

REGIONE DELL'UMBRIA

Prot. 4807 del 09/06/2014

Provincia di Perugia



COMUNE DI TORGIANO

**Progetto:**

**SISTEMAZIONE URBANISTICA DI UN'AREA  
ADIACENTE IL CENTRO URBANO  
DI PONTEROSCIANO**

**Oggetto:**

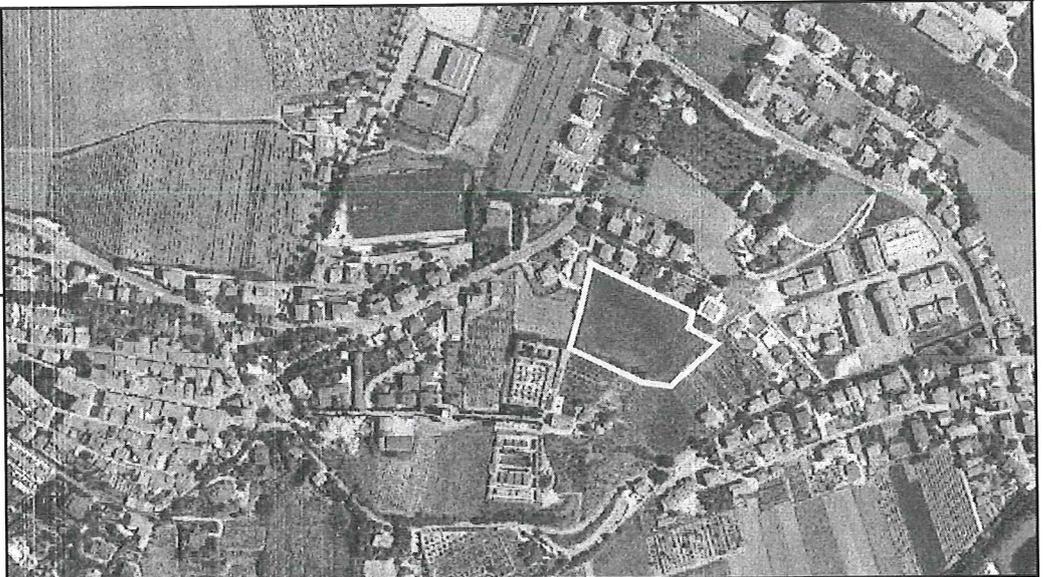
**RELAZIONE GEOLOGICA, IDRAULICA, IDROGEOLOGICA  
E DI MICROZONAZIONE SISMICA  
ai sensi della D.G.R. Umbria 226/2001 s.m.i.**

**Committente:**

**ORCIDI Vincenzo  
BACCHI Maria Pia**

**data:**

**Ottobre 2009**



 **GEOLAND**  
STUDIO CONSULENZE GEOLOGICHE

Dott. Geol. Giorgio Piagnani  
cell. +39 338 2940003

Via V. Veneto, n. 6  
06083 - Bastia Umbra (PG)  
tel/fax +39 075 8003780  
mail: geolandpg@tiscali.it



**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

## SOMMARIO

1.0 - PREMESSA .....	2
2.0 - UBICAZIONE DELL'AREA E CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEL SITO .....	4
3.0 - PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO DEL SITO .....	4
4.0 - PERICOLOSITA' E RISCHIO DI FRANA DEL SITO.....	4
5.0 - CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E STRUTTURALI DEL SITO .....	5
6.0 - CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SITO .....	5
6.1 - FALDA SUPERFICIALE.....	6
6.2 - FALDA PROFONDA.....	6
7.0 - CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DI MASSIMA.....	7
8.0 - RISPOSTA SISMICA LOCALE DEL SITO .....	13
8.1 - LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI IN FASE SISMICA.....	13
8.2 - D.G.R. 226/2001 - STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DI DETTAGLIO .....	16
8.2.1 - Carta Geologica, Geomorfologica e Piezometrica .....	16
8.2.2 - Carta Litotecnica .....	16
8.2.3 - Carta delle Zone Suscettibili di Amplificazione o Instabilita' Dinamiche Locali .	17
8.3 - D.M. 14 GENNAIO 2008 .....	19
8.3.1 - Categoria di Sottosuolo.....	20
8.3.2 - Condizioni Topografiche.....	20
9.0 - ZONING GEOLOGICO .....	20
9.1 - ZONE EDIFICABILI – zone a rischio geologico nullo o trascurabile .....	20
9.2 - ZONE CON EDIFICABILITA' CONDIZIONATA – zone a medio rischio geologico .....	20
10.0 - CONCLUSIONI .....	21

## 1.0 - PREMESSA

Su commissione dei sig.<sup>ri</sup> ORCIDÌ Vincenzo e BACCHI Maria Pia è stata redatta la presente indagine geologica, idraulica, idrogeologica e sismica di fattibilità per il progetto di **SISTEMAZIONE URBANISTICA DI UN'AREA ADIACENTE IL CENTRO URBANO DI PONTEROSCIANO**, ubicata nel Comune di Torgiano (PG), località Ponterosciano su terreni di proprietà censiti al vigente catasto al Foglio n. 28, particelle n. 975-2034-2035-2038.

La presente indagine definisce:

- l'amplificazione sismica locale ai sensi della normativa regionale (D.G.R. 226/2001) e nazionale vigente (D.M. 14 Gennaio 2008 – Nuove NTC);
- la fattibilità geologica circa la possibile e/o condizionata edificabilità del sito ai sensi della D.G.R. Umbria 3806/85 smi;
- i parametri geotecnici di massima dei terreni presenti.

Si allegano a fine della presente relazione:

- **Tavola A:** - Estratto Interactiv Sismic Hazard Maps (da I.N.G.V.)  
- Estratto Database of Individual Sismogenetic Sources (da I.N.G.V.)
- **Tavola B:** - Verifica alla liquefazione livello An B3

Si allegano inoltre a corredo della presente relazione, in elaborati a se stante:

**- Allegato 1 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO**

- Tavola A: Corografia topografica IGM scala 1:25.000
- Tavola B: Estratto CTR scala 1:5.000
- Tavola C: Estratto Ortofotocarta scala 1:5.000
- Tavola D: Estratto PAI Fiume Tevere scala 1:10.000 Tav. 231  
inventario dei fenomeni franosi e situazioni a rischio di frana
- Tavola E: Estratto PAI Fiume Tevere scala 1:10.000 Tav. 09  
fasce fluviali e zone a rischio idraulico del reticolo principale
- Tavola F: Planimetria catastale scala 1:2.000
- Tavola G: Planimetria generale stato attuale scala 1:1.000
- Tavola H: Carta delle pendenze scala 1:1.000
- Tavola I: Planimetria generale stato di progetto scala 1:500

**- Allegato 2 INDAGINI GEOGNOSTICHE**

- Stratigrafie n. 4 sondaggi geognostici
- Interpretazioni stratigrafico-geotecniche n. 12 prove  
penetrometriche statiche CPT

**- Allegato 3 MICROZONAZIONE SISMICA DI DETTAGLIO (D.G.R. 226/2001)**

- Tavola A: Carta geologica e geomorfologica scala 1:500
- Tavola B: Carta litotecnica scala 1:500
- Tavola C: Carta delle zone suscettibili di amplificazione sismica o  
instabilità dinamica locale scala 1:500

**ZONING GEOLOGICO SULL'EDIFICABILITA' (D.G.R. 3806/1985)**

- Tavola D: Carta di sintesi scala 1:500

**- Allegato 4 a SEZIONI GEOLOGICHE STATO ATTUALE CON PARAMETRI  
GEOTECNICI DI MASSIMA**

- Tavola A: Sezione geologica-geotecnica A – A'
- Tavola B: Sezione geologica-geotecnica B – B'
- Tavola C: Sezione geologica-geotecnica C – C'

**- Allegato 4b SEZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE TRASVERSALI**

**STATO ATTUALE CON PARAMETRI GEOTECNICI DI MASSIMA**

- Tavola A: Sezione geologica-geotecnica D – D'
- Tavola B: Sezione geologica-geotecnica E – E'
- Tavola C: Sezione geologica-geotecnica F – F'
- Tavola C: Sezione geologica-geotecnica G – G'

## 2.0 - UBICAZIONE DELL'AREA E CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE DEL SITO

L'area in studio è ubicata nel Comune di Torgiano circa 500 m a Nord-Ovest della località di Ponterosciano (si veda **Allegato 1**) ed insiste, a livello morfologico, su di terrazzo di natura alluvionale degradante verso Sud-Est, collocato in destra idrografica del Fiume Chiascio.

Le quote dell'area sono comprese tra m 185.00 e 205.00 slm; circa le pendenze, come visibile in *Allegato 1 – Tavola H*, l'area presenta andamento abbastanza regolare ( $15 < p < 18\%$ ) con una blanda diminuzione di acclività verso valle ( $10 < p < 12\%$ ).

## 3.0 - PERICOLOSITA' E RISCHIO IDRAULICO DEL SITO

L'area da edificare risulta lontana da corsi d'acqua del reticolo principale, secondario e/o minore del Fiume Tevere.

Come visibile in **Allegato 1 – Tavola E** (Estratto PAI Fiume Tevere – Fasce fluviali e zone a rischio) la posizione clivo-altimetrica dell'area rende il sito assolutamente protetto da rischio di natura idraulica, circa possibili esondazioni e/o allagamenti del Fiume Chiascio.

Inoltre, l'assenza di fossi passanti all'interno e/o in zone immediatamente limitrofe al sito indagato, rende la zona in studio assolutamente protetta da rischi e/o pericoli di natura idraulica.

Le indagini geognostiche preliminari eseguite (vedasi **Allegato 3 - Tavola 1**) hanno comunque evidenziato la presenza, all'interno della zona in studio, di una paleo-depressione colmata in tempi antichi da depositi colluviali e terreni di riporto (possibile colmamento di antica paleo-valle).

## 4.0 - PERICOLOSITA' E RISCHIO DI FRANA DEL SITO

La cartografia elaborata dal PAI (**Allegato 1 – Tavola D**) e dal PUT (Piano Urbanistico Territoriale dell'Umbria) identifica, per l'area in esame, l'esistenza di un possibile movimento gravitativo (**fenomeno presunto – frana per scivolamento**).

A tale riguardo la compagna di indagini geognostiche di dettaglio eseguita, ha invece escluso la possibile presenza di movimento gravitativi in atto e/o latenti, individuando nel contempo invece la presenza di una probabile paleo-valle colmata in tempi antichi da colluvioni e terreni di riporto.

Pertanto l'area allo stato attuale si presenta in condizioni di assoluta stabilità.

## 5.0 - CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E STRUTTURALI DEL SITO

I depositi affioranti all'interno dell'area oggetto del presente progetto sono riferibili a:

- Depositi colluviali (Olocene),
- Depositi Colluviali e riporti a colmamento di una probabile antica paleo-valle (Olocene),
- Depositi Alluvionali antichi del Fiume Chiascio (alluvioni terrazzate – Pleistocene Sup.).

Tali terreni sovrastano i litotipi a comportamento semilitoide della Formazione della Marnosa Arenacea Umbra (membro di Bettona) sub-affioranti in loco in prossimità del margine sud-Ovest dell'area in studio. La campagna di indagini geognostiche ha inoltre rilevato la presenza di dislocazioni tettoniche inattive (probabili faglie dirette sepolte) attraversanti l'area in studio posizionate come in **Allegato 3 – Tavola A Carta Geologica** e con rigetti massimi visibili in **Allegato 4**. L'inattività di tali passibili strutture è inoltre attestata dai dati analizzati nel progetto DISS dell'I.N.G.V. e di cui in **Tavola A** a fine relazione (assenza nell'area in studio di potenziali **individual or composit seismic sources** - sorgenti sismiche singole o composte attive – capaci comunque di generare eventi sismici di magnitudo > 5.5).

## 6.0 - CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SITO

Durante il corso delle indagini geognostiche (prove CPT) alcuni fori di perforazione sono stati condizionati con piezometro a tubo aperto al fine di verificare l'esistenza o meno di una o più falde idriche, ovvero l'andamento della superficie piezometrica locale. A tal fine sono stati inoltre utilizzati i dati acquisiti da n. 2 piezometri già installati entro la zona d'interesse, durante l'esecuzione di una campagna d'indagine pregressa ed inerente l'ampliamento del cimitero dell'abitato di Torgiano. I dati piezometrici rilevati in data 10/09/2008 vengono di seguito riportati; le quote sono riferite al rilievo plano-altimetrico fatto per il progetto di cui al titolo, con tale rilievo sono state realizzate le sezioni idrogeologiche (**Allegato 4a** e **Allegato 4b**) e la carta piezometrica (**Allegato 3 – Tavola A**).

PIEZOMETRO	QUOTA PIANO CAMPAGNA (m) (da piano quotato)	ALTEZZA TUBO DA PIANO CAMPAGNA (m)	QUOTE PIEZOMETRICHE RILEVATE (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO (m) da p.c. esistente
<b>CPT.12</b>	238,03	0,53	<b>9,00</b>	229,56
<b>CPT.13</b>	236,94	0,26	<b>2,63</b>	234,57
<b>CPT.14</b>	236,36	0,00	<b>2,75</b>	233,61
<b>CPT 15</b>	233,94	0,57	<b>9,55</b>	224,96
<b>CPT.16</b>	238,60	0,00	<b>7,95</b>	230,65
<b>CPT.17</b>	242,16	0,53	<b>6,35</b>	236,34
<b>P.1</b>	244,83	0,00	<b>4,70</b>	240,13
<b>P.2</b>	246,33	0,25	<b>7,10</b>	239,48

I dati stratigrafico-idrogeologici e piezometrici acquisiti hanno permesso di individuare nel sito l'esistenza di n. 2 falda idriche, di cui una più superficiale ed una più profonda.

#### 6.1 - FALDA SUPERFICIALE

L'andamento della superficie piezometrica della prima falda rilevata è visibile in **Allegato 3 – Tavola A Carta Geologica, Geomorfologica e Piezometrica**, dalle tavole di **Allegato 4a e Allegato 4b** (sezioni Geologiche ed idrogeologiche) risulta che la falda superficiale è collocata, in parte, nella porzione basale dei **Depositi Colluviali e Riporti (ant)** rilevati a colmamento di una probabile antica paleo-depressione (paleo-fosso sepolto).

L'analisi della superficie piezometrica e l'assetto litostratigrafico individuato evidenziano infatti che:

- l'asse di deflusso principale della falda idrica superficiale coincide con quello della antica depressione;
- la falda è presente solo nella porzione medio-inferiore del declivio in quanto depressa nella porzione superiore da opere di drenaggio realizzate in seno all'ampliamento del cimitero civico di Torgiano (si veda **Allegato 3 – Tavola D**).

Non si esclude che la piezometrica rilevata possa subire delle forti oscillazioni con risalite anche importanti a seguito di periodi con precipitazioni meteoriche favorevoli.

#### 6.2 - FALDA PROFONDA

I dati stratigrafici e piezometrici acquisiti con le prove CPT.12, CPT.15 ed il sondaggio S.4 hanno evidenziato l'esistenza di una seconda falda idrica (principale) con livello acquifero collocato:

- nella porzione di monte del lotto in esame, entro litotipi arenacei del bed-rock fratturati,
- nella porzione mediana e di valle del lotto, entro i Depositi Alluvionali Terrazzati antichi del Fiume Chiascio a partecipazione limoso-sabbiosa e ghiaioso-sabbiosa.

Tale falda, con portate più significative della precedente, defluisce verso il limitrofo Fiume Chiascio dove ne alimenta il sub-alveo.

## 7.0 - CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DI MASSIMA

Le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche di massima (valori medi) del sito in progetto di edificazione sono stati ricavate mediante:

- esecuzione di n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio con trivella telescopica,
- interpretazione dei dati acquisiti con l'esecuzione di n. 12 prove penetrometriche statiche CPT eseguite con penetrometro statico-dinamico PAGANI TG 63-100 K, utilizzando correlazioni note in letteratura.

L'ubicazione delle indagini geognostiche è riportata in **Allegato 3 – Tavola A Carta Geologica**. Le stratigrafie rilevate e le elaborazioni delle prove eseguite sono riportate in **Allegato 2**. I dati assemblati sono invece visibili in **Allegato 4a** e **Allegato 4b** Sezioni Geologiche. Le indagini geognostiche eseguite hanno dunque evidenziato per l'area in studio, la seguente successione di terreni, dall'alto verso il basso:

<b>TERRENO VEGETALE E RIPORTI:</b> a prevalente natura sabbiosa con clasti arenacei, resti di cotto e apparati radicali.				
Nota:		Livello non idoneo come livello fondale.		
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici	Valore	Unità misura
S.1	0.00-1.20	$\gamma$	Peso di volume	1.80 gr/cm <sup>3</sup>
S.2	0.00-1.40			
S.3	0.00-1.00			
S.4	0.00-1.20			
CPT.11	0.00-1.00			
CPT.12	0.00-1.40			
CPT.13	0.00-1.00			
CPT.14	0.00-1.20			
CPT.15	0.00-1.20			
CPT.16	0.00-1.00			
CPT.17	0.00-0.80			
CPT.18	0.00-1.20			
CPT.19	0.00-1.00			
CPT.20	0.00-1.00			
CPT.21	0.00-1.20			
CPT.22	0.00-1.00			

**DEPOSITI COLLUVIALI E RIPORTI (Olocene) - ant:**  
argille limose e limi sabbiosi marroni con clasti carbonatici, noduli torbosi e abbondanti resti cotto color rosso-ocra (riporti a colmamento di probabile antica paleo-valle).

Nota:		Si sconsiglia l'uso di tale livello come livello fondale.			
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
S.1	1.20-1.60	$\gamma$	Peso di volume	1.87	gr/cm <sup>3</sup>
S.2	1.40-4.50	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	1.95	gr/cm <sup>3</sup>
S.3	1.00-2.80	$\gamma'$	Peso di immerso	0.93	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.11	1.00-4.20	Qc	Resistenza alla punta	28.31	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.13	1.00-3.00	Cu	Coesione non drenata	0.56	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.14	1.20-3.00	Ed	Modulo edometrico	56.60	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.16	1.00-2.40	EU <sub>30</sub>	Modulo di def. non drenato	36.80	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.21	1.20-2.00	Dr	Densità relativa	45.40	%
		$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato	26.30	°
		c'	Coesione drenata	0.05	Kg/cm <sup>2</sup>
		E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato	56.60	Kg/cm <sup>2</sup>

DEPOSITI COLLUVIALI (Olocene) - ter:		argille limose e limi sabbiosi marroni con clasti carbonatici e noduli torbosi.			
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
CPT.19	1.00-2.20	$\gamma$	Peso di volume	1.89	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.22	1.00-1.80	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	2.03	gr/cm <sup>3</sup>
		$\gamma'$	Peso di immerso	-	gr/cm <sup>3</sup>
		Qc	Resistenza alla punta	70.96	Kg/cm <sup>2</sup>
		Cu	Coesione non drenata	1.00	Kg/cm <sup>2</sup>
		Ed	Modulo edometrico	101.20	Kg/cm <sup>2</sup>
		EU <sub>30</sub>	Modulo di def. non drenato	65.80	Kg/cm <sup>2</sup>
		Dr	Densità relativa	73.10	%
		$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato	32.85	°
		c'	Coesione drenata	0.025	Kg/cm <sup>2</sup>
		E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato	141.90	Kg/cm <sup>2</sup>

DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI DEL FIUME CHIASCIO (ALLUVIONI TERRAZZATE – PLEISTOCENE INF.)					
<b>LIVELLO:</b>	limi sabbiosi e argillosi giallastri a fiamme grigie con clasti biancastri				
<b>An B1</b>	travertinosi, saturi a luoghi.				
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
S.2	4.50-5.00	$\gamma$	Peso di volume	1.95	gr/cm <sup>3</sup>
S.3	2.80-4.50	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	2.03	gr/cm <sup>3</sup>
S.4	1.20-2.60	$\gamma'$	Peso di immerso	0.98	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.11	4.20-5.00	Qc	Resistenza alla punta	46.27	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.12	1.40-3.20	Cu	Coesione non drenata	0.74	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.13	3.00-4.40	Ed	Modulo edometrico	74.60	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.15	1.20-3.40	Eu <sub>30</sub>	Modulo di def. non drenato	60.10	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.17	3.00-3.60	Dr	Densità relativa	49.27	%
	4.40-5.40	$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato	26.80	°
		c'	Coesione drenata	0.05	Kg/cm <sup>2</sup>
		E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato	74.60	Kg/cm <sup>2</sup>

DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI DEL FIUME CHIASCIO (ALLUVIONI TERRAZZATE – PLEISTOCENE INF.)					
<b>LIVELLO:</b> <b>An B2</b>	argille grigio-azzurre, talora verdastre, a fiamme gialle con noduli biancastri travertinosi e passaggi torbosi.				
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
S.1	<b>1.60-3.80</b>	$\gamma$	Peso di volume	<b>1.90</b>	gr/cm <sup>3</sup>
S.2	<b>4.50-6.50</b>	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	<b>1.98</b>	gr/cm <sup>3</sup>
S.3	<b>sotto 4.50</b>	$\gamma'$	Peso di immerso	<b>0.94</b>	gr/cm <sup>3</sup>
S.4	<b>2.60-8.20</b>	Qc	Resistenza alla punta	<b>34.95</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.11	<b>5.00-6.80</b>	Cu	Coesione non drenata	<b>0.68</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.12	<b>3.20-6.60</b>	Ed	Modulo edometrico	<b>70.30</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.13	<b>4.40-6.20</b>	Eu <sub>30</sub>	Modulo di def. non drenato	<b>45.40</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.14	<b>3.00-7.80</b>				
CPT.15	<b>3.40-8.40</b>				
CPT.16	<b>2.40-6.40</b>				
CPT.17	<b>0.80-3.00</b> <b>3.60-4.40</b> <b>5.40-6.60</b>				
CPT.18	<b>1.20-4.80</b>				
CPT.19	<b>2.20-3.60</b>				
CPT.20	<b>1.00-1.80</b>				
CPT.21	<b>2.00-4.40</b>				
CPT.22	<b>1.80-2.20</b>				

DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI DEL FIUME CHIASCIO (ALLUVIONI TERRAZZATE - PLEISTOCENE INF.)				
<b>LIVELLO:</b> <b>An B3</b>	sabbie limose e sabbie giallastre a fiamme grigie con clasti biancastri travertinosi, umide e/o saturate nella porzione basale.			
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici	Valore	Unità misura
S.2	<b>6.50-10.40</b>	$\gamma$	Peso di volume <b>1.85</b>	gr/cm <sup>3</sup>
S.4	<b>8.20-9.00</b>	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo <b>1.95</b>	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.11	<b>6.80-9.20</b>	$\gamma'$	Peso di immerso <b>0.90</b>	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.12	<b>6.60-9.20</b>	Qc	Resistenza alla punta <b>55.46</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.13	<b>6.20-12.60</b>	Cu	Coesione non drenata -	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.14	<b>7.80-12.80</b>	Ed	Modulo edometrico -	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.15	<b>8.40-9.20</b>	E <sub>u30</sub>	Modulo di def. non drenato -	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.16	<b>6.40-8.60</b>	Dr	Densità relativa <b>41.20</b>	%
CPT.17	<b>6.60-7.60</b>	$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato <b>27.70</b>	°
		c'	Coesione drenata <b>0.0-0.025</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI DEL FIUME CHIASCIO (ALLUVIONI TERRAZZATE - PLEISTOCENE INF.)				
<b>LIVELLO:</b> <b>An B4</b>	ghiaie eterometriche a clasti appiattiti in scarsa matrice sabbiosa, in falda.			
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici	Valore	Unità misura
S.4	<b>sotto a m 9.00</b>	$\gamma$	Peso di volume <b>1.90</b>	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.15	<b>sotto a 9.20</b>	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo <b>2.00</b>	gr/cm <sup>3</sup>
		$\gamma'$	Peso di immerso <b>0.95</b>	gr/cm <sup>3</sup>
		Qc	Resistenza alla punta <b>391.60</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
		Dr	Densità relativa <b>95.90</b>	%
		$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato <b>36.30</b>	°
		c'	Coesione drenata <b>0.0</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
		E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato <b>783.35</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

<b>Alterazione della formazione Marnoso Arenacea Umbra (Pleistocene Sup-Olocene):</b> sabbie addensate con abbondanti clasti arenacei non elaborati.					
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
S.1	<b>3.80-4.80</b>	$\gamma$	Peso di volume	<b>1.96</b>	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.22	<b>2.20-4.20</b>	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	<b>2.02</b>	gr/cm <sup>3</sup>
		$\gamma'$	Peso di immerso	<b>0.99</b>	gr/cm <sup>3</sup>
		QC	Resistenza alla punta	<b>159.48</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
		Dr	Densità relativa	<b>82.30</b>	%
		$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato	<b>33.5</b>	°
		c'	Coazione drenata	<b>0.00</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
		E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato	<b>319.00</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

<b>BED-ROCK</b> <b>Formazione della Marnoso Arenacea Umbra (Pleistocene Sup-Olocene):</b> arenarie in banchi potenti spesso plurimetrici, a volta amalgamati con strutture massive, con intercalato livello pelitico di potenza plurimetrica, in stato di media fratturazione.					
Punto d'indagine	Compreso tra quote da p.c. (m)	Parametri geotecnici		Valore	Unità misura
S.1	<b>Sotto a 4.80</b>	$\gamma$	Peso di volume	<b>2.10</b>	gr/cm <sup>3</sup>
S.2	<b>Sotto a 10.40</b>	$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo	-	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.11	<b>Sotto a 9.20</b>	$\gamma'$	Peso di immerso	<b>1.10</b>	gr/cm <sup>3</sup>
CPT.12	<b>Sotto a 9.20</b>	QC	Resistenza alla punta	-	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.13	<b>Sotto a 12.60</b>	Cu	Coazione non drenata	-	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.14	<b>Sotto a 12.80</b>	Ed	Modulo edometrico	-	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.16	<b>Sotto a 8.60</b>	Eu <sub>30</sub>	Modulo di def. non drenato	-	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.17	<b>Sotto a 7.60</b>	Dr	Densità relativa	-	%
CPT.18	<b>Sotto a 4.80</b>	$\Phi'$	Angolo d'attrito drenato	<b>30.0</b>	°
CPT.19	<b>Sotto a 3.60</b>	c'	Coazione drenata	<b>0.5</b>	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.20	<b>Sotto a 1.80</b>	E' <sub>30</sub>	Modulo di def. drenato	-	Kg/cm <sup>2</sup>
CPT.21	<b>Sotto a 5.40</b>				
CPT.22	<b>Sotto a 4.20</b>				

## 8.0 - RISPOSTA SISMICA LOCALE DEL SITO

L'area da urbanizzare ricade nel comune di Torgiano.

Il territorio del comune di Torgiano, entro cui ricade l'area in studio, in seno alla riclassificazione sismica del territorio nazionale (O.P.C.M. 3274/2003) con D.G.R. dell'Umbria n. 852/2003 è stato inserito in **zona sismica 2** (zona con probabilità di superamento dell'accelerazione orizzontale del 10% in 50 anni - con intervallo compreso tra 0.15/0.25 ag/g) dunque nell'elenco dei Comuni con livello di approfondimento delle indagini di microzonazione sismica di LIVELLO 1 (studi da effettuare a supporto degli strumenti urbanistici e loro varianti ai sensi e con modalità dettate nella D.G.R. Umbria n. 226/2001).

Viene pertanto eseguita la caratterizzazione sismica del sito oggetto di studio sulla scorta della normativa nazionale (**D.M. 14 gennaio 2008 – Nuove NTC '08**) e regionale vigente (**D.G.R. Umbria 226/2001 smi**) al fine di valutare la risposta sismica locale di sito.

### 8.1 - LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI IN FASE SISMICA

lo accordo alle nuove NTC 2008 (§ 7.11.3.4.2), la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **Figura 7.11.1(a)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in **Figura 7.11.1(b)** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

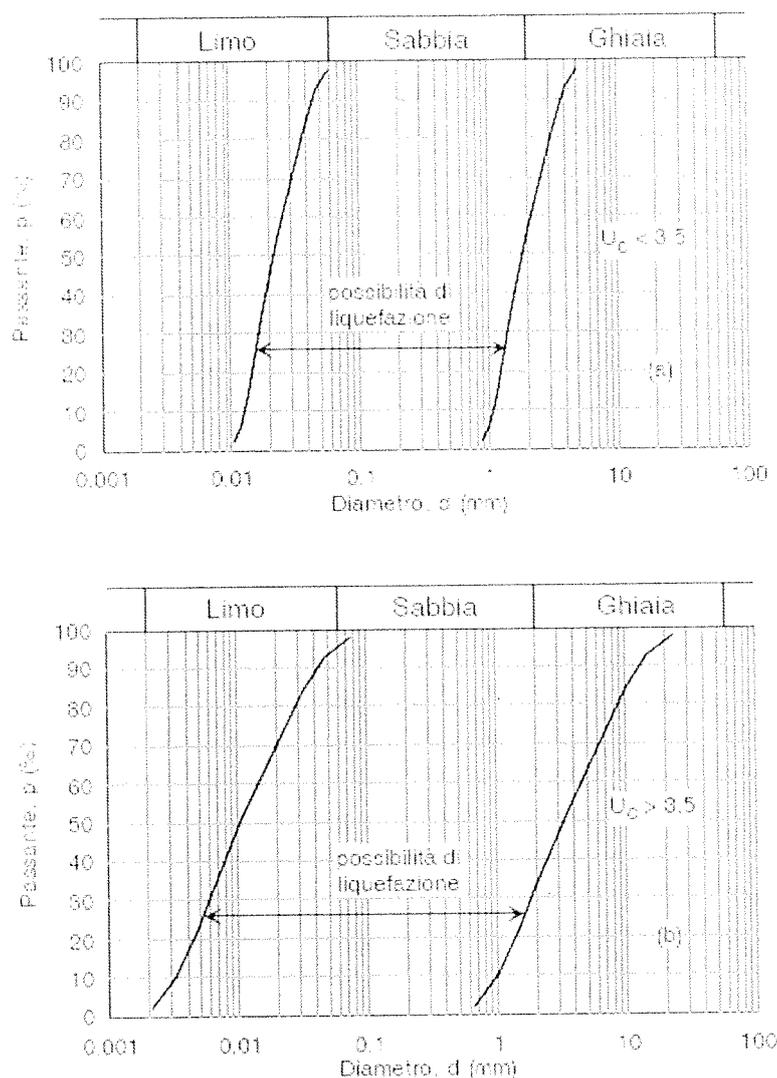


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Le **condizioni n. 1 e n. 2** non sono verificate poiché, per il baricentro dell'area in studio (avente coordinate Lat: 43.0263° - Long. 12.4406°) è **probabile un superamento** (per periodo di ritorno di un evento sismico a 475 anni, ovvero probabilità di superamento del 10% in 50 anni):

- del valore di **pga pari a 0.10 g** ( $0.175 \text{ g} < pga < 0.20 \text{ g}$ ) come visibile nella Mappa Interattiva di Pericolosità Sismica, prodotta dall'INGV a corredo del progetto **MPS04** e riportata in stralcio in **Tavola A** a fine relazione eriferita al nodo più vicino al sito indagato  
(avente **lat: 43.0304**      **lon: 12.4641**      **ID: 23406**),

- **della valore di magnitudo 5.0**, poiché dal grafico di disaggregazione (ricavato dalla Mappa di Pericolosità Sismica riportata in stralcio in **Tavola A** a fine relazione), per il sito in studio, l'evento sismico più probabile ha una magnitudo massima pari a  $M = 5.13$ , distanza epicentrale pari a 8.11 Km (**individual source di Bastia Umbra**, come definito nel Database of Individual Seismogenic Sources – DISS dell'I.N.G.V. e riportata in **tavola A** a fine relazione).

La **condizione n. 3** non è verificata poiché rilevata, entro m 15.00 dal p.c. esistente, la presenza di una falda semifreatica principale drenante verso il sub-alveo del Fiume Chiascio.

Le **condizioni n. 4 e 5** non possono essere definitive a priori in quanto non sono state eseguite analisi granulometriche specifiche per i livelli in falda idrica a più elevata partecipazione sabbiosa e sabbioso-limoso (**livello An B3** dei Depositi Alluvionali Terrazzati antichi del Fiume Chiascio), anche la composizione granulometrica è stata comunque verificata durante l'esecuzione del sondaggio S.4.

**Per tutti i rimanenti livelli definiti e descritti in paragrafo 7.0, la costituzione granulometrica e/o litologica, congiunta all'assenza di falda idrica, esclude a priori la possibilità di liquefazione in fase sismica.**

Pertanto in base alle risultanze:

- delle prove penetrometriche CPT,
- delle caratteristiche litologiche dei terreni rilevati con i sondaggi geognostici,

per i terreni del **LIVELLO An B3** (sabbie limose) dei **Depositi alluvionali terrazzati antichi del Fiume Chiascio in falda idrica**, si è proceduto alla verifica a liquefazione per valutazione:

- del fattore di sicurezza,
- del rischio a liquefazione del deposito
- suscettibilità alla liquefazione del deposito;

la relazione di verifica (**Tavola B a fine relazione**) mostra che, nelle condizioni geologiche, idrogeologiche, geotecniche e di accelerazione sismica e magnitudo del terremoto di riferimento impostate nel situazione rilevata all'altezza del sondaggio S.4 e prova CPT.14, il fattore di stabilità  $F_s$  (utilizzando il metodo dell'EC8 1998, e di Robertson e Wride 1997) risulta sempre,

- con metodo dell'EC  $= (1.25)F_s = \frac{CRR}{CSR}$
- con metodo di Robertson e Wride modificato  $= IC > 2,6$ .

ovvero che **il deposito non è suscettibile o a rischio di liquefazione.**

8.2 - D.G.R. 226/2001 - STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DI DETTAGLIO

Ai fini della valutazione della suscettibilità all'amplificazione sismica locale dei terreni presenti nell'area in progetto di edificazione sono stati utilizzati i dati stratigrafici ed idrogeologici di dettaglio ricavati nella campagna di indagini geognostiche eseguite.

In **Allegato 3** vengono riportate le cartografie di base e di sintesi per la valutazione della SUSCETTIBILITA' ALL'AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE (ai sensi della Tabella 2 della D.G.R. 226/2001).

8.2.1 - CARTA GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E PIEZOMETRICA

Come visibile in **Allegato 3 Tavola A**, l'area in studio è caratterizzata, a livello geologico dalla presenza di:

**ant - Depositi colluviali e riporti (Olocene):** argille limose e limi sabbiosi marroni con clasti carbonatici, noduli torbosi e abbondanti resti di cotto color rosso-ocra (**riporti a colmamento di probabile antica paleo-valle**).

**ter - Depositi Colluviali (Olocene):** argille limose e limi sabbiosi marroni con clasti carbonatici e noduli torbosi.

**an - Depositi alluvionali antichi del Fiume Chiascio (Alluvioni terrazzate – Pleistocene Sup):**

**(al)** - depositi lenticolari prevalentemente argilloso-limosi con subordinati livelli limoso-sabbiosi;

**(sl)** - depositi lenticolari prevalentemente sabbioso-limosi con subordinati livelli argilloso-limosi e ghiaioso-sabbiosi.

**MAU4b - FORMAZIONE DELLA MARNOSO-ARENACEA UMBRA Membro di Bettona (Miocene):** arenarie in banchi potenti spesso plurimetrici, a volta amalgamati con strutture massive, con intercalato livello pelitico di potenza plurimetrica.

Nella carta è altresì evidenziata la presenza di probabili faglie dirette sepolte inattive e l'andamento della piezometria locale delle n. 2 falda idriche rilevate.

8.2.2 - CARTA LITOTECNICA

Le aree oggetto del presente studio, come visibile in **Allegato 3 Tavola B** sono caratterizzate dall'affioramento di terreni (Depositi Colluviali, Riporti e Depositi Alluvionali Antichi del Fiume Chiascio) a **copertura** del sottostante bed-rock (substrato).

I litotipi di copertura rilevati, sulla scorta delle caratteristiche litotecniche, possono essere riferiti alle seguenti categorie.

#### TERRENI DI COPERTURA

##### **L5 - materiali granulari sciolti o poco addensati:**

si riferiscono ai:

- **c** - depositi colluviali e riporti (**ant**) presenti nella fascia centrale dell'area indagata a prevalenza **argillo-limoso /limo-argillosa**,
- **b** - Depositi Alluvionali Antichi del Fiume Chiascio (**an – sl**) a prevalenza sabbioso-limoso.

##### **L6 - materiali coesivi normalconsolidati:**

si riferiscono ai,

- Depositi Colluviali (**ter**),
- Depositi Alluvionali Antichi del Fiume Chiascio (**an – al**) a prevalenza argilloso-limoso.

#### SUBSTRATO

I litotipi del substrato, sub-affioranti lungo il confine Sud ed Ovest dell'area in studio, possono essere riferiti, sulla scorta delle caratteristiche litotecniche, alla seguente categoria.

**L2B2 - materiali lapideo stratificato o costituito da alternanze di diversi Litotipi (senza predominanza di calcari o argilla):** si riferiscono ai litotipi della Formazione della Marnoso Arenacea Umbra (MAU4b) costituiti da banchi potenti spesso plurimetrici di arenarie, a volta amalgamati con strutture massive, con intercalato livello pelitico di potenza plurimetrica in stato di media fratturazione.

#### 8.2.3 - CARTA DELLE ZONE SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONE O INSTABILITA' DINAMICHE LOCALI

La condizione geologica, geomorfologica, idrogeologica e litotecnica definita previa esecuzione di indagini geognostiche, ha individuato per l'area in studio, le seguenti tipologie di situazioni e le corrispondenti classi di amplificazione sismica locale (**Allegato 3 - Tavola A**).

**E4 - Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti) (E4) dello spessore rilevato < 5 m.**

Si riferiscono ai Depositi colluviali e riporti individuati a colmamento di un'antica paleo-valle.

La definizione della CLASSE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA andrà valutata in fase esecutiva con indagini "ad HOC", in funzione:

- di eventuali opere di sbancamento da realizzare,
- del tipo di fondazione da realizzare,
- del previsto piano d'appoggio delle opere fondali.

**E9 - Zona di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche diverse (E9), cioè il contatto tra i litotipi semilapidei del Bedrock ed i terreni a copertura dello stesso.**

La definizione della CLASSE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA andrà valutata in fase esecutiva con indagini ad HOC in funzione:

- di eventuali opere di sbancamento da realizzare,
- del tipo di fondazione da realizzare,
- del previsto piano d'appoggio delle opere fondali.

**E7C $\alpha$  - Zona di fondovalle con presenza di terreni incoerenti di copertura (E7), cioè i Depositi Alluvionali Antichi del Fiume Chiascio (an - al) ed i Depositi Colluviali (ter), con litologia predominante limoso-argillosa (C), e spessore del deposito < 10 m ( $\alpha$ ).**

A tale situazione compete una amplificazione sismica locale pari alla **CLASSE B (amplificazione media)**.

**E7D $\beta$  - Zona di fondovalle con presenza di terreni incoerenti di copertura (E7), cioè i Depositi Alluvionali Antichi del Fiume Chiascio (an - sl) e con litologia predominante sabbioso-limosa (D), e spessore del depositi compreso tra 10-20 m ( $\beta$ ).**

A tale situazione compete una amplificazione sismica locale pari alla **CLASSE B (amplificazione media)**.

**ZONA CON BED-ROCK AFFIORANTE**, corrispondente all'area di

affioramento dei litotipi della Formazione Marnoso Arenacea Umbra (MAU4b).

A tale situazione compete una amplificazione sismica locale pari alla **CLASSE A (amplificazione bassa o nulla)**.

8.3 - D.M. 14 GENNAIO 2008

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, ai sensi delle NTC, vengono ora definite ESCLUSIVAMENTE le condizioni necessarie alla valutazione della risposta sismica locale in termini di amplificazione sismica (**Allegato 3 Tavola C**) con approccio **semplificato, nello stato attuale** in termini di:

- Categoria di sottosuolo (ai sensi della Tab. 3.2.II delle Nuove NTC)

Tabella 3.2.II - *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{L,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{L,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{L,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{L,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_r > 800$ m/s).

- Categoria topografica (ai sensi della Tab. 3.2.IV delle Nuove NTC)

Tabella 3.2.IV - *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per le verifiche agli Stati Limite:

- il periodo di riferimento dell'azione sismica di progetto,
- la definizione dei parametri sismici necessari al calcolo della pericolosità sismica di base e dell'input sismico specifico di ogni lotto ed opera strutturale da realizzare,

andranno invece definiti in fase esecutiva in funzione:

- delle specifiche coordinate geografiche,
- della vita nominale,
- classe d'uso,

delle opere da realizzare.

### 8.3.1 - CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

In funzione delle rilevate condizioni geologiche e litotecniche dei terreni presenti entro i primi m 30 dal p.c. nella zona da lottizzare, i terreni del sottosuolo sono riferibili alle seguenti categorie:

**CATEGORIA "A" - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s, strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m (zona campita in BIANCO).**

**CATEGORIA "E" - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento con  $V_s > 800$  m/s (zona campita in rigato diagonale ROSSO).**

### 8.3.2 - CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

considerata la configurazione morfologica semplice dell'area in studio (versante a debole pendenza, pendenza massima < 20% ovvero pari ad  $11,31^\circ$ ), tutta la zona a livello topografico è riferibile a:

**CATEGORIA "T1" - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media**  
 **$i \leq 15^\circ$**

## 9.0 - ZONING GEOLOGICO

Ai sensi della **D.G.R Umbria 3086/85** smi lo zoning geologico-tecnico eseguito ha permesso di suddividere l'area di studio, nello stato attuale, in n. 2 CLASSI FONDAMENTALI, il tutto come visibile a livello planimetrico in **Allegato 3 – Tavola 4**.

### 9.1 - ZONE EDIFICABILI – zone a rischio geologico nullo o trascurabile

Si riferiscono alle zone in cui è presente il bed-rock entro m 2.00 dal p.c. esistente con assenza di falda idrica sub-superficiale.

### 9.2 - ZONE CON EDIFICABILITA' CONDIZIONATA – zone a medio rischio geologico

Si riferiscono alle zone in cui è presente:

- bed-rock tra m 3.00-20.00 dal p.c. esistente,
- zona di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche diverse,
- presenza di spessori di terreni di copertura del bed-rock con caratteristiche litotecniche tali da determinare una media amplificazione sismica,

- presenza di terreni di fondazione particolarmente scadenti (**ant - Colluvioni e riporti** a colmamento di antica pelo-valle),
- presenza di falda idrica sub-superficiale.

## 10.0 - CONCLUSIONI

Le indagini geologico-tecniche eseguite permettono di individuare il sito come edificabile nel pieno rispetto delle prescrizioni ivi riportate.

Il sito è stabile nello stato attuale non soggetto:

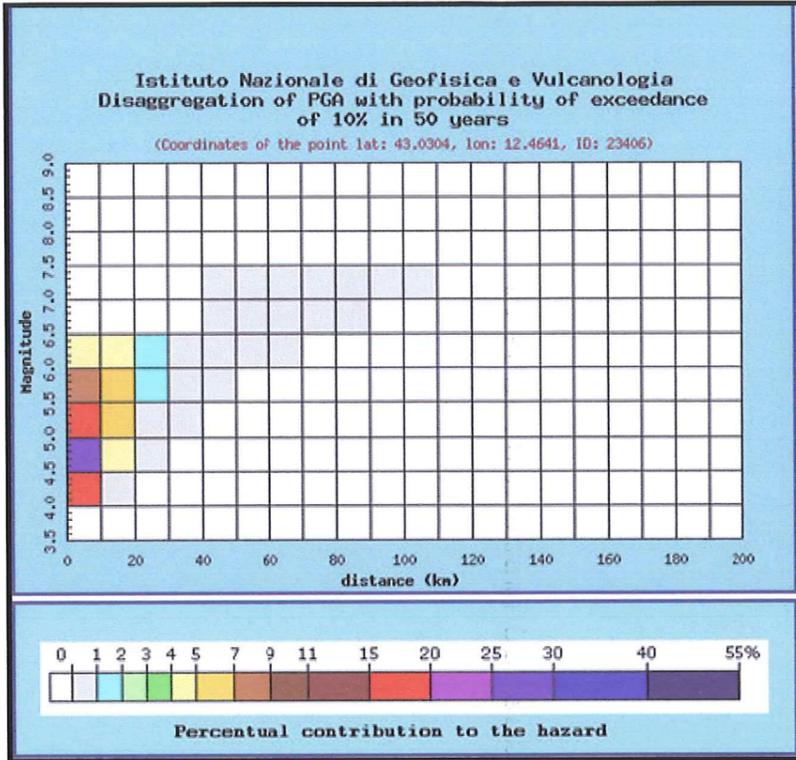
- a movimenti gravitativi in atto e/o latenti
- a fenomeni di esondazione e/o allagamento.

Si evidenzia che in fase esecutiva andranno effettuate ,per ogni singolo lotto e/o opere strutturale da realizzare, le specifiche relazioni geologiche e relazioni geotecniche ai sensi della specifica Normativa Nazionale (Nuove NTC '08) e regionale in materia.

ASSISI - Ottobre 2009

*Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI*





Disaggregation of PGA with probability of exceedance of 10% in 50 years  
(Coordinates of the point lat: 43.0304, lon: 12.4641, ID: 23406)

Distance in km	Magnitude										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	15.400	28.200	17.400	8.630	4.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.907	4.180	6.030	5.730	4.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.014	0.543	1.390	1.580	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.001	0.202	0.521	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.146	0.076	0.081	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.107	0.137	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.034	0.069	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.031	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Mean values		
Magnitude	Distance	Epsilon
5.130	8.110	1.130

### Interactive Seismic Hazard Maps

**Instruments**

- Back to the start map
- Redraw map
- Zoom In
- Zoom Out
- Recenter on the point
- Graph on the grid point
- Disaggregation graph

**Navigation**

Scale: (Allowed range: 50.000 - 7.909.000)  
Scale:

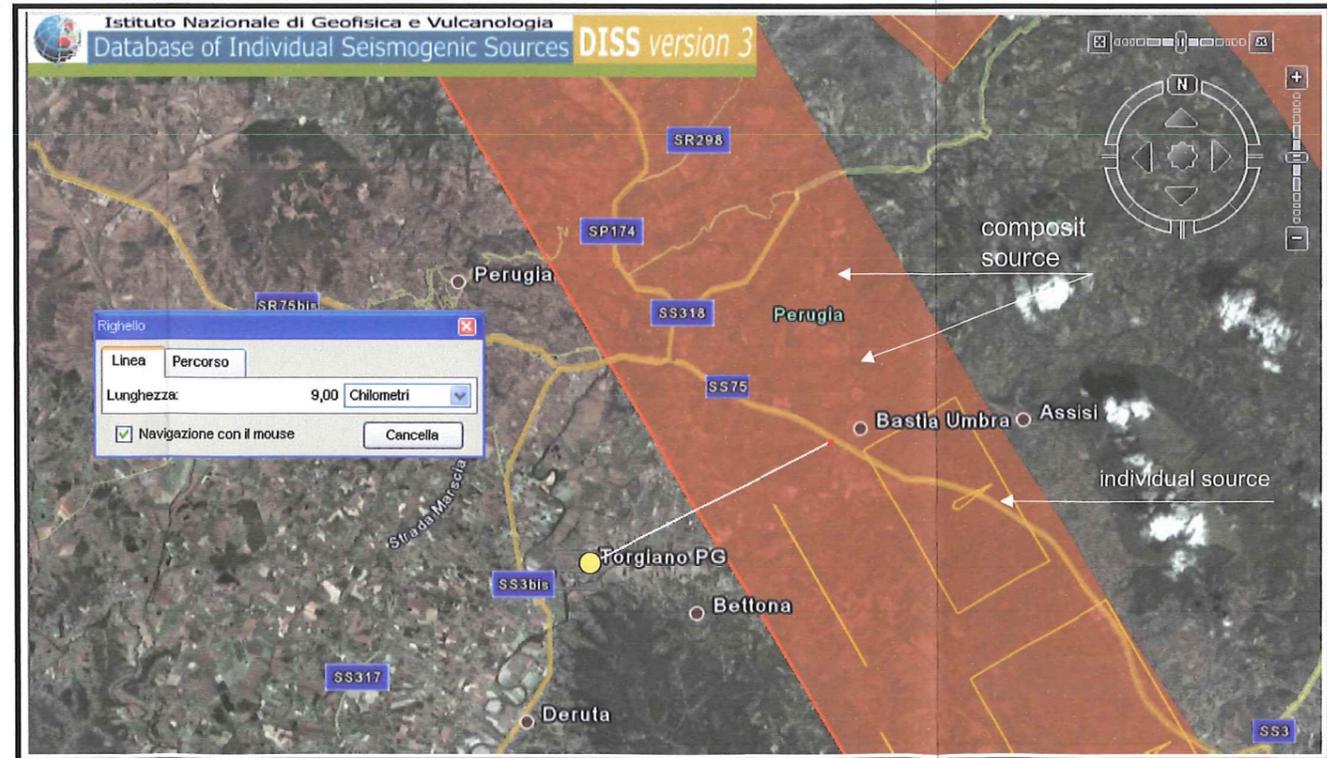
Coordinates of the map center  
Latitude:   
Longitude:

**Search Municipality**

The name   
contains:

**Map selection**

Show the grid points with the value of: Shaking parameter:  Probability in 50 years:  Percentile:  Spectral Period (sec):



**VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE - LIVELLO An B3**  
**Area indagini CPT.14 - S.4**

**METODO DI ROBERTSON E WRIDE MODIFICATO (1997)**  
**METODI BASATI SULL'EUROCODICE 8 (ENV 1998-5)**  
*basati su risultati prove CPT*

**Committente:** ORCIDI - BACCHI  
**Cantiere:** Comune di Torgiano (PG)  
**Località:** Ponte Rosciano, Foglio n. 7 – Particelle n. 975-2034-2035-2038

**METODI SEMPLIFICATI**

**1 - INTRODUZIONE**

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma sono:

- Metodo di Seed e Idriss (1982);
- Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**  
Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)  
+39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780  
mail: geolandpg@tiscali.it

- Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- Metodo di Finn (1985);
- Metodo di Cortè (1985);
- **Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);**
- Metodo di Andrus e Stokoe (1998);
- **Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);**
- Metodo basato sull'OPCM N. 3472 (2003).

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza  $z$  (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità  $z$  è dato da:

$$(1.1) \tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma z$$

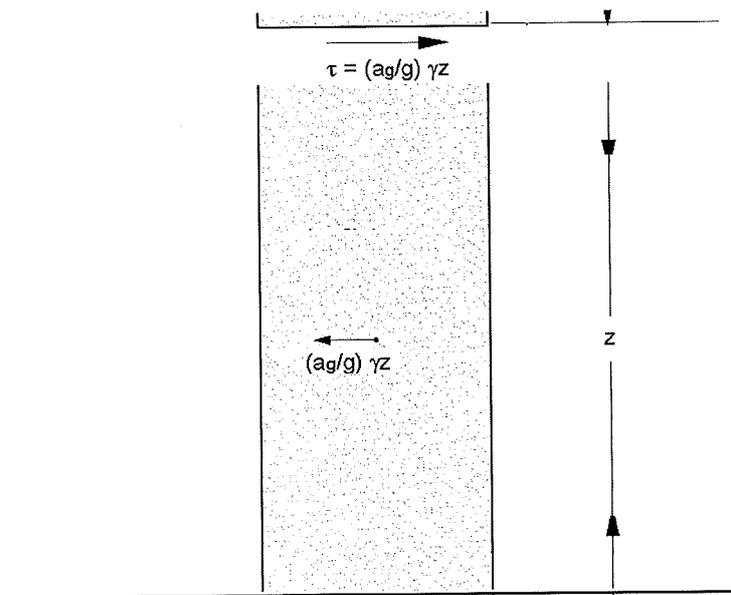
dove  $a_g$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\gamma$  il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo  $r_d$ . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio  $\tau_{av}$  anziché ad un valore massimo  $\tau_{\max}$  si ottiene:

$$(1.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$



**Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota**

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo  $r_d$  viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$(1.4) r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 2) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove  $N_m$  è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e  $C_N$  un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5}$$

dove  $\sigma'_{v0}$  è la pressione verticale effettiva,  $P_a$  la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di  $\sigma'_{v0}$  ed  $n$  un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 3).

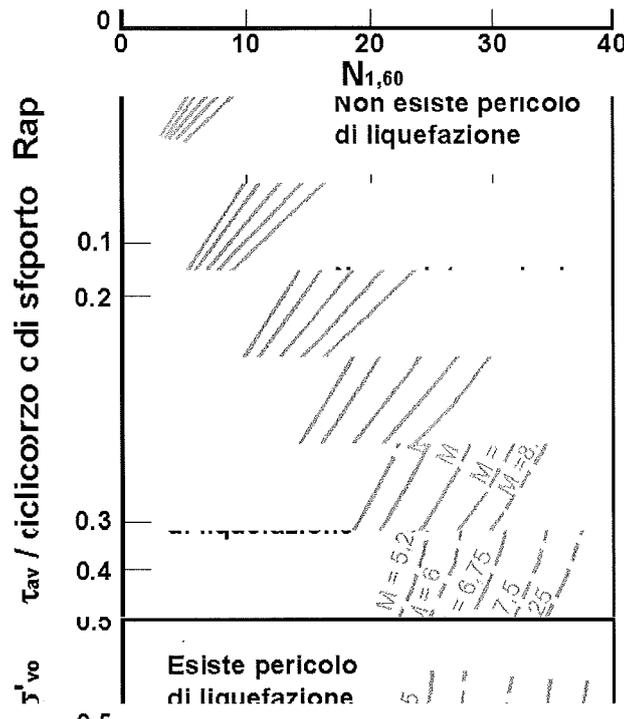


Figura 2 – Correlazione fra CSR e  $N_{1,60}$

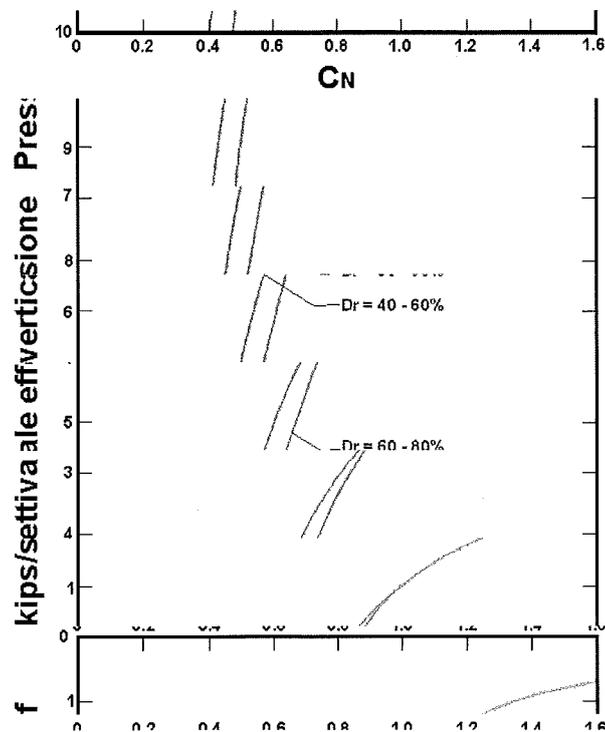


Figura 3 – Coefficiente correttivo  $C_N$

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$(1.7) \text{CRR} \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); se  $F_S > 1,3$  il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con  $D_{50} > 0,25$  mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di  $N_{1,60}$ :

$$(1.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

Il metodo si basa su due quantità: il **fattore di resistenza ( $F_S$ )** e l'**indice di liquefazione ( $I_L$ )**.  $F_S$  si ottiene mediante la (1.0) e quando  $F_S \leq 1$  lo strato di terreno è liquefacibile; mentre  $I_L$ , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione

$$(1.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0,5z$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2.

Il fattore correttivo  $r_d$  viene calcolato mediante la (1.4) e **MSF** come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.0) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left( \frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

- per terreni con  $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.1) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

dove  $D_{50}$  è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

Valori di $I_L$	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)

+39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780

mail: geolandpg@tiscali.it

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$(2.2) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo  $r_n$  funzione della magnitudo  $M$ .

$$(2.3) r_d = 0,1(M - 1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$(2.4) CRR = a C_r \left[ \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left( \frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$\Delta N_f = 0$  per sabbie pulite e  $\Delta N_f = 5$  per sabbie limose

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

$C_s$  è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di  $F_S > 1,5$  per le sabbie medio-sciolte e  $F_S > 1,3$  per le sabbie medio-dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo  $M$  e del numero dei colpi corretto  $N_{1,60}$ :

$$(2.5) CRR = \frac{N_{1,60}}{12,9 M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

- per terreni con  $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.6) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left( \frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

- per terreni con  $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.7) CRR = A \left\{ \left[ \frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \right\}$$

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)

+39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780

mail: geolandpg@tiscali.it

Il coefficiente **A** assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2).

Il 'metodo di Robertson e Wride' utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo  $I_C$  che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a) I_C = \left[ (3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata

$Pa$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $\sigma'_{vo}$

$f_s$  è l'attrito del manicotto

$n$  è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume  $n = 1$ , come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di  $I_C$  con la (2.8a).

Se  $I_C > 2,6$  il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se  $I_C \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_C$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ .

Se è ancora  $I_C \leq 2,6$ , significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece  $I_C > 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso.  $I_C$  deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo  $n = 0,75$ .

Calcolato  $I_C$ , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata  $q_c$  mediante la seguente espressione:

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_C$ .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove  $K_c$  dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$K_c = 0$	per $FC \leq 5$
$K_c = 0,0267(FC - 5)$	per $5 < FC \leq 35$
$K_c = 0,8$	per $FC > 35$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR<sub>7,5</sub>**) si calcola con le espressioni seguenti:

se  $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$(3.4) CRR = 0,833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05$$

se  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$(3.5) CRR = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente  $r_d$  è calcolato mediante la seguente procedura:

se  $z < 9,15$  m

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

se  $9,15 \leq z < 23$  m

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove  $z$  è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione ( $V_S$ ).

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$(3.7) V_{S1} = V_S \left( \frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$(3.8) CRR = 0,03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{S1})_{CS} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{CS}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$(V_{S1})_{CS} = 220$	per $FC \leq 5\%$
$220 < (V_{S1})_{CS} \leq 200$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$(V_{S1})_{CS} = 200$	per $FC > 35\%$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando  $a_g < 0,15$  e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza  $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(3.9) CSR = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 S (M ≤ 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$(4.0) CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(4.1) (N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove  $N_{1,60}$  è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice  $N_m$  (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \left( \frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4).

Tabella 4

Attrezzatura	$C_E$
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190 / FC^2)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

 Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)  
 +39 338 2940003

 tel/fax. +39 075 8003780  
 mail: geolandpg@tiscali.it

$$\begin{aligned} \beta &= 1,0 && \text{per } FC \leq 5\% \\ \beta &= [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1,2 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (**CPT**), i valori di resistenza alla punta misurati  $q_c$  devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato  $(N_{1,60})_{cs}$  dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8):

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (**OPCM n° 3274** del 20 marzo 2003) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se  $a_g S < 0,15g$  e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza  $N_{1,60} > 20$ ;
- frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} > 25$ .

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che *la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.*

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(4.4) CSR = 0,65 S \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove **S** è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categoria suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo  $r_d$  viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$(4.5b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left[ \left( \frac{z}{11,73} \right) + 5,133 \right]$$

$$(4.5c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left[ \left( \frac{z}{11,28} \right) + 5,142 \right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).  $K_{\sigma}$  è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_{\sigma} = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_{\sigma} = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove  $f$  è un parametro funzione di  $(N_{1,60})$  e  $\sigma'_{vo}$ .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$(4.6) \text{CRR} = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{cs}]^{1/3}} \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_{1,60})_{cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

dove  $(N_{1,60})_{cs}$  viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però  $N_{1,60}$  è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove  $C_N$  e  $C_E$  sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

$C_R$  è un fattore di correzione per la lunghezza  $L$  delle aste della prova pari a:

Tabella 6

L	$C_R$
$\leq 3$	0,75
$3 < L \leq 4$	0,80
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
$> 10$	1,00

$C_S$  è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard  $C_S$  è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard  $C_S$  è compreso fra 1,1 e 1,3

$C_B$  è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	$C_B$
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)

+39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780

mail: geolandpg@tiscali.it

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere  $F_S \leq 1,25$ .

La probabilità di liquefazione  $P_L$ , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_S}{0,72}\right)^{3,1}}$$

**2 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE**
**Dati generali**

Numero di strati = 4  
 Profondità della falda = 10,4 m  
 Magnitudo del sisma = 5,5  
 Accelerazione massima al suolo = 0,25

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Terreno vegetale	0	1,2	17,15	18	0	0	2000	100	0
2	Ant - Colluvioni e riporti	1,2	3	17,15	20,3	0	0	4627	204	0
3	An B2 - Argille limose	3	7,8	17,5	19,8	0	0	3495	200	0
4	An B3 - sabbie limose	7,8	12,8	17,5	19,5	0	0	5546	280	0

**Metodo di Robertson e Wride (1997)**  
**DEPOSITO NON LIQUEFACIBILE POICHE' IC > 2,6**  
**Risultati**

Correzione per la magnitudo (MSF) = 2,21

Verifica Nr.	Profondità (m)	Pressione litostatica (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta (KPa)	Attrito laterale (KPa)	Indice di compattamento	Correzione per la pressione litostatica efficace (KPa)	Resistenza alla punta corretta (KPa)	Coefficiente di riduzione (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normale (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	10,60	184,85	182,88	29,313	5,2228	2,787							NL		
2	10,80	188,75	184,82	28,985	5,2266	2,7907							NL		
3	11,00	192,65	186,76	28,663	5,2304	2,7944							NL		
4	11,20	196,55	188,70	28,348	5,2342	2,7981							NL		
5	11,40	200,45	190,64	28,039	5,238	2,8017							NL		
6	11,60	204,35	192,58	27,737	5,2418	2,8054							NL		

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)  
 +39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780  
 mail: geolandpg@tiscali.it

7	11,80	208,25	194,52 07	27,440 5	5,2457	2,809	NL
8	12,00	212,15	196,45 94	27,149 9	5,2495	2,8125	NL
9	12,20	216,05	198,39 8	26,864 9	5,2533	2,8161	NL
10	12,40	219,95	200,33 67	26,585 5	5,2572	2,8196	NL
11	12,60	223,85	202,27 54	26,311 4	5,261	2,8231	NL
12	12,80	227,75	204,21 4	26,042 5	5,2649	2,8265	NL

**EC8 (CPT) (1998)**

DEPOSITO NON LIQUEFACIBILE POICHE' FS &gt; 1,25

**Input dati**

Strato Nr.	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Indice di plasticità (%)	Tipo di suolo
1	0	0		E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali giacenti su un substrato più rigido con Vs30 >= 800 m/s
2	0	0		E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali giacenti su un substrato più rigido con Vs30 >= 800 m/s
3	30	45		E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali giacenti su un substrato più rigido con Vs30 >= 800 m/s
4	15	5		E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali giacenti su un substrato più rigido con Vs30 >= 800 m/s

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)

+39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780

mail: geolandpg@tiscali.it

**Risultati**

Correzione per la magnitudo (MSF) = 2,86

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Resistenza alla punta corretta qc1 (bar)	Coefficiente di riduzione (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normale (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Probabilità di liquefazione (%)
1	10,60	184,85	182,888	0,7394	68,4022	1,1457	0,1492	0,0919	1,62	NL	7,4891
2	10,80	188,75	184,827	0,7356	68,0507	1,1452	0,1485	0,0928	1,60	NL	7,7603
3	11,00	192,65	186,766	0,7317	67,6899	1,1446	0,1477	0,0938	1,58	NL	8,044
4	11,20	196,55	188,704	0,728	67,3476	1,1441	0,147	0,0947	1,55	NL	8,4947
5	11,40	200,45	190,643	0,7243	67,0053	1,1436	0,1462	0,0956	1,53	NL	8,8129
6	11,60	204,35	192,582	0,7206	66,663	1,143	0,1455	0,0965	1,51	NL	9,1463
7	11,80	208,25	194,520	0,717	66,33	1,1425	0,1448	0,0973	1,49	NL	9,4956
8	12,00	212,15	196,459	0,7135	66,0062	1,142	0,1441	0,0982	1,47	NL	9,8618
9	12,20	216,05	198,398	0,71	65,6824	1,1414	0,1434	0,099	1,45	NL	10,2458
10	12,40	219,95	200,336	0,7065	65,3586	1,1409	0,1427	0,0998	1,43	NL	10,6486
11	12,60	223,85	202,275	0,7031	65,0441	1,1404	0,142	0,1006	1,41	NL	11,0712
12	12,80	227,75	204,214	0,6998	64,7388	1,1398	0,1413	0,1014	1,39	NL	11,5148

**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**

Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)

+39 338 2940003

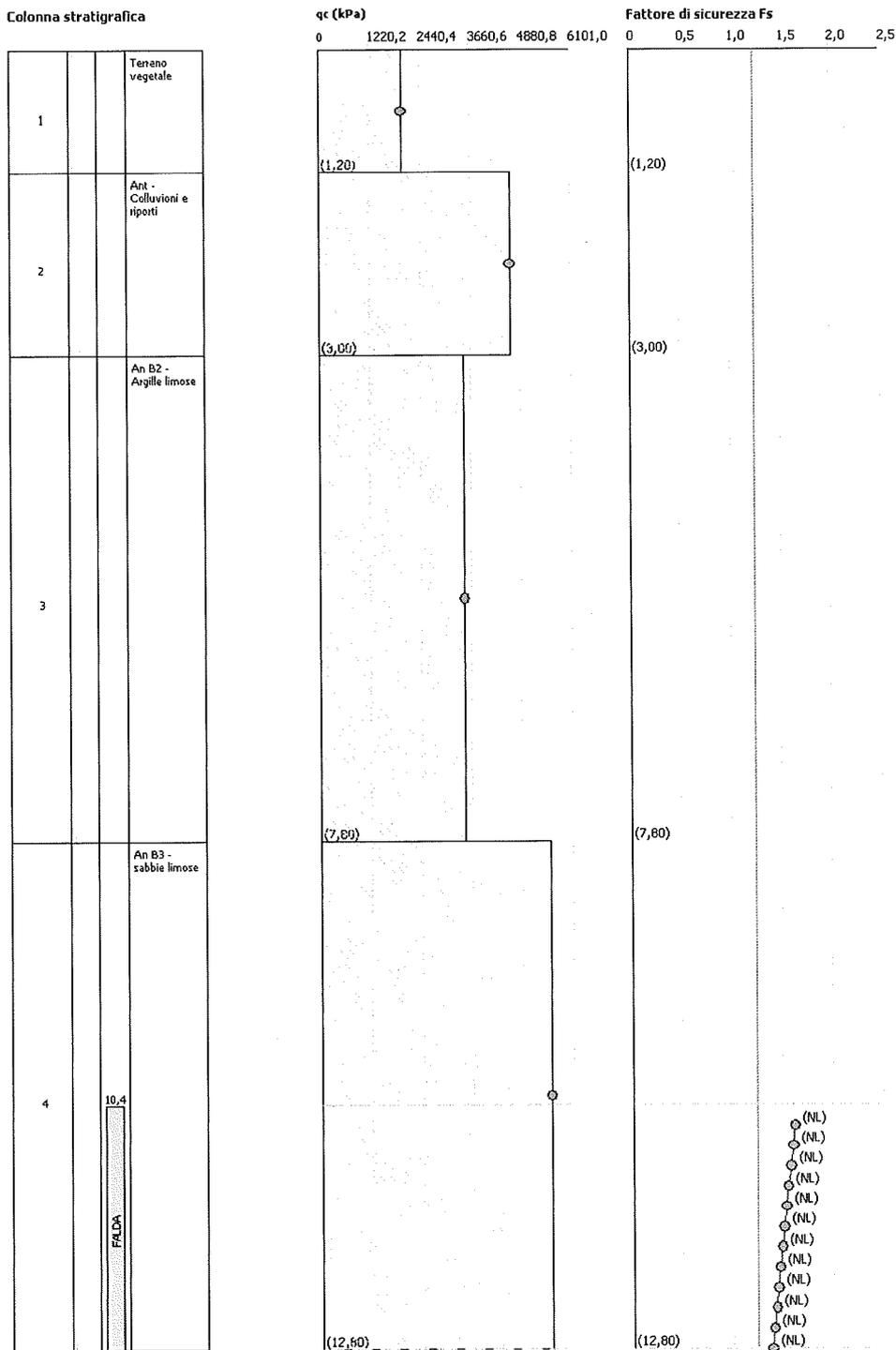
tel/fax. +39 075 8003780

mail: geolandpg@tiscali.it

Valutazione del rischio di liquefazione  
 Metodo di verifica: ECB (CPT)  
 Diagrammi: - qc - Fs

Committente: Orcidi - Bacchi  
 Località: Ponte Rosciano di Torgiano (PG)

Data:



**Dott. Geol. Giorgio PIAGNANI**  
 Via V. Veneto n. 6 - 06083 Bastia Umbra (PG)  
 +39 338 2940003

tel/fax. +39 075 8003780  
 mail: geolandpg@tiscali.it