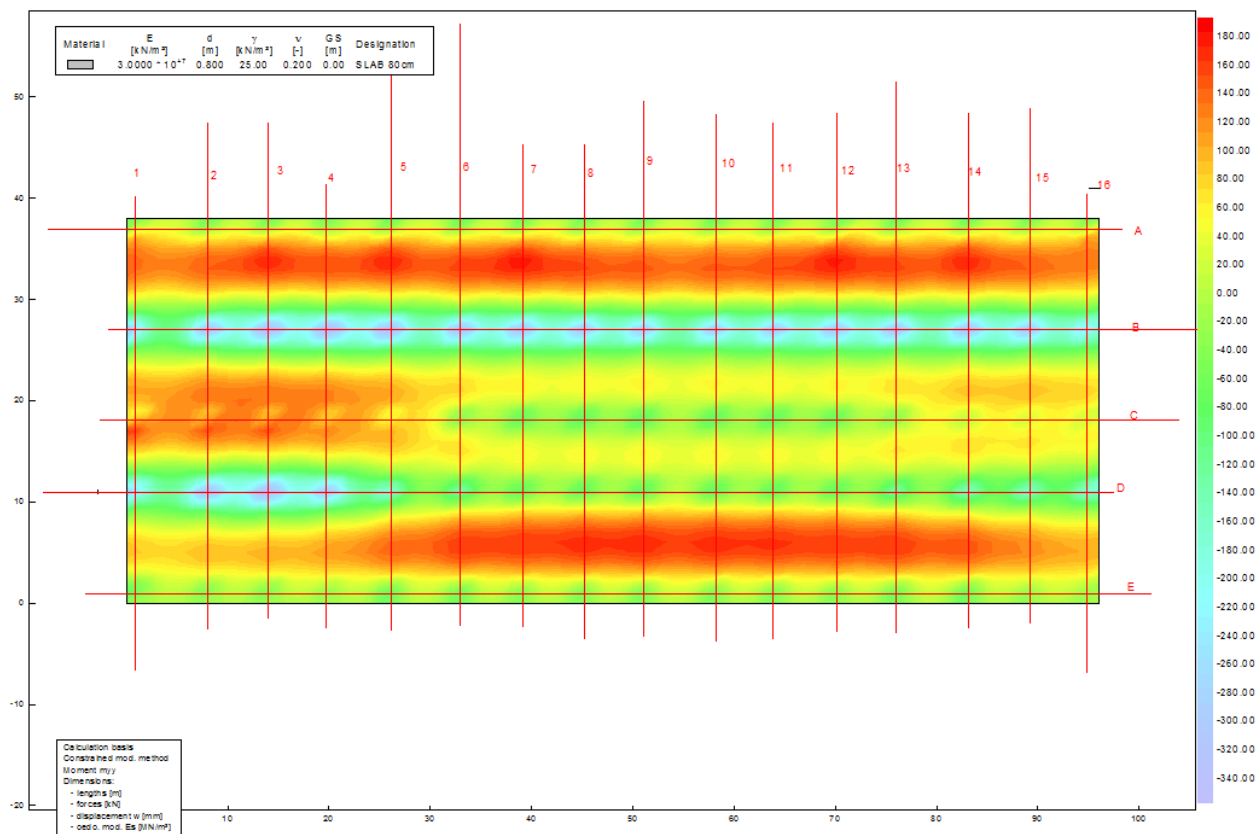


Figura 14: Isolinee di momento che provoca tensioni nella direzione yy (parallele all'asse trasversale).

Valore minimo: -345kNm. valore massimo +181kNm

Per il dimensionamento delle armature a flessione si considerano, a favore di sicurezza, i momenti a Stato Limite Ultimo ottenuti moltiplicando le sollecitazioni sopra riportate per un coefficiente  $\gamma$  pari a 1,50.



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

Si ottengono le seguenti armature a flessione:

**Armature in direzione xx (parallela all'asse longitudinale):**

Mmin:  $-214 \cdot 1,5 = -321$  kNm

Armatura lembo superiore:  $\Phi 18/20$

Armatura lembo inferiore:  $\Phi 16/20$

Fattore di sicurezza: FS = 1,13

Verifica C.A. S.L.U. - File: verif h80 M=-321

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	6
2	10,05	74

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -321 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -363,6 kNm

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6667
		$\tau_{cl}$	1,971

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  48,53 ‰  
d 74 cm  
x 4,978 x/d 0,06727  
 $\delta$  0,7



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

$$M_{\max}: +133 \cdot 1,5 = +199,5 \text{ kNm}$$

Armatura lembo superiore:  $\Phi 16/20$

Armatura lembo inferiore:  $\Phi 16/20$

Fattore di sicurezza:  $FS = 1,46$

Verifica C.A. S.L.U. - File: verif h80 M=+199.5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	10,05	74

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M xEd 199,5 kNm  
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
B450C C28/35  
εsu 67,5 ‰ εc2 2 ‰  
fyd 391,3 N/mm² εcu 3,5 ‰  
Es 200.000 N/mm² fcd 15,87 N/mm²  
Es/Es 15 fcc/fcd 0,8  
Esyd 1,957 ‰ σc,adm 11 N/mm²  
σs,adm 255 N/mm² τco 0,6667  
τcl 1,971

M xRd 291,7 kN m  
σc -15,87 N/mm²  
σs 391,3 N/mm²  
εc 3,5 ‰  
εs 52,3 ‰  
d 74 cm  
x 4,641 x/d 0,06272  
δ 0,7

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
Lo 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

### Armature in direzione yy (parallela all'asse trasversale):

Mmin:  $-345 \cdot 1,5 = -517,5$  kNm

Armatura lembo superiore:  $\Phi 24/20$

Armatura lembo inferiore:  $\Phi 16/20$

Fattore di sicurezza: FS = 1,18

Verifica C.A. S.L.U. - File: verif h80 M=-517.5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	8
2	10,05	72,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -517,5 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6667
		$\tau_{cl}$	1,971

M<sub>xRd</sub> -612,4 kN m

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  31,77 ‰  
d 72 cm  
x 7,146 x/d 0,09925  
 $\delta$  0,7

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

$M_{max}: +181 \cdot 1,5 = +271,5 \text{ kNm}$

Armatura lembo superiore:  $16\Phi/20$

Armatura lembo inferiore:  $16\Phi/20$

Fattore di sicurezza:  $FS = 1,08$

Verifica C.A. S.L.U. - File: verif h80 M=+271.5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	8
2	10,05	72,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 271,5 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 294,1 kNm

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6667
		$\tau_{c1}$	1,971

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  42,53 ‰  
d 72,5 cm  
x 5,512 x/d 0,07603  
 $\delta$  0,7

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso





**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Verifica a punzonamento:**

La verifica a punzonamento viene svolta secondo quanto indicato nel paragrafo 6.4 dell'Eurocodice 2. Si considera il pilastro con carico verticale maggiore (dalla relazione strutturale della struttura prefabbricata), in condizione SLU.

Pertanto, la verifica viene svolta per il pilastro interno C3, con le seguenti azioni di progetto:

$$N = 3304,6 \text{ kN}$$

$$M_x = 505,8 \text{ kNm}$$

**PLATEA**

altezza utile direzione y	740 mm
altezza utile direzione z	725 mm
altezza utile effettiva	732,5 mm

**PILASTRO RETTANGOLARE**

lato c1	800 mm
lato c2	700 mm

c1/c2	1,14	pilastro rettangolare
k	0,61	
$W_1$	15197846,59 mm <sup>2</sup>	
$\beta$	1,09	
vEd	<b>1,64</b> MPa	perimetro pilastro
vEd	<b>0,33</b> MPa	perimetro u1



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

**RESISTENZA PIASTRA SENZA ARMATURA A TAGLIO**

$C_{Rd,c}$	0,12
$k$	1,52
$\rho_{ly}$	0,0026
$\rho_{lz}$	0,0018
$\rho_l$	0,0021
$f_{ck}$	28 MPa
$k_1$	0,1
$\sigma_{cp}$	0 MPa
$v_{min}$	0,35 MPa
$v_{Rd,c}$	<b>0,35 MPa</b>
$v$	0,53
$f_{cd}$	16 MPa
$v_{Rd,max}$	<b>4,23 MPa</b>

**VERIFICA LUNGO PERIMETRO PILASTRO**

$v_{Ed}$	$v_{Rd,max}$	verifica
1,64	4,23	<b>ok</b>

**VERIFICA LUNGO CONTORNO DI VERIFICA u1**

$v_{Ed}$	$v_{Rd,c}$	verifica	
0,33	0,35	<b>ok</b>	<b>non necessaria armatura a taglio</b>



## **8. RISCHIO LIQUEFAZIONE**

La predisposizione di un terreno a manifestare il fenomeno della liquefazione dipende dalla tendenza di quest'ultimo, in particolari condizioni, ad aumentare la propria densità, il che è evidentemente legato alla percentuale iniziale di vuoti presenti nello stesso.

Il fenomeno della liquefazione si verifica per stratificazioni superficiali, a profondità massime di 15-20 m dal piano campagna. A profondità maggiori, è possibile affermare come esso sia da escludersi a causa della compattezza prodotta dalla pressione geostatica.

Le NTC08 stabiliscono che la verifica nei confronti della liquefazione di un terreno di fondazione possa essere omessa nel caso vengano rispettate una o più condizioni riportate di seguito (punto 7.11.3.4.2 NTC08):

1. Eventi sismici di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0.1g$ ;
3. Profondità medio stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{cIN} > 180$ ;
5. Distribuzione granulometrica esterna alla zone indicate nella Figura.15(a) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura.15(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

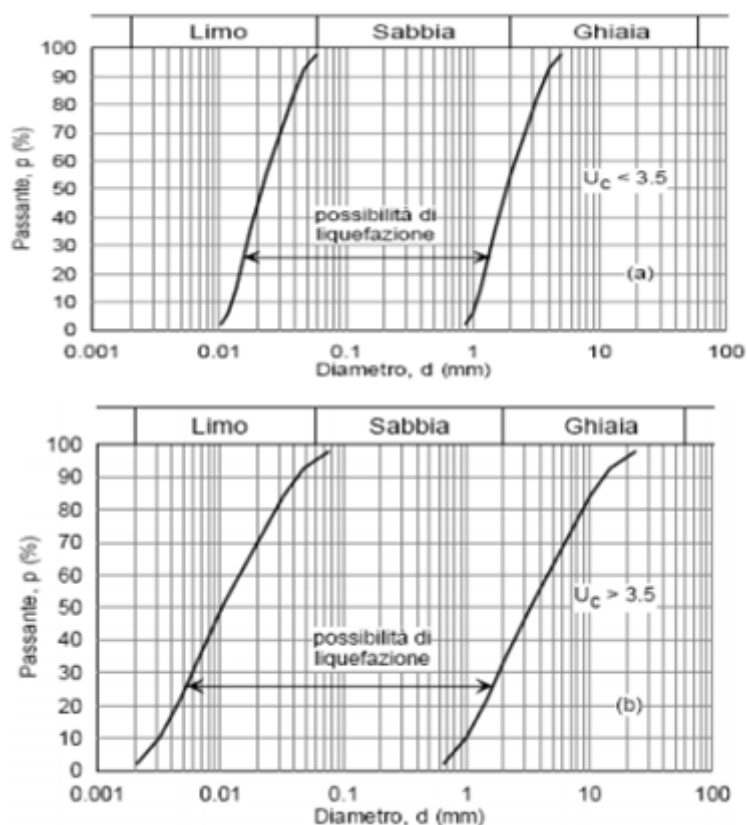


Figura.15: Fuso granulometrico dei terreni suscettibili di liquefazione:(a) coefficiente di uniformità minore di 3.5; (b) coefficiente di uniformità maggiore di 3.5.

Nel caso in esame si può affermare quanto segue:

1. Sulla base della disaggregazione del valore di  $a_g$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni desunto dal sito INGV, l'area in oggetto presenta eventi sismici di magnitudo pari a 4.93. La condizione risulterebbe verificata, sebbene tale valore risulti al limite;
2. Il valore medio di accelerazione massima al suolo risulta pari a 0.150 g; la condizione non è verificata;



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

3. Sulla base dei dati piezometrici rilevati all'interno dei sondaggi T1, T2 e T3, si evidenzia una soggiacenza tra 2.5 e 2.8 m da piano campagna; pertanto tale condizione non è verificata;

4. I valori normalizzati della media dei NSPT ((N1)60) risultano inferiori a 30; pertanto la condizione non viene verificata;

5. Tale condizione non può essere verificata in quanto si hanno solo informazioni granulometriche circa i campioni indisturbati di natura coesiva, mentre non si hanno a disposizione dati relativi agli orizzonti sabbioso-ghiaiosi.

Sulla scorta dell'analisi dei dati in nostro possesso è possibile affermare come esista un rischio alla liquefazione tuttavia basso in quanto lo spessore medio dello strato potenzialmente liquefacibile risulta pari a 3.4 m.

## **8.1 ANALISI LIQUEFAZIONE**

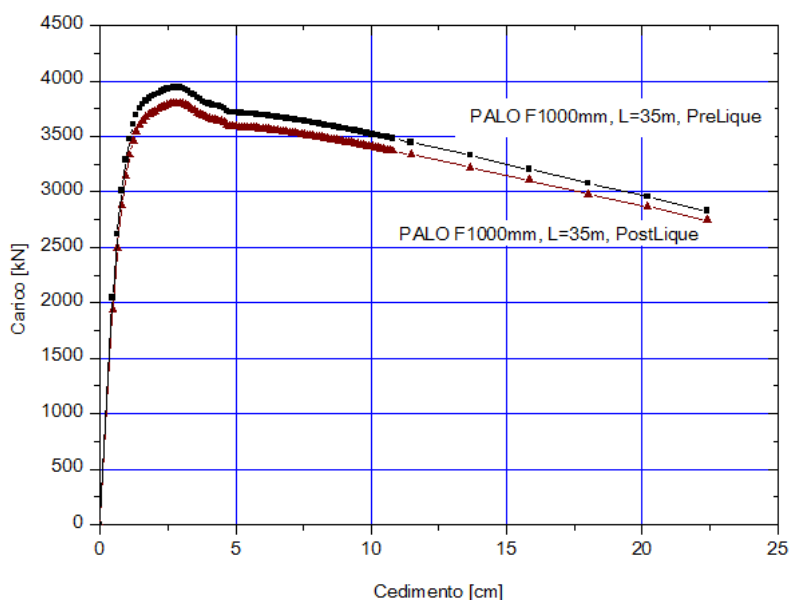
Seppur la tendenza al fenomeno della liquefazione risulti essere di basso rischio, la parziale verifica dei cinque requisiti richiesti dalla normativa impone di effettuare le verifiche.

Considerando cautelativamente l'insorgere del fenomeno, mediante il codice di calcolo ALLPILE v.6.5E della CivilTech Software, sono state ricavate le curve di carico – cedimento (Figura 16) per il caso in esame nelle due situazioni d'analisi:

- Situazione palo interamente confinato (senza considerare l'effetto della liquefazione denominata “PreLique”);
- Situazione palo confinato parzialmente, esclusione dello strato liquefacibile per il calcolo della portata del palo (denominata “PostLique”).



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**



*Figura 16: Analisi liquefazione: 80 x Pali  $\phi 1000\text{mm}$ : Confronto curva carico – cedimenti*

Com'è possibile notare dalla Figura 16, la rigidezza del singolo palo nelle due configurazioni d'analisi può essere ritenuta identica e quindi non comporta nessuna variazione sul carico agente sui pali finché questo carico rimane al di sotto del limite elastico della curva carico-cedimento.

Dalle analisi si è ottenuto che, in condizioni di liquefazione, il massimo carico sui pali, risulta essere inferiore al carico elastico limite (Tabella 13). Anche in condizioni di liquefazione è possibile ritenere verificata la scelta progettuale adottata.



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**

*Tabella 13: Sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi di liquefazione*

ANALISI	TIPOLOGIA INTERVENTO	CEDIMENTO MASSIMO [mm]	DISTORSIONE [‰]	CARICO MASSIMO PALI [kN]	COMMENTI
Liquefazione	80 x ø1000mm. L=35m pali	8	0.4	2720	Soluzione ottimale sia in termini di cedimenti e distorsione sia in termini di carico sui pali (limite elastico per pali ø1000mm L=35m: 2877 kN circa)

## 9. SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Il presente elaborato è stato redatto per mezzo dell'ausilio dei software di calcolo GGU SLAB e ALLPILE. I codici in questione sono di comprovata affidabilità e già stati testati da parte dello scrivente in contesti progettuali simili, tra cui:

- Città di Torino, SPINA 3 - Area Michelin Nord, PROGETTO DI NUOVI EDIFICI A DESTINAZIONE RESIDENZIALE [Progetto Esecutivo];
- Provincia di Torino - E.N.A.C. – SAGAT Aeroporto Internazionale di Torino – Caselle - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'AEROPORTO DI CASELLE PER LE OLIMPIADI INVERNALI TORINO 2006: CENTRO LOGISTICO BAGAGLI, AMPLIAMENTO AEROSTAZIONE, AVIAZIONE GENERALE, CHECK-IN REMOTI [Progetto Esecutivo e Definitivo];
- Città di Chiusi - Disinquinamento Ambientale del Lago di Chiusi - SOTTOFONDAZIONI MANUFATTI CON COLONNE DI GHIAIA VIBROCOMPATTATA CEMENTATA (CGVC) [Progetto Esecutivo di Dettaglio];
- Città di Torino - NUOVO PALAZZO PER UFFICI REGIONE PIEMONTE - FONDAZIONE PALAZZO DEL CONSIGLIO [Progetto Esecutivo di Dettaglio];
- Città di Torino - NUOVO PALAZZO PER UFFICI REGIONE PIEMONTE - Fondazioni della Torre Uffici [Progetto Esecutivo].



**MINISTERO DELLA DIFESA**  
SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E D.N.A.  
**DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO**  
1° REPARTO – 3° DIVISIONE

MARINARSEN LA SPEZIA  
RIFACIMENTO DEL FABBRICATO 42  
AREA COMBATTIMENTO

**PROGETTO DEFINITIVO**  
RELAZIONE GEOTECNICA

A valle dei collaudi condotti sulle stesse opere, è stato possibile validare i risultati ottenuti dalle modellazioni numeriche realizzate con i software citati, con prove di carico che hanno confermato la coerenza degli stati deformativi e tensionali previsti con la realtà.