

COMUNE DI COLOGNE

Provincia di Brescia



P.I.I. IN VARIANTE AL PGT VIGENTE AI SENSI DELL'ART. 14 E 92 DELLA L.R. N. 12/2005 E S.M.I.
"RIQUALIFICAZIONE DEL COMPARTO URBANO POSTO TRA VIA S. EUSEBIO E VIA S. MARIA E VIA D. ALIGHIERI,
MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI ATTIVITA' POLIFUNZIONALI UNITAMENTE AD OPERA PUBBLICA STRATEGICA"

committente

MONDINI S.r.l.

G. MONDINI S.p.A.

coordinamento progettazione

tecno habitat S.r.l.

Società di Ingegneria

Via Natale Battaglia 22, 20127 Milano
T +39.02.2614 8322 - thmi@tecnohabitat.com

progettazione architettonica

studio castiglioni & nardi

architetti associati

Via Generale Cantore 36, 21100 Varese
T +39.0332.232191 - info@studiocastiglioninardi.it

oggetto

RELAZIONE GEOLOGICA

RT

F

data

10/12/2019

aggiornamenti

tecnico progettista

timbro e firma

ECOGIS

studio geologico associato

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :

Via A. Moro, 5

27028 S. Martino Siccomario (PV)

Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557

Email : ecogis@ecogis.it

P.Iva/C.F. 02300900186



REGIONE: Lombardia

PROVINCIA: Brescia

COMUNE: Cologne

**RELAZIONE GEOLOGICA E DI PRIMA
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI
TERRENI PRESSO IL COMUNE DI COLOGNE**



A CURA DI:

Dott. Geol.

GIANLUCA NASCIMBENE

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1076*



**RELAZIONE
GEOLOGICA E SISMICA**

DATA:
FEBBRAIO 2019

COMMITTENTE:

tecno habitat s.r.l.



1. PREMESSA	1
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	2
2.1. Aspetti geografici e geolitologici	2
2.2. Assetto idrografico e idrogeologico	6
2.3. Fattibilità e vincolistica e carta di pericolosità sismica locale.....	7
3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE	9
4. MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA "MASW"	13
5. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 1.....	16
6. ALTRI PARAMETRI	23
7. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 2.....	23
8. ALTRI PARAMETRI	30
9. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 3.....	30
10. ALTRI PARAMETRI	37
11 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO)....	37
11.1 Effetti litologici	37
12 INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE	42
12.1 Trincee geognostiche.....	43
12.2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo.....	43
12.3 Caratterizzazione stratigrafica	45
12.4 SPT in foro.....	45
13. INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO.....	47
14. CARICO LIMITE	49
15 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	51
15.1 Cedimenti ammissibili.....	53
16. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI (STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE DELLE NTC)	54
17. PROVE LEFRANC A CARICO VARIABILE E COSTANTE	56
18. CONSIDERAZIONI FINALI	60

ALLEGATI:

Allegato 1 : Stratigrafie sondaggi geognostici

1. PREMESSA

Il presente studio redatto ai sensi delle NTC 2018, è stato realizzato, su incarico della società TECNOHABITAT, per la caratterizzazione sismica e geotecnica di un'area in Comune di Cologne (BS) che sarà interessata dall'edificazione di un nuovo insediamento produttivo.

In quest'ottica si è proceduto ad un rilievo geologico-morfologico di dettaglio, alla consultazione di documenti bibliografici e strumenti urbanistici esistenti ed alla raccolta dei parametri geomeccanici ed idrogeologici puntuali mediante l'esecuzione, in data 11-12 Febbraio 2019 di n. 6 sondaggi geognostici con prove in foro di tipo SPT e Lefranc e 6 trincee esplorative.

Alla luce delle NTC 2018, per definire la categoria del sottosuolo da un punto di vista sismico (determinazione delle Vseq) sono state effettuati n.3 stendimenti sismici (MASW), realizzati in corrispondenza dell'area di studio.

Lo studio è stato condotto in osservanza alla normativa vigente:

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)-(G.U.n.107del10 maggio2005-Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **D.M. 17 gennaio 2018** Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ **D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001** Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1. *Aspetti geografici e geolitologici*

L'area in esame si trova nella porzione occidentale dell'abitato di Cologne (BS) in un'area completamente pianeggiante posta ad una quota topografica di circa 180 m s.l.m. in un contesto a morfologia subpianeggiante, con lieve pendenza in direzione sud e sud-est.

Dal punto di vista cartografico l'area risulta ubicata sulla Carta tecnica regionale in Scala 1 : 10.000 nella sezione C5e5 e sulla Carta Geologica d'Italia in Scala 1:100.000 nel Foglio n. 46 "Treviglio".

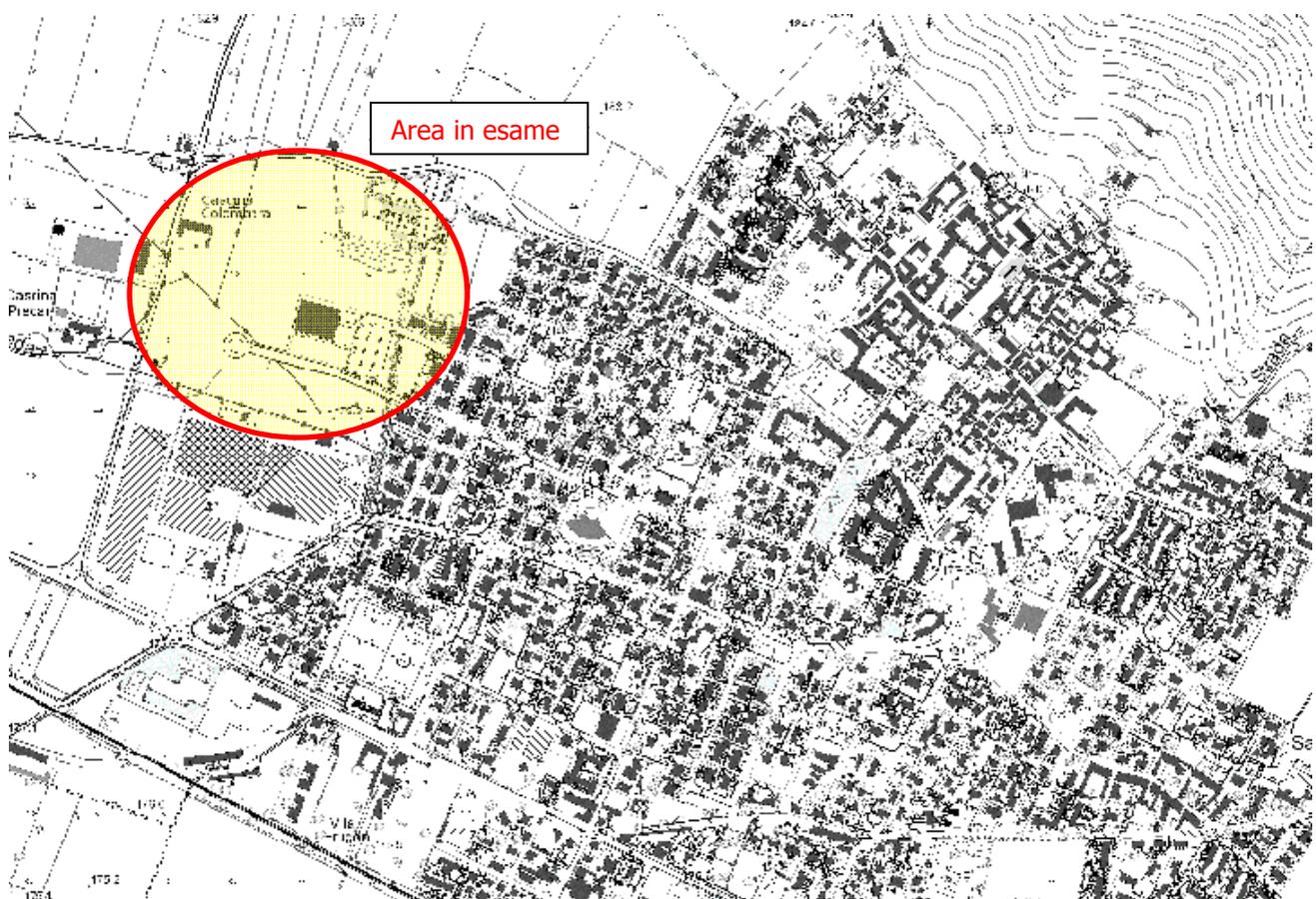


Fig. 1 – Corografia CTR C5e5



Fig. 2 – Immagine satellitare da Google Earth

Nel comune di Cologne sono riconoscibili due settori geologicamente ben distinti, rappresentati dal rilievo del Monte Orfano, situato nella porzione settentrionale e nordorientale del comune, e dalla restante parte pianeggiante, appartenente all'alta pianura bresciana, costituita da depositi quaternari di tipo fluvioglaciale (Wurm-Ruiss) all'interno dei quali ricade l'area di studio.

In particolare tali depositi sono costituiti prevalentemente da ghiaia con sabbia e ciottoli che provengono dallo smantellamento delle cerchie moreniche più elevate o più interne (quindi più recenti) per opera dei corsi d'acqua di scioglimento dei ghiacciai. Presentano una struttura a grosse lenti caratterizzate da differente granulometria e localmente contengono lenti sabbioso-limose o argillose.

In profondità, già a partire da 15 metri dal p.c., sono presenti livelli conglomeratici che intorno a 30 m passano a conglomerati compatti o fessurati, con intercalazioni di lenti prevalentemente ghiaiose e più raramente argillose e limoso-argillose. I suoli, differenziati nella Carta morfopaesaggistica con indicazioni pedologiche allegata allo Studio geologico del 1997, alla quale si rimanda per eventuali approfondimenti, sono generalmente profondi (100-150 cm) o moderatamente profondi (50-100 cm), con scheletro da scarso a frequente, tessitura media, drenaggio buono. Localmente, soprattutto nel settore occidentale del territorio, sono molto profondi (150 cm).

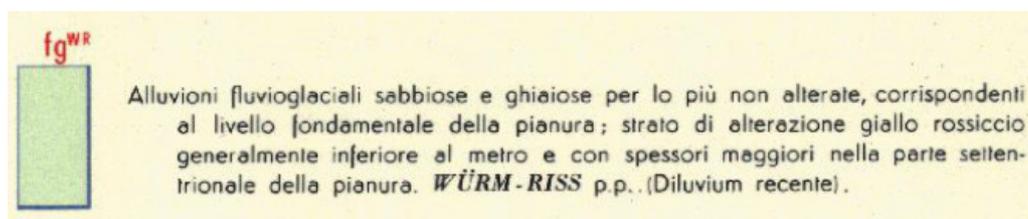


Fig. 3a - Carta geologica d'Italia Foglio 59 "Pavia"

Più nel dettaglio è possibile osservare dalla seguente immagine, tratta dal PGT Comunale, la posizione esatta dell'area di studio, dove si può meglio apprezzare come l'area sia contraddistinta dai depositi fluvioglaciali del Pleistocene superiore, descritti in precedenza, che costituiscono il livello fondamentale della pianura formata dai depositi degli scaricatori fluvioglaciali dell'antico ghiacciaio sebino, provenienti dalla zona di Paratico e Sarnico ed in parte da quella di Adro.

Le ondulazioni del terreno sono costituite dall'alternarsi di paleovalvi (frecche verdi nell'immagine seguente) e di dossi, più o meno evidenti, disposti grosso modo in senso N-S. I dislivelli possono anche essere dell'ordine del metro.

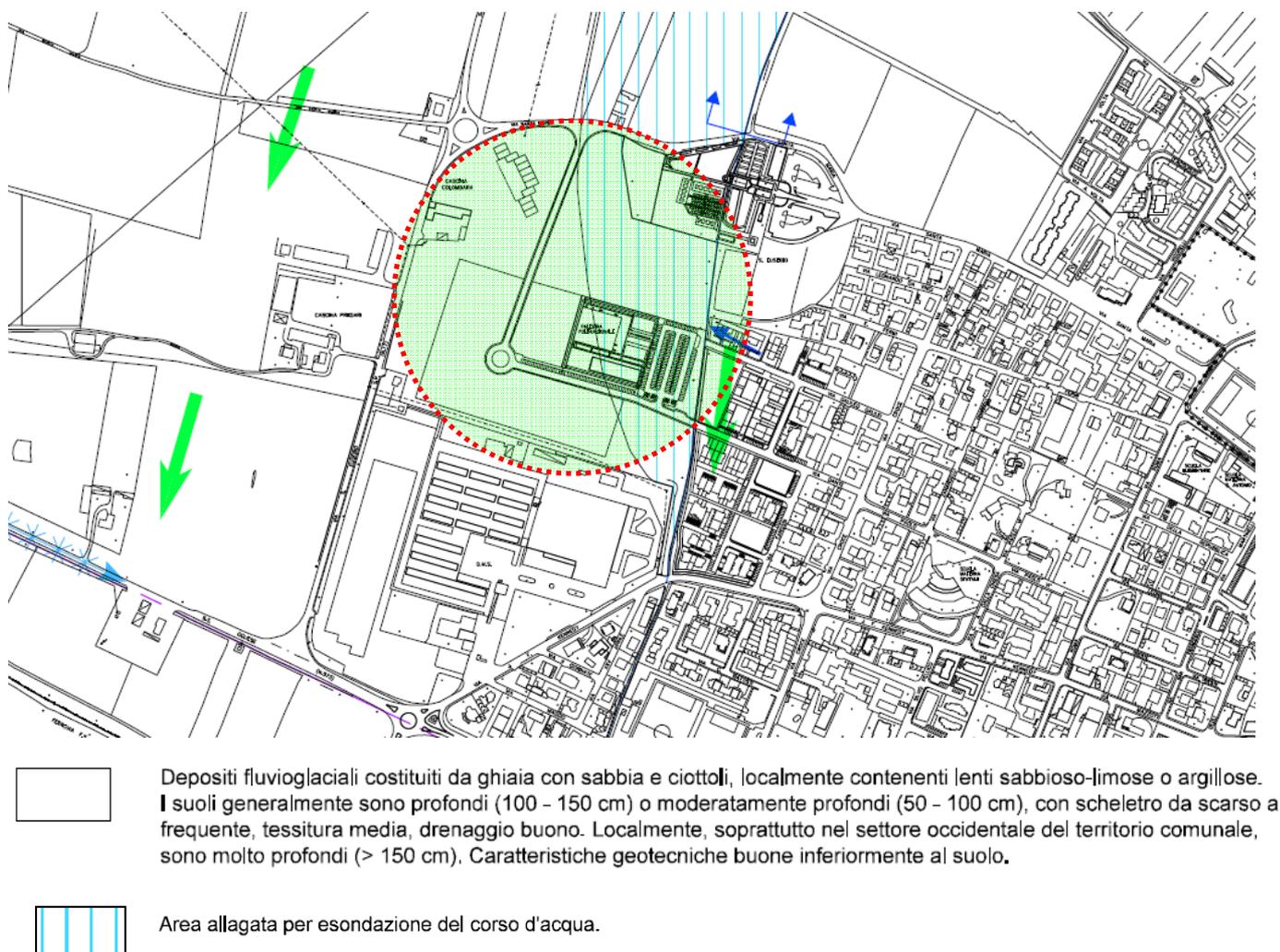


Fig. 3b - Carta geologica di maggior dettaglio tratta dal PGT Comunale

I dati di tipo geotecnico relativi al comune di Cologne sono piuttosto scarsi. Tuttavia si può affermare, in linea generale, che i depositi fluvio-glaciali presenti possiedono caratteristiche geotecniche buone, inferiormente alla copertura pedologica che localmente può superare 1,5 m di spessore.

Dallo stralcio cartografico sopra riportato si osserva come parte dell'area studiata sia stata interessata in passato da allagamenti per esondazione di corsi d'acqua. Tuttavia, dal confronto con la vigente carta del PGRA (D.g.r. 19 giugno 2017 - n. X/6738 " Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art. 58 delle norme di attuazione del piano stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) del bacino del Fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con deliberazione n. 5 dal comitato

istituzionale dell'autorità di bacino del Fiume Po) consultata sul sito di Regione Lombardia, l'area è esente da scenari di rischio e pericolosità, legati sia al Reticolo Principale che al reticolo Secondario di Pianura.

2.2. Assetto idrografico e idrogeologico

I depositi fluvioglaciali, costituiti da ciottoli e ghiaia di diversa natura immersi in una matrice sabbiosa e sabbioso-limosa presentano una permeabilità per porosità generalmente alta.

Analizzando le stratigrafie profonde di pozzi idropotabili a disposizione del Comune di Cologne si nota la presenza, a partire dalla profondità di circa 30-40 m dal piano campagna, di conglomerati compatti o fessurati con intercalazioni di lenti prevalentemente ghiaiose o ghiaioso-sabbiose e argillose. I livelli argillosi hanno una struttura lenticolare e sono caratterizzati da spessori ridotti e da una scarsa continuità laterale.

I depositi ghiaioso-conglomeratici si spingono fino a circa 100 m di profondità.

Infatti nei pozzi più profondi a partire da circa 100-110 m da p.c. compaiono livelli argillosi caratterizzati da spessori ragguardevoli (anche oltre 10 m) e con contenuti di torba.

I depositi ghiaioso-conglomeratici contengono una falda libera. La presenza di orizzonti a minore permeabilità, costituiti sia da livelli a granulometria fine che da conglomerati compatti, determina un deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi più permeabili e di conseguenza la circolazione idrica si sviluppa prevalentemente in livelli sovrapposti.

Si ritiene comunque che i livelli siano in parte tra loro intercomunicanti, in quanto gli orizzonti a bassa permeabilità non sembrano estesi e continui a tal punto da separare completamente gli acquiferi. Di conseguenza i livelli acquiferi contenuti nei depositi ghiaioso-conglomeratici possono essere ricondotti ad un'unica circolazione idrica sotterranea.

La seguente figura è tratta dalla Carta Idrogeologica allegata al PGT di Cologne, ed evidenzia l'andamento e la direzione della falda freatica superficiale che tende a dirigersi verso SE, attestandosi in prossimità dell'area di studio ad una profondità di circa 50 m dal piano campagna.

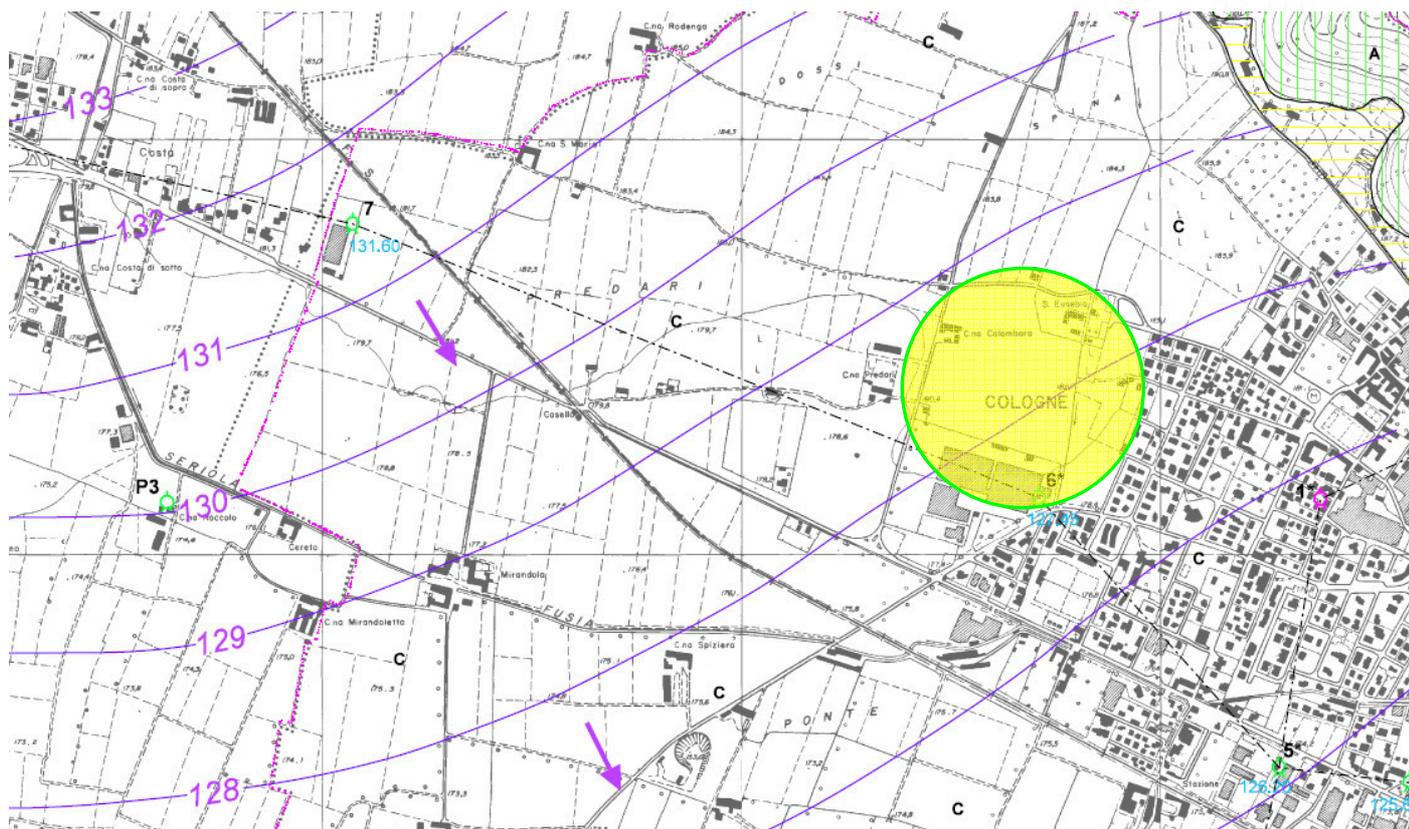


Fig. 4 – Carta idrogeologica tratta dal PGT di Cologne

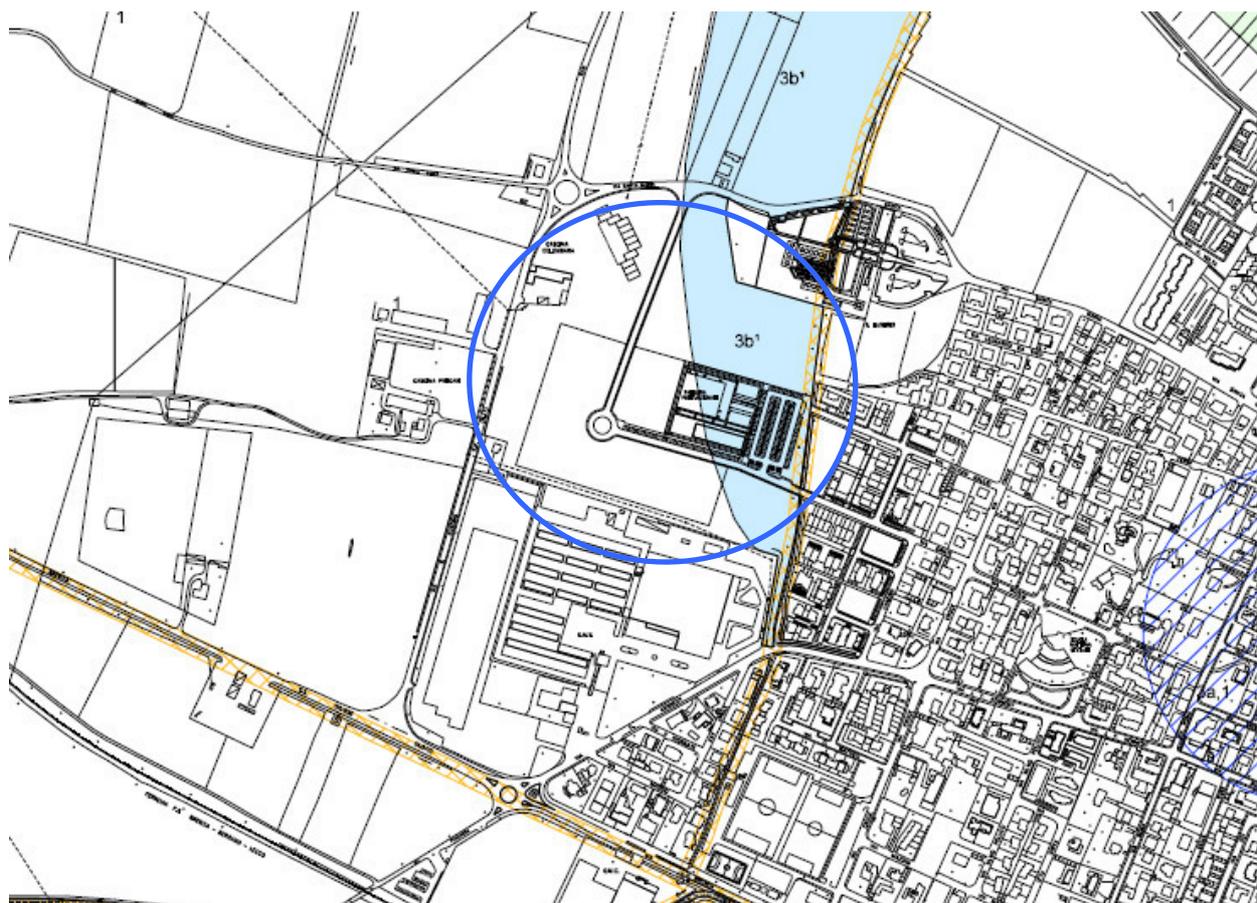
L'andamento delle isofreatiche segue la topografia della zona e tende a dirigersi verso SE, in accordo con l'andamento della falda a scala regionale.

2.3. Fattibilità e vincolistica e carta di pericolosità sismica locale

La carta della fattibilità geologica allegata al PGT del comune di Cologno (anno 2008), riporta la suddivisione del territorio comunale in classi di fattibilità geologico – ambientale, desunte dalla valutazione incrociata degli elementi geologici con fattori ambientali ed antropici. In particolare, il fabbricato in progetto ricadrà in classe 1 di fattibilità – Fattibilità senza particolari limitazioni.

Tuttavia l'area di studio riguarda anche una porzione di territorio classificato in classe 3 (Fattibilità con consistenti limitazioni), sottoclasse 3b1 – area periodicamente allagata per esondazione di corsi d'acqua.

A tal proposito si ricorda, come accennato in precedenza, che la consultazione della vigente carta del PGRA (Piano di Gestione dei Rischi di Alluvioni), consultata sul sito di Regione Lombardia, mostra come attualmente all'interno dell'area di studio non siano presenti scenari di rischio e pericolosità legati sia al Reticolo Principale che al reticolo Secondario di Pianura.



CLASSE 1 - Fattibilità senza particolari limitazioni

- | | |
|-----|---|
| 1 | Aree pianeggianti nelle quali le caratteristiche geotecniche dei terreni sono buone e la falda idrica non interferisce con il suolo ed il primo sottosuolo (profondità > 40 m). |
| 3b¹ | 3b Area periodicamente allagata:
3b¹ Area allagata per esondazione del corso d'acqua. |

Fig. 5 – Stralcio della carta di Fattibilità geologica allegata al PGT di Cologne

Nella Classe 1 ricadono aree pianeggianti nelle quali le caratteristiche geotecniche dei terreni sono buone e la falda idrica non interferisce con il suolo ed il primo sottosuolo (profondità > 40 m).

Non si evidenziano particolari limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso.

In tali aree va direttamente applicato quanto prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e succ. mod. ed int. (D.M. 17 gennaio 2018).

Per quanto riguarda l'area esondabile posta al margine nordorientale dell'area si consiglia, in fase progettuale, di prendere in considerazione la realizzazione di interventi di mitigazione del rischio quali barriere e sistemi drenanti.

Per quanto riguarda la sottoclasse 3b1 - Area allagata per esondazione del corso d'acqua - si segnala che sono consentiti gli Interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, di restauro e di risanamento conservativo degli edifici, così come definiti dall'art.27 comma 1 lettere a), b) e c) della L.R. 12/05.

La realizzazione di interventi di ristrutturazione edilizia, così come definiti al comma 1, lettera d) dell'art.27 della L.R. 12/05, e di nuovi edifici è subordinata alla presentazione di una verifica di compatibilità idraulica dell'edificio o delle opere in progetto, prodotte a cura di tecnici abilitati, con indicazione, se necessario, di accorgimenti costruttivi localizzati in corrispondenza delle potenziali vie d'accesso delle acque all'edificio (finestre a raso, bocche di lupo, porte, scivoli dei garages, etc.), atti ad evitare che eventuali acque di scorrimento superficiale possano raggiungere gli edifici stessi.

Direttamente all'interno dell'area oggetto di studio non sono stati rilevati vincoli di natura geologica o idrogeologica che possano interferire con le opere in progetto.

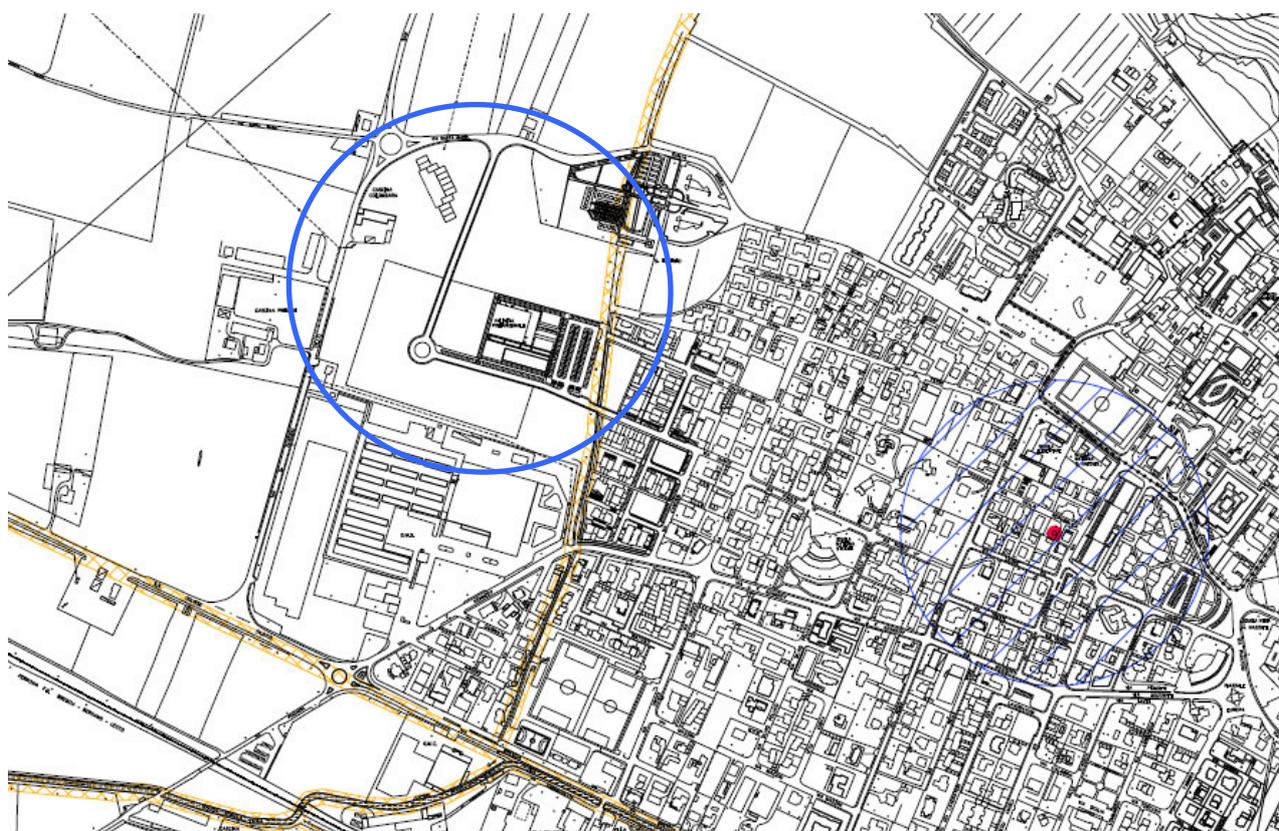


Fig. 6 – Stralcio della carta dei Vincoli e Sintesi allegata al PGT di Cologne

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

Nell'ambito della revisione della zonazione sismica "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", (D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 entrata in vigore definitivamente dal 10 Aprile 2016) il Comune di Cologne è rimasto in "classe sismica 3".

La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria" e specifica altresì che "ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.". I dati

riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell'ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l'assistenza per il completamento e la gestione della "mappa di pericolosità sismica" prevista dall'OPCM 3274.

L'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **COLOGNE** nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.125 e 0.150 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

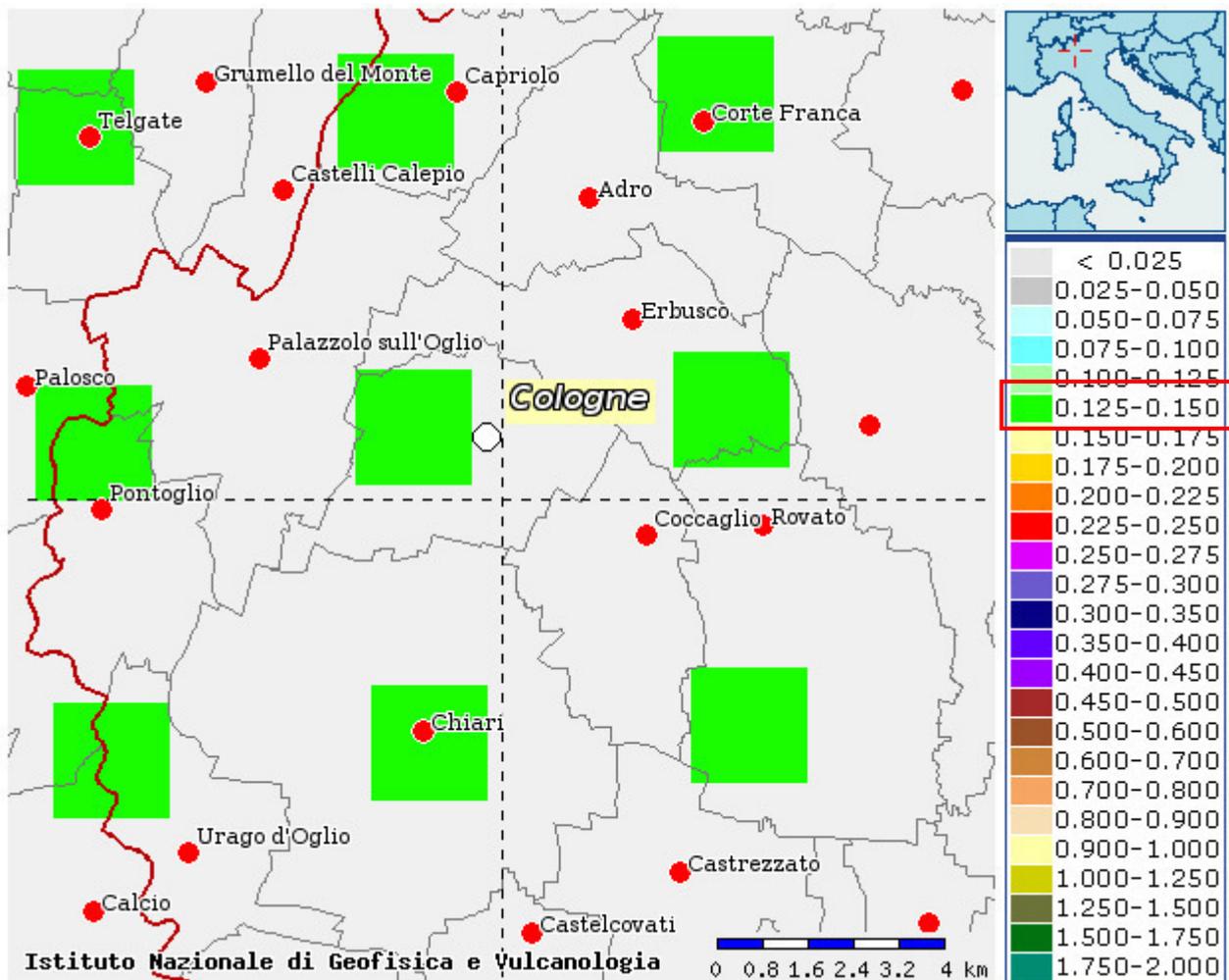


Fig. 7 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone

sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che "la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria" e specifica altresì che ai sensi del D.M. 17/01/2018, la determinazione delle azioni sismiche fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti; pertanto in fase di progettazione la determinazione delle azioni sismiche non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito.

Tali indicazioni coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, secondo le NTC 2018, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec. Inoltre, come è possibile osservare dalla seguente tabella, non si ricava più la categoria di sottosuolo usando o NSPT₃₀ o CU₃₀.

Categorie	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 2 - Categorie di sottosuolo

Nelle definizioni precedenti V_{seq} è la velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

h_i = spessore dello stato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In base a quanto prescritto nelle NTC 2018, la velocità delle onde di taglio, V_{seq} , va "determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico". Nel nostro caso la definizione della categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico è stata dedotta da un'indagine MASW eseguita in corrispondenza dell'area di studio, che ha permesso di determinare il valore delle $V_{S,eq}$ che, in questo caso per assenza di substrato, viene definita dal parametro $V_{S,30}$.

Dal punto di vista degli scenari di pericolosità sismica l'area di studio ricade nello scenario Z4a (Area di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali).

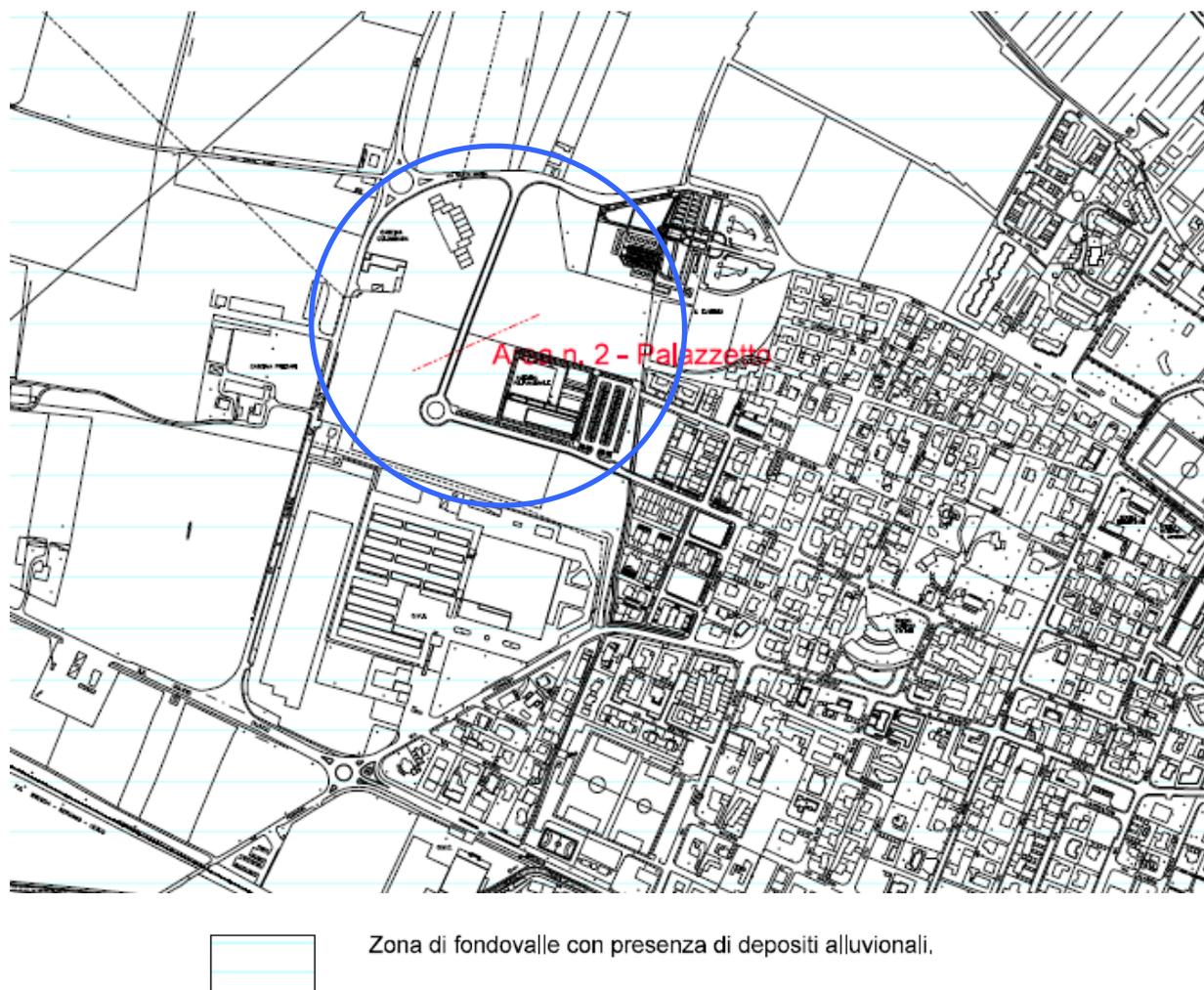


Fig. 8 –Carta di pericolosità sismica locale

Poiché il Comune di Cologne ricade in classe sismica 3, in relazione allo Scenario di Pericolosità Sismica Locale Z4, si dovrà, in fase progettuale, applicare il 2° LIVELLO di approfondimento per ogni tipologia di opera/edificio al fine di caratterizzare (mediante indagini dirette sui terreni oppure mediante sismica in foro o superficiale) gli effetti di amplificazione sismica locale (ai sensi della DGR 8/7374/ 2008 e DGR IX/2616 del 30 Novembre 2011).

Pertanto, alla luce di quanto appena indicato, al fine di pervenire alla corretta categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico, sono stati realizzati tre stendimenti sismici (MASW), direttamente in corrispondenza dell'area di futura edificazione.

4. MISURA DELLA VS30 TRAMITE LA TECNICA "MASW"

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



Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità 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 (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidità del suolo.

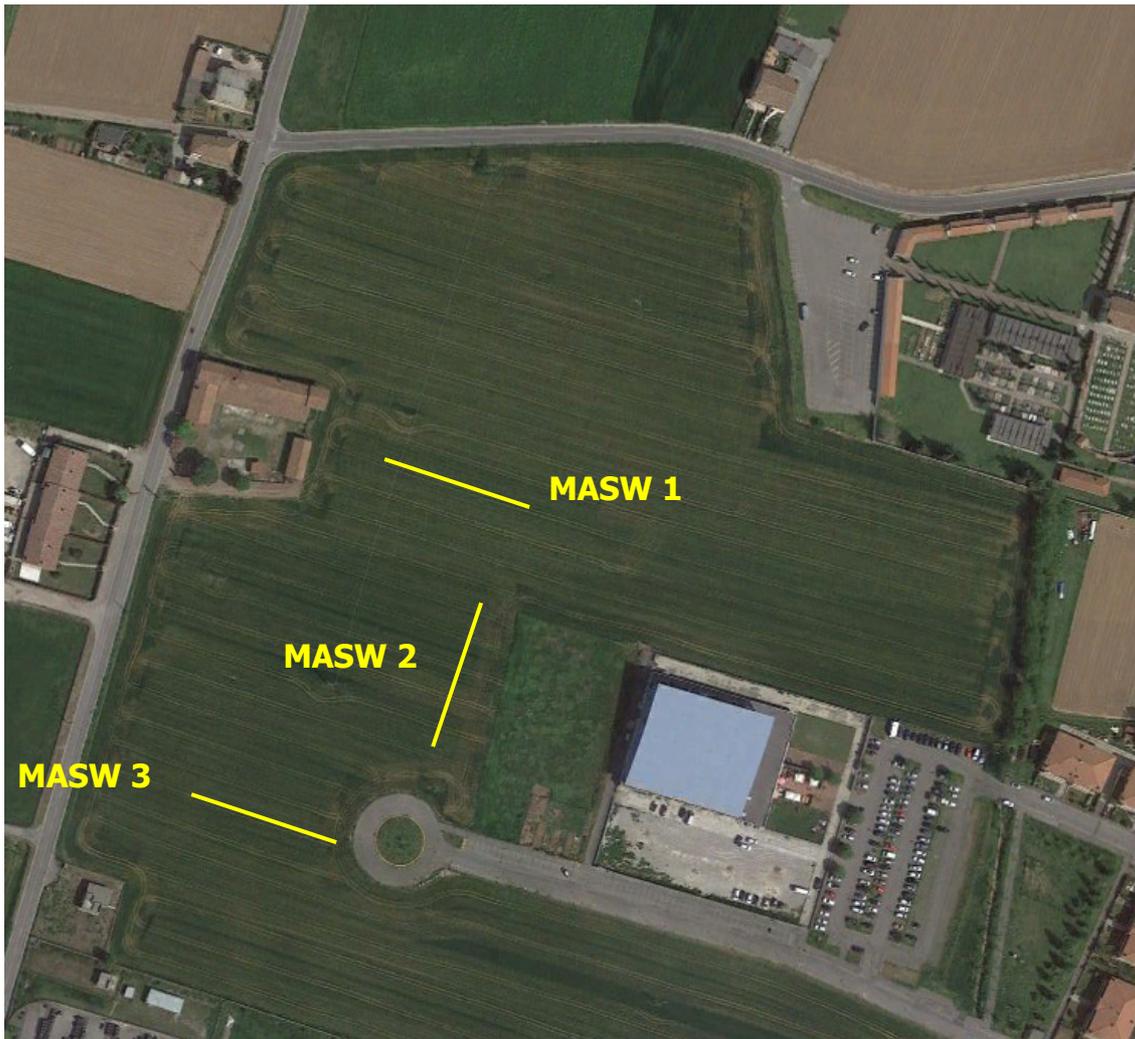


Fig. 9 – Ubicazione dei tre stendimenti sismici (MASW) realizzati



Fig. 10 – Ubicazione stendimento MASW 1



Fig. 11 – Ubicazione stendimento MASW 2

5. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 1

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), è stata possibile mediante la realizzazione di un'indagine sismica a rifrazione (misura diretta delle Vseq con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves), realizzata direttamente in corrispondenza dell'area di interesse.

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare nel settore settentrionale dell'area di studio, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo geofono pari a 5 m e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indica una V_{s30} pari a **538.41 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

- suolo **tipo "B"** - "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Si riportano di seguito, i profili con le velocità V_{S30} relativi al singolo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1002.3
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

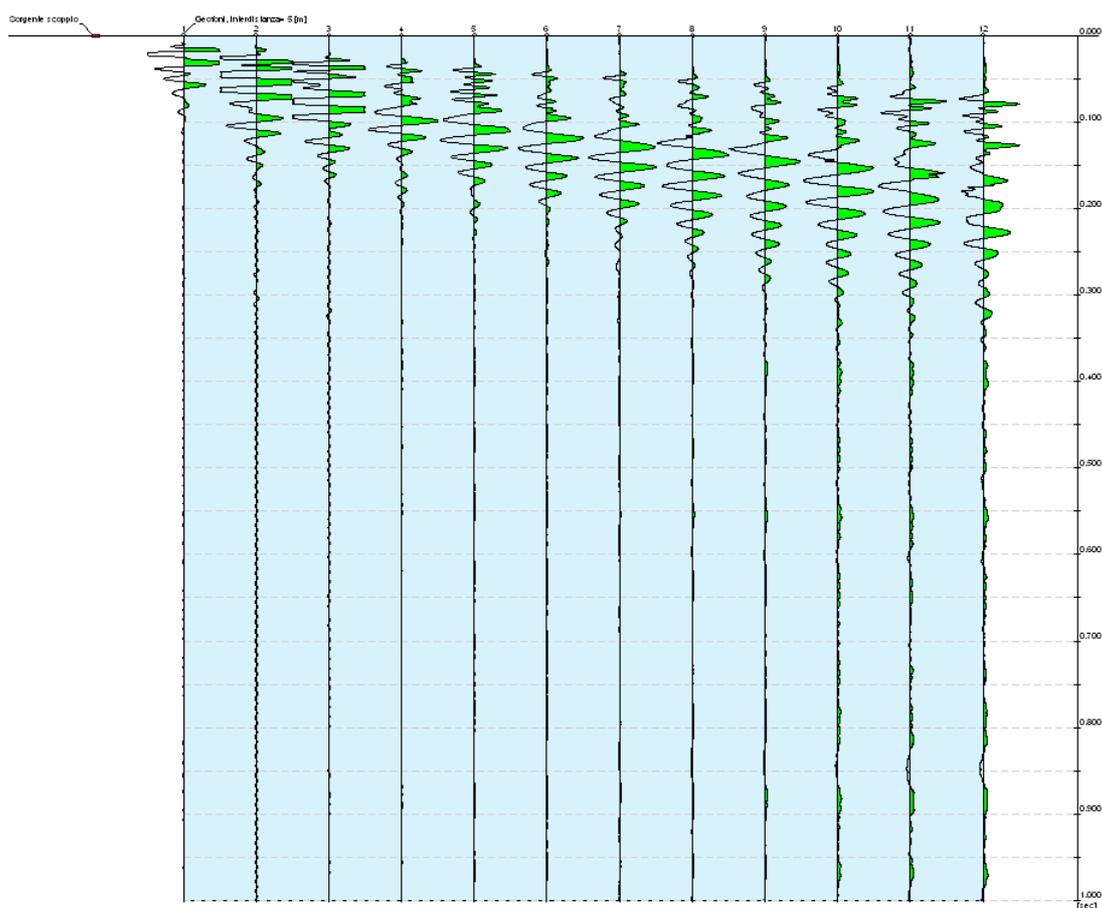


Fig. 12- Sismogramma stendimento MASW 1

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

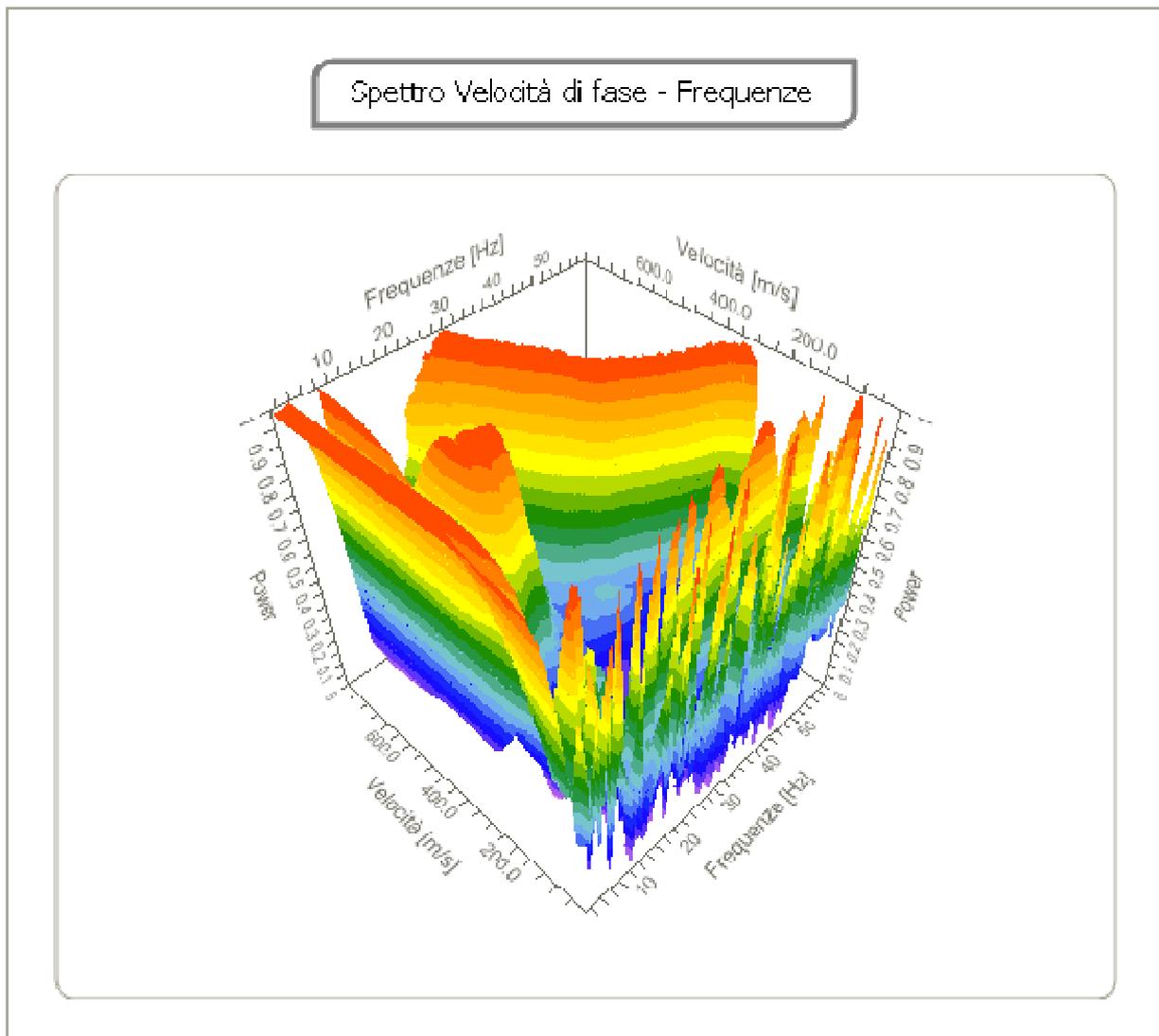


Fig. 13- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.4	553.9	0
2	5.7	525.1	0
3	9.2	515.6	0
4	12.2	512.4	0
5	14.8	499.6	0
6	17.1	490.0	0
7	19.7	477.2	0
8	22.2	476.0	0
9	24.9	470.8	0
10	28.6	470.8	0
11	31.9	464.4	0
12	34.7	464.4	0
13	37.0	461.2	0
14	39.6	458.0	0
15	42.4	458.0	0
16	45.0	442.0	0
17	47.8	432.5	0
18	51.3	419.7	0
19	54.1	406.9	0
20	57.4	381.3	0

Tabella 2 - Parametri della curva di dispersione

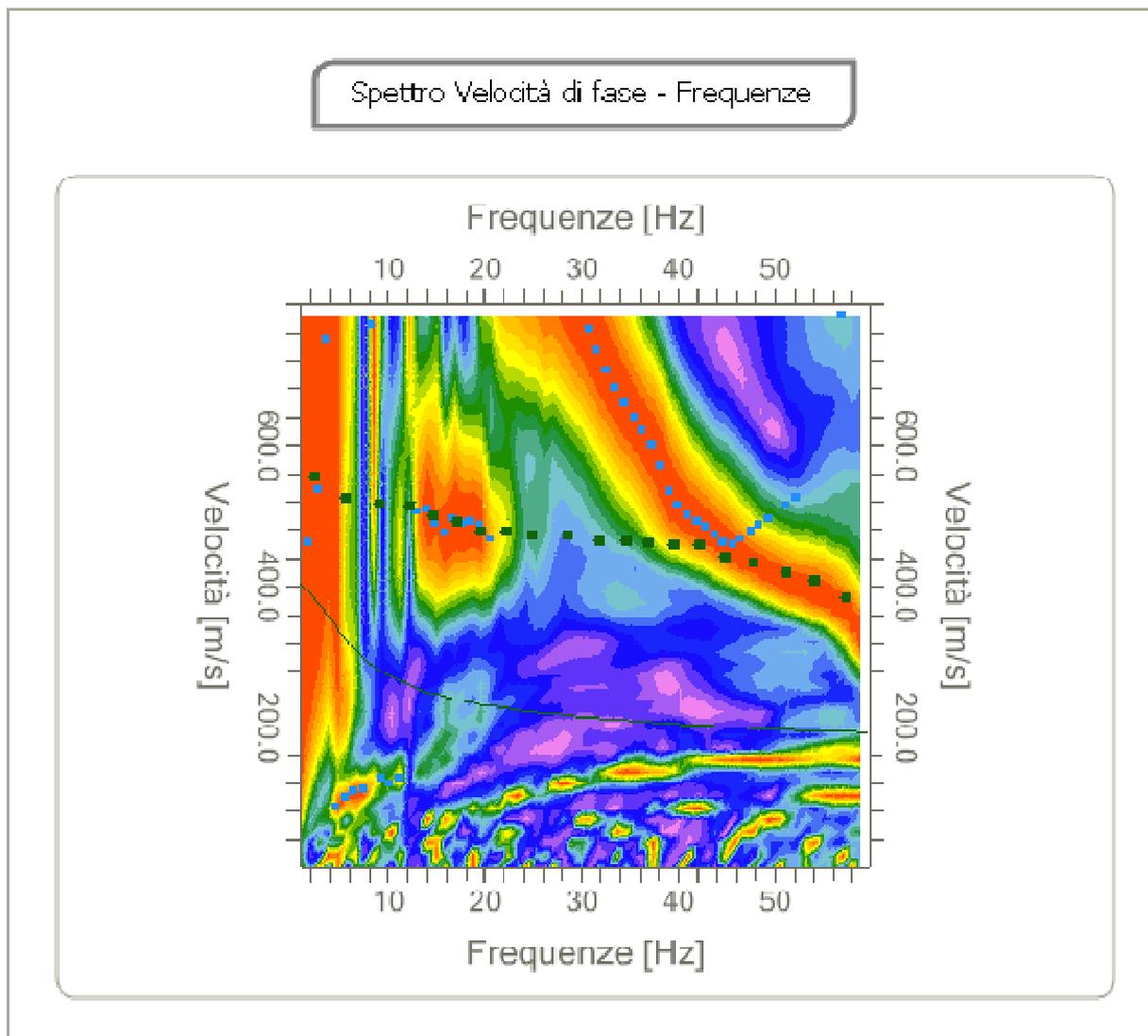


Fig. 14 -Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.00	1.00	1800.0	0.3	No	541.3	289.3
2	3.00	2.00	1800.0	0.3	No	778.7	416.2
3	14.32	11.32	1800.0	0.3	No	1061.6	567.4
4	34.10	19.78	1800.0	0.3	No	1066.5	570.1
5	44.08	9.97	1800.0	0.3	No	1109.6	593.1
6	oo	oo	1800.0	0.3	No	1131.3	604.7

Tabella 3 - Valori dell'inversione

Percentuale di errore

0.029%

Fattore di disadattamento della soluzione

0.018

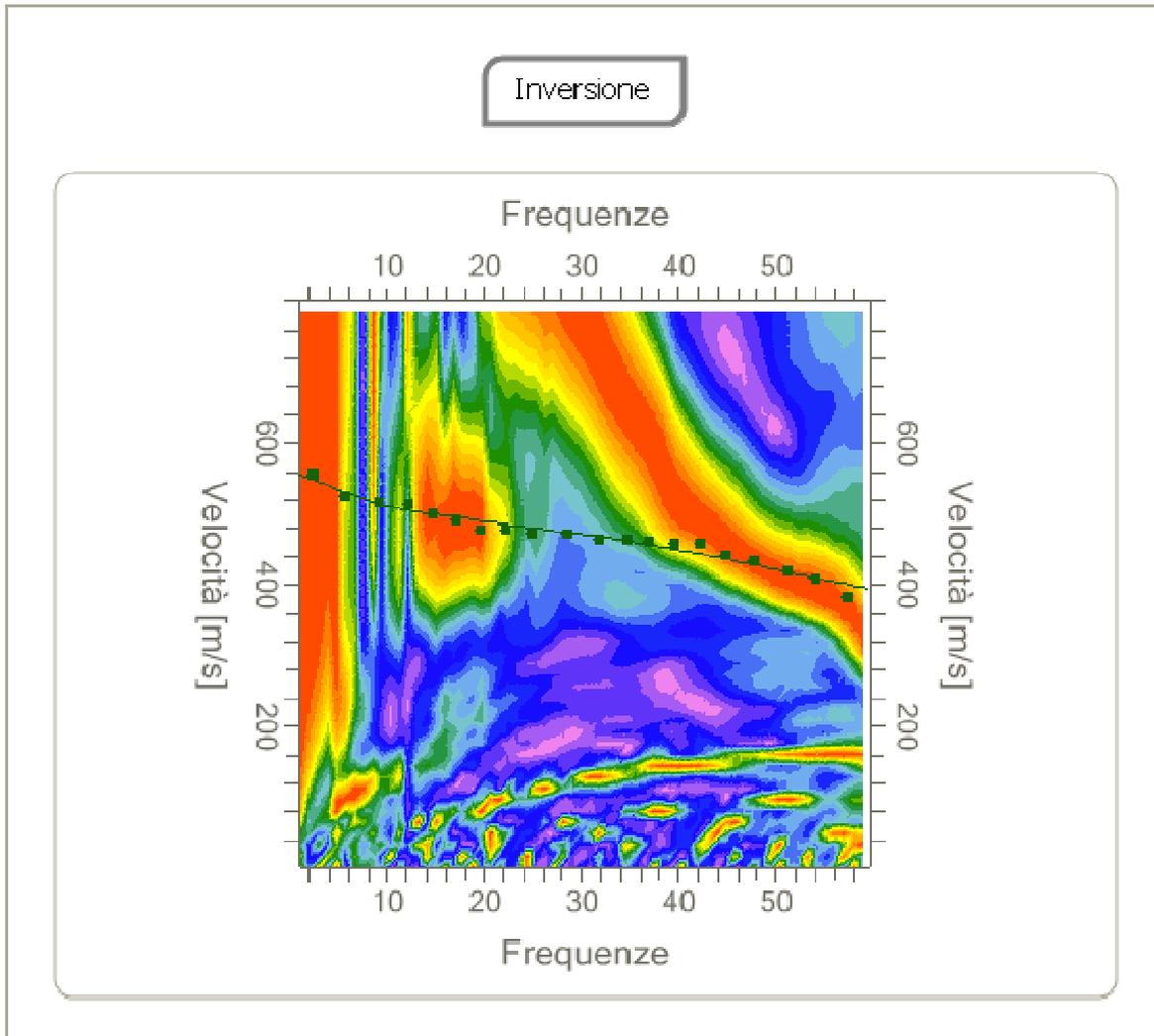


Fig. 15-Inversione

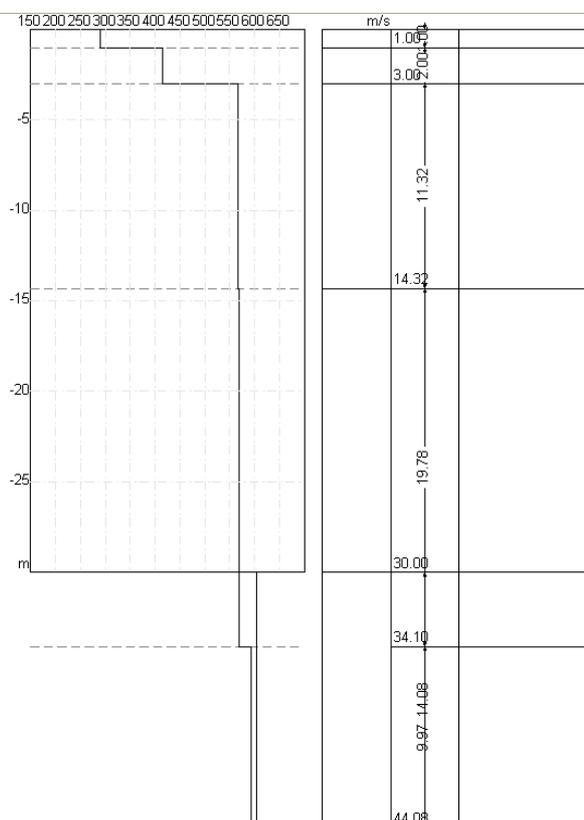
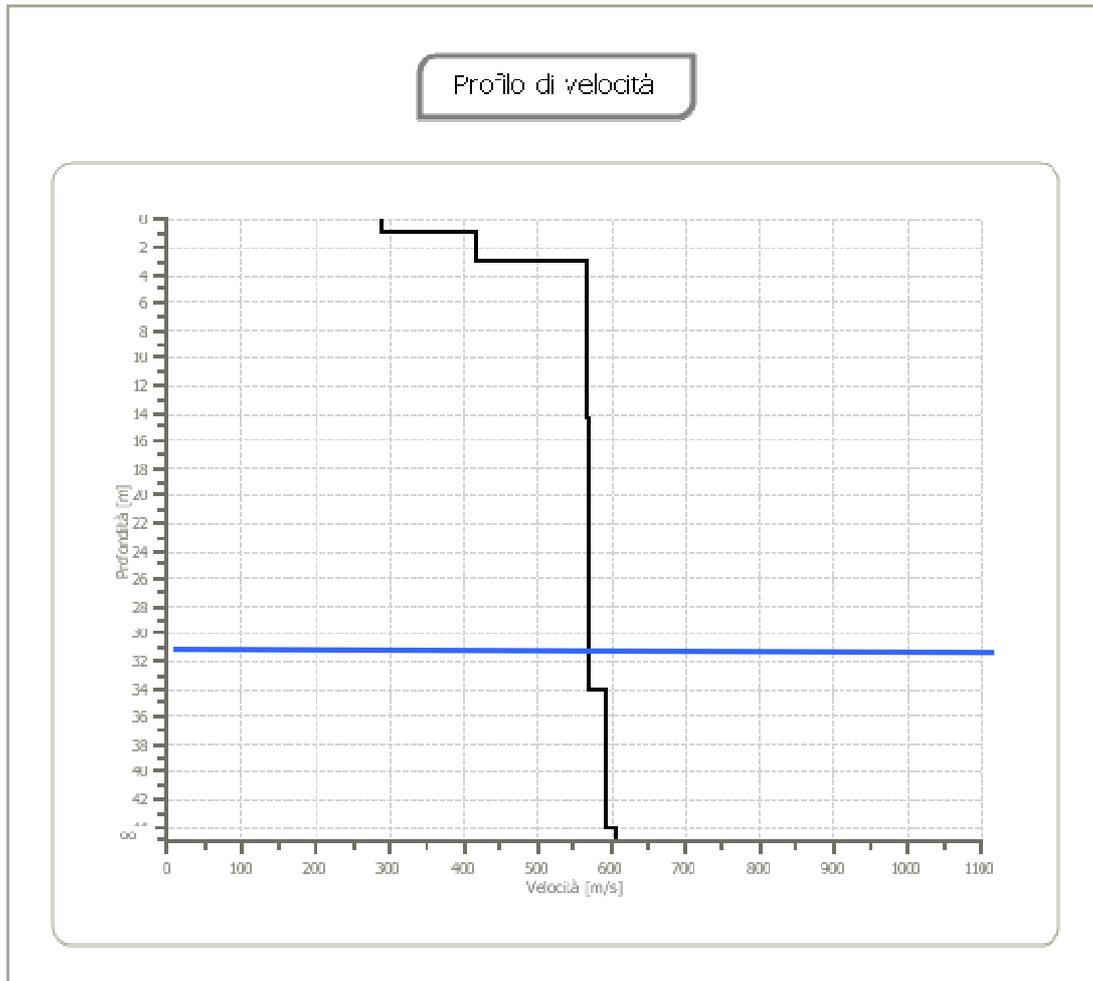


Fig. 16-17 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

6. ALTRI PARAMETRI

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.00	1.00	289.32	541.27	1800.00	0.30	150.67	527.36	326.46	391.75
2	3.00	2.00	416.24	778.72	1800.00	0.30	311.86	1091.52	675.70	810.84
3	14.32	11.32	567.42	1061.55	1800.00	0.30	579.54	2028.40	1255.68	1506.81
4	34.10	19.78	570.05	1066.47	1800.00	0.30	584.93	2047.25	1267.34	1520.81
5	44.08	9.97	593.08	1109.56	1800.00	0.30	633.14	2216.01	1371.81	1646.18
6	oo	oo	604.68	1131.25	1800.00	0.30	658.15	2303.51	1425.98	1711.18

Tabella 4 - Schema riassuntivo parametri geotecnici estrapolati dalla MASW

7. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 2

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare trasversale al primo ed avente direzione Nord-Sud, anch'esso in corrispondenza dell'area di futura edificazione, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo geofono pari a 5 m e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indica una Vs₃₀ pari a **532.89 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

- suolo **tipo "B"** - "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente (VS,eq) compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Si riportano di seguito, i profili con le velocità V_{S30} relativi al singolo stendimento:

Si riportano di seguito, i profili con le velocità V_{S30} relativi al singolo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1002.3
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

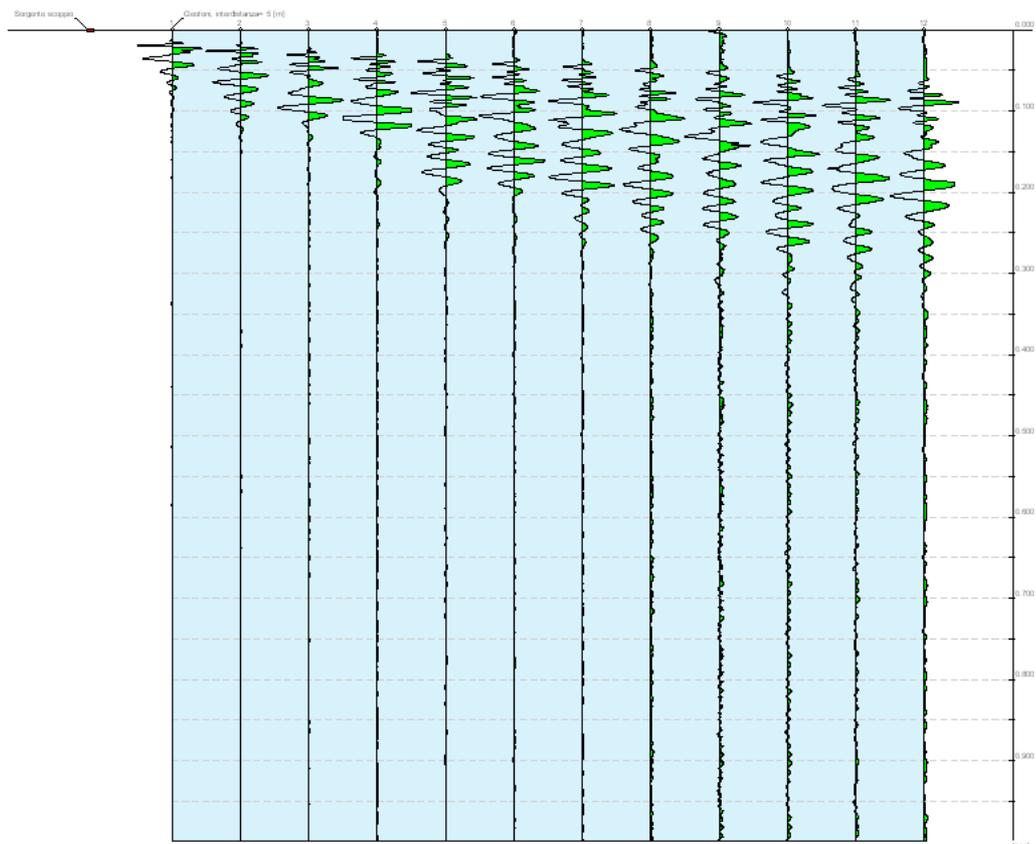


Fig. 18 - Sismogramma stendimento MASW 2

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

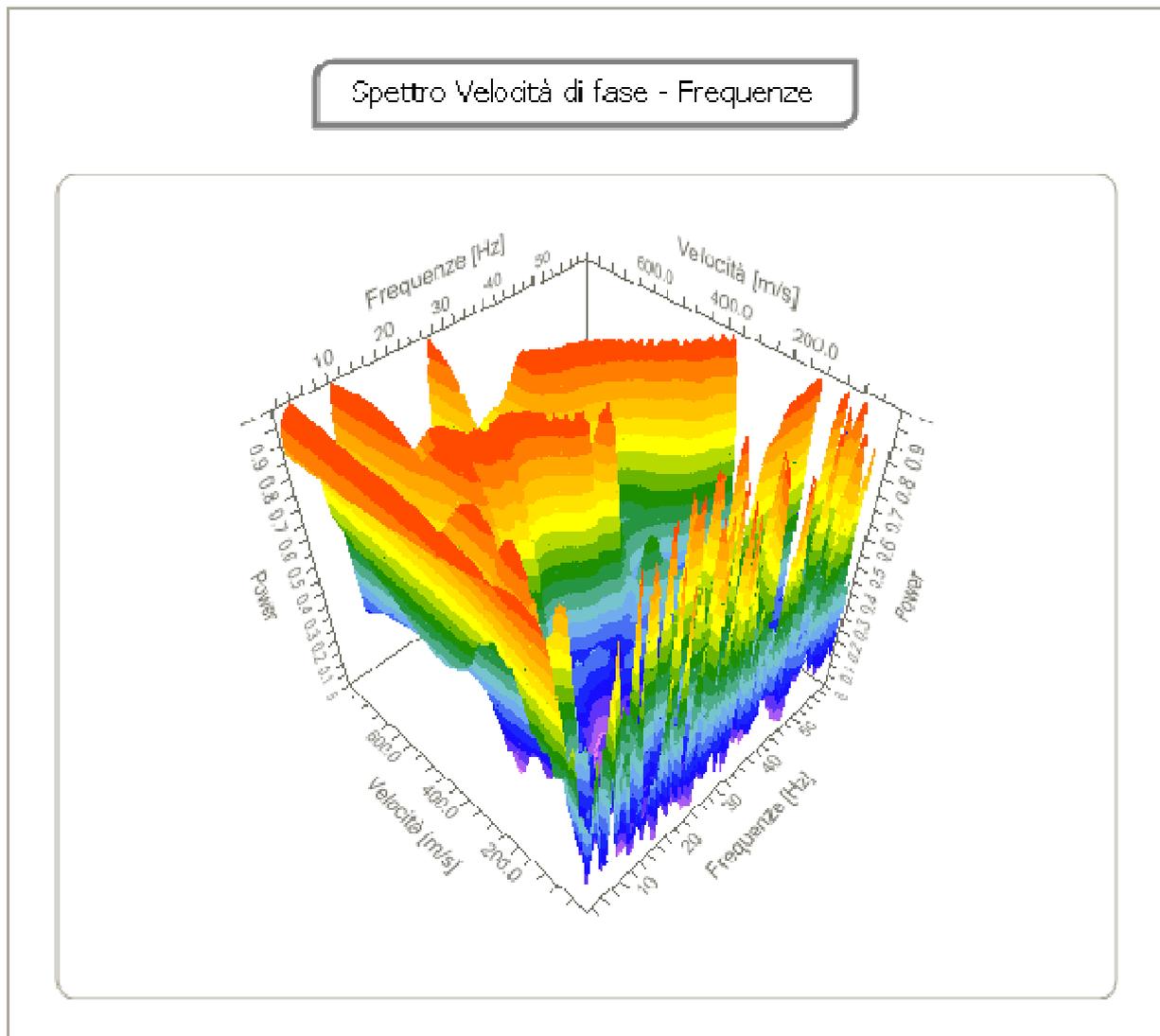


Fig. 19- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	4.3	541.1	0
2	8.0	512.4	0
3	10.8	506.0	0
4	13.2	499.6	0
5	15.5	490.0	0
6	18.3	486.8	0
7	21.1	480.4	0
8	24.2	467.6	0
9	27.0	451.6	0
10	30.5	416.5	0
11	34.0	403.7	0
12	36.3	397.3	0
13	39.8	390.9	0
14	42.9	394.1	0
15	45.2	390.9	0
16	48.0	390.9	0
17	51.1	390.9	0
18	53.9	390.9	0
19	57.1	390.9	0
20	4.3	541.1	0

Tabella 5 - Parametri della curva di dispersione

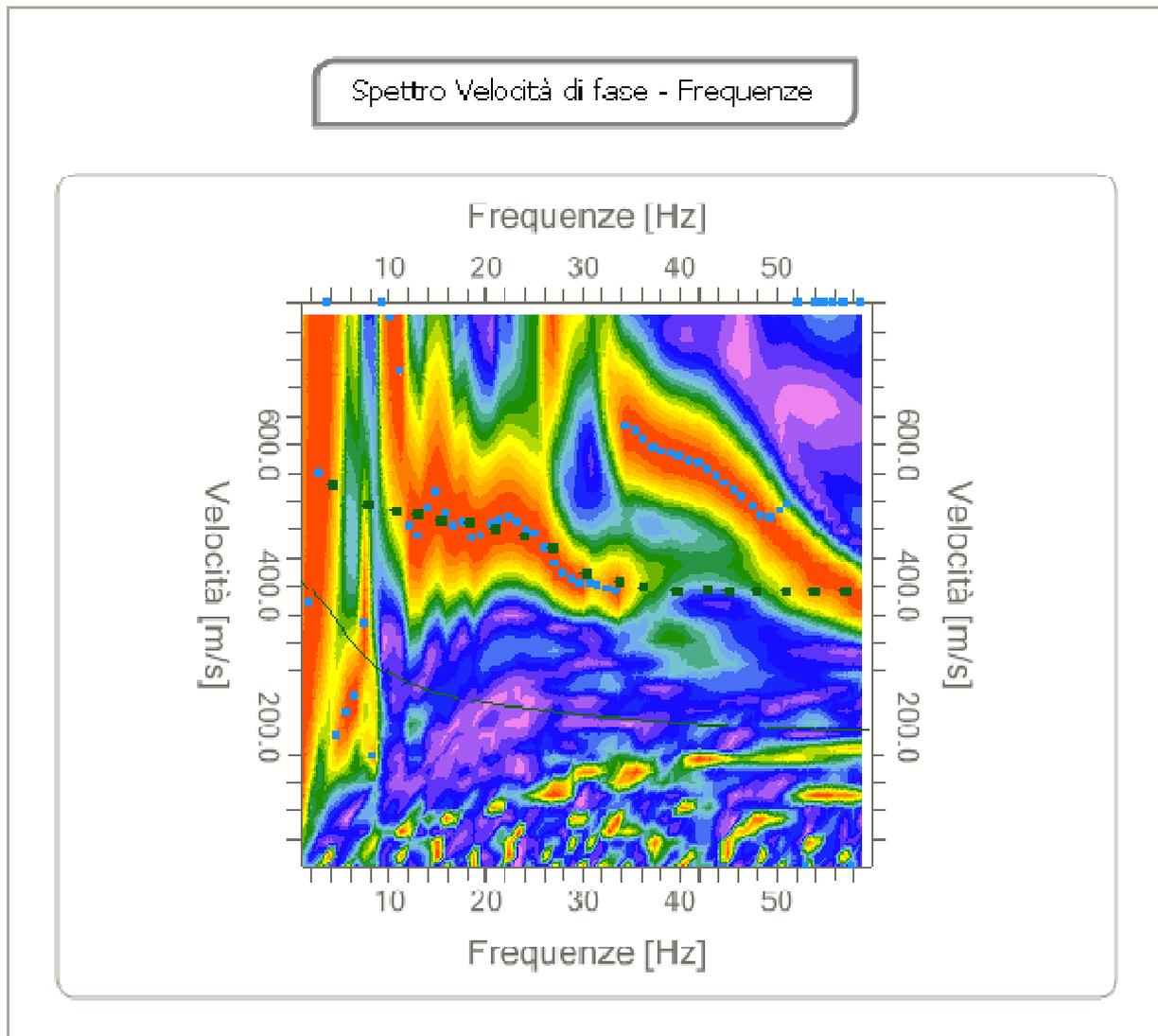


Fig. 20 -Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.00	1.00	1800.0	0.3	No	453.5	242.4
2	6.99	5.99	1900.0	0.3	No	857.7	458.4
3	18.54	11.54	1900.0	0.3	No	1104.4	590.3
4	35.55	17.01	1900.0	0.3	No	1097.3	586.5
5	40.88	5.33	2000.0	0.3	No	1107.7	592.1
6	oo	oo	2100.0	0.3	No	1113.8	595.3

Tabella 6 - Valori dell'inversione

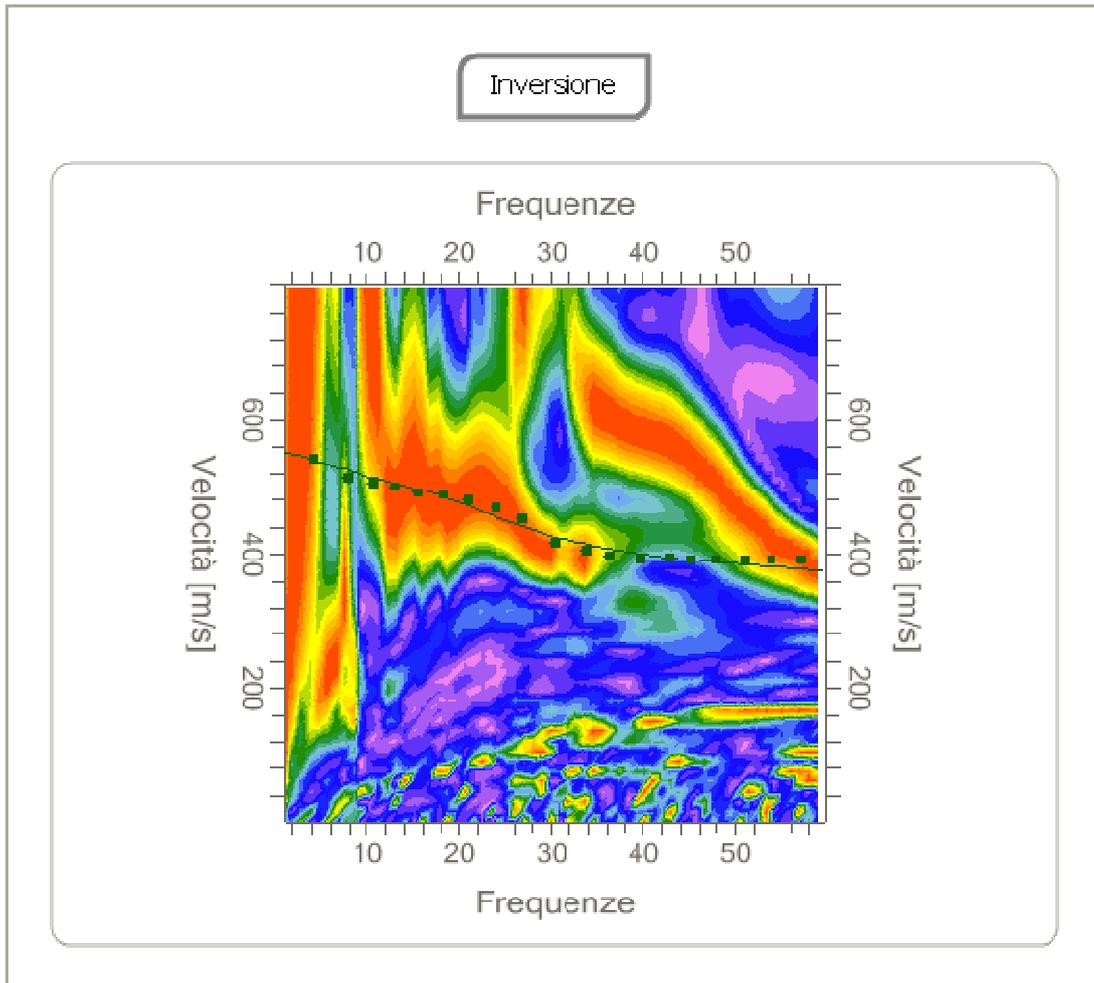


Fig. 21-Inversione

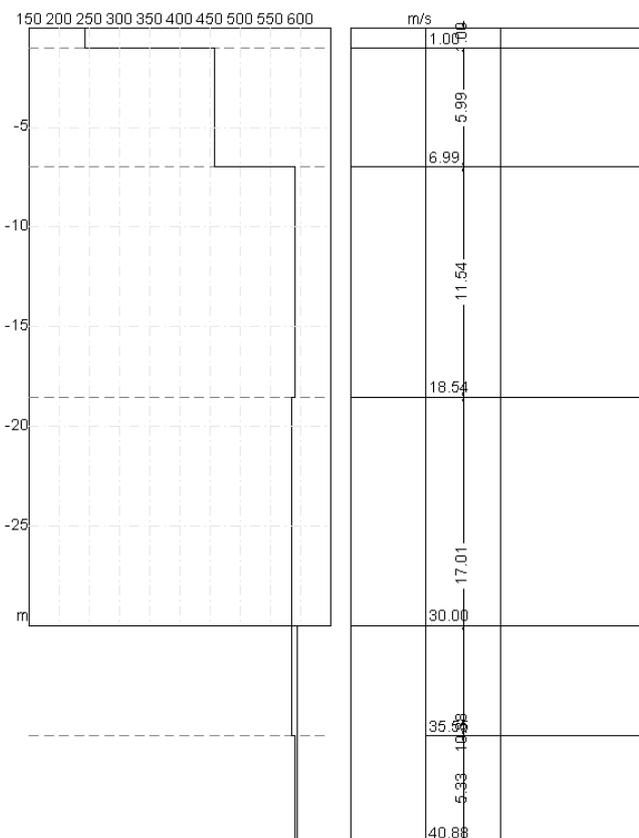
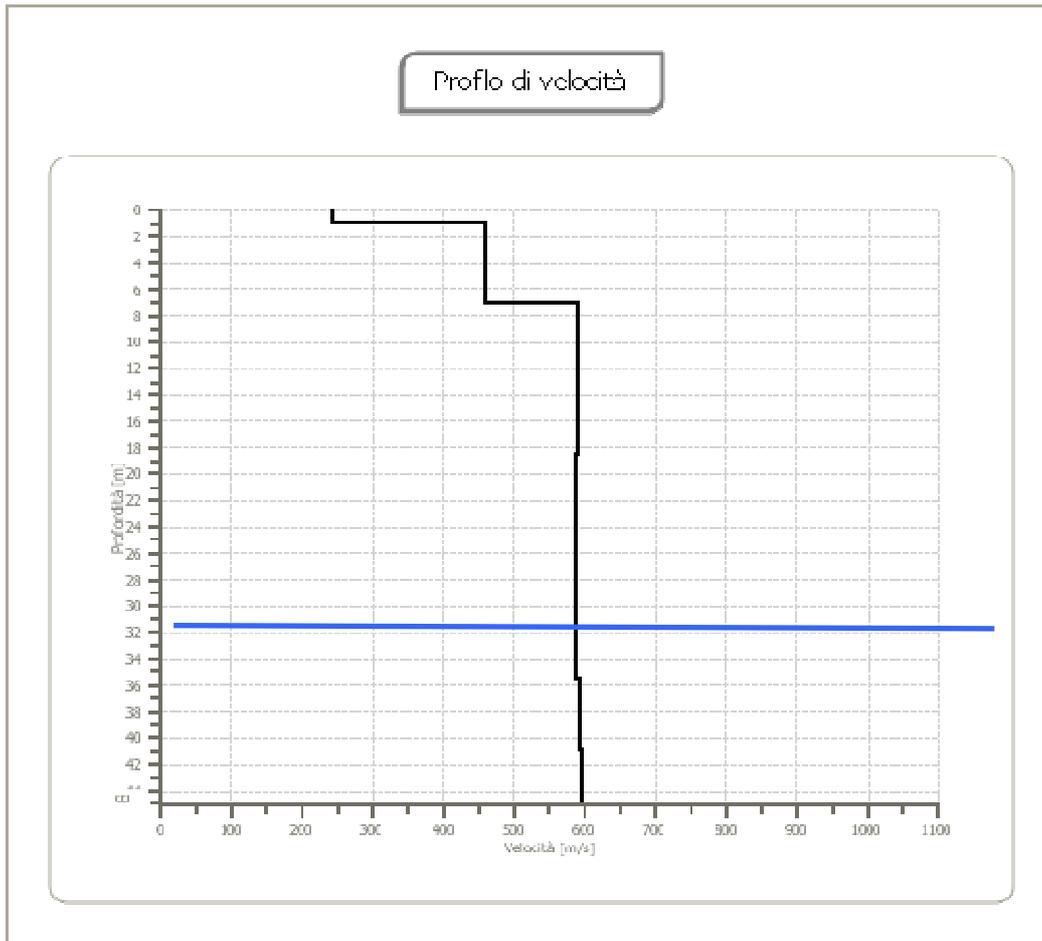


Fig. 22-23 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

8. ALTRI PARAMETRI

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.00	1.00	242.39	453.46	1700.00	0.30	99.88	349.57	216.40	259.68
2	6.99	5.99	458.43	857.65	1800.00	0.30	378.29	1324.02	819.63	983.56
3	18.54	11.54	590.34	1104.43	1800.00	0.30	627.31	2195.59	1359.17	1631.01
4	35.55	17.01	586.54	1097.32	1800.00	0.30	619.26	2167.41	1341.73	1610.08
5	40.88	5.33	592.08	1107.67	1900.00	0.30	666.06	2331.19	1443.12	1731.74
6	oo	oo	595.33	1113.75	2000.00	0.30	708.83	2480.89	1535.79	1842.95

Tabella 7 - Schema riassuntivo parametri geotecnici estrapolati dalla MASW

9. ANALISI DEI RISULTATI – MASW 3

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare trasversale al secondo ed avente direzione Ovest-Est, ubicato nel settore meridionale della lottizzazione, con le seguenti caratteristiche:

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo geofono pari a 5 m e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indica una Vs₃₀ pari a **594.89 m/s**.

Anche in questo caso, ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni", il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

- suolo **tipo "B"** - "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente (VS,eq) compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Si riportano di seguito, i profili con le velocità Vs₃₀ relativi al singolo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1002.3
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

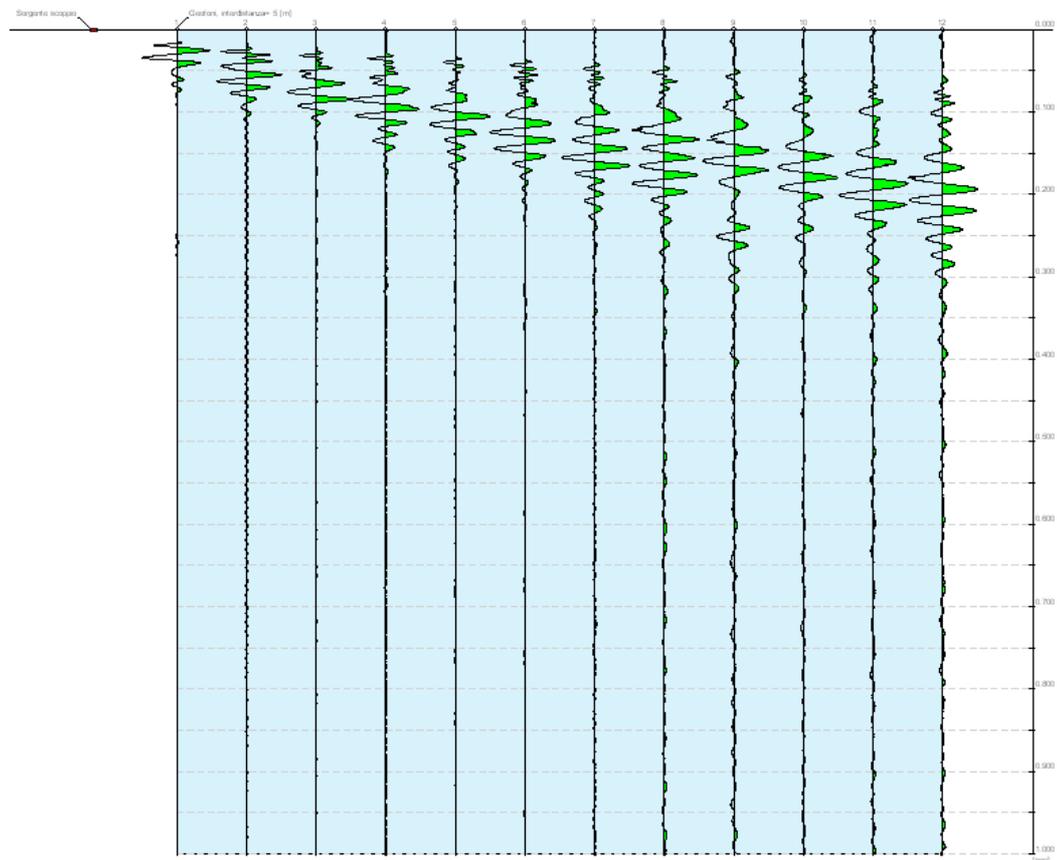


Fig. 24 - Sismogramma stendimento MASW 3

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

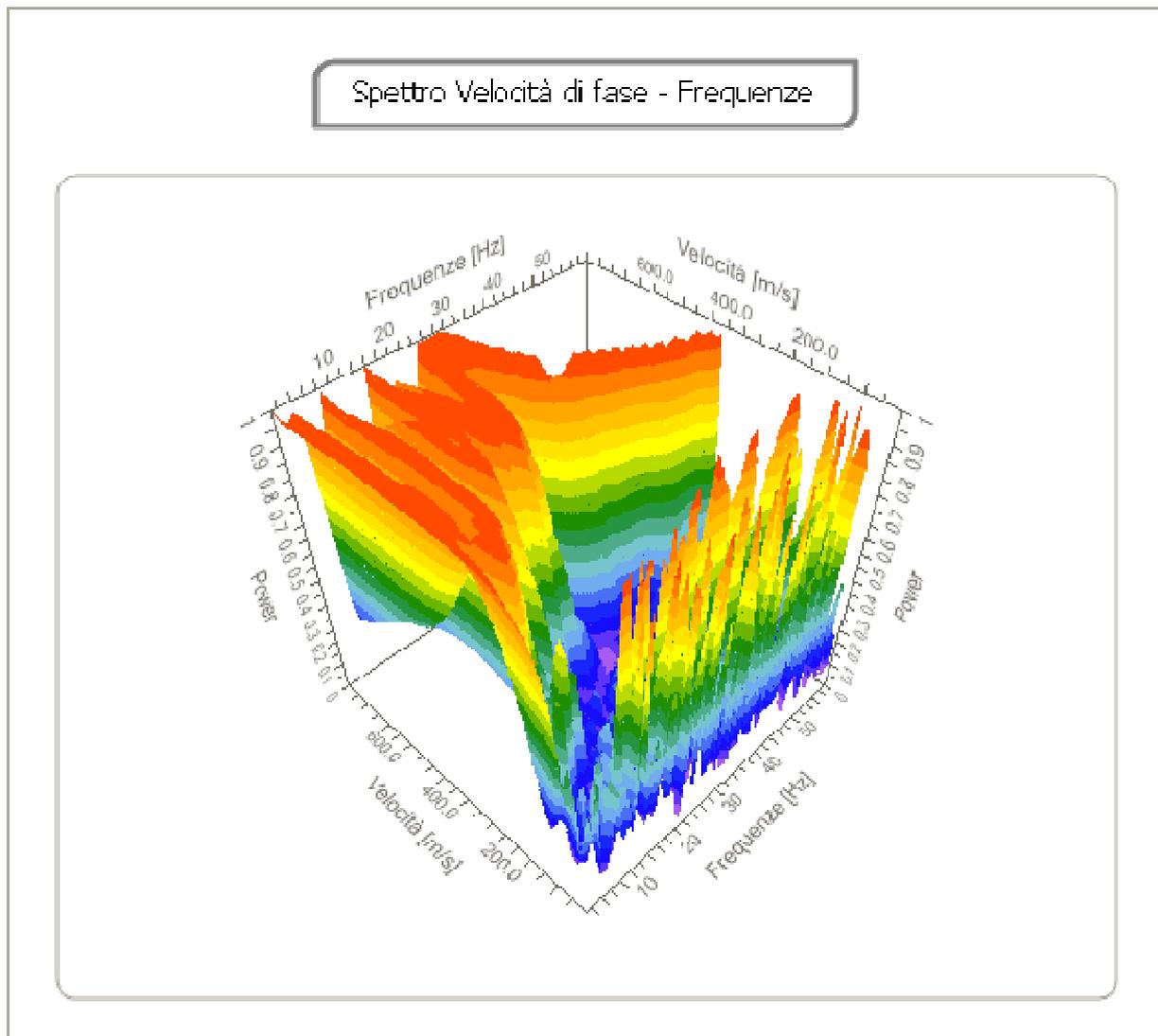


Fig. 25- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.2	557.1	0
2	4.7	553.9	0
3	7.5	553.9	0
4	10.4	550.7	0
5	13.9	550.7	0
6	16.9	550.7	0
7	19.5	547.5	0
8	22.5	547.5	0
9	25.1	538.6	0
10	28.1	528.3	0
11	30.9	525.1	0
12	33.7	522.5	0
13	36.6	515.6	0
14	39.6	506.0	0
15	42.6	490.0	0
16	45.7	480.4	0
17	48.2	470.8	0
18	51.1	461.2	0
19	53.6	454.8	0
20	57.1	448.4	0

Tabella 8 - Parametri della curva di dispersione

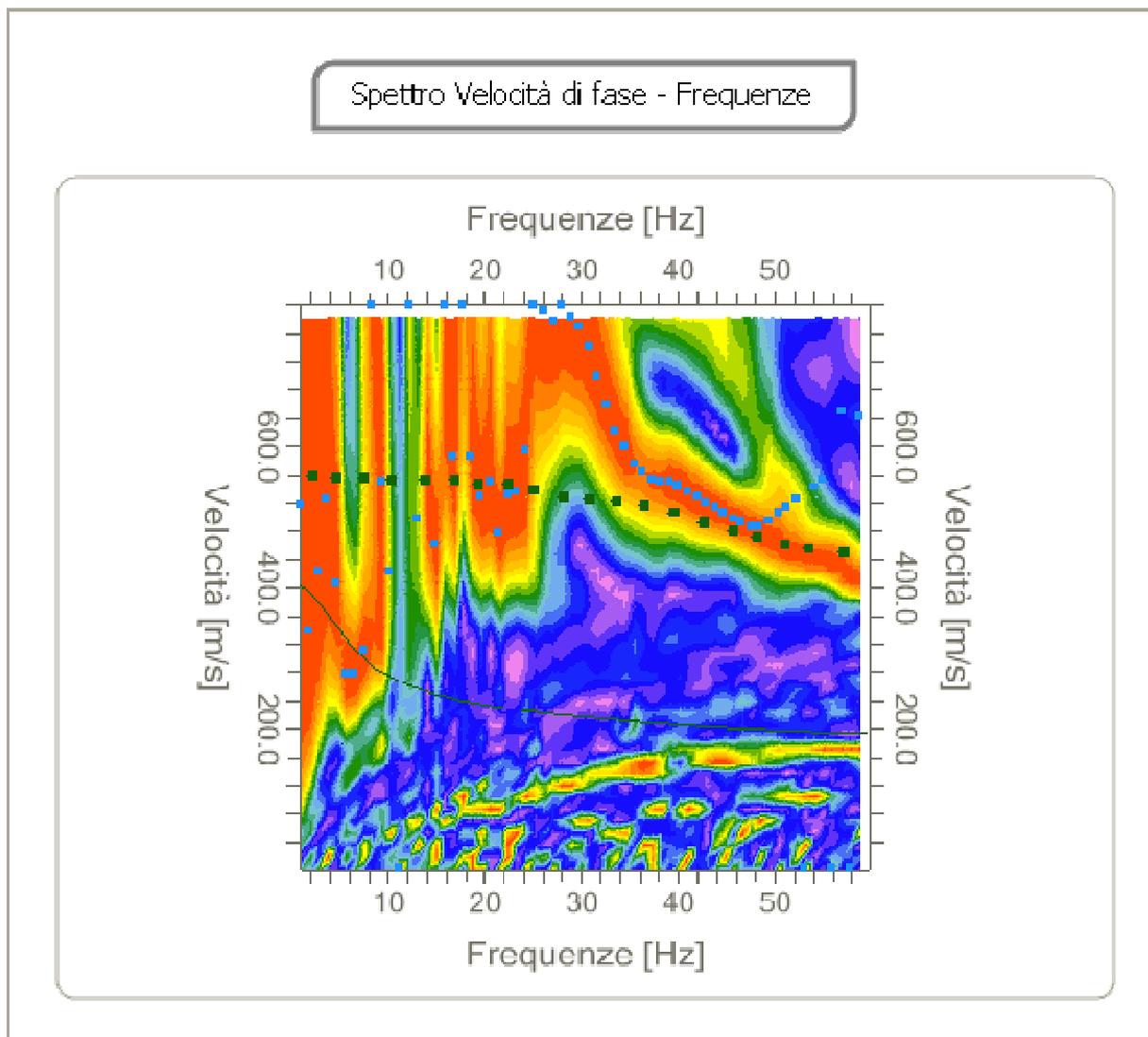


Fig. 26 -Curva di dispersione stendimento masw 3

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.04	1.04	1800.0	0.3	No	628.4	335.9
2	4.27	3.23	1900.0	0.3	No	972.7	519.9
3	7.63	3.36	1900.0	0.3	No	1073.3	573.7
4	27.50	19.87	1900.0	0.3	No	1187.6	634.8
5	34.04	6.55	2000.0	0.3	No	1180.2	630.8
6	oo	oo	2000.0	0.3	No	1177.5	629.4

Tabella 9 - Valori dell'inversione

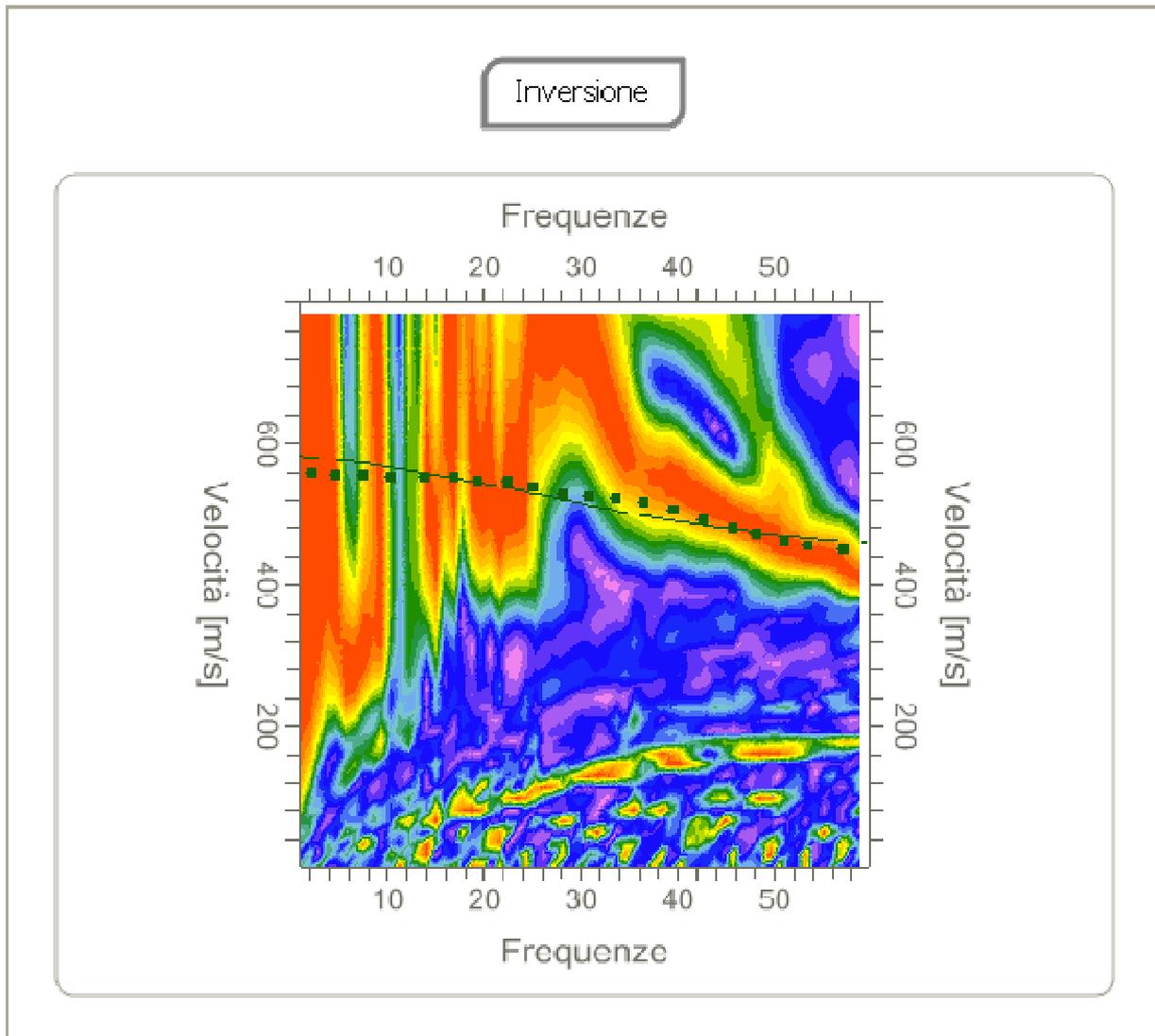


Fig. 27-Inversione

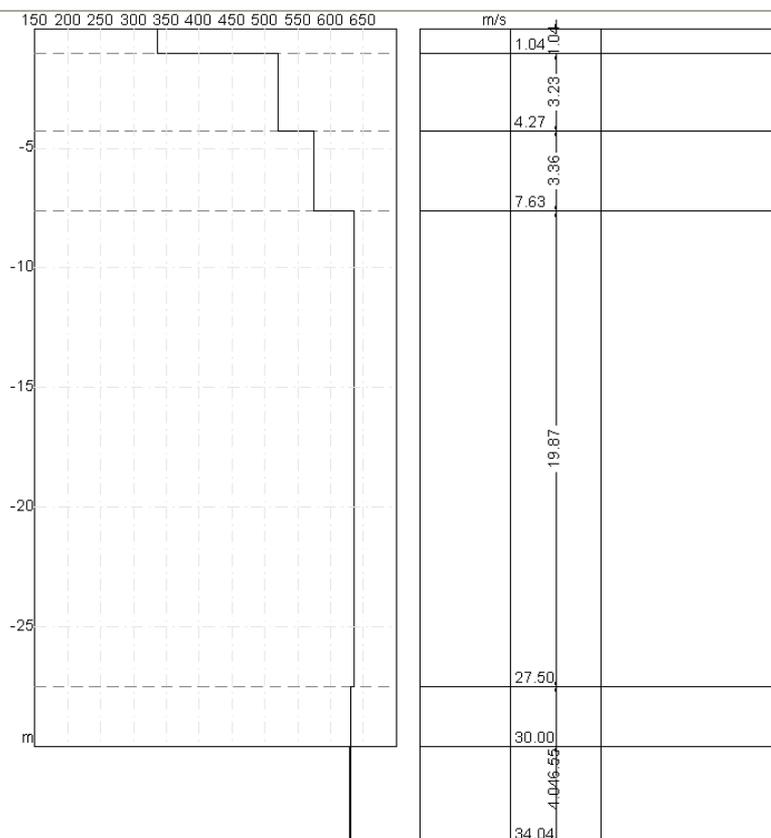
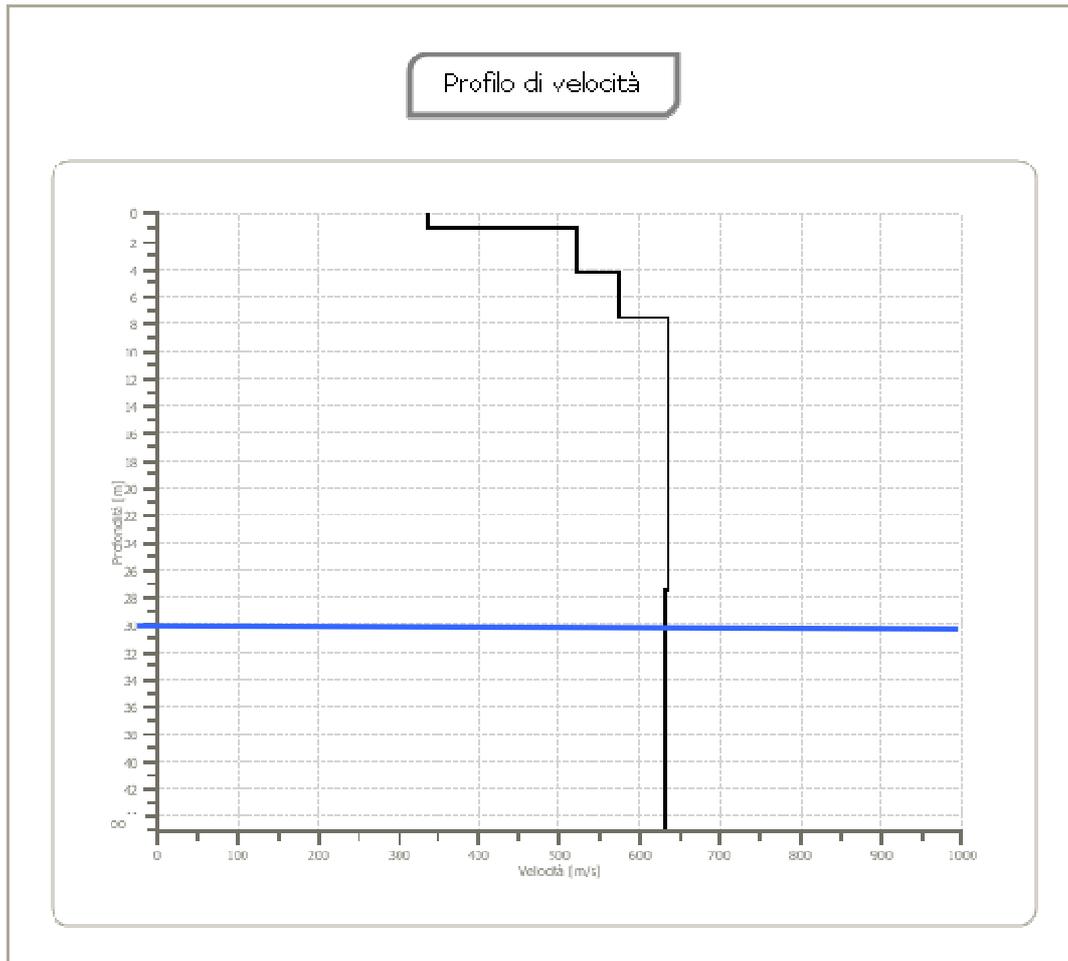


Fig. 28-29 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

10. ALTRI PARAMETRI

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.04	1.04	335.88	628.38	1700.00	0.30	191.79	671.26	415.54	498.65
2	4.27	3.23	519.92	972.68	1800.00	0.30	486.57	1702.98	1054.23	1265.07
3	7.63	3.36	573.71	1073.31	1800.00	0.30	592.45	2073.58	1283.64	1540.37
4	27.50	19.87	634.80	1187.60	1800.00	0.30	725.34	2538.69	1571.57	1885.89
5	34.04	6.55	630.85	1180.21	1900.00	0.30	756.14	2646.48	1638.30	1965.96
6	oo	oo	629.41	1177.53	1900.00	0.30	752.71	2634.48	1630.87	1957.04

Tabella 10 - Schema riassuntivo parametri geotecnici estrapolati dalla MASW

11 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO)

11.1 Effetti litologici

Al fine di determinare i valori di F_a dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione delle analisi geofisiche con metodo MASW dei tre stendimenti.

Mediante tali elaborazioni e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di F_a (fattore di amplificazione) da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

Per ottenere il suddetto F_a è necessario ricavare il valore di V_{seq} (onde sismiche di taglio o trasversali) utilizzando le velocità V_s degli strati intercettati mediante la formula precedentemente riportata. In questo modo si risale al tipo di suolo, che come precedentemente indicato si tratta di **tipo B**.

Sulla base di parametri geotecnici e litologici, si individua la litologia prevalente del sito e da questo dato si sceglie la relativa scheda di riferimento riportata nella D.G.R. 8/7374 del 28 Maggio 2008 e successivamente nella D.G.R. IX/2616 del 30 Novembre 2011. Nello specifico la normativa regionale riporta 6 tipi di schede litologiche:

- scheda per le litologie prevalentemente ghiaiose;

- scheda per le litologie prevalentemente limoso-argillose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose (tipo 1 e tipo 2);
- scheda per le litologie sabbiose.

Si riportano, in un apposito diagramma all'interno di queste schede, i valori delle Vs relative ad ogni strato. Tale confronto permette di verificare se si rientra o meno nel campo di validità della scheda di riferimento. I dati ottenuti in campagna per i tre stendi menti realizzati, anche in virtù delle risultanze delle indagini eseguite, vengono inseriti all'interno della scheda relativa al grafico per la litologia "sabbiosa".

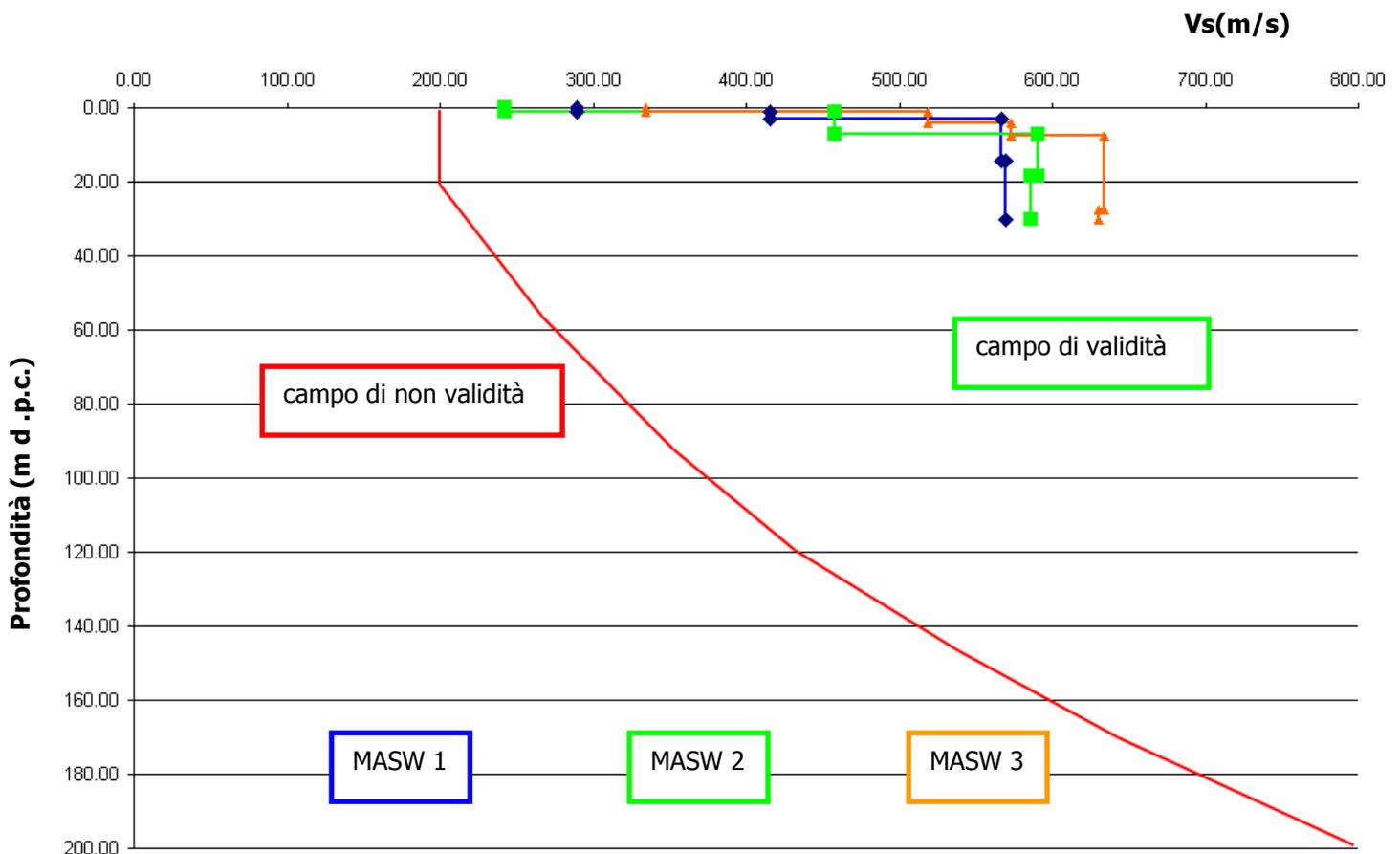


Fig 30 - Grafico relativo al campo di validità della scheda litologica sabbiosa.

Ottenuti la velocità del primo strato ed il relativo spessore si riportano questi valori all'interno dell'abaco al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare (Fig. 22) per ottenere il valore di Fa.

Dall'analisi sismica condotta emerge per il "primo strato", dedotto dall'elaborazione dei tre stendimenti, una velocità delle onde compreso tra 422 e 487 m/s, ricadendo pertanto sempre nel campo "blu" di figura 31.

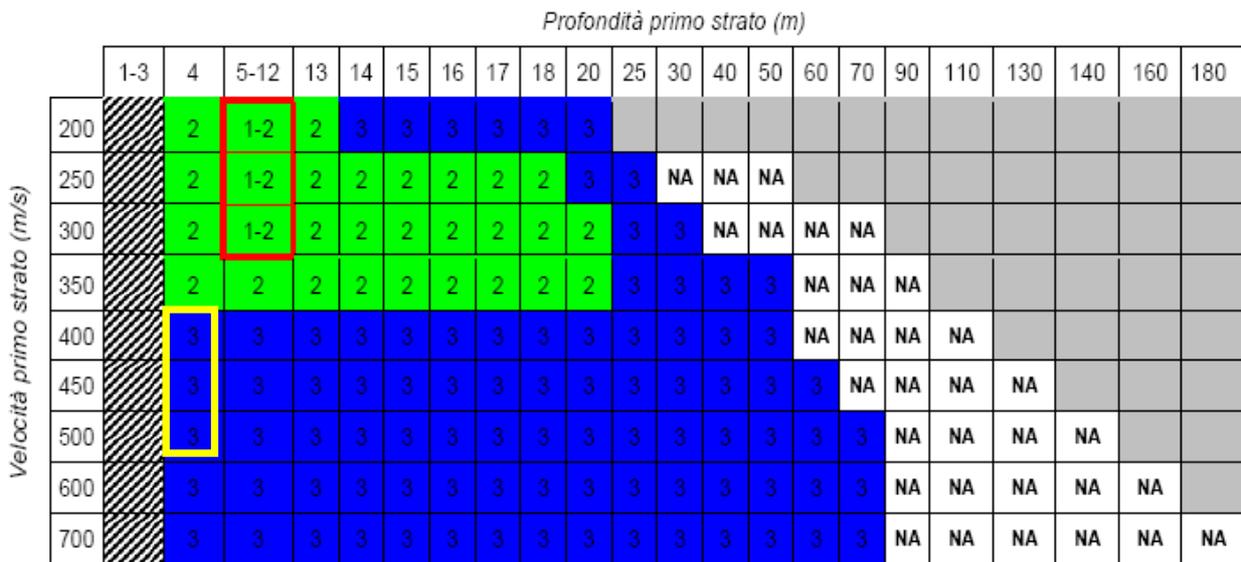


Fig.31 - Abaco che permette di individuare, in base al colore, la curva di riferimento per l'individuazione di Fa, grazie all'intersezione della profondità raggiunta dal primo strato e la sua velocità

L'elaborazione delle prove ha permesso di calcolare il periodo "T" relativo ai singoli stendimenti, utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo
 V_{s_i} = Velocità dell'onda di taglio i-esima

Valore del periodo T Calcolato – MASW 1	Valore del periodo T Calcolato – MASW 2	Valore del periodo T Calcolato – MASW 3
0,39 s	0,36 s	0,42 s

Tabella 11 - recante il valore dei periodo T calcolato

Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di Fa utilizzando gli abachi di riferimento di Fig. 32 e Fig. 33 per la litologia sabbiosa e riferiti rispettivamente ad edifici bassi ed ad edifici alti.

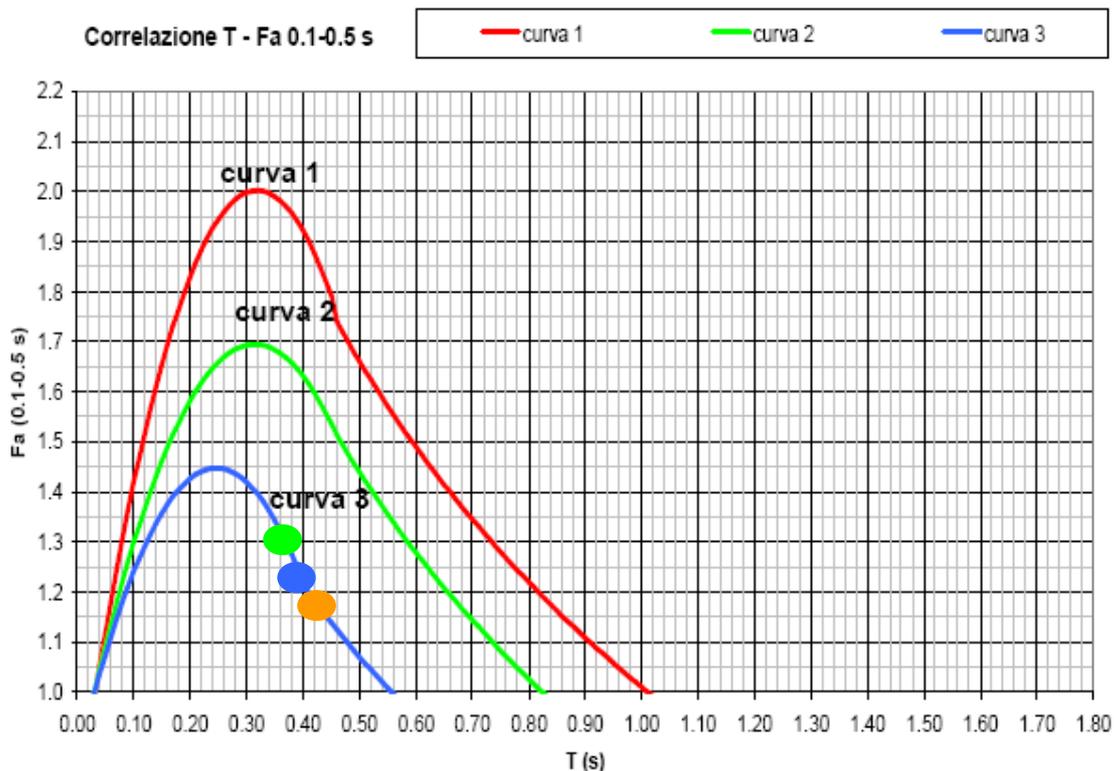


Fig. 32– Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici bassi)

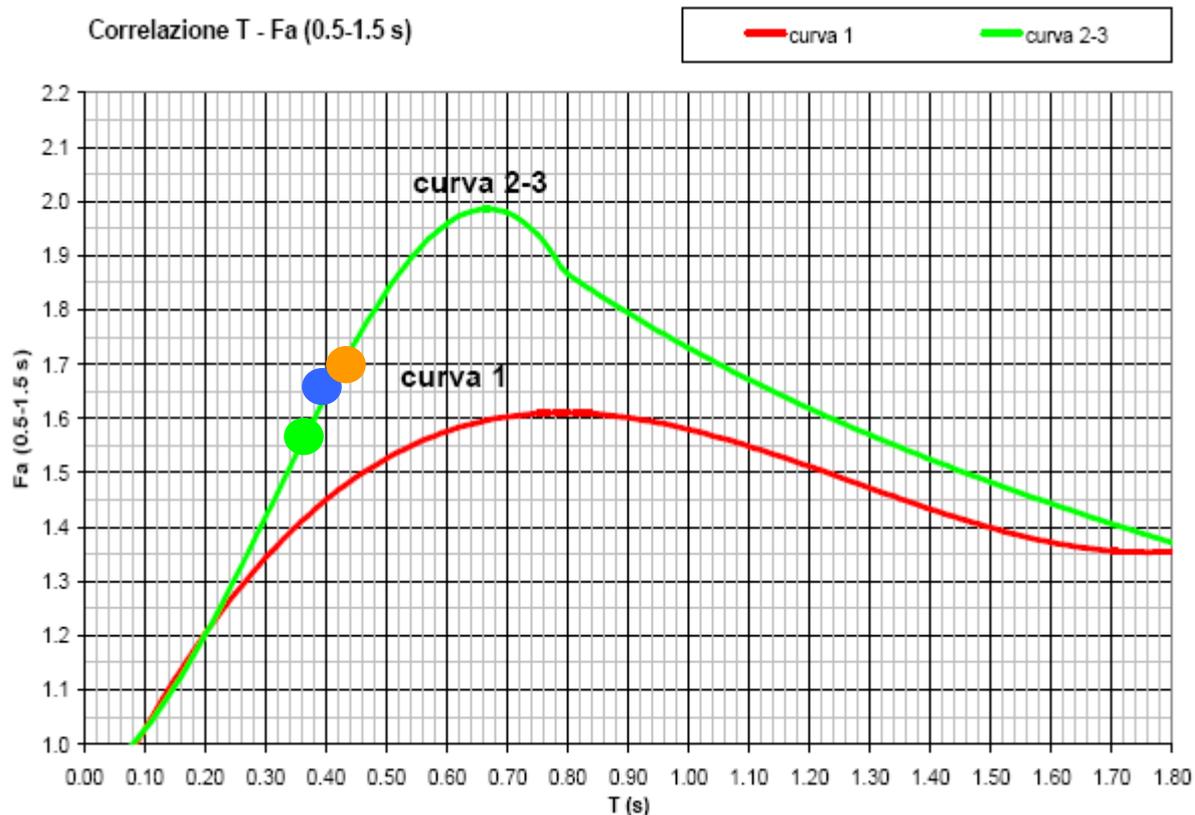


Fig. 33 – Abaco di riferimento per la litologia sabbiosa per determinare Fa sulla base di T e della curva di riferimento (riferito ad edifici alti)

Dagli abachi emerge come per i valori attribuiti ai vari periodi dei tre stendimenti, si identifichino sulla curva verde i seguenti valori di Fa per edifici bassi ed alti:

Edifici bassi 0,1-0,5 s		
Fa - MASW 1 (Suolo B)	Fa - MASW 2 (Suolo B)	Fa - MASW 3 (Suolo B)
1,22	1,30	1,18

Edifici alti 0,5-1,5 s		
Fa - MASW 1 (Suolo B)	Fa - MASW 2 (Suolo B)	Fa - MASW 3 (Suolo B)
1,65	1,55	1,70

Le tabelle sottostanti riportano i valori di Fa relativi, nel primo caso ad edifici bassi (max 4 piani), nel secondo caso ad edifici alti e flessibili (5 o più piani) per ogni tipo di suolo individuato dalla Regione Lombardia per il comune di Cologne.

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
COLOGNE	3	Suolo tipo B 1.5	Suolo tipo C 1.9	Suolo tipo D 2.3	Suolo tipo E 2.0

Tabella 12 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici bassi

VALORI DI SOGLIA PER PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s					
COMUNE	Classificazione sismica del sito	Valori di soglia			
COLOGNE	3	Suolo tipo B 1.7	Suolo tipo C 2.4	Suolo tipo D 4.3	Suolo tipo E 3.1

Tabella 13 - Valori di soglia di Fa relativi ad edifici alti

Dalle 3 MASW eseguite emerge come il valore da "Fa" calcolato per edifici bassi ("Fa" di riferimento per i terreni di tipo B = 1,50) e per edifici alti ("Fa" di riferimento per i terreni di tipo B = 1,70) è inferiore al valore di soglia regionale, pertanto i valori calcolati di "Fa" sono conformi alla categoria di suolo individuata.

Ai fini della eventuale valutazione della risposta sismica locale per le verifiche sotto azione sismica con il metodo agli stati limite, si espone quanto segue:

- ◆ Il sottosuolo è da assumere in categoria **B** (Tab. 3.2.II delle NTC); le condizioni morfologiche sono da inserire nella categoria **T1**.
- ◆ Il Comune di Cologno a seguito della D.G.R 11 Luglio 2014 – n. X/2129 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”, entrata in vigore definitivamente dal 10 Aprile 2016, è rimasto in “classe sismica 3”.

12 INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE

All'interno dell'area di indagine sono stati eseguiti 6 sondaggi a carotaggio continuo (con SPT in foro ed in due di essi, due prove Lefranc,) che hanno raggiunto profondità variabili tra 4 e 10 m e 6 trincee, realizzate tramite escavatore a braccio rovescio, che hanno raggiunto la profondità di 3 m.

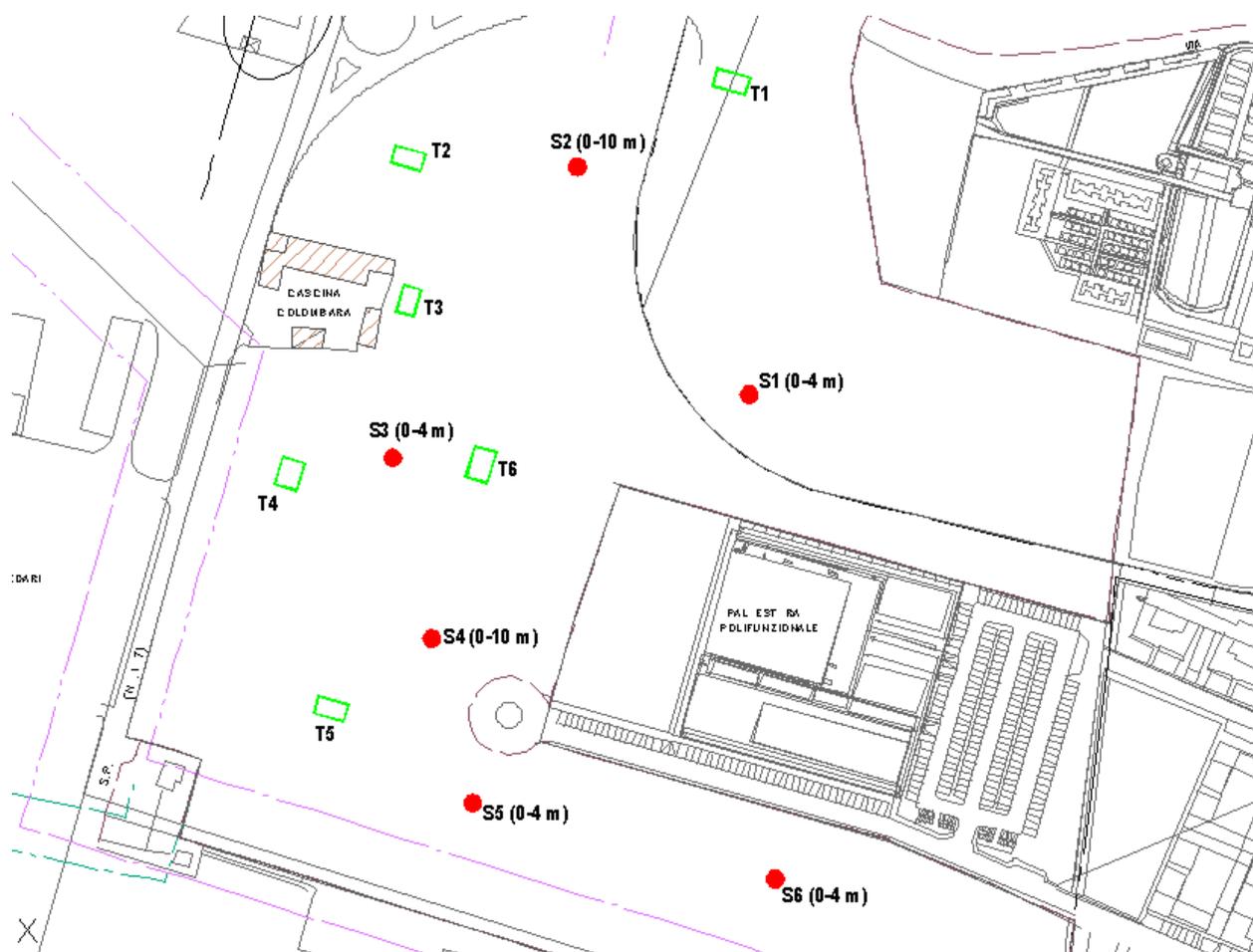


Fig. 34 – Ubicazione sondaggi e trincee

12.1 Trincee geognostiche

All'interno dell'area di futuro intervento edilizio sono state realizzate 6 trincee esplorative mediante escavatore a braccio rovescio che hanno raggiunto profondità di 3 m dall'attuale piano campagna. Di seguito viene riportata la stratigrafia di massima dedotta dalle risultanze di tutti gli scavi effettuati.

Profondità (m)	Litologia
0,0 - 0,5	Terreno vegetale/coltivo.
0,5 – 1,2	Limo sabbioso con ghiaie e ciottoli di colore rossastro
1,2 – 2,5	Sabbia debolmente limosa con ghiaia e ciottoli
2,5 – 3,0	Sabbia con ghiaia e toronometrica e ciottoli di color grigio

Tabella 14 – Stratigrafia tipo risultante dalle trincee eseguite



Fig. 35 – Esecuzione di una trincea realizzata

12.2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

Tra lunedì 11 e martedì 12 febbraio 2019 sono state eseguite:

- ◆ n.4 sondaggi a carotaggio continuo a 4 metri di profondità
- ◆ n.2 sondaggi a carotaggio continuo a 10 metri di profondità

I sondaggi sono stati eseguiti, utilizzando una Perforatrice montata su carro cingolato ad azionamento oleodinamico modello **BERETTA T45**, mediante perforazione a carotaggio continuo a secco.



Fig.36 - Foto Sondaggio S1

Come utensile per la perforazione ed il recupero dei campioni è stato utilizzato un carotiere semplice e doppio con corona in widia per i terreni sciolti e diamantata per i terreni lapidei aventi le seguenti specifiche:

diametro esterno	lunghezza utile	Corona
ϕ int		
131 mm	150 cm	Widia/diamante

La perforazione a rotazione, riducendo al minimo il disturbo del terreno, ha richiesto l'impiego del rivestimento provvisorio costituito da tubi in acciaio con le seguenti caratteristiche:

diametro esterno	Lunghezza spezzoni
ϕ est	
152 mm	150 cm

Il terreno è stato sistemato in apposite cassette catalogatrici in PVC dotate di coperchio dove è stato analizzato e fotografato dal geologo di cantiere per la ricostruzione stratigrafica del sottosuolo.

Le stratigrafie sono riportate in Allegato 1 .

12.3 Caratterizzazione stratigrafica

Il sottosuolo è costituito uniformemente da terreni granulari addensati, costituiti da sabbie, ghiaie eterometriche e ciottoli di varie dimensioni (blocchi).

La stratigrafia dell'area può essere così riassunta:

Profondità (m)	Litologia
0,0-0.6 m ÷ 1.5 m	Terreno vegetale/coltivo. Si tratta di limo sabbioso color nocciola con presenza di ghiaietto. Costituisce uno strato di terreno a granulometria più fine che mostra spessori diversi.
0.6/1.5 – 4/10	Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio

Tabella 15 – Stratigrafia tipo risultante dai sondaggi eseguiti

12.4 SPT in foro

All'interno dei sei sondaggi realizzati sono state eseguite delle SPT in foro; in particolare:

- nei sondaggi S2 ed S4 (i più profondi) sono state eseguite a 1,5 m, a 3,0 m ed a 4,50 m di profondità;
- nei sondaggi S1, S3, S5 sono state eseguite a 1,5 m, a 3,0 m di profondità;
- nel sondaggio S6 sono state eseguite a 2,0 m e 4,0 m di profondità.

Tali prove consistono nel misurare il numero di colpi necessario per l'avanzamento di un'apposita scarpa per tre tratti successivi di lunghezza di 15 cm ciascuno.

Le prove sono state eseguite con un dispositivo a sgancio automatico, con altezza di caduta di 762 mm e con un maglio del peso di 63,5 kg, conforme alla normativa ASTM D 1586/67 ed un campionatore della lunghezza di 813 mm, diametro interno di 35 mm e peso totale di 7,2 kg.

Per le operazioni di pulizia e approfondimento del foro non è possibile eseguire la prova con frequenza maggiore di una al metro. Il campionatore viene infisso per tre avanzamenti successivi di 150 mm ciascuno. Il primo tratto, detto di avviamento, comprende l'eventuale penetrazione iniziale per peso proprio; se sotto un numero di colpi $N_1 = 50$ l'avanzamento è minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa, la prova è considerata conclusa, e si annota la relativa penetrazione (ad esempio $N_1 = 50/13$ cm).

La resistenza alla penetrazione è caratterizzata dalla somma del numero di colpi necessari all'avanzamento del secondo e terzo tratto da 150 mm: $NSPT = N_2 + N_3$

N_1 = numero colpi necessari per l'avanzamento del campionatore nei primi 15 cm

N_2 = numero colpi necessari per l'avanzamento del campionatore nei successivi 15 cm

N_3 = numero colpi necessari per l'avanzamento del campionatore negli ultimi 15 cm

I valori delle prove SPT in foro sono riportati nella tabella seguente:

Tratto in prova m da p.c.	SONDAGGIO 1 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3	SONDAGGIO 2 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3	SONDAGGIO 3 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3
1.50-1.95	18 - 27 - 31	8 - 21 - 57	34 - 47 - rifiuto
3.00-3.45	49 - 53 - rifiuto	14 - 39 - 51	55 - rifiuto
4.50-4.95		29 - 41 - 27	

Tratto in prova m da p.c.	SONDAGGIO 4 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3	SONDAGGIO 5 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3	SONDAGGIO 6 Numero Colpi SPT N1 - N2 - N3
1.50-1.95	41 - 37 - 49	37 - rifiuto	
2.00-2.45			18 -24 -28
3.00-3.45	53 - rifiuto	53 - rifiuto	
4.00-4.45			45 -51 - rifiuto
4.50-4.95	37 -55 -rifiuto		

Si riporta di seguito la classificazione orientativa della compattezza dei terreni in base alla prova SPT secondo Terzaghi e Peck:

SABBIE

Stato di addensamento	N
Molto sciolta	$0 < N < 4$
Sciolta	$4 < N < 10$
Media	$10 < N < 30$
Addensata	$30 < N < 50$
Molto addensata	$N > 50$

Considerando il primo strato non idoneo come piano d'imposta delle future fondazioni di seguito si indicano i parametri rappresentativi dello strato B, con grado di addensamento addensato.

Nella successiva tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti, suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento, è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio: volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A - Terreno vegetale			
Orizzonte B – Sabbia ghiaia e ciottoli			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			incoerente
Spessore		m	n.d.
Densità relativa	Dr	%	60-70
Stato di addensamento			addensato
<i>PESI</i>			
Peso di volume	γ	t/m ³	1,85÷1,90
Peso di volume immerso	γ_{wet}	t/m ³	/
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>			
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	34-36
Coesione efficace	C'	Kg/cm ²	-
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	-
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>			
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	500÷600
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30

13. INTERAZIONE STRUTTURA TERRENO

In accordo con il Capitolo 6 delle NTC 2018, per le fondazioni superficiali va utilizzato unicamente l'Approccio 2 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (Figure 29-30-31).

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni superficiali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione:

$$E_d < R_d \quad [6.2.1],$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione
- stabilità globale

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Nel secondo approccio progettuale (A1+M1+R3), quello indicato dalle NTC 2018 per le verifiche delle fondazioni superficiali, è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica della suddetta condizione ($E_d < R_d$) deve essere effettuata quindi impiegando la combinazione dei coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A1)**, per i **parametri geotecnici (M1)** e per le **resistenze (R3)**.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Fig. 37 -Tab. 2.6.I NTC 2018– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Fig. 38 -Tab. 6.2.II NTC 2018– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Fig. 39 -Tab. 6.4.I NTC 2018– Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

14. CARICO LIMITE

Si è proceduto, a titolo indicativo, al calcolo della capacità portante del terreno allo stato limite ultimo (nel caso in esame, sono stati utilizzati entrambi gli approcci progettuali) mediante la formula di Meyerhof per fondazione con piano di posa orizzontale e carico verticale centrato.

La capacità portante limite ultima q_{lim} di una fondazione superficiale rappresenta la pressione che determina la rottura del terreno per fenomeni di taglio.

$$q_{lim} = \gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0,5 * B * g * N_g * s_g * d_g * i_g + c * N_c * s_c * d_c * i_c$$

in cui N_c , N_q e N_γ sono fattori di capacità portante adimensionali, s , d , i , b e g sono coefficienti che dipendono dal tipo di fondazione, dalla profondità del piano di posa, dall'inclinazione del carico, del piano di fondazione e del terreno, γ esprime il peso di volume del terreno interessato, c indica la coesione mentre B rappresenta la larghezza della fondazione e D indica l'immorsamento nel terreno della fondazione.

Nei successivi calcoli relativi alla resistenza di progetto verrà considerato il peso di volume immerso, considerando che l'escursione della superficie freatica possa raggiungere una profondità, dal piano di fondazione, minore della larghezza B della fondazione in progetto e quindi possa in alcuni periodi dell'anno interferire con il cuneo di spinta attiva generato dalla suddetta fondazione.

IPOTESI CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO PER FONDAZIONE RETTANGOLARE

- **Tipo di fondazione:** Rettangolare - plinti
- **Dimensioni fondazione sottoplinto:** 3.00 m x 3.00 m
- **Altezza della fondazione:** 0,30 m
- **Orizzonte litologico del piano di posa :** = orizzonte B – sabbia e ghiaia

I calcoli forniscono i valori del secondo membro della relazione generale

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica potrà essere eseguita mediante la definizione dei valori del primo termine.

IPOTESI 1 - FONDAZIONE RETTANGOLARE IMPOSTATA SU ORIZZONTE B				
Calcolo delle resistenze di progetto allo SLU con il metodo di Meyerhof				
			<i>APPR.2</i>	
			A1+M1+R3	
Parametri geotecnici del terreno		ORIZZONTE B		plinto
VALORI DI PROGETTO				
Peso specifico terreno di fondazione	(γ)	t/m ³		1,75
Angolo di attrito interno	(ϕ)	°		32,00
Coesione	c' = (Cu)	t/m ²		0,00
$K_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)$	Kp	t		3,25
Peso specifico terreno di riporto	(γ_r)	t/m ³		1,60
Caratteristiche geometriche della fondazione				
Larghezza fondazione	B	m		3,00
Lunghezza fondazione	L	m		3,00
Eccentricità larghezza	e _x	m		0,00
Approfondimento	D	m		0,30
Inclinazione carico	i	°		0,00
Larghezza ridotta	B'	m		3,00
Coefficienti di fondazione				
$N_q = \frac{c' \cdot \tan \phi + \gamma \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)}$				23,2
$N_g = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi)$				22,0
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi)$				35,5
Fattori di forma				
$s_x = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot (B/L)$				1,65
$s_y = s_x = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot (B/L)$				1,33
Fattori di profondità				
$d_x = 1 + 0,2 \cdot K_p^{1/2} \cdot D/B$				1,04
$d_y = d_x = 1 + 0,1 \cdot K_p^{1/2} \cdot D/B$				1,02
Fattori di inclinazione del carico				
$i_x = i_y = \frac{(1 - i/90)^4}{1 + i/70}$				1
$i_z = \frac{(1 - i/70)^4}{1 + i/70}$				1
CALCOLO CARICO LIMITE				
$q_{ult} = \gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_x \cdot d_x \cdot i_x$				15,0
$+ 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_q \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y$				78,0
$+ c' \cdot N_c \cdot s_x \cdot d_x \cdot i_x$				0,0
Carico limite ultimo	q_{lim}	t/m ²		93,0
DM 17/01/18				
Resistenza di progetto	Rd	t/m ²		40,4
Resistenza di progetto	Rd	KN/m ²		397

15 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nel caso di terreni granulari il cedimento che maggiormente influisce sulla stabilità dell'opera è quello immediato; per la valutazione della sua entità ci si è avvalsi del metodo di *Burland e Burbridge* (1984) che utilizza i risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

Si osserva che tale metodo di calcolo, pur se largamente utilizzato è di tipo empirico o semiempirico, per cui i valori risultanti sono da considerare cautelativamente come indicativi degli ordini di grandezza dei cedimenti.

$$St = f_s * f_h * f_t * [\sigma_{vo} * B^{0.7} * I_c / 3 + (q - \sigma_{vo}) * B^{0.7} * I_c]$$

Dove:

q = pressione efficace lorda espressa in kPa (nel nostro caso si è utilizzata la q_{amm})

σ_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione, espressa in kPa;

B = larghezza della fondazione espressa in metri;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_h, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti;

L'indice di compressibilità I_c è legato statisticamente ai valori di N_{spt} tramite la relazione;

$$I_c = 1,706 / N^{1/4}_{av}$$

$N^{1/4}_{av}$ rappresenta la media dei valori N_{spt} all'interno di una profondità significativa Z_i deducibile dalla seguente tabella;

B (m)	Z_i (m)
2	1,63
3	2,19
5	3,24
10	5,56
30	13

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di Z_i se ne tiene conto tramite il fattore f_h dato dalla seguente espressione;

$$f_h = H / Z_i * (2 - H / Z_i)$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = [(1,25 * L / B) / (L / B + 0,25)]^2$$

ed infine il fattore correttivo f_t è dato da:

$$f_t = (1 + R_3 + R * \log t / 3)$$

In cui;

t = tempo espresso in anni ≥ 3

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di casi statici e 0,7 nel caso di carichi pulsanti

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 nel caso di carichi pulsanti

Considerando gli N_{spt} medi dei depositi sottostanti la fondazione, uguali a $N_{spt} = 26$ (nel caso di $Z_i=2,19m$), si ottengono cedimenti entro i limiti di tolleranza riportati in letteratura che indicano come cedimento massimo ammissibile per sabbie un valore compreso tra 3,5 e 6 cm. (*Fondazioni – Bowles*).

E' importante sottolineare che i calcoli relativi ai cedimenti sono stati eseguiti utilizzando un valore di R_d minore di quello accertato dal calcolo di Resistenza e non il carico progettuale che, secondo indicazione fornite dal progettista, è inferiore.

Nella tabella qui sotto si riportano le relative relazioni di calcolo.

CALCOLO DEI CEDIMENTI							
<i>Burland & Burbridge (1984)</i>							
					q_{amm}	q_{amm}	q_{amm}
				KPa	300,0	300,0	300,0
Tensione verticale applicata alla fondazione (=Carico Ammissibile)		q'	KPa	300,0	300,0	300,0	300,0
Tensione verticale applicata alla quota del piano di posa		s'_{vo}	KPa	25,7	25,7	25,7	25,7
Piano di posa delle fondazioni		D	m	1,50	1,50	1,50	1,50
Larghezza fondazione		B	m	2,50	3,00	3,50	3,50
Lunghezza fondazione		L	m	2,50	3,00	3,50	3,50
Spessore dello strato compressibile		H	m	5,00	5,00	5,00	5,00
Profondità significativa (1,63-2,19-3,24)		Z_i	m	2,19	2,19	2,19	2,19
N_{spt} medio nel tratto (Z_i)		N_{zi}		26	26	26	26
Carichi statici ($t \geq 3$ anni)		R		0,2	0,2	0,2	0,2
Carichi statici ($t \geq 3$ anni)		R_3		0,3	0,3	0,3	0,3
Tempo (in anni)		t	anni	5	5	5	5
Fattore spessore strato (se $H \leq Z_i$)		f_h		1,000	1,000	1,000	1,000
Fattore forma della fondazione		f_s		1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore effetti viscosi		f_t		1,34437	1,34436975	1,34436975	1,34436975
Indice di compressibilità		I_c		0,018	0,018	0,018	0,018
Cedimento totale		S_t	mm	12,87	14,62	16,29	16,29

In definitiva, analizzando il caso di un plinto con base B variabile da 2,50 a 3,50 metri posto a 1,50 metri di profondità da piano campagna si ottengono cedimenti totali pari a:

<i>Rd</i>	<i>B</i>	<i>D</i>	<i>Cedimento totale</i>
<i>kPa</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>Cm</i>
300	2,50	1,5	1,3
300	3,00	1,5	1,5
300	3,50	1,5	1,6

15.1 Cedimenti ammissibili

Per la stabilità della struttura sono pericolosi i cedimenti differenziali e le distorsioni angolari.

I cedimenti differenziali non sono costanti su tutta la fondazione favorendo la creazione di tensioni anomale nel cemento armato; analogamente si possono avere distorsioni angolari della struttura dovute a cedimenti differenziali.

I cedimenti differenziali dipendono dalla variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, dalle modalità esecutive delle fondazioni e dal tipo di struttura.

Nel caso in esame possono derivare dalle diverse caratteristiche del terreno di fondazione, sia come spessore che come diversa compressibilità in uno stesso strato, dalle variazioni di carico nelle fondazioni, e dal modo in cui si distribuiscono le tensioni interne nel terreno sotto un'area caricata uniformemente.

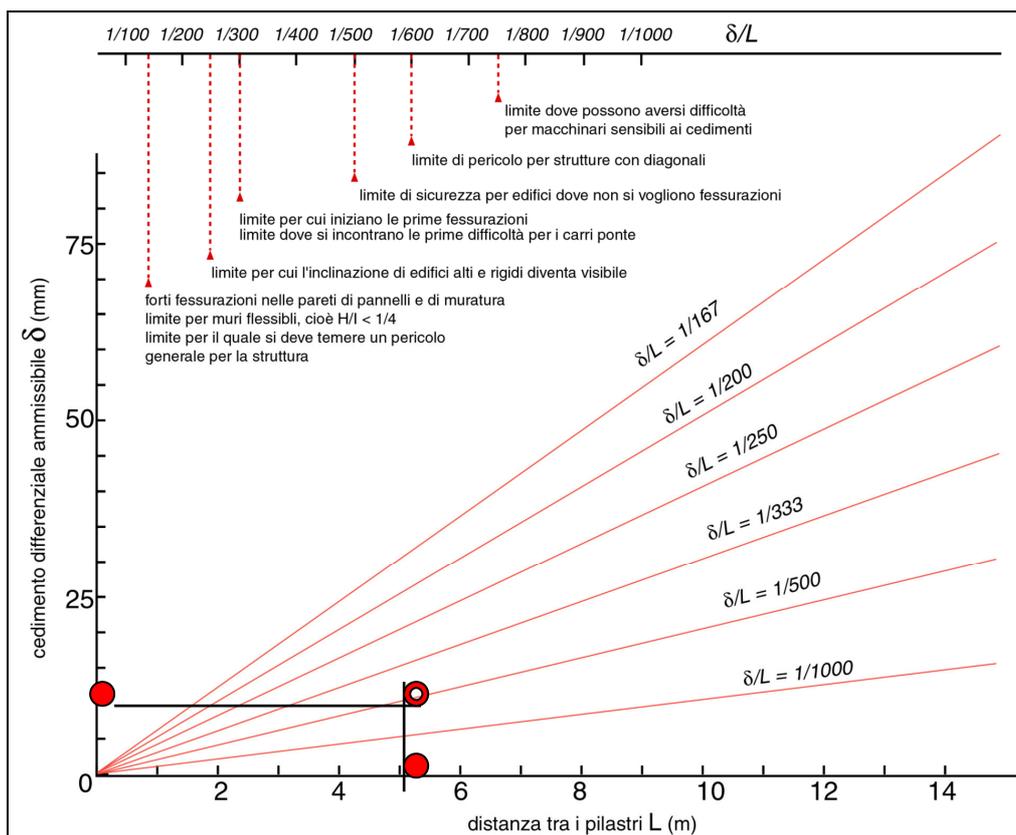
Il cedimento differenziale può essere calcolato come differenza di cedimenti tra due punti vicini.

Nel caso specifico, valori teorici dei cedimenti si possono calcolare per fondazioni appoggiate sullo strato di natura sabbiosa - ghiaiosa

Indicativamente può essere stimato pari a $\frac{3}{4}$ del massimo cedimento totale calcolato (Bowles 1988). Secondo quanto proposto da Bjerrum (1963) i cedimenti ammissibili sono in relazione alla lunghezza fra i pilastri secondo la relazione δ/L .

Nell'ipotesi di un cedimento differenziale massimo pari a 1,0 cm e ad una possibile distanza fra i pilastri pari a 5 metri, viene confermato per le fondazioni quadrate (plinto), come riportato nella figura seguente (fig. 3), valori di cedimento ammissibile pari a $\approx 1/500$.

Secondo *Ricceri e Soranzo (1985)* non si ha comparsa di fessurazioni nelle strutture di tamponamento finché $d/L \leq 1/300$, e per produrre danni alle strutture portanti in calcestruzzo occorre arrivare a $d/L \leq 1/150$.



Il cedimento differenziale ammissibile calcolato risulta accettabile per la struttura in oggetto.

16. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI (STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE DELLE NTC)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite d'esercizio, a tale scopo il progettista deve individuare gli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per la struttura in progetto, il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno – struttura è in funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio considerato deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d.$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (cedimento)

C_d = è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Esso deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Sarà opportuno verificare in fase progettuale il cedimento (E_d) riferito al carico di esercizio della struttura .

Occorre inoltre ricordare che le cause di eventuali cedimenti differenziali sono riconducibili a diversi fattori:

- differente distribuzione dei carichi unitari da zona a zona ;
- locale infiltrazione di acqua superficiale (pluviali o scarichi idrici non efficienti, eventi meteorici intensi) che provoca l'alterazione dello stato di compattezza del terreno di fondazione;
- disomogeneità nello spessore degli strati individuati.

17. PROVE LEFRANC A CARICO VARIABILE E COSTANTE

Le prove di permeabilità, eseguite in foro di sondaggio, prova Lefranc, consente di ottenere una stima quantitativa del coefficiente di permeabilità del terreno.

Le prove di permeabilità Lefranc si distinguono in prove a carico costante e prove a carico variabile a seconda delle modalità esecutive e delle caratteristiche granulometriche e tessiture del terreno. In genere la prova a carico variabile è stata realizzata dove l'assorbimento dei terreni appare scarso.

La prova a carico costante, eseguita in avanzamento durante la perforazione a diversi livelli di profondità, consiste nel misurare la portata necessaria per mantenere costante il livello d'acqua nel foro, controllando tale livello con una sondina elettrica e misurando la portata con un contatore di precisione inserito nella mandata della pompa della sonda. Ogni singola prova ha in genere una durata di circa 60 minuti, preceduta da una fase di immissione d'acqua in foro finalizzata alla creazione di un flusso idrico con direzione radiale e l'instaurarsi di condizioni di filtrazione in regime laminare, in mezzo saturo, controllando la costanza dell'altezza e la misura della portata a tempi prestabiliti.

La prova Lefranc a carico variabile è destinata a misurare la conducibilità idrica del terreno e si esegue misurando gli assorbimenti di acqua, facendo filtrare quest'ultima attraverso un tratto di foro predeterminato. La prova consiste nell'eseguire alcune letture di livello dell'acqua in foro (h) a frequenti intervalli di tempo (t) annotando sia il livello dell'acqua sia il tempo di ciascuna lettura.

Nel nostro caso le prove sono state eseguite a carico variabile all'interno del sondaggio S6 tra 1,0 e 1,5 m, mentre a carico costante nel Sondaggio S4 tra la profondità di 3,0 e 3,5 m.

La prova Lefranc è una prova di permeabilità da eseguirsi in fase di avanzamento della perforazione in terreni non rocciosi, sotto falda o fuori falda, in quest'ultimo caso dopo avere saturato con acqua il terreno. Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti del foro siano rivestite con tubo di rivestimento per tutto il tratto non interessato alla prova.

Nel nostro caso è stata effettuata una prova di abbassamento che è stata eseguita riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello.

Il metodo a carico idraulico variabile è stato eseguito mediante:

- riempimento con acqua fino alla estremità del rivestimento;
- misura del livello dell'acqua all'interno del tubo (senza ulteriori immissioni) a distanza di 30", 1', 2', 4', 6', 8', 10', 12', 15', 20', 25', 35', 40', 45' dall'inizio dell'abbassamento, fino all'esaurimento del medesimo o al raggiungimento del livello di falda.

Per una migliore visione delle geometrie della prova e dei dati di ingresso (tempi – abbassamenti) si rimanda alle tabelle e figure allegate.

Tempo (s)	Abbassamento da bordo tubo (cm)
15	0.5
30	0.6
45	0.8
60	1
90	1.5
120	2
150	2.3
180	3
300	5
600	10
900	12
1200	14
1800	17
2700	21.3
3600	22.15

Tabella 14 – Tabella tempo.abbassamento per la prova a carico variabile

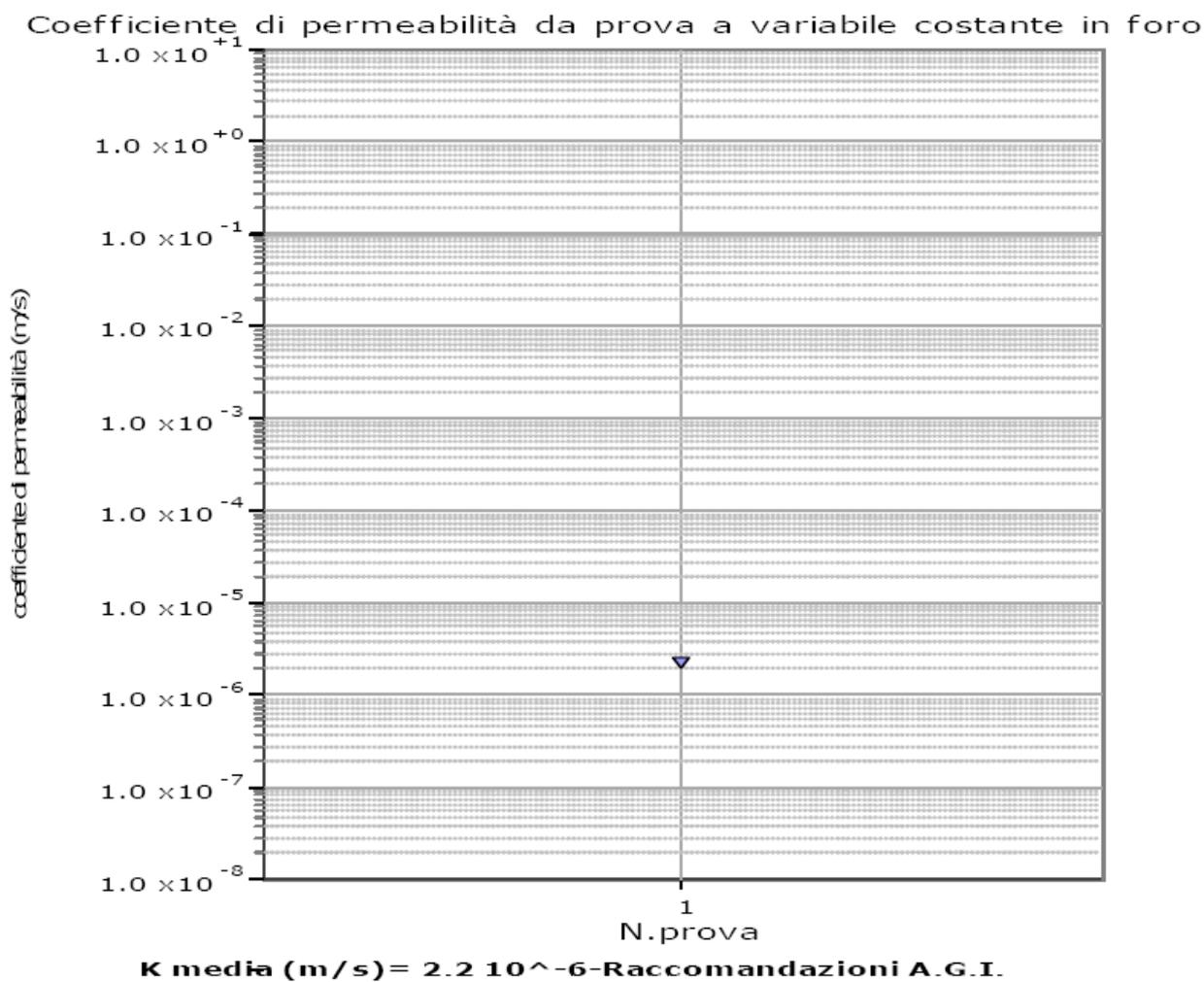


Fig. 40 – Risultanza dell'elaborazione della prova Lefranc a carico variabile

Coefficiente di permeabilità da prova a carico costante in foro di sondaggio					
N.	Profondità(m)	Lunghezza filtro(m)	Altezza acqua(m)	Portata(mc/s)	K(m/s)
1	3	0.50	3.35	0.0013	8.96E-4
2	3	0.50	3.35	0.0014	9.65E-4
3	3	0.50	3.35	0.0011	7.58E-4
4	3	0.5	3.35	0.0011	7.58E-4
5	3	0.5	3.35	0.0009	6.2E-4
6	3	0.5	3.35	0.0008	5.51E-4
7	3	0.5	3.35	0.0008	5.51E-4
8	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
9	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
10	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
11	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
12	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
13	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
14	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
15	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
16	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
17	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4
18	3	0.5	3.35	0.0007	4.82E-4

Tabella 14 – Tabella delle portate per la prova a carico costante

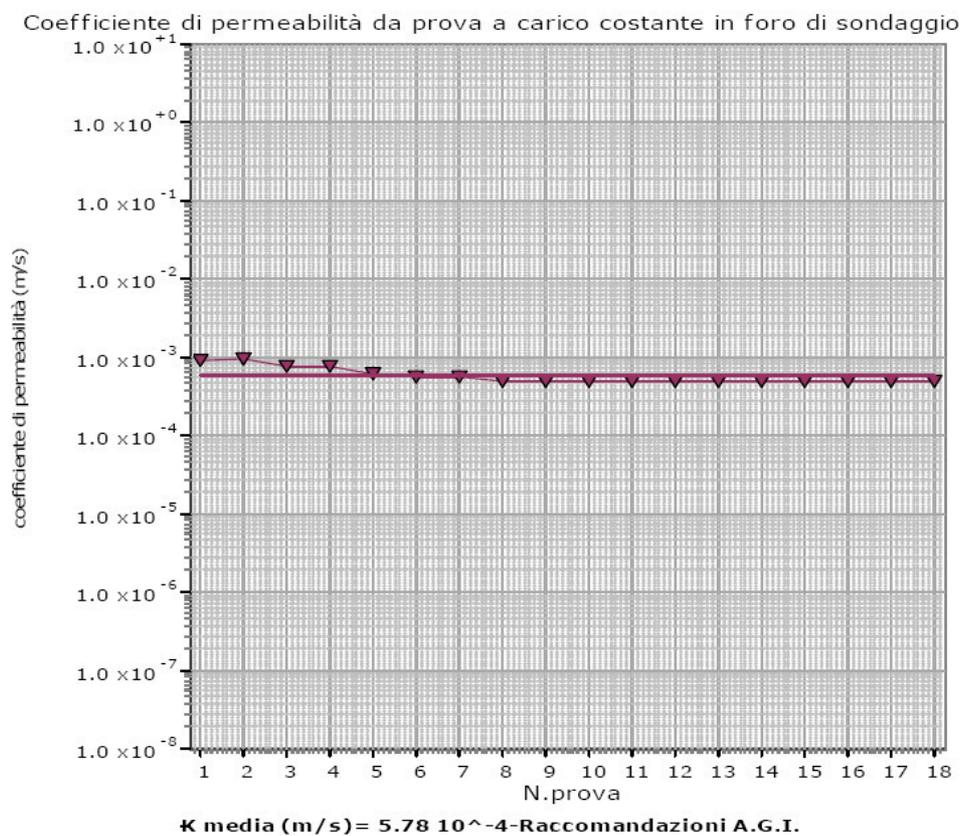


Fig. 41 – Risultanza dell'elaborazione della prova Lefranc a carico costante

Le risultanze delle due prove, svolte secondo le raccomandazioni A.G.I. possono essere così riassunte:

Sondaggio	Profondità di esecuzione	Materiale presente	Tipo di prova	Permeabilità (m/s)
S4	3,0-3,5 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli	carico continuo	$5.78 \cdot 10^{-4}$
S6	1,0-1,5 m	Limo sabbioso con ghiaietto	carico variabile	$2.2 \cdot 10^{-6}$

In base alle profondità di esecuzione delle prove ed all'effettiva litologia dei terreni rilevata in sede di esecuzioni dei sondaggi, i risultati di permeabilità calcolati sono perfettamente riconducibili agli effettivi terreni rilevati.

k (cm/s)	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta	Bassa	BB	Impermeabile					
Tipi di terreno	Ghiaie pulite	Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie		Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi	Limi argillosi e argille limose, fanghi argillosi		Argille omogenee e compatte				

Fig. 42 – In rosso il range di valori della prova a carico continuo, in rosso quella a carico costante

18. CONSIDERAZIONI FINALI

La zona in oggetto è esente da vincoli di natura geologica od idrogeologica e l'indagine geologica eseguita ha confermato la fattibilità dell'intervento.

La carta della fattibilità geologica allegata al PGT del comune di Cologne (anno 2008), riporta la suddivisione del territorio comunale in classi di fattibilità geologico – ambientale, desunte dalla valutazione incrociata degli elementi geologici con fattori ambientali ed antropici. In particolare, il fabbricato in progetto ricadrà in classe 1 di fattibilità – fattibilità senza particolari limitazioni.

Tuttavia l'area di studio riguarda anche una porzione di territorio classificato in classe 3 (Fattibilità con consistenti limitazioni), sottoclasse 3b1 – area periodicamente allagata per esondazione di corsi d'acqua.

A tal proposito si ricorda, come accennato in precedenza, che la consultazione della vigente carta del PGRA (Piano di Gestione dei Rischi di Alluvioni), consultata sul sito di Regione Lombardia, mostra come attualmente all'interno dell'area di studio non siano presenti scenari di rischio e pericolosità legati sia al Reticolo Principale che al reticolo Secondario di Pianura.

Secondo quanto riportato **Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"**, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono stati determinati i seguenti parametri:

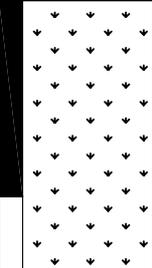
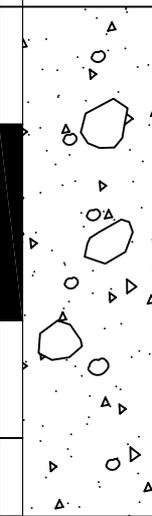
- ✓ il territorio comunale di Cologne è inserito in Zona 3 nella classificazione sismica nazionale.
- ✓ le condizioni morfologiche dei siti in esame corrispondono alla categoria topografica T1 – Pendii con inclinazione media $< 15^\circ$;
- ✓ da un punto di vista sismico la MASW pregressa consultata ha permesso di ascrivere il sottosuolo su cui verrà edificato l'edificio alla categoria B.
- ✓ i terreni non sono soggetti a liquefazione;

Per l'adempimento di quanto prescritto dalle **Nuove Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17.01.2018**, il presente studio dovrà essere integrato con una relazione geotecnica che motivi la scelta del sistema di fondazione adottato, ne verifichi gli aspetti di collasso per capacità portante agli **SLU** e le condizioni di equilibrio agli **SLE**.

San Martino Siccomario, Febbraio 2019

Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
Dott. Geol. Gianluca Nascimbene



Profondità m da p.c.	Prof.in m.	Stratigrafia	Descrizione terreno	SPT	Livello falda (m da p.c.)
0.00			Terreno vegetale/coltivo (limo sabbioso color nocciola con ghaietto)		
1.40			Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio	1.5 m 18 27 31	
4.00			Fine sondaggio	3.0 m 49 53 Rif	

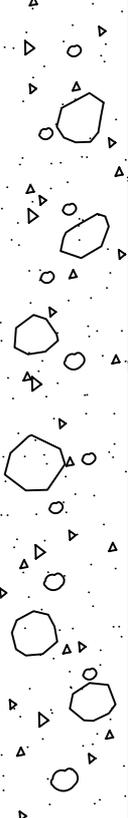


Attrezzatura utilizzata : Beretta T45

Diametro perforazione: 131 mm (carotiere) - 152 mm (rivestimento)

Sondatore : Antovski Zlatko - Iliev Rade

NOTE:

Profondità m da p.c.	Prof.in m.	Stratigrafia	Descrizione terreno	SPT	Livello falda (m da p.c.)
0.00			Terreno vegetale/coltivo (limo sabbioso color nocciola con ghaietto)		
1.50			Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio	1.5 m 8 21 57 3.0 m 14 39 51 4.5 m 29 41 27	
10.00			Fine sondaggio		

Attrezzatura utilizzata : Beretta T45
 Diametro perforazione: 131 mm (carotiere) - 152 mm (rivestimento)
 Sondatore : Antovski Zlatko - Iliev Rade

NOTE:

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SONDAGGIO S2

0

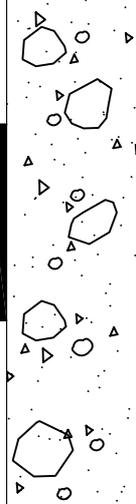


5 m

5 m



10 m

Profondità m da p.c.	Prof.in m.	Stratigrafia	Descrizione terreno	SPT punta aperta	Livello falda (m da p.c.)
0.00			Terreno vegetale/coltivo (limo sabbioso color nocciola con ghaietto)		
1.30			Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio	1.5 m 34 47 Rif.	
4.00			Fine sondaggio	3.0 m 53 Rif.	



Attrezzatura utilizzata : Beretta T45
 Diametro perforazione: 131 mm (carotiere) - 152 mm (rivestimento)
 Sondatore : Antovski Zlatko - Iliev Rade

NOTE:

Profondità m da p.c.	Prof.in m.	Stratigrafia	Descrizione terreno	Prova di permeabilità Lefranc Carico costante	SPT	Livello falda (m da p.c.)
0.00			Terreno vegetale/coltivo (limo sabbioso color nocciola con ghiaietto)			
0.80			Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio	3.0 m 3.5 m	1.5 m 41 37 49 3.0 m 53 Rif. 4.5 m 37 55 Rif.	
10.00			Tra 4,5 m e 5 m e tra 8,5 me 9,5 si rinvegono orizzonti maggiormente sabbiosi con ciottoli eterometrici			
Fine sondaggio						

Attrezzatura utilizzata : Beretta T45
 Diametro perforazione: 131 mm (carotiere) - 152 mm (rivestimento)
 Sondatore : Antovski Zlatko - Iliev Rade

NOTE:

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SONDAGGIO S4

0

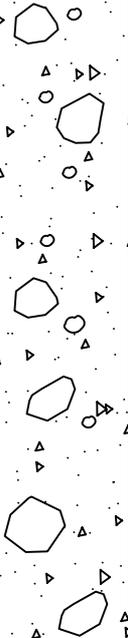


5 m

5 m



10 m

Profondità m da p.c.	Prof. in m.	Stratigrafia	Descrizione terreno	SPT punta aperta	Livello falda (m da p.c.)
0.00			Terreno vegetale/coltivo (limo sabbioso color nocciola con ghiaietto)		
0.60			Sabbia e ghiaia con ciottoli eterometrici di colore grigio	1.5 m 37 Rif.	
4.00			Fine sondaggio	3.0 m 53 Rif.	



Attrezzatura utilizzata : Beretta T45
 Diametro perforazione: 131 mm (carotiere) - 152 mm (rivestimento)
 Sondatore : Antovski Zlatko - Iliev Rade

NOTE:

