

COMUNE DI CASALGRANDE  
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

## INTERVENTO EDILIZIO UNITARIO PER REALIZZAZIONE NUOVO EDIFICIO COMMERCIALE IN LOC. VEGGIA

Località:  
Casalgrande  
Loc.Veggia via Radici in Piano (RE)

Progettista:  
Dott. Ing. Danilo Dallari  
via Radici Nord n. 1/D  
42014 Castellarano (RE)

Proprietà:  
Arca S.p.A.

OGGETTO: <b>PERIZIA GEOLOGICA</b>	DATA: Luglio 2017
--------------------------------------	----------------------

**All F1**

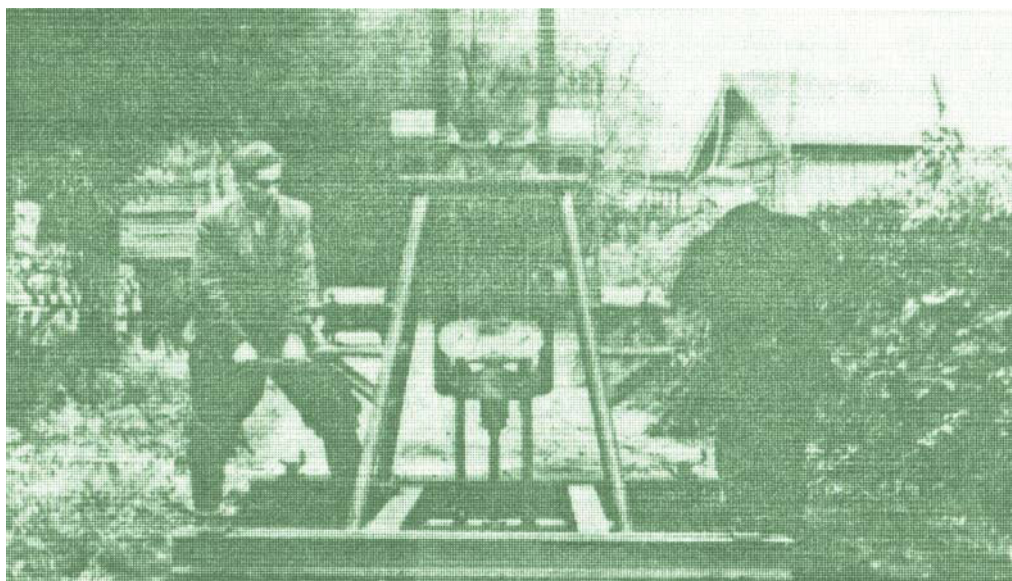


---

STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI DALLARI - FREGNI  
VIA RADICI NORD 1/D 42014 CASTELLARANO (RE) TEL 0536.858929 P.I. 01731930358  
[studio@dallarifregni.it](mailto:studio@dallarifregni.it)

## RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

*Studio di fattibilità geologico-geotecnica per il  
progetto di riqualificazione ambientale del comparto  
oggetto di PIPP in loc. Cà de' Fii,  
Castellarano e Casalgrande (RE)*



## **Relazione geologica-geotecnica**

*Studio di fattibilità geologico-geotecnica per il progetto di  
riqualificazione ambientale del comparto oggetto di PIPP in loc.  
Cà de' Fii, Castellarano e Casalgrande (RE)*

Località: Cà de' Fii, Castellarano e Casalgrande (RE)

Committente: ARCA S.p.A., Strada delle Fornaci n°20 - 41100 Modena

## SOMMARIO

<b>1. OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO</b>	<b>6</b>
1.1 FONTI DEI DATI	6
1.2 CAMPAGNE DI INDAGINI	7
1.3 CARATTERI GENERALI DELL'INTERVENTO URBANISTICO IN PROGETTO	7
<b>3. INQUADRAMENTO DELL'AREA</b>	<b>9</b>
3.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO	9
3.1.1 Inquadramento geografico	9
3.1.2 Quadro geologico generale	10
3.1.3 Quadro sismico	11
3.1.4 Pedologia	21
3.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	21
3.2.1 Forme e processi di origine fluviale o per azione di acque correnti e/o meteoriche	22
3.2.2 Forme e processi di versante	23
3.2.3 Forme e processi di origine antropica	23
3.3 INQUADRAMENTO IDROLOGICO	24
<b>4. CAMPAGNA DI INDAGINI</b>	<b>26</b>
4.1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE	26
4.1.1 Lo strumento	26
4.1.2 Modalità di esecuzione delle indagini penetrometriche	27
4.1.3 Elaborazione dati prove penetrometriche statiche	28
4.2 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA	29
4.2.1 Generalità	29
4.2.2 Lo strumento	29
4.2.3 Modalità di esecuzione dell'indagine penetrometrica dinamica	30
4.3 SONDAGGIO A DISTRUZIONE DI NUCLEO	30
4.3.1 Generalità	30
4.3.2 Lo strumento	30
4.3.3 Modalità di esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo	30
4.4 PROSPEZIONE SISMICA A RIFRAZIONE	31
4.4.1 Modalità di esecuzione del sondaggio geofisico	32
<b>5. VALUTAZIONI GEO-LITOLOGICHE E STRATIGRAFICHE</b>	<b>34</b>
5.1 RISULTANZE DELLE INDAGINI PENETROMETRICHE STATICHE	34
5.1.1 Successione lito-stratigrafica e geomeccanica	34
5.2 ELABORAZIONE DELLE INDAGINI PENETROMETRICHE DINAMICHE	36
5.3 RISULTANZE DEL SONDAGGIO A DISTRUZIONE DI NUCLEO	37
5.4 RISULTANZE DELLE ANALISI DI LABORATORIO	38

5.5 RISULTANZE DELL'INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE.....	41
5.5.1 Analisi ed interpretazione diagramma di rifrazione onde P .....	41
5.5.2 Analisi ed interpretazione diagramma di rifrazione onde S.....	41
5.6 ALTRA CAMPAGNA DI INDAGINI .....	43
<b>6. CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO E SCELTA DELLE OPERE FONDALI .....</b>	<b>45</b>
6.1 INDICAZIONI SULLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	45
6.1.1 Risultanze dei calcoli relativi alla capacità portante del terreno di fondazione .....	46
6.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI ASSOLUTI DEL TERRENO.....	47
<b>7. VERIFICHE DI STABILITA' .....</b>	<b>48</b>
7.1 PREMessa.....	48
7.2 VERIFICHE DEL VERSANTE IN EPOCA ANTERIORE AL DISSESTO.....	49
7.3 VERIFICHE SUL VERSANTE ATTUALE .....	50
7.4 VERIFICHE SUL VERSANTE DI PROGETTO.....	51
<b>8. NOTE CONCLUSIVE .....</b>	<b>53</b>
<b>BREVE NOTA BIBLIOGRAFICA.....</b>	<b>56</b>
<b>APPENDICE .....</b>	<b>57</b>

## Indice delle tabelle

Tabella 1 - Caratteri sismici del comune di interesse (da: Ordinanza della P.C.M. del 12/06/1998, n°2788).....	11
Tabella 2 - Tabella sintetica di attribuzione dei valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo e sottosuolo (ag/g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (prima colonna); dei valori di accelerazione orizzontale (ag/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (seconda colonna), alle varie zone sismiche; specifiche della sismicità ai sensi del D.M. 16/01/1996.....	13
Tabella 3 - Storia sismica di Castellarano, che consta di 11 osservazioni disponibili. Is=intensità al sito (MCS); Anno Me Gi Or Mi Se=anno, mese, giorno, ora, minuto e secondo dell'evento registrato; AE=denominazione dell'area dei maggiori effetti; lo=intensità epicentrale (MCS); Mw=magnitudo momento. ....	16
Tabella 4 - Episodi sismici di maggiore intensità registrati per Casalgrande e Castellarano. ....	16
Tabella 5 - Tabella sintetica relativa alle risultanze della prospezione sismica eseguita nell'area "A": Vs=velocità di propagazione delle onde di taglio; Vs30=velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m. ....	17
Tabella 6 - Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici registrati durante l'esecuzione delle indagini in sito: Numero colpi= numero dei colpi registrati in campagna; NSPT =numero dei colpi di una prova SPT; Vs= velocità sismica delle onde di taglio.....	17
Tabella 7 - Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici registrati durante l'esecuzione delle indagini in sito: Numero colpi= numero dei colpi registrati in campagna; NSPT =numero dei colpi di una prova SPT; Vs= velocità sismica delle onde di taglio.....	18
Tabella 8 - Tabella riepilogativa dei fattori di amplificazione calcolati relativamente a vari parametri del moto sismico, nel caso in oggetto.....	20
Tabella 9 - Tabella riassuntiva relativa ai livelli acquiferi registrati durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e del sondaggio a distruzione di nucleo.....	25
Tabella 10 - Tabella relativa al rapporto Rp/RL, da cui discende la natura litologica dei litotipi. ....	34
Tabella 11 - Tabella sintetica riguardante i sondaggi penetrometrici statici eseguiti.....	34
Tabella 12 - Tabella sintetica riguardante le successioni lito-stratigrafiche osservate. ....	35
Tabella 13 - Caratteristiche geomeccaniche medie degli strati costituenti il terreno di fondazione.....	36
Tabella 14 - Tabella sintetica riguardante il sondaggio penetrometrico dinamico eseguito nel lotto in studio.....	36
Tabella 15 - Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici delle prove penetrometriche dinamiche.....	37
Tabella 16 - Tabella sintetica riguardante la successione lito-stratigrafica osservata nel sondaggio SOND1 .....	38
Tabella 17 - Tabella sintetica riguardante le indagini di laboratorio eseguite sui campioni. ....	39
Tabella 18 - Tabella sintetica relativa alla classificazione granulometrica dei campioni. ....	39
Tabella 19 - Tabella sintetica relativa ai parametri di resistenza al taglio non drenati, determinati sulla base della prova ELL.....	39

Tabella 20 – Tabella sintetica relativa ai parametri di resistenza al taglio consolidati e drenati, determinati sulla base della prova di taglio diretto CD. I parametri: $C'$ = coesione consolidata e drenata; $\phi'$ = angolo di attrito interno efficace. ....	40
Tabella 21 – Tabella sintetica riguardante le caratteristiche di compressibilità, determinate sulla base della prova edometrica.....	40
Tabella 22 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con velocità delle onde P. ....	41
Tabella 23 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con principali moduli elastici. ....	43
Tabella 24 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con velocità delle onde S. ....	43
Tabella 25 – Tabella sintetica riguardante le successioni lito-stratigrafiche osservate durante l'esecuzione della campagna di indagini del dicembre 2001. ....	44
Tabella 26 – Caratteristiche riassuntive delle opere fondali dirette, isolate (plinto a base quadrata) relative agli edifici con destinazione commerciale/artigianale. ....	46
Tabella 27 – Caratteristiche riassuntive delle opere fondali dirette, tipo trave rovescia, relative agli edifici con destinazione residenziale. ....	47
Tabella 28 – valori di riferimento relativi ai cedimenti assoluti massimi tollerabili. ....	47
Tabella 29 – Tabella sintetica riguardante la successione lito-stratigrafica semplificata utilizzata per le verifiche di stabilità.....	48
Tabella 30 - Parametri geomeccanici delle terre coinvolte nel dissesto: $\gamma$ sopra falda=peso di volume sopra falda; $\gamma$ saturo=peso di volume saturo; $C'$ =coesione drenata; $C_u$ =coesione non drenata; $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace; $\phi_u$ =angolo di attrito interno; $E$ =modulo edometrico. ....	48
Tabella 31 - Parametri impiegati per la verifica in back-analysis: $\gamma$ sopra falda=peso di volume sopra falda; $\gamma$ saturo=peso di volume saturo; $C'$ =coesione drenata; $C_u$ =coesione non drenata; $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace; $\phi_u$ =angolo di attrito interno; $E$ =modulo edometrico. ....	50
Tabella 32 - Parametri impiegati per la verifica sul versante attuale: $\gamma$ sopra falda=peso di volume sopra falda; $\gamma$ saturo=peso di volume saturo; $C'$ =coesione drenata; $C_u$ =coesione non drenata; $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace; $\phi_u$ =angolo di attrito interno; $E$ =modulo edometrico. ....	50
Tabella 33 – Coefficienti di sicurezza minimi ottenute nelle tre condizioni: C.D.=consolidate e drenate; U.U.=non consolidate e non drenate; U.U. con falda=non consolidate e non drenate con falda, con il metodo di Janbu semplificato. ....	52

## Indice delle figure

Figura 1 – Rappresentazione schematica dell'area oggetto di studio e della suddivisione in area "A" e area "B". In rosso sono indicati i fabbricati esistenti. ....	8
Figura 2 – Riclassificazione sismica della Regione Emilia Romagna (Ordinanza del P.C.M. n°3274/2003). ....	13
Figura 3 - Mappa di pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo $a_{max}$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi. ....	14
Figura 4 – Aree sismogenetiche caratterizzanti la Provincia di Reggio Emilia. ....	15
Figura 5 – Storia sismica di Castellarano.....	16
Figura 6 – Tipiche configurazioni responsabili di effetti di sito, rispetto ad un sito roccioso di riferimento con superficie libera orizzontale (Fig.6.1 in Raccomandazioni AGI, 2005). ....	19
Figura 7 – Terminologia utilizzata per il moto sismico con riferimento ad un deposito di terreno poggianti su un basamento roccioso (Fig.6.2 in Raccomandazione AGI, 2005). ....	19
Figura 8 – Correlazioni empiriche tra fattore di amplificazione e velocità delle onde di taglio [Tab.6.2 in Raccomandazione AGI, 2005]. ....	20

# Relazione geologica-geotecnica

## *Studio di fattibilità geologico-geotecnica per il progetto di riqualificazione ambientale del comparto oggetto di PIPP in loc. Cà de' Fii, Castellarano e Casalgrande (RE)*

---

### 1. OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO

Su incarico della Ditta ARCA S.p.A., con sede in Strada delle Fornaci n°20 - 41100 Modena, è redatta la presente relazione finalizzata alla caratterizzazione geologica-geotecnica ed idrogeologica di un lotto di terreno sito in località Cà de' Fii, a cavaliere dei Comuni di Castellarano e Casalgrande, in provincia di Reggio Emilia (in ottemperanza alle vigenti disposizioni di legge, come dettato dal D.M. 21 gennaio 1981, D.M. 11 marzo 1988, Circolare Min. LL. PP. 24/09/1988 n°30483, D.M. 14/09/2005 e O.P.C.M. n°3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i.).

Nell'area in oggetto, posta ad una quota topografica variabile da ca. 188 m s.l.m. a ca. 122 m s.l.m. (cfr. Tav.1 in Appendice), è previsto il: "*Progetto di riqualificazione ambientale del comparto oggetto di PIPP in loc. Cà de' Fii, Veggia di Casalgrande*". Il presente documento rappresenta quindi uno studio di fattibilità geologica-geotecnica, relativo all'intervento in oggetto.

Al fine di valutare le caratteristiche geomeccaniche, litostratimetriche del terreno, nonché i caratteri idrogeologici dell'area, è stata eseguita una ricerca bibliografica ed iconografica attingendo al patrimonio di dati, notizie ed informazioni reperibili presso sedi istituzionali pubbliche (strumenti di pianificazione territoriale ai vari livelli) e private riguardanti un adeguato intorno della zona in studio, ed una campagna di indagini in sito.

#### 1.1 Fonti dei dati

I dati contenuti nel presente studio provengono dalla bibliografia esistente in materia geologica-geotecnica e idrogeologica, dalla pratica professionale, nonché dalle campagne di indagini eseguite in sito. Ad essi si aggiungono le notizie fornite dai progettisti (Arch. C. Marocci e Arch. N. Calzolari, per la parte urbanistica, e Studio Consulenza Ambientale M. Chiesi, per la sistemazione agro-vegetazionale riportata in un volume a parte) riguardanti le caratteristiche dell'intervento in progetto.

Fonti bibliografiche fondamentali per quel che riguarda la geologia, la geomorfologia, l'idrologia dell'area in esame, nonché le caratteristiche del suolo, sono:

- C.T.R. Elementi n°219023 Villalunga e n°219064 Sassuolo, in scala 1: 5.000;
- Carta Geologica d'Italia scala 1: 100.000, Foglio n°86 – Modena (1963);
- Relazione geo-tecnica per la determinazione dello spessore di terreno di riporto in un ampio tratto di terreno della ex "cava Veggia", Dott. R. Giberti (2001);

- Relazione geologica e relativa cartografia, a corredo del Piano Regolatore Generale Variante '99, COGEO Studio Geologico Associato (1999);
- Relazione geologica e relativa cartografia, a corredo del Piano Comunale delle Attività Estrattive (P.A.E.), Variante Generale in adeguamento alle previsioni di P.I.A.E. della Provincia di Reggio Emilia, Ecorisorse (2001);
- Carta dei Suoli dell'Emilia Romagna, in scala 1: 250.000 (1994);
- I suoli dell'Emilia Romagna: note illustrative [a cura della Regione Emilia Romagna, Servizio Cartografico – Ufficio Pedologico, 1994].

## 1.2 Campagne di indagini

In sintesi la campagna di indagini si è avvalsa di:

- **prove penetrometriche statiche** (designate dalla sigla CPTn, di tipo meccanico) **n°3**, la cui ubicazione è riportata nella Tav.2, in Appendice;
- **prove penetrometriche dinamiche** (designate dalla sigla DPn, di tipo meccanico) **n°4**, con ubicazione nella tavola allegata sopraccitata;
- **sondaggio a distruzione di nucleo n°1** (contrassegnato dalla sigla SOND1), con ubicazione nella tavola tematica allegata;
- **prelievo campioni indisturbati n°2**, effettuato durante l'esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo (SOND1);
- **prospezione sismica a rifrazione n°1** (SISM1), con ubicazione nella tavola tematica allegata;
- **altre campagne di indagini** (cfr. Relazione geo-tecnica per la determinazione dello spessore di terreno di riporto in un ampio tratto di terreno della ex "cava Veggia", Dott. R. Giberti), si tratta di una campagna di indagini eseguita nel passato (dicembre 2001) nell'area in oggetto e della quale si utilizzano le risultanze di n°7 prove penetrometriche dinamiche (designate con la sigla DP01-n nella cartografia allegata al presente studio);
- **osservazioni geomorfologiche e idrologiche** del sito in esame e **ricerca bibliografica**, riguardanti l'idrologia superficiale e sotterranea, la morfologia del terreno in oggetto e delle aree circostanti, condotte dalla scrivente.

Nel prosieguo dello studio verranno esposte le risultanze delle campagne di indagini sopra illustrate.

## 1.3 Caratteri generali dell'intervento urbanistico in progetto

Nel lotto di terreno in oggetto, come scritto in precedenza, è previsto il: "*Progetto di riqualificazione ambientale del comparto oggetto di PIPP in loc. Cà de' Fii, Veggia di Casalgrande*". In particolare si tratta di:

- interventi edificatori con destinazione commerciale/artigianale nel settore posto nel territorio comunale di Casalgrande, e con destinazione civile per il settore dell'area in studio sito in comune di Castellarano;
- interventi di riqualificazione ambientale, tramite sistemazione e recupero del fronte di cava e della fascia di versante adiacente al limite di comparto di PPIP.



Per praticità, da questo punto in poi il lotto di terreno in oggetto verrà suddiviso in due zone, con caratteristiche differenti, denominati area "A" e area "B":

A. **area interessata dall'edilizia commerciale/artigianale** (contraddistinta dal colore rosa) nella cartografia allegata (cfr. Tav.1 e Fig.1), si ubica nella fascia pianeggiante a ridosso della Strada Statale n°486 di Montefiorino, a cavaliere del Comune di Castellarano, a sud-ovest, e del Comune di Casalgrande, a nord-est. Attualmente è edificata (fabbricati ex-colonici e per il ricovero di macchine ed attrezzi), il progetto urbanistico preliminare prevede la realizzazione di capannoni con destinazione commerciale/artigianale (altezze massime in elevazione pari a ca. 10 m), e per un solo fabbricato un piano interrato (con profondità fondale pari a ca. -2,70÷-3,00 m da p.c.);

B. **area interessata dalla sistemazione e dal recupero del fronte di cava e della fascia di versante adiacente al limite di comparto di PPIP** (contraddistinta dal colore verde), è caratterizzata da pendenze variabili ed è interessata da vistosi fenomeni di dissesto idrogeologico. Interessa il fronte di cava (ex-cava Veggia), a ovest, e l'area di accumulo degli spurghi e sterili di cava, a sud. Si colloca, come la precedente, a cavaliere del Comune di Castellarano, a sud-ovest, e del Comune di Casalgrande, a nord-est. Il Comune di Castellarano sta compiendo l'iter necessario per l'adozione dello strumento di pianificazione comunale (P.S.C.); il progetto urbanistico preliminare di intervento nell'area prevede l'edificazione di fabbricati a destinazione residenziale.

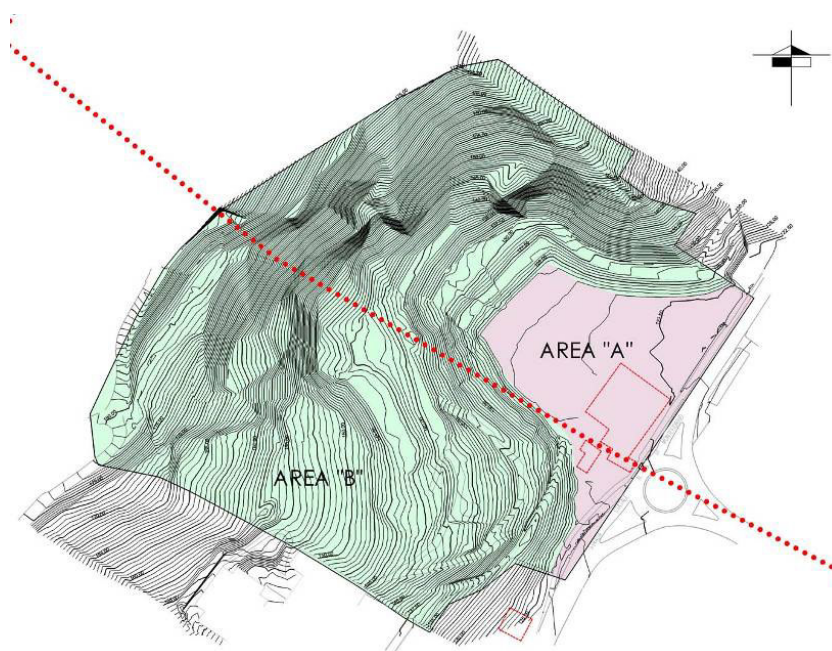


Figura 1 – Rappresentazione schematica dell'area oggetto di studio e della suddivisione in area "A" e area "B". In rosso sono indicati i fabbricati esistenti.

Il presente studio si prefigge lo scopo di verificare la fattibilità geologica-geotecnica e idrogeologica degli interventi in progetto.

### 3. INQUADRAMENTO DELL'AREA

#### 3.1 Inquadramento geografico e geologico

##### 3.1.1 Inquadramento geografico

Nell'area in studio è prevista l'esecuzione di:

- interventi edificatori con destinazione commerciale/artigianale nel settore posto in Comune di Casalgrande, e con destinazione residenziale per il settore dell'area in studio sito in Comune di Castellarano;
- interventi di riqualificazione ambientale, tramite sistemazione e recupero del fronte di cava e della fascia di versante adiacente al limite di comparto di PPIP.

La campagna di indagini ha interessato l'intera superficie del lotto di terreno in oggetto: le prove penetrometriche statiche e dinamiche sono state eseguite in entrambe le zone (area "A" e area "B"); il prelievo dei campioni sui quali sono state effettuate le analisi di laboratorio è avvenuto nella porzione dell'area "B" sita in Comune di Castellarano (cfr. Tav.2); la prospezione sismica è stata eseguita nel settore pianeggiante dell'area "A", in Comune di Casalgrande; la campagna di indagini eseguita nell'anno 2001, si colloca esclusivamente nella porzione della zona "B" sita in Comune di Castellarano.

Le quote altimetriche, desunte dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000, caratterizzanti il lotto d'intervento sono: ca. 188 m s.l.m., lungo il lato nord-occidentale del limite di comparto; ca. 122 m s.l.m. in corrispondenza del lato sud-orientale (cfr. Tavv.1 e 2, Tav.5a).

Il lotto di terreno si colloca a cavaliere del Comune di Castellarano, a sud-ovest, e del Comune di Casalgrande, a nord-est, tra le località Cà de' Fii di Castellarano e Veggia di Casalgrande, in Provincia di Reggio Emilia. Gli elementi in scala 1:5.000 impiegati come base cartografica per le tavole grafiche allegate, sono l'Elemento 219023 (Villalunga) e l'Elemento 219064 (Sassuolo); le tavole tematiche allegate al presente studio e riportate in Appendice sono:

Tav.1:	<i>Corografia</i>	scala 1:10.000;
Tav.2:	<i>Ubicazione indagini</i>	scala 1:2.000;
Tav.3:	<i>Stralcio "Carta geologica d'Italia" al 100.000</i>	scala 1:100.000;
Tav.4:	<i>Carta geomorfologica e dell'idrografia superficiale</i>	1:5.000;
Tav.5a:	<i>Stato di fatto - planimetria</i>	1:1.000;
Tav.5b:	<i>Stato di fatto - sezioni stratigrafiche interpretative</i>	scale varie.

In ognuna di esse sono rappresentati elementi e sono riportate notizie e dati, che verranno ampiamente illustrati nelle pagine successive. Per ogni sezione sono citate le fonti documentali e iconografiche dalle quali essi sono stati tratti; al termine del presente studio è riportata una nota bibliografica sintetica. Relativamente alle tavole di progetto si rimanda alla documentazione prodotta dai progettisti Arch. C. Marocci e Arc. N. Calzolari, per la parte urbanistica, e Studio Consulenza Ambientale M. Chiesi, per la sistemazione agro-vegetazionale e ambientale.

### 3.1.2 Quadro geologico generale

A premessa dell'inquadramento geologico generale, si elenca la cartografia dalla quale sono state tratte le notizie riguardanti la geologia dell'area in studio:

- Carta Geologica d'Italia scala 1: 100.000, Foglio n°86 – Modena (1963);
- Relazione geologica e relativa cartografia, a corredo del Piano Regolatore Generale Variante '99, COGEO Studio Geologico Associato (1999);
- Relazione geologica e relativa cartografia, a corredo del Piano Comunale delle Attività Estrattive (P.A.E.), Variante Generale in adeguamento alle previsioni di P.I.A.E. della Provincia di Reggio Emilia, Ecorisorse (2001).

Considerando come intorno stratigrafico significativo una porzione di territorio di raggio pari a circa 2 km, circostante l'area in studio, si osserva la presenza di una successione di depositi alluvionali olocenici in ricoprimento di depositi pleistocenici; entrambi, a loro volta, in copertura di sedimenti marini pliocenici.

In sintesi le formazioni presenti dalla più recente alla più antica sono:

- ☞ *depositi continentali olocenici* di origine fluviale, sono: alluvioni ghiaiose e sabbiose, non alterate, del greto dei fiumi e torrenti (alluvium attuale, contrassegnati dalla sigla Q<sub>2r</sub>) e sedimenti sabbiosi con lenti limose della bassa pianura (alluvium medio-recente, Q<sub>2a</sub>). Si collocano immediatamente a oriente dell'area di interesse, lungo il corso del F. Secchia (cfr. anche Tav.4 allegata);
- ☞ *depositi continentali pleistocenici* di origine pluviale-fluvioglaciale, riconducibili ad eventi deposizionali risalenti ad un periodo compreso tra Riss e Würm. Si tratta di: alluvioni ghiaiose con lenti argilloso-sabbiose dell'alta pianura, a suolo prevalentemente bruno (diluvium recente tardivo, Q<sub>1t</sub>); sedimenti alluvionali a ghiaie e sabbie e suolo argilloso bruno, costituenti terrazzi sospesi di 8-15 m sull'alta pianura (diluvium recente, Q<sub>1r</sub>); depositi alluvionali costituenti gli alti terrazzi sabbioso ghiaiosi, a suolo argilloso giallo-ocraceo (diluvium medio, Q<sub>1m</sub>). Si osservano immediatamente a occidente dell'area in oggetto alla sommità del pendio ad essa prospiciente, a costituire una fascia che si sviluppa grossomodo parallelamente al corso fluviale;
- ☞ *Ghiaie e conglomerati, sabbie debolmente cementate* (Calabriano), contrassegnate dalla sigla Cal<sub>2</sub>;
- ☞ *Sabbie Gialle* (Pleistocene, Calabriano) sono sabbie riccamente fossilifere cementate;
- ☞ *Argille Azzurre* (Pliocene) contrassegnati dalla sigla Pag, argille e argille sabbiose grigio-azzurre che passano verso l'alto alle sabbie in modo continuo attraverso orizzonti sabbiosi, oppure attraverso una discontinuità tra Pliocene e Calabriano segnalato da un orizzonte conglomeratico non classato, fossilifero tipo "panchina".

In particolare il lotto di terreno in oggetto insiste sulla formazione delle Argille Azzurre, come è visibile dalla cartografia allegata (cfr. Tav.3 e Tav.4, in Appendice).

### 3.1.3 Quadro sismico

#### Quadro normativo

Sulla base della normativa nazionale in materia sismica<sup>1</sup> e con particolare riferimento all'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 12/06/1998, n°2788 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale", riguardo i comuni oggetto di studio:

COMUNE	Indice di rischio	Intensità massima osservata (MCS)
Casalgrande	0,0448	9
Castellarano	0,0461	9

Tabella 1 - Caratteri sismici del comune di interesse (da: Ordinanza della P.C.M. del 12/06/1998, n°2788).

L'indice di rischio è stato calcolato come media pesata dei valori di percentuale di patrimonio immobiliare danneggiato (pd) e percentuale di popolazione coinvolta in crolli (pc), durante eventi sismici, ciascuno rapportato al suo valore massimo. Il campo di variazione di tale indice è fra 0 e 0,8; i comuni a più elevato rischio sismico sono stati identificati come quelli che hanno indice di rischio superiore al valore medio nazionale calcolato pesando ciascun comune con la sua popolazione: tale media è risultata pari a 0,0455. Si nota quindi che il comune di Castellarano ha un indice di poco superiore alla media nazionale; il comune di Casalgrande presenta un indice di rischio inferiore alla media nazionale. Riguardo i dati sismici di intensità registrata si precisa che un evento di entità superiore o uguale al IX grado MCS (scala Mercalli, Cancani e Sieberg) o a valori di Magnitudo (scala Richter) superiore o uguale a circa 5,7, corrisponde in genere a danni rilevanti al patrimonio e a sensibili perdite di vite umane.

Considerando la normativa nazionale<sup>2</sup> e regionale<sup>3</sup> più recente in materia, con l'ordinanza PCM n°3274 del 20/03/2003 è entrata in vigore la nuova riclassificazione sismica nazionale (cfr. figura seguente).

Riguardo le nuove normative tecniche allegate all'ordinanza n°3274 il percorso appare più complesso a causa del permanere di notevoli incertezze e difficoltà applicative (soprattutto in relazione alle opere ed edifici strategici): con il dispositivo di legge O.P.C.M. n°3431/2005 e successivi (O.P.C.M. n°3542 del 1 agosto 2005) l'applicazione obbligatoria delle norme sismiche contenute nella stessa è stata ulteriormente prorogata fino al 23 ottobre 2005 per riallineare i termini di entrata in vigore di questa norma con il nuovo testo unico sulle costruzioni (D.M. 14/09/2005 – Testo Unico delle Norme Tecniche per le costruzioni).

Immediatamente successivo al testo unico è la delibera regionale (Del. G.R. Emilia-Romagna N°1677 del 24 ottobre 2005) che fornisce primi indirizzi e indicazioni sui principali effetti e rapporti con le procedure relative all'attività edilizia e alla pianificazione urbanistica per i Comuni

<sup>1</sup> Legge n°64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"; D.M. n°40 del 03/03/1975 "Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"; successivi decreti del Ministero LL.PP. concernenti la materia: "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" degli anni 1984, 1985, 1986 e 1996; leggi a integrazione e modifica delle precedenti.

<sup>2</sup> Ordinanza del P.C.M. n°3274/2003; Ordinanza del P.C.M. n°3316 del 2 ottobre 2003; Ordinanza del P.C.M. n°3333 del 23 gennaio 2004; Ordinanza del P.C.M. n°3431 del 23 gennaio 2005.

<sup>3</sup> Deliberazione della Giunta regionale n°1435 del 21 luglio 2003.

dell'Emilia Romagna, nell'applicazione del D.M. 14/09/2005 entrato in vigore il 23 ottobre 2005. La delibera suddetta<sup>4</sup> stabilisce:

- l'operatività a decorrere dal 23 ottobre 2005 delle "Norme Tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14/09/2005 e contemporanea cessazione della fase transitoria di applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/2003 e s.m.i.;
- l'avvio, dalla medesima data, di un periodo transitorio di 18 mesi nel quale è ammessa, in alternativa, l'applicazione della normativa precedente sulla medesima materia (di cui alla legge 5 novembre 1971, n°1086 e alla legge 2 febbraio 1974, n°64, e alle relative norme di attuazione). Tale periodo transitorio è stato ulteriormente prorogato al 31/12/2007 (Decreto Legge "Milleproroghe", art.3 comma 4-bis);
- al fine di avviare la fase sperimentale di applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 14/09/2005, a decorrere dal 23 ottobre 2005 trova attuazione la classificazione sismica dei Comuni della regione, stabilita dall'Allegato 1, punto 3 dell'Ordinanza n°3274 del 20 marzo 2003, in via di prima applicazione e comunque fino alla deliberazione regionale di individuazione delle zone sismiche. Il soggetto interessato (progettista e/o committente) non potrà quindi fare riferimento alla precedente classificazione sismica (potendo in tal modo sottrarsi all'osservanza della normativa tecnica per le zone sismiche, in quanto a buona parte dei Comuni della Regione Emilia-Romagna in precedenza non era stato assegnato alcun grado di sismicità), ma potrà soltanto scegliere quale normativa tecnica applicare, sempre avendo riguardo alla nuova classificazione sismica del comune in cui si opera (di cui all'Allegato B della Del. G.R. Emilia-Romagna N°1677 del 24 ottobre 2005). A ciascuna zona risulta assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ed in particolare, ai fini della determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore ( $a_g/g$ ), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, pari a: 0,35 (per la zona 1); 0,25 (per la zona 2); 0,15 (per la zona 3) e 0,05 (per la zona 4). Ad ognuno di questi valori di ancoraggio dello spettro di risposta è assegnato un valore differenziato del "grado di sismicità" ( $S = 12$  o  $9$  o  $6$ ), da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche, in rapporto a tre ipotetiche zone a sismicità decrescente ("alta", "media" e "bassa"). Pertanto, confermando a tal fine un precedente indirizzo già assunto con altra delibera della Giunta regionale n°2329/2004, per l'utilizzo del D.M. 16 gennaio 1996 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche vanno considerate le specifiche di "sismicità media" ( $S = 9$ ) per i Comuni in "zona 2" e di "sismicità bassa" ( $S = 6$ ) per i Comuni sia in "zona 3" che in "zona 4".

---

<sup>4</sup> "Prime indicazioni applicative in merito al decreto ministeriale 14 settembre 2005 (pubblicato sul supplemento ordinario n.159 alla gazzetta ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005) recante 'Norme tecniche per le costruzioni'.

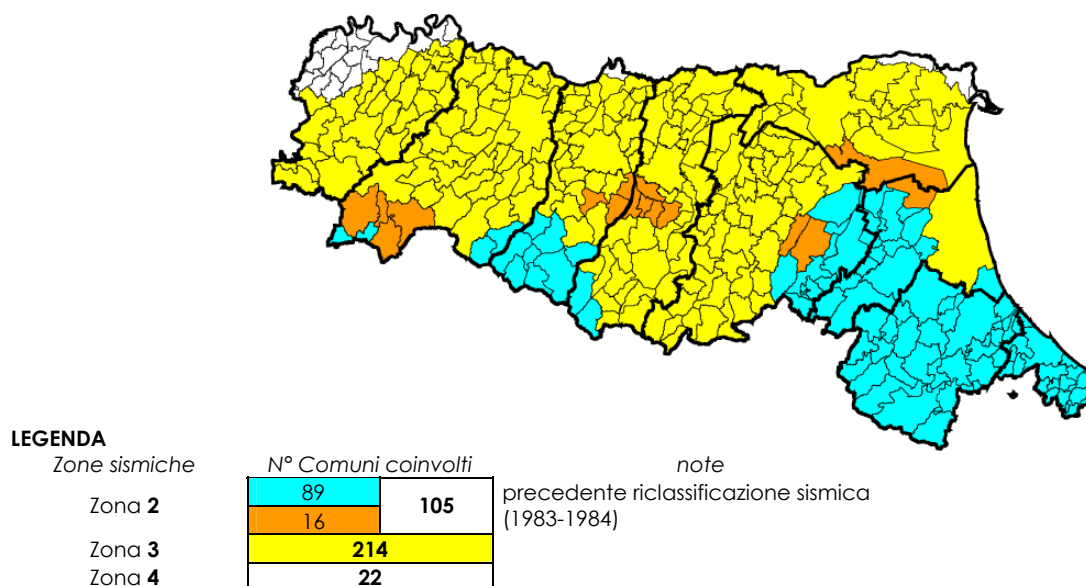


Figura 2 – Riclassificazione sismica della Regione Emilia Romagna (Ordinanza del P.C.M. n°3274/2003).

Come rappresentato in figura e come riportato in Allegato B della Del. G.R. Emilia-Romagna n°1677 del 24 ottobre 2005, il territorio dei Comuni di Casalgrande e Castellarano rientrano in **Zona 2, a media sismicità (S = 9)**, secondo la nuova riclassificazione.

#### Valori di accelerazione massima del suolo

Ai fini dell'applicazione delle norme sismiche, come riportato al Cap. 3.2.2.1 del TU, il territorio nazionale è suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A). I valori convenzionali di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10 per cento in 50 anni ed assumono i valori riportati nella tabella seguente:

Zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni (ag/g)	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (ag/g)	Sismicità (1)
1	> 0,25	0,35 g	Alta (S=12)
2	0,15-0,25	0,25 g	Media (S=9)
3	0,05-0,15	0,15 g	Bassa (S=6)
4	<0,05	0,05 g	Bassa (S=6)

(1) specifica della sismicità ai sensi del D.M. 16 gennaio 1996

Tabella 2 - Tabella sintetica di attribuzione dei valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo e sottosuolo (ag/g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (prima colonna); dei valori di accelerazione orizzontale (ag/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (seconda colonna), alle varie zone sismiche; specifiche della sismicità ai sensi del D.M. 16/01/1996.

Le zone 1, 2 e 3 possono essere suddivise in sottozone caratterizzate da valori di  $a_g$  intermedi rispetto a quelli riportati nella Tabella 2 e intervallati da valori non minori di 0,025: è ciò che viene rappresentato nelle mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ed allegate alle O.P.C.M. che si sono succedute nel tempo. I vari territori sono assegnati alle sottozone in base ai valori di  $a_g$  con probabilità di superamento pari al 10 per cento in 50 anni.

Nella mappa dei valori di pericolosità sismica del territorio nazionale, allegata all'OPCM n°3519/2006 sono riportate le accelerazioni massime attese al suolo *free field* di categoria A, secondo le più dettagliate suddivisioni fatte del territorio regionale. Nella zona in esame le accelerazioni massime attese sono comprese tra **0,150g** e **0,175g** (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli di categoria A, per la cui stima sono già state considerate le leggi di attenuazione).

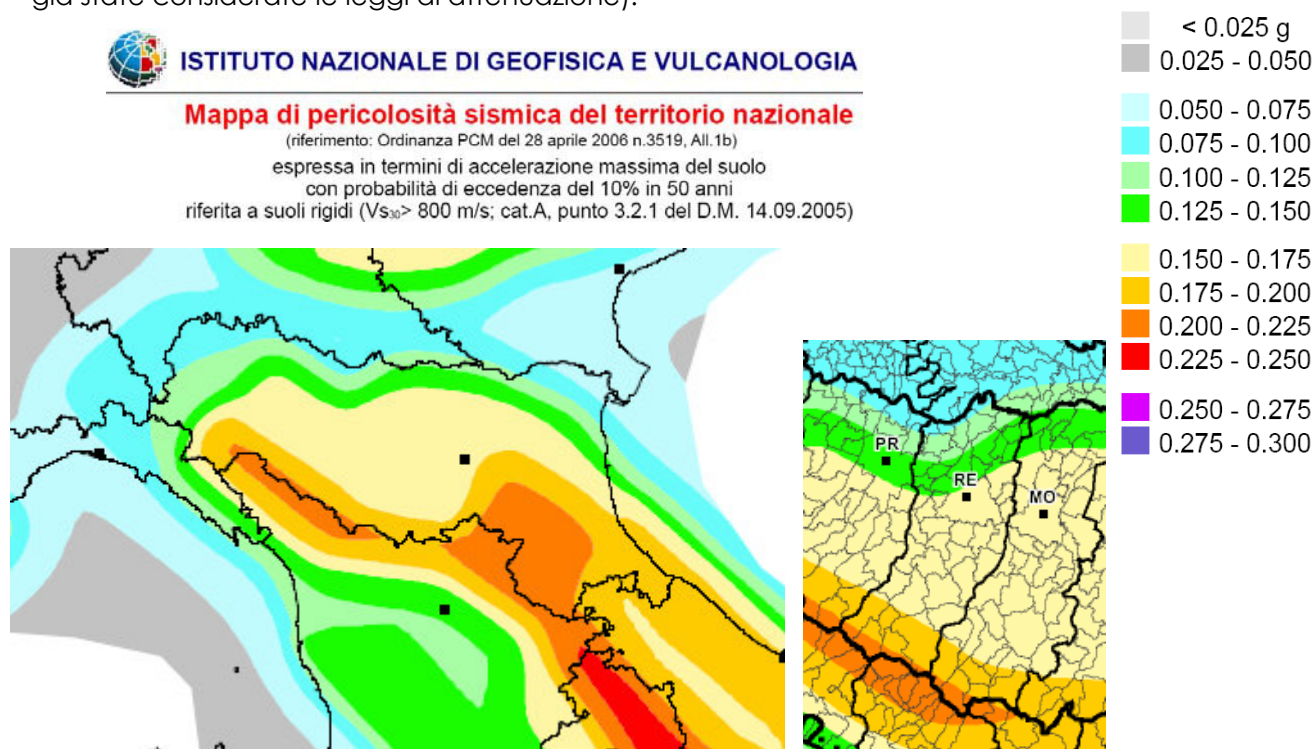


Figura 3 - Mappa di pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo  $a_{max}$  con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi.

### Zonazione sismogenetica ed episodi sismici

Ciò premesso, si è ritenuto utile consultare gli studi più recenti pubblicati in materia ed i cataloghi degli eventi sismici registrati nella Regione Emilia-Romagna: in essi la zona alla quale l'area in studio appartiene è denominata Zona sismogenetica n°30, secondo Scandone et al. (1992), versione ZS4 (aprile 1996).

Una successiva evoluzione della ZS4 è rappresentata dalla Zonazione Sismogenetica ZS9: nella figura successiva è riportata la mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia Settentrionale, ed una ricostruzione grafica, fatta dalla scrivente, in cui si vede che il territorio in oggetto ricade entro la Zona 913. La Zonazione ZS9 è il risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni della ZS4 e dell'introduzione di nuove zone. L'elaborazione di questa zonazione si fonda su una base informativa più ricca e attendibile di quella disponibile all'epoca della prima realizzazione di ZS4. Descrivendo nel dettaglio le zone sismiche rappresentate nella Provincia di Reggio Emilia:

- la zona 912 appartiene alla porzione più esterna della fascia di compressione dell'arco appenninico settentrionale, in essa la sismicità sembra evidenziare l'andamento del fronte compressivo sepolto più avanzato a ridosso del Po;



- la zona 913 risulta dalla scomposizione della fascia che da Parma si estende fino all'Abruzzo, l'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo e le profondità ipocentrali sono mediamente maggiori in questa fascia che in quella più esterna;
- la zona 915 appartiene alla fascia che dalla Lunigiana arriva sino al confine Abruzzo-Molise, essa include le sorgenti sismogenetiche responsabili dei terremoti di più elevata magnitudo che hanno caratterizzato l'arco appenninico settentrionale e centrale; nonostante ciò la zona 915 appare complessivamente caratterizzata da tassi di sismicità leggermente inferiori [MELETTI C. E VALENSISE G., 2004].



Figura 4 – Aree sismogenetiche caratterizzanti la Provincia di Reggio Emilia.

Ciò premesso gli eventi sismici di maggiore interesse, registrati in cataloghi sismici e database di osservazione sismiche sono:

Effetti	In occasione del terremoto:				
Is	Anno Me Gi Or Mi Se	AE	Io	Mw	
6	1904 02 25 18 47 50	Reggiano	6	5.13	
5-6	1996 10 15 09 55 60	CORREGGIO	7	5.44	
5	1971 07 15 01 33 23	Parmense	7-8	5.61	
4	1904 06 10 11 15 28	Frignano	6	5.08	
4	1957 08 27 11 54	ZOCCA	6	5.06	
4	1983 11 09 16 29 52	Parmense	6-7	5.10	
3	1885 02 26 20 48	SCANDIANO	6	5.22	
NF	1899 06 26 23 17 22	Valle del Bisenzio	7	5.09	



NF	1965 11 09 15 35	ALTA V. SECCHIA	5	5.01
NF	1986 12 06 17 07 19	BONDENO	6	4.56
NF	1995 10 10 06 54 22	LUNIGIANA	7	5.04

Tabella 3 – Storia sismica di Castellarano, che consta di 11 osservazioni disponibili. Is=intensità al sito (MCS); Anno Me Gi Or Mi Se=anno, mese, giorno, ora, minuto e secondo dell'evento registrato; AE=denominazione dell'area dei maggiori effetti; Io=intensità epicentrale (MCS); Mw=magnitudo momento.

Nella figura successiva è esemplificata la storia sismica e gli eventi sopra descritti, relativamente a Castellarano:

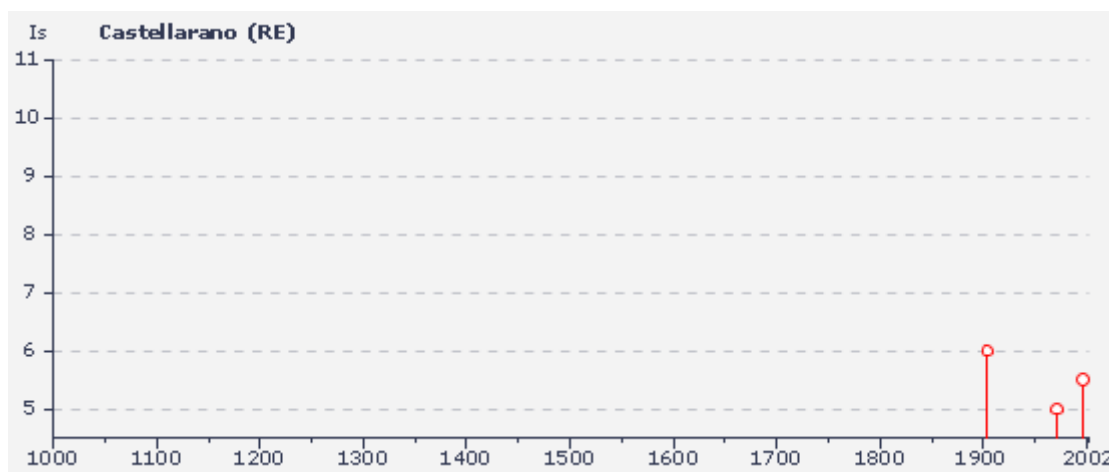


Figura 5 – Storia sismica di Castellarano.

Riguardo a Casalgrande gli episodi sismici di maggiore interesse sono riportati esclusivamente nel “Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, dal 461 a.C. al 1990 - Release 3.1”. Nella tabella seguente si riportano i forti terremoti registrati sia per Casalgrande che Castellarano, registrati nel catalogo sopra citato:

Casalgrande												
Year	Mo	Da	Lat	Lon	RL	Io	Iloc	Imax	Me	sites	ref	Epicentral zone
1971	07	15	44.82	10.35	*	8.0	4.5	8.0	5.7	230	71	Parmense
1983	11	09	44.77	10.27	*	6.5	4.0	7.0	5.2	836	111	Parmense
Castellarano												
Year	Mo	Da	Lat	Lon	RL	Io	Iloc	Imax	Me	sites	ref	Epicentral zone
1971	07	15	44.82	10.35	*	8.0	5.0	8.0	5.7	230	71	Parmense
1899	06	26	43.95	11.12	!	7.0	0.0	7.0	5.0	140	23	Valle del Bisenzio
1904	02	25	44.48	10.63	x	6.0	6.0	7.0	5.0	62	19	Reggiano
1904	06	10	44.20	10.82	*	6.0	4.0	7.0	4.9	101	10	Frignano
1983	11	09	44.77	10.27	*	6.5	4.0	7.0	5.2	836	111	Parmense

Tabella 4 – Episodi sismici di maggiore intensità registrati per Casalgrande e Castellarano.

### Categoria dei suoli di fondazione

Sulla base della prospezione sismica a rifrazione, eseguita al centro dell'area “A” appartenente al lotto di terreno in oggetto (v. Cap.5.5), è possibile esprimere i seguenti valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nel sottosuolo:

STRATO	Pof. strato da ... m a ...m (-m da p.c.)	Litologia	SPESSORE	Vs (m/sec)	Vs30
I	p.c. ÷ 1,5-5	strato aerato (riporto/suolo/alteraz. substrato)	3,30	199	490

II	1,5-5 ÷ 16-20	strato intermedio (substrato Argille Plioceniche)	14,70	554	
III	> 16-20	strato di fondo (substrato Argille Plioceniche)	12,0	659	

Tabella 5 – Tabella sintetica relativa alle risultanze della prospezione sismica eseguita nell'area "A":  $V_s$ =velocità di propagazione delle onde di taglio;  $V_{s30}$ =velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m.

Al fine di classificare il terreno di fondazione tra le differenti categorie di uso del suolo indicate dalla normativa sismica (D.M. 14/09/2005, art.3.2.1) vengono impiegati i valori medi di propagazione delle onde S, registrati durante l'esecuzione della prospezione sismica a rifrazione, e viene stimata la velocità media di propagazione nei primi 30 m del sottosuolo  $V_{s30}$  (v. Tabella 5). Considerando la profondità fondale (da un minimo di ca. -1,5 m da p.c. a un valore massimo di ca. -3,0 m da p.c.) il valore  $V_{s30}$  cambia, ma la classificazione della categoria del suolo di fondazione sostanzialmente non muta.

Ciò premesso si valuta che il terreno appartenente all'area "A" rientri nella categoria:

**B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT}>50$ , o coesione non drenata  $C_u>250$  kPa).**

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche eseguite in corrispondenza dell'area "B" (nell'anno 2001), integrate con le informazioni ottenute dalle indagini effettuate ex-novo (prove penetrometriche statiche, dinamiche e stendimento sismico) è possibile ricostruire la seguente stratigrafia. Ad ogni strato è attribuito il valori di colpi alla punta registrato durante l'esecuzione delle indagini in sito ( $N_{DP}$ ), trasformato in numero dei colpi di una prova SPT ( $N_{SPT}$ ) che permette di classificare così il sottosuolo:

STRATO	Pof. strato da ... m a ...m (-m da p.c.)	Litologia	SPESSORE	$N_{DP}$ o $V_s$	$N_{SPT}$	$N_{SPT}$ medio
I	p.c. ÷ 3,40	Materiale di riporto	3,40	$N_{DP}=4$	6	48
II	3,40 ÷ 5,00	Alterazione substrato	1,60	$N_{DP}=21$	32	
III	5,00 ÷ 16-20	Substrato (da SISM1)	13,0	$V_s=554$	46	
IV	16-20 ÷ 30	Substrato (da SISM1)	12,0	$V_s=659$	64	

Tabella 6 – Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici registrati durante l'esecuzione delle indagini in sito: Numero colpi= numero dei colpi registrati in campagna;  $N_{SPT}$  =numero dei colpi di una prova SPT;  $V_s$ = velocità sismica delle onde di taglio.

Per la stima del numero dei colpi di una prova SPT nota la velocità delle onde di taglio si applica la relazione sviluppata per il calcolo della velocità delle onde di taglio  $V_s$  (in m/sec) [ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA-ROMAGNA, 2004]:

$$V_s = 71,5 \times N^{0,535} \quad \text{in argille di Firenze, Crespellani et al., 1989.}$$

Si valuta quindi che il sottosuolo appartenente all'area "B", nella sua porzione centrale e sommitale, rientri nella categoria:

**C – Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/sec ( $15<N_{SPT}<50$ ,  $70<C_u<250$  kPa).**

Considerando l'ubicazione dei fabbricati in progetto, che si collocano ai limiti dell'area interessata dai fenomeni di dissesto evidenti e dove il materiale di riporto è ridotto ad uno spessore minimo, e valutando altresì, come risulta dal progetto urbanistico preliminare, che il piano fondale si collocherà al limite degli strati I e II (cfr. Tabella 6) si propone una nuova stratigrafia per il suolo immediatamente soggiacente il piano fondale degli edifici in progetto:

STRATO	Pof. strato da ... m a ...m (-m da p.f.)	Litologia	SPESSORE	N <sub>DP</sub> o V <sub>S</sub>	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub> medio
II	p.f. ÷ 1,60	Alterazione substrato	1,60	N <sub>DP</sub> =21	32	<b>54</b>
III	1,60 ÷ 14,60	Substrato (da SISM1)	13,0	V <sub>S</sub> =554	46	
IV	14,60 ÷ 30	Substrato (da SISM1)	15,40	V <sub>S</sub> =659	64	

Tabella 7 – Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici registrati durante l'esecuzione delle indagini in sito: Numero colpi= numero dei colpi registrati in campagna; N<sub>SPT</sub> =numero dei colpi di una prova SPT; V<sub>S</sub>= velocità sismica delle onde di taglio

Si valuta quindi che il sottosuolo appartenente all'area "B", nella porzione che sarà interessata dall'edificazione residenziale (cfr. tavole di progetto), rientri nella categoria:

**B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>S30</sub> compresi tra 360 e 800 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica N<sub>SPT</sub>>50, o coesione non drenata C<sub>u</sub>>250 kPa).**

#### Risposta Sismica Locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalla complessa interazione tra le onde sismiche e le particolari condizioni locali, cioè l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche di depositi di terreno ed ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali costituenti. In determinate condizioni questa interazione comporta una specifica risposta sismica locale, differente da quella che si avrebbe in un sito di riferimento ideale, rigido con superficie topografica orizzontale. Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente definite *effetti di sito*. In letteratura specialistica si precisa che l'espressione *effetti di sito* è riservata ai fenomeni che interessano terreni a comportamento sismico stabile (terre che sottoposte a sollecitazioni sismiche si mantengono lontane dalla rottura e sono soggette a limitate deformazioni permanenti). Gli effetti di sito possono essere distinti a seconda del principale fenomeno fisico responsabile: effetti stratigrafici (1), fa riferimento a effetti legati sostanzialmente a risonanza tra onde sismiche e terreni, in relazione alla stratigrafia del sottosuolo, alle caratteristiche fisico-meccaniche di terreni/rocce e al contenuto in frequenza predominante del moto sismico; effetti di bordo (2), indica fenomeni ai margini di depositi di valle; effetti topografici (3), indica le modifiche del moto sismico imputabili alla particolare configurazione topografica del sito. Nella figura seguente sono esemplificati i sopra elencati effetti di sito.

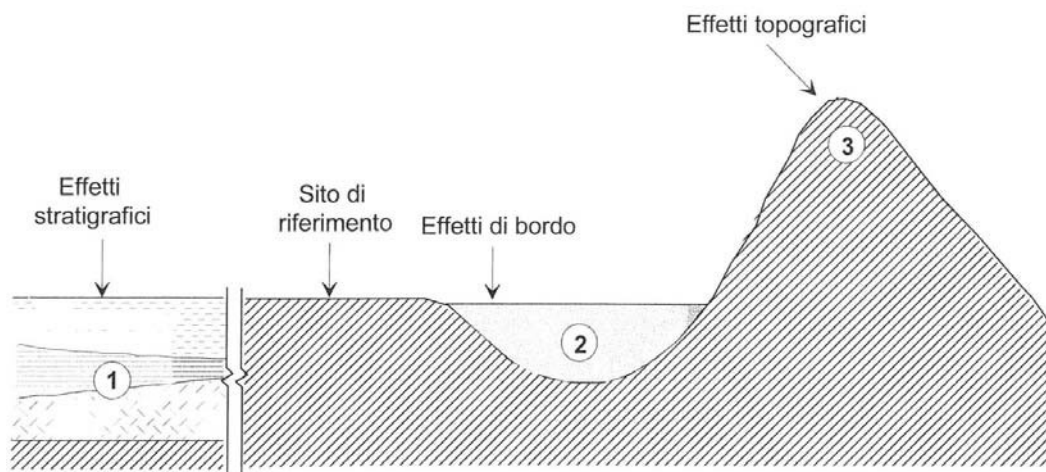


Figura 6 – Tipiche configurazioni responsabili di effetti di sito, rispetto ad un sito roccioso di riferimento con superficie libera orizzontale (Fig.6.1 in Raccomandazioni AGI, 2005).

Nel prosieguo si farà riferimento esclusivamente alla risposta sismica locale causata da effetti stratigrafici, poiché per essi lo stato della conoscenza ha portato allo sviluppo di metodi di analisi attendibili.

Nella figura successiva è schematizzato il problema della risposta sismica locale correlata alla presenza di un deposito di terreno deformabile sovrastante un substrato di più elevata rigidezza. Il moto sismico di ingresso si intende assegnato in corrispondenza del basamento (bedrock), nel dominio dei tempi o delle frequenze. Il moto risultante alla superficie del deposito in condizioni di campo libero (free-field), in altre parole in assenza di manufatti, in generale differisce da quello al basamento in termini di ampiezza, contenuti in frequenza e durata.

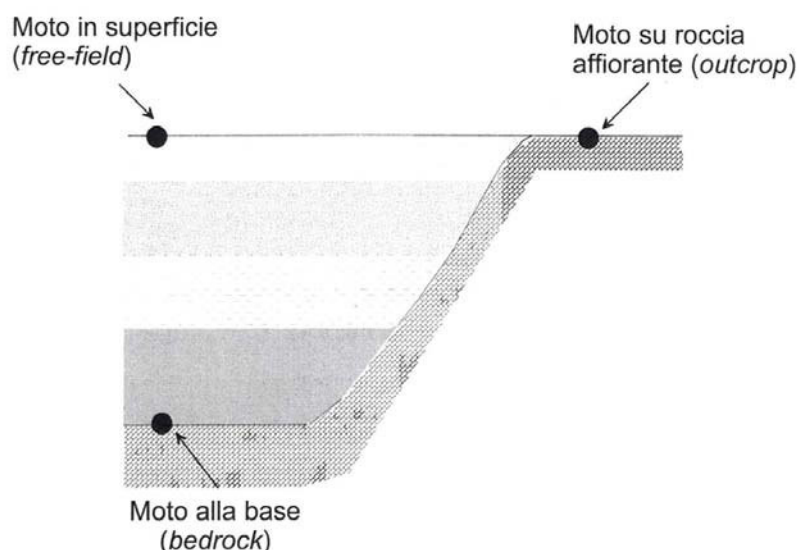


Figura 7 – Terminologia utilizzata per il moto sismico con riferimento ad un deposito di terreno poggiante su un basamento roccioso (Fig.6.2 in Raccomandazione AGI, 2005).

La procedura di analisi della risposta sismica locale che verrà impiegata è quella che si basa su metodi empirici: essi si fondano su un vasto numero di osservazioni strumentali, e forniscono relazioni che correlano le varie caratteristiche del moto sismico con le condizioni geologiche e/o geotecniche del sito. Hanno il pregio della praticità e del bassissimo costo, anche in virtù del

ridotto numero di informazioni geotecniche richieste. In particolare saranno utilizzati metodi empirici che si basano sulla correlazione con la velocità delle onde di taglio  $V_s$ : si tratta di metodi che vengono impiegati per determinare il fattore di amplificazione nell'ipotesi che la densità del terreno e della roccia sottostante non siano molto dissimili. In questa condizione, assunto un valore di riferimento  $V_b$  per la velocità delle onde di taglio nel basamento, il parametro  $V_s$  diventa l'indicatore fondamentale dei fenomeni di amplificazione locale.

Parametro del moto sismico	Fattore di amplificazione	Note	Riferimento
Accelerazione di picco	$A_a = (V_{s0}/V_b)^{-0.47}$	$V_r = 750$ m/s	Midoriwaka <i>et al.</i> (1994)
	$A_a = (V_{s0}/V_b)^{-0.37}$	$V_r = 1400$ m/s	Boore <i>et al.</i> (1994)
Velocità di picco	$A_v = (V_{s0}/V_b)^{-0.45}$	$V_r = 1190$ m/s	Joyner e Fumal (1984)
	$A_v = (V_{s0}/V_b)^{-0.37}$	$V_r = 600$ m/s	Midoriwaka <i>et al.</i> (1994)
Accelerazione spettrale (5% smorzamento strutturale)	$A_{Sa} = (V_{s1}/V_b)^{-a}$	$a = 0.28-0.78^*$ $V_r = 590-1620$ m/s*	Joyner e Fumal (1984)
	$A_{Sa} = (V_{s0}/V_b)^{-a}$	$a = 0.2-0.71^*$ $V_r = 1100-2300$ m/s*	Boore <i>et al.</i> (1994)
	$A_{Sa} = (V_{s0}/V_b)^{-a}$	$a = 0.24-0.87^*$ $V_r = 430-910$ m/s*	Midoriwaka <i>et al.</i> (1994)
*Funzione del periodo strutturale			
$V_{s0}$ = velocità media delle onde di taglio entro una profondità di 30 m dal piano campagna; $V_{s1}$ = velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di $\frac{1}{4}$ di lunghezza d'onda per un periodo d'onda di 1 s; $V_b$ = velocità delle onde di taglio nel basamento di riferimento			

Figura 8 – Correlazioni empiriche tra fattore di amplificazione e velocità delle onde di taglio [Tab.6.2 in Raccomandazione AGI, 2005].

Vari Autori hanno proposto le sopra riportate correlazioni empiriche tra il fattore di amplificazione, di picco o spettrale, e le velocità delle onde di taglio, valutata entro una certa profondità dal piano campagna. Alcuni dei fattori di amplificazione, proposti in letteratura, per l'accelerazione di picco ( $A_a$ ), la velocità di picco ( $A_v$ ) e l'accelerazione spettrale ( $A_{Sa}$ ) sono riportati nella figura precedente.

Applicando le relazioni di Midoriwaka (1994), riportate nella tabella precedente si ottengono i seguenti fattori di amplificazione relativi ai vari parametri del moto sismico:

Parametro del moto sismico	Fattore di amplificazione	Valori calcolati
Accelerazione di picco	$A_a = (V_{s0} / V_b)^{-0.47} = (490/659)^{-0.47}$	<b>1,15</b>
Velocità di picco	$A_v = (V_{s0} / V_b)^{-0.37} = (490/659)^{-0.37}$	<b>1,12</b>
Accelerazione spettrale (5% smorzamento strutturale)	$A_{Sa} = (V_{s0} / V_b)^{-a} = (490/659)^{-a}$	<b>1,07 ÷ 1,29</b>

Tabella 8 – Tabella riepilogativa dei fattori di amplificazione calcolati relativamente a vari parametri del moto sismico, nel caso in oggetto.

I valori delle velocità medie delle onde di taglio impiegati sono quelli registrati durante l'esecuzione dell'indagine sismica, riportati nel paragrafo precedente.

### Verifica alla liquefazione

Per *liquefazione* si intende un fenomeno interessante terre sabbiose sature, in depositi naturali o in accumuli artificiali, che nel corso di un evento sismico subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale il terreno può scorrere o fluire nel caso di un pendio o assestarsi nel

caso di una giacitura orizzontale. In riferimento alla recente normativa sismica (D.M. 14/09/05, all'art.7.4 "Effetti dell'azione sismica - 7.4.4 Terreni suscettibili di liquefazione" e O.P.C.M. 3274/03, all'All.4 "Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni") viene prescritto che venga verificata la suscettibilità alla liquefazione del terreno di fondazione qualora la falda freatica si collochi in prossimità del piano fondale e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, ancorché contenenti una frazione fine limo-argillosa. Nel caso in oggetto nessuna delle condizioni in elenco è presente, si omette quindi la suddetta verifica non essendo necessaria e significativa.

### 3.1.4 Pedologia

Per le caratteristiche dei suoli costituenti il terreno in oggetto, informazioni sono contenute ne "I suoli dell'Emilia Romagna: note illustrative" [a cura della Regione Emilia Romagna, Servizio Cartografico - Ufficio Pedologico, 1994].

Facendo riferimento alla citata Carta dei Suoli, il terreno in studio appartiene ad un gruppo di suoli (Gruppo 5, Sottogruppo A, Unità b) di margine collinare: la conformazione del rilievo è caratterizzata dall'alternarsi di versanti brevi, rettilinei e di pendici più allungate, parallele tra loro, localmente caratterizzate da estese aree a calanchi. Tipicamente i versanti si raccordano con lembi di superfici sommitali dolcemente ondulate, residui di depositi alluvionali. La pendenza di questi suoli varia tipicamente dal 15 al 25%; sono caratterizzati da una tessitura media, una buona disponibilità di ossigeno, calcarei, moderatamente alcalini. Presentano un'elevata variabilità per la profondità (superficiali o molto profondi). Sono suoli formatesi in materiali derivati da rocce prevalentemente argillose o pelitiche, con intercalazioni sabbiose (età pliocenica).

## 3.2 Inquadramento geomorfologico

Dal punto di vista geomorfologico-idrogeologico il terreno in oggetto, con le quote altitudinali che lo caratterizzano (da ca. 122 a 188 m s.l.m.), si colloca in una zona di transizione tra l'alta pianura e il basso Appennino Reggiano: trattasi, in altre parole, del margine collinare pedeappenninico.

Ampliando l'areale di osservazione alla catena appenninica compresa nei territori comunali di Casalgrande e Castellarano, si può affermare che il tratto di catena di interesse è costituito da una struttura a falde sovrapposte che si sono messe in posto dal Miocene inferiore-medio al Plio-Pleistocene e che continuano, in questi movimenti, nel sottosuolo della Pianura Padana. A partire dal crinale e procedendo da sud-ovest verso nord-est, la catena può essere suddivisa in fasce subparallele tra loro e orientate NO-SE: l'alto Appennino dove affiorano i flysch arenacei terziari della Successione Toscana, sui quali sono sovrascorse le Unità Liguri con la relativa copertura epiligure; il medio e basso Appennino costituito per lo più dai terreni liguri ed epiliguri, ed i sedimenti trasgressivi plio-pleistocenici in corrispondenza del margine collinare prospiciente la pianura [GELMINI R. in BORTOLOTTI V., 1990].

È su questi ultimi che insiste il lotto di terreno in oggetto (cfr. Tav.4): i sedimenti pliocenici (Formazione delle Argille Azzurre) caratterizzano il versante con esposizione sud-est, prospiciente la S.S. n°486 di Montefiorino. La pendice si raccorda poi ad una superficie sommitale (a quota

grossomodo pari a 190 m s.l.m.), caratterizzata da un lembo residuale di depositi pleistocenici (sedimenti alluvionali ghiaioso-sabbiosi ricoperti da una coltre alterata di löess).

Tornando ad una scala di osservazione più ampia, è possibile affermare che il paesaggio dell'appennino settentrionale, data la sua estensione, mostra aspetti morfologici e climatici quanto mai vari, talvolta rivelando caratteri di singolarità, comunque tipici di una catena montuosa geologicamente giovane e altimetricamente non eccessivamente sviluppata. Dalla sua emersione nel corso del tempo ed in conformità con le mutevoli condizioni morfoclimatiche, i vari agenti e processi geomorfici hanno agito su un substrato eterogeneo e di grande complessità strutturale, soggetto ad una lenta "risalita" che tende a ripristinare i dislivelli che i processi esogeni tentano di attenuare.

L'evoluzione del paesaggio è stata lunga e complessa e ancora oggi è possibile leggere antiche forme legate a processi che non sono più presenti a causa delle variazioni climatiche del Quaternario. Le forme di modellamento recente e attuale sono da ascrivere soprattutto all'azione dilavante ed erosiva delle acque ed ai processi gravitativi di versante che evidenziano lo stato di degradazione e l'instabilità di vaste plaghe di natura argillosa, alla quale si aggiunge l'attività antropica [TELLINI C. in ZANZUCCHI G., 1990], che nel caso in oggetto ha agito in modo determinante sull'ambiente.

Nella tavola grafica allegata al presente documento (cfr. Tav.4) sono rappresentati gli agenti geomorfici principali che hanno modellato il paesaggio suddivisi in: forme e processi di origine fluviale o per azione di acque correnti, forme e processi di versante e forme e processi di origine antropica. Per ognuno di essi se ne affronta la trattazione nei paragrafi seguenti.

### 3.2.1 Forme e processi di origine fluviale o per azione di acque correnti e/o meteoriche

Nell'ambito territoriale si osservano alcune forme generate dalla dinamica fluviale: si tratta di processi dovuti all'azione delle acque superficiali operanti prevalentemente in canale, in altre parole agli effetti di erosione, deposito e trasporto dei corsi d'acqua. Si osservano così morfologie generate dalla deposizione dei materiali assunti in carico dai corsi d'acqua: i terrazzi alluvionali di vario ordine generati lungo le fasce perifluviali dei corsi d'acqua.

Si descrivono brevemente le forme ed i processi di origine fluviale o per azione di acque correnti e/o meteoriche, osservati nell'ambito territoriale in studio e rappresentati nella tavola tematica allegata:

- orli di scarpate fluviali, sono riconducibili all'azione erosiva del F. Secchia, si osservano ad oriente del limite dell'area in oggetto (a ca. 200 m) e si sviluppano in direzione prevalente NE-SO, con decorso parallelo al tracciato fluviale;
- fenomeni di erosione concentrata, si osservano in più punti all'esterno dell'area in esame, lungo il tracciato di alcuni rii (Rio di Cà de' Fii e Rio della Rocca), e all'interno dell'area, laddove le acque meteoriche incanalandosi lungo percorsi preferenziali (piede di scarpata di cava, margini delle piste camionali al servizio della ex cava, limiti di dissesti franosi) hanno agito approfondendo tracciati già esistenti;

- fenomeni di erosione diffusa (o calanchiva), si osservano nei versanti adiacenti al limite dell'area di Comparto, prospicienti l'area pianeggiante destinata all'edilizia commerciale/artigianale. Si tratta di scarpate di origine antropica, create durante l'esercizio dell'attività estrattiva delle argille; i caratteri geologici e geotecnici del materiale estratto, le pendenze di abbandono delle pareti di scavo, la conclusione dell'attività della cava ha innescato fenomeni erosivi per azione diffusa delle acque meteoriche.

### 3.2.2 Forme e processi di versante

Il terreno in oggetto ed un vasto intorno sono caratterizzati dalla presenza di rocce argillose, o con interstrati marnosi, sulle quali il dilavamento ed il decorticamento superficiale del suolo determinano la formazione di aree denudate che evolvono in calanchi, in movimenti franosi talora superficiali ma diffusi, o in impluvi riempiti da colate di fango e/o terra. Tali fenomeni sono resi ancor più gravi se agli agenti climatici si aggiunge l'azione antropica con scavi, sbancamenti, decorticamenti e abbandono di aree profondamente modificate nella morfologia originaria. Le stesse aree coltivate, se non opportunamente drenate e mantenute, possono soffrire di periodici ed intensi depauperamenti del suolo a causa del ruscellamento concentrato e diffuso, e dei movimenti di massa superficiali.

Il terreno in oggetto, soprattutto nel settore dell'area denominata "B" appartenente al Comune di Castellarano, come evidenziato nella cartografia allegata, è fortemente connotato da uno stato diffuso di dissesto idogeologico in atto: si tratta di movimenti franosi sia di genesi semplice (ad es. colate e crolli), che di origine più complessa, poiché frutto dell'evoluzione di un dissesto semplice (ad es. un crollo che evolve in colata). Sono stati cartografati (cfr. Tav.5a) vari movimenti franosi: si tratta di colate superficiali, osservabili sulle pareti con minore pendenza e a quota inferiore (porzione sita nel Comune di Castellarano dell'area "B"); frane di crollo, rilevabili nella parete subverticale denudata dall'attività di cava che evolvono al piede in colate (porzione sita nel Comune di Castellarano dell'area "B"); decorticamenti nelle pareti soggette ad erosione calanchiva, soprattutto nella porzione dell'area "B" sita in Comune di Casalgrande.

### 3.2.3 Forme e processi di origine antropica

Fra le principali cause naturali dei dissesti vi è senz'altro l'erosione operata dai corsi d'acqua al piede dei versanti, il ruscellamento di acque non efficacemente captate o regimate, cause che sono state descritte e ricordate in precedenza, alle quali si aggiungono azioni antropiche tendenti a modificare le forme e le caratteristiche geotecniche del versante (con sbancamenti, sovraccarichi etc.), mancati interventi di regimazione delle acque, di bonifica e/o sistemazione dei versanti instabili.

Nel terreno in oggetto si osservano numerose scarpate di origine antropica, generate dagli sbancamenti operati sui versanti per la coltivazione della cava, alle quali si aggiungono i depositi degli spurghi e sterili di cava sulle vecchie aie di essiccazione, che hanno generato successioni di sedimenti con differenti condizioni geotecniche (alternanze di livelli a maggiore e minore coesione) e di considerevole volumetria.



A tutto ciò si aggiunge lo scarico delle acque provenienti dalla strada posta a quota di ca. 180 m, in adiacenza al limite occidentale (cfr. Tav.5.a), che viene fatto confluire nell'area in oggetto e che per effetto della pendenza si diffonde nel settore occidentale dell'area "B" creando uno stato di dissesto idrogeologico assai esteso.

### **3.3 Inquadramento idrologico**

Riguardo l'idrografia superficiale si descrivono caratteri a valenza generale. Il lotto in oggetto dal punto di vista idrografico appartiene al bacino del Fiume Secchia.

Se ne descrivono i caratteri generali: il fiume Secchia nasce dall'Alpe di Succiso a quota 2.017 m s.l.m., ai confini tra le Province di Reggio Emilia e Massa Carrara, e confluisce in Po dopo un percorso di 172 km. Il corso d'acqua scende dai contrafforti dell'Appennino sino quasi al ponte della S.S. 63 del Cerreto con un alveo molto ampio; successivamente si incassa in una profonda gola che si sviluppa nelle stratificazioni arenacee, denominata "gli Schiocchi", e riceve in destra i torrenti Riarbero e Ozola, e in sinistra il torrente Biola. Dalla confluenza del torrente Ozola fino a quella del torrente Secchiello, l'alveo scorre tra pareti quasi verticali di anidride, formazione triassica. Dopo la confluenza, in destra, del Secchiello riceve nuovamente in destra i torrenti Dolo e, in prossimità della volta di Saltino, il T. Rossenna.

Dopo successivi allargamenti e restringimenti, il corso d'acqua entra nella "Stretta del Pescale", a valle della quale è stata realizzata una traversa di derivazione in località Castellarano, che alimenta la rete di canali irrigui in Provincia di Modena e Reggio Emilia. A Sassuolo il Secchia sbocca in pianura dopo aver ricevuto in destra il torrente Fossa di Spezzano e in sinistra il torrente Tresinaro, e dopo aver incontrato infrastrutture viarie e ferroviarie di notevole importanza, quali la via Emilia e la linea ferroviaria Milano-Bologna. L'andamento del corso d'acqua diventa meandrizzato con alveo pensile fino alla confluenza in Po, in prossimità di Mirasole.

Nelle parti alte del bacino il Secchia è totalmente compreso nella Provincia di Reggio Emilia; nelle parti di collina e alta pianura segna il limite amministrativo tra Modena e Reggio Emilia; prosegue a sud della via Emilia interamente nella Provincia di Modena, e prima della confluenza in Po attraversa quella di Mantova.

La sponda sinistra del corso d'acqua si colloca a ca. 300 m dal limite più orientale del comparto oggetto di intervento, ad una quota pari a ca. 116 m s.l.m., ca. 10 m inferiore alla minore quota caratterizzante il lotto di interesse. Il suo corso, in prossimità dell'area di intervento, presenta uno sviluppo prevalente in direzione NE-SO.

Il deflusso delle acque meteoriche evidenzia, allo stato attuale, una direzione prevalente di scorrimento superficiale dai limiti di comparto verso la S.S. n°486 di Montefiorino. Si evidenzia infatti una linea di spartiacque superficiale, che si sviluppa grossomodo alla sommità e al centro del ripiano (in parte artificiale) che ha accolto nel tempo i depositi degli spurghi e sterili di cava, e l'area di essiccazione (cfr. Tav.4). Ciò premesso è importante che sia cura del progettista verificare la reale possibilità di smaltimento delle acque di precipitazione, laddove sono previsti gli interventi edificatori, in modo che non si verifichino ristagni a ridosso delle opere fondali. Eventuali accumuli

e successive infiltrazioni comprometterebbero le caratteristiche geomeccaniche del suolo riducendone inevitabilmente la capacità portante.

Riguardo l'idrologia profonda ci troviamo in una formazione geologica che risulta incapace di ospitare acque sotterranee: si tratta infatti della Formazione delle Argille Azzurre, costituite da argille e argille marnose grigio-azzurre, il cui spessore può raggiungere anche i 3.000 metri. La presenza di un acquifero potrebbe essere rilevato in corrispondenza dei terrazzi fluviali, siti immediatamente a oriente del comparto in oggetto. Questi acquiferi sono infatti alimentati dal corso d'acqua (acque di subalveo) o dall'infiltrazione superficiale delle acque meteoriche. In entrambi i casi l'alimentazione degli acquiferi dei terrazzi di fondovalle, con l'evoluzione che i corsi d'acqua hanno subito nell'ultimo cinquantennio, ha patito un drastico ridimensionamento. Da un lato l'impermeabilizzazione di vaste superfici, con il fiorire degli insediamenti civili e industriali/artigianali sui terrazzi sopra ricordati, ostacola l'infiltrazione superficiale, e dall'altro molti terrazzi di fondovalle che una volta erano caratterizzati da acquiferi ricchi di acque utilizzate dai grandi centri urbani (ad es. Sassuolo) presentano oggi falde "sospese" che invece di essere alimentate dal corso d'acqua ne vengono drenate.

Nella tabella seguente sono riportati i livelli acquiferi registrati durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche (04/08/2005) e del sondaggio a distruzione di nucleo (03/08/2005):

<b>INDAGINI</b> n°	<b>Prof. infiltrazioni acquifere</b> (-m da quota inizio sondaggio)	<b>Prof. massima di indagine</b> (-m da quota inizio sondaggio)
CPT1	4,05	5,60
CPT2	-	6,60
CPT3	-	7,60
DP1		6,20
DP2	-	5,20
DP3	-	5,20
DP4	-	5,20
SOND1	-	5,35

*Tabella 9 – Tabella riassuntiva relativa ai livelli acquiferi registrati durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e del sondaggio a distruzione di nucleo.*

Quanto sopra riportato conferma quanto premesso relativamente all'idrografia profonda: durante l'esecuzione delle prospezioni geognostiche non è stata riscontrata la presenza di infiltrazioni acquifere o di una falda vera e propria, ad eccezione di quanto registrato nella prova penetrometrica n°1. Trattasi, presumibilmente, di un livello più francamente limoso o sabbioso intercalato alla Formazione delle Argille Azzurre, posto alla profondità di ca. -4,05 m da p.c. che accoglie una ridotta falda sospesa alimentata dalle infiltrazioni superficiali delle acque meteoriche o da infiltrazioni laterali provenienti dai sedimenti ghiaiosi-sabbiosi, siti immediatamente a oriente (cfr. Tav.4).

## 4. CAMPAGNA DI INDAGINI

Le indagini eseguite sono state:

- **PROVE PENETROMETRICHE STATICHE** (designate con la sigla CPTn, di tipo meccanico) **n°3**, mediante penetrometro statico-dinamico Pagani TG 63/200 da 20 ton., profondità massima ca. 8,00 m dal piano campagna attuale, allo scopo di risalire ad un profilo stratigrafico orientativo dell'area di interesse ed ai valori dei parametri geomeccanici delle terre in posto;
- **PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE** (DPn, di tipo meccanico) **n°4**, mediante penetrometro statico-dinamico Pagani TG 63/200 da 20 ton., profondità massima ca. 6,50 m dal piano campagna attuale;
- **SONDAGGIO A DISTRUZIONE DI NUCLEO n°1** (designato con la sigla SOND1), eseguito sempre mediante il medesimo strumento (penetrometro statico-dinamico Pagani TG 63/200 da 20 ton.) sul quale è stata montata una testa di rotazione oleodinamica, profondità massima ca. 5,50 m dal piano campagna attuale;
- **PRELIEVO CAMPIONI n°2**, effettuato con campionatore Shelby alla profondità di ca. -2,85 m e -5,00 da p.c., durante l'esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo;
- **PROSPEZIONE SISMICA A RIFRAZIONE n°1** (sigla SISM1), eseguita con sismografo multicanale ad incrementi di segnale PASI (mod. 16SG24) e stendimento di lunghezza pari a 72 m, eseguito in direzione grossomodo NO-SE;
- **ALTRA CAMPAGNA DI INDAGINI** (cfr. Relazione geo-tecnica per la determinazione dello spessore di terreno di riporto in un ampio tratto di terreno della ex "cava Veggia", Dott. R. Giberti), si tratta di una campagna di indagini eseguita nel passato (dicembre 2001) nell'area in oggetto e della quale si utilizzano le risultanze di n°7 prove penetrometriche dinamiche (designate con la sigla DP01-n nella cartografia allegata al presente studio);
- **OSSERVAZIONI** del sito in esame e **RICERCA BIBLIOGRAFICA**, riguardanti l'idrologia superficiale e sotterranea, la morfologia del terreno in oggetto e delle aree circostanti, condotte dalla scrivente.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella tavola allegata (cfr. Tav.2); di seguito vengono illustrati brevemente i caratteri delle prospezioni: la strumentazione, la modalità di esecuzione, l'elaborazione e le risultanze delle stesse.

### 4.1 Prove penetrometriche statiche

#### 4.1.1 Lo strumento

Lo strumento utilizzato per l'esecuzione delle prove in sito è il penetrometro statico-dinamico a punta meccanica *Begemann*: in particolare il modello impiegato è il Pagani statico-dinamico TG 63/200.

È montato su mezzo cingolato fornito di autoancoraggio per sopportare la spinta massima di 20 tonnellate ed è trasportato da un autocarro. Il dispositivo di spinta (martinetto idraulico) è ancorato al suolo per mezzo di due vitoni elicoidali laterali che devono fornire, unitamente

all'ancoraggio del mezzo cingolato, l'adeguato contrasto all'atto della penetrazione delle aste e della punta. Il martinetto agisce su una batteria doppia di aste (aste esterne cave e aste interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico.

La *punta conica* (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta/manicotto tipo "Begemann").

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono	$\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area della punta conica	$A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono	$B = 60^\circ$
- superf. laterale manicotto	$A_m = 150 \text{ cm}^2$
- spinta massima nominale dello strumento	$S_{\max}$ variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.→Spinta)	$C_t = \text{SPINTA (kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA (kg)}$



Riguardo la costante di trasformazione si precisa che per lo strumento in uso corrisponde a 10; relativamente la spinta  $S$  (kg), essa si ottiene moltiplicando ogni valore letto in campagna ( $L_{\text{punta}}$  e  $L_{\text{laterale}}$ ) per la costante  $C_t$ .

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'approfondimento. I terreni su cui è più efficace l'impiego del penetrometro statico-dinamico sono quelli argillosi, limosi, sabbiosi e ghiaiosi, che costituiscono in genere i depositi di fondovalle, di alveo fluviale, di pianura e costieri.

#### 4.1.2 Modalità di esecuzione delle indagini penetrometriche

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm/s} \pm 0,5 \text{ cm/s}$ ). La penetrazione avviene tramite il dispositivo di spinta (martinetto idraulico) citato in precedenza, che agisce sulla batteria di aste e quindi sulla punta meccanica.

L'esecuzione della prova consiste, una volta posizionato lo strumento nel far avanzare a intervalli regolari di 20 cm l'intera batteria di aste e la punta. È possibile suddividere in fasi l'avanzamento:

- fase 1: si legge per i primi 4 cm di avanzamento la resistenza alla punta ( $L_{\text{punta}}$ =lettura di campagna durante l'infissione della sola punta);
- fase 2: si legge, per i successivi 4 cm, la resistenza alla punta più quella laterale ( $L_{\text{laterale}}$ =lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto);
- fase 3: negli ultimi 12 cm si ritorna nella posizione iniziale senza alcuna lettura.

I dati letti e registrati direttamente in campagna sono riportati nella tabella denominata "**Letture di campagna/valori di resistenza**"; successivamente essi vengono opportunamente elaborati per ottenere le altre tabelle presenti in Appendice.

#### 4.1.3 Elaborazione dati prove penetrometriche statiche

In tabella denominata "**Letture di campagna/valori di resistenza**", realizzata per ogni prova penetrometrica sono riportate sei colonne con i seguenti valori:

- *prf.*: rappresenta la profondità alla quale vengono letti i valori riportati nelle colonne successive (la lettura avviene per intervalli di 20 cm);
- *LP* e *LL*: rappresentano i valori letti in campagna tali e quali ( $L_{punta}$  e  $L_{laterale}$  citati in precedenza, espressi in kg);
- *R<sub>p</sub>* (resistenza alla punta, corrispondente alla fase 1): è ottenuto dall'operazione  $[(L_{punta}) \times Ct]/10$ ; per lo strumento in questione  $Ct$ , ovvero la costante di trasformazione, è pari a 10; il dato 10 rappresenta la superficie della punta (10 cm<sup>2</sup>), è espressa in kg/ cm<sup>2</sup>;
- *RL* (resistenza laterale locale, corrispondente alla fase 2): è ottenuto dall'operazione  $[(L_{laterale} - L_{punta}) \times Ct]/150$ ; 150 rappresenta la superficie laterale del manicotto (150 cm<sup>2</sup>); si precisa che a causa della distanza intercorrente (circa 20 cm) tra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale (*RL*) ad una data profondità è riportata, nella colonna ad essa riservata, ad una profondità inferiore di 20 cm rispetto alle letture  $L_{laterale}$  e  $L_{punta}$  impiegate per il suo calcolo, è espressa in kg/ cm<sup>2</sup>;
- *R<sub>p</sub>/R<sub>l</sub>* (adimensionale) è dato dal rapporto dei due precedenti parametri e corrisponde a quel rapporto  $R_p/R_l$  impiegato da Begemann per ricostruire la natura litologica dei terreni attraversati.

In tabella denominata "**Valutazioni litologiche**", sono riportate le due interpretazioni impiegate per il riconoscimento dei terreni attraversati:

- in base al rapporto  $R_p/R_l$  fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro [BEGEMANN, 1965 - Raccomandazioni A.G.I., 1977];
- in base ai valori di  $R_p$  e del rapporto  $FR=(RL/R_p)\%$  [SCHMERTMANN, 1978].

I valori  $R_p$  e  $RL$  citati sono poi rappresentati graficamente nella tabella "**Diagramma di resistenza**".

Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nella tabella "**Parametri geotecnici**" sono riportati i principali parametri ottenuti tramite correlazioni empiriche e che presentano validità orientativa: coesione non drenata  $C_u$ , angolo di attrito interno efficace  $\phi$ , densità relativa  $D_r$ , modulo edometrico  $M_o$ , moduli di deformazione non drenato  $E_u$  e drenato  $E'$ , peso di volume  $\gamma$ , etc., come risulta anche dalla legenda in Appendice.

Tutto ciò premesso dai valori letti in campagna, opportunamente elaborati, vengono fornite altresì valutazioni riguardanti la capacità portante e i cedimenti di fondazioni di forma e tipo diversi. I cedimenti vengono valutati con il metodo edometrico, nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale del sottosuolo, sulla scorta di opportune correlazioni fra la resistenza alla punta  $R_p$  ed il modulo edometrico  $M_o$ .

Si precisa inoltre che le elaborazioni sopra citate (effettuate mediante programma di calcolo automatico) fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da vari Autori, nonché a conoscenze ed esperienze personali della scrivente.

Oltre alle informazioni riguardanti i caratteri geomeccanici e litologici dei terreni attraversati, è possibile al termine dell'esecuzione della prova determinare la presenza di acqua nel sottosuolo. Attraverso la semplice osservazione della punta e delle aste si rileva la presenza di infiltrazioni acquifere o di una falda vera e propria; calando poi nel foro lasciato nel sottosuolo dall'infissione della punta e delle aste un freatimetro ad avvisatore sonoro è possibile misurare la profondità alla quale si collocano le infiltrazioni o il livello della superficie piezometrica.

## 4.2 Prova penetrometrica dinamica

### 4.2.1 Generalità

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste. L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di un dato peso.

Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e, diretta, del numero di colpi per una data penetrazione.

### 4.2.2 Lo strumento

Il penetrometro dinamico impiegato è il Pagani statico-dinamico TG 63/200; secondo la Procedura Internazionale di Riferimento (International Reference Test Procedures), elaborata dal Comitato ISSMFE, viene classificato come penetrometro Super pesante DPSH (Super Heavy) con peso della massa battente  $M \geq 60$  kg.

Le caratteristiche tecniche dello strumento sono le seguenti:

peso massa battente:	$M = 63,50$	kg
altezza caduta libera	$H = 0,75$	m
peso sistema battuta	$M_s = 8$	kg
diametro punta conica	$D = 50,46$	mm
area base punta conica	$A = 20$	cm <sup>2</sup>
angolo apertura punta	$\alpha = 90^\circ$	
lunghezza delle aste	$L_a = 1,00$	m
peso aste per metro	$M_a = 6,31$	kg/m
avanzamento punta	$\delta = 0,20$	m
numero di colpi punta	$N = N_{(20)}$	relativo ad un avanzamento di 20 cm.

#### 4.2.3 Modalità di esecuzione dell'indagine penetrometrica dinamica

Per infiggere la punta conica si utilizza un maglio di massa  $M$  per un'altezza di caduta  $H$ . Il maglio batte su una testa di battuta che è rigidamente collegata alle aste di prolunga.

La resistenza alla penetrazione è definita come il numero di colpi richiesto per infiggere la punta conica per un tratto definito. L'energia cinetica propria di ciascun colpo è il prodotto della massa del maglio per l'accelerazione di gravità e per l'altezza di caduta ( $M \times g \times H$ ).

La prova penetrometrica dinamica è principalmente impiegata in terreni granulari, quali sabbie e ghiaie.

### 4.3 Sondaggio a distruzione di nucleo

#### 4.3.1 Generalità

Il sondaggio a distruzione di nucleo rappresenta uno dei metodi di perforazione più idonei per ottenere la corretta stratigrafia di un terreno.

Tramite l'infissione di una trivella (o coclea), alla quale viene impresso un moto di rotazione e di traslazione, viene riportato lentamente in superficie il materiale attraversato che può quindi essere osservato e descritto.

Il materiale suddetto è costituito da terre fortemente rimaneggiate, ma la potenzialità principale che offre questo tipo di prove è in accoppiamento con i metodi di indagine geotecniche indirette in sito (prove penetrometriche statiche e dinamiche) e le prospezioni geofisiche (prospezioni sismiche a rifrazione e indagini geoelettriche). Tramite l'abbinamento delle due tipologie di indagini è possibile con questo sondaggio "tarare" la prova indiretta, e ad ogni parametro caratteristico ottenuto dalla prova indiretta accoppiare la relativa litologia in modo da ottenere parametri geotecnici e stratigrafie attendibili.



#### 4.3.2 Lo strumento

Lo strumento impiegato è il penetrometro Pagani statico-dinamico TG 63/200, le cui caratteristiche strumentali sono state descritte in precedenza, sul quale viene montata una testa di rotazione oleodinamica, che imprime il moto di rotazione ad una trivella (o coclea).

#### 4.3.3 Modalità di esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo

Si è già scritto sulle generalità e sull'impiego di tale sondaggio, la modalità di esecuzione è assai semplice: al penetrometro statico-dinamico viene montata una testa di rotazione che imprime il suo moto ad una punta di avanzamento (lunghezza pari a ca. 50 cm). La punta suddetta è costituita da una coclea che ad una estremità viene montata sulla testa di rotazione e all'altra estremità porta un doppio scalpello ricurvo.

Una volta che l'intera punta è avanzata, viene richiamata indietro e il moto di rotazione permette al materiale perforato di risalire unitamente, alla punta, lungo le ali della trivella elicoidale fino alla superficie.

Al tratto di vite elicoidale che porta la punta viene poi avvitato un altro tratto di asta elicoidale (lunghezza 75 cm) e l'insieme asta-punta viene fatto avanzare in profondità per l'intera lunghezza (125 cm). Analogamente alla procedura precedente l'insieme asta-punta viene richiamato in superficie e così il materiale distrutto dall'avanzamento della coclea affiora. La procedura prosegue con l'aggiunta di successivi tratti di viti elicoidali (lunghi ognuno 75 cm) fino a raggiungere la profondità prefissata.

Questa tipologia di sondaggio permette il prelievo di campioni indisturbati tramite l'impiego di campionatori. Il più impiegato nelle campagne di sondaggi è il tipo **Shelby**: si tratta di una fustella che svolge la funzione di utensile di perforazione e contemporaneamente deve contenere il campione; può campionare qualsiasi tipo di terreno. Presenta un bordo tagliente, che viene fatto rimolare ad ogni impiego; la fustella viene avvitata direttamente al fondo della batteria di aste e la pressione impressa dall'apparato di manovra ne provoca la lenta infissione nel terreno fino al suo riempimento; l'estrazione ed il recupero completo del campione avviene tramite una lieve rotazione impressa alla batteria di aste.



#### 4.4 Prospezione sismica a rifrazione

Il metodo sismico a rifrazione, tra i metodi geofisici di sismica attiva, è indubbiamente il più utile e semplice per risolvere problemi connessi al riconoscimento di sequenze stratigrafiche del sottosuolo. La profondità che questo metodo riesce a investigare è notevole ed è funzione esclusivamente della sorgente energizzante impiegata (massa battente o carica esplosiva).

L'impiego di una massa battente rappresenta il mezzo più idoneo per investigare profondità di alcune decine di metri compatibili con le necessità di studio imposte dalla progettazione di fondazioni per opere di edilizia civile. La sorgente di energia genera un'onda sismica caratterizzata da numerose componenti:

1. **onda prima** (P) o compressiva o longitudinale, caratterizzata da una velocità (m/sec) indicata comunemente come  $V_p$  o  $V_l$ , utilizzata per determinare gli orizzonti stratigrafici, in altre parole ragguagli sulle litologie e sulle profondità dei vari strati o livelli rispetto alla superficie topografica [PELI G., 1995];
2. **onda seconda** (S) o di taglio o trasversale, caratterizzata da una velocità indicata comunemente come  $V_s$  o  $V_t$ , utilizzata per controllo e verifica dei risultati ottenuti con le onde P e per ottenere parametri geomeccanici del sottosuolo. Queste infatti, rispetto alle onde P, non sono influenzate dal grado di saturazione del terreno e forniscono una correlazione migliore tra la loro velocità e la natura litologica del terreno.



La velocità di propagazione è funzione essenzialmente delle caratteristiche elastiche del terreno. Tali proprietà a loro volta derivano dalla densità (in altre parole dalla rigidità) e dallo stato di compattezza di ogni singolo strato di terreno.

Il principio della sismica a rifrazione di superficie si basa sulla registrazione del ritardo con cui il segnale inviato dalla sorgente energizzante arriva ai sensori (geofoni) posti in superficie; diagrammando tali ritardi in funzione delle distanze reciproche fra i geofoni, è possibile tracciare una serie di involucri rettilinei. Tali involucri individuano a loro volta una spezzata (*dromocrona*) in cui ciascun segmento rettilineo rappresenta uno spessore di terreno caratterizzato da un valore medio della velocità delle onde, il cui valore assoluto è espresso dal reciproco della pendenza della relativa dromocrona.

#### 4.4.1 Modalità di esecuzione del sondaggio geofisico

Per caratterizzare il sottosuolo del lotto di terreno in oggetto è stato eseguito uno stendimento sismico di lunghezza pari a 72 m (cfr. Tav.2 e Tav.5a), con direzione all'incirca NO-SE. La base diretta sita in prossimità della S.S. n°486, a quota 122,7 m s.l.m. e la base inversa ai piedi del pendio esposto verso SE, a quota 123,95 m s.l.m. La profondità investigata di sottosuolo, data la lunghezza dello stendimento, è risultata pari a ca. 25 m (30% della lunghezza stendimento).



Lo strumento impiegato è stato un sismografo multicanale ad incrementi di segnale PASI (mod. 16SG24), con energizzatore a esplosione (tipo Minibang), per le onde P; e a massa battente (martello), per le onde S.

L'apparato di ricezione, impiegato per la registrazione delle onde sismiche, è costituito da 24 geofoni elettromagnetici (con distanza interelettrodica pari a 6 m) di cui 12 dotati di bobina mobile in posizione orizzontale e 12 in posizione verticale rispetto al terreno, per la rilevazione rispettivamente delle onde S e delle onde P, che convertono gli spostamenti del terreno in segnali elettrici.

Per generare le onde sismiche S è stata utilizzata la massa battente che ha impresso l'impulso ad un apposito "blocco di battuta", costituito da una trave di legno opportunamente contrastata al suolo mediante un automezzo fuoristrada.



L'onda sismica ad alta energia così prodotta, si propaga nel terreno secondo fronti d'onda semisferici; l'istante dell'impatto è rilevato da un sensore piezoelettrico (starter), solidalmente

ancorato alla trave, che trasmette immediatamente al sismografo il segnale, per consentire una registrazione sincronizzata del tempo  $t=0$ . Sono stati acquisiti i tempi d'arrivo delle onde S (utilizzando geofoni a bobina orizzontale) sia con polarità positiva che negativa (tiri diretto e reciproco), per avere una maggiore qualità e congruenza dei dati acquisiti. Nella stessa posizione e con analoga geometria di stendimento (con geofoni a bobina verticale) sono stati registrati anche i tempi d'arrivo delle onde P (tiro diretto, reciproco); in quest'ultimo caso quale energizzatore è stato impiegato un esploditore (tipo Minibang).

## 5. VALUTAZIONI GEO-LITOLOGICHE E STRATIGRAFICHE

### 5.1 Risultanze delle indagini penetrometriche statiche

Si ritiene utile precedere i risultati delle interpretazioni delle indagini penetrometriche statiche con indicazioni metodologiche e bibliografiche. Le valutazioni vengono svolte in base al rapporto  $F = (R_p/RL)$  [BEGEMANN, 1965; RACCOMANDAZIONI A.G.I., 1977], valide in via approssimata per terreni immersi in falda:

<b>F = <math>R_p/RL</math></b>	<b>NATURA LITOLOGICA</b>	<b>PROPRIETA'</b>
$F < 15$	Torbe ed argille organiche	COESIVE
$15 < F \leq 30$	Limi ed argille	COESIVE
$30 < F \leq 60$	Limi sabbiosi e sabbie limose	GRANULARI
$F > 60$	Sabbie e sabbie con ghiaia	GRANULARI

Tabella 10 – Tabella relativa al rapporto  $R_p/RL$ , da cui discende la natura litologica dei litotipi.

Vengono inoltre fornite (si vedano tabelle tra gli Allegati) le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ottenibili in base ai valori di  $R_p$  e di  $FR = (RL/R_p) \%$ :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- Am = argilla (inorganica) tenera
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo/sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi dovrebbe essere:

- $1/3 \div 1/2$  di quello misurato, per i depositi sabbiosi
- il valore misurato (inalterato), per i depositi coesivi.

#### 5.1.1 Successione lito-stratigrafica e geomeccanica

Nella tabella seguente vengono riepilogate alcune informazioni relative alle indagini penetrometriche statiche eseguite. Si tratta della quota altimetrica media alla quale si colloca la prova, dell'indicazione su eventuali lavori preparatori all'esecuzione delle stesse (preforo di sondaggio) che nel caso in studio non sono stati eseguiti, infine la profondità massima raggiunta dalla prova:

<b>Prova n°</b>	<b>Quota altimetrica sondaggio (m s.l.m.)</b>	<b>Preforo di sondaggio (m)</b>	<b>Profondità massima sondaggio (-m da p.c.)</b>
CPT1	122,40	-	5,60
CPT2	130,50	-	6,60
CPT3	138,70	-	7,60

Tabella 11 – Tabella sintetica riguardante i sondaggi penetrometrici statici eseguiti.

Tutto ciò premesso, con riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche, si rilevano nel sottosuolo le seguenti successioni lito-stratigrafiche:

<b>CPT N°1 (CPT1)</b>	
<b>PROF. STRATO</b> da ... m a ...m (-m da p.c.)	<b>Descrizione strato</b>
da p.c. a ca. -1,20 m da p.c.	<b>Strato I</b> - si tratta di un livello di <u>limi e argille</u> , ricoperto da un sottile cotico erboso, presumibilmente trattasi di terre di riporto stese al termine dell'attività estrattiva che risentono delle variazioni di umidità superficiale; lo spessore è pari a ca. 1,20 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>39 kg/cm²</b> .
da -1,20 m a ca. -4,20 m da p.c.	<b>Strato II</b> - si tratta di uno strato di <u>argille organiche prevalenti</u> , con livelli più schiettamente limo-argillosi; presumibilmente è derivato dall'alterazione del substrato (Argille azzurre, plioceniche); lo spessore è pari a ca. 3,00 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>25 kg/cm²</b> .
da -4,20 m a ca. -5,60 m da p.c. (fine prova)	<b>Strato III</b> - si tratta del substrato, costituito da <u>Argille azzurre, plioceniche</u> ; lo spessore si estende fino al termine della prova; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>104 kg/cm²</b> .
<b>CPT N°2 (CPT2)</b>	
da p.c. a ca. -1,60 m da p.c.	<b>Strato I</b> - si tratta di un livello di <u>limi e argille</u> , presumibilmente trattasi di terre di riporto stese al termine dell'attività estrattiva che risentono delle variazioni di umidità superficiale; lo spessore è pari a ca. 1,60 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>40 kg/cm²</b> .
da -1,60 m a ca. -4,20 m da p.c.	<b>Strato II</b> - si tratta di uno strato di <u>argille organiche prevalenti</u> , con livelli più schiettamente limo-argillosi; presumibilmente è derivato dall'alterazione del substrato (Argille azzurre, plioceniche); lo spessore è pari a ca. 2,60 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>25 kg/cm²</b> .
da -4,20 m a ca. -6,60 m da p.c. (fine prova)	<b>Strato III</b> - si tratta del substrato, costituito da <u>Argille azzurre, plioceniche</u> ; lo spessore si estende fino al termine della prova; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>92 kg/cm²</b> .
<b>CPT N°3 (CPT3)</b>	
da p.c. a ca. -1,20 m da p.c.	<b>Strato I</b> - si tratta di un livello di <u>limi e argille</u> , presumibilmente trattasi di materiale di riporto steso al termine dell'attività estrattiva che risente delle variazioni di umidità superficiale; lo spessore è pari a ca. 1,20 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>35 kg/cm²</b> .
da -1,20 m a ca. -6,40 m da p.c.	<b>Strato II</b> - si tratta di uno strato di <u>argille organiche prevalenti</u> , con livelli più schiettamente limo-argillosi; si tratta di materiale di riporto coinvolto in un dissesto (per i bassi valori di resistenza alla punta) che presenta diversi livelli di scollamento (-2,20; -2,80 e -4,00 m da p.c.), soprastante un livello derivato dall'alterazione del substrato (Argille azzurre, plioceniche), il cui tetto si colloca a ca. -5÷-5,5 m da p.c.; lo spessore è pari a ca. 5,20 m; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>12 kg/cm²</b> .
da -6,40 m a ca. -7,60 m da p.c. (fine prova)	<b>Strato III</b> - si tratta del substrato, costituito da <u>Argille azzurre, plioceniche</u> ; lo spessore si estende fino al termine della prova; la $R_p$ media registrata si aggira sui <b>151 kg/cm²</b> .

Tabella 12 – Tabella sintetica riguardante le successioni lito-stratigrafiche osservate.

Dal punto di vista geotecnico, in corrispondenza delle prove penetrometriche statiche, sono state rilevate le seguenti successioni geomeccaniche:

<b>C.P.T. n°</b>	<b>STRATO</b>	<b>PROF. (m)</b>	<b>Descrizione strato</b>	<b>Peso di volume (t/m³)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>C_u</math> (kg/cm²)</b>	<b>Modulo edometrico (kg/cm²)</b>
<b>1</b>	I	p.c.÷1,20	Limi e argille (riporto)	1,85	30	1,03	90
	II	1,20÷4,20	Argille organiche (alterazione substrato)	1,74	-	0,65	49
	III	4,20÷5,60	Substrato (Argille azzurre, plioceniche)	1,04	-	-	160
<b>2</b>	I	p.c.÷1,60	Limi e argille (riporto)	1,85	30	1,35	121
	II	1,60÷4,20	Argille organiche (alterazione substrato)	1,85	27	0,80	65
	III	4,20÷6,60	Substrato (Argille azzurre, plioceniche)	1,85	-	-	241
<b>3</b>	I	p.c.÷1,20	Limi e argille (riporto)	1,85	30	1,20	105
	II	1,20÷6,40	Argille organiche (riporto e alterazione substrato)	1,85	-	0,52	36

	III	6,40÷7,60	Substrato (Argille azzurre, plioceniche)	1,85	-	-	450
--	-----	-----------	---	------	---	---	-----

Tabella 13 – Caratteristiche geomeccaniche medie degli strati costituenti il terreno di fondazione.

Si precisa che nelle tabelle precedenti sono forniti valori medi calcolati sulla base dei dati registrati durante l'esecuzione delle indagini; per ottenere le caratteristiche geomeccaniche ad una profondità prefissata, si rimanda ai tabulati riportati in Appendice, essendo lo schema sopra proposto puramente indicativo.

Le indagini sono state arrestate ad una profondità variabile tra 5,60 e 7,60 m da p.c.: non è stato infatti possibile raggiungere la profondità preventivata di 15,00 m da p.c. per l'impossibilità del penetrometro di procedere ulteriormente, data la resistenza incontrata all'avanzamento della punta nel sottosuolo.

## 5.2 Elaborazione delle indagini penetrometriche dinamiche

Nella tabella seguente vengono riepilogate alcune informazioni relative alle indagini penetrometriche eseguite:

Prova n°	Quota altimetrica sondaggio (m s.l.m.)	Preforo di sondaggio (m)	Profondità massima sondaggio (-m da p.c.)
DP1	123,20	-	6,20
DP2	123,50	-	5,20
DP3	123,80	-	5,20
DP4	123,00	-	5,20

Tabella 14 – Tabella sintetica riguardante il sondaggio penetrometrico dinamico eseguito nel lotto in studio.

Con riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (si vedano i tabulati tra gli allegati in Appendice), si rileva nel sottosuolo la presenza di:

1 – uno strato superficiale di terreno vegetale con un ridotto cotico erboso (di natura prevalente limo-argillosa), per uno spessore di circa 0,80 m;

2 – uno strato di argille organiche con livelli più schiettamente limo-argillosi, che si estende dal letto del precedente fino alla profondità di circa -2,50 ÷ -4,50 m da pc. Trattasi, presumibilmente di materiale derivante dall'alterazione del substrato;

3 – il substrato rappresentato dalle Argille azzurre (Pliocene), che si estende dallo strato precedente fino alla massima profondità investigata, pari a ca. 6,50 m da p.c.;

la presenza del substrato, che presenta elevati valori di resistenza alla punta, ha determinato l'arresto delle indagini per l'impossibilità dello strumento di avanzare ulteriormente.

Dal valore del numero di colpi corrispondenti ad un avanzamento di 0,20 m ( $N_{DP}$ ), registrati in campagna durante l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche (DP), con un coefficiente di correlazione (pari a 1,52), adeguato allo strumento in uso è possibile risalire al numero dei colpi di una prova Standard Penetration Test (SPT), dai quali si possono ottenere i seguenti parametri geotecnici, tramite varie correlazioni empiriche:

DP N°1 (DP1)								
STRATO		Prof. strato (-m da p.c.)	$N_{DP}$	$N_{SPT}$	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Classific. AGI
I	coesivo	p.c. ÷ 0,60	7,5	11,4	0,75	22,35	51,3	consistente
								Peso di volume (t/m <sup>3</sup> )
								1,961


II	coesivo	0,60 ÷ 2,60	21,4	32,53	2,15	63,80	146,4	estremam. consistente	2,167
III	coesivo	2,60 ÷ 6,20	28,78	43,75	2,90	85,80	196,8	estremam. consistente	2,765
Correlazioni				Terzaghi-Peck	Robertson (1983)	Stroud e Butler (1975)	Class. AGI (1977)	Meyerhof e altri	
<b>DP N°2 (DP2)</b>									
<b>STRATO</b>		<b>Prof. strato (-m da p.c.)</b>	<b>NDP</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cu (kg/cm²)</b>	<b>Q<sub>c</sub> (kg/cm²)</b>	<b>E (kg/cm²)</b>	<b>Classific. AGI</b>	<b>Peso di volume (t/m³)</b>
I	coesivo	p.c. ÷ 0,60	10	15,2	1,00	29,81	68,4	molto consistente	2,03
II	coesivo	0,60 ÷ 2,40	23,22	35,29	2,33	69,21	158,8	estremam. consistente	2,256
III	coesivo	2,40 ÷ 5,20	32,79	49,84	3,29	97,75	224,2	estremam. consistente	3,472
Correlazioni				Terzaghi-Peck	Robertson (1983)	Stroud e Butler (1975)	Class. AGI (1977)	Meyerhof e altri	
<b>DP N°3 (DP3)</b>									
<b>STRATO</b>		<b>Prof. strato (-m da p.c.)</b>	<b>NDP</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cu (kg/cm²)</b>	<b>Q<sub>c</sub> (kg/cm²)</b>	<b>E (kg/cm²)</b>	<b>Classific. AGI</b>	<b>Peso di volume (t/m³)</b>
I	coesivo	p.c. ÷ 0,40	12	18,24	1,21	35,77	82,1	molto consistente	2,05
II	coesivo	0,40 ÷ 4,20	17,05	25,92	1,71	50,83	116,6	molto consistente	2,08
III	coesivo	4,20 ÷ 5,20	30,19	45,9	3,03	90,02	206,5	estremam. consistente	2,98
Correlazioni				Terzaghi-Peck	Robertson (1983)	Stroud e Butler (1975)	Class. AGI (1977)	Meyerhof e altri	
<b>DP N°4 (DP4)</b>									
<b>STRATO</b>		<b>Prof. strato (-m da p.c.)</b>	<b>NDP</b>	<b>NSPT</b>	<b>Cu (kg/cm²)</b>	<b>Q<sub>c</sub> (kg/cm²)</b>	<b>E (kg/cm²)</b>	<b>Classific. AGI</b>	<b>Peso di volume (t/m³)</b>
I	coesivo	p.c. ÷ 0,80	9,67	14,7	0,97	28,83	66,1	consistente	2,02
II	coesivo	0,80 ÷ 2,40	16,75	25,46	1,69	49,93	114,6	molto consistente	2,08
III	coesivo	2,40 ÷ 5,20	34,43	52,33	3,46	102,63	235,4	estremam. consistente	3,87
Correlazioni				Terzaghi-Peck	Robertson (1983)	Stroud e Butler (1975)	Class. AGI (1977)	Meyerhof e altri	

Tabella 15 – Tabella sintetica relativa ai parametri geotecnici delle prove penetrometriche dinamiche.

Dove NDP=numero dei colpi delle prove penetrometriche dinamiche eseguite in situ; NSPT=numero dei colpi di una prova SPT; C<sub>u</sub>=coesione non drenata; Q<sub>c</sub>=resistenza alla punta; E=modulo edometrico; D<sub>r</sub>=densità relativa; Ø¹=angolo di attrito interno.

### 5.3 Risultanze del sondaggio a distruzione di nucleo

Durante l'esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo (SOND1), eseguito a quota 138,7 m s.l.m. in prossimità di CPT3, è stato possibile ricostruire la seguente stratigrafia:

Immagine litologia	STRATO	PROF. (m)	Descrizione strato
	I	p.c.÷0,35	<u>Terreno vegetale</u> di natura prevalentemente limosa-argillosa.
		0,35÷1,20	<u>Limi e argille</u> poco consistenti, di colore grigio, scagliettati e friabili, trattasi di materiale di riporto.




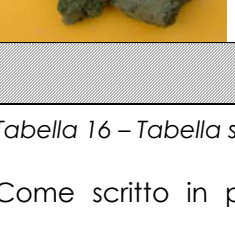
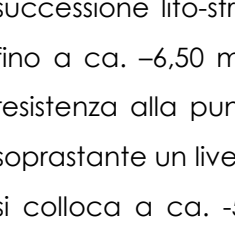
	II	1,20÷1,85	<u>Limi e argille</u> , tenaci e consistenti, di colore grigio-nero, con abbondanti ossidazioni di ferro; trattasi di materiale di riporto.
		1,85÷2,60	<u>Limi e argille</u> , plastici e consistenti, di colore grigio-nero, con ossidazioni di ferro; trattasi di materiale di riporto.
		2,60÷3,10	<b>PRELIEVO I° CAMPIONE INDISTURBATO</b> (69 BIS-1, codice campione)
		3,10÷4,85	<u>Limi e argille</u> , coesivi, plastici e consistenti, di colore grigio-verde, con rare ossidazioni di ferro; presentano condizioni variabili di coesione e tenacità (rilevabile dalla diversa resistenza che ha incontrato la punta dello strumento all'avanzamento); si tratta di materiale di riporto coinvolto in un dissesto (per i bassi valori di resistenza alla punta) che presenta diversi livelli di scollamento (-2,20; -2,80 e -4,00 m da p.c.), soprastante uno strato derivato dall'alterazione del substrato, che si situa a ca. -5÷-5,5 m da pc.
		4,85÷5,35	<b>PRELIEVO II° CAMPIONE INDISTURBATO</b> (69 BIS-2, codice campione)

Tabella 16 – Tabella sintetica riguardante la successione lito-stratigrafica osservata nel sondaggio SOND1.

Come scritto in precedenza (cfr. Par.5.1.1 Successione lito-stratigrafica e geomeccanica) la successione lito-stratigrafica rilevata in corrispondenza di CPT3 è presumibilmente rappresentata fino a ca. -6,50 m da p.c. da materiale di riporto, coinvolto in un **dissesto** (per i bassi valori di resistenza alla punta), che presenta diversi livelli di scollamento (-2,20; -2,80 e -4,00 m da p.c.), soprastante un livello derivato dall'alterazione del substrato (Argille azzurre, plioceniche), il cui tetto si colloca a ca. -5÷-5,5 m da pc. Sottostante si colloca il substrato rappresentato dalle Argille azzurre (Pliocene), che si estende dallo strato precedente fino alla massima profondità investigata, pari a ca. 7,60 m da p.c.;

## 5.4 Risultanze delle analisi di laboratorio

Durante l'esecuzione del sondaggio a distruzione di nucleo (SOND1) è stato effettuato il prelievo di n°2 campioni di materiale (69 BIS-1 e 69 BIS-2, i codici assegnati dal laboratorio), rispettivamente alle profondità di ca. 2,85 m da p.c. (da -2,60 m a -3,10 m da p.c.) e di ca. -5,00 m da p.c. (da -4,85 m a -5,35 m da p.c.) con campionatore di tipo Shelby.

Il suddetto campionamento è stato eseguito al fine di caratterizzare le terre, ai sensi della normativa vigente; i certificati di laboratorio sono riportati tra gli allegati. Nelle tabelle seguenti sono riportate informazioni sintetiche raccolte tramite le analisi di laboratorio:

Sondaggio	Campione	Profondità (-m da p.c.)	Lunghezza camp. (m)	ESAMI ESEGUITI	Descrizione campione
SOND1	69 BIS-1	2,60÷3,10 (-2,85 m)	0,50 (1)	H <sub>2</sub> O GRAN ELL TD EDOM	Limi con argille, plastici e consistenti, di colore grigio-nero, con ossidazioni di ferro

SOND1	69 BIS-2	4,85÷5,35 (-5,00 m)	0,50 (1)	H <sub>2</sub> O GRAN ELL TD EDOM	Limi con argille, coesivi, plastici e consistenti, di colore grigio-verde, con rare ossidazioni di ferro
<b>Legenda sigle</b> (1) = campione cilindrico in fustella metallica H <sub>2</sub> O = determinazione contenuto d'acqua naturale (CNR 100008) GRAN = analisi granulometrica per via umida (CNR B.U. 23/71; Racc. AGI 94) ELL = prova ad Espansione Laterale Libera (IOG 8) TD = prova di taglio diretto CD (Racc. AGI 94) EDOM = prova edometrica (Racc. AGI 94)					

Tabella 17 – Tabella sintetica riguardante le indagini di laboratorio eseguite sui campioni.

L'ubicazione del sondaggio, e quindi dei campioni, risulta dalla carta allegata.

Le prove di laboratorio eseguite hanno permesso di valutare la resistenza al taglio non drenata (ELL) e la resistenza al taglio consolidata e drenata (TD); la prova edometrica (EDOM) ha permesso la raccolta di informazioni che consentiranno la stima dei cedimenti delle opere di fondazione e l'evoluzione degli stessi nel tempo; l'analisi granulometrica è stata eseguita allo scopo di classificare il materiale costituente i campioni in base alle percentuali delle diverse frazioni granulometriche in essi rappresentate.

La prima tabella riassuntiva riguarda la **classificazione granulometrica** dei campioni:

Campione	Profondità (-m da p.c.)	H <sub>2</sub> O (%)	Granulometria				Classificazione	
			GHIAIA (%)	SABBIA (%)	LIMO (%)	ARGILLA (%)	A.G.I.	Bureau of soils
69 BIS-1	2,60÷3,10 (-2,85 m)	25,6	1	3	63	33	limo con argilla	argilla limosa
69 BIS-2	4,85÷5,35 (-5,00 m)	23,5	0	1	64	35	limo con argilla	argilla limosa

Tabella 18 – Tabella sintetica relativa alla classificazione granulometrica dei campioni.

Da quanto riportato nella tabella soprastante risulta un evidente uniformità granulometrica che caratterizza i due campioni: trattasi entrambi di terre a prevalente componente limosa con argilla, e tracce di sabbia.

I **parametri geomeccanici** registrati nelle prove ad espansione libera (ELL), di taglio diretto (TD) ed edometrica sono riassunti di seguito (cfr. anche certificati di laboratorio in Appendice):

Campione	Profondità (-m da p.c.)	Parametri di resistenza al taglio non drenata (prova E.L.L.)		
		Densità umida (g/cm <sup>3</sup> )	Pressione a rottura (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )
69 BIS-1	2,60÷3,10 (-2,85 m)	1,995	1,0104	0,505
69 BIS-2	4,85÷5,35 (-5,00 m)	1,986	1,0018	0,5009

Tabella 19 – Tabella sintetica relativa ai parametri di resistenza al taglio non drenati, determinati sulla base della prova ELL.

La prova di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L.) è una semplice prova di compressione o schiacciamento verticale del provino assimilabile, nei risultati, ad una prova non consolidata e non drenata (U.U.), nella quale la pressione di confinamento è nulla. Dal diagramma tensione verticale e deformazione assiale, si ricava la resistenza a compressione semplice (o pressione a rottura) legata alla coesione non drenata ( $C_u$ ) dal rapporto 2:1, in altre parole la



coesione non drenata corrisponde alla metà del valore di resistenza alla compressione semplice. Nella tabella soprastante è stata quindi riportata la coesione non drenata così calcolata. Nella tabella seguente sono riportati i parametri desunti dalla prova di taglio diretta:

Campione	Profondità (-m da p.c.)	Parametri di resistenza al taglio consolidata e drenata (prova TD)		
		Densità umida (g/cm <sup>3</sup> )	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	φ' (°)
69 BIS-1	2,60÷3,10 (-2,85 m)	2,00	0,256	22
69 BIS-2	4,85÷5,35 (-5,00 m)	1,996	0,188	24

Tabella 20 – Tabella sintetica relativa ai parametri di resistenza al taglio consolidati e drenati, determinati sulla base della prova di taglio diretto CD. I parametri: C'= coesione consolidata e drenata; φ' = angolo di attrito interno efficace.

Riguardo la prova edometrica si riproduce uno stralcio della tabella riassuntiva riportata tra i certificati di laboratorio, scegliendo tra i carichi quelli ritenuti più rappresentativi dello stato di progetto:

CAMPIONE: 69 BIS-1 (prof. di campionamento: 2,60÷3,10 m da p.c.)										
carico (kg/cm²)	H fine carico (mm)	ε <sub>v</sub> (%)	e (-)	Δp (kg/cm²)	E (kg/cm²)	α <sub>v</sub> (cm²/kg)	m <sub>v</sub> (cm²/kg)	C <sub>v</sub> (cm²/sec)	K (cm/sec)	OCR (-)
0,5	19,74	1,300	0,643	0,5	38,5	0,043	0,0260	3,24E-04	8,53E-09	LC
1	19,43	2,850	0,618	0,5	32,3	0,052	0,0310	2,87E-04	9,14E-09	
2	19,00	5,000	0,582	1,0	46,5	0,036	0,0215	3,79E-04	8,58E-09	
4	18,57	7,150	0,546	2,0	93,0	0,018	0,0108	7,06E-04	8,17E-09	
CAMPIONE: 69 BIS-2 (prof. di campionamento: 4,85÷5,35 m da p.c.)										
0,5	19,62	1,930	0,599	0,5	25,9	0,063	0,0386	3,5E-04	1,37E-08	LC
1	19,29	3,540	0,573	0,5	31,1	0,053	0,0322	3,27E-04	1,09E-08	
2	18,89	5,570	0,540	1,0	49,3	0,033	0,0203	4,83E-04	1,04E-08	
4	18,39	8,065	0,499	2,0	80,2	0,020	0,0125	5,71E-04	7,75E-09	
Legenda sigle:										
H =		altezza del provino a fine carico								
ε <sub>v</sub> =		deformazione verticale (ΔH/H <sub>0</sub> )								
e =		indice dei vuoti								
Δp =		variazione del carico								
E =		modulo edometrico								
α <sub>v</sub> =		indice di compressibilità								
m <sub>v</sub> =		coefficiente di compressibilità volumetrica								
C <sub>v</sub> =		coefficiente di consolidazione volumetrica								
K =		permeabilità								
OCR =		grado di sovraconsolidazione								

Tabella 21 – Tabella sintetica riguardante le caratteristiche di compressibilità, determinate sulla base della prova edometrica.

Sulla base del diagramma curva di compressibilità edometrica è stato possibile stimare, tramite la costruzione di Casagrande [CASADIO M E ELM C.,1995], la pressione di preconsolidazione che confrontata con la pressione litostatica permette di determinare il grado di sovrancolidazione (OCR) delle terre. Entrambi i campioni risultano costituiti da **terre leggermente sovraconsolidate (LC)**, con un rapporto compreso nell'intervallo 2-4.

Riguardo il valore di permeabilità dei campioni si ricorda che secondo vari Autori [CESTELLI GUIDI C., 1975; e TERZAGHI K. E PECK R. B., 1967] e varie pubblicazioni a carattere geotecnico, per un valore di permeabilità compreso tra 1x10<sup>-7</sup> e 1x10<sup>-10</sup> cm/sec si parla di **drenaggio (o permeabilità)**

**praticamente nullo e di terre "impermeabili", cioè argille omogenee al di sotto della zona influenzata dagli agenti atmosferici.**

Per avere maggiori informazioni riguardo le caratteristiche dei campioni analizzati si rimanda all'Appendice, nella quale sono riportati integralmente i certificati di laboratorio.

## 5.5 Risultanze dell'indagine sismica a rifrazione

### 5.5.1 Analisi ed interpretazione diagramma di rifrazione onde P

In base all'analisi ed all'interpretazione del diagramma di rifrazione relativo alle onde P, sono stati riconosciuti 2 livelli rifrattori, che separano rispettivamente:

- lo strato più superficiale (in geofisica comunemente denominato strato aerato) dallo strato intermedio;
- lo strato intermedio dal substrato di fondo, quest'ultimo a spessore indeterminato (in relazione alla lunghezza delle dromocrone proprie di tale orizzonte ed alla lunghezza complessiva dell'indagine sismica eseguita, lo spessore dello strato di fondo può essere ipotizzato in 10/20 m).

Lo strato aerato più superficiale, a spessore medio variabile di 1,5÷5 m, presenta velocità delle onde P mediamente oscillanti tra **770 e 1.200 m/sec** ( $V_{p \text{ media}} = 1.000 \text{ m/sec}$ ), evidenziando medie condizioni d'addensamento; lo strato intermedio, rilevabile sino a profondità di 16÷20 m da p.c., presenta la velocità delle onde P pari a circa **1.820 m/sec**; infine lo strato di fondo, è caratterizzato da velocità sismiche delle onde P pari a ca. **2.750 m/sec**. Tale velocità è attribuibile, con tutta probabilità, ad un substrato argilloso (Argille Plioceniche), a medio-alto grado di consistenza.

Il tutto può essere così esemplificato:

strato	Profondità da ... m a ...m (-m da p.c.)	Velocità media onde P (m/sec)	Litologia (v. anche indagini dirette)
strato aerato	p.c. ÷ 1,5-5	1.000	copertura pedogenica (asciutta)
strato intermedio	1,5-5 ÷ 16-20	1.820	materiale di alterazione substrato
substrato di fondo	> 16-20	2.750	substrato argilloso (Argille Plioceniche)

Tabella 22 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con velocità delle onde P.

In relazione alla profondità ed alla velocità sismica del substrato si ritiene utile puntualizzare quanto segue: dalla morfologia e geometria delle dromocrone, si osserva che non è presente un netto cambio di pendenza tra il secondo ed il terzo tratto delle dromocrone, testimoniato anche dal non elevato scarto fra le velocità sismiche del secondo strato e del substrato. Sottostante il livello aerato superficiale si potrebbe considerare un unico strato con velocità crescente verso il basso.

I dati di tutte le prospezioni eseguite, i tempi d'arrivo, la profondità relativa di ciascun rifrattore, la velocità sismiche dei vari strati, i diagrammi di rifrazione (dromocrone tempi-distanze) e l'andamento morfologico Rifrattore-Profondità, sono contenuti nell'allegata scheda in Appendice: Prospezione sismica di superficie (VG1).

### 5.5.2 Analisi ed interpretazione diagramma di rifrazione onde S

Sono quindi stati analizzati i tempi d'arrivo delle onde S, sia in polarità positiva sia in polarità negativa, al fine di avere un confronto ed una congruenza dei valori ottenuti. Si premette la

seguinte considerazione: i risultati di indagini sperimentali mostrano che l'attenuazione dell'onda sismica è maggiore per le onde S e minore per le onde P; l'attenuazione è altresì maggiore per terreni alluvionali ed è minore per le rocce lapidee. Ciò sulla base delle esperienze di vari Autori (Mc Donald, 1958; Kudo e Shima, 1970) che individuano il coefficiente d'attenuazione  $\alpha$  come una funzione lineare della frequenza dell'onda analizzata:

$$\alpha = C_a \times f \quad \text{Mc Donald, 1958 e Kudo e Shima, 1970 [CARRARA E., RAPOLLA A. E ROBERTI N., 1992]}$$

dove:  $C_a$  è la costante di attenuazione; e  $f$  la frequenza.

Da tali postulati e in base anche alla lieve dispersione dei dati ottenuti nella rilevazione dei tempi di arrivo delle onde S in polarità opposta, al fine di ottenere una parametrizzazione ed un confronto diretto delle velocità sismiche ottenute dalle due metodologie (onde P ed onde S), sono state calcolate le velocità S in corrispondenza dei rilevatori (geofoni) utilizzando: la sovrapposizione dei tempi di arrivo in polarità positiva e negativa misurati; imponendo il percorso dell'onda sismica; utilizzando la profondità dei rifrattori sopra individuati.

Dalla suddetta analisi comparativa sono state ottenute velocità delle onde S per i vari livelli individuati, come sotto esposto:

1° strato: velocità media onde S = 1993 m/sec

2° strato: velocità media onde S = 554 m/sec

3° strato: velocità media onde S = 659 m/sec

In base alle leggi che governano la propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo (legge di Hooke), nella scheda allegata, sono stati stimati i seguenti moduli elastici:

1. modulo di Young (o di elasticità)  $E$  [kg/cm<sup>2</sup>], è un coefficiente caratteristico per ogni corpo, ne esprime la resistenza alla deformazione lineare quando lo si sottopone ad uno sforzo di dilatazione o di compressione. Risulta assai variabile e in base al suo valore le rocce si distinguono in quasi elastiche ( $E$  compreso tra  $6 \times 10^5$  e  $11 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>), semi-elastiche ( $E$  compreso tra  $4 \times 10^5$  e  $6 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>) e non elastiche ( $E < 4 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>). In quest'ultima categoria rientrano generalmente quasi tutti i terreni e le rocce a grana grossolana. La formula impiegata è:

$$E = \rho \times V_s^2 \times \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2}$$

ove  $\rho$  è la densità del terreno, pari al peso dell'unità di volume espressa in t/m<sup>3</sup> diviso per l'accelerazione di gravità  $g$  (9,81 m/sec<sup>2</sup>),  $V_s$  è la velocità delle onde di taglio espresse in m/sec ( $V_s^2$  in m<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup>),  $V_p$  è la velocità delle onde di compressione espresse in m/sec ( $V_p^2$  in m<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup>);

2. modulo di taglio (o di rigidità)  $G$  [Kg/cm<sup>2</sup>], indica la resistenza di un corpo alla variazione di forma. Esso è calcolato con la formula:  $G = \rho \times V_s^2$ , dove  $\rho$  è la densità del terreno, pari al peso dell'unità di volume espressa in t/m<sup>3</sup> diviso per l'accelerazione di gravità  $g$  (9,81 m/sec<sup>2</sup>) e  $V_s$  è la velocità delle onde di taglio espresse in m/sec ( $V_s^2$  in m<sup>2</sup>/sec<sup>2</sup>);
3. coefficiente di Poisson  $\nu$  [ad], esprime la misura della deformazione subita da un corpo è quindi legato al grado di litificazione, alla porosità ed al grado di saturazione della roccia stessa. È un coefficiente adimensionale e generalmente ha un valore variabile tra 0 e 0,5: per le rocce

compatte è compreso tra 0,2 e 0,3; per le sabbie da 0,3 a 0,35; per le argille è compreso tra 0,4 e 0,5. La formula applicata è

$$v = \frac{0,5 \times (V_p/V_s)^2 - 1}{(V_p/V_s)^2 - 1}$$

Il tutto così esemplificato:

strato	Profondità da ... m a ...m (-m da p.c.)	Velocità media onde S (m/sec)	E (kg/cm²)	G <sub>d</sub> (Kg/cm²)	v (ad)
strato aerato	p.c. ÷ 1,5-5	199	2.504	849	0,478
strato intermedio	1,5-5 ÷ 16-20	554	15.570	5.371	0,450
substrato di fondo	> 16-20	659	25.518	8.686	0,469

Tabella 23 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con principali moduli elastici.

Volendo calcolare la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio S, ai sensi della normativa vigente (D.M. 14/09/2005, art.3.2.1) si applica la formula seguente:

$$V_{s30} = 30 / \left( \sum_{i=1,N} h_i/V_i \right)$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Lo spessore indicato deve essere considerato sottostante il piano delle opere fondali dei fabbricati in progetto.

Gli strati riconosciuti attraverso la prospezione sismica di superficie con le rispettive velocità media delle onde S sono:

strato	Profondità da ... m a ...m (-m da p.c.)	Spessore (m)	Velocità media onde S (m/sec)
strato aerato (suolo)	p.c. ÷ 1,5-5	3,3	199
strato intermedio (alterazione substrato)	1,5-5 ÷ 16-20	14,7	554
substrato di fondo (Argille Plioceniche)	> 16-20	12	659

Tabella 24 – Tabella sintetica relativa agli strati sismici riconosciuti del sottosuolo, con velocità delle onde S.

dalla formula risulta un valore di  $V_{s30}$  pari a ca. **490 m/sec**, del suolo di fondazione in corrispondenza della prospezione sismica effettuata.

## 5.6 Altra campagna di Indagini

Al fine di raccogliere informazioni riguardanti lo spessore del terreno riportato durante la sistemazione del versante ovest della ex Cava "Veggia", era stata eseguita nell'anno 2001 una campagna di indagini costituita da n°7 prove penetrometriche dinamiche (designate nella cartografia allegata al presente studio con la sigla DP01) (cfr. Relazione geo-tecnica per la determinazione dello spessore di terreno di riporto in un ampio tratto di terreno della ex "cava Veggia", Dott. R. Giberti).

Sulla base delle indagini eseguite era stato possibile ricostruire le seguenti successioni lito-stratigrafiche (come descritte e riportate nello studio citato):

PROF. STRATO da ... m a ...m (-m da p.c.)	Descrizione strato
DP01 N°1 (DP01-1)	Profondità m. 6,20; quota altimetrica 147,5 m s.l.m.

da p.c. a -4,60 m da p.c.	Materiale di riporto, nel tratto compreso tra m 1,60 e m 3,00 terreno leggermente più compatto dovuto alla presenza di un vecchio piazzale utilizzato come aia di essiccazione.
da -4,60 m a -6,20 m da p.c.	Materiale argilloso tendente ad aumentare la compattezza man mano si scende in profondità, trattasi delle argille grigio-azzurre del pliocene.
<b>DP01 N°2 (DP01-2)</b>	Profondità m. 6,00; quota altimetrica 140,5 m s.l.m.
da p.c. a -2,00 m da p.c.	Materiale di riporto decisamente poco compatto.
da -2,00 m a -4,80 m da p.c.	Materiale argilloso con discreta compattezza, quasi sicuramente si tratta di un vecchio livello di un'aia di essiccazione.
da -4,80 m a -6,00 m da p.c.	Materiale argilloso con crescente resistenza alla punta.
<b>DP01 N°3 (DP01-3)</b>	Profondità m. 6,00; quota altimetrica 134,5 m s.l.m.
da p.c. a -2,80 m da p.c.	Materiale di riporto.
da -2,80 m a -6,00 m da p.c.	Materiale argilloso discretamente compatto, la sua migliore compattezza rispetto al livello precedente è sicuramente dovuta agli interventi per gradonare il versante in fase di sistemazione del vecchio fronte di cava.
<b>DP01 N°4 (DP01-4)</b>	Profondità m. 7,00; quota altimetrica 130,5 m s.l.m.
da p.c. a -2,00 m da p.c.	Materiale di riporto o di alterazione.
da -2,00 m a -7,00 m da p.c.	Presenza di un tratto di versante che non è stato oggetto di escavazione.
<b>DP01 N°5 (DP01-5)</b>	Profondità m. 6,60; quota altimetrica 140,5 m s.l.m.
da p.c. a -5,80 m da p.c.	Materiale di riporto.
da -5,80 m a -6,60 m da p.c.	Materiale argilloso tendente ad aumentare la compattezza man mano si scende in profondità, trattasi delle argille grigio-azzurre del pliocene.
<b>DP01 N°6 (DP01-6)</b>	Profondità m. 5,20; quota altimetrica 133,5 m s.l.m.
da p.c. a -3,80 m da p.c.	Materiale di riporto.
da -3,80 m a -5,20 m da p.c.	Materiale argilloso con crescente compattezza, alterata e poco compatta.
<b>DP01 N°7 (DP01-7)</b>	Profondità m. 5,00; quota altimetrica 128,5 m s.l.m.
da p.c. a -2,40 m da p.c.	Materiale di riporto.
da -2,40 m a -5,00 m da p.c.	Dopo un metro di materiale argilloso a discreta compattezza si segnala un aumento della resistenza man mano si scende in profondità.

Tabella 25 – Tabella sintetica riguardante le successioni lito-stratigrafiche osservate durante l'esecuzione della campagna di indagini del dicembre 2001.

In Appendice sono riportati i tabulati allegati alla relazione geo-tecnica citata; l'ubicazione degli stessi è stata riportata nella cartografia allegata al presente studio (cfr. Tav.2): essi sono designati dalla sigla DP01 seguita da un numero progressivo.

## 6. CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO E SCELTA DELLE OPERE FONDALI

Riguardo il calcolo della capacità portante dei terreni ed i cedimenti relativi, possedendo elementi progettuali minimi su cui impostare le stime suddette, in questa sede si riportano indicazioni di massima. Si afferma inoltre che sulla scorta delle risultanze delle indagini eseguite si ritengono idonee fondazioni dirette, siano esse continue (a trave rovescia) o isolate (su plinti).

Si sottolinea che dati i parametri geotecnici registrati durante l'esecuzione della campagna di indagini, per i quali si rimanda al relativo capitolo (cfr. Cap.5), non sembrano sussistere criticità a carico della capacità portante del terreno di fondazione.

Date le indicazioni progettuali di cui si dispone, le successive stime saranno generali e faranno riferimento a valori di carichi trasmessi al suolo, dalle opere in progetto, stimati in base a valori rappresentativi di situazioni medie. Per quanto attiene gli edifici previsti nell'area in oggetto verranno quindi considerati i seguenti valori:

**edifici a destinazione residenziale** 20.000÷22.000 kg/ml

**edifici a destinazione commerciale/artigianale** 50.000÷55.000 kg

per entrambi si ipotizzano fondazioni dirette, che saranno continue (a trave rovescia) per i primi e isolate (plinti a base quadrata) per i secondi.

Riguardo le indicazioni delle profondità fondali per i primi si considera una profondità non inferiore a **-1,00÷1,50 m da p.c.** (per evitare lo strato del terreno di fondazione che risente dell'effetto degli agenti atmosferici); per i secondi data la presenza, in uno solo dei fabbricati, del vano interrato dei garage (altezza pari a ca. 2,50 m) il piano di posa delle opere fondali si considera variabile grossomodo tra **-3,00 m e -3,50 m da p.c.** (per l'edificio dotato di piano interrato) e tra **-1,00÷1,50 m da pc**, per gli altri edifici.

### 6.1 Indicazioni sulla capacità portante del terreno

In questa sede vengono fornite indicazioni generali sulla capacità portante e sui cedimenti del terreno, poiché non sono noti i carichi totali trasmessi dagli edifici al suolo e la tipologia di opere fondali.

La stima della capacità portante del terreno, interessato dalla trasmissione del carico degli edifici, avviene tramite l'impiego di softwares di elaborazione automatica che impiegano **correlazioni empiriche** di Autori vari tra cui le note formule di Terzaghi & Peck (1948), illustrate di seguito, e di Meyerhof (1965), di cui si rimanda per approfondimenti alla letteratura esistente.

La nota **soluzione di Terzaghi**, generalizza il problema della capacità portante di terreni dotati di coesione e angolo di attrito e per fondazioni poste al di sotto della superficie del piano campagna. L'Autore schematizza la resistenza del terreno nella somma di tre contributi: resistenza di un terreno dotato di coesione e privo di peso, resistenza per attrito interno di un terreno privo di peso e soggetto all'azione di un sovraccarico, resistenza per attrito interno di un terreno dotato di peso proprio. I tre contributi sono esplicitati nella formula generale di Terzaghi:

$$q_u = c \times N_c + \gamma \times D \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad [\text{TERZAGHI, 1943}]$$

dove  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono detti fattori di capacità portante;  $c$  è la coesione;  $\gamma$  è il peso di volume;  $D$  è la profondità della fondazione e infine  $B$  è la larghezza di quest'ultima.

### 6.1.1 Risultanze dei calcoli relativi alla capacità portante del terreno di fondazione

Sono stati quindi eseguiti i calcoli della capacità portante del terreno, così come illustrati in precedenza.

#### Edifici a destinazione commerciale/artigianale

Per i fabbricati a destinazione commerciale/artigianale è stata considerata una tipologia fondale riconducibile a fondazioni dirette isolate (plinti a base quadrata), ed una profondità variabile da -3,00 m da p.c. a circa -3,50 m da p.c., che tiene conto del vano interrato (garages) e dell'ingombro verticale del solaio di fondazione per il fabbricato che ne è provvisto, ed una profondità fondale variabile da -1,00 m da p.c. a circa -1,50 m da p.c., per tutti gli altri.

I risultati dei calcoli citati, per un carico totale trasmesso dalle opere fondali al suolo stimato prudenzialmente pari a 50.000÷55.000 kg, si possono così riassumere:

carico lineare: 55.000 kg										
Prof. di posa (-m da p.c.)	lato plinto (m)	Carico unitario ammissibile (kg/cm²)	CEDIMENTI ASSOLUTI <sup>(1)</sup> (cm)							
			DP n°1		DP n°2		DP n°3		DP n°4	
1,00	2,00	1,4	2,79	0,93	2,37	0,79	3,41	1,14	3,47	1,16
1,20			2,60	0,87	2,20	0,73	3,19	1,06	3,25	1,08
1,40			2,41	0,80	2,04	0,68	2,97	0,99	3,05	1,02
carico lineare: 55.000 kg										
Prof. di posa (-m da p.c.)	lato plinto (m)	Carico unitario ammissibile (kg/cm²)	CEDIMENTI ASSOLUTI (cm)							
			DP n°1		DP n°2		DP n°3		DP n°4	
3,00	2,00	1,4	1,40	0,47	1,15	0,38	1,83	0,61	0,99	0,33
3,20			1,30	0,43	1,06	0,35	1,72	0,57	0,94	0,31
3,40			1,20	0,40	0,97	0,32	1,61	0,54	0,89	0,30
(1) le due colonne per ogni prova penetrometrica dinamica (DPn) fa riferimento alla stima dei cedimenti ottenuti applicando le due soluzioni: Terzaghi & Peck (1948), nella prima colonna, e Meyerhof (1965), nella seconda colonna.										

Tabella 26 – Caratteristiche riassuntive delle opere fondali dirette, isolate (plinto a base quadrata) relative agli edifici con destinazione commerciale/artigianale.

Confrontando tra loro i cedimenti teorici assoluti calcolati e le pressioni unitarie ammissibili, si nota che i primi rientrano ampiamente nell'intervallo di cedimento massimo ammissibile indicato in letteratura (valori limite che oscillano tra i **2** e i **5 cm**, con possibilità di cedimenti differenziali).

In conclusione: i calcoli riguardanti le fondazioni sono stati eseguiti verificando differenti profondità di posa e diversi carichi unitari ammissibili. Confrontando tra loro i cedimenti teorici assoluti calcolati e le pressioni unitarie ammissibili, si ritiene idonea la profondità fondale variabile da -3,00 a circa -3,50 m da p.c. (per il fabbricato con vano interrato) ed una profondità fondale variabile da -1,00 a circa -1,50 m da p.c., per gli altri fabbricati, e si consiglia un carico unitario **non superiore a 1,40 kg/cm<sup>2</sup>**.

## Edifici a destinazione residenziale

Per i fabbricati a destinazione residenziale è stata considerata una tipologia fondale riconducibile a fondazioni dirette, tipo trave rovescia, ed una profondità fondale variabile da -1,00 m da p.c. a circa -1,50 m da pc.

I risultati dei calcoli citati, per un carico totale trasmesso dalle opere fondali al suolo stimato prudenzialmente pari a 20.000÷22.000 kg/ml, si possono così riassumere:

carico lineare: 22.000 kg/ml						
Prof. di posa (-m da p.c.)	Larghezza fondazione (m)	Carico unitario ammissibile (kg/cm²)	CEDIMENTI ASSOLUTI <sup>(1)</sup> (cm)			
			DP n°2		DP n°3	
1,00	1,60	1,4	2,29	0,76	3,34	1,11
1,20			2,11	0,70	3,11	1,04
1,40			1,93	0,64	2,89	0,96
(1) le due colonne per ogni prova penetrometrica dinamica fa riferimento alla stima dei cedimenti ottenuti applicando le due soluzioni: Terzaghi & Peck (1948), nella prima colonna, e Meyerhof (1965), nella seconda colonna.						

Tabella 27 – Caratteristiche riassuntive delle opere fondali dirette, tipo trave rovescia, relative agli edifici con destinazione residenziale.

Confrontando tra loro i cedimenti teorici assoluti calcolati e le pressioni unitarie ammissibili, si nota che i primi rientrano ampiamente nell'intervallo di cedimento massimo ammissibile indicato in letteratura (valori limite che oscillano tra i **2 e i 5 cm**, con possibilità di cedimenti differenziali).

In conclusione: i calcoli riguardanti le fondazioni sono stati eseguiti verificando differenti profondità di posa e diversi carichi unitari ammissibili. Confrontando tra loro i cedimenti teorici assoluti calcolati e le pressioni unitarie ammissibili, si ritiene idonea la profondità fondale variabile da -1,00 a circa -1,50 m da p.c., e si consiglia un carico unitario **non superiore a 1,40 kg/cm<sup>2</sup>**.

## 6.2 Calcolo dei cedimenti assoluti del terreno

Il calcolo dei cedimenti assoluti del terreno è avvenuto tramite l'impiego di softwares di elaborazione automatica, che impiegano le medesime correlazioni empiriche citate in precedenza: si riportano, a titolo indicativo, i valori dei cedimenti massimi assoluti tollerabili in base al tipo di struttura fondale e di litotipo caratterizzante il terreno di fondazione [SKEMPTON e MAC DONALD, 1955].

TIPO FONDAZIONE	CEDIMENTO MAX TOLLERABILE (cm)	LITOLOGIA
travi continue, plinti	3,8	sabbie
	6,3	argille
platee	5,0	sabbie
	8,2	argille

Tabella 28 – valori di riferimento relativi ai cedimenti assoluti massimi tollerabili.

I valori dei cedimenti teorici assoluti, stimati per i fabbricati in progetto, sono stati riportati in precedenza (cfr. Par.6.1.1, Tabella 26 e Tabella 27). Confrontando i valori illustrati in precedenza con i parametri teorici massimi tollerabili, tabella sopra, si nota che i primi sono nettamente inferiori ai valori di riferimento.



## 7. VERIFICHE DI STABILITA'

### 7.1 Premessa

Dal rilievo topografico eseguito nel mese di agosto dell'anno 2005 (cfr. Tav.5.a), sono stati ottenuti i dati plano-altimetrici impiegati nei calcoli. La sezione considerata si sviluppa lungo la pendice esposta a N-NE (cfr. Tavv.2 e 5.a), dalla quota di base 123,6 m s.l.m. alla quota sommitale pari a 153 m s.l.m.: essa appare interessata da vistosi fenomeni di dissesto ed è stata tralasciata la porzione più elevata che presenta un andamento a minor pendenza ed è costituita da terre in posto. Su tale profilo topografico sono state riportate le stratigrafie, ottenute dalle prove in situ, riportanti i livelli incontrati durante l'esecuzione di tali indagini, nonché le superfici di scorrimento rilevate in situ.

PROF. STRATO da ... m a ...m (-m da p.c.)	Descrizione strato
da p.c. a ca. -4÷7 m da p.c.	<b>Strato I</b> - si tratta di un livello di <u>limi e argille</u> , presumibilmente trattasi di terre di riporto stese al termine dell'attività estrattiva che risentono delle variazioni di umidità superficiale; lo spessore è variabile da ca. 4 m a 7 m.
da -4÷7 m al tetto del substrato	<b>Strato II</b> - si tratta di uno strato di <u>argille organiche prevalenti</u> , con livelli più schiettamente limo-argillosi; presumibilmente è derivato dall'alterazione del substrato (Argille azzurre, plioceniche); lo spessore è variabile e va dal letto dello strato soprastante al tetto del substrato.
-	<b>Strato III</b> - si tratta del substrato, costituito da <u>Argille azzurre, plioceniche</u> .

Tabella 29 – Tabella sintetica riguardante la successione lito-stratigrafica semplificata utilizzata per le verifiche di stabilità.

I parametri geomeccanici e le litologie con relative stratigrafie, ottenuti dalle indagini in situ (nel passato ed ex-novo) e dalle analisi di laboratorio sono così sintetizzabili:

STRATO	Litologia	$\gamma$ sopra falda (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ saturo (t/m <sup>3</sup> )	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	C <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\phi_u$ (°)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
I	materiale di riporto	2,0	2,2	0,26	0,50	22	-	38
II	alterazione substrato	2,0	2,2	0,5	0,50	24	-	26
III	substrato (A. azzurre)	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 30 - Parametri geomeccanici delle terre coinvolte nel dissesto:  $\gamma$  sopra falda=peso di volume sopra falda;  $\gamma$  saturo=peso di volume saturo; C'=coesione drenata; C<sub>u</sub>=coesione non drenata;  $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace;  $\phi_u$ =angolo di attrito interno; E=modulo edometrico.

I dati impiegati per le verifiche di stabilità, riportati nei paragrafi successivi, sono stati ridotti rispetto a quelli registrati in campagna e in laboratorio (riportati in Tabella 30), soprattutto per quanto attiene i due strati superficiali (materiale di riporto e terre di alterazione substrato). Al substrato non è stato assegnato alcun valore poiché tutti i dissesti si collocano all'interno dei due livelli soprastanti, come registrato durante l'esecuzione del rilievo geologico di dettaglio e della campagna di indagini in situ. Allo strato di materiale di riporto è stato attribuito uno spessore variabile da circa 4 m a circa 7 m, a scopo prudenziale nonostante si sia rilevato uno spessore non superiore a 6 m.

I calcoli sono stati svolti valutando:

- **back-analysis**, in altre parole ricercando i caratteri geomeccanici più plausibili che hanno determinato il movimento franoso sul pendio intatto, la cui morfologia non era ancora modificata dal dissesto;
- **stabilità attuale**, ovvero stimando la stabilità del versante senza alcuna opera o intervento;
- **stabilità di progetto**, sul versante la cui geometria viene modificata tramite regolarizzazione della superficie topografica (in particolare con la regolarizzazione del pendio, che viene rimodellato assegnandogli un pendenza di  $18^\circ$ ) e la messa in opera della pendice in terra armata a monte degli edifici.

È stata verificata la :

1. *stabilità a lungo termine*, (condizione consolidata e drenata C.D.) con i parametri di resistenza coesione drenata ( $c'$ ) e angolo di attrito interno efficace ( $\phi'$ );
2. *stabilità a breve termine*, (condizioni non consolidata e non drenata U.U.), considerando la coesione non drenata ( $C_u$ ) e l'angolo di attrito interno nullo ( $\phi=0^\circ$ ) ;
3. *stabilità a lungo termine in presenza di falda*, con i parametri della prima, ma ipotizzando la presenza di un acquifero interno alla scarpata. La verifica in presenza di falda è stata eseguita a scopo cautelativo, nonostante non si siano riscontrate infiltrazioni acquifere nei sondaggi eseguiti, ancorchè di limitata entità. È stata scelta la verifica a lungo termine per l'introduzione della falda, poiché dalle indagini di laboratorio (edometria) è risultato che le terre sono leggermente sovraconsolidate (LC, cfr. Tabella 21) e quindi la massima criticità si manifesta con i parametri in termine di sforzo efficace ( $c'$  e  $\phi'$ ).

Il metodo di calcolo adottato è quello di Janbu semplificato, per superfici non circolari, per ottenere il valore del coefficiente di stabilità minimo ( $F_{min}$ ); valore che viene indicato come coefficiente di sicurezza del versante. La scelta del metodo di calcolo è stata suggerita dalla forma del versante che ha permesso di ipotizzare le superfici di scivolamento. Essa sembra avere uno sviluppo non circolare e il metodo prescelto risulta essere il più corretto. La garanzia si ottiene con la condizione  $F_{min} \geq 1,3$ , secondo la normativa vigente (D.M. LL.PP. 11 marzo 1988). Gli schemi geometrici e di calcolo sono riportati tra gli Allegati.

## 7.2 Verifiche del versante in epoca anteriore al dissesto

L'esistenza accertata di un movimento instabilizzante in atto o incipiente semplifica l'effettuazione dell'analisi di stabilità, dal momento che la superficie di scorrimento non va ricercata o ipotizzata poiché già esistente. Nel caso in esame il piano di scivolamento è ricostruibile attraverso le indagini eseguite e l'analisi della morfologia del pendio ottenuta dal rilievo topografico di dettaglio; la geometria del versante in epoca anteriore al movimento è ipotizzabile osservando le aree circostanti non coinvolte nel dissesto. La ricerca della superficie critica è stata quindi condotta attraverso il metodo di Janbu semplificato. In particolare è stata verificata una superficie, posta all'interno del materiale di riporto, che ha un andamento che presenta varie concavità verso l'alto, diventando in alcuni punti pressoché parallela al pendio e nella parte finale presenta

un'unghia di accumulo del materiale colato. I parametri impiegati per la verifica sul versante in epoca anteriore al dissesto (o in back-analysis) sono:

STRATO	Litologia	$\gamma$ sopra falda (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ saturo (t/m <sup>3</sup> )	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\phi_u$ (°)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
I	materiale di riporto	2,0	2,2	0,04	0,40	10	-	38
II	alterazione substrato	2,0	2,2	0,06	0,40	12	-	26
III	substrato (A. azzurre)	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 31 - Parametri impiegati per la verifica in back-analysis:  $\gamma$  sopra falda=peso di volume sopra falda;  $\gamma$  saturo=peso di volume saturo; C'=coesione drenata; Cu=coesione non drenata;  $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace;  $\phi_u$ =angolo di attrito interno; E=modulo edometrico.

I coefficienti calcolati sono :

1. in condizioni consolidate e drenate  $F_{min}=1,24$ ;
2. in condizioni non consolidate e non drenate  $F_{min}=3,45$ ;
3. in condizioni consolidate e drenate, e in presenza di falda  $F_{min}=1,00$ .

Come si nota i valori dei coefficiente di sicurezza sono inferiori al limite fissato dalla normativa vigente, ad eccezione della condizione non consolidata e non drenata ( $F_{min}=3,45>1,3$ ), indicano quindi una situazione di instabilità (il valore limite di equilibrio al di sotto del quale è plausibile si verifichi il collasso è  $F_{min}=1,00$ ). È quindi presumibile che il dissesto sia imputabile al raggiungimento dei parametri geomeccanici riconducibili alle condizioni consolidate e drenate: in particolare le condizioni più critiche si verificano con la presenza di acque di infiltrazione non efficacemente regimate.

### 7.3 Verifiche sul versante attuale

Le verifiche sono state condotte sulla sezione topografica ottenuta dal rilievo plani-altimetrico. Essa si sviluppa lungo la pendice esposta a N-NE (cfr. Tavv.2 e 5.a), dalla quota di base 123,6 m s.l.m. alla quota sommitale pari a 153 m s.l.m.: essa appare interessata da vistosi fenomeni di dissesto. I parametri impiegati per la verifica sul versante attuale sono:

STRATO	Litologia	$\gamma$ sopra falda (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ saturo (t/m <sup>3</sup> )	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\phi_u$ (°)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
I	materiale di riporto	2,0	2,2	0,06	0,40	18	-	38
II	alterazione substrato	2,0	2,2	0,08	0,40	20	-	26
III	substrato (A. azzurre)	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 32 - Parametri impiegati per la verifica sul versante attuale:  $\gamma$  sopra falda=peso di volume sopra falda;  $\gamma$  saturo=peso di volume saturo; C'=coesione drenata; Cu=coesione non drenata;  $\phi'$ =angolo di attrito interno efficace;  $\phi_u$ =angolo di attrito interno; E=modulo edometrico.

I coefficienti di sicurezza minimi ottenuti sono :

1. in condizioni consolidate e drenate  $F_{min}=1,32$ ;
2. in condizioni non consolidate e non drenate  $F_{min}=2,24$ ;
3. in condizioni consolidate e drenate, e in presenza di falda  $F_{min}=1,02$ .

È evidente come allo stato attuale le verifiche indichino: per le prime due condizioni una sostanziale stabilità ( $F_{min} > 1,30$ ), per l'ultima uno stato di instabilità a breve termine ( $F_{min} < 1,30$ ) [Marsan & Romeo, 1992].

I parametri di resistenza al taglio impiegati per quest'ultima verifica potrebbero raggiungersi in concomitanza di eventi meteorici estremi. Attualmente le verifiche sembrano sottolineare che le pendici, dopo essere state interessate a più riprese da dissesti e scivolamenti a valle, abbiano trovato una loro pendenza di equilibrio. Trattasi comunque di un equilibrio quanto mai precario, se non si interviene al più presto per eliminare eventuali infiltrazioni delle acque meteoriche. Gli agenti atmosferici in particolare la pioggia, provocano processi di dilavamento sia direttamente, per effetto della energia delle gocce caratterizzanti le precipitazioni, che ad opera del ruscellamento superficiale e delle eventuali infiltrazioni nel versante: in quest'ultimo caso esse inducono un aumento delle pressioni interstiziali con conseguente diminuzione della resistenza al taglio e predisposizione al dissesto. Si rende quindi indispensabile eliminare le possibili infiltrazioni nel versante attraverso le opere di regimazione superficiale delle acque previste in progetto.

#### **7.4 Verifiche sul versante di progetto**

Per migliorare le condizioni di stabilità del pendio sono state previste modifiche dello stesso tramite (cfr. Relazione Illustrativa del progetto di sistemazione agro-vegetazionale):

- asportazione delle terre in dissesto e rimodellamento morfologico del versante, seguiti da interventi di rinaturalizzazione con opere di riforestazione, per il risanamento e la conservazione della stabilità del pendio;
- creazione di una rete di drenaggio e scolo superficiale, al fine di raccogliere e allontanare le acque evitandone l'infiltrazione in profondità, con una diminuzione delle pressioni interstiziali ed un conseguente aumento della resistenza al taglio delle terre;
- inerbimento dei versanti, con lo scopo di contrastare il ruscellamento e quindi l'erosione operata dalle acque meteoriche;
- realizzazione di fascinate vive, nelle porzioni denudate di eccessiva acclività ove non risulta possibile ricostruire una rete scolante adeguata;
- rimboschimento diffuso, anche mediante transplanting (trapianto nella stessa area di arbusti spontaneamente radicati in aree soggette a rimodellamento), mediante criteri di forestazione naturalistica, in associazioni arboreo-arbustive complesse con funzioni di presidio idrogeologico e ricostruzione di habitat;
- realizzazione di fasce alto arbustive lineari (siepi), a ricostituzione degli allineamenti cardine delle sistemazioni agronomiche collinari storicizzate, con funzioni di presidio idrogeologico e ricostruzione di habitat;
- piantumazioni a medio-pronto effetto, con funzioni di copertura delle superfici erbose e integrazione paesaggistica tra le fasce boscate e i versanti fruibili di raccordo con l'intervento urbanistico

- opere di sostegno (muri in terre armate), a monte degli edifici ad uso residenziale previsti entro l'area "B" e alla base della pendice acclive presente entro l'area "A" (cfr. tavole di progetto).

Le verifiche sul pendio modificato, come da progetto, mostrano i seguenti coefficienti di sicurezza:

1. in condizioni consolidate e drenate  $F_{min}=1,64$ ;
2. in condizioni non consolidate e non drenate  $F_{min}=1,31$ .

È evidente, dai valori sopra riportati, che le opere previste porteranno all'instaurarsi di condizioni di stabilità del versante; i coefficienti di sicurezza ottenuti sono infatti superiori al valore limite indicato dalla normativa vigente ( $F_{min} \geq 1,3$ ; D.M. LL.PP. 11 marzo 1988). Si precisa che per l'esecuzione delle verifiche suddette si è considerato il sovraccarico dovuto agli edifici in progetto e l'azione sismica. Riguardo gli schemi geometrici e di calcolo si veda tra gli Allegati.

In conclusione si ricordano le caratteristiche del pendio impiegato per le verifiche di stabilità in back-analysis, attuale e progetto: la sezione considerata si sviluppa lungo la pendice esposta a N-NE, dalla quota di base 123,6 m s.l.m. alla quota sommitale pari a 153 m slm.

I coefficienti di sicurezza minimi ottenuti per le superfici generiche di rottura in corrispondenza della sezione topografica impiegata sono:

Versante	coefficienti di sicurezza minimi		
	C.D.	U.U.	C.D. con falda
back-analysis	1,24	3,45	1,00
attuale	1,32	2,24	1,02
progetto	1,64	1,31	-

Tabella 33 – Coefficienti di sicurezza minimi ottenute nelle tre condizioni: C.D.=consolidate e drenate; U.U.=non consolidate e non drenate; U.U. con falda=non consolidate e non drenate con falda, con il metodo di Janbu semplificato.

## 8. NOTE CONCLUSIVE

Il presente lavoro mostra le caratteristiche geomeccaniche e litostratigrafiche di un terreno nel quale è previsto: "Progetto di riqualificazione ambientale del comparto oggetto di PIPP in loc. Cà de' Fii, Veggia di Casalgrande". L'area in oggetto, posta ad una quota topografica variabile da ca. 188 m s.l.m. a ca. 122 m s.l.m., si situa in località Cà de' Fii, a cavaliere dei Comuni di Castellarano e Casalgrande, in provincia di Reggio Emilia (cfr. Tav.1 in Appendice).

Sul lotto in studio è stata eseguita una campagna di indagini ex-novo ed una ricerca bibliografica ed iconografica attingendo al patrimonio di dati, notizie ed informazioni reperibili presso sedi istituzionali pubbliche e private riguardanti un adeguato intorno della zona in studio.

Per praticità il lotto di terreno in oggetto è stato suddiviso in due zone, con caratteristiche differenti, denominati area "A" e area "B" (cfr. Figura 1):

A. **area interessata dall'edilizia commerciale/artigianale** (contraddistinta dal colore rosa) si ubica nella fascia pianeggiante a ridosso della Strada Statale n°486 di Montefiorino, a cavaliere del Comune di Castellarano, a sud-ovest, e del Comune di Casalgrande, a nord-est. Attualmente è edificata (fabbricati ex-colonici e per il ricovero di macchine ed attrezzi), il progetto urbanistico preliminare prevede la realizzazione di capannoni con destinazione commerciale/artigianale (altezze massime in elevazione pari a ca. 10 m), e per un solo fabbricato un piano interrato (con profondità fondale pari a ca. -2,70÷-3,00 m da p.c.);

B. **area interessata dalla sistemazione e dal recupero del fronte di cava e della fascia di versante adiacente al limite di comparto di PPIP** (contraddistinta dal colore verde), è caratterizzata da pendenze variabili ed è interessata da vistosi fenomeni di dissesto idrogeologico. Interessa il fronte di cava (ex cava Veggia), a ovest, e l'area di accumulo degli spurghi e sterili di cava, a sud. Si colloca, come la precedente, a cavaliere del Comune di Castellarano, a sud-ovest, e del Comune di Casalgrande, a nord-est. Il Comune di Castellarano sta compiendo l'iter necessario per l'adozione dello strumento di pianificazione comunale (P.S.C.); il progetto urbanistico preliminare di intervento nell'area prevede l'edificazione di fabbricati a destinazione residenziale.

Il lotto di terreno in oggetto insiste sulla formazione delle Argille Azzurre, come è visibile dalla cartografia allegata (cfr. Tav.3 e Tav.4, in Appendice): si tratta, come scritto in precedenza, di argille e argille sabbiose grigio-azzurre che passano verso l'alto alle sabbie in modo continuo attraverso orizzonti sabbiosi, oppure attraverso una discontinuità tra Pliocene e Calabriano segnalato da un orizzonte conglomeratico non classato, fossilifero tipo "panchina".

La stratigrafia, ottenuta dalla campagna di indagini, mostra strati dalle differenti caratteristiche geomeccaniche e litologiche, che si può grossomodo semplificare nel modo seguente: uno strato superficiale di terreno vegetale con un ridotto cotico erboso (di natura prevalente limo-argillosa), per uno spessore di circa 1,00 m; uno strato di argille organiche con livelli più schiettamente limo-argillosi, che si estende dal letto del precedente fino alla profondità di circa -2,50 ÷ -4,50 m da pc. Trattasi, presumibilmente di materiale derivante dall'alterazione del substrato; il substrato

rappresentato dalle Argille azzurre (Pliocene), che si estende dallo strato precedente fino alla massima profondità investigata, pari a ca. 6,50 m da pc.

Riguardo all'idrologia profonda ci si trova in una formazione geologica che risulta incapace di ospitare acque sotterranee: si tratta infatti della Formazione delle Argille Azzurre, costituite da argille e argille marnose grigio-azzurre, il cui spessore può raggiungere anche i 3.000 metri.

Il suolo del lotto di terreno in oggetto appartiene ad un gruppo di suoli (Gruppo 5, Sottogruppo A, Unità b) di margine collinare: sono caratterizzati da una tessitura media, una buona disponibilità di ossigeno, calcarei, moderatamente alcalini. Presentano un'elevata variabilità per la profondità (superficiali o molto profondi). Sono suoli formati in materiali derivati da rocce prevalentemente argillose o pelitiche, con intercalazioni sabbiose (età pliocenica).

Relativamente alla nuova classificazione sismica nazionale (come riportato in Allegato B della Del. G.R. Emilia-Romagna n°1677 del 24 ottobre 2005), i territori dei Comuni di Casalgrande e Castellarano rientrano in Zona 2, a media sismicità ( $S = 9$ ). La categoria dei terreni appartenente all'area "A" e all'area "B", come determinato dalla campagna di indagini in sito, è rappresentata da:

B – *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata  $C_u > 250$  kPa).

Riguardo gli interventi previsti nel lotto di terreno in oggetto si riportano le seguenti indicazioni sintetiche relative ai caratteri delle opere fondali dei fabbricati in progetto:

**Area "A" - edifici a destinazione commerciale/artigianale**

piano di posa delle fondazioni:	-1,00 m e -1,50 dal p.c. -3,00 m e -3,50 dal p.c.
pressione ammissibile sul terreno:	non superiore a 1,40 kg/cm <sup>2</sup>
cedimenti teorici assoluti calcolati:	si veda cap.6.3

**Area "B" - edifici a destinazione residenziale**

piano di posa delle fondazioni:	-1,00 m e -1,50 dal p.c.
pressione ammissibile sul terreno:	non superiore a 1,40 kg/cm <sup>2</sup>
cedimenti teorici assoluti calcolati:	si veda cap.6.3

**In conclusione si può affermare che in base a quanto emerso dalla campagna di indagini e dalla ricerca bibliografica, il lotto di terreno in oggetto dal punto di vista geologico, geotecnico, sismico e idrogeologico risulta idoneo all'intervento in progetto.**

La scrivente rimane a disposizione per ulteriori chiarimenti o sopralluoghi.

**giugno 2007**

Il tecnico



(Dott.ssa Geol. Erika Montanari)



## Breve nota bibliografica

1. A.G.I. (2005): *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida*. Edizione provvisoria marzo 2005. Pàtron Editore, Bologna.
2. AA.VV. (2007) *Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, dal 461 a.C. al 1990. Release 3.* INGV - SGA tratta dal sito <http://storing.ingv.it/cft/>.
3. AA.VV. (1994): *I suoli dell'Emilia Romagna: note illustrative*, a cura della Regione Emilia Romagna, Servizio Cartografico, Ufficio Pedologico, S.E.L.C.A. Firenze.
4. BEGEMANN, H.K.S.P. (1965): *The frictional jacket cone as an aid in determining the soil profile*, Proceedings, 6<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engr S., Montreal.
5. BORTOLOTTI V., coordinatore volume (1990): *12 itinerari. Appennino Tosco-Emiliano*, a cura della Società Geologica Italiana. Guide Geologiche Regionali. Dipartimento di Scienze della Terra. Università di Firenze. BE-MA editrice.
6. CASADIO M. & ELMI C. (1995): *Il manuale del geologo*, Pitagora Editrice, Bologna.
7. CESTELLI GUIDI C. (1975): *Geotecnica e Tecnica delle fondazioni*, Ulrico Hoepli Editore, Milano.
8. COLOMBO P. (1974): *Elementi di geotecnica*, Zanichelli, Bologna.
9. FOUCALT A., RAOULT J. F. (1986): *Dizionario di scienze della terra*, Masson Italia Editori, Milano.
10. MARSAN P. & ROMEO R. (1992): *La relazione geologica e geotecnica*, NIS, Roma.
11. MELETTI C. E VALENSISE G. (2004): *Zonazione Sismogenetica ZS9 – App.2 al rapporto Conclusivo*. OPCM 3274/2003.
12. ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA-ROMAGNA (2004): "Numero speciale dedicato alla giornata di studi sulla nuova classificazione sismica nazionale (ordinanza PCM 3274/03 e PCM 3316/03) Bologna 8 marzo 2004. In "Il Geologo dell'Emilia-Romagna", Bollettino Uff.le dei Geologi Regione Emilia-Romagna, Anno IV/2004, N°17, Nuova serie.
13. PELI G. (1995): *Geotecnica pratica delle fondazioni dirette*, Nuove Ricerche, Ancona.
14. SCHMERTMANN J.H. (1978): *Guidelines for Core Penetration Test Performance and Design*, Report n.78-209, U.S. Dep. of Transp., Federal Highway Adm., Washington, Dc.
15. STUCCHI ET AL. (2007): *DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04*. Tratto dal sito internet: <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>.
16. TERZAGHI K. & PECK R.B. (1974): *Geotecnica*, UTET, Torino.
17. ZANZUCCHI G., coordinatore volume (1990): *10 itinerari. Appennino Ligure-Emiliano*, a cura della Società Geologica Italiana. Guide Geologiche Regionali. Dipartimento di Scienze della Terra. Università di Firenze. BE-MA editrice.

## **APPENDICE**

Tav.1 - Corografia. Scala 1:10.000

Tav.2 - Ubicazione indagini. Scala 1:2.000

Tav.3 - Stralcio "Carta Geologica d'Italia". Scala 1:100.000

Tav.4 – Carta geomorfologica e dell'idrografia superficiale. Scala 1:10.000

Tav.5a – Stato attuale. Planimetria

Tav.5a – Stato attuale. Sezioni

## TABULATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE E DINAMICHE



## CERTIFICATI DI LABORATORIO

## PROSPEZIONE SISMICA DI SUPERFICIE

TABULATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE  
eseguite nell'anno 2001

## VERIFICHE DI STABILITA': SCHEMI GEOMETRICI E DI CALCOLO