



COMUNE DI URBINO

Realizzazione di nuovi opifici
Zona Industriale Cà Guerra



RELAZIONE GEOLOGICA – RELAZIONE GEOTECNICA



Fascicolo

G.01

Committente

GREEN POWER SYSTEMS Srl

*Loc. Maiano
I – 61028 - Sassocorvaro Auditore - PU*

Design

*Studio Montini
Via Don Bramante Ligi, n 10
61030 Canavaccio-URBINO-PU
☎ +39 (0) 722 36 98 56
☎ +39 338 636 57 45
www.studiomontini.com
info@studiomontini.com*

Urbino: trentasettembreduemilaventidue

INDICE

1 – INTRODUZIONE	3
1.1 - Premessa	3
1.2 - Progetto	3
1.3 - Vita nominale.....	4
1.4 -Classi d'Uso	4
1.5 - Periodo di riferimento per l'azione sismica	4
1.6 - Sismicità dell'area.....	4
1.7 - Piano di lavoro.....	4
2 - RAPPORTO GEOLOGICO.....	5
2.1 - Riferimenti geografici	5
2.2 - Situazione morfologica.....	7
2.3 - Analisi morfodinamica storica-evolutiva (1988-2020).....	8
2.4 - Situazione geologica.....	12
2.5 - Situazione idrogeologica	12
2.6 – Situazione idrografica.....	12
2.7 – Processi morfogenici.....	13
2.8 – Tettonica.....	14
2.9 – Dissesti in atto o potenziali-stabilità	15
2.10 – Successione litostratigrafica	15
2.11 – Stratimetria	15
2.12 - Zooning sismico.....	16
3.0 - RAPPORTO GEOTECNICO	17
3.1 - Caratteristiche dell'intervento di progetto	17
3.2 - Programma indagini.....	17
3.3 – Perforazioni (Campagna geognostica 2002).....	18
3.4 - Situazione stratigrafica derivata dalle perforazioni	20
3.5 - Sondaggi penetrometrici	21
3.6 – Modello stratigrafico di progetto	30
3.7 – Caratterizzazione geomeccanica	31
3.8 – Modello geomeccanico	32
3.9 - Posizione della falda acquifera.....	33
3.10 - Tipo di fondazione e profondità di posa	33
3.11 - Definizione parametri geotecnici di progetto	34
3.12 - Stima della capacità portante.....	34
3.13 – Kh - Carichi orizzontali - Pali.....	36
3.14 - Stati limite d'esercizio.....	37
3.15 - Altezza critica del fronte di scavo	38
3.16 - I riporti	39
3.17 - Opere di presidio delle incisioni	39
3.18 - Stabilità dell'area.....	40
3.19 - Indagine geofisica	40
3.20 – Strumentazione Usata	40
3.21 - Modalità operativa.....	41
3.22 - Fase Interpretativa.....	42
3.23 - Analisi congiunta masw e hvsv.....	43
3.24 - Considerazioni conclusive sulla categoria sismica del terreno	43
3.25 - Azione Sismica.....	44
3.26 - Parametri sismici.....	44
3.27 - Liquefacibilità del terreno	46
4 – TERRE E ROCCE DA SCAVO.....	47
4.1 - Smaltimento terre e rocce da scavo - D.G.R. 27/07/2009 n° 1064 L.R. 11/09.....	47
4.2 - Caratteristiche dei terreni in loco - terre e rocce da scavo	47
4.3 Indagini - terre e rocce da scavo	47
4.4 - Sottosuolo - terre e rocce da scavo.....	47
4.5 - Acque - terre e rocce da scavo	48
4.6 - Depurazione - terre e rocce da scavo	48
4.7 - Risccontro di inquinamento - terre e rocce da scavo.....	48
4.8 - Conclusioni - terre e rocce da scavo	48
5 - CONCLUSIONI	49

1 – INTRODUZIONE

1.1 - Premessa

La presente relazione definisce gli elementi geologici, geotecnici e sismici relativi alla costruzione di una serie di opifici nella zona produttiva sita nel Comune di Urbino, denominata Cà Guerra.

Veduta Aerea del sito

Scala	Fuori scala
Fonte	Google



Foto | 1

1.2 - Progetto

Il progetto prevede la costruzione di una serie di opifici.

Interventi di progetto

Scala	Fuori Scala
Fonte	Studio Dominici - Lunano

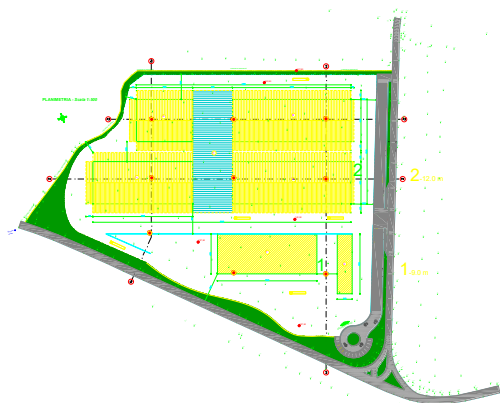


Fig. | 1

Per il trasferimento dei carichi al terreno si prevede – in fase preliminare - di ricorrere a fondazioni profonde su palo.

1.3 - Vita nominale

Secondo il D.M. 2018, la vita nominale “Vn” di una struttura è il numero di anni nel quale la struttura 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. 2018.

Tipi di costruzione		Vita Nominale “Vn”-anni
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel nostro caso $Vn = 50$

1.4 -Classi d'Uso

Con riferimento al § 2.4.2 NTC 2018 le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe 1	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe 2	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.
Classe 3	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe 4	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.

Nel nostro caso si evince una **classe d'uso 2**.

1.5 - Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento si ottiene dalla seguente relazione:

$$V_r = V_n \times C_U$$

C_U è definito, al variare della classe d'uso, come riportato nella tabella 2.4.II (N.T.C. D.M. 2018)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel nostro caso:

$$V_r = 50 * 1,0 = 50 \text{ anni}$$

1.6 - Sismicità dell'area

Comune	Urbino
Zona	2
Prescrizioni	Prescrizioni previste dai D.M. 2008 e 2018.

1.7 - Piano di lavoro

E' stato predisposto un piano di lavoro comprendente:

a)	Raccolta di informazioni geologiche e progettuali
b)	Rilevazioni di superficie
c)	Sondaggi geognostici
d)	Sondaggi sismici
e)	Ricostruzione del modello stratigrafico del terreno
f)	Ricostruzione del modello geomeccanico del terreno
g)	Ricostruzione del modello sismico del terreno
h)	Tipologie fondali utilizzabili e relativi cedimenti

Le indagini, le valutazioni e le risultanze emerse dal presente studio hanno tenuto presente:

-	D.M. 17 Gennaio 2018
-	Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – parte 1
-	D.lgs. 152/2006 e smi – Norme in materia ambientale
-	Piano assetto idrogeologico (PAI)

2 - RAPPORTO GEOLOGICO

2.1 - Riferimenti geografici

L'area, per la cui esatta ubicazione si rimanda alla cartografia allegata, si pone a margine del territorio comunale di Urbino, nei pressi del toponimo Cà Guerra (in carta: Cà Gadana).

Nella carta topografica d'Italia, alla scala 1:25.000, essa occupa la parte nord occidentale della Tavoleta "MONTECALVO in FOGLIA" F° 109 III° N.E.

Carta Topografica d'Italia

Foglio	109
Quadrante	III N.E
Scala	25000
Fonte	IGM

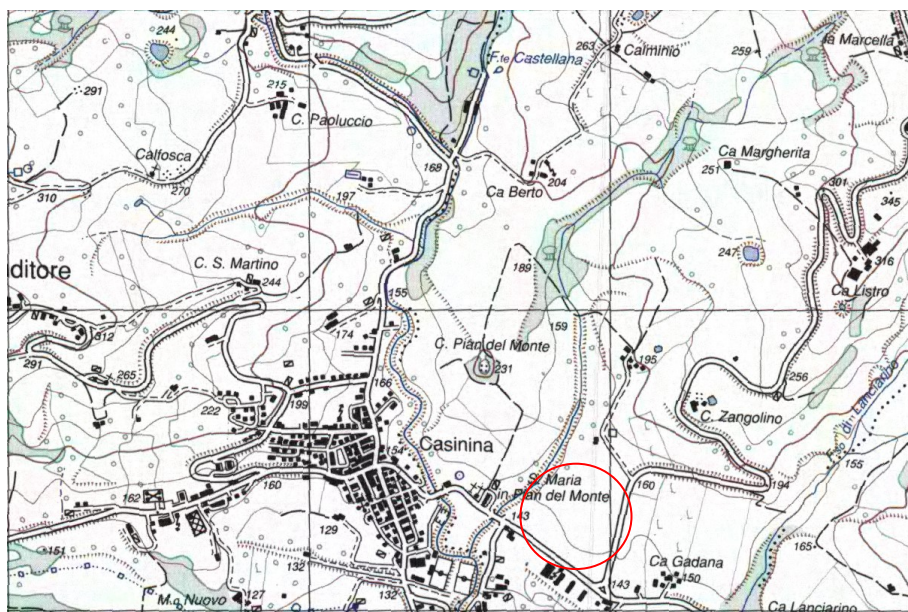


Fig. 2

La figura seguente individua l'area nella carta tecnica regionale.

Carta Tecnica Regionale

Fonte	Regione Marche
-------	----------------

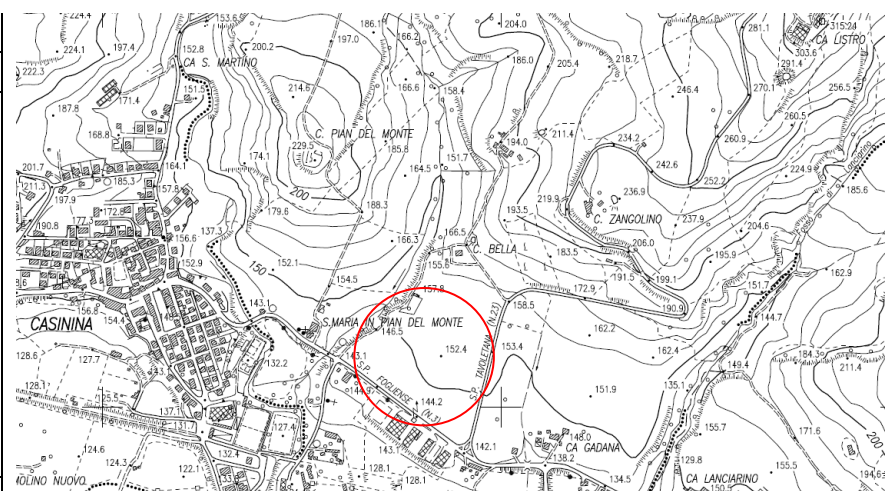


Fig. 3

Dal punto di vista catastale il lotto possiede i seguenti riferimenti:

Planimetria Catastale	
Foglio	5
Mappale	21
Scala	F.s.
Fonte	NCUE

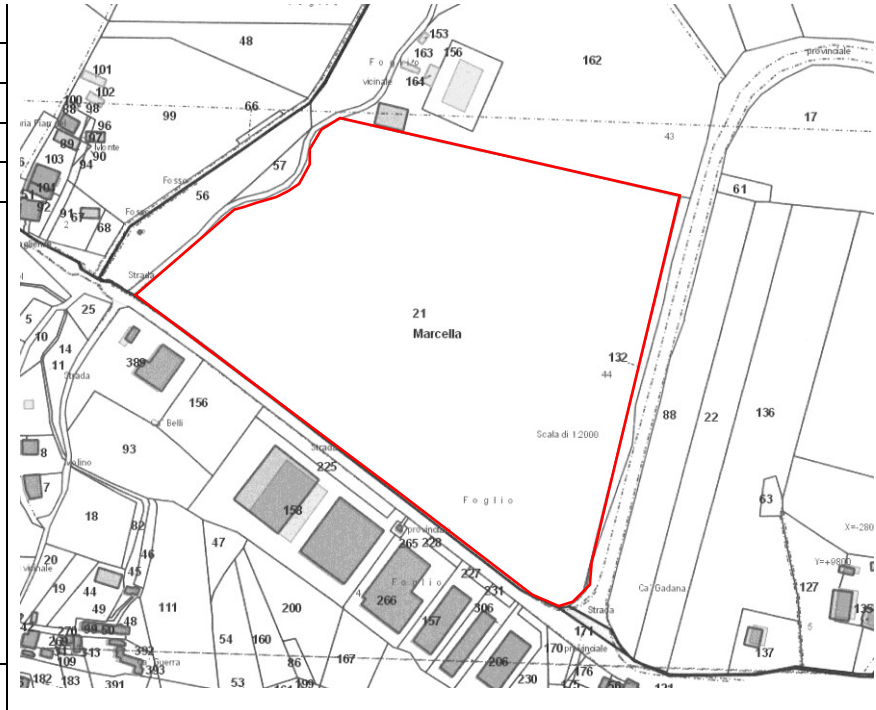


Fig. 4

2.2 - Situazione morfologica

L'area si colloca in sinistra orografica del Fiume Foglia, a quote variabili fra 143 e 152 m sul livello del mare, in un contesto territoriale pianeggiante. Le acclività sono contenute sotto i 5°.

L'andamento delle pendenze risulta regolare, anche se talora sono presenti porzioni ribassate (parte bassa lato Casinina) raccordate da debole pendio.

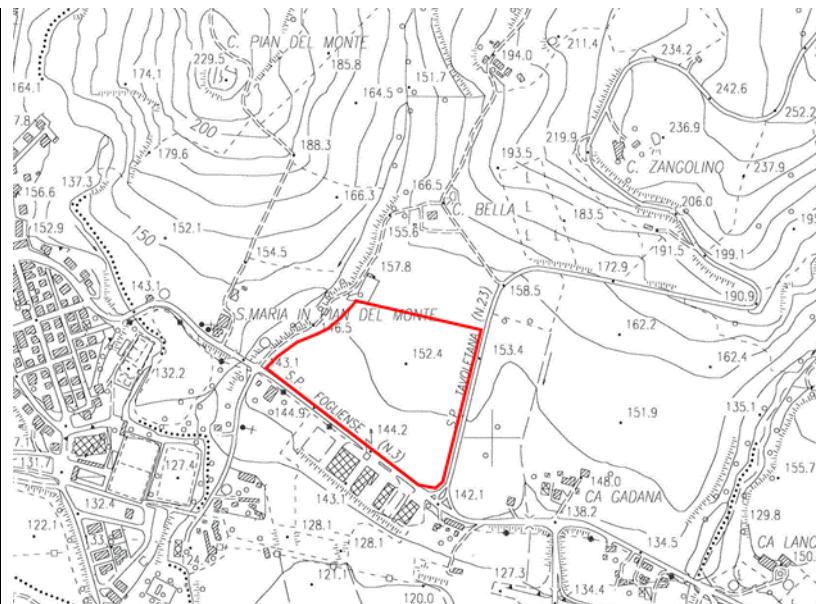
Il luogo, non manifesta "sintomi" di instabilità: nei suoi dintorni non sono rilevabili forme connesse a presunti e/o latenti dissesti.

Le strutture collocate a valle del sito (capannoni Industriali e/o artigianali) non mostrano problematiche imputabile alle condizioni geologiche e geomorfologiche del luogo.

L'area non è interessata direttamente e/o indirettamente da corsi d'acqua che con eventuali esondazioni potrebbero innescare azioni morfogeniche negative alla stabilità della zona. Il fosso ubicato al limite occidentale del sito scorre a quote relative di oltre -6.00 m rispetto all'area in studio.

Carta d'inquadramento

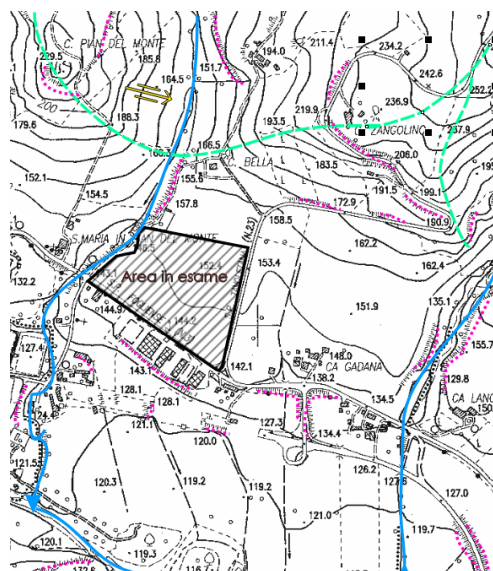
Sezione	267160
Scala	f.s.
Fonte	CTR Reg. Marche
Fig.	5



Gli elementi geomorfologici (displuvio, compluvio e scarpate) non interagiscono in modo conflittuale con l'area oggetto di disamina.

CTR – Regione MARCHE

Nome	Colbordolo
Sezione	267160
Scala	1:10000
Fonte	CTR Marche
Fig.	6



A seguire si riportano i profili Ovest / Est e Nord/Sud passanti per il sito in esame.

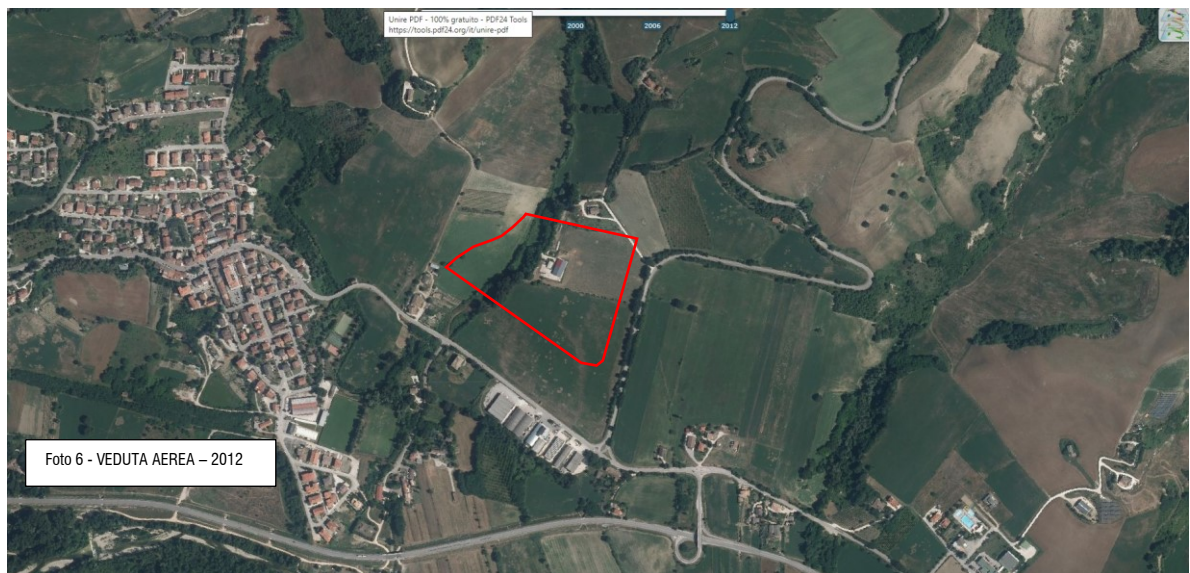


2.3 - Analisi morfodinamica storica-evolutiva (1988-2020)

Nel seguito si riportano i fotogrammi disponibili in rete dal 1988 al 2020.









L'analisi dei fotogrammi consente di affermare:

- Non sono evidenti trasformazioni morfologiche dell'area,
Dal 1988 ad oggi, l'area evidenzia un uso agricolo.
- I corsi d'acqua non mostrano significativi spostamenti d'alveo,
- In oltre 32 anni di osservazioni non si rilevano: fenomeni erosivi e di accumulo attivi, fenomeni in dissesto di versante, fenomeni d'inondazione e /o esondazione,
- Il sito non pare interessato da movimenti gravitativi in atto.

2.4 - Situazione geologica

Dall'esame della cartografia ufficiale, dai rilievi svolti e dai sondaggi effettuati, emerge che la zona è geologicamente caratterizzata dal "Sintema di Matelica". Detto sintema è il risultato della sedimentazione "alluvionale" avvenuta nel pleistocene superiore ed è litologicamente costituito da limi argilloso sabbiosi, limi sabbioso argillosi e sabbie ghiaiose in matrice argillosa.

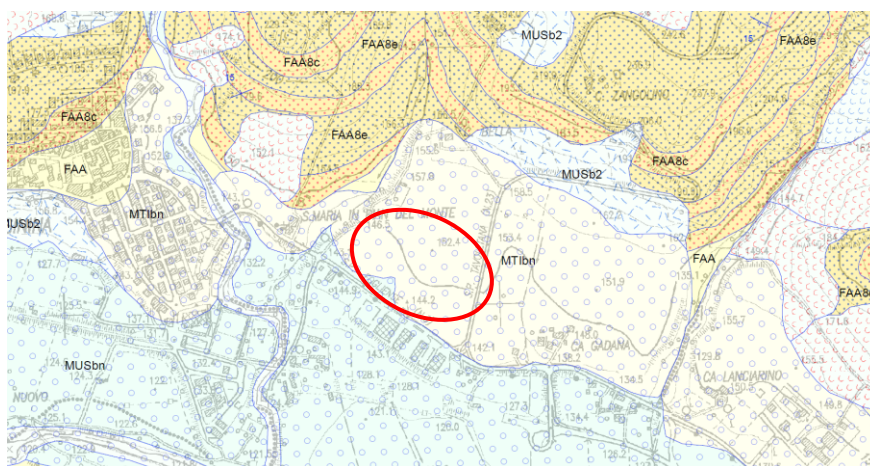
I depositi sintemici sono terrazzati da +15 a +30 m sull'alveo del collettore primario.

Essi hanno spessori stimabili attorno alla decina di metri e ricoprono un substrato afferente alle unità plioceniche della serie marchigiana: l'unità delle Argille Azzurre.

I depositi sintemici hanno una stratificazione a marcata variabilità laterale e verticale.

Per indicazioni di dettaglio si rimanda agli allegati cartografici di fine relazione, ed in particolare alla: Carta Geologica.

Carta geologica	
Sezione	
Scala	f.s.
Fonte	Regione Marche
Fig.	9



2.5 - Situazione idrogeologica

L'idrogeologia è condizionata da molteplici fattori; non ultimo dei quali: la permeabilità dei terreni.

Nel caso in esame si mette in luce come i terreni afferenti al sintema di Matelica siano di origine alluvionale e siano dotati di una porosità che li rende attraversabili dai liquidi e quindi da una permeabilità media.

Per contro i terreni costituenti il bedrock (Argille Plioceniche) sono da considerarsi scarsamente permeabili.

Queste diverse caratteristiche possono determinare accumuli idrici al contatto fra depositi sintemici (più permeabili) e substrato argilloso (impermeabile).

Le terebrazioni dirette sotto superficie – spinte fino a ca -15 metri dall'attuale piano di calpestio - non hanno evidenziato venute idriche.

2.6 – Situazione idrografica

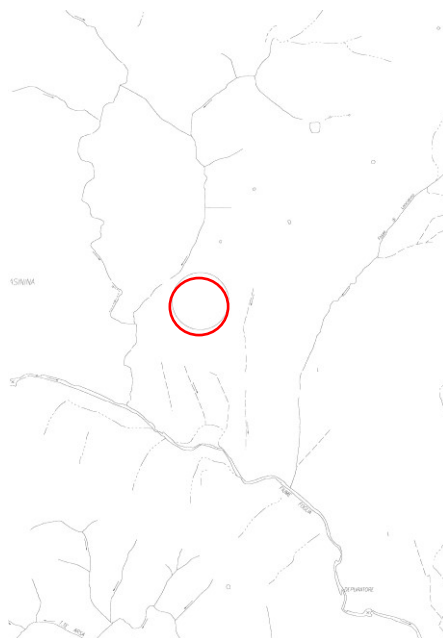
Il reticolo idrografico locale è costituito dall'insieme dei corsi d'acqua che solcano in superficie il bacino imbrifero convergendo alla sezione di chiusura dello stesso.

Esso manifesta una struttura ad albero la cui ramificazione riflette la natura dei processi climatici, idrologici, geologici, morfologici che controllano l'evoluzione del territorio.

In assenza di condizionamenti da parte delle geo-strutture il reticolo tende a organizzarsi secondo criteri di minima dissipazione energetica dando luogo alle classiche forme dendritiche.

L'intensità della ramificazione è evidenziata nella figura seguente.

Carta del Reticolo Idrografico	
Scala	F.s.
Fonte	CTR Regione Marche
Fig.	10



Il collettore primario è il Fiume Foglia a cui convoglia i liquidi il Fosso presente ad ovest dell'area.
La situazione morfologica di piana con bassa acclività impone un'attenta regimazione di tutte le acque meteoriche e dilavanti.

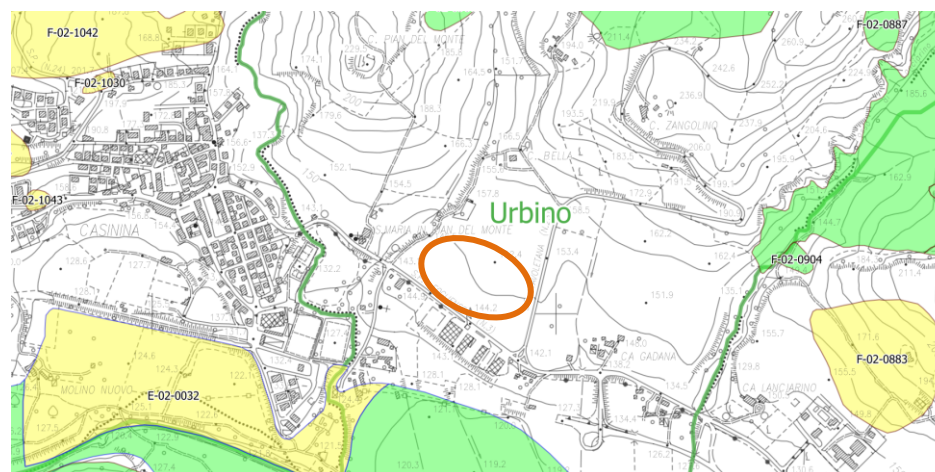
2.7 – Processi morfogenici

Nella zona e nelle sue adiacenze non sono rilevabili fenomeni franosi.
La morfologia del luogo non lascia aperte ipotesi di potenziali dissesti gravitativi.
Non si osservano fenomeni di degradazione e/o accentuate forme d'erosione; l'area è da ritenersi stabile.

Dalla cartografia PAI dell'autorità di bacino distrettuale dell'appennino centrale Decreto 27-10-2021 – Tav. RI 4 b -

CARTA PAI	
Rischio	Frana-Inondazione
Scala	F.s.
Fonte	Aut.Bac.Distr.Ap.Ce
Fig.	11

- Area a rischio frana (Codice F-xx-yyyy)**
 - Rischio moderato (R1)
 - Rischio medio (R2)
 - Rischio elevato (R3)
 - Rischio molto elevato (R4)
- Area a rischio valanga (Codice V-xx-yyyy)**
 - Rischio molto elevato (R4)
- Area a rischio esondazione (Codice E-xx-yyyy)**
 - Rischio moderato (R1)
 - Rischio medio (R2)
 - Rischio elevato (R3)
 - Rischio molto elevato (R4)



emerge che l'area in esame non è ricompresa in nessun frana e/o in zone esondabili.

Anche la cartografia del I.F.F.I. (Inventario dei Fenomeni franosi Italiani – ISPRA) non ricomprende il sito in aree in dissesto di versante.

I.F.F.I.	
Scala	F.S.
Fonte	ISPRA
Fig.	12



Per quanto riguarda il **rischio d'inondabilità**, in considerazione dell'altimetria del sito rispetto ai corsi d'acqua più prossimi, non sussiste pericolo alcuno.

Alla figura di Pag. 8 (Profilo terreno NordOvest-SudEst) si osserva come il fosso posto ad ovest dell'area abbia una quota d'alveo a +138.0 m slm a fronte di una quota minima dell'area di +147 ÷ 148m slm.

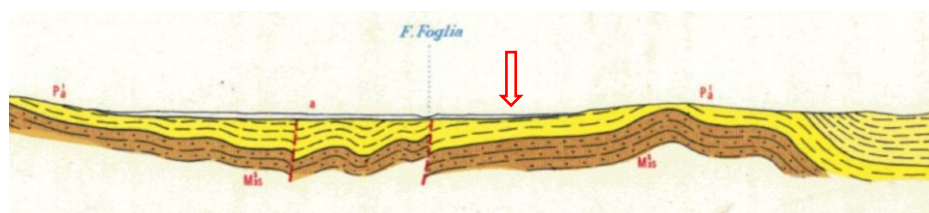
Si osserva inoltre come i terreni in destra orografica del fosso sopra citato abbiano quote altimetriche (+145 m slm) inferiori a quelle della sinistra orografica e pertanto una ipotetica onda di piena andrebbe ad espandersi nella sponda destra del fosso e non in sinistra ove insiste l'area in studio.

2.8 – Tettonica

Il sollevamento dei rilievi posti nei dintorni del sito è riconducibile a sforzi plicativi orientati secondo una direttrice da sud ovest verso nord est.

L'orogenesi dei vicini rilievi è stata accompagnata da deformazioni che non interagiscono direttamente con l'area in esame.

Schema tettonico	
Scala	F.s.
Fonte	ISPRA
Fig.	13



La fase neotettonica è caratterizzata da processi distensivi, che hanno portato alla deposizione delle coltri eluvio-colluvio-alluvionali.

I compluvi sono separati da spartiacque (displuvi) in debole emergenza.

L'analisi della carta delle faglie capaci, cioè delle faglie in grado di caricarsi di energia e di rilasciarla sotto forma di sisma, ha messo in luce la presenza di una sospetta faglia capace, circa 16.0 km a Nord Est del sito.



2.9 – Dissesti in atto o potenziali-stabilità

L'area d'intervento presenta valori clivometrici sub orizzontali: $0 \div 5^\circ$.

Il rapporto fra le caratteristiche geomeccaniche dei terreni e i valori di acclività, fanno ritenere il sito dotato di sufficiente stabilità.

2.10 – Successione litostratigrafica

Il sito d'interesse si caratterizza per la presenza di terreni traentri origini da ambienti sedimentari diversificati.

Gli ambienti sedimentari da segnalare sono:

	Ambiente sedimentario	Unità geologiche
A	Sub aereo	<i>deposizione dei sedimenti eluvio-colluviali</i>
B	Sub aereo - Fluviale	<i>sedimentazione del materasso alluvionale che caratterizza tutta la piana del Foglia</i>
C	Marino	<i>deposizione del bedrock (Formazione del Pliocene), sottostante ai sedimenti di cui ai punti precedenti.</i>

Per i terreni sovrastanti il bedrock, sulla base delle prospezioni sismiche, sono ipotizzabili spessori locali fra 10 e 15 metri.

2.11 – Stratimetria

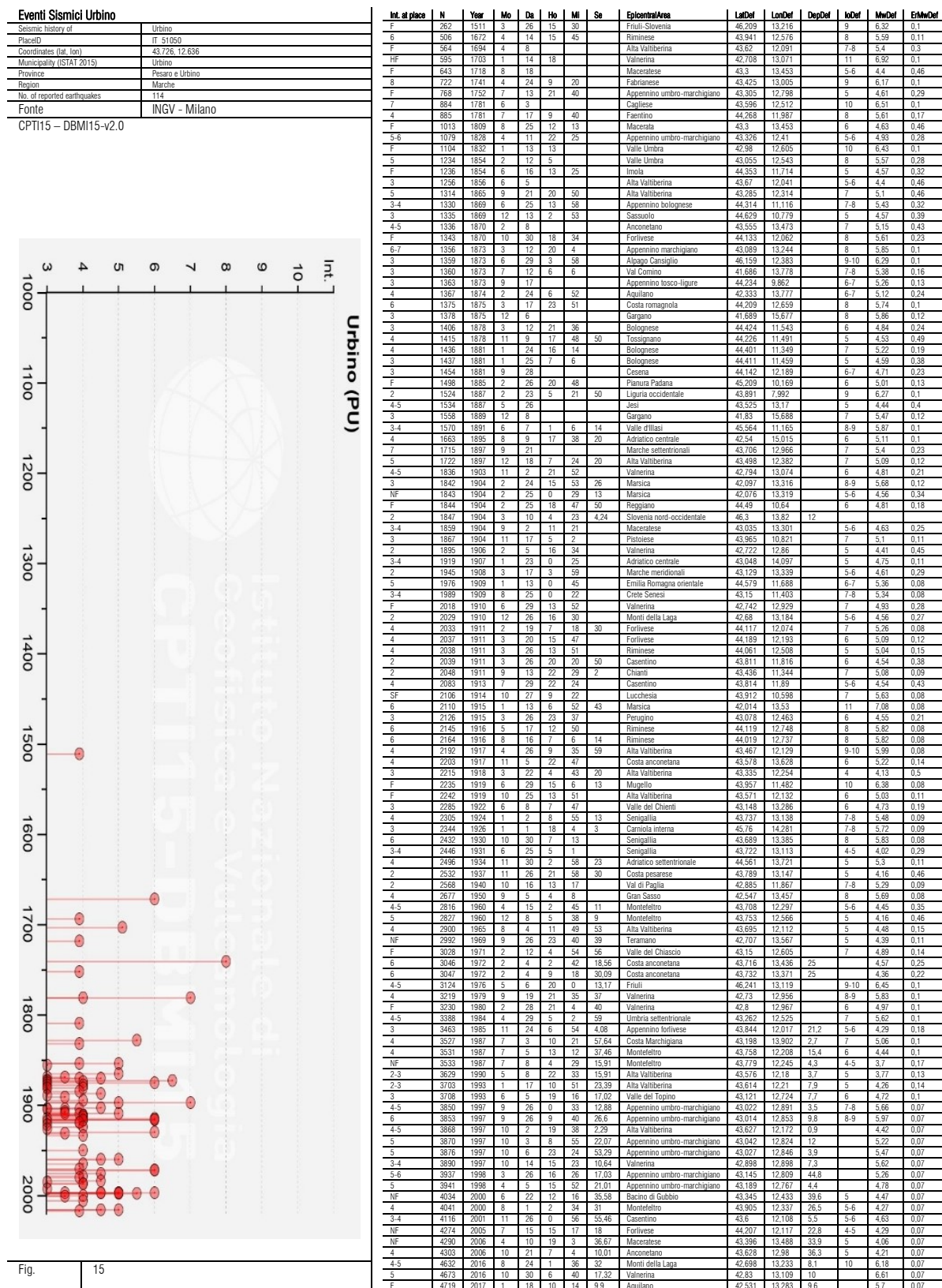
Nei terreni di "copertura" non sono correttamente rilevabili le misure stratimetriche.

Per quanto riguarda l'assetto strutturale del bedrock, estrapolando i dati rilevati nei dintorni del sito, si ipotizza:

Direzione	Appenninica N 20°W
Immersione	15° → SudOvest
Polarità	Diretta
Tab. 1	

2.12 - Zoning sismico

La figura seguente, indica gli eventi sismici che hanno interessato il comune di riferimento: Urbino:



3.0 - RAPPORTO GEOTECNICO

3.1 - Caratteristiche dell'intervento di progetto

Si esaminano, dal punto di vista geotecnico, i terreni interessati dalla costruzione di una serie di opifici, nella zona industriale "Cà Guerra" del Comune di Urbino.

Veduta del sito	
Fonte	Studio Montini



Foto	9
------	---

Preso atto:

- a) della sufficiente stabilità del sito
- b) della idoneità morfologica del luogo

si rileva una situazione di buona idoneità geologica alle finalità progettuali.

3.2 - Programma indagini

Per acquisire elementi utili al progetto si è attuata una campagna geognostica consistente in:

- sondaggi penetrometrici
- indagini geofisiche (Masw + HVSr)
- Perforazioni a carotaggio (recuperate da precedenti studio 2002 su stessa area)

Ubicazione Indagini Geognostiche	
Scala	--
Fonte	Studio Montini

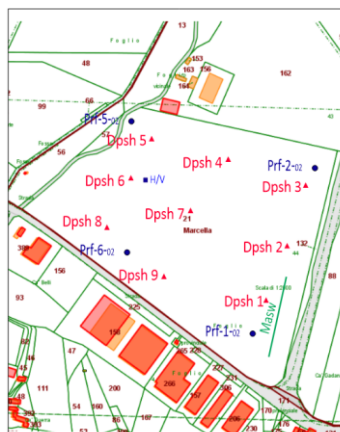


Fig.	16
------	----

3.3 - Perforazioni (Campagna geognostica 2002)

Nel 2002 furono eseguite nell'area di specifico interesse n. 4 perforazioni che consentirono di ispezionare il terreno fino a quota -15.0m dal piano campagna al momento delle indagini.

Si riportano i logs stratigrafici che accorpano strati litologicamente simili.

schema stratigrafico		Orizzonte	spessore			Litologia
			da [m]	a [m]	H ₂ O[m]	
Perforazione	N.1	A	0.00	1.80		Copertura vegetale
		B	1.80	9.00		Limi argilloso sabbiosi
		C	9.00	14.0		Argilla Marnosa

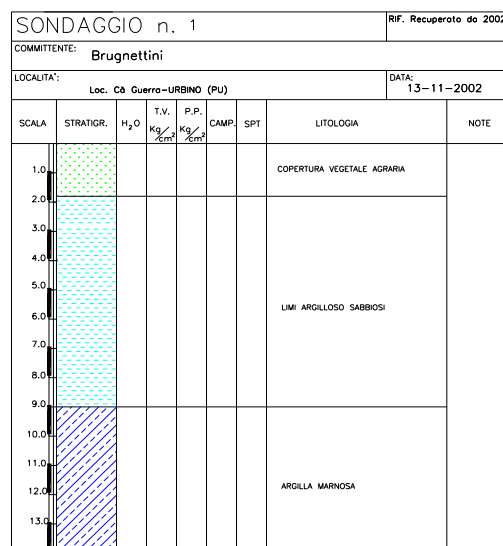


Fig. 17

schema stratigrafico 2		Orizzonte	spessore			Litologia
			da [m]	a [m]	H ₂ O[m]	
Perforazione	N. 2	A	0.00	1.00		Copertura vegetale
		B	1.00	9.00		Limi argilloso sabbiosi
		C	9.00	12.00		Ghiaia sabbiosa in matrice limosa-Lente
			12.0	15.0		Argilla Marnosa

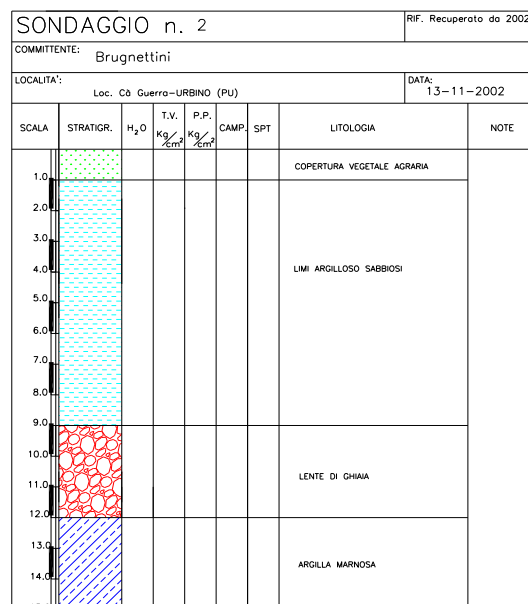


Fig. 18

schema stratigrafico 6		Orizzonte	spessore			Litologia
			da [m]	a [m]	H ₂ O[m]	
Perforazione	N. 6	A	0.00	1.00		Copertura vegetale
		B	1.00	6.50		Limi argilloso sabbiosi
		C	6.50	10.00		Ghiaia sabbiosa in matrice limosa
		D	10.00	15.00		Marna azzurra

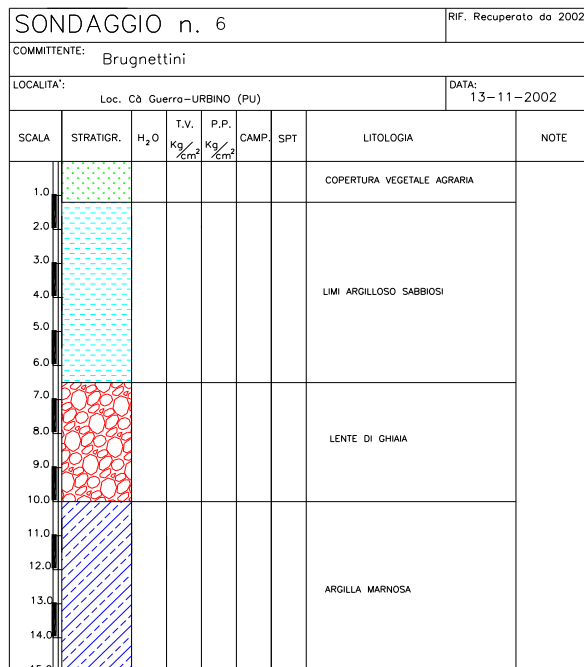


Fig. 19

schema stratigrafico 7		Orizzonte	spessore			Litologia
			da [m]	a [m]	H ₂ O[m]	
Perforazione	N. 7	A	0.00	1.20		Copertura vegetale
		B	1.20	6.60		Limi argilloso sabbiosi
		C	6.60	9.00		Ghiaia sabbiosa in matrice limosa
		D	9.00	14.00		Marna azzurra

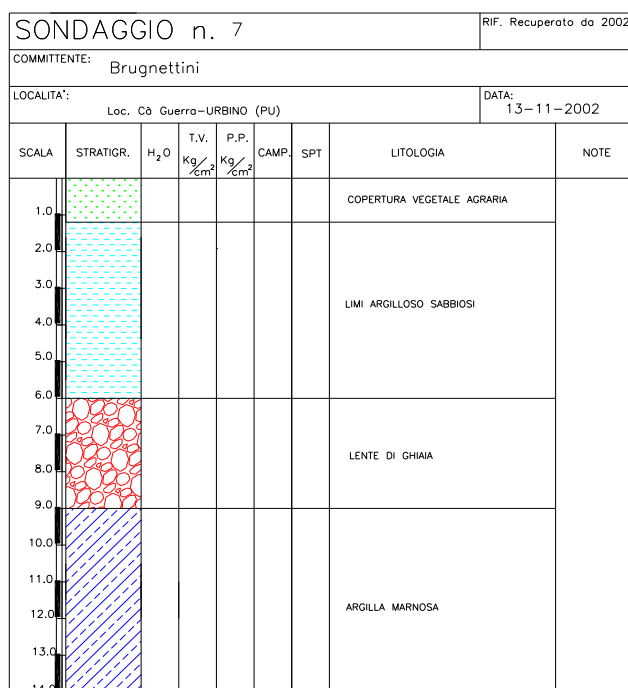


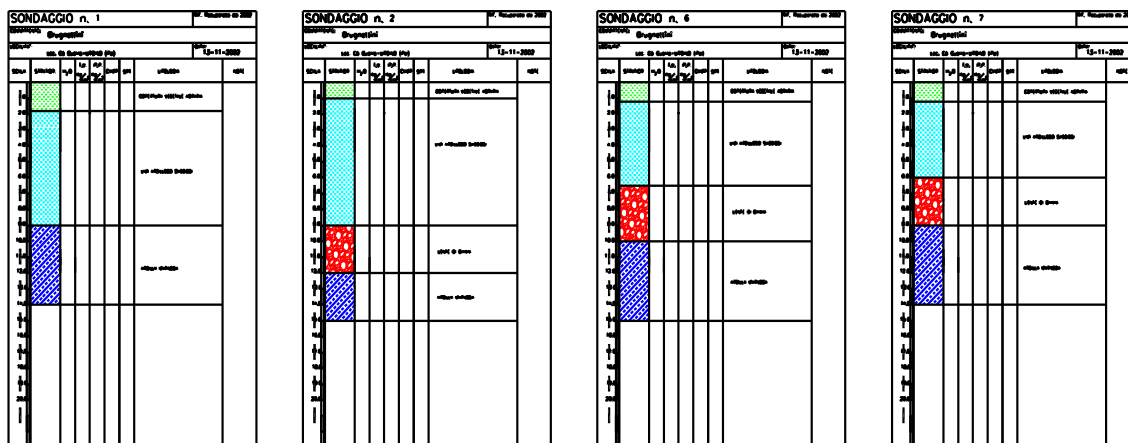
Fig. 20

3.4 - Situazione stratigrafica derivata dalle perforazioni

A consuntivo delle perforazioni già eseguite si fornisce il seguente schema stratigrafico:

Orizzonte	Prf-1		Prf- 2		Prf- 6		Prf-7		
	da [m]	a[m]	da [m]	a[m]	da [m]	a[m]	da [m]	a[m]	
A	0.00	÷ 1.80	0.00	÷ 1.00	0.00	÷ 1.20	0.00	÷ 1.20	Copertura vegetale
B	1.80	÷ 9.00	1.00	÷ 9.00	1.20	÷ 6.50	1.20	÷ 6.00	Limi argilloso sabbiosi
C	-----		9.00	÷ 12.00	6.50	÷ 10.00	6.00	÷ 9.00	Ghiaia sabbiosa in matrice limoso argillosa - Lenti
D	9.00	÷ 14.0	12.00	÷ 15.0	10.00	÷ 14.0	9.00	÷ 14.0	Argilla Marnosa - Pliocene

Tab.2 – schema stratigrafico da perforazioni



3.5 – Sondaggi penetrometrici

Il sondaggio penetrometrico consiste nell'infissione – tramite una massa battente di peso calibrato - di una punta conica nel terreno misurando il numero di colpi (N) necessari a produrre un approfondimento per tratti consecutivi di 20 cm.

La prova è sospesa per raggiunto rifiuto, generalmente quando N supera il valore di 20 o per il raggiungimento di una profondità di interesse tecnico.

Tutti i sondaggi sono iniziati alla quota del piano campagna.

La punta conica presenta un diametro significativamente superiore a quello delle aste per evitare che attriti laterali alterino i dati di resistenza N misurata.

Lo strumento utilizzato è un penetrometro Pagani TG-63-100 con le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE SONDA		PENETROMETRO PAGANI TG-63-100	
	M	Massa del Maglio	63.5 Kg
	H	Volata	0.75 m
Scala	A	Sezione punta conica	20.00 cm ²
Fonte	Studio Montini	E	Rifiuto dinamico alla penetrazione
	N		e = 20 / N
	N	Numero delle cadute di maglio necessarie a produrre un avanzamento della punta di 20 cm	



Foto | 10

I sondaggi penetrometrici consentono di schematizzare la costituzione del sottosuolo secondo una successione di terreni con diversi valori di resistenza alla punta.

Nel dettaglio l'assetto stratigrafico rilevabile attraverso le terebrazioni effettuate, lungo le verticali d'indagine, è così sintetizzabile:

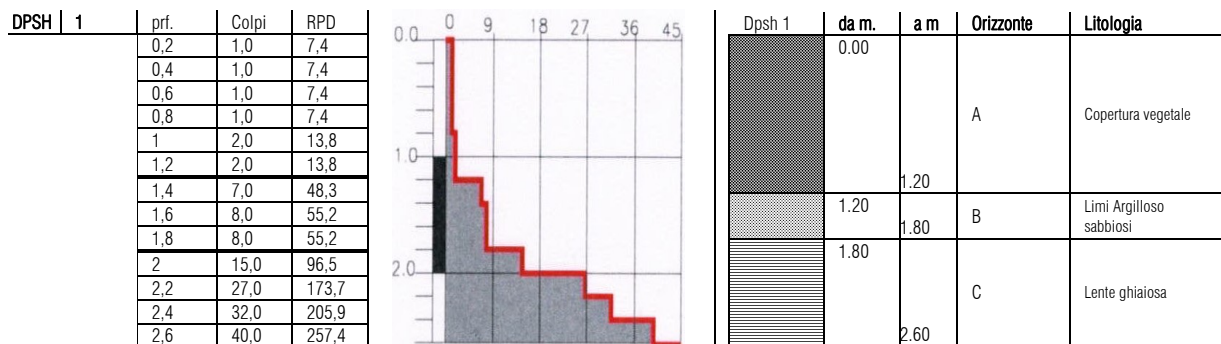


Fig. | 21 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 1

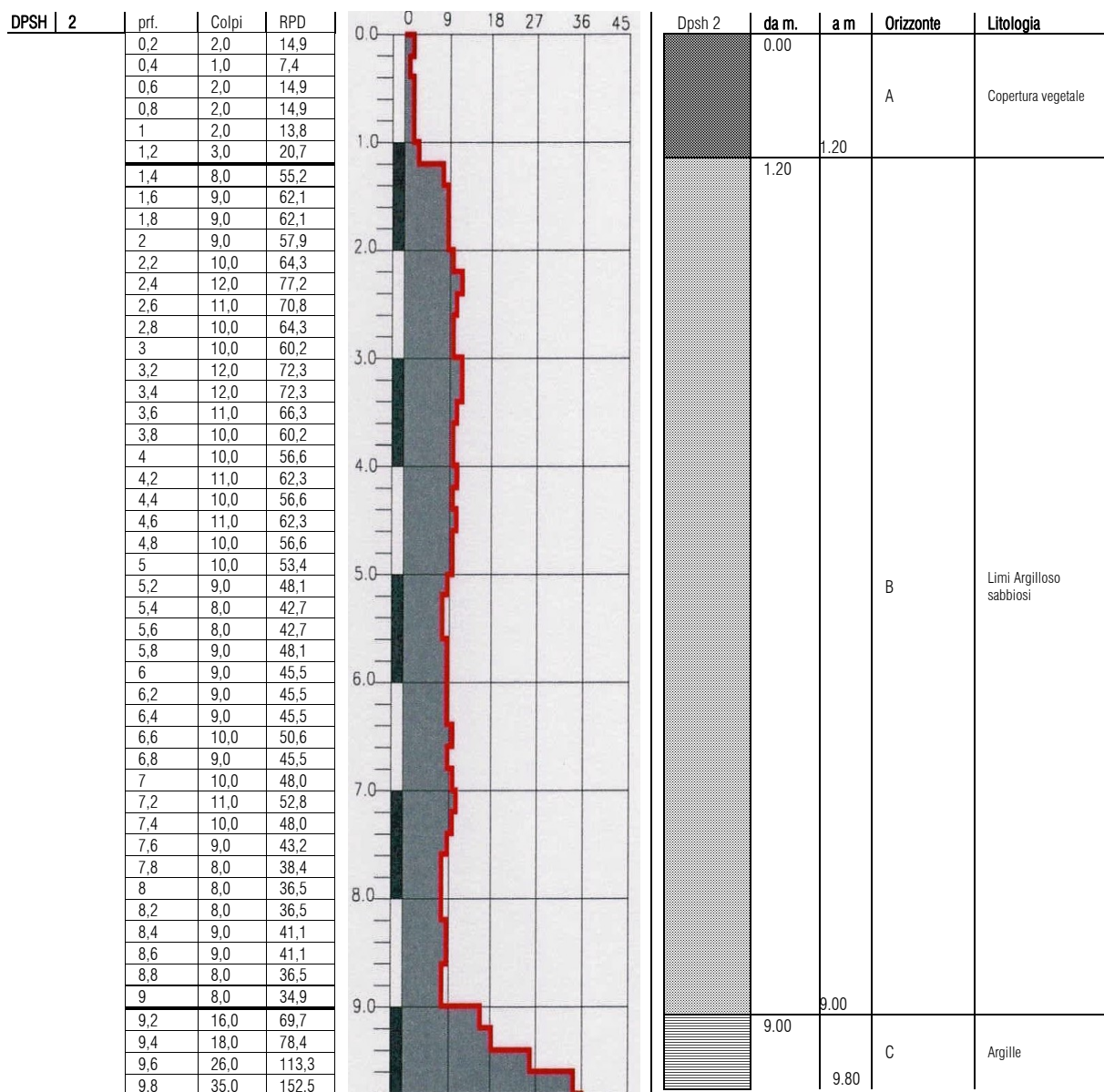


Fig. | 22 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 2

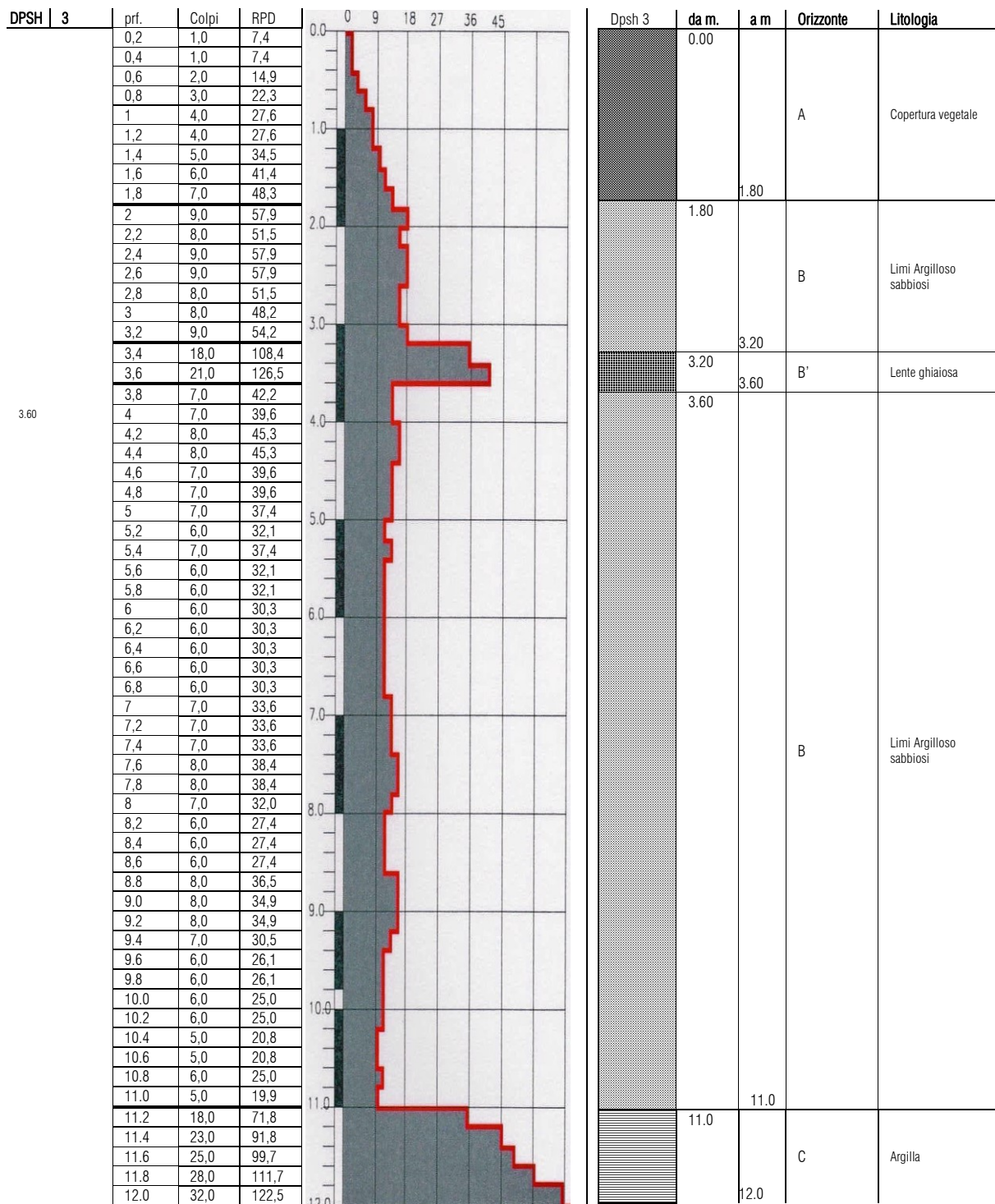


Fig. 23 Discretizzazione sondaggio penetrometrico - Dpsh 3

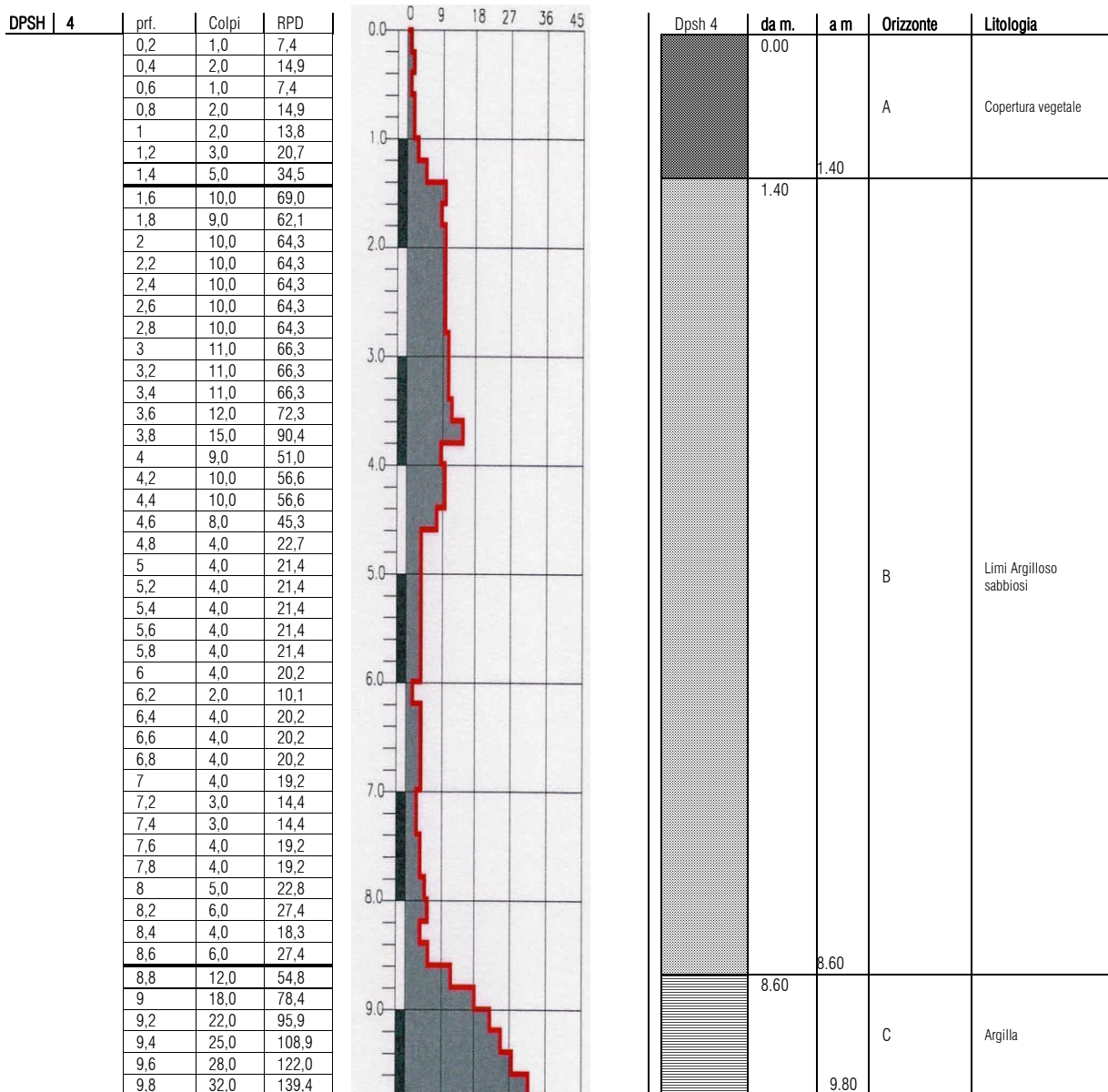


Fig. | 24 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 4

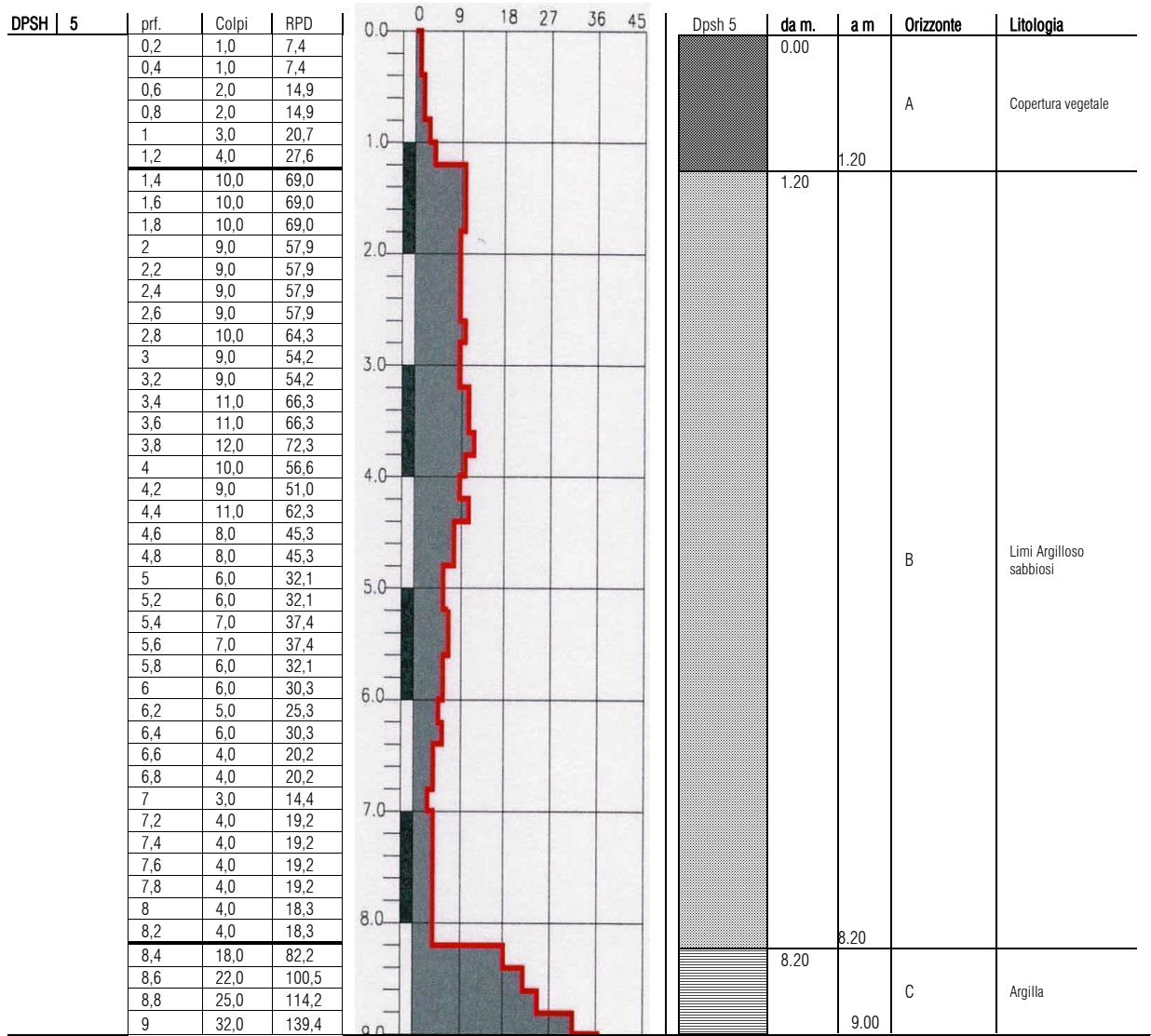


Fig. | 25 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico - Dpsh 5

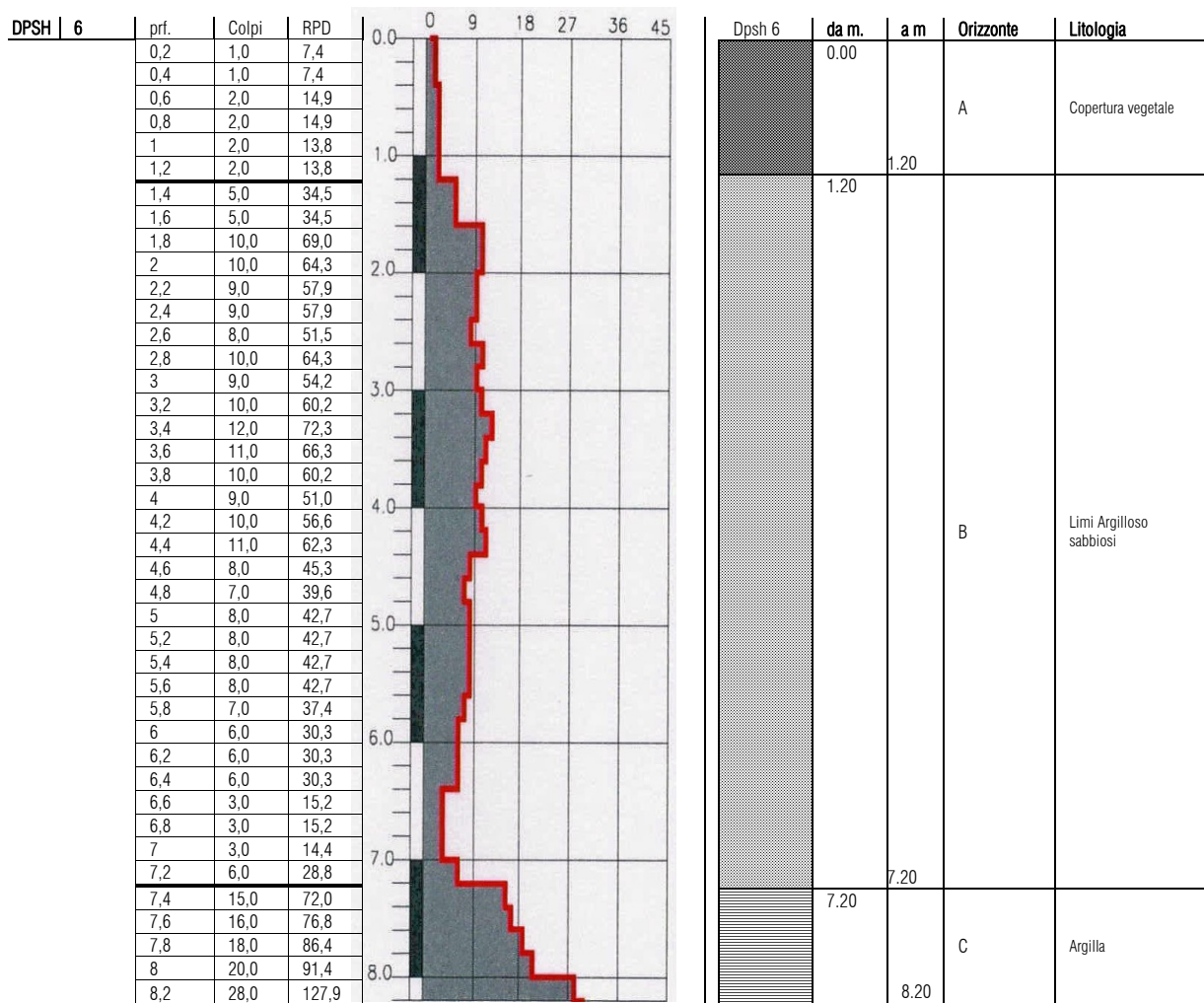


Fig. | 26 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 6

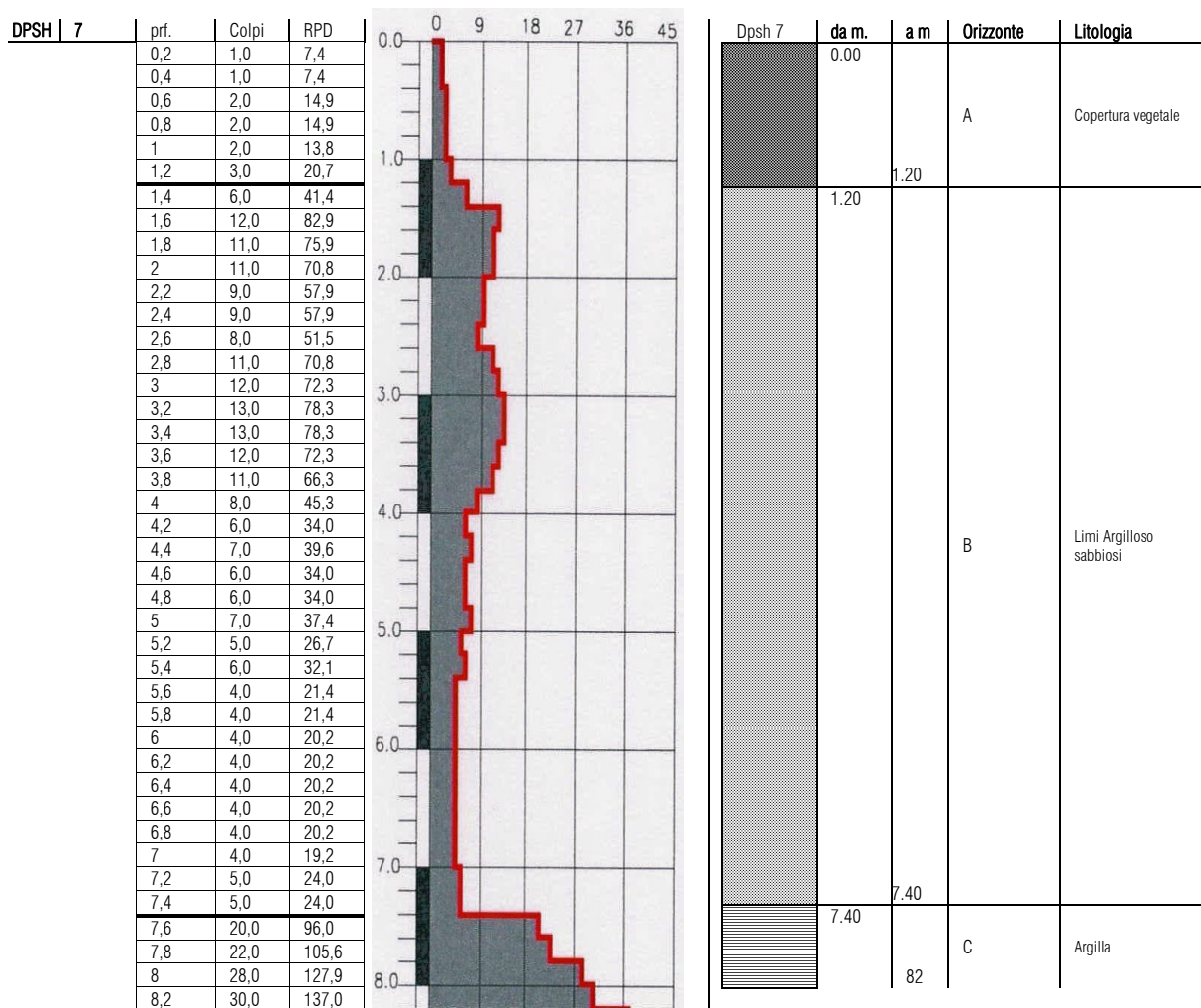


Fig. | 27 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 7

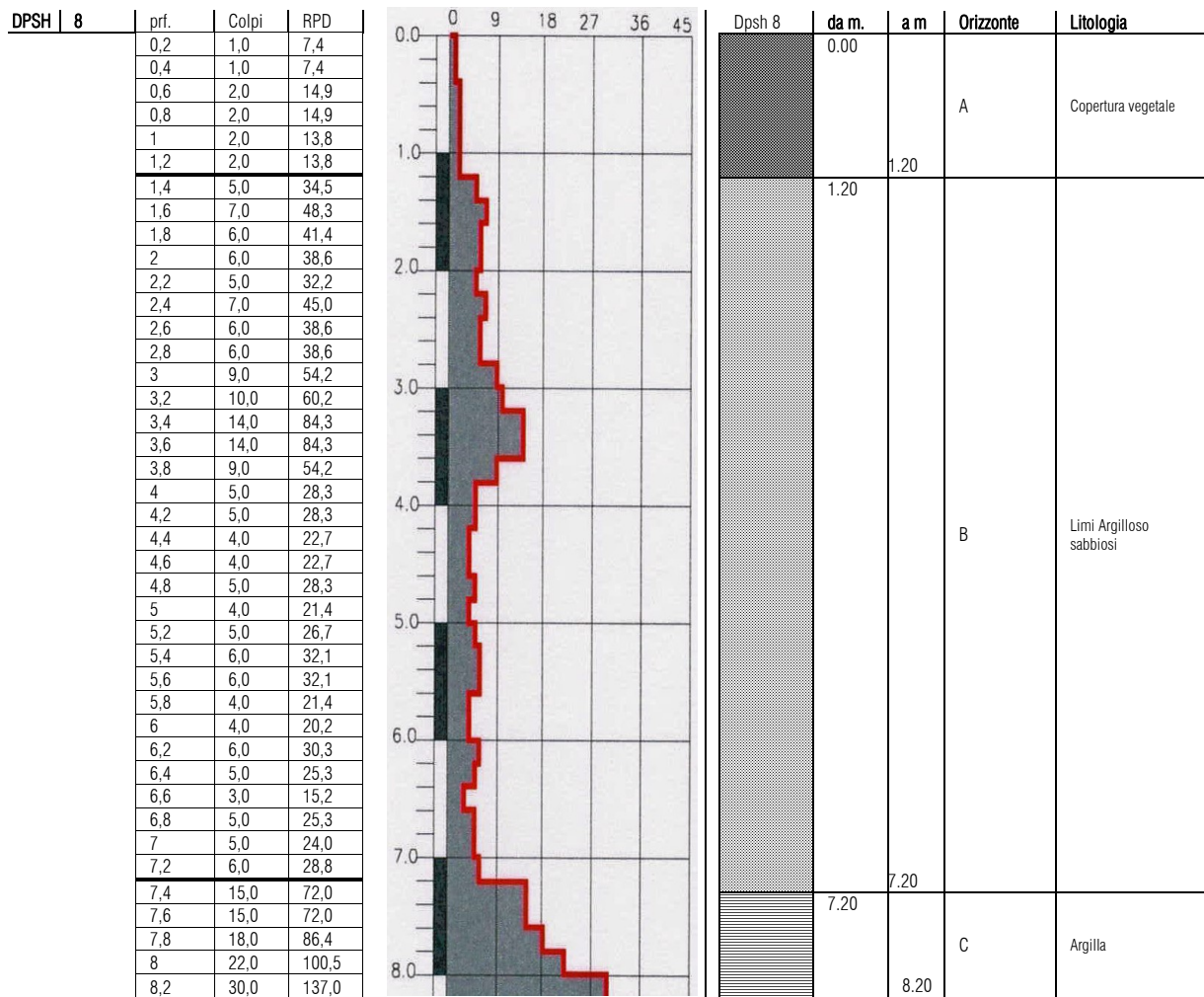


Fig. | 28 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico - Dpsh 8

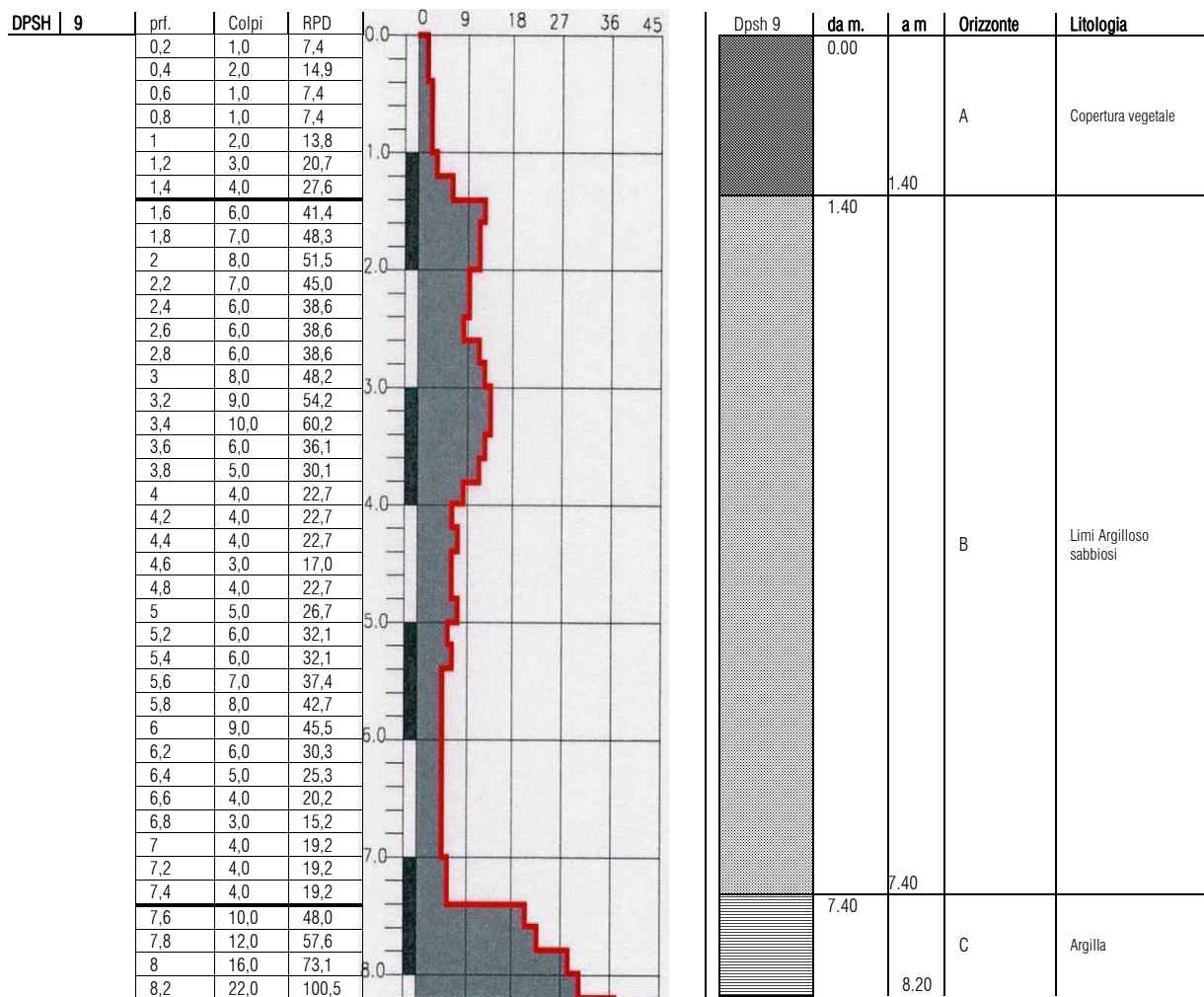


Fig. | 29 | Discretizzazione sondaggio penetrometrico – Dpsh 9

3.6 - Modello stratigrafico di progetto

Si sintetizza il modello stratigrafico ottenuto dalle indagini geognostiche:

Modello stratigrafico

Unità	Spessori													Litologia
	DPSH11	DPSH2	DPSH3	DPSH4	DPSH5	DPSH5	DPSH7	DPSH8	DPSH9	Pr11	Pr12	Pr16	Pr17	
A	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,8	0,0 ÷ 1,4	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,4	0,0 ÷ 1,4	0,0 ÷ 1,0	0,0 ÷ 1,2	0,0 ÷ 1,2	Copertura vegetale
B	1,2 ÷ 1,8	1,2 ÷ 9,0	1,8 ÷ 3,2	1,4 ÷ 8,6	1,2 ÷ 8,2	1,2 ÷ 7,2	1,2 ÷ 7,4	1,2 ÷ 7,4	1,4 ÷ 7,4	1,4 ÷ 7,9	1,0 ÷ 9,0	1,2 ÷ 6,0	1,2 ÷ 6,0	Limi argilloso sabbiosi
B'	1,6 ÷ 2,6		3,2 ÷ 3,6								9,0 ÷ 12,0	6,5 ÷ 10,0	6,0 ÷ 9,0	Lenti ghiaiose
B			3,6 ÷ 11,0											Limi argilloso sabbiosi
C		9,0 ÷ 9,8	11,0 ÷ 12,0	8,8 ÷ 9,8	8,2 ÷ 9,0	7,2 ÷ 8,1	7,4 ÷ 8,1	7,4 ÷ 8,1	7,4 ÷ 8,2	9,0 ÷ 14,0	12,9 ÷ 15,0	10,0 ÷ 15,0	9,0 ÷ 14,0	Argilla di Base - Pliocene

Tab.3 - schema stratigrafico di progetto

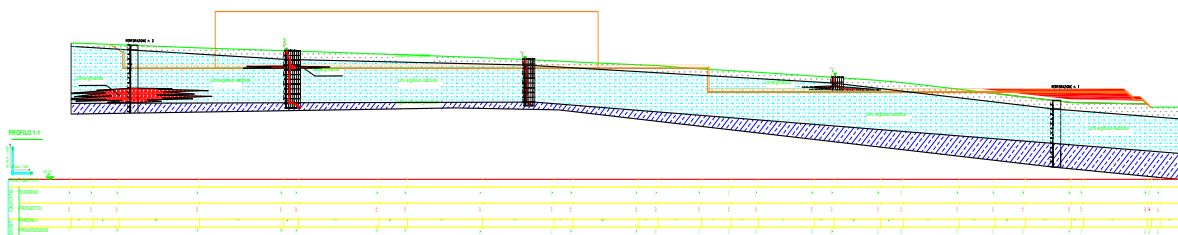


Fig. 30 - Modello Stratigrafico / profilo 1-1

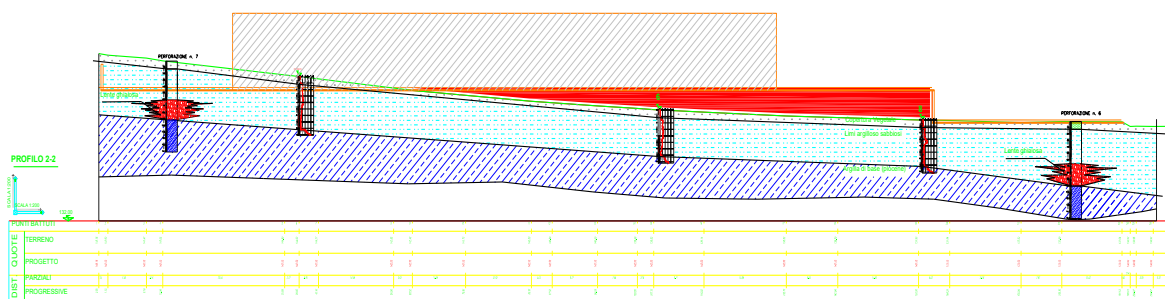


Fig. 31 - Modello Stratigrafico / profilo 2-2

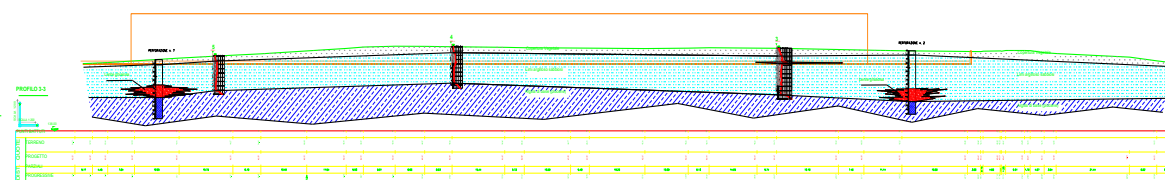


Fig. 32 - Modello Stratigrafico / profilo 3-3

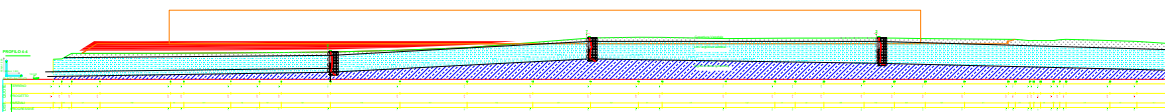


Fig. 33 - Modello Stratigrafico / profilo 4-4

SCHEMA STRATIGRAFICO GENERALE

MODELLO STRATIGRAFICO

	Dpsh-1	Dpsh-2	Dpsh-3	Dpsh-4	Dpsh-5	Dpsh-6	Dpsh-7	Dpsh-8	Dpsh-9	Perf-1 2002	Perf-2 2002	Perf-3 2002	Perf-4 2002
UNITA' A - copertura vegetale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UNITA' B - limi argilloso sabbiosi	20	20	80	40	70	20	20	40	80	80	80	80	20
UNITA' B' - lenti di ghiaia												80	80
UNITA' B - limi argilloso sabbiosi			110	60	20	70	70	70	40	90	70	80	70
UNITA' C - argilla di base - Pliocene	80	2,5	80	80	80	80	80	80	80	40	3,0	3,0	4,0

3.7 – Caratterizzazione geomeccanica

Si individuano i valori caratteristici dei parametri geotecnici tenendo presente i **valori minimi** fra quelli derivati dalle elaborazioni statistiche.

NSPT - Numero di colpi prova SPT

NSPT	Unità	Litologia	NSTP (-)									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	B	Limi argilloso sabbiosi	12	15	11	11	11	12	12	9	9	9	9
	B'	Lenti ghiaiose	43		30								30
Tab.	4	C	Argilla		37	38	35	37	29	38	30	23	23

Modulo di taglio dinamico

Modulo di taglio dinamico	Unità	Litologia	G [kg/cm ²]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	22	30	50	30	30	30	30	30	30	30	30
	B	Limi argilloso sabbiosi	83	98	78	78	78	83	83	67	67	67	67
	B'	Lenti ghiaiose	243		182								182
Tab.	5	C	Argilla		191	195	183	191	159	195	164	134	134

Densità relativa

NSPT	Unità	Litologia	DR [%]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	7	11	21	11	11	11	11	11	11	11	7
	B	Limi argilloso sabbiosi	38	42	36	36	36	38	38	31	31	31	31
	B'	Lenti ghiaiose	78		65								65
Tab.	6	C	Argilla		72	73	70	72	63	73	65	54	54

Angolo d'attrito Interno

NSPT	Unità	Litologia	Angolo D'attrito(θ) [°]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	26	27	28	27	27	27	26	29	27	27	26
	B	Limi argilloso sabbiosi	30	31	30	30	31	30	30	29	30	30	29
	B'	Lenti ghiaiose	39		36								36
Tab.	7	C	Argilla		37	38	37	38	37	38	36	36	36

Modulo di Poisson

	Unità	Litologia	Angolo D'attrito(θ) [°]		Modulo di Poisson
	A	Copertura vegetale	26		0.359642979
	B	Limi argilloso sabbiosi	29		0.340016929
	B'	Lenti ghiaiose	36		0.291892397
Tab.	8	C	Argilla	36	0.291892397

Modulo di deformazione drenato

Modulo di deformazione drenato	Unità	Litologia	E' [kg/cm ²]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	24	36	72	36	36	36	36	36	36	36	24
	B	Limi argilloso sabbiosi	144	180	132	132	132	144	144	108	108	108	108
	B'	Lenti ghiaiose	516		360								360
Tab.	9	C	Argilla		444	456	420	444	348	456	360	276	276

Peso dell'Unità di Volume

Peso Unità di Volume	Unità	Litologia	Densità (Y) [g/cm ³]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	1.75	1.78	1.85	1.78	1.78	1.78	1.77	1.76	1.76	1.76	1.75
	B	Limi argilloso sabbiosi	1.92	1.96	1.91	1.93	1.90	1.92	1.91	1.89	1.88	1.88	1.88
	B'	Lenti ghiaiose	2.11		2.05								2.05
Tab.	10	C	Argilla		2.23	2.24	2.20	2.22	2.13	2.21	2.14	2.06	2.06

Peso di volume secco

Peso Unità di Volume secco	Unità	Litologia	Yd [t/m ³]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	1.36	1.38	1.43	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.36
	B	Limi argilloso sabbiosi	1.52	1.54	1.51	1.51	1.51	1.52	1.52	1.48	1.48	1.48	1.48
	B'	Lenti ghiaiose	1.79		1.69								1.69
Tab.	11	C	Argilla		1.74	1.75	1.73	1.74	1.68	1.75	1.69	1.62	1.62

Coesione

Coesione	Unità	Litologia	Coesione (cu) [kg/cm²]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	0.13	0.19	0.38	0.19	0.20	0.19	0.20	0.18	0.17	0.13	
	B	Limi argilloso sabbiosi	0.75	0.94	0.69	0.65	0.70	0.75	0.70	0.56	0.62	0.56	
	B'	Lenti ghiaiose	0.00		0.00							0.00	
Tab.	12	C	Argilla		2.31	2.38	2.19	2.30	1.81	2.35	1.88	1.80	1.80

Contenuto d'acqua

Contenuto d'acqua	Unità	Litologia	W [%]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	46.9	44.2	36.0	44.2	44.2	44.2	44.2	44.2	44.2	36.0	
	B	Limi argilloso sabbiosi	31.2	28.6	29.5	32.1	32.1	32.2	31.2	34.0	34.0	28.6	
	B'	Lenti ghiaiose	0.00		0.00							0.00	
Tab.	13	C	Argilla		14.3	13.8	15.4	14.3	18.7	13.8	18.1	22.6	13.08

Indice dei vuoti

Indice dei vuoti	Unità	Litologia	e [-]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	1.267	1.194	1.000	1.194	1.194	1.194	1.194	1.194	1.194	1.000	
	B	Limi argilloso sabbiosi	0.842	0.773	0.795	0.867	0.867	0.842	0.842	0.918	0.918	0.773	
	B'	Lenti ghiaiose	0.309		0.490							0.309	
Tab.	14	C	Argilla		0.387	0.373	0.415	0.387	0.506	0.373	0.490	0.610	0.373

Capacità portante Sanglerat 1972

Capacità portante Sanglerat 1972	Unità	Litologia	Q [kg/cm²]									Valori min	
			Dpsh 1	Dpsh 2	Dpsh 3	Dpsh 4	Dpsh 5	Dpsh 6	Dpsh 7	Dpsh 8	Dpsh 9		
	A	Copertura vegetale	0.37	0.72	1.39	0.71	0.71	0.71	0.74	0.71	0.71	0.37	
	B	Limi argilloso sabbiosi	2.75	2.76	1.71	2.01	2.03	2.35	2.36	1.76	1.74	1.71	
	B'	Lenti ghiaiose	9.01		6.03							6.03	
Tab.	15	C	Argilla		5.22	4.94	5.04	5.39	4.45	5.83	4.68	3.49	3.49

3.8 – Modello geomeccanico

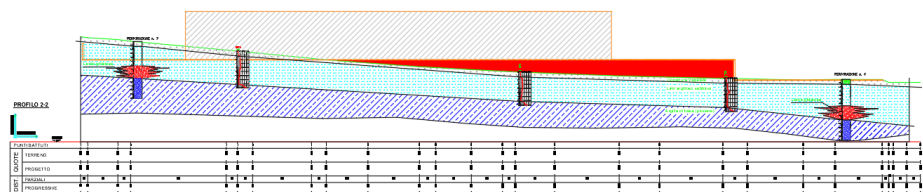
La tabella seguente sintetizza la parametrizzazione geomeccanica dei terreni

Parametri geotecnici	NSPT	G [kg/cm²]	DR [%]	Angolo attrito (Ø) [°]	Modulo di Poisson [-]	E' [kg/cm²]	Densità (v) [g/cm³]	Yd [t/m²]	Coesione (cu) [kg/cm²]	W [%]	e [-]	Q [kg/cm²]
	Valori med.	Valori min	Valori min	Valori min	Valori	Valori min	Valori min	Valori min	Valori min	Valori min	Valori min	Valori min
Unità A	3	30	7	26	0.359642979	24	1.75	1.36	0.13	36.0	1.000	0.37
Unità B	9	67	31	29	0.340016929	108	1.88	1.48	0.56	28.6	0.773	1.71
Unità B'	30	182	65	36	0.291892397	360	2.05	1.69	0.00	0.00	0.309	6.03
Unità C	23	134	54	36	0.291892397	276	2.06	1.62	1.80	13.08	0.373	3.49

Tab. 16 - Consuntivo parametri geomeccanici

Modello geomeccanico

Sezione



MODELLO GEOMECCANICO	Densità - γ [g/cm³]	Coesione - cu [kg/cm²]	Coesione - c' [kg/cm²]	Angolo d'Attrito - Ø [°]
UNITA' A - copertura vegetale	1.75	0.13	0.03	26
UNITA' B - limi argilloso sabbiosi	1.88	0.56	0.05	29
UNITA' B' - lenti di ghiaia	2.05	0.00	0.00	36
UNITA' C - argilla di base - Pliocene	2.06	1.80	0.18	36

Fig. | 34

3.9 – Posizione della falda acquifera

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti e alla luce delle introspezioni effettuate si esclude la presenza della falda. Modeste venute idriche – di nessun interesse applicativo – potrebbero presentarsi al contatto fra le lenti ghiaiose ed i sottostanti livelli argillosi.

3.10 – Tipo di fondazione e profondità di posa

I fattori che determinano la scelta di una tipologia fondale hanno molteplici componenti; fra questi rientrano:

- 1 | *il terreno, le sue caratteristiche stratigrafiche e le sue caratteristiche geomeccaniche;*
- 2 | *la tipologia strutturale, le sue masse, il suo comportamento in fase di sollecitazione sismica, ecc.*

In questa sede si analizzano solo gli aspetti connessi al terreno mettendo in evidenza:

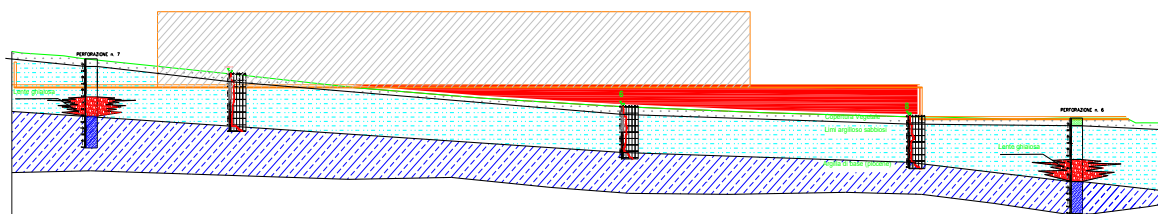
la sequenza stratigrafica ha permesso di accertare che a partire dall'attuale piano di calpestio fino a raggiungere quota $-1.0 \div 1.8$ m sono presenti terreni di copertura (unità A);

da quota $-1.0 \div 1.8$ m a quota $-9.0 \div -11.0$ m sono presenti litologie argilloso limoso sabbiose (Unità B) che inglobano lenti ghiaiose (Unità B') di spessore compreso fra poche decine di centimetri e 3.0 m ca.

oltre quota $-9.0 \div -11.0$ m è presente il substrato argilloso (Unità C – Argille plioceniche);

I terreni delle unità A e B, sono normalmente consolidati mentre quelli dell'unità C sono sovraconsolidati. Tali caratteristiche vanno considerate nella valutazione degli SLE.

Dai profili del terreno e dalle quote d'imposta dei fabbricati emerge che sono prevedibili livellamenti con "riporti" di spessore di ca. 4.50 m



Riflessioni generiche e indicative lasciano ipotizzare, per il trasferimento dei carichi al terreno, il ricorso a fondazioni profonde circolari (PALI).

I progettisti ed i calcolatori potranno comunque valutare l'opportunità di ricorrere a tipologie fondali alternative a quella sopra detta.

I pali dovranno raggiungere i terreni dell'unità C incastrandovisi per almeno 3 diametri ($11 + 0.6 \times 3 = 12.80$ m che approssimeremo a 13.00 m).

In considerazione delle eterogeneità sedimentarie ed alla puntiformità delle indagini geognostiche, si potrebbero evidenziare discrepanze nella misura del $20 \div 30\%$.

Nella verifica della capacità portante – redatta a puro titolo indicativo – andremo a considerare il terreno costituito da tre livelli:

Unità A – Copertura vegetale

Unità B – Limi Argilloso Sabbiosi

Unità C – Argilla di base.

In relazione alla lenticolarità stratigrafica ed al modesto spessore dei livelli ghiaiosi (Unità B') trascureremo il loro contributo.

Tale assunto è da considerarsi cautelativo.

In fase di predisposizione del cantiere, la direzione lavori verificherà la rispondenza di quanto previsto nel presente elaborato al fine di confermare o rivedere sia la profondità di posa che la tipologia fondale. Nel caso di difformità sarà opportuno procedere con varianti.

3.11 - Definizione parametri geotecnici di progetto

Si definiscono i parametri geotecnici in accordo al DM 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni, applicando i coefficienti parziali M1 ed M2 di cui alla sotto riportata tabella:

Tab 6.2.II	PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	(M1)	(M2)
	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
	Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Fonte	DM. 2018	Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
	Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0
Tab	17				

A seguire si riporta la sintesi dei coefficienti utilizzati ed i rispettivi valori dei parametri geotecnici di progetto:

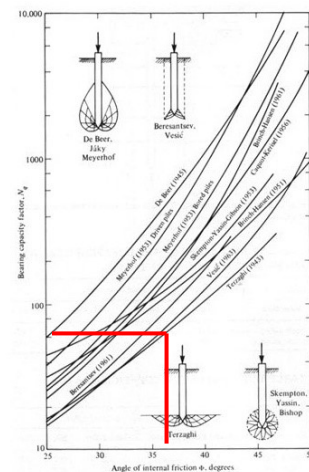
DM 17/01/18	Coefficiente Colonna M1 tabella 6.2.II				Parametri geotecnici corretti M1
Cu – kg/cm ²	1.00	0.13		A	0.13 Kg/cm ²
		0.56		B	0.56 Kg/cm ²
		1.80		C	1.80 Kg/cm ²
γ_n – t/m ³	1.00	1.75		A	1.75 T/m ³
		1.88		B	1.88 T/m ³
		2.06		C	2.06 T/m ³
Angolo attr - ϕ'	1.00	26	0.487732589	A	26 °
		29	0.554309051	B	28 °
		36	0.726542528	C	36 °
DM 17/01/18	Coefficiente Colonna M2 tabella 6.2.II.				Parametri geotecnici corretti M2
Cu – kg/cm ²	1.40	0.13		A	0.09 Kg/cm ²
		0.56		B	0.40 Kg/cm ²
		1.80		C	1.29 Kg/cm ²
γ_n – t/m ³	1.00	1.75		A	1.75 T/m ³
		1.88		B	1.88 T/m ³
		2.06		C	2.06 T/m ³
Angolo attr - ϕ'	1.25	26	0.487732589	A	21.3 °
		29	0.554309051	B	23.9 °
		36	0.726542528	C	30.2 °
Tab. 18	Consuntivo parametri geomeccanici di progetto				

3.12 - Stima della capacità portante

Caratteristiche fondazione	Fondazione Profonda Circolare: PALO			
Diametro Palo	0.60m			
Lunghezza palo	13.00m			
Terreni interessati	da m	a m	unità	litologia
	0.00	-1.80	A	Copertura vegetale (strato non collaborante)
	-1.80	-11.0	B	Limi argilloso sabbiosi (strato collaborante)
	-11.00	-13.00	C	Argilla di base (strato collaborante)

Palo Ø 600 mm - L= 13.00 m - SPECIFICHE DI CALCOLO

	Af	α	γ_D
Copertura vegetale 1	----	----	3.15
Limi argilloso sabbiosi 2-11	17.3328	0.9093267	17.296
Argilla di base 12-13	3.768	0.4111167	4.12
$\Sigma=24.566$			



Le condizioni poste prevedono l'alternativo contributo della coesione e dell'angolo d'attrito escludendo quello dell'unità A (Copertura vegetale).

condizioni calcolo		Ipotesi	Coefficienti Parziali	Condizioni					
		A	M1	c_u	=	0	φ	≠	0
		B	M1	c_u	≠	0	φ	=	0
		C	M2	c_u	=	0	φ	≠	0
Tab	19	D	M2	c_u	≠	0	φ	=	0

Dalla relazione di Terzaghi:

$$Q_a = Q_p + Q_f$$

con:

Q_a Capacità portante palo

Q_p Capacità portante punta

Q_f Capacità portante attrito laterale

risulta:

$$Q_a = A_p (C N_c + \sum y D N_q) + \sum (A_f \alpha C)$$

M1:	$Q_p = A_p (C N_c + \sum y D N_q) =$	333.40	$A_p =$	0,282743339	M1
C_u 0.00	$Q_f = \sum (A_f \alpha C) =$	0	$N_c =$	9,5	
φ 36	$Q_a (T/palo) = Q_p + Q_f =$	333.40	$N_q =$	48	
M1:	$Q_p = A_p (C N_c + \sum y D N_q) =$	55.29	$A_p =$	0,282743339	M1
C_u 1.80	$Q_f = \sum (A_f \alpha C) =$	56.06	$N_c =$	9,5	
φ 0	$Q_a (T/palo) = Q_p + Q_f =$	111.35	$N_q =$	1	
M2:	$Q_p = A_p (C N_c + \sum y D N_q) =$	222.27	$A_p =$	0,282743339	M2
C_u 0.00	$Q_f = \sum (A_f \alpha C) =$	0	$N_c =$	9,5	
φ 30	$Q_a (T/palo) = Q_p + Q_f =$	222.27	$N_q =$	32	
M2:	$Q_p = A_p (C N_c + \sum y D N_q) =$	41.48	$A_p =$	0,282743339	M2
C_u 1.29	$Q_f = \sum (A_f \alpha C) =$	51.16	$N_c =$	9,5	
φ 0	$Q_a (T/palo) = Q_p + Q_f =$	92.64	$N_q =$	1	

La capacità portante di un palo, secondo i calcoli sviluppati, è:

SINTESI		Qlim				Capacità portante
Palo		Approccio	Parametri		Suolo	
Diametro	0.60 m	M1	$\gamma = 2.06 \text{ g/cm}^3 - c_u = 1.80 \text{ kg/cm}^2 - \theta = 36^\circ$		$c_u \neq 0 - \varphi = 0$	coesivo
Lunghezza	13.00 m	M2	$\gamma = 2.06 \text{ g/cm}^3 - c_u = 1.29 \text{ kg/cm}^2 - \theta = 30^\circ$		$c_u \neq 0 - \varphi = 0$	coesivo
Tab	20					$\Phi = 0.60\text{m} - L = 13.00\text{m}$ 111.35 T/palo 92.64 T/palo

In base agli approcci, alle combinazioni ed ai coefficienti parziali y_R :

Approccio/combinazioni		Approccio		Combinazione		1		A1		+		M1		+		R1	
Tab	21																

Coefficienti parziali y_R		Simbolo	Pali Intissi			Pali Trivellati			Pali ad elica continua		
Resistenza		g_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base		g_{Rb}	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione		g_{Rc}	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (da applicare alle R_k dedotte dai risultati di prove di carico)		g_{Rt}	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in Trazione		g_{Rt}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25
Fonte D.M.2018 - 6.4.II											
Tab	22										

si avrà:

Qlim [t]	Qp [t]	Qf [t]	y_R Base	y_R Laterale	Qp/ y_R Base [t]	Ql/ y_R Lat [t]	Qadm [t]
103.05	55.29	56.06	1.35	1.15	40.95	48.74	89.69

3.13 - Kh - Carichi orizzontali - Pali

Nell'ipotesi di carichi orizzontali, il terreno è assimilato a un letto di molle aventi costante elastica k_h .

Il regime delle sollecitazioni e deformazioni è influenzato dalle variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo.

Diventa importante definire il valore K_h (Costante di reazione orizzontale).

L'espressione di *Reese e Matlock* (1956)

$$K_h = n_h \times z/d$$

In cui:

d=diametro del palo

z=profondità

rende possibile l'individuazione del valore K_h .

Per terreni coesivi, il coefficiente n_h assume i valori della seguente tabella:

Coefficienti n_h		Tipo di terreno	$n_h \cdot n$ [N/cm ³]	Fonte
		Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese Matlock(1956) Davisson, Prakash (1963)
		Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson (1970) Davisson (1970)
		Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson (1970) Wilson, Hiltz (1967)
		Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

Tab 23

La tabella seguente mette in evidenza le variazioni di K_h al variare della profondità:

K_h		Prof mt.	n_h	K_h [N/cm ³]	K_h [kgcm ³]
Palo		1.8	0.2	0.0	0.00
Diametro	600 mm	11	0.8	2.40	0.245
Lunghezza	13.00 m	13.0	1.5	27.50	2.804
		20.0	3.5	75.83	7.735

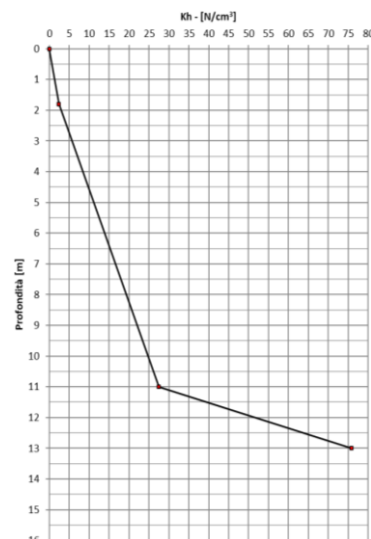
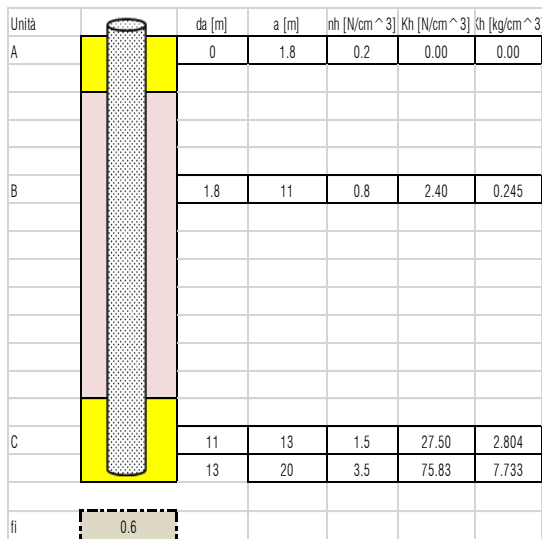
Tab 24

kh/profondità

Palo		
Diametro	600 mm	
Lunghezza	13.00 m	

m	n_h	K_h [N/cm ³]
0	0.2	0
1.8	0.8	2.40
11	1.5	27.50
13	3.5	75.83

Tab 25



3.14 - Stati limite d'esercizio

Lo stato limite d'esercizio (SLE) è verificato quando il cedimento risulta compatibile con la funzionalità della struttura in elevazione.

Occorre rispettare la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Di norma si accetta un cedimento massimo della fondazione di circa 30 mm.

Per i cedimenti differenziali e nel caso di presenza di eterogeneità stratigrafiche, tale valore deve essere riguardato con occhio critico: pertanto, in assenza di precise indicazioni da parte della vigente normativa tecnica italiana, si assume come ammissibile il limite di 25 mm.

La soluzione fondale (pali) consente di ancorare i fabbricati e a sedimenti che per le loro caratteristiche di addensamento e consolidazione non sono suscettibili di cedimenti significativi.

Nel caso in esame, si può ipotizzare che il cedimento interessi i terreni dell'unità C.

L'analisi del cedimento è ricondotta a quella di un singolo palo.

Il cedimento teorico massimo viene calcolato con riferimento alla teoria di Poulos e Devis ed alla relativa relazione:

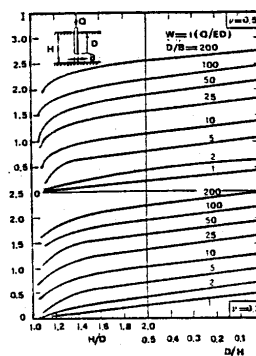
$$W = \frac{Q}{ED} \cdot I$$

in cui :

		PALO – Ø = 600 mm - L=13.00 m
Q	carico massimo – ipotizzato	89.69 t/palo
E	Modulo di Elasticità	2760 T/m ²
D	Lunghezza del palo	13.00 m

Considerando uno strato suscettibile di cedimento di spessore pari: 26.00 m (dato ampiamente cautelativo) e determinando "I" nell'ipotesi di un coefficiente di Poisson : $\mu = 0.5$, tramite l'abaco seguente:

coefficiente "I"	
Fig.	35



si perviene a:

PALO – Ø = 600 mm - L=13.00 m	W	=	0.299 cm
-------------------------------	---	---	----------

Valore tollerabile dalle strutture ordinarie.

Un calcolo di maggiore dettaglio sarà sviluppato dall'ingegnere calcolatore alla luce di una maggiore specificità delle sollecitazioni effettivamente indotte dalla struttura in fondazione.

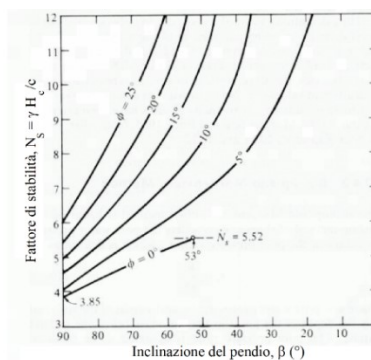
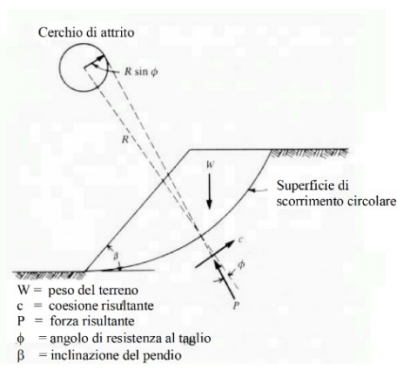
3.15 - Altezza critica del fronte di scavo

Utilizzando i parametri geomeccanici dell'unità B:

Densità	γ	=	1.75 T/m ³
Coesione	c'	=	0.13 Kg/cm ²
Angolo d'Attrito	ϕ	=	25°

Con riferimento alla teoria di Taylor:

Coefficiente di stabilità Ns	
Valori inclinazioni scarpata	
Fig.	36



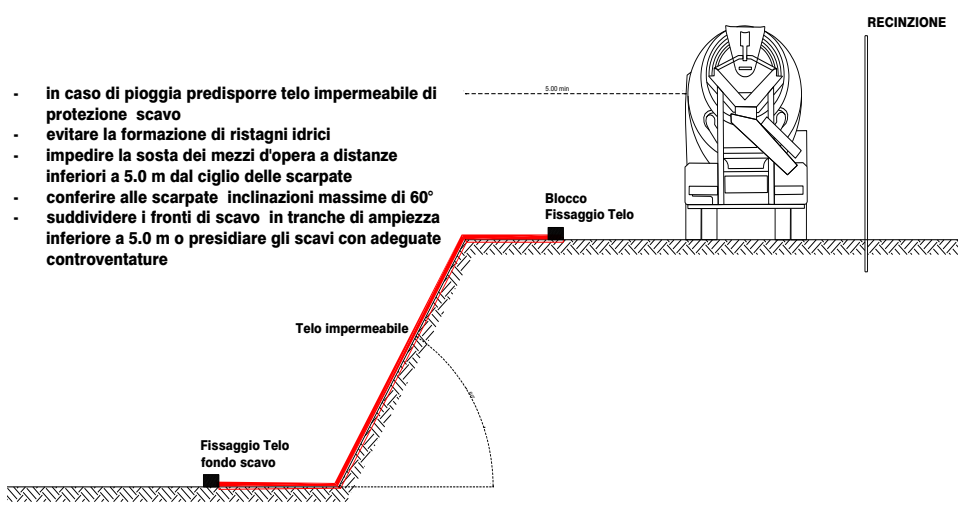
per un taglio avente inclinazione di 60°, l'altezza critica, Hc, vale:

$$Hc = \frac{C}{\gamma} Ns$$

Parametri	Ns	Fattore di stabilità	=	12.65	
Tab.	26	c'	Coesione	=	1300 Kg/m ²
		γ	Peso Unità di Volume	=	1750 Kg/mc ³
Valore Hc		Hc	=	2.88 m	
Tab.	27				
Verifica					
		Altezza Scavo max	$\beta = 60^\circ$	=	9.40 m
		Altezza critica scavo	$\beta = 60^\circ$	=	4.50 m
Tab.	28	Fattore di Sicurezza		=	2.09

Poiché la saturazione dei terreni unitamente ai momentanei sovraccarichi rappresentati dai mezzi d'opera, possono costituire situazioni di aggravo, si raccomanda:

Opere di protezione ciglio scavo	
prescrizioni	
Fig.	37



3.16 - I riporti

Dalle sezioni progettuali si evince la necessità di realizzare riporti.

Per la loro realizzazione si prevede di ricorrere ai materiali provenienti dagli scavi di cantiere.

Nel caso di riporti destinati ad accogliere le sedi stradali, la direzione lavori dovrà stabilire i requisiti geotecnici delle terre utilizzate.

Per la preparazione del piano di posa dei riporti, si deve provvedere al taglio delle piante, all'estirpamento delle ceppaie, radici, arbusti, ecc. ed al loro trasporto fuori dall'area di cantiere. Si deve altresì provvedere all'asportazione dello strato superficiale di terreno vegetale.

Il terreno vegetale potrà essere trattenuto ed accantonato ai lati dell'area per essere successivamente utilizzato per il rivestimento di scarpate, banchine, ecc.

Effettuata la rimozione dello strato di terreno vegetale, verrà eseguita la compattazione del piano di posa del riporto previa otto passate di rullo compressore avente un peso minimo di 6 t.

Si procederà quindi con il riporto e la stesa della terre da riportare.

Il terreno riportato verrà compattato fino a raggiungere il 90% della densità AASHTO Modificata.

La stesa del materiale di riporto deve essere eseguita in strati di spessore non superiore a 30 cm.

Ogni strato deve avere la pendenza necessaria per permettere un rapido smaltimento delle acque piovane, ma non superiore al 3%.

L'umidità del materiale impiegato per ogni strato deve essere tale da rendere possibile la percentuale di costipamento richiesto.

La direzione lavori fornirà indicazioni circa l'inumidimento o l'essiccamento, affinché si operi nei valori ottimali di umidità.

La compattazione deve essere eseguita procedendo dai bordi dell'area verso il centro.

Nella formazione dei riporti, devono essere riservati agli strati superiori i materiali migliori disponibili, siano questi provenienti da scavi d'obbligo, che da cave locali o di prestito.

Onde preservare il corpo del riporto dall'umidità si potrà provvedere alla stesura di un opportuno geotessile.

Le scarpate derivanti dagli sbancamenti e dai riporti verranno rivestite con terreno vegetale – atto ad assicurare l'attecchimento e lo sviluppo della vegetazione – per uno spessore di almeno 15 cm, ma non superiore a 20 cm.

3.17 - Opere di presidio delle incisioni

La morfologia del luogo (inclinato di ca. 5°) e le previste quote d'imposta dei fabbricati lasciano ipotizzare la presenza di scarpate di altezza attorno ai 5.00 metri.

Si ritiene che si debbano prevedere strutture di contenimento (muri) destinate a sostenere il fronte di scavo e/o i tratti in rilevato.

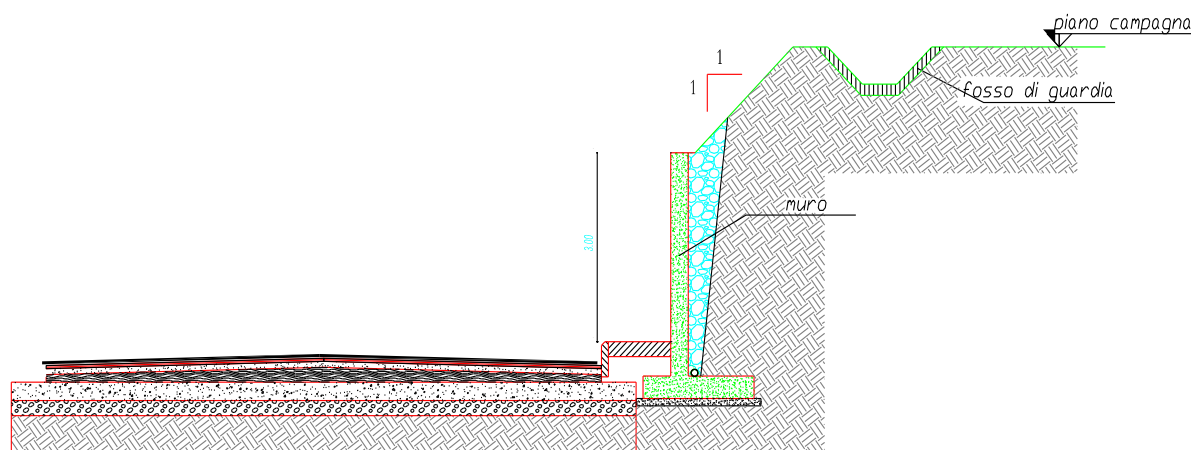


Fig. 38 – Scarpate presidiate da muri di contenimento

Per i muri si potrà fare ricorso a fondazioni dirette (o profonde a discrezione del progettista calcolatore).

I muri andranno opportunamente giuntati per evitare problemi legati alla generazione di tensioni interne per fenomeni di ritiro o termici.

Si ricorda di realizzare a monte del contenimento un fosso di guardia rivestito ed impermeabilizzato.

3.18 - Stabilità dell'area

I valori di acclività, rapportati a quelli minimi dell'angolo d'attrito interno: $\varphi = 26^\circ$, permettono di inserire il sito fra quelli dotati di sufficiente stabilità. Per quantizzare numericamente la stabilità (in un contesto speditivo e nell'ipotesi di pendio illimitato) si è determinato il "coefficiente di sicurezza" inteso come rapporto tra le forze resistenti e quelle agenti. Dalla formula:

Coefficiente di sicurezza		$G_s = \frac{C + y Z \cos \delta \operatorname{tg} \varphi}{Y Z \sin \delta}$				
Tab.	29					

Parametri di calcolo						
		y	=	0,00175	Kg/cm ³	Densità
		C	=	0.13	kg/cm ²	Coesione
		Z	=	180	cm	Spessore
		B _{max}	=	5°	gradi	Inclinazione media terreno
		φ	=	26°	gradi	Attrito interno terreno
Tab.	30					

si ottiene:

Fattore di sicurezza		Gs	>	2
Tab.	31			

Ricordando che la norma richiede $G_s > 1.2$, si desumono sufficienti condizioni di stabilità del sito.

3.19 - Indagine geofisica

Per analizzare la risposta di sito e determinare la pericolosità sismica in base alla normativa vigente si sono utilizzati due distinti metodi geofisici:

<i>Metodologia</i>	
MASW	Ricostruisce la stratigrafia (monodimensionale) attraverso lo studio dell'onda di Rayleigh o di Love e ricostruisce il profilo in VS.
HVSR	Ricava lo spettro di risposta di sito.

3.20 – Strumentazione Usata

MASW e RIFRAZIONE: Sismografo AMBROGEO

<i>Sismografo AMBROGEO</i>	
Fig.	39



HVSR

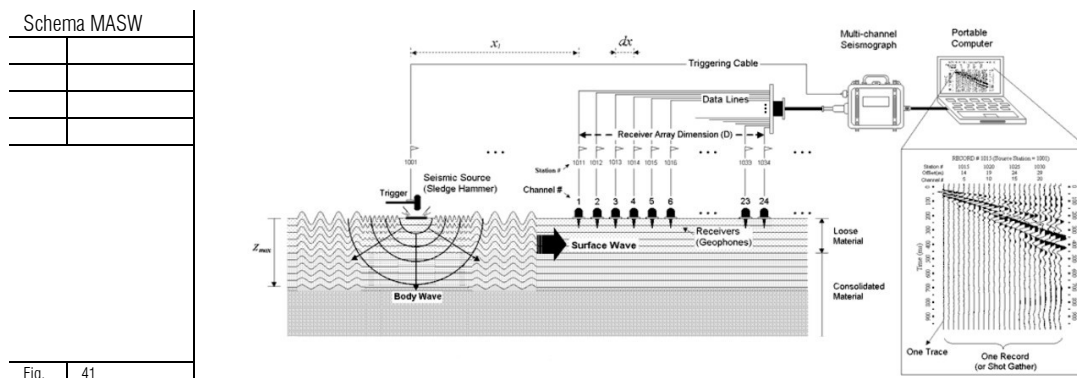
<i>Sismografo Tromino Micromed</i>	
Fig.	40



3.21 - Modalità operativa

MASW

La conoscenza dell'andamento della velocità di propagazione delle onde di taglio è una condizione di primaria importanza negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito. Recentemente hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e in particolare delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S. Il metodo d'indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su un'artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999). Nel metodo d'indagine passivo si registra il rumore di fondo.



La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali variazioni sono intimamente legate alle proprietà del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P, densità). Molti studi hanno evidenziato che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Poiché le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e giacché la loro velocità è fortemente condizionata dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S. Utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli. L'operazione d'inversione consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali della curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova.

HVSR

La sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito.

Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D).

Se valutiamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2) si osserva che un'onda che viaggia nel primo mezzo viene riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = \frac{VP_1}{4h}$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = \frac{VS_1}{4h}$$

Questo effetto è sommabile perciò la curva HV mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.

Ciò, unitamente alla stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore "h" degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per

- il contenuto in frequenza,
- la risposta strumentale
- l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

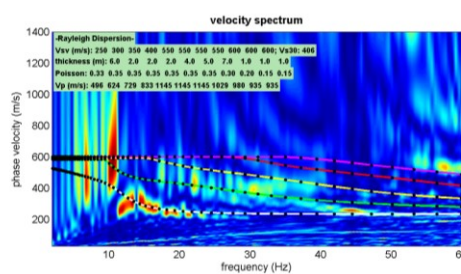
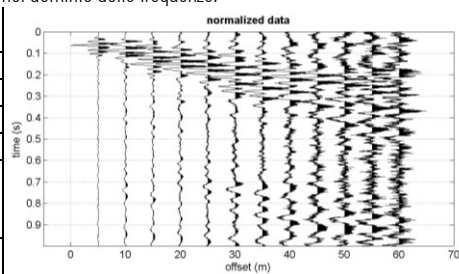
3.22 - Fase Interpretativa

Elaborazione MASW

I dati sono stati analizzati nel dominio delle frequenze.

MASW-segnale nel dominio dei tempi e delle frequenze

Fig.	42
------	----



Modello sismostratigrafico MASW

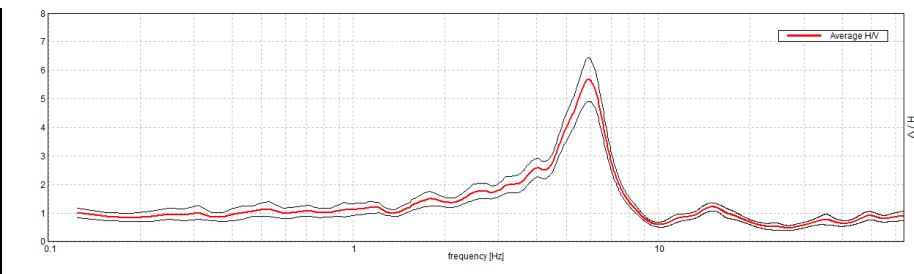
Vs	m/s	250	300	350	400	550	550	550	550	600	600	600
Thickness	m	6.0	2.0	2.0	2.0	4.0	5.0	7.0	1.0	1.0	1.0	
Density	g/cm ³	1.88	1.94	1.98	2.01	2.09	2.09	2.09	2.06	2.05	2.04	2.04
S.D. S.M.	(MPa)	118	175	242	322	631	631	631	623	738	734	734
Vs _{eq} (m/s)	m/s	406										
Tab.		32										

Elaborazione HVSR

Strumento: TRZ-0135/01-11 Formato dati: 16 byte Fondo scala [mV]: n.a. Durata registrazione: 12'00" Lunghezza finestre: 20 s Tipo di lisciamento: Triangular window Lisciamento: 10%

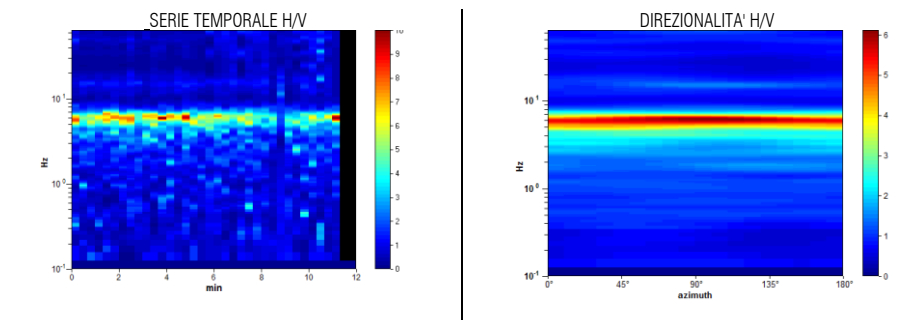
rapporto spettrale orizzontale su verticale

HVSR	
Fig.	43



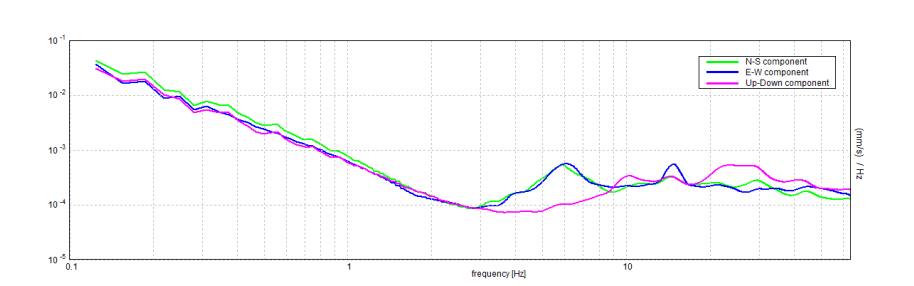
Serie temporale direzionalità

HVSR	
Fig.	44



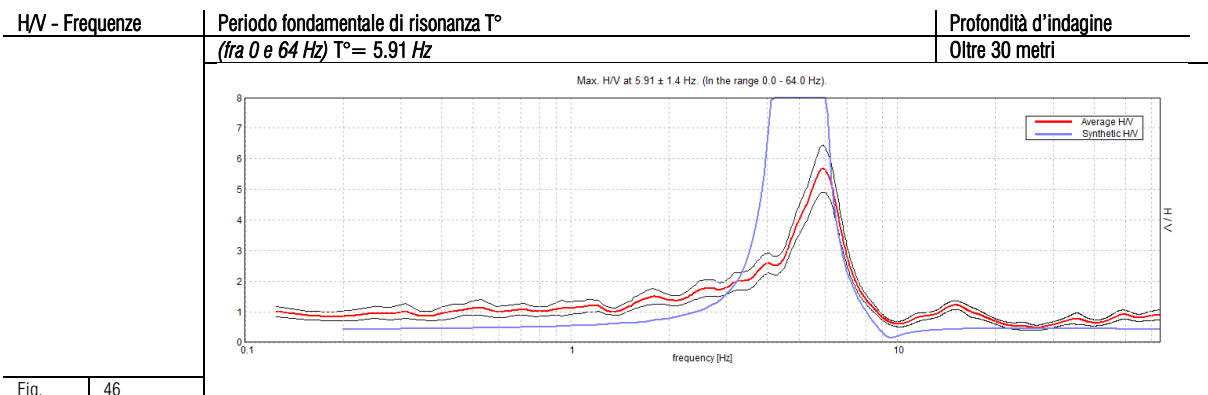
Spettri delle singole componenti

HVSR	
Fig.	45



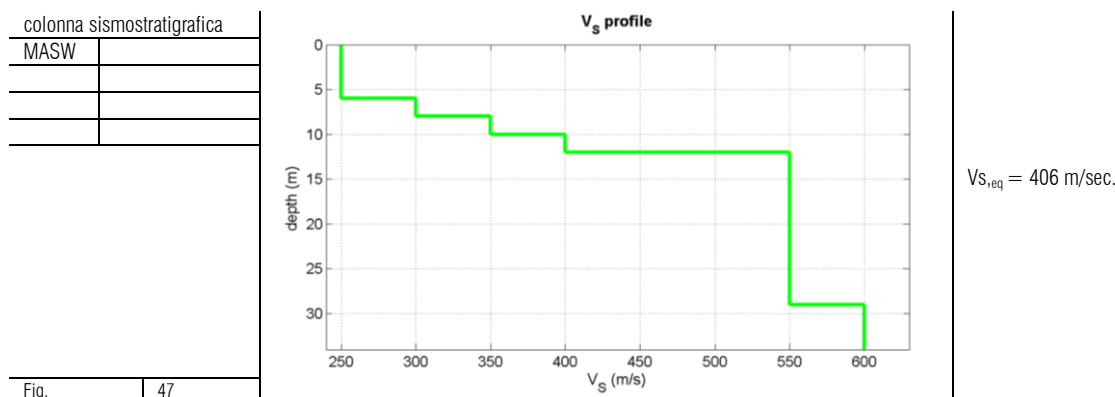
3.23 - Analisi congiunta masw e hvsr

Lo spettro sintetico è stato ottenuto dai dati ottenuti dal MASW.
L'andamento della curva evidenzia un picco a circa 2.91 Hz.



3.24 - Considerazioni conclusive sulla categoria sismica del terreno

I dati MASW non hanno rilevato la presenza di un bedrock sismico con Vs ≥ 800 m/s.



Conformemente al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018 (Categorie di sottosuolo) con i valori individuati,

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{V_{s,i}}} = 406 \text{ m/sec}$$

vista la tabella 3.2.II allegata al D.M. 2018:

categoria	Descrizione	Vs30
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Vs,eq > 800 m/sec
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	360 < Vs,eq < 800 m/sec
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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 compresi tra 180 m/s e 360 m/s	180 < Vs,eq < 360 m/sec
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	100 < Vs,eq < 180 m/sec
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.	

Tab. 33 – categorie di sottosuolo

si individua un terreno di **categoria sismica B**.

3.25 - Azione Sismica

La definizione dell'azione sismica è funzione delle categorie di sottosuolo.

Definizione dei coefficienti		Tabella 3.2.IV – Espressioni di s_s e di c_c		
Ss e Cc		Categoria sottosuolo	S_s	C_c
Espressioni	Ss	A	1.00	1.00
Espressioni	Cc	B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c)^{0,20}$
		C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c)^{0,33}$
		D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c)^{0,50}$
		E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c)^{0,40}$

Tab. 34

Essa viene effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (tab 1- Allegato B del D.M. 2018) individuato in sede di classificazione di pericolosità sismica del territorio nazionale. Il valore dei parametri spettrali propri del sito in esame:

ag – Fo – Tc				
		ag	=	accelerazione massima al sito
		Fo	=	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
		Tc	=	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Tab. 35

deriva dalla media pesata dei 4 punti della griglia di riferimento, mediante la seguente formula:

		$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (*)$	dove	
			p	= valore del parametro di interesse nel punto in esame
			p_i	= valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame
			d_i	= distanza del punti in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

Tab. 36

L'accelerazione massima "ag" dipende oltre che dalla categoria di sottosuolo, dal coefficiente

S = Ss x St

che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafiche (S_s) e topografiche (St).

Il **coefficiente di amplificazione topografica** St è funzione delle **categorie topografiche** (T_n) riportate nella Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018.

Vista una pendenza media locale $\leq 15^\circ$, il terreno in oggetto viene classificato nella categoria topografica **T1**.

Categorie Topografiche			
		Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
		T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
Fonte	D.M. 2018	T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
	Tab 3.2.III	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 $i > 30^\circ$

Tab. 37

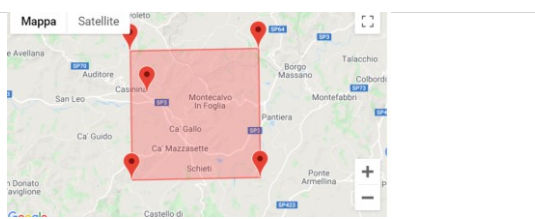
da cui consegue (Tabella 3.2.V) il valore di **St = 1.0**.

Coefficiente Topografico				
		Cat. Topog.	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	St
		T1	-	1.00
Fonte	D.M. 2018	T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.20
	Tab 3.2.V	T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.20
		T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.40

Tab. 38

3.26 - Parametri sismici

Latitudine (WGS84) :	43,8147
Longitudine (WGS84) :	12,5981
Latitudine (EDU50) :	43,8163
Longitudine (EDU50) :	12,5988
Anni :	50
Classe d'uso :	II - Affollamenti normali
Categoria sottosuolo :	B
categoria topografica :	T1 pianeggiante o pend <15%



Stato limite : SLO - operatività

Tempo di ritorno(anni) :	30
Ag :	0,541
Ag/g :	0,055
F0 :	2,451
T°C(sec) :	0,270

Vicini nella griglia

id	Longitude	Latitude	Ag	F0	T°C
19856	12,589	43,831	0,541	2,450	0,270
19857	12,658	43,832	0,531	2,440	0,270
20079	12,659	43,782	0,541	2,450	0,270
20078	12,590	43,781	0,549	2,460	0,270

Coefficiente stratigrafico :	1,200
Coefficiente topografico :	1,000

Coefficiente sismico per stabilità dei versanti e per verifica della capacità portante

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,200
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,013
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,007

Coefficiente sismico per muri di sostegno

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,180
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,012
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,006

Stato limite : SLD - danno

Tempo di ritorno(anni) :	50
Ag :	0,685
Ag/g :	0,070
F0 :	2,430
T°C(sec) :	0,288

Vicini nella griglia

id	Longitude	Latitude	Ag	F0	T°C
19856	12,589	43,831	0,684	2,430	0,290
19857	12,658	43,832	0,673	2,430	0,290
20079	12,659	43,782	0,685	2,430	0,290
20078	12,590	43,781	0,693	2,430	0,280

Coefficiente stratigrafico :	1,200
Coefficiente topografico :	1,000

Coefficiente sismico per stabilità dei versanti e per verifica della capacità portante

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,200
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,017
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,008

Coefficiente sismico per muri di sostegno

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,180
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,015
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,008

Stato limite : SLV - vita

Tempo di ritorno(anni) :	475
Ag :	1,771
Ag/g :	0,181
F0 :	2,416
T°C(sec) :	0,329

Vicini nella griglia

id	Longitude	Latitude	Ag	F0	T°C
19856	12,589	43,831	1,772	2,410	0,330
19857	12,658	43,832	1,799	2,450	0,320
20079	12,659	43,782	1,772	2,410	0,330
20078	12,590	43,781	1,752	2,410	0,330

Coefficiente stratigrafico :	1,200
Coefficiente topografico :	1,000

Coefficiente sismico per stabilità dei versanti e per verifica della capacità portante

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,240
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,052
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,026

Coefficiente sismico per muri di sostegno

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,240
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,052
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,026

Stato limite : SLC - collasso

Tempo di ritorno(anni) :	975
Ag :	2,303
Ag/g :	0,235
F0 :	2,446
T°C(sec) :	0,336

Vicini nella griglia

id	Longitude	Latitude	Ag	F0	T°C
19856	12,589	43,831	2,297	2,450	0,340
19857	12,658	43,832	2,392	2,440	0,330
20079	12,659	43,782	2,298	2,450	0,340
20078	12,590	43,781	2,264	2,440	0,330

Coefficiente stratigrafico :	1,175
Coefficiente topografico :	1,000

Coefficiente sismico per stabilità dei versanti e per verifica della capacità portante

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,280
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,077
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,039

Coefficiente sismico per muri di sostegno

Coefficiente riduzione accelerazione attesa al sito :	0,310
Coefficiente sismico orizzontale Kh :	0,086
Coefficiente sismico verticale Kv :	0,043

3.27 - Liquefacibilità del terreno

Per comprendere il fenomeno della liquefazione è necessario considerare il **Principio degli Sforzi Efficaci**.

Secondo tale principio, in un terreno saturo in cui gli spazi interstiziali sono riempiti d'acqua agisce nello scheletro solido una tensione efficace σ' data da:

$$(1) \quad \sigma' = \sigma - p$$

dove σ è la tensione agente ortogonalmente al piano passante per un generico punto, e p è la pressione dell'acqua. Esprimendo il Criterio di Resistenza Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci, la resistenza che può essere mobilitata su un piano normale n soggetto a una tensione normale totale σ_n , è data da:

$$(2) \quad \tau_n = (\sigma_n - p) \tan \phi + c$$

essendo ϕ l'angolo di resistenza al taglio del materiale e c la coesione.

La liquefazione è quel processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno **non coesivo** (sabbia, ghiaia, limo non plastico) saturo, diminuzione della resistenza e/o rigidità a taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste nella diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità.

La perdita totale della resistenza è raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide.

Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Dalla relazione (2) si vede che la liquefazione si attua quando il valore limite della tensione tangenziale τ_n tende a zero.

Si precisa che la (2) è una relazione del tutto generale, indipendentemente dalla presenza o meno dell'azione sismica.

È evidente che il pericolo di liquefazione aumenta al diminuire della coesione c , dell'angolo di attrito ϕ , della tensione totale σ_n , e all'aumentare della pressione interstiziale p .

Tale pericolo riguarda i depositi superficiali di terreni incoerenti in presenza di falde acquifere.

Nel nostro caso, siamo in presenza di un terreno coesivo, con buone caratteristiche di consolidazione e con buoni parametri geomeccanici.

Sono inoltre escludibili le condizioni propedeutiche (presenza di falda idrica superficiale) al fenomeno della liquefazione, pertanto si esclude che si possa verificare un tale tipo di problematica.

4 – TERRE E ROCCE DA SCAVO

4.1 - Smaltimento terre e rocce da scavo - D.G.R. 27/07/2009 n° 1064 L.R. 11/09

I terreni di risulta dagli scavi potranno trovare collocazione all'interno del cantiere e utilizzati per il livellamento del terreno.

Nel caso specifico i terreni in loco afferiscono ad un suolo con trascorsi agricoli per i quali sono escludibili fenomeni di contaminazione.

Qualora si rendesse necessario il loro allontanamento in altro loco, i terreni saranno soggetti ad accertamenti di laboratorio atti ad attestare l'assenza di inquinanti.

4.2 - Caratteristiche dei terreni in loco - terre e rocce da scavo

L'utilizzo dei terreni per livellamenti e i rinterri è possibile senza necessità di preventivo trattamento o di trasformazioni preliminari tese a soddisfare i requisiti merceologici e di qualità ambientale onde renderli idonei a garantire che il loro impiego non dia luogo ad emissioni e, più in generale, ad impatti ambientali qualitativamente e quantitativamente diversi da quelli ordinariamente consentiti.

Durante le operazioni di scavo sarà garantito un elevato livello di tutela ambientale; esse avverranno nel rispetto delle norme di tutela delle acque superficiali e sotterranee, della flora, della fauna, degli habitat e delle aree naturali protette.

Per quanto sopra detto e nei limiti di uno studio generale, si può asserire che il materiale derivato da scavi è riutilizzabile per la realizzazione di rinterri, riporti e modellazioni del suolo.

Le indagini geologiche condotte lasciano ipotizzare una sostanziale assenza di inquinanti per cui tali terreni non sono soggetti ad alcuna prescrizione e sono escludibili – ai sensi del comma c-bis: Art. 185 – D.Lgs 152/06 e Legge n. 2/2009 – dal regime dei rifiuti.

4.3 Indagini - terre e rocce da scavo

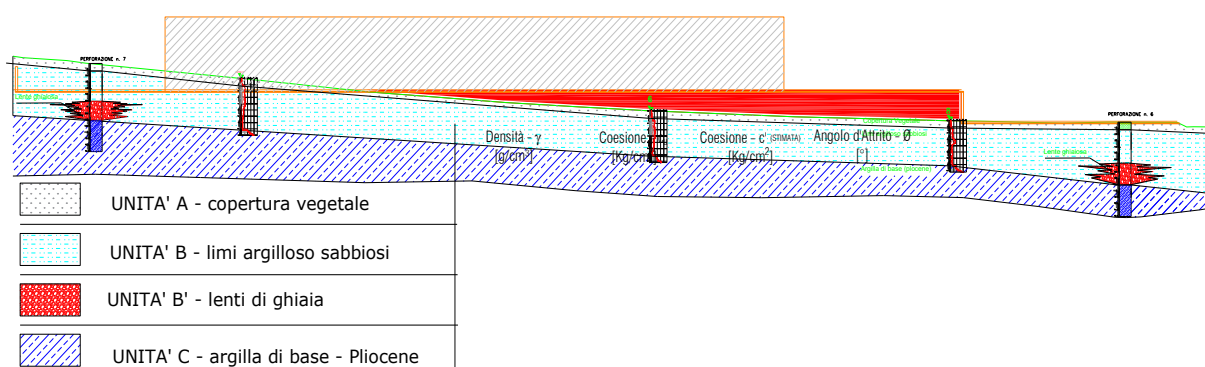
Per quanto attiene gli aspetti geologici, i terreni afferiscono al "Sintema di Matelica".

Detto sintema è il risultato della sedimentazione "alluvionale" avvenuta nel pleistocene superiore ed è litologicamente costituito da limi argilloso sabbiosi, limi sabbioso argillosi e sabbie ghiaiose in matrice argillosa.

L'orizzonte superficiale, di spessore compreso fra -1.2 ed 1.8 m, sarà accantonato per essere riutilizzato nella sistemazione delle aree a verde.

4.4 - Sottosuolo - terre e rocce da scavo

Il sottosuolo dell'area è stato indagato mediante campagna geognostica (vedi paragrafi precedenti) che ha reso possibile la ricostruzione stratigrafica sotto riportata.



Quanto sopra mette in evidenza la presenza di materiali con buone caratteristiche geotecniche.

4.5 - Acque - terre e rocce da scavo

Le acque superficiali saranno raccolte e incanalate verso le vie di naturale deflusso.

Per quanto riguarda il possibile inquinamento delle acque di falda si fa rilevare che le terebrazioni dirette sotto superficie non hanno messo in luce venute idriche.

Si mette in evidenza la predominante componente limoso argillosa dei terreni che lascia supporre bassi coefficienti di permeabilità.

Tale caratteristica costituisce un elemento di garanzia nei riguardi di eventuali ipotetiche percolazioni verso le falde profonde.

Quanto sopra porta a escludere la possibilità di contaminazione di queste ultime.

4.6 - Depurazione - terre e rocce da scavo

L'acquisizione di notizie circa il pregresso uso del suolo fa ritenere lo stesso privo di contaminazione (sono assenti serbatoi, centrali termiche, strutture di grande traffico, ecc...).

Sui terreni investigati è stata svolta un'analisi visiva organolettica sulla base della quale è possibile escludere la presenza di inquinanti.

4.7 - Riscontro di inquinamento - terre e rocce da scavo

Le indagini condotte non hanno dato riscontro di contaminazione dei terreni oggetto d'intervento.

Durante le fasi d'indagine geognostica non sono state rinvenute strutture o situazioni potenzialmente in grado di aver contaminato il sito.

In tale contesto si ritiene non debbano attivarsi le procedure previste all'art. 242 del D.L.vo 152/2006.

4.8 - Conclusioni - terre e rocce da scavo

Le indagini e gli accertamenti condotti nei terreni oggetto di disamina consentono di affermare che essi non risultano inquinati e di poter gestire le terre da scavo prodotte nel contesto di un loro riutilizzo in fase esecutiva.

In relazione alla normativa vigente, il suddetto terreno è escludibile dal regime dei rifiuti - comma c-bis: Art. 185 - D.Lgs 152/06 e Legge n. 2/2009 - poiché l'area in esame non è mai stata interessata da attività o eventi di contaminazione, né da interventi di bonifica.

In tal senso, il materiale potrà essere riutilizzato ottemperando alle prescrizioni dettate dal Regolamento Forestale per le aree vincolate.

Terre e rocce di scavo che risultassero in esubero rispetto alle operazioni di ipotetiche sistemazioni morfologiche saranno allontanate e gestite ai sensi delle vigenti normative in materia.

Durante le operazioni di scavo e riutilizzo sarà garantito un elevato livello di tutela ambientale.

La movimentazione dei terreni avverrà nel rispetto delle norme di tutela delle acque superficiali e sotterranee, della flora, della fauna, degli habitat e delle aree naturali protette.

5 - CONCLUSIONI

L'intervento che prevede la costruzione di una serie di opifici ad uso produttivo, nel Comune di Urbino (PU), Zona Industriale Cà Guerra, risulta compatibile con la caratterizzazione morfologica, geologica e geotecnica dell'area.

In base alle risultanze emerse dalle indagini geognostiche, le nuove strutture potranno fare ricorso a fondazioni profonde:

Tipologia fondale	Diametro Φ [m]	Lunghezza [m]
Palo	0.60	13.00

I tassi di lavoro trasferibili al terreno rispetto alle combinazioni: M1 ed M2, sono preliminarmente indicati nella tabella seguente:

Palo	Approccio	Parametri	Suolo	Capacità portante
				$\Phi = 0.60\text{m} - L = 13.00\text{m}$
Diametro	0.60 m	M1	$\gamma = 2.06 \text{ g/cm}^3 - cu = 1.80 \text{ kg/cm}^2 - \theta = 36^\circ$	111.35 T/palo
Lunghezza	13.00 m	M2	$\gamma = 2.06 \text{ g/cm}^3 - cu = 1.29 \text{ kg/cm}^2 - \theta = 30^\circ$	92.64 T/palo

In relazione alla configurazione morfologica del sito, è stata individuata una

Categoria topografica	T1
ed un	
Coefficiente di amplificazione topografica	St = 1,00

Le indagini sismiche hanno consentito di individuare valori di $V_{s,eq}$ pari a:

$V_{s,eq}$	406 m/sec
------------	-----------

e cautelativamente un suolo di:

Categoria B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
-------------	--

In relazione:

•	alle coordinate geografiche del sito	43,8147 (WGS84)	12,5981 (WGS84)
•	alla Vita nominale dell'edificio		50 anni
•	alla Classe d'uso		II - Affollamenti normali
•	alla Categoria sottosuolo		B
•	alla categoria topografica		T1 - pend <15%

sono stati individuati i coefficienti sismici relativi agli stati limite: SLO – SLD – SLV – SLC (Pag.44 ÷ 46) .

Le analisi prodotte hanno valenza geotecnica e non strutturale.

Esse forniscono indicazioni di massima sulle caratteristiche di portanza e deformazione del suolo a seguito di un'ipotesi fondale che dovrà essere autonomamente assunta dal progettista e/o dal calcolatore.

Le interazioni struttura– terreno andranno computate da parte del progettista alla luce delle caratteristiche del terreno tenendo ben presente che uno S.L.U. che si manifesta con un certo meccanismo nella struttura in elevazione viene raggiunto per spostamenti diversi da quelli che causano uno S.L.U. nel terreno.

Il progettista – tenendo presente la situazione stratigrafica e geomeccanica rilevata e la tipologia strutturale dell'intervento – potrà - a sua discrezione - ricorrere a tipologie fondali alternative a quelle indicate nel presente elaborato.

L'ingegnere calcolatore, sulla scorta dei parametri geomeccanici individuati, potrà adeguare alle proprie esigenze i calcoli e le previsioni del presente studio.

In fase di predisposizione del cantiere – e cioè prima di passare alla fase esecutiva – la Direzione Lavori è tenuta a verificare la rispondenza di quanto previsto nel presente rapporto geologico-geotecnico.

Data la puntiformità delle indagini e l'eterogeneità del terreno, qualora si evidenziassero situazioni impreviste, si dovranno predisporre le necessarie varianti.

Questo studio rimane a disposizione per una verifica in fase esecutiva.

Urbino, trentasettembreduemilavenidue

