

Città di MACERATA

Provincia di Macerata



PROGETTO COSTRUZIONE NUOVA STRADA P.R.G. LOTTIZZAZIONE PCL14 - VIA FONTE MAGGIORE

- 1. RELAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA**
- 2. RELAZIONE DI MODELLAZIONE SISMICA**
- 3. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI**
- 4. IPOTESI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

**[D.M. 14.01.2008 S.M.I. - PUNTI 6.2.1E 3.2 DELLE N.T.C.
PUNTO 6.2.2 DELLA CIRCOLARE N. 617 DEL C.S.LL.PP.]
[D.P.R. 328/01 - art. 41 comma 1 lettera E]**

**RICHIEDENTI:
Edilquark S.r.l.
(MA.VE. S.r.l.)**

Geologo Specialista (Albo Sezione A)

Dr. Fabio ROSSI
ORDINE DEI GEOLOGI DELLE MARCHE

MACERATA, MARZO 2010

INDICE

I. PREMESSA E PRASSI D'INDAGINE	4
II. UBICAZIONE.....	5
III. VITA NOMINALE - CLASSE D'USO – PERIODO DI RIFERIMENTO	5

PARTE PRIMA: RELAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

1. NOTE DI GEOLOGIA.....	6
2. TOPOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA.....	6
3. LITOLOGIA E MECCANICA TERRENI (VALORI MEDI F_M).....	9

PARTE SECONDA: RELAZIONE DI MODELLAZIONE SISMICA

4. AZIONE SISMICA (DINT 14.09.2005 SS.MM.II.).....	11
4.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO.....	11
5. VALORI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	12
5.1 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	13
5.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	13
6. ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE	14
6.1 METODO D.M. 14 GENNAIO 2008.....	14
6.2 MICROZONAZIONE ANALITICA	15
6.2.1 METODO DI MEDNEDEV	15
6.2.2 METODO DI MIDORIKAWA (MODIFICATO).....	16
6.3 ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE (MEDIA PONDERATA).....	17

PARTE TERZA: RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

7. PREMESSA	18
8. GEOMECCANICA LITOTIPI: PARAMETRI CARATTERISTICI (F_k).....	18
9. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DINAMICA.....	19
10. ADDENSAMENTO DINAMICO TERRENO SOTTO CARICO CICLICO.....	22

PARTE QUARTA: IPOTESI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

11. PREMESSA	24
12. ANALISI STABILITÀ DI VERSANTE.....	24
12.1 premessa	24
12.2 normativa.....	25
12.3 procedura.....	26
12.4 PENDIO INDEFINITO.....	26
11.4.1 pendio in condizioni statiche.....	26
12.4.2 pendio in condizioni sismiche	27
12.4.3 commento alle verifiche di stabilità in condizioni naturali	27
12.5 PENDIO FINITO.....	28
12.5.1 metodo di Bishop.....	28
12.5.2 metodo di Morgenstern, Price & Chen.....	29
12.4.3 commento alle verifiche di stabilità in condizioni di progetto	30

13. ALTEZZA MASSIMA RILEVATO STRADALE.....	31
13.1 premessa	31
13.2 stima altezza critica (Hc).....	31
14.1 VERIFICHE SICUREZZA FONDAZIONE SUPERFICIALE (STATO LIMITE ULTIMO).....	32
14.1.1 COMPUTO AGLI SLU	33
14.1.2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO STATICO.....	34
14.1 PREVISIONE DEI CEDIMENTI DEL RILEVATO	34
14.3.1 ANALISI DI PROGETTO DEI CEDIMENTI.....	35
15. ANALISI DI PROGETTO	36
16. PROGETTAZIONE GEOTECNICA	38

ALLEGATI

- Allegato 1: modello calcolo parametri geotecnici caratteristici (Fk)
- Allegato 2: modello calcolo parametri Stati Limite Sisma
- Allegato 2a: modello di microzonazione analitica: metodo Medvedev
- Allegato 3: stralcio P.A.I.
- Allegato 4: Modello calcolo altezza critica rilevato
- Allegato 5: Planimetria progettuale
- Allegato 6: Planimetria stradale
- Allegato 7: Slope Stability (indefinito e finito)
- Allegato 8: modello calcolo resistenza Rd fondazione superficiale e Coefficiente di Winkler
- Allegato 9: modello calcolo cedimenti
- Logs test penetrometrici DPH
- Stratigrafie saggi geognostici SG e SGr
- Sezioni geologiche interpretative A-B e da 1-1 a 9-9
- Documentazione fotografica

I. PREMESSA E PRASSI D'INDAGINE

*Su incarico della Edilquark S.r.l. (MA.VE. S.r.l.), nella presente relazione sono esposti i risultati relativi la **Relazione Geologica**, la **Relazione di Modellazione sismica** e la **Relazione geotecnica sulle indagini per il Progetto di Realizzazione Nuova Strada da P.R.G. nell'ambito della lottizzazione PCL14 di via Fonte maggiore nel Comune di Macerata.***

L'intero lavoro è stato redatto in conformità con quanto previsto da:

- *D.M. 14 gennaio 2008 Testo Unitario Norme Tecniche per le Costruzioni per programmi e progetti edilizi in zona sismica 2.*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.*
- *Eurocodice n. 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).*
- *Eurocodici 7.1 (1997), 7.2 (2002) e 7.3 (2002).*

nella quali il valori di $A(g)$, accelerazione orizzontale al suolo espressa come frazione della accelerazione di gravità (g) risulta pari a:

ZONA	$A(g)$ d'ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche)	$A(g)$ con probabilità di superamento della soglia pari al 10% in 50 anni
2	0,25	0,15÷0,25

All'uopo è stata adottata la seguente metodologia d'indagine:

1. *ricerca dei dati disponibili (indagini geologiche da progetto esecutivo effettuate in lotti limitrofi o geologicamente correlabili, cartografie e relazioni geologico tecniche della I e II Fase del P.R.G. adeguato al P.P.A.R. L.R. 26/87 e prescrizioni di rischio tratteggiate dall'Autorità di Bacino Regionale nel P.A.I. e dalla Provincia di Macerata nel P.T.C.);*
2. *rilievo geologico, geomorfologico ed idrogeologico di dettaglio dell'area in oggetto e di influenza adiacenti;*
3. *studio reologico del terreno mediante l'esecuzione di nn. 3 (TRE) prove penetrometriche dinamiche continue pesanti stabilizzate ad espansione laterale libera DPH (ELL), di definizione geotecnica e verifica meccanica dei litotipi riscontrati (Cfr. Allegati 5 e 6: Planimetria generale e Planimetria tracciato stradale per l'esatto posizionamento del test).*

4. *esplorazione geognostica del sottosuolo tramite il riscontro oggettivo da nn. 4 (quattro) saggi geognostici (SG) eseguiti con macchina a distruzione di nucleo a secco da 600 mm (Cfr. Allegati 5 e 6: Planimetria generale e Planimetria tracciato stradale per l'esatto posizionamento del test), nonché lo sfruttamento di nn. 4 saggi geognostici reperiti a rotazione di medio e piccolo diametro di cui attrezzato a piezometro.*

II. UBICAZIONE

Cartograficamente l'area in studio ricade nell'ortofotocarta, scala 1.10.000, sezione CTR n. 303060.

III. VITA NOMINALE - CLASSE D'USO - PERIODO DI RIFERIMENTO

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

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale (Vn) anni
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute ed importanza normale	≥ 50
3	Gradi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni ed importanza strategica	≥ 100

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento "VR". Il periodo di riferimento si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale "VN" per il coefficiente d'uso "CU" delle classi di uso in presenza di azioni sismiche, da cui:

$$V_R = V_N \times C_U$$

CLASSI DI USO	I	II	III	IV
	Persone occasionali	Normali affollamenti	Affollamenti significativi	Funzioni pubbliche
COEFFICIENTE "CU"	0,7	1,0	1,5	2,0

Per il manufatto in oggetto il **periodo di riferimento** per l'azione sismica assume il valore minimo di:

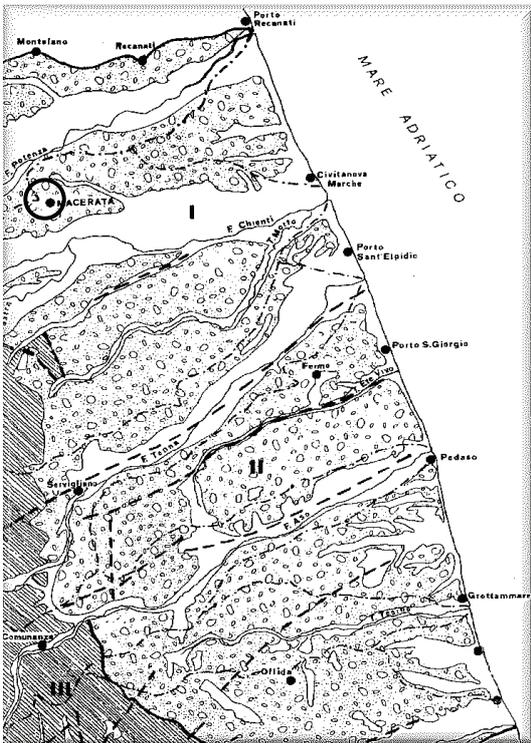
$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ (anni)}$$

■ **Poiché trattasi di una "nuova" opera**, le verifiche agli SLU, secondo le disposizioni di cui ai punti 3, 7, 9 e relativi sottopunti del D.M. 14.01.2008 s.m.i., devono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

PARTE PRIMA: RELAZIONE e MODELLAZIONE GEOLOGICA

SCHEMA GEOLOGICO

- I) ALLUVIONI ATTUALI, RECENTI E TERRAZZATE. DEPOSITI FLUVIALI E LACUSTRI, DETRITI DI FALDA E FRANA (o-locene - pleistocene inferiore)
- II) ARENARIE, SABBIE E CONGLOMERATI (pleistocene inferiore - pliocene medio)
- III) DEPOSITI TORBIDITICI ARENACEI, ARENACEO PELITICI E PELITICO ARENACEI, EVAPORITICI, LAGUNARI, ARGILLOSI E BITUMINOSI (miocene medio - oligocene).



1. NOTE DI GEOLOGIA

I sedimenti di substrato che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono riconducibili a due distinte unità geolitologiche.

La prima, rilevabile nella parte apicale (zona di progetto), è rappresentata dai termini di chiusura del ciclo sedimentario marino pleistocenico, delineato, tra i fiumi Musone ed Ete Vivo, da sabbie monogranulari medio fini con livelli addensati, passanti repentinamente ad un'unità sabbiose cementate, arenacee e conglomeratiche, con assiomatiche variazioni laterali e verticali. L'ambiente deposizionale tipico è quello di spiaggia sottomarina.

La seconda, rappresentata dalle peliti, è composta da argille marnose e argille sabbiose in strati sottili sovente alterati, la cui sedimentazione è avvenuta in ambiente marino di bassa profondità (pleistocene).

Il substrato è costantemente mascherato, specie quello pelitico e nei versanti a franapoggio, da una coltre limoso sabbiosa argillosa ricca di concrezioni e pezzame arenaceo, con spessore discontinuo, spesso notevole, e prodotto dell'alterazione chimico-fisica del substrato medesimo e del ruscellamento superficiale.

L'assetto strutturale di superficie è dato un blando piegamento nell'ambito di un generale andamento monoclinico con immersione verso l'Adriatico.

2. TOPOGRAFIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

2.1 Topografia e Geomorfologia. L'area sede del progetto stradale (Cfr. All. 4: Planimetria progettuale), è posizionata lungo la sezione medio-apicale di un versante di forma concava-ellittica esposto a nord, che degrada nel tratto di progetto con pendenza significativa ($\approx 15^\circ$) verso uno dei tanti corsi d'acqua minore che incidono la locale successione stratigrafica plio-pleistocenica.

Le altitudini naturali del terreno intercettano la quota di 261 metri s.l.m. nella sezione più elevata e di 249 metri s.l.m. nella sezione più bassa. Quelle di progetto variano invece da 261 metri s.l.m. (sezione alta) a 251,45 metri s.l.m. (sezione bassa), con un dislivello di 11 m allo stato naturale e di 9,55 m nello stato di progetto (Cfr. Allegati 4, 5 e Sezione geologica interpretativa A-B).

Nel complesso il tratto di pendice in intervento mantiene la tipica morfologia e fisionomia del medio rilievo collinare marchigiano interno (avanfossa peradriatica), con deboli ondulazioni nell'ambito di pendenze differenziate, lineamenti che si ripetono in altri tratti del versante relazionati.

La cartografia clivometrica e geomorfologica da P.R.G. adeguata al P.P.A.R. della 1° e 2° fase (scala 1:2.000 e 1:5.000) non accerta l'esistenza nell'ambito della microzona progettuale di situazioni d'instabilità. L'esame delle foto aeree, il rilievo geomorfologico di dettaglio e le indagini geomeccaniche condotte nel sito hanno confermato simili osservazioni, non consentendo allo stato attuale ed in condizioni statiche l'identificazione di forme e/o processi di natura polimorfa, quiescenti e/o in atto, che possano pregiudicare le ordinarie condizioni d'equilibrio.

Simili rilievi sono confermati nel P.A.I., dove non sono segnalate e/o cartografate forme di rischio geomorfologico ed idrogeologico nell'immediato intorno dell'area di progetto [Cfr. Allegato 3: Stralcio Tavola Rischio P.A.I. Sezione "RI 45b"].

Si rappresenta che a valle dell'area di progetto, specificatamente nel tratto esposto ad nord-ovest, la cartografia P.A.I. marca una forma gravitativa con la sigla: F19-0665 con classificazione P1-R1 di soliflusso. Sebbene ancora cartografata, si rappresenta che la stessa è stata consolidata tramite interventi di drenaggio ipoprofondo realizzati con i fondi FIO negli anni novanta.

Tali osservazioni assentono a ritenere l'area libera da problemi d'instabilità geomorfologica.

2.2 Idrogeologia. L'idrologia dell'area è caratterizzata e condizionata dalla presenza del fosso minore che tende a raccogliere le acque superficiali e di prima infiltrazione. Esso scorre parzialmente canalizzato nel tratto in esame e con un andamento sostanzialmente ortogonale S-N.

Misurazioni dei livelli freatici eseguiti in 3 campagne geognostiche differenziate:

- 1990 (per il consolidamento del versante a valle)
- 1998 (lavoro privato)
- 2006 (per la variante al P.R.G.)
- 2010 (per il progetto corrente)

hanno consentito di ravvisare presenza di falde acquifere di contatto all'interno della litofacies sabbiosa della formazione (litotipo C). Trattasi per lo più di falde impilate e sospese di medi rilevanza.

Si rappresenta, inoltre, che una certa circolazione idrica casuale e priva di spazialità è ravvisabile anche nella coltre eluvio-colluviale (litotipo B), specie durante i periodi di intense e forti piogge. Ciò è segnalato dalle presenza di concrezioni calcitiche sotto forma di acinuli eterometrici che segnala, appunto, come in condizioni meteorologiche avverse si possa instaurare nei depositi suddetti una discreta circolazione idrica epidermica, comunque sanabile tramite adeguato drenaggio superficiale.

Le venute idriche sono state marcate a partire da una profondità media sul p.c. relativo di poco superiore a **-6.00 m**, proprio al contatto con la formazione alterata in posto (litotipo C1), la cui tessitura e mineralogia facilita l'assorbimento di acqua con saturazione dei pori.

Nel dettaglio si evidenzia che le venute idriche (falde sospese) sono state marcate nei seguenti saggi geognostici e test geotecnici:

CAMPAGNA GEOGNOSTICA	PRESENZA DI ACQUA	ASSENZA DI ACQUA
1990	SGr-1	SGr-6, SGr-8 e SGr-12
1998	-	SGr-6, SGr-8 e SGr-12
2006	SGr-P1, SGr-P2 e SGr-I2	SGr-I1
2010	SGe-1, SGe-2, DPH-1 e DPH-2	SGe-3, SGe-4 e DPH-3

Si rimarca che le campagne geognostiche di indagine del 1998, 2006 e 2010 sono state tutte eseguite rispettivamente a novembre 1998, febbraio 2006 e marzo 2010, statisticamente caratterizzati da un livello idrometrico medio alto, avvalorato dai ripetuti acquazzoni che hanno contrassegnato il lasso di tempo di riferimento (febbraio-marzo 2010): è pertanto ipotizzabile che il livello freatico postulato sia quello di escursione massima della falda.

La completezza dei riscontri ha consentito di definire e trasportare su base cartografica il probabile andamento spaziale (in giallo) e relativo riscontro della falda idrica nell'ambito dell'area di progetto PCL14 (Cfr. Allegato 5 - Planimetria progettuale).

Di siffatta specificità idrogeologica, che rappresenta un parametro importante per la stabilità dell'intera area nonché per le opere di urbanizzazione e la costruzione dei fabbricati civili, si terrà naturalmente conto nelle verifiche tecniche dei paragrafi seguenti.

3. LITOLOGIA E GEOMECCANICA TERRENI (PARAMETRI MEDI: Fm)

Le puntuali indagini effettuate sul terreno hanno consentito di accertare differenti litologie, distinte per qualità mineralogiche, tessiturali, granulometriche e geomeccaniche. La tassonomia geologico-tecnica dei litotipi rilevati, così come la parametrizzazione geotecnica media (fm), è stata definita come segue (*dal p.c. verso il basso*):

LEGENDA TABELLE

- F_s = R/T RATIO-STRESS o coefficiente di suscettibilità alla liquefazione. Rapporto tra la resistenza alla liquefazione del deposito sciolto e lo sforzo dinamico di taglio normalizzato in sisma alle quote di calcolo: per $F_s > 1.30 \div 1.50$ (il deposito è non liquefacibile).
- OCR = rapporto di sovraconsolidazione nei terreni coesivi (stima da Nsp): < 1 (NC); $1 \div 4$ (LC); > 4 (SC).
- K_0 = coefficiente di quiete, o di spinta a riposo: $K_0 < 1.0$ per terreni NC o LC.
- ν = modulo di Poisson
- G_0 = modulo di taglio o di scorrimento dinamico (stima da Nsp).
- Nsp = standardizzazione del penetrometro adottato all'Nsp.
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio S alla profondità di rilievo del litotipo
- C_u = coesione non drenata.
- C' = coesione drenata a lungo termine (stima da Nsp).
- φ = angolo di attrito interno effettivo.
- φ' = angolo di attrito efficace o di taglio a lungo termine.

▪ **Litotipo di VEGETALE e RIPORTO (A).** È composto da materiale eterogeneo di colore brunastro, terroso in matrice limosa argillosa con frustoli e resti vegetali, inglobante nella sezione di monte (a partire circa da DPH-3 a salire di quota verso via Fonte Maggiore) frammenti di natura polimorfa e pezzame grossolano che ne alterano il range geotecnico. Lo spessore varia da 0,60 m a di poco superiore ad 1,0 metro (Cfr. Sezioni geologiche allegate, Logs test penetrometrici DPH e stratigrafie saggi a distruzione SG). *Scadenti e/o non significative le qualità geotecniche.*

TIPOLOGIA DEPOSITO: COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE (B)

▪ **LITOTIPO LIMOSO ARGILLOSO SABBIOSO (B).** L'unità di copertura "B" è composta da limi eterogenei destrutturati (privo di struttura e tessitura interni), di colore marrone (da chiro a brunastro) in amalgama ad argille lamellari grigiastre ed endemiche sabbie ocra ossidate. Da rare a diffuse le concrezioni calcitiche in forma di grumi rappresi, mentre lo stato di consistenza è variabile come il grado di umidità naturale. L'unità, sostanzialmente uniforme, è stata rilevata lungo tutto il versante relazionato, con potenza significativa e probabilmente crescente da valle (circa 6,0 m) a monte (circa 8,0 m), sebbene data la sua natura caotica e rimaneggiata è sottesa a variabilità laterale. *Modeste le qualità reologiche e geotecniche.*

Litotipo LIMOSO ARGILLOSO SABBIOSO - litotipo (B)

PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ (G/CM ³)	OCR (-)	ν (-)	C_u (KG/CM ²)	E_D (KG/CM ²)	(-)
1,79÷1,81	1,24÷1,73	0,40	0,38÷0,41	39÷41	3,6÷3,9
COESIONE DRENATA	LIQUEFACIBILITÀ	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE	MODULO DI TAGLIO	VELOCITÀ ONDE S
C' (KG/CM ²)	F_s (-)	K_0 (-)	φ' (°)	G_0 (KG/CM ²)	V_s (M/SEC)
0,08	1,83÷2,02	0,53	20,8÷21,2	250÷272	133÷140

TIPOLOGIA DEPOSITO: SUBSTRATO (C)

▪ **Litotipo ARGILLOSO LIMOSO - SUBSTRATO ALTERATO - (C1).** L'unità C1 è costituita da argille siltose con intercalazioni sabbiose, da medie a consistenti, maculate, screziate, diffusamente alterate, con le argille ed i limi amalgamati nella parte apicale del corpo sedimentario. L'unità è stata rilevata con potenza variabile da 1,0 a 3,0 metri. Più che discrete le qualità reologiche e geomeccaniche.

Litotipo ARGILLOSO LIMOSO - substrato alterato - litotipo (C1)					
PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ (G/CMQ)	OCR (-)	ν (-)	CU (KG/CMQ)	ED (KG/CMQ)	(-)
1,90÷19,4	1,16÷1,56	0,36	0,90÷1,24	73÷94	9,8÷13,5
COESIONE DRENATA	LIQUEFACIBILITÀ	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE	MODULO DI TAGLIO	VELOCITÀ ONDE S
C' (KG/CMQ)	Fs (-)	Ko (-)	ϕ' (°)	Go (KG/CMQ)	Vs (M/SEC)
0,18÷0,25	3,82÷5,04	0,48	23,7÷25,0	541÷695	191÷215

▪ **Litotipo ARGILLOSO MARNOSO - substrato integro - (C2).** Il litotipo C2 è costituito da argille marnoso siltose grigio azzurre integre e consistenti, da stratificate con incidentali livelli sabbiosi ocracei nella parte sommitale con rapporto S/A < 1, passanti ad argille sabbiose amalgamate con rapporto S/A > 1 nelle parti alte del versante (SGe-4, DPH-3). Medio il grado di sovraconsolidazione (OCR) del materiale, tendente ad amplificarsi con la profondità concordemente all'incremento dello stato di consistenza del terreno. La giacitura dell'unità è pressoché sub-orizzontale ed a traverso-poggio (Cfr. Sezioni geologiche A-B e da 1-1 a 9-9 allegate) mentre il suo spessore non è definibile. Efficaci le qualità reologiche e geomeccaniche.

Litotipo ARGILLOSO MARNOSO - substrato integro - litotipo (C2)					
PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ (G/CMQ)	OCR (-)	ν (-)	CU (KG/CMQ)	ED (KG/CMQ)	(-)
1,98÷2,01	1,51÷1,80	0,34	1,74÷1,94	124÷140	19,4÷21,5
COESIONE DRENATA	LIQUEFACIBILITÀ	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE	MODULO DI TAGLIO	VELOCITÀ ONDE S
C' (KG/CMQ)	Fs (-)	Ko (-)	ϕ' (°)	Go (KG/CMQ)	Vs (M/SEC)
0,35÷0,39	6,46÷9,57	0,45	26,6÷27,2	928÷1012	248÷260

PARTE SECONDA: RELAZIONE DI MODELLAZIONE SISMICA

4. AZIONE SISMICA (DMIT 14.09.2005 ss.mm.ii.)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (T.U. Norme tecniche per costruzioni in zone sismiche), si è provveduto alla caratterizzazione delle diverse categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, a partire dal piano di posa, tramite il discriminare delle differenti "Vs". Di seguito sono ricapitolati i valori prossimali delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio "Vs" per i vari litotipi rilevati, restituiti nel Prg. 3.

LITOTIPO di riferimento	DPH-1	DPH-2	DPH-3	Velocità onde di taglio (Vs) (m/sec)			
	Spessore (m)	Spessore (m)	Spessore (m)	"Vsc" DPH-1	"Vsc" DPH-2	"Vsc" DPH-3	
litotipo (B)	6,90	6,00	7,80	136	133	140	
litotipo (C1) - substrato alterato	2,50	2,00	1,20	215	207	191	
litotipo (C2) - substrato integro	7,00	7,00	7,00	249	260	248	
litotipo (D) - substrato di fondo	13,6	15,0	14,0	400	400	400	
Velocità media: Vs(30)	30.0	30.0	30.0	241	252	240	
Velocità mediata: Vs(30)	30.0			244			

- **Vsc** (m/sec). Velocità ponderale di propagazione delle onde di taglio S negli strati di copertura
- **Vs30** (m/sec). Velocità ponderale di propagazione delle onde di taglio S mediata nei primi 30 m di profondità nel sottosuolo

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}}$$

4.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO

Per classificare un sito da un punto di vista sismico è necessario conoscere le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo dell'area indagata. In particolare devono essere noti:

1. il numero e lo spessore degli strati di copertura, cioè dei livelli sovrastanti il *bedrock* o il *bedrock-like*, intendendo con questi termini l'eventuale substrato roccioso (*bedrock*) o uno strato sciolto (*bedrock-like*) con velocità delle onde S nettamente maggiori ai livelli sovrastanti (in genere Vs > 500 m/s);
2. la velocità delle onde S negli strati di copertura;

La caratterizzazione può essere effettuata, utilizzando prove penetrometriche dinamiche o statiche conformabili all'SPT o attraverso la sismica a rifrazione.

L'Ordinanza della P.C.M. n. 3274 del 25 marzo 2003 ed il D.M. 14.01.2008 ss.mm.ii, aggiornano la normativa sismica vigente con l'attribuzione alle diverse località del territorio nazionale di un valore di scuotimento sismico di riferimento espresso in termini d'incremento dell'accelerazione al suolo e propone una classificazione di un *sito* basata sulle tipologie di suolo del profilo stratigrafico che vengono individuate in relazione ai parametri di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_{s30}) mediate sui primi 30 metri di terreno, ovvero sulla base dei valori NSPT.

Tali tipologie sono:

- A.** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{s30} maggiori di 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m;
- B.** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà geomeccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s;
- C.** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s;
- D.** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} minori di 180 m/s;
- E.** *Terreni di sottosuolo di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti su substrato di riferimento* (con $V_{s30} > 800$ m/s).

Per le suddette 5 categorie di sottosuolo le azioni sismiche sono definite dal D.M. 14.01.2008 attraverso opportuni coefficienti da utilizzare per la determinazione degli spettri di risposta. In particolare in base alla categoria di sottosuolo si definiscono i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c , che per sottosuolo di categoria A valgono 1, mentre per le altre categorie si calcolano in funzione dei parametri forniti in base alle coordinate geografiche del sito (A_g , F_0 e TC^*).

- S1.** Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} minori di 100 m/s, che includono uno strato di almeno 8,0 m di terreni a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3,0 m di torba o di argille organiche;
- S2.** Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Il fenomeno d'amplificazione sismica si accentua al decrescere di "Vs" alla medesima profondità.

In relazione alle puntuali indagini effettuate sul terreno, secondo la parametrizzazione del Capitolo 5, con una velocità mediata delle onde di taglio pari a: $V_s = 244$ m/sec, discerniamo una tipologia di suolo: "C".

5. VALORI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

L'ordinanza della P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006 ss.mm.ii., nell'allegato "b", definisce i valori standard di salvaguardia $A(g)$ (SLV) e relative variabili: operatività (SLO), danno (SLD) e collasso (SLC) calcolati su griglia con passo $0,02^\circ$, in relazione alle coordinate geografiche dell'area di riferimento (latitudine e longitudine) su base in scala 1:10.000.

Di seguito è restituito il valori specifico standard per il “sito di progetto” nella sezione più esposta (Cfr. Allegato n. 2: Computo parametri Stati Limite Sisma):

Edificio	Longitudine	Latitudine	operatività (SLO)	danno (SLD)	salvaguardia (SLV)	collasso (SLC)
MA.VE. S.r.l.	13.4564	43.3026	0,054	0,068	<u>0,181</u>	0,238

5.1 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA. Il D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i. prevede che nei siti suscettibili di amplificazione topografica venga introdotto un coefficiente moltiplicativo ($F_T \geq 1$) per l'accelerazione massima orizzontale di progetto, che tenga conto di siffatta caratteristica morfologica.

Il coefficiente di amplificazione topografica, funzione dell'inclinazione del versante, può esser ricavato mediante la seguente equazione empirica ottenuta interpolando i valori di F_T indicati nel D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i. (con “ α ” inclinazione MEDIA del pendio):

$$S_t = e^{(0,70 \times \tan \alpha)}$$

Per l'area di progetto, con “ α ” (MEDIO) = 15° gradi, abbiamo:

S_t
1,21

5.2 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA. Il D.M. 14.01.2008 s.m.i. prevede che nei siti suscettibili di amplificazione stratigrafica venga introdotto un coefficiente (S_s) per l'accelerazione massima orizzontale di progetto, che tenga conto di tale caratteristica morfologica.

Il fattore di amplificazione stratigrafica S_s , può essere calcolato in funzione dei valori di F_0 e $A_{(g)}/g$ mediante le espressioni fornite nella tabella sottostante nelle quali:

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito rigido orizzontale di riferimento.

$A_{(g)}$ = accelerazione orizzontale massima al suolo del terreno riscontrabile su sito di riferimento rigido orizzontale

g = accelerazione di gravità

Categoria suolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 \times a_g/g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \times a_g/g \leq 1,50$
D	$1,00 \leq 2,40 - 1,50 F_0 \times a_g/g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 \times a_g/g \leq 1,60$

Il D.M. 14.01.2008 s.m.i. prevede inoltre che i valori di accelerazione $A(g)$ cambino con la destinazione d'uso degli edifici (Cfr. Prg. III), ovvero in base al grado di affollamento degli stessi.

L'opera in oggetto ricade in classe II ("grado di affollamento normale, senza funzioni pubbliche o sociali..."). Per l'area di progetto, con una categoria di suolo "C", abbiamo:

S_s (SLO)	S_s (SLD)	<u>S_s (SLV)</u>	S_s (SLC)
"S_s": VALORE LIMITE TABULATO			
1,50	1,50	<u>1,43</u>	1,35

6. ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE

La massima accelerazione, A_{max} , usata nell'analisi quantitativa delle verifiche è l'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido di categoria "A" corretta dalle amplificazioni locali.

Ai fini di un efficace e puntuale riscontro dei parametri sismici, nel seguito sono computati i valori di A_{max} e dei rispettivi coefficienti di calcolo secondo diverse metodologie. La media ponderata dei valori è computata nel Prg. 6.3.

6.1 METODO D.M. 14 GENNAIO 2008. L'accelerazione di picco al suolo, in assenza di analisi specifica delle risposta sismica locale (microzonazione analitica e/o litologica), può essere secondo la relazione proposta dal D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i.:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times (S_s \times S_t)$$

con "S" coefficiente che comprende l'effetto d'amplificazione stratigrafica (S_s) e d'amplificazione topografica (S_t), mentre A_g è l'accelerazione massima attesa su sito rigido.

Per l'area di progetto, in relazione alle parametrizzazioni di cui ai Prg. 5, 5.1 e 5.2, abbiamo:

A_g (SLO)	A_g (SLD)	<u>A_g (SLV)</u>	A_g (SLC)
0,53 m/sec²	0,67 m/sec²	<u>1,78 m/sec²</u>	2,33 m/sec²

L'accelerazione massima risulta pari a:

A_{max} (SLO)	A_{max} (SLD)	<u>A_{max} (SLV)</u>	A_{max} (SLC)
0,96 m/sec²	1,21 m/sec²	<u>3,06 m/sec²</u>	3,80 m/sec²
θ	θ	<u>θ</u>	θ
0,200	0,200	<u>0,240</u>	0,280
K_h	K_h	<u>K_h</u>	K_h
0,020	0,025	<u>0,075</u>	0,109
K_v	K_v	<u>K_v</u>	K_v
0,010	0,012	<u>0,037</u>	0,054

6.2 MICROZONAZIONE ANALITICA. Per una migliore definizione del programma progettuale, è stata computata l'accelerazione orizzontale massima, \bar{A}_{max} , in funzione della risposta sismica locale (microzonazione: parametro FAD o Fa) che consente di stimare l'effettiva valore d'accelerazione orizzontale massima in funzione del quadro sismico del sito e delle variabili geologiche, geomorfologiche, litotecniche ed idrogeologiche del sito di progetto.

6.2.1 Metodo di MEDNEDEV. La formula di Mednedev (1965) lega l'incremento di intensità sismica (n) al rapporto tra la rigidità del bedrock di riferimento (R_0) e la rigidità dei terreni di copertura (R_n) espresse come prodotto della velocità delle onde di taglio (V_s) e la densità del bedrock (γ) e si esprime nella forma (Cfr. Allegato 2A):

$$n = 1,67 \times \ln(R_n/R_0) = 1,67 \times \ln \frac{V_0 \times \gamma_0}{V_n \times \gamma_n}$$

Per il calcolo dell'incremento della intensità sismica, il metodo di Mednedev considera significativo uno spessore di 10 metri di terreno dal piano di campagna.

In presenza di falda freatica alla profondità "Z", Mednedev ha proposto un ulteriore incremento calcolato secondo la relazione:

$$n_w = e^{-0,04 \times Z^2}$$

L'incremento totale dell'intensità sismica è dato da:

$$n_{tot} = n + n_w$$

Per tener conto della morfologia del sito e del bedrock si sono introdotti due ulteriori fattori correttivi dell'amplificazione FAD il:

fattore topografico: $n_1 = 1 + [\log_{10}(1 + \text{sen}\beta)]$	fattore bedrock: $n_2 = 1 + [\log_{10}(1 + \text{sen}\alpha)]$
--	---

Il fattore di amplificazione dinamica FAD si esprime con la seguente equazione:

$$Fa = FAD = [1 + \log_{10}(n + n_w)] \times (n_1 + n_2)$$

Nell'area di progetto abbiamo:

$$\mathbf{Fa = 1,69}$$

■ L'accelerazione \bar{A}_{max} di picco in superficie è data da:

$$A_{max} = a_g \times Fa$$

Per l'area di progetto, in relazione alle parametrizzazioni di cui ai Prg. 5, 5.1 e 5.2, abbiamo:

Ag (SLO)	Ag (SLD)	Ag (SLV)	Ag (SLC)
0,53 m/sec ²	0,67 m/sec ²	1,78 m/sec ²	2,33 m/sec ²

L'accelerazione massima risulta pari a:

Amax (SLO)	Amax (SLD)	Amax (SLV)	Amax (SLC)
-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

0,90 m/sec²	1,13 m/sec²	3,00 m/sec²	3,95 m/sec²
θ	θ	θ	θ
0,200	0,200	0,240	0,280
Kh	Kh	Kh	Kh
0,018	0,023	0,073	0,113
Kv	Kv	Kv	Kv
0,009	0,011	0,037	0,056

6.2.2 Metodo di Midorikawa (modificato). Nel metodo di Midorikawa modificato (1987-1990), metodo consigliato nel Manuale TC4 per microzonazioni di II livello, l'accelerazione di picco in superficie (A_{max}) è dato dal prodotto dell'accelerazione di progetto $A_e(g)$ per il fattore d'amplificazione sismica "Fa" (o FAD) al sito. La relazione ed è valida per $V_s < 1100$ m/sec e si esprime nella forma:

$$A_{max}(g) = A_e(g) \times Fa = A_e(g) \times (58 \times Vs_{30}^{-0,60})$$

Nell'area di progetto abbiamo:

$$Fa = 2,14$$

■ L'accelerazione A_{max} di picco in superficie è data da:

$$A_{max} = a_g \times Fa$$

■ Seed & Withman (1970), suggeriscono comunque di ridurre l'accelerazione $A(g)_{max}$ del 15%

Per l'area di progetto, in relazione alle parametrizzazioni di cui ai Prg. 5, 5.1 e 5.2, abbiamo:

Ag (SLO)	Ag (SLD)	Ag (SLV)	Ag (SLC)
0,53 m/sec²	0,67 m/sec²	1,78 m/sec²	2,33 m/sec²

L'accelerazione massima risulta pari a:

Amax (SLO)	Amax (SLD)	Amax (SLV)	Amax (SLC)
0,96 m/sec²	1,22 m/sec²	3,23 m/sec²	4,25 m/sec²
θ	θ	θ	θ
0,200	0,200	0,240	0,280
Kh	Kh	Kh	Kh
0,020	0,025	0,079	0,121
Kv	Kv	Kv	Kv
0,010	0,012	0,040	0,061

6.3 ACCELERAZIONE MASSIMA IN SUPERFICIE (MEDIA PONDERATA)

In base alle parametrizzazioni dei Paragrafi 6.1 e 6.2, risulta la seguente media ponderata di valori:

PROGETTO: "Realizzazione nuova strada di P.R.G."			
Amax (SLO) media	Amax (SLD) media	<u>Amax (SLV) media</u>	Amax (SLC) media
0,94 m/sec²	1,18 m/sec²	3,10 m/sec²	4,00 m/sec²
θ	θ	θ	θ
0,200	0,200	0,240	0,280
Kh	Kh	Kh	Kh
0,019	0,024	0,076	0,114
Kv	Kv	Kv	Kv
0,010	0,012	0,038	0,057

VERIFICA. In riferimento a quanto sintetizzato sopra, il sito di progetto può essere ricondotto ad una categoria di pericolosità sismica **MEDIA**.

PARTE TERZA: RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

7. PREMESSA

Sulla base dei riscontri di cui alla "Parte Prima: Relazione di modellazione geologica" del presente elaborato, i risultati delle indagini e delle prove geotecniche eseguite nel sito di progetto rappresentano il quadro di riferimento per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sito di progetto (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e punto C 6.2.2 della Circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

Nel seguito sono pertanto state effettuate quelle verifiche e determinate quelle grandezze specificamente connesse al sistema geologico e geotecnico indispensabili al progettista per l'efficace valutazione del modello geotecnico definitivo del sito di progetto.

Le grandezze computate sono:

- I. *parametri caratteristici del terreno (Fk)*
- II. *addensamento del terreno sotto carico ciclico (se l'opera è significativa)*

Le verifiche eseguite sono:

- I. *verifica alla liquefazione dinamica*

8. GEOMECCANICA LITOTIPI: PARAMETRI CARATTERISTICI (Fk)

Nel presente paragrafo sono stati quantificati i parametri caratteristici (Fk) dei litotipi rilevati nel sito di progetto (Cfr. Cap. 3 Parte Prima: Modellazione geologica), sui quali si applicano i coefficienti di sicurezza parziali (CP) in funzione dello stato limite considerato nelle verifiche agli S.L.U.

L'eurocodice 7 ed il D.M. 14.01.2008 s.m.i. fissano, per i parametri geotecnici del terreno, in particolare di resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore "X" uguale a -1,645.

Da cui:

$$\phi'k = \phi'm \cdot (1 + X \cdot V\phi) = \phi'm \cdot (1 - 1,645 \times V\phi^{\circ})$$

$$c'k = c'm \cdot (1 + X \cdot Vc) = c'm \cdot (1 - 1,645 \times Vc^{\circ})$$

(°) = coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

La deviazione standard si esplicita nella forma a 3 variabili (Cfr. Allegato 1):

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N t_i^2}{N} - \left(\bar{t}\right)^2}$$

TIPOLOGIA DEPOSITO: ELUVIO-COLLUVIALE (B)

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI (Fk)

Litotipo "B" (limoso argilloso sabbioso)

PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ_k (KN/MQ)	OCR (-)	ν (-)	C_{uk} (KN/MQ)	E_{dm} (MPA)	(-)
18,22	1,06	0,40	36,56	3,79	3,53
COESIONE DRENATA	MODULO DI TAGLIO	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE		
C'_k (KN/MQ)	G_{ok} (MPA)	K_0 (-)	φ'_k (°)		
7,85	24,03	0,53	20,7		

TIPOLOGIA DEPOSITO: SUBSTRATO (C)

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI (Fk)

Litotipo "C 1" (Argille limose - substrato alterato)

PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ_k (KN/MQ)	OCR (-)	ν (-)	C_{uk} (KN/MQ)	E_{dm} (MPA)	(-)
19,33	0,99	0,36	83,85	6,89	9,27
COESIONE DRENATA	MODULO DI TAGLIO	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE		
C'_k (KN/MQ)	G_{ok} (MPA)	K_0 (-)	φ'_k (°)		
16,62	51,00	0,47	23,6		

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI (Fk)

Litotipo "C2" (Argille marnoso sabbioso - substrato integro)

PESO DI VOLUME	RAPPORTO OCR	MODULO POISSON	COES. NON DRENATA	MODULO EDOMETRICO	NSPT
γ_k (KN/MQ)	OCR (-)	ν (-)	C_{uk} (KN/MQ)	E_{dm} (MPA)	(-)
20,12	1,46	0,34	163,95	11,47	18,94
COESIONE DRENATA	MODULO DI TAGLIO	COSTANTE QUIETE	ANGOLO EFFICACE		
C'_k (KN/MQ)	G_{ok} (MPA)	K_0 (-)	φ'_k (°)		
32,59	88,57	0,44	26,3		

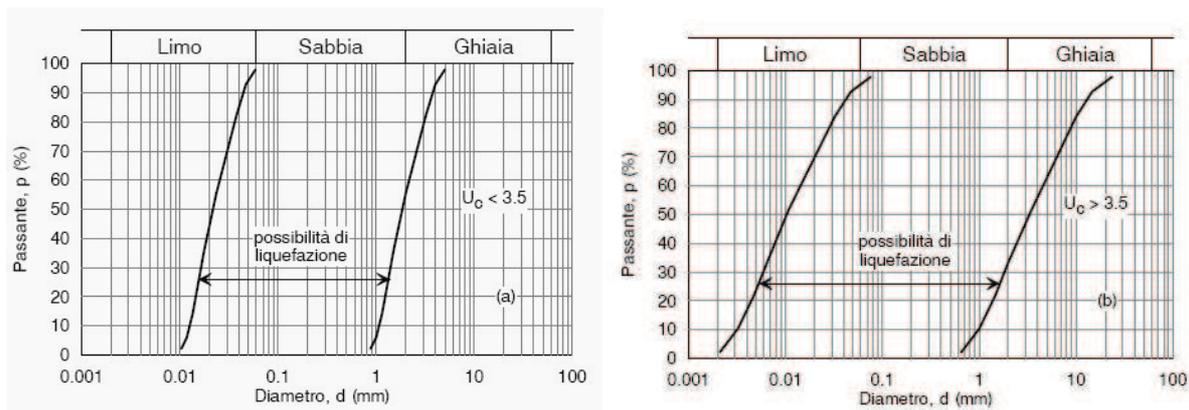
9. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DINAMICA

Il D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i. decreta al punto 7.11.3.4.2 che il sito di progetto nel quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno dovesse risultare suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Un'efficace valutazione di tale parametro deve tener conto delle seguenti variabili di progetto:

1. magnitudo del sisma di progetto (per $M < 5$, la verifica può essere omessa)
2. accelerazioni massime attese A_{max} al piano di campagna in assenza di manufatti (per $A_{max} < 0,10g$ le verifiche possono essere omesse)
3. profondità media stagionale della falda (per falda assente e/o profondità di falda superiori a 15 m dal piano campagna le verifiche possono essere omesse)
4. tipologia deposito (per depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $N_{spt} > 30$ oppure $q_c > 100$ MPa)
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura a sinistra nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nella figura a destra caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



La sussistenza di uno solo dei 5 punti premessi rende necessaria la verifica alla liquefazione.

■ Per l'efficace riscontro della effettiva liquefacibilità del deposito superficiale a carichi ciclici vengono adottati dallo Studio di Geologia Lander I metodi semplificati che permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza alla liquefazione del deposito sciolto (R) e lo sforzo dinamico di taglio normalizzato in sisma alle quote di calcolo (T):

$$F_s = \frac{R}{T}$$

9.1 Metodo semplificato di Tokimatsu & Yoshimi (1984) - GNDT.

La resistenza alla liquefazione (R) assume la seguente espressione:

$$R = 0,26 \times \left[0,16\sqrt{Na} + (0,21\sqrt{Na})^{14} \right] = 0,26 \times \left[0,16\sqrt{N_{SPT} \left(\frac{1,70}{\sigma_v + 0,70} \right) + N_1} + \left(0,21\sqrt{N_{SPT} \left(\frac{1,70}{\sigma_v + 0,70} \right) + N_1} \right)^{14} \right]$$

σ_v = tensione verticale efficace

N_1 = 0 per una percentuale di fine pc < 5%, 10 pc+4 per pc ≥ 5 %

Lo sforzo dinamico di taglio (T) assume la seguente espressione:

$$T = 0,65 \times \frac{a_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0'}} \times r_d \times \left(\frac{M}{7,5} \right)^{-3,3}$$

A_{\max} = coefficiente d'accelerazione sismica orizzontale massima

g = accelerazione di gravità

σ_{v0} = tensione verticale efficace

$\sigma_{v0'}$ = tensione verticale totale

M = Magnitudo di progetto (scala Richter)

R_d = coefficiente funzione della profondità sul piano di campagna

$R_d = 1 - 0,00765 \times Z$ (per $Z \leq 9,15$ m)

$R_d = 1,174 - 0,0267 \times Z$ (per $9,15 \leq Z \leq 23$ m)

$R_d = 0,774 - 0,008 \times Z$ (per $23 \leq Z \leq 30$ m)

$R_d = 0,5$ (per $Z > 30$ m)

[Fs = R/T] RATIO-STRESS					
(COEFFICIENTE DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE)					
[Fs = R/T] RATIO-STRESS (COEFFICIENTE DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE) > 1,50 NON LIQUEFACIBILE					
LITOTIPO	spessore strato (m)	F = R/T	Cf < 5%	Cf = 5% ÷ 10%	Cf > 10%
Litotipo B	≈ 6,0÷9,0	1,83÷2,02	-	Non liquefacibile	-
Litotipo C1	≈ 1,0÷3,0	3,84÷5,04	-	Non liquefacibile	-
Litotipo C2	>> 10,0	6,46÷9,57	-	Non liquefacibile	-

Dall'analisi dei risultati si evince che nessuno dei litotipi rilevati nel sito di progetto è potenzialmente suscettibile di liquefazione sotto carichi ciclici significativi.

Non sussistono quindi problematiche sottese a tale parametro in caso di sisma di magnitudo medio-elevata (6,50 scala Richter).

10. ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO SOTTO CARICO CICLICO

Nei depositi superficiali, specie quelli alluvionali e/o debolmente addensati e/o poco consistenti, l'applicazione d'una sollecitazione di taglio ha l'effetto di diminuire il volume del materiale fino al raggiungimento di un valore critico dell'indice dei vuoti, in corrispondenza del quale il fenomeno si interrompe.

L'effetto repentino di superficie è quello di un cedimento del terreno di fondazione.

Per accuratezza d'indagine, data la sismicità della zona, e le problematiche di cedimento che investono un edificio, si è quantificato tale assestamento.

Una stima di questo assestamento del terreno può essere ottenuta applicando la relazione di Schmertmann modificata (1980) - Cfr. Allegato n. 3:

$$\Delta_w = \sum_1^n \frac{\xi \cdot 0,6 \cdot T_{\max} \cdot H}{G_o}$$

γ = peso di volume del terreno

H = spessore dello strato compressibile

G_o = modulo di taglio o di scorrimento dinamico (stima da Nspst)

ξ = coefficiente adimensionale di rigidità fondale (fondaco rigido: 0,85 - fondaco flessibile: 1,00)

T_{\max} = sforzo di taglio indotto dalla perturbazione dinamica nel terreno a metà dello strato deformabile (Seed & Idriss, 1971): .

S_r = coefficiente d'attenuazione dell'intensità sismica K_h (Seed e Whitman, 1970): 1.00 (suoli rigidi) 0.85 (suoli flessibili)

K_h = coefficiente di intensità sismica orizzontale massima

ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO: STATO ATTUALE				
TEST	PROFONDITÀ DI PROGETTO MANUFATTO:			
DPH-1	1,00 m	1,00 m	1,00 m	1,00 m
stato sismico	(SLO)	(SLD)	(SLV)	(SLC)
Δ_w (cm)	1,002	1,266	1,543	6,011
ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO: STATO ATTUALE				
TEST	PROFONDITÀ DI PROGETTO MANUFATTO:			
DPH-2	1,00 m	1,00 m	1,00 m	1,00 m
stato sismico	(SLO)	(SLD)	(SLV)	(SLC)
Δ_w (cm)	0,930	1,175	1,444	5,580
ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO: STATO ATTUALE				
TEST	PROFONDITÀ DI PROGETTO MANUFATTO:			
DPH-3	1,00 m	1,00 m	1,00 m	1,00 m
stato sismico	(SLO)	(SLD)	(SLV)	(SLC)
Δ_w (cm)	0,936	1,183	1,461	5,619

Dall'analisi dei risultati si evince come la risposta del terreno, e di conseguenza anche della struttura in elevazione, ad una sollecitazione di tipo transitoria (sismica), nelle varie situazioni di progetto (SLO→SLD→SLV→SLC) sia differenziata.

Il terreno di fondazione subirebbe nelle differenti condizioni di progetto: SLO (30 anni) SLD (50 anni), SLV (475 anni) un cedimento crescente sotto carico ciclico e sintomatico. In condizioni SLC a 975 anni (non di vita del manufatto), si avrebbero cedimenti importanti e di esito incerto.

Poiché trattasi di un'opera stradale di media importanza (nuova via comunale di P.R.G.), il computo di riferimento agli SLU è alle condizioni di salvaguardia SLV (475 anni).

Il cedimento, in sincronismo di un'onda tellurica d'intensità medio-elevata (6,5 scala richter), risulterà di moderata importanza e dell'ordine:

$$\Delta w_{\text{progetto (SLV)}} = 1,444 \div 1,543 \text{ cm}$$

▪ Si rappresenta che questo cedimento è transitorio e si andrà eventualmente a sommare a quelle immediato e di consolidazione dell'opera da realizzare.

PARTE QUARTA: IPOTESI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

11. PREMESSA

Un tracciato stradale, come tutte le opere a preminente sviluppo lineare, pone problematiche geologiche e geotecniche il cui grado d'approfondimento dipende dal livello amministrativo raggiunto dall'iter progettuale: progetto preliminare, definitivo (già di massima), esecutivo.

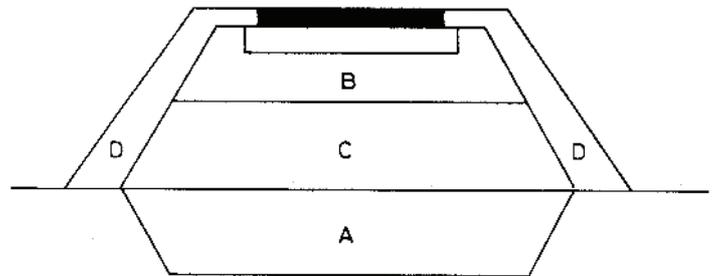
In riferimento all'iter anzidetto, gli aspetti geologici e geotecnici che caratterizzano la progettazione di un tracciato stradale e delle relative installazioni (es. opere di protezione dalle acque, rotatorie, opere di completamento ecc.) devono essere approfonditi nell'ottica della soluzione migliore dal punto di vista della stabilità della sede stradale, dell'economia dell'impianto e dell'esercizio.

Tali aspetti, continuamente in relazione alle dimensioni e all'impatto dell'opera (tralasciando i conti economici di non pertinenza dello scrivente), sono:

- I. Il rispetto dei vincoli fisici, ambientali e naturalistici.
- II. La caratterizzazione del regime idrico superficiale e profondo.
- III. La presenza nel contesto d'intervento di aree interessate da evoluzioni geomorfologiche o da fenomeni sismici.
- IV. L'esistenza di problemi di stabilità e/o di cedimento legati alla posa in opera e/o all'attraversamento di terreni molli.

Per quanto attinente invece il dimensionamento dei rilevati in relazione alle varie componenti strutturali si distinguono:

- I. Il terreno di fondazione.
- II. Lo strato di sottofondazione (A).
- III. La fondazione stradale (B).
- IV. Il nucleo centrale (C).
- V. Il rivestimento (D).



Nei paragrafi seguenti sono puntualmente analizzati tali aspetti e misurate le relative grandezze di progetto.

12. ANALISI STABILITÀ DI VERSANTE

12.1 Premessa. Il plan progettuale prevede la realizzazione di una nuova strada da P.R.G. nell'area di lottizzazione PCL14 di via Fonte Maggiore (Cfr. Progetto esecutivo ed allegato 4: Planimetria di progetto). Il nuovo tratto viario ha una lunghezza totale di 217 ml e si sviluppa lungo la sezione medio-apicale di un versante acclive esposto a nord con un andamento ad arco concavo (Cfr. Prg. 2.2).

Sulla scorta di tali indicazioni progettuali è di fondamentale importanza la stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione; occorre pertanto accertare preliminarmente le condizioni di stabilità del versante *ex-ante* (stato naturale) e valutare le conseguenze che la realizzazione dell'opera ha sulla stabilità di questo *ex-post* (in condizioni di sovraccarico).

12.2 Normativa. Al punto 6.3 e relativi sottopunti del D.M. 14.01.2008 s.m.i. vengono specificate le indagini e le procedure di verifica di sicurezza agli SLU dei pendii naturali. Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento (potenziale e/o effettiva), dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Il livello di sicurezza "Fs" è espresso come rapporto tra la resistenza la taglio disponibile (τ_s), presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato (τ_m), lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale. Nel dettaglio si esplicita con la seguente relazione:

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m}$$

Nel metodi pseudostatici, la condizione di stato limite ultimo (SLU) è riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato quindi dal più basso valore del coefficiente di sicurezza "Fs".

La parametrizzazione si esplicita tramite:

Approccio 1: - Combinazione 2 (A2+M2+R2): verifiche geotecniche (GEO), con R2 = 1,10

Parametro	Parametro coeff. parziale	Coefficiente parziale: "γ _m "	
		M1 statico / sismico	M2 statico / sismico
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'} = 1,00 / 1,00$	$\gamma_{\varphi'} = 1,25 / 1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1,00 / 1,00$	$\gamma_{c'} = 1,25 / 1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,00 / 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40 / 1,40$
resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	$\gamma_{\gamma'} = 1,00 / 1,00$	$\gamma_{\gamma'} = 1,60 / 1,60$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma'} = 1,00 / 1,00$	$\gamma_{\gamma'} = 1,00 / 1,00$

TAB. I - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali	A1 (STR) statico / sismico	A2 (GEO) statico / sismico
permanenti	favorevole	γ_{G1}	1,00 / 1,00	1,00 / 1,00
	sfavorevole		1,30 / 1,00	1,00 / 1,00
Variabili	favorevole	γ_{Q1}	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00
	sfavorevole		1,50 / 1,00	1,30 / 1,30

TAB. II - Coefficienti parziali per le azioni

Laddove le componenti orizzontali e verticale dell'azione sismica si ricavano da:

$$Fh = K_h \times W$$

$$Fv = K_v \times W$$

W = peso di volume del terreno potenzialmente instabile

12.3 PROCEDURA. Le verifiche di stabilità per il sito di progetto sono state eseguite lungo la linee di massima pendenza, mentre i riscontri analitici, per accuratezza di previsione (come esposto in premessa), sono stati effettuati secondo il metodo del metodo del PENDIO INDEFINITO e del PENDIO FINITO, in condizioni «*ordinarie*» e «*sismiche*», nel rispetto della normativa sismica vigente (D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i.), in quanto il versante relazionata è al naturale molto esteso rispetto alla sua altezza topografica ed alla potenza dei litotipi di copertura, mentre in condizioni d'opera (con sovraccarico del rilevato) l'eventuale porzione di materiale coinvolto nella rottura è "non lineare" o di "cospicuo volume" rispetto all'altezza ed alla lunghezza della pendice. I parametri geotecnici adottati sono quelli di progetto caratteristici (F_k), computati secondo quanto stabilito dal D.M. 14.01.2008 s.m.i. e sui cui verranno applicati i coefficienti parziali (CP) indicati nelle precedenti tabelle I e II, mentre i parametri sismici sono quelli ricavati dalla modellazione sismica del sito di progetto (Cfr. PARTE SECONDA: Relazione di modellazione sismica).

12.4 PENDIO INDEFINITO

La metodica si applica quando la porzione di materiale coinvolto nella rottura è di modeste dimensioni rispetto all'altezza ed alla lunghezza del versante; in questo caso noi possiamo ipotizzare che la superficie di slittamento sia circa parallela alla superficie del terreno.

Per il computo sono stati analizzati i logs penetrometrici DPH che mostrano minima parametrizzazione geomeccanica in riferimento alle litologie riscontrate. I valori più "bassi" si osservano nelle zone di contatto fra differenti lito-tipologie ed alle seguenti profondità sul piano di campagna relativo:

DPH	Profondità dal p.c. relativo (ml):	- 6,00 (FALDA PROFONDA)	- 9,00 (FALDA ASSENTE)
------------	------------------------------------	-------------------------	------------------------

Per le verifiche di stabilità ci si è avvalsi di due distinte metodologie di calcolo: SKEMPTON modificato e LAMBE & WHITMAN [1957-1968] per le *condizioni statiche* e HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985] per *quelle dinamiche*, entrambe in funzione degli S.L.U., in quanto ritenute maggiormente significativi a definire le rispettive condizioni di approccio. Per ciascun metodo sono stati impiegati i parametri geotecnici sfavorevoli: «drenati» (stabilità a lungo termine).

12.4.1 Pendio in condizioni statiche "Fs": L'algoritmo che definisce il fattore di sicurezza statico F_s può essere scritto nella forma (SKEMPTON modificato e LAMBE & WHITMAN [1957-1968]) corretto allo stato limite ultimo (S.L.U.):

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{C'k + (\gamma k \cdot h - \gamma_w h_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \phi' k}{\gamma k \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

F_s = fattore di stabilità statico;

Ck = coesione caratteristica del terreno (kN/mq);

ϕk = angolo di attrito caratteristico interno (gradi);

γk = peso di volume di terreno (kN/mc);

$m = \gamma_w \cdot h_w$ = fattore idrologico ($m = 0.0$ per acqua assente);

β = pendenza media ponderale attuale del versante nel tratto previsto (gradi)

I risultati ottenuti sono stati schematizzati nella tabella seguente (F_s):

PARAMETRI DRENATI (CONDIZIONE SFAVOREVOLE)						
	H (PROFONDITÀ STRATO DEFORMABILE)					
(m)	- 6,00	- 9,00				
F_s	1,31	1,38				

12.4.2 Pendio in condizioni sismiche “ F_d ”: L’algoritmo che definisce il fattore di sicurezza dinamico F_d può essere scritto nella forma HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985]

$$F_d = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{(C'k/\gamma k \cdot h) \cdot \sec \beta + [(1 - r_u) \cdot \cos \beta - (K_h \cdot \sin \beta)] \cdot \operatorname{tg} \phi' k}{\sin \beta + K_h \cdot \cos \beta}$$

β = pendenza media ponderale attuale del versante nel tratto previsto (gradi)

$r_u = (\gamma_w \cdot h_w) / (\gamma \cdot h)$ «pore pressure ratio»

$K_h = A_{\max} \times \beta_s$

coefficienti di spinta orizzontale e verticale locale (D.M. 14.01.2008 smi)

$F_h = K_h \times W$

componente orizzontale e verticale dell’azione sismica (D.M. 14.01.2008 smi)

I risultati ottenuti sono stati schematizzati nella tabella seguente (F_d):

PARAMETRI DRENATI (CONDIZIONE SFAVOREVOLE)						
	H (PROFONDITÀ STRATO DEFORMABILE)					
(m)	- 6,00	- 9,00				
F_d	1,27	1,33				

12.4.3 COMMENTO ALLE VERIFICHE DI STABILITÀ VERSANTE IN CONDIZIONI NATURALI. I risultati conseguiti autorizzano a ritenere il versante di progetto relazionato in condizioni di sicurezza.

☞ I valori del fattore di stabilità statico (F_s), adottando i parametri geotecnici minimi sottesi, sono superiori a quelli fissati dalla normativa vigente ($F_s > 1,25$): D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i..

☞ Anche nelle condizioni limite di progetto, ovvero in condizioni transitorie dinamiche significative (F_d), dunque imponendo il coefficiente sismico orizzontale massimo “ K_h ”, scaturito dalla “me-

dia ponderata” dei metodi di riscontro (D.M. 14.01.2008 s.m.i. e microzonazione analitica), le superfici di scorrimento attese verificano le *slides* tracciate, esibendo valori del fattore di sicurezza sempre superiori a quello prescritto nelle disposizioni di legge ($F_d > 1,25$) ed in ogni caso nettamente maggiori all'unità ($F_d \gg 1,00$), dato che costituisce la soglia d'instabilità incondizionata.

12.5 PENDIO FINITO

Questa metodica si adotta quando la porzione di materiale coinvolto nella rottura è “non lineare” o di “cospicuo volume” rispetto all'altezza ed alla lunghezza della pendice (condizione di progetto: sovraccarico). Il riscontro analitico procede applicando le «*equazioni d'equilibrio dei momenti*», suddividendo “l'accumulo” scivolante in strisce (sub)verticali.

Per le verifiche ci si è avvalsi del *metodo* di Bishop *semplificato* (1955) per nicchie di distacco (pseudo)circolari, tecnica che garantisce risultati conservativi, dunque a favore della sicurezza (adottando questo procedimento l'errore di previsione varia dal 2% al 7%, ragione che lo rende un ottimo sistema rispetto ad altre metodologie più complesse) e del recente metodo di Morgenstern, Price & Chene (1965-1984) per nicchie di distacco di forma arbitraria o irregolare.

La valutazione è stata effettuata impiegando i parametri geotecnici “drenati” (stabilità a lungo termine) in condizioni «*ordinarie*» e «*dinamiche*».

12.5.1 Metodo di Bishop (1955). Gli algoritmi che esprimono il fattore di sicurezza F_s (statico) ed F_d (dinamico) si esplicitano nelle equazioni:

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i] \cdot 1/m_{\alpha i}}{\sum_1^n (W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha)} \quad \text{con} \quad m_{\alpha i} = \cos \alpha \cdot \frac{(1 + |\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i|)}{F_{sa}}$$

dove:

F_s = fattore di stabilità statico;

C_k = coesione caratteristica del terreno (kN/mq);

φ_k = angolo di attrito caratteristico interno (gradi);

γ_k = peso di volume dl terreno (kN/mc);

u = «*pressione dei pori (kN/m)*»

α = «*angolo fra la base della striscia con l'orizzonte (gradi)*»

W = «*peso proprio della striscia (kN)*»

Δx = «*larghezza della striscia (m)*»

H_m = «*altezza media della striscia (m)*»

L = «*lunghezza della striscia assunta rettilinea (m)*»

H_a = «*altezza media della falda (m)*»

$$F_d = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot \Delta x_i + |(W_i - u_i \cdot \Delta x_i) - (K_{hr} \cdot W_i \cdot \operatorname{sen} \beta)| \cdot \operatorname{tg} \varphi_i] \cdot 1/m_{\alpha i}}{\sum_1^n (W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha) + (K_{hr} \cdot \cos \beta)}$$

dove:

$$K_h = A_{\max} \times \beta_s$$

coefficienti di spinta orizzontale e verticale locale (D.M. 14.01.2008)

$$F_h = K_h \times W$$

componente orizzontale e verticale dell'azione sismica (D.M. 14.01.2008)

β = pendenza media ponderale attuale del versante nel tratto previsto (gradi)

SCHEMATIZZAZIONE DEI RISULTATI		
METODO DI BISHOP SIMPLIFIED: STATO DRENATO		
SLIDE EMICICLICA	PENDIO E FALDA ALLO STATO NATURALE	
COEFF. ACCELERAZIONE SISMICA A(G):	KH = 0.000	KH = 0.076
F (minimo)	1,50	1,37

12.5.2 Metodo di Morgenstern, Price & Chen (1965-1984). Gli algoritmi che esprimono il fattore di sicurezza F, con (Fs) fattore statico e (Fd) fattore dinamico, si esplicitano nelle equazioni seguenti dovendosi verificare la condizione che:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E'$$

con:

$f(x)$ = «funzione di inclinazione della superficie di slittamento (-)»

λ = fattore di costante scalare (-)»

Momento di equilibrio:

$$X = \frac{d}{dx} \cdot (E \cdot y_t) - y \cdot \frac{dE}{dx}$$

Equilibrio delle forze:

$$\frac{d}{dx} \cdot [(Kx + L) \cdot E] = Nx + P_w \quad (\text{criterio di Mohr-Coulomb})$$

con:

$$K = \lambda k \cdot \left(\frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} + A \right) \quad L = \lambda m \cdot \left(\frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} + A \right) + 1 - \frac{A \cdot \text{tg}\varphi'}{F_s}$$

$$N = p_w \cdot \left(\frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} \right)$$

$$P_w = \frac{C'}{F_s} \cdot (1 + A^2) + q \cdot \left(\frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\text{tg}\varphi'}{F_s} \right)$$

Il metodo per risolvere le equazioni differenziali complesse è quello di Newton-Raphson, ed è possibile soltanto attraverso l'utilizzo di microcomputer.

La massa scivolante, anche in tale tecnica, viene suddivisa in strisce verticali sottili e ravvicinate, in modo che il pendio sia composto da zone pressoché lineari per ogni porzione prescelta, ovvero:

$$\frac{dW}{Dx} = px + q \quad f(x) = kx + m \quad y = Ax + b$$

SCHEMATIZZAZIONE DEI RISULTATI

METODO DI M., P & C.: STATO DRENATO		
SLIDE IRREGOLARE	PENDIO E FALDA ALLO STATO NATURALE	
COEFF. ACCELERAZIONE SISMICA A(G):	KH = 0.000	KH = 0.076
F (minimo)	1,37	1,25

12.5.3 COMMENTO ALLE VERIFICHE DI STABILITÀ VERSANTE IN CONDIZIONI DI PROGETTO. I risultati conseguiti autorizzano a ritenere il versante relazionato allo stato di progetto in condizioni di equilibrio.

☞ I valori del fattore di stabilità statico (Fs), adottando i parametri geotecnici minimi sottesi, sono distintamente superiori a quelli fissati dalla normativa vigente: (Fs > 1,25): D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i..

☞ La situazione di sostanziale stabilità è provata anche per le condizioni dinamiche drenate (Fd). I dati verificano l'intera gamma delle slides previste, fornendo valori del fattore di sicurezza sempre superiori a quello minimo sotteso dalla normativa vigente (Fd ≥ 1,25).

☞ Anche nelle condizioni limite di progetto, ovvero in condizioni transitorie dinamiche significative (Fd), dunque imponendo il coefficiente sismico orizzontale massimo "Kh", scaturito dalla "media ponderata" dei metodi di riscontro (D.M. 14.01.2008 s.m.i. e microzonazione analitica), le superfici di scorrimento attese verificano le slides tracciate, esibendo valori del fattore di sicurezza sempre superiori a quello prescritto nelle disposizioni di legge (Fd > 1,25) ed in ogni caso nettamente maggiori all'unità (Fd >> 1,00), dato che costituisce la soglia d'instabilità incondizionata.

Si rappresenta che:

- i computi sono stati effettuati postulando le condizioni naturali drenate (CD a lungo termine) rilevate al momento dell'indagine di campagna, ossia NON in presenza di una falda acquifera diffusa ma solo di venute idriche su versante.
- il computo analitico è stato condotto ipotizzando la bonifica preventiva (rimozione) dell'intera copertura vegetale e di riporto (litotipo A) per uno spessore di almeno 1.0 metro, continua e per tutta la lunghezza del tracciato stradale.
- Il computo è stato attuato ipotizzando il sovraccarico (W) dovuto al peso del rilevato da realizzare nella sezione di progetto più sollecitata: sezione 7-7 (Cfr. anche Sezione geologica interpretativa 7-7 e Grafico "Load" Slope stability), con:
 - Sezione superficie rilevato = 61,93 mq
 - Peso di volume del rilevato = 17,00 kN/mc

13. ALTEZZA MASSIMA RILEVATO STRADALE

13.1 Premessa. L'effettuazione di opere di riporto (e/o sbancamento) di terreno, necessarie per la realizzazione dell'opera in progetto sintetizzano la pratica indispensabile da attuarsi nell'area in oggetto.

In presenza di riporti significativi (armati e non armati), oltretutto, l'ipotesi di elasticità del terreno viene rapidamente meno; dunque di fondamentale utilità risulta la previsione dell'altezza critica: ovvero sia del parametro che ci permette di valutare l'altezza critica di rottura del rilevato da realizzare ed il passaggio dal campo elastico a quello plastico.

Nel rispetto del D.M. 14.01.2008 s.m.i., è stata stimata in via speculativa questa grandezza.

Dal momento che la variazione delle condizioni al contorno indotte da un rilevato avvengono repentinamente rispetto ai tempi di riequilibrio del terreno (tempi di consolidazione), la previsione è stata eseguita in termini di tensioni totali.

13.2 Stima altezza critica rilevato (Hc). Per rilevati su terreni a consistenza da molle a media, l'altezza critica (Hc) può essere ricavata mediante il Metodo del cerchio di attrito (Taylor, 1937), Cfr. Allegato 4. La formulazione si esplicita nella forma:

dove:

F_c = fattore di stabilità;

C_k = coesione non drenata caratteristica del terreno (kN/mq);

N_s = fattore di stabilità (gradi);

H_c = altezza critica del rilevato

β = pendenza media ponderale attuale del versante nel tratto previsto (gradi)

$$F_c = \frac{C_k}{\gamma k} \times \frac{N_s}{H_c}$$

F _c (-)	≥ 1,30 (IL RILEVATO È STABILE)
H _c (cm)	7,05 (ALTEZZA MASSIMA RILEVATO)

Dall'analisi dei risultati conseguiti si evince che in relazione al terreno di posa (litotipo B), l'altezza critica "Hc" del rilevato di progetto in condizioni naturali previa accorgimenti tecnici (es. geosintetici, terre armate ecc.) è pari a 7,00 m.

In relazione a quanto sopra si esprime la compiuta praticabilità dei lavori previsti dal progetto esecutivo.

In ogni caso i lavori dovranno compiersi con le opportune cautele, in quanto dissimili e diversificati per estensione, sviluppo e cubatura, sulla base delle indicazioni scaturite dalle singole verifiche di progetto (Cfr. Cap. 15).

14.1 VERIFICHE SICUREZZA FONDAZIONE SUPERFICIALE (STATO LIMITE ULTIMO)

Un'opera in terra come quella di progetto deve essere dotata di una fondazione con consentita l'appoggio di base (o al piede) del rilevato.

In relazione alla tipologia progettuale, si è ipotizzata una fondazione nastriforme estesa per tutta la lunghezza del tracciato stradale, differentemente dimensionata per quanto attiene alla profondità di rinfianco nel terreno (profondità di posa: parametro "d") e larghezza della base di appoggio (parametro "b")

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$, laddove "Ed" è il valore di progetto degli effetti dell'azione mentre "Rd" è il valore di progetto della resistenza del terreno.

In relazione alla puntualità dell'indagine condotta nel sito di progetto (Cfr. Cap. 8 per i parametri caratteristici di calcolo), la resistenza "Rd" è stata determinata in modo analitico tramite l'Approccio n. 1 (Cfr. Allegato 6). L'approccio 1 prevede:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) verifiche strutturali (STR)
- Combinazione 2 (A2+M2+R2) verifiche geotecniche (GEO)

Parametro	Parametro coefficiente parziale	Coefficiente parziale: " γ_m "	
		M1	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi} = 1,00$	$\gamma_{\phi} = 1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_c = 1,00$	$\gamma_c = 1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma} = 1,00$	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

TAB. I - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
permanenti	favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti N.S.	favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3

TAB. II - Coefficienti parziali per le variazioni o per l'effetto delle azioni

VERIFICA ANALITICA	coefficiente parziale: "R1"	Coefficiente parziale: ""R2"	Coefficiente parziale: ""R3"
Capacità portante	$\gamma_R = 1,00$	$\gamma_R = 1,80$	$\gamma_R = 2,30$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,00$	$\gamma_R = 1,10$	$\gamma_R = 1,10$

TAB. III - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

14.1.1 COMPUTO AGLI S.L.U. La verifica alle tensioni efficaci è stata effettuata applicando la soluzione rigorosa con fondazione equivalente ambiente *statico* applicando la soluzione rigorosa con fondazione equivalente di BRINCH HANSEN - VESIC (1970-1974), in ambiente *dinamico* apportando alla medesima relazione talune correzioni nella direzione dei principi induttivi proposti da PAOLUCCI & PECKER (1997). La stessa si esplicita nella forma:

$$Rd = (\gamma_c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot G_c \cdot B_c \cdot I_c \cdot Z_c) + (\Delta p \cdot \gamma \cdot N_q \cdot S_q \cdot D_q \cdot G_q \cdot B_q \cdot I_q \cdot Z_q) + (0,5 \gamma' \cdot b_e \cdot d \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot D_\gamma \cdot G_\gamma \cdot B_\gamma \cdot I_\gamma \cdot Z_\gamma)$$

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno o capacità portante di fondazione;

γ_c' = coesione;

γ' = peso di volume immerso del terreno;

d = profondità del piano di posa della fondazione;

Nc, Nq, N γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;

be = dimensione minima equivalente in pianta della fondazione;

Sc, Sq, S γ = fattori di forma della fondazione;

Dc, Dq, D γ = fattori di profondità di fondazione;

Ic, Iq, I γ = fattori di inclinazione del carico;

Gc, Gq, G γ = fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio);

Bc, Bq, B γ = fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata);

Zc, Zq, Z γ = fattori di correzione Paolucci & Becker per l'amplificazione sismica Kh

Si sottolinea altresì che il fattore di capacità portante NC è stato modificato secondo i criteri di Jewell (1991 e 1996), che ci consente di inserire nel calcolo il coefficiente d'attrito equivalente della tensione tangenziale.

Simile parametro si esprime con la relazione: $\varphi_{ds} = 1 - \alpha_s - [1 - (tg\lambda / tg\varphi)]$

Per terreni limosi il coeff. è pari a: $\varphi_{ds} = 0,80$ (tale valore incrementa l'angolo di taglio).

Esso ci permette di tener conto della presenza di eventuali rinforzi (fondazione ruvida: geosintetici) al contatto tra rilevato e terreno in posto, senza sostituzione e con sostituzione.

METODO ANALITICO. Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1) STR

FONDAZIONE NASTRIFORME			
profondità posa: d (m)	0,50	0,50	0,50
larghezza base: b (m)	2,00	2,50	3,00
Verifica SLU (Rd) CONDIZIONI STATICHE	Q _{limite} (kN/mq) <u>251,04</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (2,560)	Q _{limite} (kN/mq) <u>276,43</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (2,819)	Q _{limite} (kN/mq) <u>302,47</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (3,084)
Verifica SLU (Rd) CONDIZIONI SISMICHE	Q _{limite} (kN/mq) <u>239,34</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (2,441)	Q _{limite} (kN/mq) <u>263,22</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (2,684)	Q _{limite} (kN/mq) <u>287,72</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (2,934)

METODO ANALITICO. Approccio 1: Combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO

FONDAZIONE NASTRIFORME			
profondità posa: d (m)	0,50	0,50	0,50
larghezza base: b (m)	2,00	2,50	3,00
Verifica SLU (Rd) CONDIZIONI STATICHE	Q _{limite} (kN/mq) <u>78,07</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,796)	Q _{limite} (kN/mq) <u>85,39</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,871)	Q _{limite} (kN/mq) <u>92,94</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,948)
Verifica SLU (Rd) CONDIZIONI SISMICHE	Q _{limite} (kN/mq) <u>73,62</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,751)	Q _{limite} (kN/mq) <u>80,38</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,820)	Q _{limite} (kN/mq) <u>87,36</u> Q _{limite} (Kg/cmq) (0,891)

In relazione alle caratteristiche geotecniche del sito di progetto, adottando l'Approccio 1, condizioni STR e GEO del D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i., si evince che per ottenere $E_d \leq R_d$, nelle condizioni più sfavorevoli (sismiche), è necessario che la massima pressione agente sulla mensola di fondazione nastriforme da realizzare sia $E_d \leq$ dei valori di "Rd" tabulati per le diverse geometrie di fondazione ipotizzate.

■ Nelle condizioni di verifica strutturale agli SLU dei carichi agenti "Ed", NON sia soddisfatta la relazione $E_d \leq R_d$, occorrerà adeguare opportunamente la fondazione prevista, intervenendo in primis sui parametri geometrici della fondazione, profondità di imposta (d) e larghezza della base di appoggio (b) o altra fattispecie da valutare in sede locale.

14.1.2 Coefficiente di sottofondo statico. Nel dominio di Westeergard, nel caso di fondazioni superficiali, il coefficiente di sottofondo statico teorico (subgrade reaction) può essere determinato con sufficiente esattezza applicando l'espressione derivata da prove su piastra standardizzate il cui algoritmo si esplicita con la seguente relazione (Cfr. Allegato 7):

$$K_s = k_p \cdot \left(\frac{b_f + b_p}{2b_f} \right)^2$$

dove:

b_f = larghezza della fondazione (cm);

b_p = larghezza standardizzata della piastra di prova : 30 cm

k_p = valore tabulare della costante di sottofondo della piastra funzione delle caratteristiche litologiche del terreno e del n. di colpi del penetrometro dinamico.

Ks				
Kp	Base (cm)	Ks [kN/cm3]	Base (cm)	Ks [kN/cm3]
Litotipo di posa: "B"	200 (nastriforme)	0,0013 (0,13 Kg/eme)	250 (nastriforme)	0,0011 (0,11 Kg/eme)
	220 (nastriforme)	0,0012 (0,12 Kg/eme)	300 (nastriforme)	0,0009 (0,09 Kg/eme)

14.2 PREVISIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATO

Una problematica significativa inerenti la realizzazione di solidi stradali è data dalla stabilità connaturata a breve e, soprattutto, a lungo termine.

Di primaria importanza risulta pertanto la corretta previsione dei cedimenti, specie in presenza di terreni superficiali soffici e/o plastici (litotipo B).

Nel presente paragrafo sono stati quantificati in via preliminare i cedimenti (W) attesi dal complesso opera-terreno in funzione della "luce di progetto" più grande delle struttura da realizzare (sezione 7-7), ipotizzando di poggiare direttamente il solido stradale su sedime naturale e prevedendo un grandezza di carico ricavata statisticamente per rilevati similari e che tiene conto delle tecniche costruttive ed in particolar modo alle modalità di costipamento previste delle Norme CNR-UNI 1006. A questi ultimi posso essere affidati prudenzialmente i seguenti parametri geotecnici minimi:

PARAMETRI	
<i>TRACCIATO STRADALE</i>	
γ_k (peso specifico medio caratteristico materiale solido stradale) > 17,0 kN/mq	
ϕ_k (angolo di attrito efficace caratteristico) > 26 (gradi)	
C_{uk} (coesione drenata caratteristico) > 10.0 kN/mq	
L (lunghezza tracciato stradale di riferimento) = 217.0 m	
ΔP_e (carichi d'esercizio ponderali) = 1.00 T/mq = 11,5 kN/mq	
ΔP_i (carichi incidentali + temporanei + transitori) = 5,5 kN/mq	
$\Delta P_t = \Delta P_e + \Delta P_i$ (tensione indotta ponderale) = 18,0 kN/mq	

Simile ipotesi di «*sovraccarico ponderale massimo*» e «*geotecnica peggiore*», a differenti quote fondali di progetto.

Per riscontro ci si è avvalsi della formulazione teorica H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974, ritenuta significativa a definire le condizioni d'approccio per "terreni stratificati di natura composita". L'errore di previsione di calcolo tramite tale metodologia è del 15÷20%, dato certamente tollerabile.

FORMULAZIONE TEORICA: H.G. POULOS, E.H. DAVIS; 197				
TIPOLOGIA FONDAZIONE: CEDIMENTI ATTESI	RILEVATO STRADALE			
	profondità posa fondazione (m)			
	0,50	0,60	0,80	1,00
Δf -c centro (cm) :	3,38	3,30	3,29	3,27

14.2.1 Analisi di progetto ai Cedimenti

Dall'analisi dei risultati tabulati, si evince che l'escursione massima dei cedimenti (Δf) si realizza per le quote di posa minori. Gli stessi tendono a decrescere all'aumentare della profondità di posa della fondazione (parametro "d").

Essi risultano marginali e considerando che per buona parte si riscontreranno durante le fasi di realizzazione dell'opera, qualora venga effettuato un adeguato irrigidimento dello strato di sottofondo secondo le disposizioni tecniche riportate nel capitolo successivo, risulteranno pienamente compatibili con il rilevato in progetto.

15. ANALISI DI PROGETTO

MODELLAZIONE GEOLOGIA

[I] GEOLOGIA. Le indagini eseguite hanno permesso di evidenziare che il sottosuolo dell'area in esame presenta caratteristiche lito-stratigrafiche omogenee, tipiche delle zone interne ed in rilievo del bacino marchigiano esterno, caratterizzate da una successione marina post-trasgressiva depositatasi tra il pliocene medio ed il pleistocene inferiore, costituita da una coltre continentale limosa argillosa sabbiosa (litotipi "B"), con concrezioni calcitiche da endemiche a diffuse, di potenza e reologia variabile che ammantano la porzione alterata del substrato marino (Litotipo C1) argilloso limoso plio-pleistocenico (Cfr. Cap. 2).

[II] GEOMORFOLOGIA. Nell'area di progetto **NON** sono state rilevate zone instabili ed a rischio frana. L'area, al naturale, risulta a discreta pendenza topografica ($\approx 15^\circ$) ma morfologicamente stabile, con assenza di movimenti gravitativi quiescenti e/o in atto che possano inficiare la realizzazione dell'opera. Simili osservazioni di campagna sono state confermate nei logs penetrometrici pesanti ad espansione laterale libera ELL (senza tubi di rivestimento) DPH-1, DPH-2 e DPH-3 nonché nei 4 saggi geognostici (SGe-1, SGe-2; SGe-3 e SGe-4) a distruzione eseguiti per il progetto, nei quali non sono stati rilevati significativi livelli compressibili e/o di taglio. La documentazione reperita (saggi geognostici SGr), la letteratura tecnica (analisi geologica e geomorfologica da variante al P.R.G.) ed il P.A.I. regionale corroborano simili valutazioni (Cfr. Prg. 2.1 ed allegato 3: Stralcio Tavola del Rischio P.A.I.).

[III] IDROGEOLOGIA. Nell'area di progetto è stata marcata una falda acquifera di contatto all'interno della litofacies sabbiosa della formazione (litotipo C), la cui spazialità è rappresentata nell'allegato 5 (Planimetria progettuale). La stessa è stata marcata ad una profondità media di circa -6.0 metri sul piano di campagna relativo. Trattasi per lo più di falde impilate e sospese di medi rilevanza. Si rappresenta, inoltre, che una certa circolazione idrica casuale e priva di spazialità è ravvisabile anche nella coltre eluvio-colluviale (litotipo B), specie durante i periodi di intense e forti piogge. Ciò è segnalato dalla presenza di concrezioni calcitiche sotto forma di acinuli eterometrici che segnala, appunto, come in condizioni meteorologiche avverse si possa instaurare nei depositi suddetti una discreta circolazione idrica epidermica, comunque sanabile tramite adeguato drenaggio superficiale.

In relazione quanto esposto **NON** sussistono problematiche di fattibilità idrogeologica (Cfr. anche Prg. 2.2).

[IV] LITOLOGIA E GEOMECCANICA TERRENI (Parametri medi: Fm). I parametri geotecnici riscontrati nell'area di progetto, per i differenti litotipi rilevati, sono definiti per i valori medi (Fm) al Capitolo 3, parte prima, del presente elaborato.

MODELLAZIONE SISMICA

[V] PARAMETRIZZAZIONE. La verifica condotta, nel rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 ss.mm.ii. ha consentito di definire le seguenti parametrizzazioni sismiche (Cfr. Capp. 4, 5 e 6, relativi paragrafi ed allegati 2 e 3), ottenute dalla media ponderata dei diversi metodi utilizzati. Trattandosi di un'opera nuova a tipologia civile, la normativa vigente indica che le verifiche agli S.L.U. debbano essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

PROGETTO: "REALIZZAZIONE NUOVO EFICIO PER CIVILE ABITAZIONE"
Periodo di riferimento per l'azione sismica: > VR = 50 anni
Zona sismica: "2"
Categoria di sottosuolo: "C" (velocità mediata onde di taglio Vs30 = 244 m/sec)

Accelerazione orizzontale massima: Amax			
STANDARDIZZAZIONE MEDIA METODI DI CALCOLO			
PROGETTO: "Realizzazione nuova strada di P.R.G."			
Amax (SLO) media	Amax (SLD) media	Amax (SLV) media	Amax (SLC) media
0,94 m/sec ²	1,18 m/sec ²	3,10 m/sec ²	4,00 m/sec ²
θ	θ	$\underline{\theta}$	θ
0,200	0,200	0,240	0,280
Kh	Kh	Kh	Kh
0,019	0,024	0,076	0,114
Kv	Kv	Kv	Kv
0,010	0,012	0,038	0,057

VERIFICA. In riferimento a quanto sintetizzato sopra ed in relazione alle definizioni di cui alla sezione di Relazione di "modellazione sismica", il sito di progetto può essere ricondotto ad una categoria di pericolosità sismica MEDIA.

MODELLAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

[VI] GEOMECCANICA LITOTIPI (Parametri caratteristici: Fk). I valori caratteristici (Fk), sui quali si applicano i coefficienti di sicurezza parziali (CP) in funzione dello stato limite considerato nelle verifiche, sono restituiti al Capitolo 8, parte terza, del presente elaborato. [La programmazione analitica dei parametri da: Fm (medi) a Fk (caratteristici) è riprodotta nell'allegato 1].

[VII] VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE. La verifica alla liquefazione è stata condotta nel rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 punto 7.11.3.4.2. Dall'analisi dei risultati conseguiti, Cfr. Cap. 9, si evince che i litotipi di progetto risultano NON suscettibili di liquefazione sotto carichi ciclici di tipo Sisma (magnitudo di riferimento 6,50 scala Richter).

16. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

16.1 Tipizzazione Intervento. Come illustrato in premessa, il *plan* progettuale prevede la realizzazione di una nuova strada da P.R.G. ad andamento ad arco convesso lungo la sezione medio-apicale di un versante esposto a nord e significativamente pendente (15°). Trattasi di una nuova via comunale di collegamento a modesto scorrimento.

16.2 Fattibilità dell'opera. L'intervento è appieno attuabile nel contesto geologico, geomorfologico, idrogeologico, geotecnico e di modellazione sismica.

16.3 VERIFICHE di SICUREZZA

[I] Verifiche di stabilità. I risultati conseguiti autorizzano a ritenere il versante di progetto in condizioni di sicurezza. Le verifiche di stabilità di versante ^[1] condotte con 3 (tre) metodologie differenti lungo le tracce di riferimento più esposte (sezione 7-7) e di massima pendenza hanno fornito risultati conformi e compatibili con le caratteristiche geomorfologiche dell'area e reologiche del sedimento (Cfr. anche Cap. 12). I valori del fattore di stabilità statico (F_s), adottando i parametri geotecnici minimi sottesi, sono superiori a quelli fissati dalla normativa vigente ($F_s > 1,25$): D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i.. Anche nelle condizioni limite di progetto, ovvero in condizioni transitorie dinamiche significative (F_d), dunque imponendo il coefficiente sismico orizzontale massimo "Kh", scaturito dalla "media ponderata" dei metodi di riscontro (D.M. 14.01.2008 s.m.i. e microzonazione analitica), le superfici di scorrimento attese verificano le slides tracciate, esibendo valori del fattore di sicurezza sempre superiori a quello prescritto nelle disposizioni di legge ($F_d > 1,25$) ed in ogni caso nettamente maggiori all'unità ($F_d \gg 1,00$), dato che costituisce la soglia d'instabilità incondizionata. (Cfr. Cap. 11 e relativi paragrafi).

[II] Verifica altezza critica rilevato. La verifica dell'altezza massima del rilevato stradale condotta secondo la metodologia di Taylor (1937), nel rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i., ha consentito di stimare l'altezza critica del rilevato stradale che si aggira attorno a: $H_c \approx 7,0$ m (Cfr. Cap. 13.)

La stima è stata condotta in condizioni naturali di pendenza, geomorfologia e reologia dei litotipi in posto. Per altezze di rilevato superiori a quella computata, si potrebbe verificare rottura del rilevato da realizzare ed il passaggio dal campo elastico a quello plastico.

[1] Si rappresenta che le verifiche di sicurezza alla stabilità del pendio sono state attuate:

- Allo stato naturale del versante secondo il metodo del pendio indefinito, in quanto la porzione di materiale coinvolto nella eventuale rottura (litotipo B) è di modeste dimensioni rispetto all'altezza ed alla lunghezza del versante. (Metodo di SKEMPTON modificato e LAMBE & WHITMAN [1957-1968] per le condizioni statiche e HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985] per quelle dinamiche.
- Allo stato di progetto (con sovraccarico del rilevato) secondo il metodo del pendio finito, in quanto l'eventuale porzione di materiale coinvolto nella rottura è "non lineare" o di "cospicuo volume" rispetto all'altezza ed alla lunghezza della pendice. (Metodi di Bishop semplificato, 1955 per superfici circolari e Morgerstern, Price & Chene (1965-1984) per superfici irregolari).

[III] Cedimenti rilevato. La stima dei cedimenti indotti è stata eseguita adottando la metodologia di H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974, ritenuta significativa a definire le condizioni d'approccio per "terreni stratificati di natura composita". Dall'analisi dei risultati tabulati (Cfr. Prg. 14.2), si evince che i cedimenti risulteranno marginali [$\Delta f-c = 3,38$ cm] e prevedibili durante le fasi di realizzazione dell'opera, dunque pienamente compatibili con il rilevato di progetto.

16.4 INDICAZIONI PROGETTUALI. Condizione vincolante alla regola d'arte del manufatto ed alla stabilità dell'intervento sono pertanto la messa in opera di tutta una serie di accorgimenti tecnologici e costruttivi da compiersi secondo fasi consecutive:

[Fase 1] - Scotico del riporto attuale (litotipo A) e della porzione corticale del litotipo B1 fino ad una profondità totale di $H1 \approx 1,00$ m sul p.c. relativo. *(Si ritiene altresì tale altezza corretta ma comunque indicativa in quanto l'effettiva variazione di spessore spetta al giudizio della Direzione dei Lavori all'atto esecutivo dell'opera, specie in relazione all'estensione dell'area).*

[Fase 2] - Bonifica del piano di posa. Tale intervento è di rilevante significato geologico e geotecnico, questo perché dalle prove condotte il litotipo B di posa (limoso argilloso sabbioso) è risultato di bassa consistenza ($E_d = 3,79$ Mpa), pertanto non lo si ritiene idoneo come sottofondo. In situazioni d'intensa piovosità e/o inadeguata regimazione delle acque di scorrimento superficiale e di prima infiltrazione, e/o in concomitanza di episodio transitori (sisma), il litotipo può subire rigonfiamenti e rammollimenti significativi. La letteratura suggerisce altresì di amplificare la sostituzione, non limitandosi ai soli terreni al contatto del rilevato; sulla scorta di tali indicazioni è da ritenersi rispondente per il tracciato in oggetto un ulteriore approfondimento dello scavo per uno spessore di circa: $H2 \approx 0,50$, laddove una maggiore altezza di surrogazione collima con l'efficacia dell'intervento. In totale il "materiale" da asportare è dello spessore $H = H1+H2 \approx 1,50$ m (Lo schema di surrogazione è mostrato nel grafico a lato).

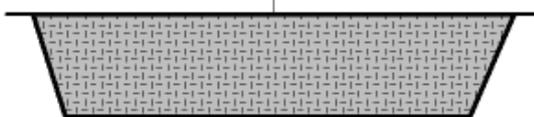
FASE 1. Eliminazione della coltre vegetale e del riporto (litotipo A) misura della deformabilità del terreno



FASE 2. Ulteriore approfondimento dello scavo per l'eliminazione della porzione di terreno compressibile a bassa consistenza (litotipo B1)



FASE 3. Riempimento dello scavo con terra specifica da rilevato costipata ($> 15-20$ MPa)



[Fase 3] - Riempimento dello scavo di sostituzione con materiale costipato da rilevato. Lo spessore di bonifica deve essere tale da garantire, a costipamento ultimato del terreno di surroga, valori del modulo di deformazione superiori a $15 \div 20$ Mpa ($50 \div 1500$ Kg/cm²), da verificare mediante prove di carico su piastra circolare del diametro di 30 mm (norme CNR - UNI 10006), oppure tramite prove CBR di cantiere. Sono da prediligere materiali aridi, drenanti ad alte caratteristiche reologiche, con funzione anche di anticapillare.

[Fase 4] - Preparazione del piano di appoggio mediante gradonatura d'immorsamento parallela o normale (Cfr. Fase 7), ciò per evitare le insidiose discontinuità al contatto tra terreno in sito e rilevati di forma continua. La gradonatura principale è sempre quella in direzione trasversale all'asse del rilevato, essa può esser orizzontale (Fig. A) ma ancor meglio a reggipoggio (Fig. B). Tale sistema è da

ritenersi congruo per l'area di progetto. La stessa letteratura tecnica ne segnala l'importanza nelle aree collinari e con pendenze $P \geq 15\%$.

Fig. A.

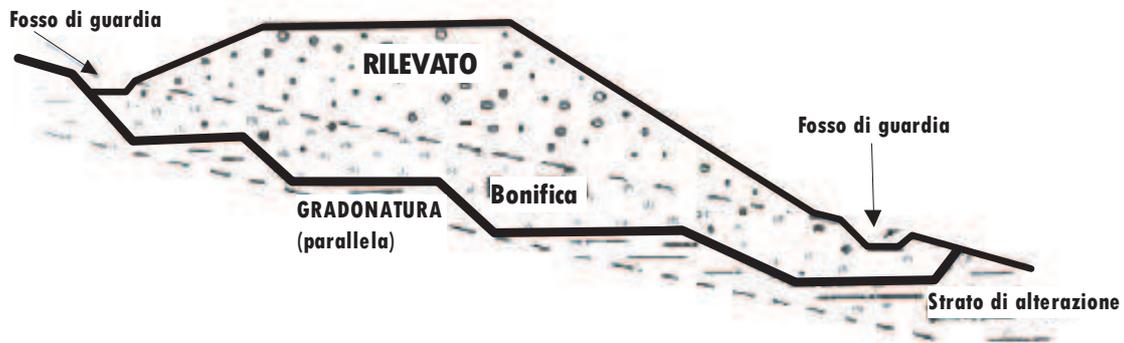
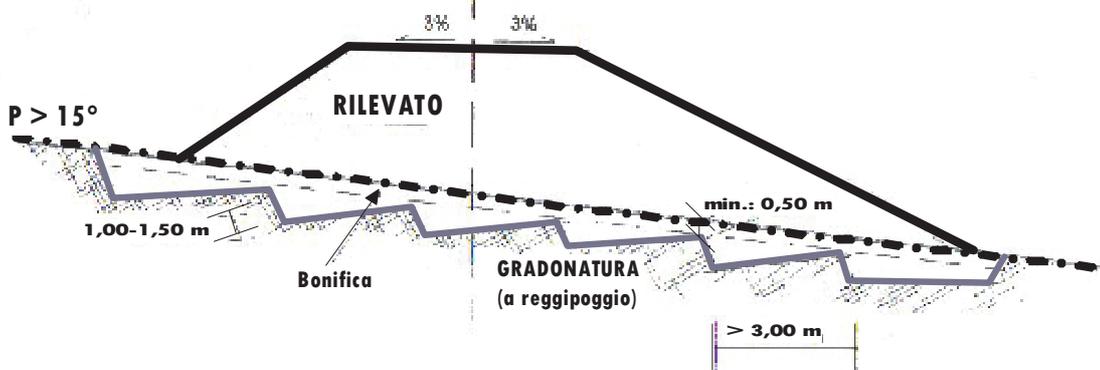
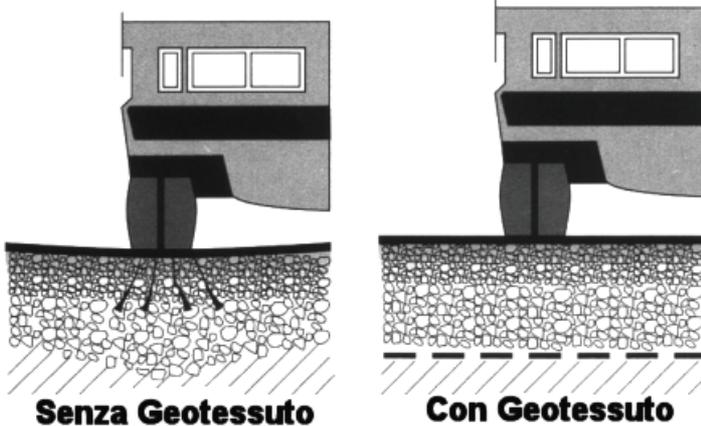


Fig. B.



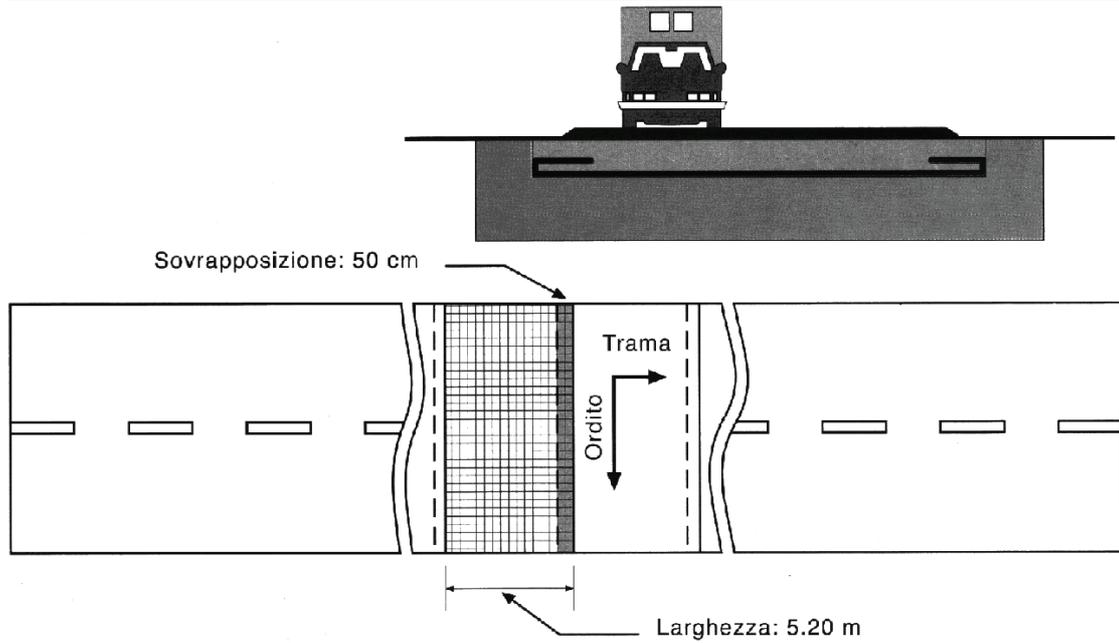
[Fase 5] - Messa in opera sul fondo del materiale asportato e prima del rinterro un graticcio di materiale sintetico ad alta resistenza. Questi sono rappresentati da geosintetici o tecnologie affini (geocompositi, geotessili tessuti non tessuti di elevata rigidità e resistenza a trazione). Tali materiali, favorendo la stabilità d'insieme dell'opera, incrementano sensibilmente la resistenza "Rd" del terreno di fondazione (Cfr. anche Prg. 14.1).

[Fase 6 (eventuale)] - Messa in opera di materiale sintetico ad alta resistenza. Tra il terreno di sottofondo e la massicciata si consiglia l'interposizione di un manto di geotessuto (o tecnologie affini) con



funzione di assorbimento delle sollecitazioni di taglio trasmesse dal manufatto al terreno di base, di ripartizione dei picchi di carico su superfici più ampie, di impedimento della migrazione delle particelle argillose verso l'alto determinata dall'effetto di pompaggio dei carichi ciclici, aumentando altresì il numero (Fig. a lato). Si raccomanda di stendere il geosintetico in senso ortogonale alla direzione di percorrenza, realizzando altresì un risvolto di almeno 1

metro ai lati della strada ed evitando la formazione di pieghe (Cfr. Fig. Pag. seguente).

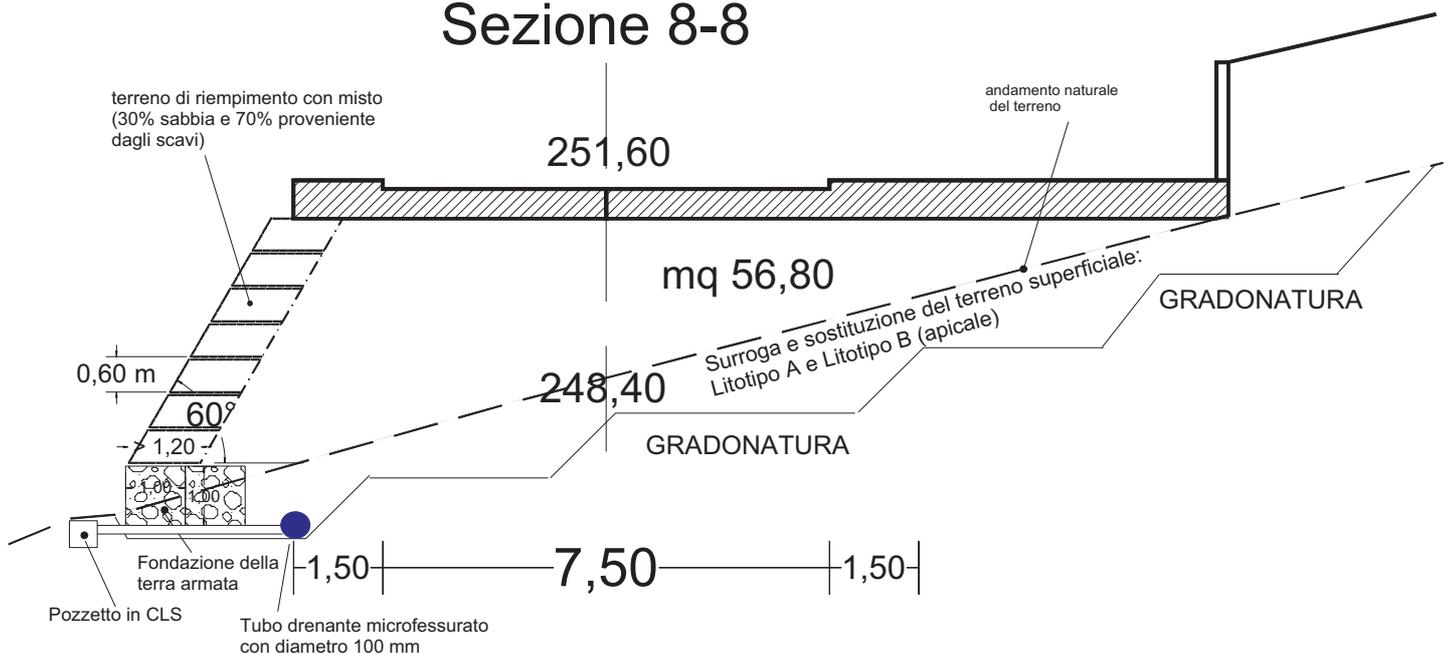


[Fase 7] – **Rinforzo del corpo del rilevato tramite terre armate (Cfr. Fig. sotto).** La tecnica consiste nella realizzazione di un terrapieno compattato a parete ad alto angolo (o semi-verticale) al cui interno sono inserite, ad intervalli regolari, strisce di geosintetico HDPE (o altra fattispecie a cura della progettazione). Ad opera ultimata dovrà essere effettuata una idrosemina a spessore sulla facciata, oppure inerbire utilizzando piante tappezzanti o talee.

Il dimensionamento della terra armata è delegata al progettista dell'opera, ciò in relazione al computo metrico dei lavori e relativi costi d'opera nonché alla scelta dei materiali del rilevato e di armatura delle terre. Si rappresenta che il dimensionamento di un rilevato rinforzato deve tener conto dei meccanismi di collasso dell'opera (ribaltamento, scivolamento base, "Rd" e stabilità globale).

- La progettazione può essere eseguita con il metodo di Jewell (1984, 1991).
- Il computo con il software MACSTARS W della Maccaferri S.p.A.

Sezione 8-8



[Fase 8] - Lavori rivolti al contenimento ed alla riduzione delle pressioni neutrali. In tale ambito ci tiamo le canalette di scolo, i fossi di guardia, le cunette, i tombini, le trincee, i tubi drenanti (Cfr. Fig. pagina precedente) e tutti i manufatti per la raccolta ed il convoglio delle acque piovane e di prima infiltrazione verso ricettacoli naturali e/o antropici. L'assenza di un adeguato ed efficiente sistema di drenaggio potrebbe inficiare nel tempo sia la stabilità del rilevato sia quella del versante (con percolazioni ed filtrazioni nel corpo stradale), dal momento che vi è una stretta dipendenza tra il regime delle pressioni neutre della falda idrica (marcata a -6.00 m sul p.c. relativo) e quella delle precipitazioni meteoriche.

MACERATA, MARZO 2010

GEOLOGO SPECIALISTA

(ALBO SEZIONE A)

DR. FABIO ROSSI

ORDINE DEI GEOLOGI DELLE MARCHE



SEDE LEGALE: Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC) - Tel. 0733.717803 Fax: 0733.222075 Mobile: 347.6489397

SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE: Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) Tel./fax: 0733.771279 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) Tel.: 0734.993476

studio.lander@geologist.com PARTITA IVA 01660690437

ALLEGATI

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO (Fk)

L'eurocodice 7 ed il D.M. 14.01.2008 fissano, per i parametri geotecnici del terreno, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore "X" uguale a -1,645. Da cui:

$$\phi'k = \phi' m \cdot (1 + X \cdot V\phi) = \phi' m \cdot (1 - 1,645 \times V\phi)$$

$$c'k = c' m \cdot (1 + X \cdot Vc) = c' m \cdot (1 - 1,645 \times Vc)$$

La deviazione standard si esplicita, nella forma a 3 variabili, con la seguente relazione:

CALCOLO DEVIAZIONE STANDARD

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N t_i^2}{N} - \left(\bar{t}\right)^2}$$

Parametri geotecnici dei litotipi: da Kg/cm² a kN/mq + deviazione standard da Fm a Fk

VALORI MEDI parametri Fm					N prove in sito 3			VALORI CARATTERISTICI parametri Fk		
Anghi di attrito medi (F _m) rilevati in campagna					media n. prove Dev. Standard			Angolo di attrito caratteristici (F _k)		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				F _k	
Litotipo 1						gradi			gradi	
Litotipo 2						gradi			gradi	
Litotipo 3						gradi			gradi	
Litotipo 4						gradi			gradi	
Litotipo 5						gradi			gradi	
Anghi di attrito medi (F _m) rilevati in campagna					media n. prove Dev. Standard			Angolo di attrito caratteristici (F _k)		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				F _k	
Litotipo 1	21,0	20,8	21,2			gradi	21,0	3	0,16	20,7
Litotipo 2	25,0	24,7	23,7			gradi	24,5	3	0,56	23,6
Litotipo 3	26,6	27,2	26,6			gradi	26,8	3	0,28	26,3
Litotipo 4						gradi				
Litotipo 5						gradi				
Coesione drenata (C _m) rilevata in campagna					media n. prove Dev. Standard			Coesione drenata caratteristica (C _k)		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				C _k	
Litotipo 1	0,08	0,08	0,08			Kg/cm ²	7,85	3	0,00	7,85
Litotipo 2	0,25	0,22	0,18			kN/mq	21,25	3	2,81	16,62
Litotipo 3	0,35	0,39	0,35			Kg/cm ²	35,63	3	1,85	32,59
Litotipo 4	34,32	38,25	34,32			kN/mq				
Litotipo 5						Kg/cm ²				
						kN/mq				
coesione non drenata (C _u m) rilevata in campagna					media n. prove Dev. Standard			coesione non drenata caratteristica (C _u k)		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				C _u k	
Litotipo 1	0,39	0,38	0,41			Kg/cm ²	38,57	3	1,22	36,56
Litotipo 2	1,24	1,12	0,90			kN/mq	106,57	3	13,81	83,85
Litotipo 3	1,77	1,94	1,74			Kg/cm ²	178,15	3	8,64	163,95
Litotipo 4	173,58	190,25	170,64			kN/mq				
Litotipo 5						Kg/cm ²				
						kN/mq				
Peso di volume (γ _m) rilevato in campagna					media n. prove Dev. Standard			Peso di volume caratteristico (γ _k)		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				E _{sk}	
Litotipo 1	1,80	1,79	1,81			(t/mc)	18,35	3	0,08	18,22
Litotipo 2	1,94	1,94	1,90			kN/mc	19,65	3	0,19	19,33
Litotipo 3	1,98	2,01	1,99			(t/mc)	20,33	3	0,13	20,12
Litotipo 4	20,19	20,50	20,29			kN/mc				
Litotipo 5						(t/mc)				
						kN/mc				
						(t/mc)				
						kN/mc				
Modulo edometrico/elastico (Ed _m)/(E _{sm}) rilevato in campagna					media n. prove Dev. Standard			Modulo edometrico/elastico caratteristico (Ed _k)/(E _{sk})		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				E _{sk} / Ed _k	
Litotipo 1	40,00	39,00	41,00			Kg/cm ²	3,92	3	0,08	3,79
Litotipo 2	94,00	87,00	73,00			Mpa	8,30	3	0,86	6,89
Litotipo 3	124,00	140,00	124,00			Kg/cm ²	12,68	3	0,74	11,47
Litotipo 4	9,22	8,53	7,16			Mpa				
Litotipo 5	12,16	13,73	12,16			Mpa				
						Kg/cm ²				
						Mpa				
						Kg/cm ²				
						Mpa				
Modulo di taglio (G _{0m}) rilevato in campagna					media n. prove Dev. Standard			Modulo di taglio G ₀ caratteristico (G _{0k})		
	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5				G _{0k}	
Litotipo 1	258,00	250,00	272,00			Kg/cm ²	25,50	3	0,89	24,03
Litotipo 2	695,00	638,00	541,00			Mpa	61,26	3	6,23	51,00
Litotipo 3	947,00	1012,00	928,00			Kg/cm ²	94,37	3	3,53	88,57
Litotipo 4	68,16	62,57	53,05			Mpa				
Litotipo 5	92,87	99,24	91,01			Kg/cm ²				
						Mpa				
						Kg/cm ²				
						Mpa				

Modulo di poisson v medio

	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5	
Litotipo 1	0,40	0,40	0,40			(-)
Litotipo 2	0,36	0,36	0,36			(-)
Litotipo 3	0,34	0,34	0,34			(-)
Litotipo 4						(-)
Litotipo 5						(-)

media	n. prove	Dev. Standard
0,40	3	0,00
0,36	3	0,00
0,34	3	0,00

Modulo di poisson caratteristico (Vk)

vk	
0,40	(-)
0,36	(-)
0,34	(-)
	(-)
	(-)

Costante di quiete K0m

	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5	
Litotipo 1	0,53	0,53	0,53			(-)
Litotipo 2	0,47	0,48	0,48			(-)
Litotipo 3	0,44	0,45	0,45			(-)
Litotipo 4						(-)
Litotipo 5						(-)

media	n. prove	Dev. Standard
0,53	3	0,00
0,48	3	0,00
0,45	3	0,00

Costante di quiete caratteristico (K0k)

K0k	
0,53	(-)
0,47	(-)
0,44	(-)
	(-)
	(-)

Densita relativa media Drm / OCR

	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5	
Litotipo 1	1,30	1,73	1,24			(-)
Litotipo 2	1,56	1,16	1,17			(-)
Litotipo 3	1,51	1,67	1,80			(-)
Litotipo 4						(-)
Litotipo 5						(-)

media	n. prove	Dev. Standard
1,42	3	0,22
1,30	3	0,19
1,66	3	0,12

Densita relativa caratteristica Drk

Drk / OCR	
1,06	(%) (-)
0,99	(%) (-)
1,46	(%) (-)
	(%) (-)
	(%) (-)

Nspt medi

	DPH-1	DPH-2	DPH-3	DPH-4	DPH-5	
Litotipo 1	3,70	3,60	3,90			
Litotipo 2	13,50	12,00	9,80			
Litotipo 3	20,20	21,50	19,40			
Litotipo 4						
Litotipo 5						

media	n. prove	Dev. Standard
3,7	3	0,12
11,8	3	1,52
20,4	3	0,87

Nspt caratteristici

Nsptk	
3,53	(-)
9,27	(-)
18,94	(-)
	(-)
	(-)

Computo analitico parametri Stati Limite Sisma

MACERATA - "PCL14 -Via Fonte Maggiore" Realizzazione nuova strada P.R.G.

Cerca Posizione

Via: n°

Comune: Cap

Provincia:

Latitudine

Longitudine

Determinazione dei parametri sismici

Lat. Long.

Classe dell'edificio
 Il Affollamento normale, Assenza di funz. pubbliche e soc.
 Du=1

Vita nominale
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

43.3026, 13.4564

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite

	Tr [anni]	a _v [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0,054	2,429	0,274
Danno (SLD)	50	0,068	2,421	0,293
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,181	2,446	0,329
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,238	2,461	0,338
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Stabilità dei pendii e fondazioni Paratie

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

H (m)

u_s (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
S _s *	1,50	1,50	1,43	1,35
Amplificazione stratigrafica	1,61	1,58	1,52	1,50
C ₀ *	1,21	1,21	1,21	1,21
Coeff. funz categoria	1,21	1,21	1,21	1,21
S _t *	1,21	1,21	1,21	1,21
Amplificazione topografica				
Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]	<input type="text" value="0.6"/>			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,020	0,025	0,075	0,109
kv	0,010	0,012	0,038	0,055
Am _{ax} [m/s ²]	0,962	1,219	3,078	3,818
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280



SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

MICROZONAZIONE ANALITICA METODO DI MEDVEDEV - (1960)

Litologia di riferimento: Bedrock

Strato	Vs [m/s]	γ [kN/mc]
Rif.	800	24,00

Litologie superficiali

Strati	Vs [m/s]	g [kN/mc]	h [m]
1	140	18,00	7,80
2	191	19,00	1,20
3	248	20,00	5,00
4			
5			
totale			14,0

Vs Velocità onde trasversali
 γ Peso di volume litologie
h Spessore dello strato
Vsn Velocità onde strato in felds

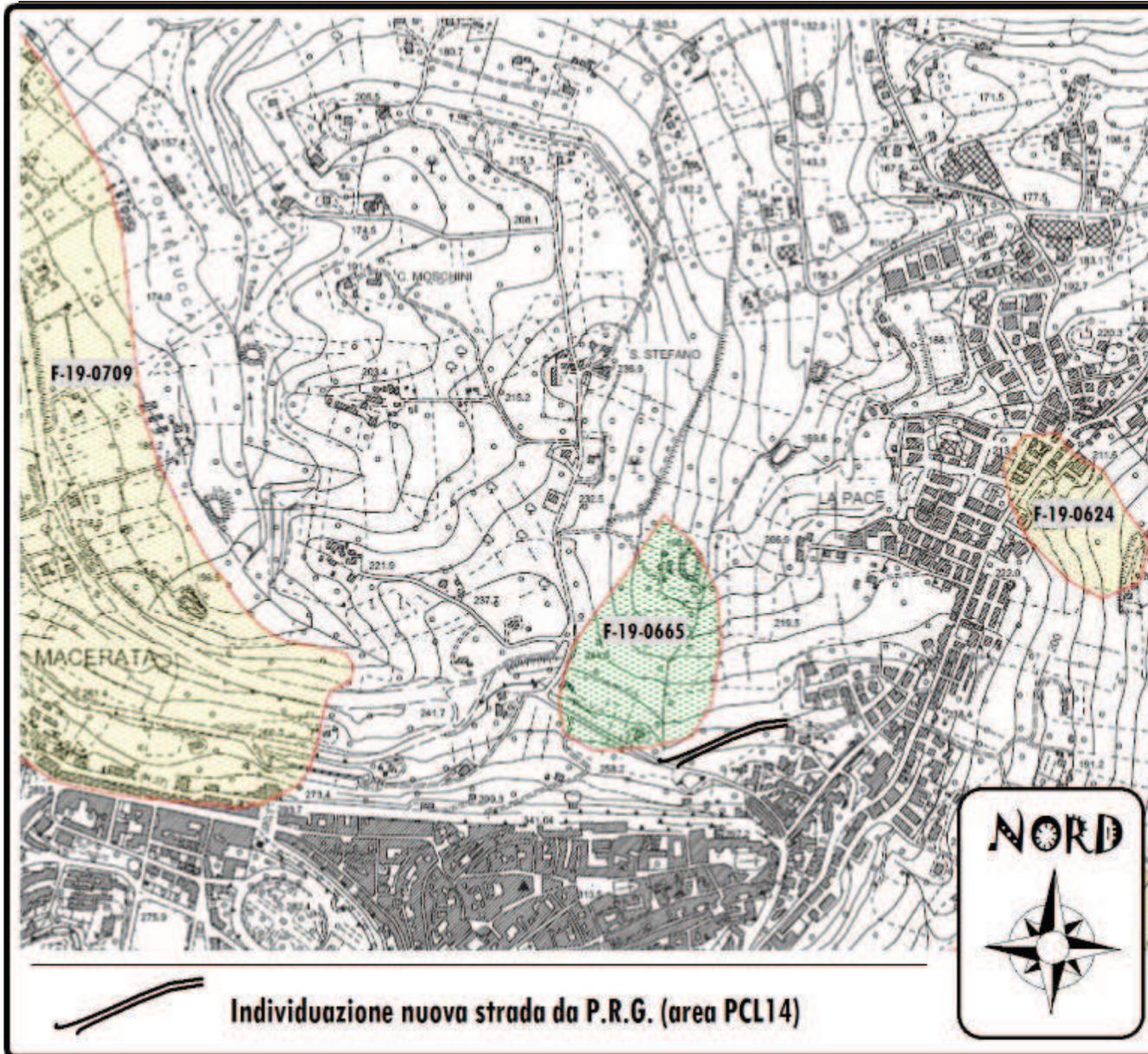
R₁ **3486,486** Impedenza sismica litologie superficiali (Rigidità)

R₀ **19200,000** Impedenza sismica litologie di riferimento

Profondità della falda dal p.c.	6,00	[m]	→	Vsn	
Profondità base strato impregnato	15,00	[m]		248	[m/s]
Inclinazione pendio	a	15,00 [° gradi]	→	0,261799388	[° radianti]
Pendenza substrato	a ₁	5,00 [° gradi]		0,087266463	[° radianti]

Computo analitico: risultati

Incremento sismico locale:	N₁	2,8490
Coefficiente idrogeologico:	N₂	0,2001
Fattore topografico:	N₃	1,1000
fattore geometria del bedrock:	N₄	1,0363
Fattore di amplificazione locale	FAD	1,69



Aree a rischio frana
(Codice F-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Aree a rischio esondazione
(Codice E-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Aree a rischio valanga
(Codice V-xx-yyyy)

- Rischio molto elevato (R4)

Limite di Bacino Idrografico

DESCRIZIONE CODICE LEGATO AI FENOMENI

Z - XX - YYYY

— numero identificativo di bacino
 — numero progressivo fenomeno
 — iniziale tipo di rischio

TAVOLE RI-45b

scala 1:10.000

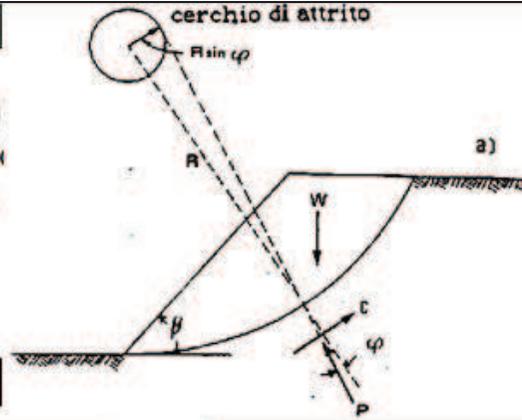
**Aree a rischio
Idrogeologico**

Sezione 303060

Metodo del cerchio di attrito (Taylor, 1937)

Cuk =	36,56	(coesione caratt. in kN/mq)
Cuk (cp) =	29,25	(Coeff. parz. Approccio 1 - 1)
γ =	18,22	(peso volume "Fk" Kn/mc)
H =	7,05	(altezza del rilevato)
Ns =	5,70	(numero di stabilit�)

$F_c = c\gamma * Ns/H$ 1,30



W = peso del terreno
 c = coesione
 φ = angolo di attrito
 β = angolo del pendio
 P = forza risultante

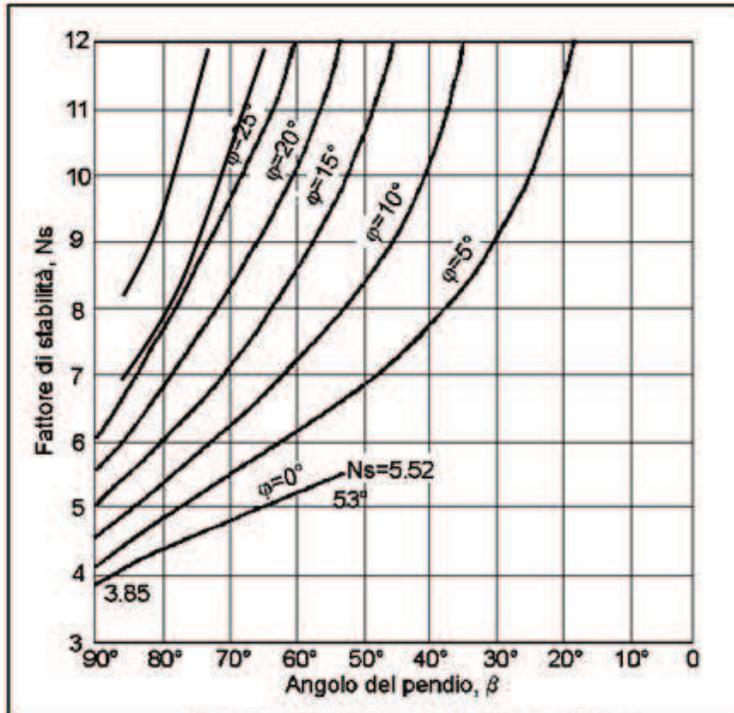


Fig. 3.4 - Diagramma del fattore di stabilit  Ns, secondo Taylor.

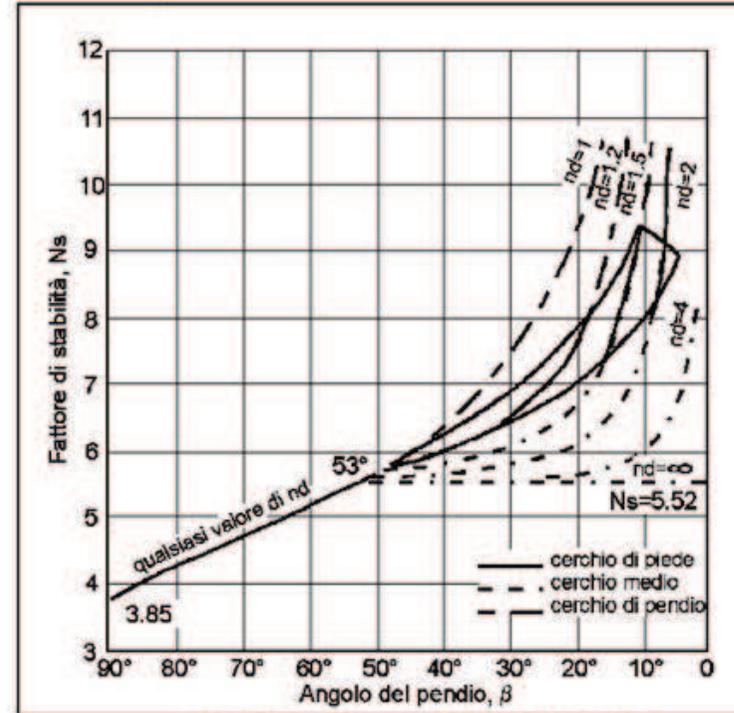


Fig. 3.5 - Diagramma del fattore di stabilit  Ns, secondo Taylor.



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI
 SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

Verifiche di stabilità di pendii infinitamente estesi

(verifiche in termini di sforzi efficaci - condizioni statiche e sismiche)

D.M. 14 gennaio 2008

LIMITI DI APPLICABILITÀ:

Nel caso di pendii caratterizzati da :

- materiali macroscopicamente omogenei (non stratificati), schematizzabili con il modello rigido-plastico e il criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- pendenze relativamente costanti;
- estensione planimetrica rilevante, se rapportata allo spessore dei materiali instabili/potenzialmente instabili;
- flusso di acqua parallelo al pendio;

il coefficiente di sicurezza in termini di **sforzi efficaci** in condizioni:

- **statiche**
- **sismiche** (accelerazione sismica solo nella direzione orizzontale)

può essere calcolato mediante le seguenti espressioni

(vedi Lambe, Whitman [1968] e Hadj-Hamou, Kavazanjian [1985]):

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{C'k + (\gamma k \cdot h - \gamma_w h_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \phi' k}{\gamma k \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

$$F_d = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{(C'k / \gamma k \cdot h) \cdot \sec \beta + [(1 - r_u) \cdot \cos \beta - (K_h \cdot \sin \beta)] \cdot \operatorname{tg} \phi' k}{\sin \beta + K_h \cdot \cos \beta}$$

essendo:

- ck' intercetta di coesione apparente caratteristica (FL⁻²)
- φ'k angolo di resistenza al taglio caratteristico (°)
- γ_{ik} peso di volume unitario umido del terreno caratteristico (FL⁻³)
- h profondità parametrizzazione geomeccanica minima (L)
- β pendenza media sull'orizzontale del pendio (°)
- γ_w peso di volume unitario dell'acqua (FL⁻³)
- ru (h-h_w)/h (-)
- h_w quota della falda rispetto al piano campagna (L)
- Δu sovrappressione interstiziale indotta dal sisma (FL⁻²)
- k_h coefficiente sismico orizzontale di progetto (-)
- kh coefficiente sismico orizzontale di progetto (-)
- g accelerazione di gravità (LT⁻²)

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI:

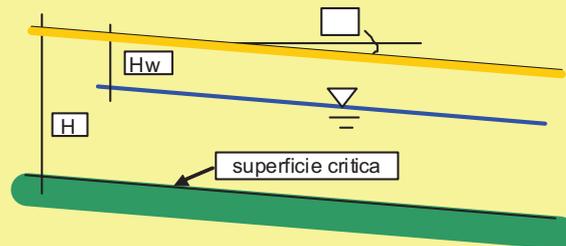
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V. [1968]
 "Soil Mechanics"
 John Wiley & Sons, Inc., New York.
- HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985]
 "Seismic stability of gentle infinite slopes"
 Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.111, No.6.

Pendio infinito con falda - condizioni statiche

Skemton [1958] - Lambe T. W. - Whitman R. V. [1968]

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{C'k + (\gamma k \cdot h - \gamma_w h_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi' k}{\gamma k \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

Approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO con R2 = 1,10



DATI DI INGRESSO: PARAMETRI CARATTERISTICI (Fk)

w	peso di volume acqua	10,00	(kN/m ³)
k	peso di volume terreno	18,22	(kN/m ³)
H_w	profondità falda da p.c.	19,00	(m)
h	profondità strato deformabile	9,00	(m)
	pendenza pendio	15,00	(°)
'k	angolo di attrito	20,70	(°)
c'k	coesione drenata	7,85	(kPa)

DATI DISCRETIZZATI: COEFFICIENTI PARZIALI "M2"

w	peso di volume acqua	10,00	(kN/m ³)
k	peso di volume del terreno	18,22	(kN/m ³)
H_w	profondità falda da p.c.	19,00	(m)
h	profondità strato deformabile	9,00	(m)
	pendenza pendio	15,00	(°)
'k	angolo di attrito	16,82	(°)
c'k	coesione drenata	6,28	(kPa)

Coefficiente parziale (R): R2 1,10

SCHEMATIZZAZIONE DEI RISULTATI:

FS statico: 1,38

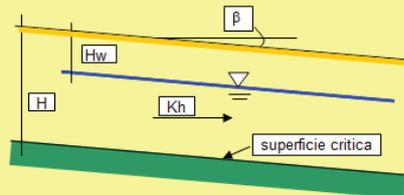
verificato!

Pendio infinito con falda - condizioni sismiche

HADJ-HAMOU T., KAVAZANJIAN E. Jr. [1985]

$$F_d = \frac{\tau_s}{\tau_m} = \frac{(C'k/\gamma k \cdot h) \cdot \sec\beta + [(1-r_u) \cdot \cos\beta - (K_h \cdot \sin\beta)] \cdot tg\phi'k}{\sin\beta + K_h \cdot \cos\beta}$$

Approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO con R2 = 1,10



DATI DI INGRESSO: PARAMETRI CARATTERISTICI (Fk)

γ_w	peso di volume acqua	10,00	(kN/m ³)
γ_k	peso di volume terreno	18,22	(kN/m ³)
H_w	profondità falda da p.c.	19,00	(m)
h	profondità strato deformabile	9,00	(m)
β	pendenza pendio	15,00	(°)
$\phi'k$	angolo di attrito	20,70	(°)
$c'k$	coesione drenata	7,85	(kPa)
Δu	sovrappressione interstiziale	0,00	(kPa)

(Per versanti interessati da fenomeni di instabilità, ove risultano già operanti le condizioni di resistenza residua, si può ipotizzare $Du=0$. In generale, vedi Crespellani T. et al. [1990]: "Analisi di stabilità dei pendii naturali in condizioni sismiche", Rivista Italiana di Geotecnica, anno XXIV, n.2)

K_h coeff. sismico orizzontale 0,076 (-)
(D.M. 14.01.2008)

K_v coeff. sismico verticale 0,038 (-)
(D.M. 14.01.2008)

DATI DISCRETIZZATI: COEFFICIENTI PARZIALI "M2"

γ_w	peso di volume acqua	10,0	(kN/m ³)
γ_k	peso di volume terreno	18,2	(kN/m ³)
H_w	profondità falda da p.c.	19,0	(m)
h	profondità strato deformabile	9,0	(m)
β	pendenza pendio	15,0	(°)
$\phi'k$	angolo di attrito	16,8	(°)
$c'k$	coesione drenata	6,3	(kPa)
Δu	sovrappressione interstiziale	0,0	(kPa)

Coefficiente di categoria sottosuolo: "S" **1,15**

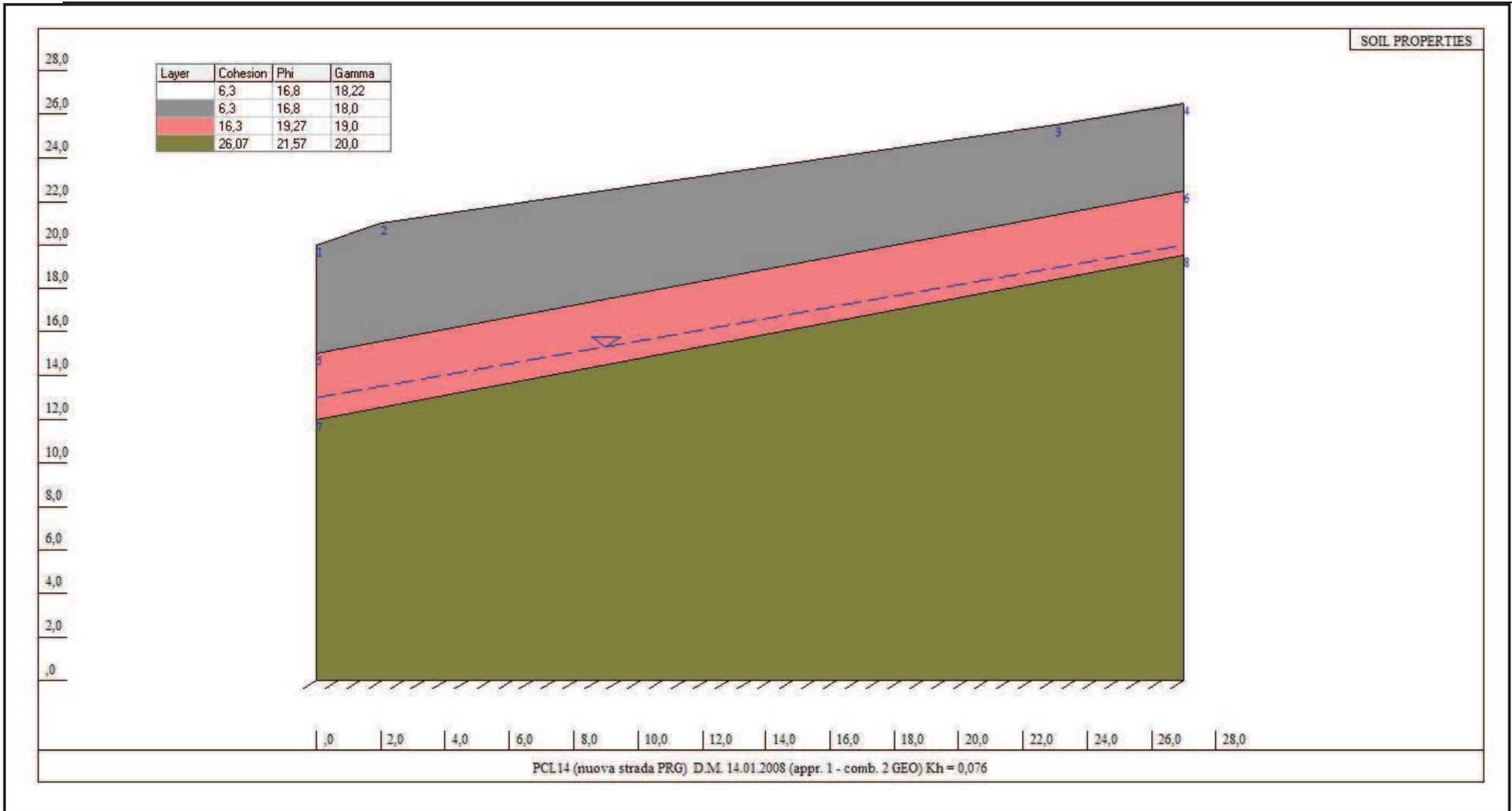
$K_{h(S)}$ coeff. sismico orizzontale di progetto 0,087 (-)
(D.M. 14.01.2008)

$K_{v(S)}$ coeff. sismico verticale di progetto 0,044 (-)
(D.M. 14.01.2008)

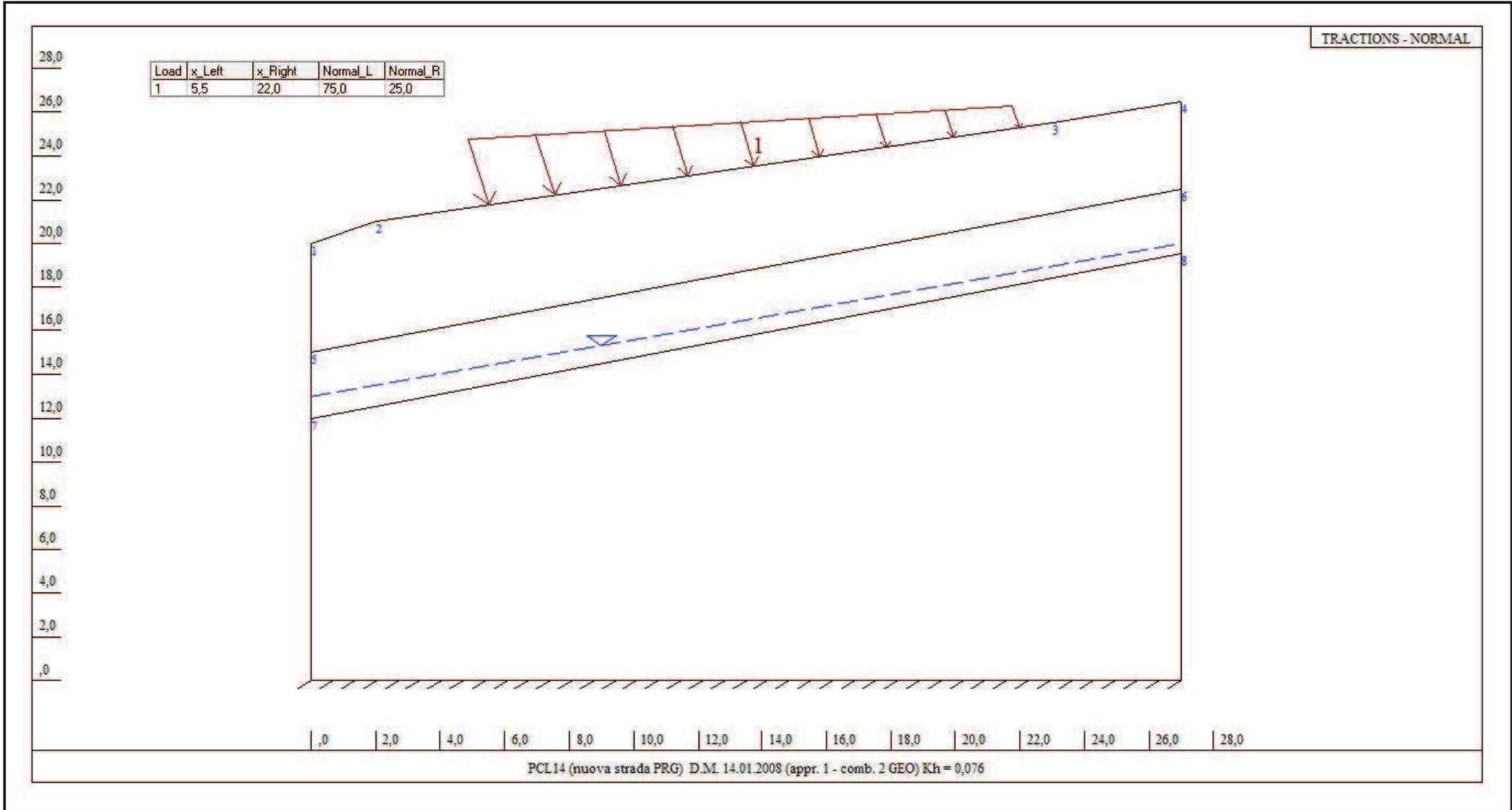
Coefficiente parziale (γ_R): R2 **1,10**

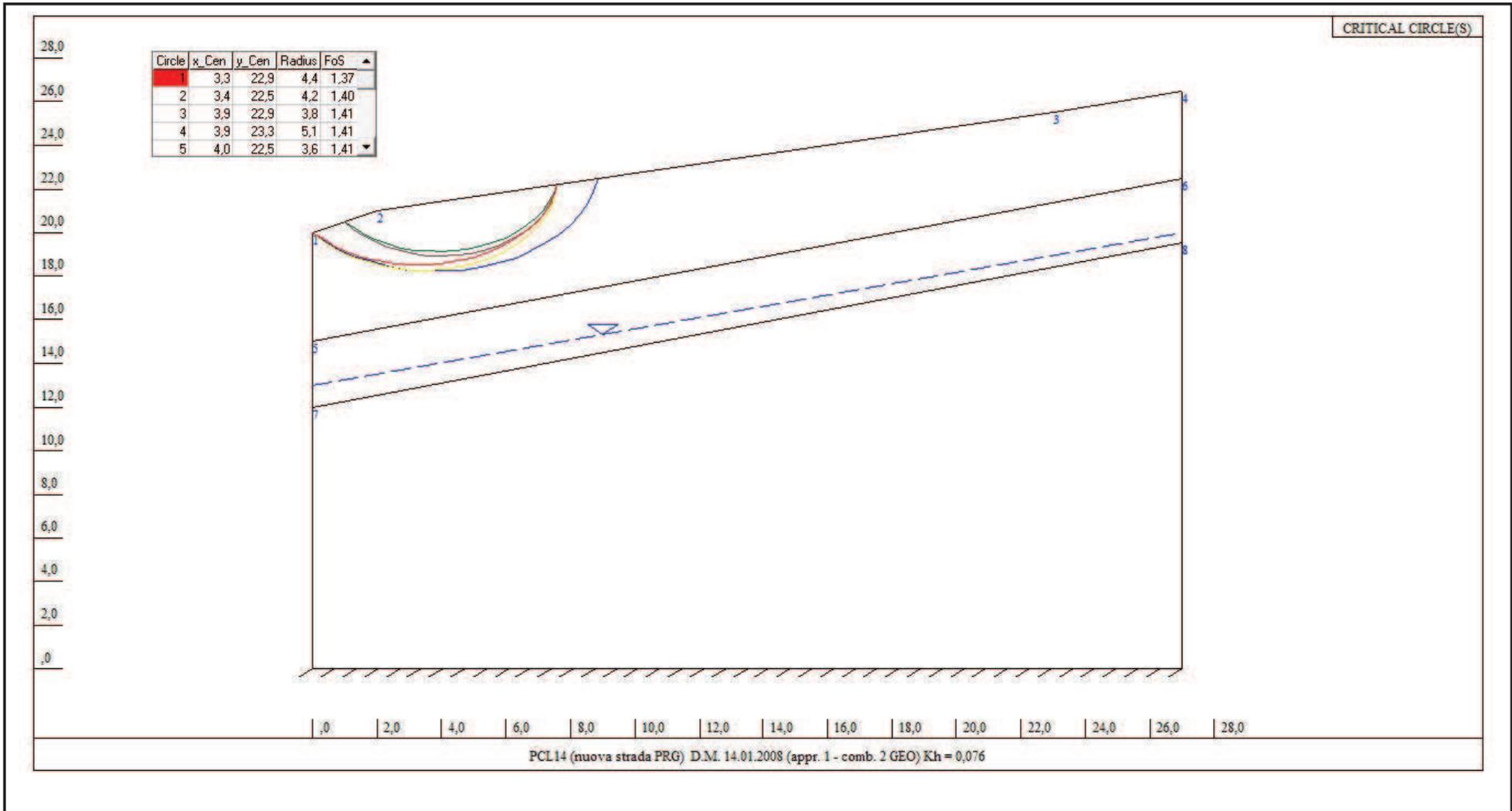
SCHEMATIZZAZIONE DEI RISULTATI:

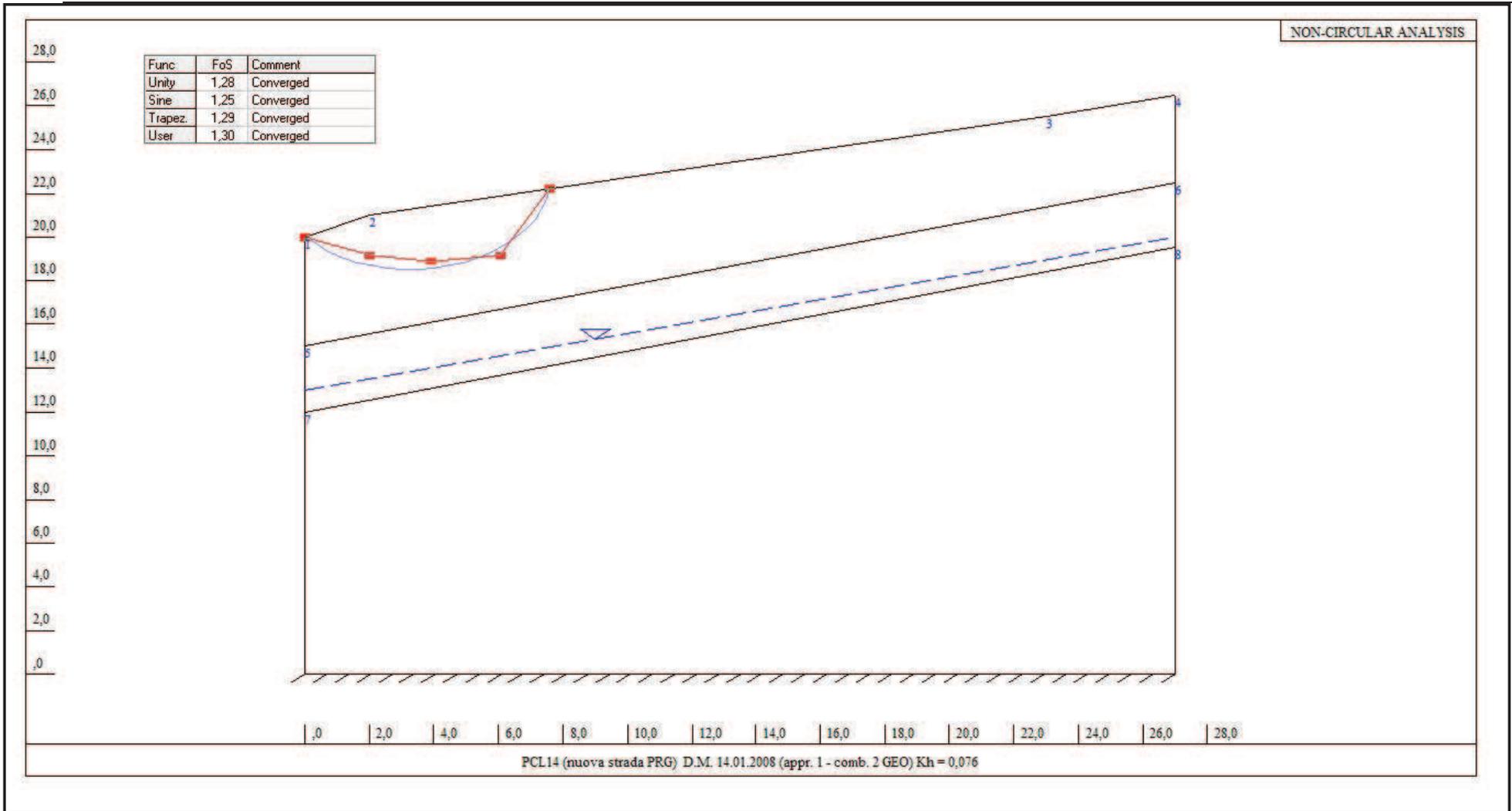
Fs (statico): 1,38	verificato!
Fd (sismico): 1,33	verificato!



Xslope (version 2.0)







Metodo di Morgenstern, Price & Chen (1965-1984)

Xslope (version 2.0)

STUDIO DI GEOLOGIA LANDER							
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO FONDAZIONI SUPERFICIALI							
BRINCH HANSEN (1970) - VESIC (1974)							
APPROCCIO 1: (STR) = A1+M1+R1 & (GEO) = A2+M2+R2							
PARAMETRI RELATIVI AL LITOTIPO							
peso di volume del terreno allo stato naturale (kN/m ³):							18,22
peso di volume saturo del terreno (kN/m ³):							20,50
profondità della falda dal piano di campagna relativo (m):							6,00
peso di volume del terreno alla quota di posa fondale (kN/m ³):							18,22
angolo di attrito ϕ_k (°):	25,88					γ_{ϕ}	21,21
coesione C_k (kN/mq):	7,85					γ_c	6,28
inclinazione del piano di campagna naturale (°):							15,0
PARAMETRI RELATIVI ALLA FONDAZIONE							
<i>Fondazioni di tipo rigido e flessibile</i>							
b = larghezza base (m)	2,00					"b" base equivalente:	2,00
L = lunghezza (m)	217,00					"L" lunghezza equivalente:	217,00
d = profondità piano di posa fondale (m)							0,50
inclinazione della base della fondazione (°):							5,0
H (orizzontale)	0,00	N (verticale)	0,00	H/N = rapporto componenti longitudinale e normale del carico (kN)			
eb = eccentricità carico in direzione orizzontale X (m)	0,00		eL = eccentricità carico in direzione Y (m)		0,00		
m(b)	1,9909	m(L)	1,0091	m(T)	1,95	angolo con (L) (°)	1,57
Fattori correttivi per l'azione sismica (Paolucci & Pecker, 1997):						verifica in condizioni dinamiche $K_h =$	0,076
PARAMETRI RELATIVI ALLE AZIONI							
N	31500,00	kN	Gk	25000,00	Qk	5000,00	Approccio 1 parametro
Mb	0,00	kNm		0,00		0,00	
MI	0,00	kNm		0,00		0,00	STR = A1+M1+R1 1,0 GEO = A2+M2+R2 1,3
Tb	0,00	kN		0,00		0,00	
TI	0,00	kN		0,00		0,00	pressione agente: 69,12 kN/mq
Ht	0,00	kN		0,00		0,00	
Pressione litostatica efficace alla quota d'imposta della fondazione (kN/mq):						9,11	
FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE DI BRINCH HANSEN - VESIC							
Nc =	16,0291034617	Nq =	7,2197385597	(Vesic) N _T =		6,3789749679	
FATTORI DI FORMA DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE DIRETTA							
Sc =	1,0041512845	Sq =	1,0035762936	S _T =		0,9963133641	
FATTORI DI APPROFONDIMENTO DEL PIANO D'IMPOSTA DELLA FONDAZIONE							
Dc =	1,0917414090	Dq =	1,0790343825	D _T =		1,0000000000	
FATTORI CORRETTIVI PER L'INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA							
Gc =	0,4612808409	Gq =	0,5358983849	G _T =		0,5358983849	
FATTORI CORRETTIVI PER L'INCLINAZIONE DELLA BASE DELLA FONDAZIONE							
Bc =	0,9227188372	Bq =	0,9334229869	B _T =		0,9334229869	
FATTORI CORRETTIVI PER L'INCLINAZIONE DEL CARICO (ECCENTRICITÀ)							
Ic =	1,0000000000	Iq =	1,0000000000	I _T =		1,0000000000	
FATTORI CORRETTIVI PER L'AZIONE SISMICA							
Zc =	0,9756800000	Zq =	0,9265431752	Z _T =		0,9265431752	
Resistenza del terreno (Q_{lim})						Rd (kN/mq)	132,51
Resistenza del terreno (Q_{lim})						Rdt (Kg/cm²)	1,351
Resistenza di progetto terreno / fondazione						Rd t/f (kN)	57508
Coefficiente parziale di capacità portante =						(γ_{RT})	1,8
Resistenza di progetto terreno / fondazione						Q_{lim}: Rd (kN/mq) / γ_R	73,62
profondità di posa: d (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
larghezza base: b (m)	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60
Q_{lim}: Rdt (kN/mq)	132,51	134,90	137,31	139,75	142,21	144,68	147,17
Q_{lim}: Rd (Kg/cm²)	1,351	1,376	1,400	1,425	1,450	1,475	1,501
Rd t/f (kN)	57508	58545	59594	60652	61719	62793	63874
Pressione agente valori caratteristici = Gk + Gq						Ed (kN/mq)	72,58
VERIFICA (è verificato se Fs > 1,0)						verificato	Ed < Rd
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO (verificato se Sd/Hd > 1,0)						Sd / Hd	assente
Q_{lim}: Rd (kN) / γ_R	73,62	74,94	76,28	77,64	79,01	80,38	81,76
Q_{lim}: Rd (Kg/cm²) / γ_R	0,751	0,764	0,778	0,792	0,806	0,820	0,834

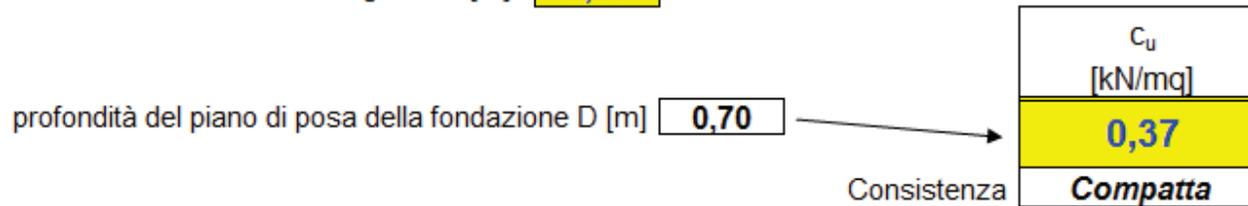
Calcolo della costante k_w di Winkler

Allegato 7a

Terreni COESIVI
GRANA FINA
 (argilla, limo)

nota che sia la COESIONE NON DRENATA: c_u

piano campagna [m]	0,00	
altezza di scavo (≈ piano interrato) H [m]	0,00	
profondità del piano di posa D [m]	0,40	rispetto alla superficie del terreno (lato della fondazione meno interrato)
larghezza della fondazione senza il magrone B [m]	2,00	



Schema di riferimento n. 1

	[N/cm ³]		[kg/cm ³]	[kN/cm ³]
		$k_w = k_1 \frac{b}{1,5B}$		
interpolazione del $k_1 =$	13		0,13	0,0013

modificare solo le celle di sfondo giallo

k_w	w		σ terreno	sollecitazione trave	
grande	piccolo	terreno rigido	→ grande	piccola	→ verifica del terreno
piccolo	grande	terreno deformabile	→ piccola	grande	→ verifica della trave



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI
 SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

Committente:	Edilquark S.r.l. (MA.VE. S.r.l.)		
Località:	PCL14 - Area lungo via Fonte Maggiore	Comune:	MACERATA
Quota bocca foro (m):	251,60	s.l.m. (medio)	Quota fondo foro: 240,60 [m]
Coordinate (long.):	-	Angolo rispetto alla verticale:	0 [°]
Coordinate (lat.):	-	Terminato il:	23/03/2010 esecuzione
Data:	23/03/2010	esecuzione	Profondità Totale: 11,00
			Direzione: Studio Lander n° distruzione
			Impresa: SIR.DA. Corridonia (MC) Prof. Max = 30 m

Falda [m]	Perforazione di circolazione	Corona diamant.	Profondità [m]	Profilo litologico	Carotaggio totale (% di recupero)	R.O.D. %	Descrizione Litologica	Grado di alterazione	Grado di durezza	Grado di fratturazione	Tipo di discontinuità	Prove di permeabilità		Strumentazione			
												Lugeon	Leffranc	Inclinometro	Piez. Tipo:	Quota:	
			0	0,60			Terreno vegetale composito Litotipo A										
			1				Limi argillosi sabbiosi di colore marrone chiaro, privi di intrusioni alloctone, con talune amalgame calciche e stato di consistenza da plastico a medio Litotipo B		D3/4	A3							
			2														
			3														
			4														
			5														
			6														
			7	6,50			Argille limose grigiastre con velli sabbiosi centimetrici ossidati di colore ocreo Rapp. S/A < 1. Substrato alterato Litotipo C1		D3	A2							
			8														
			9														
			10	9,50			Argille marnose sabbiose Rapp. S/A < 1. Substrato integro Litotipo C2		D2	A1							
			11	11,00													
			12														
			13														
			14														
			15														
			16														
			17														
			18														
			19														
			20														
			21														
			22														
			23														
			24														
			25														
			26														
			27														
			28														
			29														
			30														

Cfr. Documentazione fotografica per i dettagli sulla stratigrafia ed il posizionamento del saggio geognostico SGe-1. Si rappresenta che il saggio geognostico è stato spinto alla profondità di 11 m dal p.c. relativo. Lo stesso è stato lasciato aperto per circa 2 ore al fine di rilevare la potenza della falda idrica e la sua quota statica. Nel giro di 1 ora circa si è verificato un crollo delle pareti del foro per rifluimento idrico con chiusura del foro per almeno 3 ml.	TIPO DI DISCONTINUITÀ		TIPO E DIAMETRO DEL SONDAGGIO			
	L = Contatto roccia-roccia liscio R = Contatto roccia-roccia ruvido I = Contatto roccia-roccia irregolare E = Contatto roccia roccia striato A = Giunto aperto Ox = Giunto ossidato Ag = Giunto con argilla M = Giunto o faglia Mineralizzata J = Discontinuità principale	ψ [mm]	DA	A		
	RIVESTIMENTO	assente				
	FORO	600				

Compilato: Dr. Geologo Fabio ROSSI	data: 29 marzo 2010	Controllato:	data:
------------------------------------	---------------------	--------------	-------

ALTERAZIONE	DUREZZA	FRATTURAZIONE	Mod. SONDA A ROTAZIONE
A-1 Sana	D-1 Molto duro	F-1 Poco fratturato	
A-2 Leggermente alterata	D-2 Duro	F-2 Fratturato	
A-3 Mediamente alterata	D-3 Mediamente duro	F-3 Molto fratturato	
A-4 Profondamente alterata	D-4 Poco duro	F-4 Estremamente fratturato	
A-5 Totalmente alterata e argillificata	D-5 Soffice	F-5 Terreno	

Quota Falda da p. c.	6,00 [m]	Quota Perforazione con corona diamantata da p. c.	11,00 [m]
----------------------	----------	---	-----------



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI
 SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

Committente:	Edilquark S.r.l. (MA.VE. S.r.l.)			Comune:	MACERATA	Prov.	MC	
Località:	PCL14 - Area lungo via Fonte Maggiore							
Quota bocca foro (m):	251,80	s.l.m. (medio)	Quota fondo foro:	240,80	[m]	Profondità Totale	11,00	
Coordinate (long.):	-		Angolo rispetto alla verticale:	0	[°]	Direzione:	Studio Lander SIR DA	
Coordinate (lat.):	-		Terminato il:	23/03/2010	esecuzione	Impresa:	Corridonia (MC)	
Data:	23/03/2010	esecuzione				Rotazione meccanica n°	distruzione SGe-2	
							Prof. Max =	30 m

Falda [m]	Perdita d'acqua di circolazione	Corona diamant.	Profondità [m]	Profilo lito-stratigrafico	Carotaggio totale (% di recupero)	R.Q.D. %	Descrizione Litologica	Grado di alterazione	Grado di durezza	Grado di fratturazione	Tipo di discontinuità	Prove di permeabilità		Strumentazione			
												Lugeon	Lefranc	Inclinometro	Piez. Tipo:	Quote	
			0	0,60			Terreno vegetale composto Litotipo A										
			3	6,00			Limi argillosi sabbiosi di colore marrone chiaro, privi di intrusioni alloctone, con talune amalgame calciche e stato di consistenza da plastico a medio Litotipo B	D3/4	A3								
			6	9,00			Argille limose grigiastre con velli sabbiosi centimetrici ossidati di colore ocreo Rapp. S/A = 1. Substrato alterato Litotipo C1	D3	A2								
			9	11,00			Argille marnose sabbiose Rapp. S/A < 1. Substrato integro Litotipo C2	D2	A1								

<p><i>Cfr. Documentazione fotografica per i dettagli sulla stratigrafia ed il posizionamento del saggio geognostico SGe-2. Si rappresenta che il saggio geognostico è stato spinto alla profondità di 11 m dal p.c. relativo. Lo stesso è stato lasciato aperto per circa 2 ore al fine di rilevare la potenza della falda idrica e la sua quota statica. Nel giro di 1 ora circa si è verificato un crollo delle pareti del foro per rifluimento idrico con chiusura del foro per almeno 5 m.</i></p>	<p>TIPO DI DISCONTINUITÀ</p> <p>L = Contatto roccia-roccia liscio R = Contatto roccia-roccia ruvido I = Contatto roccia-roccia irregolare E = Contatto roccia roccia striato A = Giunto aperto Ox = Giunto ossidato Ag = Giunto con argilla M = Giunto o faglia Mineralizzata J = Discontinuità principale</p>		<p>TIPO E DIAMETRO DEL SONDAGGIO</p> <table border="1"> <tr> <td>RIVESTIMENTO</td> <td>assente</td> <td>DA</td> <td>A</td> <td></td> </tr> <tr> <td>FORO</td> <td>600</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>			RIVESTIMENTO	assente	DA	A		FORO	600			
	RIVESTIMENTO	assente	DA	A											
	FORO	600													

Compilato:	Dr. Geologo Fabio ROSSI	data:	29 marzo 2010	Controllato:		data:	
------------	-------------------------	-------	---------------	--------------	--	-------	--

ALTERAZIONE	DUREZZA	FRATTURAZIONE	Mod. SONDA A ROTAZIONE
A-1 Sana	D-1 Molto duro	F-1 Poco fratturato	
A-2 Leggermente alterata	D-2 Duro	F-2 Fratturato	
A-3 Mediamente alterata	D-3 Mediamente duro	F-3 Molto fratturato	
A-4 Profondamente alterata	D-4 Poco duro	F-4 Estremamente fratturato	
A-5 Totalmente alterata e argillificata	D-5 Soffice	F-5 Terreno	

Quota Falda da p. c.	6,00 [m]	Quota Perforazione con corona diamantata da p. c.	11,00 [m]
----------------------	----------	---	-----------



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI
 SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

Committente:	Edilquark S.r.l. (MA.VE. S.r.l.)		
Località:	PCL14 - Area lungo via Fonte Maggiore	Comune:	MACERATA
Quota bocca foro (m):	255,40	s.l.m. (medio)	Quota fondo foro: 244,40 [m]
Coordinate (long.):	-		Profondità Totale 11,00
Coordinate (lat.):	-		Direzione: Studio Lander
Data:	23/03/2010	esecuzione	Angolo rispetto alla verticale: 0 [°]
			Terminato il: 23/03/2010
			Impresa: Studio Lander SIR DA. Corridonia (MC)
			Rotazione meccanica n° distruzione SGe-3
			Prof. Max = 30 m

Falda [m]	Perforazione di circolazione	Corona diamant.	Profondità [m]	Profilo litologico	Carotaggio totale (% di recupero)	R.O.D. %	Descrizione Litologica	Grado di alterazione	Grado di fratturazione	Tipo di discontinuità	Prove di permeabilità		Strumentazione			
											Lugeon	Leffranc	Inclinometro	Piez. Tipo	Quote	
0			0,60				Terreno vegetale composito Litotipo A									
1																
2																
3																
4							Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone scuro, privi di intrusioni alloctone. Stato di consistenza medio Litotipo B	D3	A3							
5																
6																
7							Argille limose grigiastre con veli sabbiosi centimetrici ossidati di colore ocreo Rapp. S/A = 1. Substrato alterato Litotipo C1	D3	A2							
8			8,00													
9			9,00													
10																
11			11,00				Argille marmose sabbiose Rapp. S/A = 1. Substrato integro Litotipo C2	D2	A1							
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
29																
30																

Cfr. Documentazione fotografica per i dettagli sulla stratigrafia ed il posizionamento del saggio geognostico SGe-3. Si rappresenta che il saggio geognostico è stato spinto alla profondità di 11 m dal p.c. relativo. Lo stesso è stato lasciato aperto per circa 2 ore al fine di rilevare la potenza della falda idrica e la sua quota statica. Il foro sondaggio è rimasto pressoché integro senza crolli significativi delle pareti dovuti a venute idriche.	TIPO DI DISCONTINUITÀ			TIPO E DIAMETRO DEL SONDAGGIO			
	L = Contatto rocce-rocce liscio R = Contatto rocce-rocce ruvido I = Contatto rocce-rocce irregolare E = Contatto rocce-rocce striato A = Giunto aperto Ox = Giunto ossidato Ag = Giunto con argilla M = Giunto o faglia Mineralizzata J = Discontinuità principale	ψ [mm]	DA	A			
	RIVESTIMENTO	assente			FORO	600	

Compilato: Dr. Geologo Fabio ROSSI	data: 29 marzo 2010	Controllato:	data:
------------------------------------	---------------------	--------------	-------

ALTERAZIONE	DUREZZA	FRATTURAZIONE	Mod. SONDA A ROTAZIONE
A-1 Sana	D-1 Molto duro	F-1 Poco fratturato	
A-2 Leggermente alterata	D-2 Duro	F-2 Fratturato	
A-3 Mediamente alterata	D-3 Mediamente duro	F-3 Molto fratturato	
A-4 Profondamente alterata	D-4 Poco duro	F-4 Estremamente fratturato	
A-5 Totalmente alterata e argillificata	D-5 Soffice	F-5 Terreno	

Quota Falda da p. c. 0,00 [m]	Quota Perforazione con corona diamantata da p. c. 11,00 [m]
-------------------------------	---



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI
 SEDE LEGALE:
 Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
 Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 347.6489397
 SEDI OPERATIVE E DI CANTIERE:
 Via Goito, 38 Civitanova Marche (MC) - Tel./fax: 0733.771279
 Via Adige, 26 Porto Sant'Elpidio (FM) - Tel.: 0734.993476
 studio.lander@geologist.com
 Partita IVA: 01660690437

Committente:	Edilquark S.r.l. (MA.VE. S.r.l.)			Comune:	MACERATA	Prov.	MC
Località:	PCL14 - Area lungo via Fonte Maggiore						
Quota bocca foro (m):	260,15	s.l.m. (medio)	Quota fondo foro:	249,15	[m]	Profondità Totale:	11,00
Coordinate (long.):	-		Angolo rispetto alla verticale:	0	[°]	Direzione:	Studio Lander
Coordinate (lat.):	-		Terminato il:	23/03/2010	esecuzione	Impresa:	SIR DA
Data:	23/03/2010	esecuzione				Corridonia (MC)	Rotazione meccanica n°
							distruzione
							SGe-4
							Prof. Max = 30 m

Falda [m]	Perdita d'acqua di circolazione	Corona diamant.	Profondità [m]	Profilo lito-stratigrafico	Carotaggio totale (% di recupero)	R.Q.D. %	Descrizione Litologica	Grado di alterazione	Grado di durezza	Grado di fratturazione	Tipo di discontinuità	Prove di permeabilità		Strumentazione			
												Lugeon	Lefranc	Inclinometro	Piez. Tipo:	Quote	
0			0				Terreno di riporto di colore marrone scuro, anche grossolano. Litotipo A										
1			1,00				Limi argillosi debolmente sabbiosi di colore marrone, prevalentemente scuro con diffuse amalgame calciche a partire da 4.0 di profondità. Stato di consistenza da plastico a medio			D3/4	A3						
2							Litotipo B										
3							Argille limose grigiastre con velli sabbiosi centimetrici ossidati di colore ocreo			D3	A2						
4			6,00				Rapp. S/A > 1. Substrato alterato										
5							Litotipo C1										
6							Argille marnose sabbiose			D2	A1						
7							Rapp. S/A >> 1. Substrato integro										
8			9,00				Litotipo C2										
9																	
10																	
11			11,00														
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	

Cfr. Documentazione fotografica per i dettagli sulla stratigrafia ed il posizionamento del saggio geognostico SGe-3. Si rappresenta che il saggio geognostico è stato spinto alla profondità di 11 m dal p.c. relativo. Lo stesso è stato lasciato aperto per circa 2 ore al fine di rilevare la potenza della falda idrica e la sua quota statica. Il foro sondaggio è rimasto pressoché integro senza crolli significativi delle pareti dovuti a venute idriche.	L = Contatto roccia-roccia liscio R = Contatto roccia-roccia ruvido I = Contatto roccia-roccia irregolare E = Contatto roccia-roccia striato A = Giunto aperto Ox = Giunto ossidato Ag = Giunto con argilla M = Giunto o faglia Mineralizzata J = Discontinuità principale	TIPO DI DISCONTINUITÀ	TIPO E DIAMETRO DEL SONDAGGIO
			Ø [mm.] DA A
			RIVESTIMENTO assente
			FORO 600

Compilato:	Dr. Geologo Fabio ROSSI	data:	29 marzo 2010	Controllato:		data:	
------------	-------------------------	-------	---------------	--------------	--	-------	--

ALTERAZIONE	DUREZZA	FRATTURAZIONE	Mod. SONDA A ROTAZIONE
A-1 Sana	D-1 Molto duro	F-1 Poco fratturato	
A-2 Leggermente alterata	D-2 Duro	F-2 Fratturato	
A-3 Mediamente alterata	D-3 Mediamente duro	F-3 Molto fratturato	
A-4 Profondamente alterata	D-4 Poco duro	F-4 Estremamente fratturato	
A-5 Totalmente alterata e argillificata	D-5 Soffice	F-5 Terreno	

Quota Falda da p. c.	0,00 [m]	Quota Perforazione con corona diamantata da p. c.	11,00 [m]
----------------------	----------	---	-----------

 Via D. Rossi, 14 - 62100 MACERATA		<h2>Sondaggio SGr-2¹</h2>					
		<input checked="" type="checkbox"/> Rotaz. <input type="checkbox"/> Percuss. <input type="checkbox"/> Escav.					
		Data: 6 Febbraio 2006					
scala 1:100		Località: Fonte Maggiore (Macerata)		allegato n°			
Stratigrafia	quote		tipo litologico	Pocket pen.	Vane test	Falda acq.	Osservazioni
	p.c.	parz.					
	0.0	1.0	TERRENO VEGETALE e RIPORETO				Sondaggio attrezzato con piezometro "aperto".
	1.0	3.0	ELUVIO-COLLUVIONI: aggregato argillo limoso sabbioso nocciola. Materiale consistente				
	4.0	5.0	FORMAZIONE ALTERATA: argille limose nocciola con clonidati volli sabbiosi corallo e frustoli carboniosi. A m 8.40 orizzonte sabbioso limoso giallo ocra con interstrati di argille limose grigie nocciola.			m 5.20 accoppiate	Campione C1 a m 5.0
	5.0	6.0					
	6.0	7.0					
	7.0	8.0					
	8.0	9.0					Campione C2 a m 8.0
	9.0	10.0	3.0	FORMAZIONE: argille grigio-azzurre con intercalazioni centimetriche di sabbie			
	10.0	11.0					
	11.0	12.0					
12.0	13.0						
13.0	14.0						
14.0	15.0						
15.0	16.0						
16.0	17.0						
17.0	18.0						

Comm.: EDILQUARK S.r.l.
località: Area di Lottizzazione PCL14 - Macerata

▪ **LEGENDA PER LA RAPPRESENTAZIONE GRAFICA**

Nn = numero di colpi del penetrometro pesante DPH 5050
prof. = profondità di infissione (m)

▪ **LEGENDA PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA**

φ = angolo di attrito interno totale:
Malcev (1964), Meyerhof (1965), R.B.S (1978), De Mello (1980), Ohsaki-Iwasaki (1981), Liao & Whitman (1986) and Wolff (1989)

φ' = angolo di attrito interno efficace o drain (stima):
Road Bridge Specification (1978)

Dr = densità relativa:
Gibb & Holtz (1957), Shultze & Mezenbach (1961), Peck & Bazaraa (1967), Baldi et alii (1980), Skempton (1986)

Es = modulo di elasticità:
Shultze & Mezenbach (1961), Buismann (1972), Schmertmann (1980), Denver (1982), Webb (1990)

Ed = modulo di compressibilità o edometrico:
Mezenbach & Balcev (1970), Schmertmann (1980), Sanglerat (1983), Farrent (1986), Lunne (1989), Webb (1990)

Cu = coesione non drenata:
R.B.S. (1978), E.N.R. (1985), DM-7 (1986), Sanglerat (1980)

OCR = rapporto di sovraconsolidazione:
Ladd & Foot (1980), Koutsoftas & Ladd (1988)

G₀ = modulo di taglio o di scorrimento dinamico:
Rayleigh (1888), Richart (1967), Seed (1983), Ohsaki & Iwasaki (1988), Sherif-Ishibashi (1995)

Σ_{ann} = stima della tensione ammissibile alle diverse profondità (il valore non tiene conto delle caratteristiche geometriche del fondaco)

v = modulo di poisson (0,00 - 0,50) : *Helbig & Mesdag (1981)*

K₀ = coefficiente di quiete: *Jaky (1948); Naviac (1950)*

F_c = R/T RATIO/STRESS o coefficiente di suscettibilità alla liquefazione. Esprime il rapporto tra la resistenza alla liquefazione del deposito sciolto e lo sforzo dinamico di taglio calcolato in condizioni sismiche alle varie profondità:
 Per $F_s > 1,30 - 1,50$ il deposito è **NON** liquefacibile
Seed & Idriss (1981), Tokimatsu & Ioshimi (1984)

Energia specifica per colpo **Q_{dph} = 5,56 Kg/cm²** (Q_{spt} = 7,83 Kg/cm²)
 Coefficiente teorico di energia = **Bt = Q_{dph}/Q_{spt} = 0,710**

N_{spt} = Nn / α = numero di colpi dello strumento SPT:
Pasqualini et alii (1983), Vanelli & Benassi (1983)

α = coefficiente di correlazione = (1,4082 standard di lavoro)
N_{spt-n} = N_{spt} - ζ = numero di colpi dell'SPT normalizzato e riferito alla variazione della tensione efficace (σ'_{vo}) con la profondità:

VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA : N _{SPT}			
TERRENI INCOERENTI	N _{spt}	Dr	φ
molto sciolto	1 - 8	< 20%	< 24°
sciolto	8 - 20	20% - 40%	24° - 30°
medio	15 - 30	40% - 60%	30° - 35°
denso	30 - 40	60% - 80%	35° - 39°
molto denso	> 50	> 80%	> 39°

TERRENI COESIVI	N _{spt}	Ic	Cu (bar)
molto soffice	< 4	0,0	< 0,1
soffice	2 - 4	0,0 - 0,25	0,1 - 0,4
plastico	4 - 8	0,25 - 0,50	0,4 - 0,8
duro	8 - 15	0,5 - 0,75	0,8 - 1,5
molto duro	15 - 30	0,75 - 1,00	1,5 - 3,0
durissimo	> 30	> 1,00	> 3,0

IN ASSENZA DI SONDAGGI DI CORRELAZIONE I LITOTIFI MOSTRATI IN TABELLA DEVONO RITENERSI INDICATIVI
 ABSENCE OF CORRELATION SOUNDINGS LITHOTYPES SHOWN IN LIST HAVE TO RETAIN INDICATIVES ONLY



PROVA DINAMICA DPH (IMPROVED)



ASPETTI STRUMENTALI

La prova penetrometrica dinamica di tipo continuo DPH-5050, si avvale di un penetrometro pesante automatico, dotato estrattore idraulico, montato cingoli gommati. Lo strumento è classificato nelle norme ISSMFE 1988. Lo strumento è dotato di aste di rivestimento in acciaio, di bolla sferico/torica per il controllo continuo della verticalità dello strumento (così da ridurre gli effetti di resistenza per attrito laterale). La prova è definita "improved" in quanto le aste di perforazione sono in profilato di d'acciaio al titanio e cromo che riducono la corrosione e, soprattutto, smorzano gli effetti variazione di volume e svergolamento, significativi

CARATTERISTICHE TECNICHE

Il test consiste nella registrazione del numero di colpi (N50) necessari per intingere su 30cm (standard NSP) nel terreno la punta conica (a perdere o fissa) con area di 15 cm². La penetrazione avviene tramite aste rivestite e/o non

PESO DEL MAGLIO	M = 50 Kg
PESO INCUDINE	S = 18 Kg
ALTEZZA DI CADUTA	H = 50 cm
PESO DI UN'ASTA	p = 4,83 kg
AREA PUNTA CONICA	A = 15 cm ²
DIAMETRO ASTA	D = 43,70 cm

RESISTENZA DINAMICA

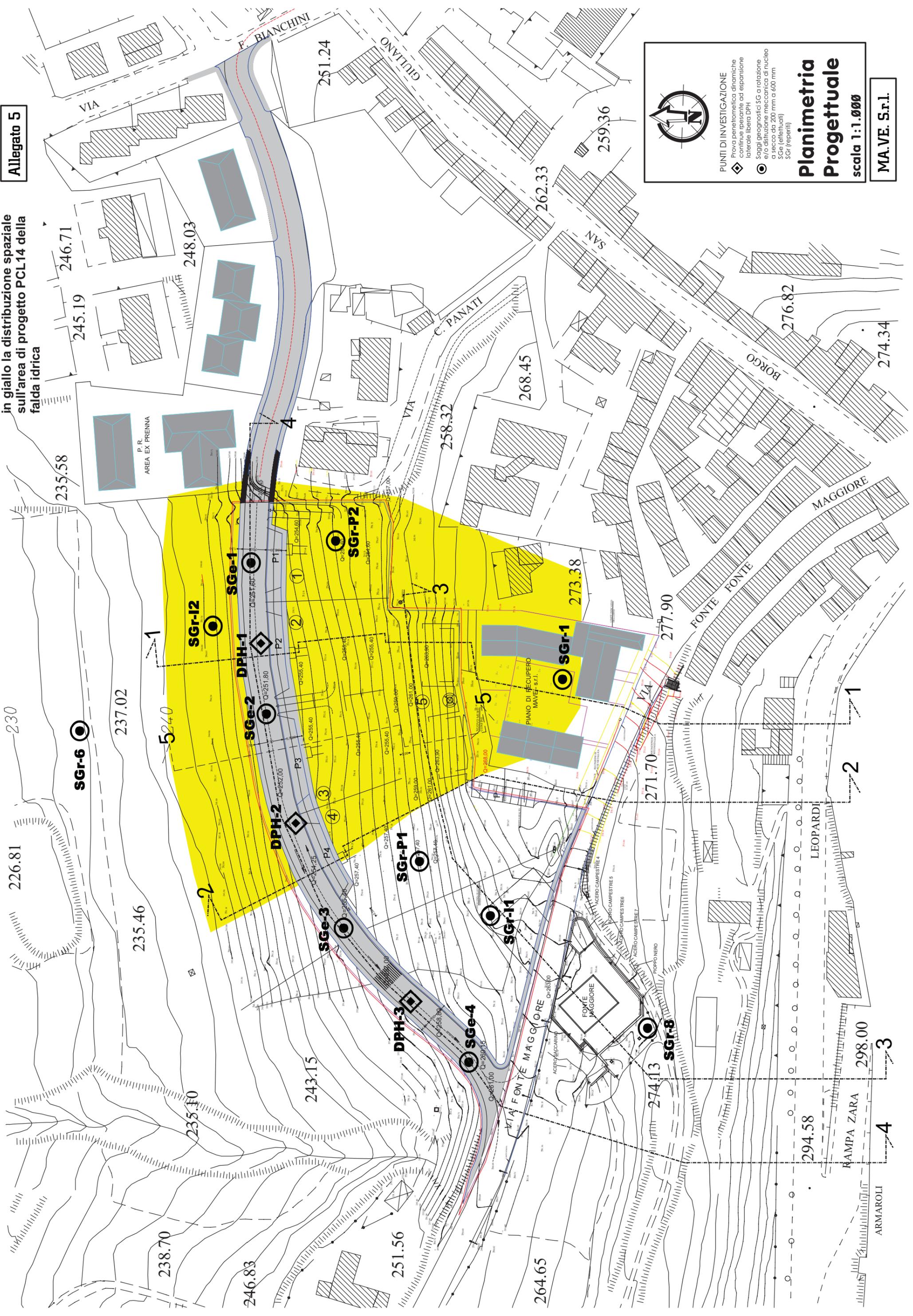
La resistenza dinamica alla penetrazione di punta, che il terreno oppone alla infissione, è calcolata con il seguente algoritmo (formula olandese):

$$Q_d = \frac{M \cdot H}{A \cdot e \cdot [(M + s) + nP]}$$

Q_d = resistenza dinamica alla penetrazione di punta
 e = 30N è il rifiuto all'affondamento standard
 nP = peso aste (varia con la profondità)
 s = peso del supporto
 M = peso del maglio
 H = altezza di caduta del maglio
 A = area della punta conica

in giallo la distribuzione spaziale
sull'area di progetto PCL14 della
falda idrica

Allegato 5



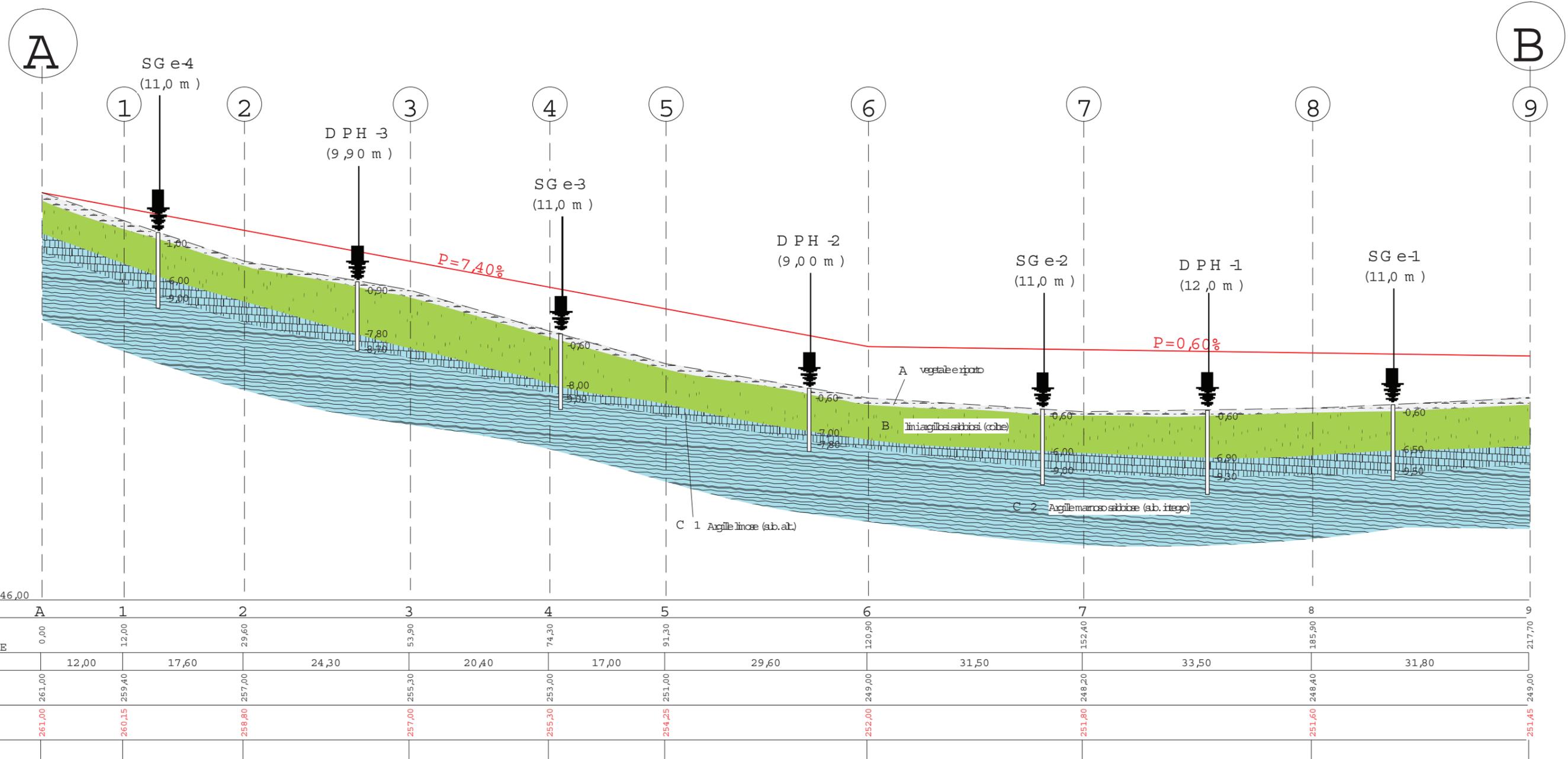
PUNTI DI INVESTIGAZIONE

- Prova penetrometrica dinamica continue pesante ad espansione laterale libera DPH
- Saggi geomeccanici SG a rotazione e/o distruzione meccanica di nucleo a secco da 200 mm a 600 mm SGe (effettivi) SGr (reperti)

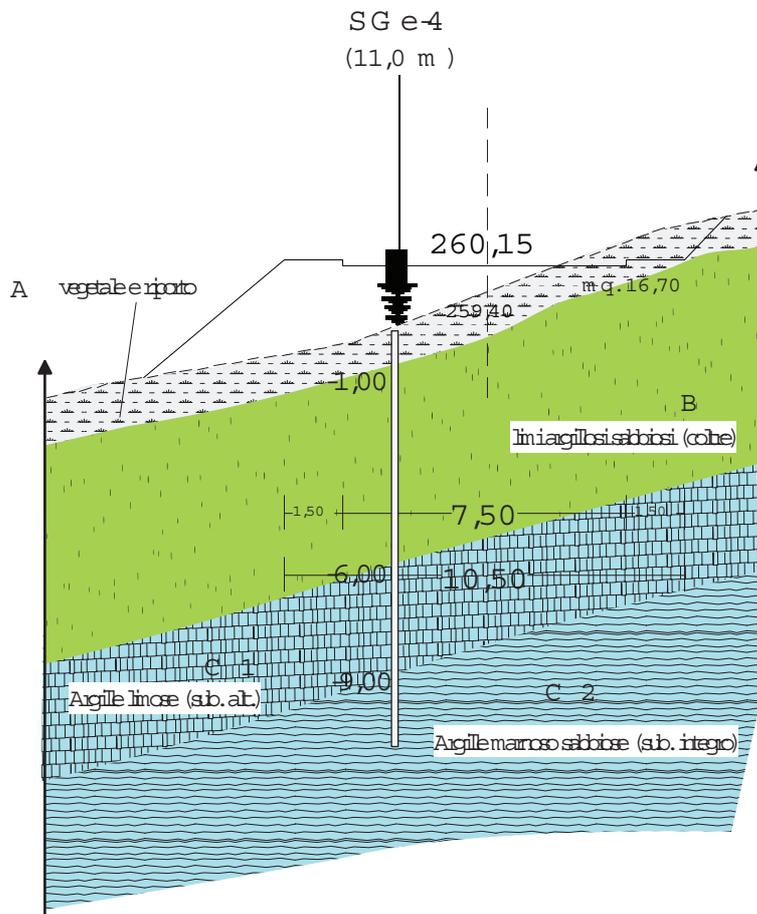
Planimetria Progettuale
scala 1:1.000

MA.VE. S.r.l.

PIANO DI LOTTIZZAZIONE PCL14 DELL'AREA LUNGO VIA FONTE MAGGIORE
 REALIZZAZIONE NUOVA STRADA DA P.R.G.
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA A-B
 scala altezze e lunghezze 1:600

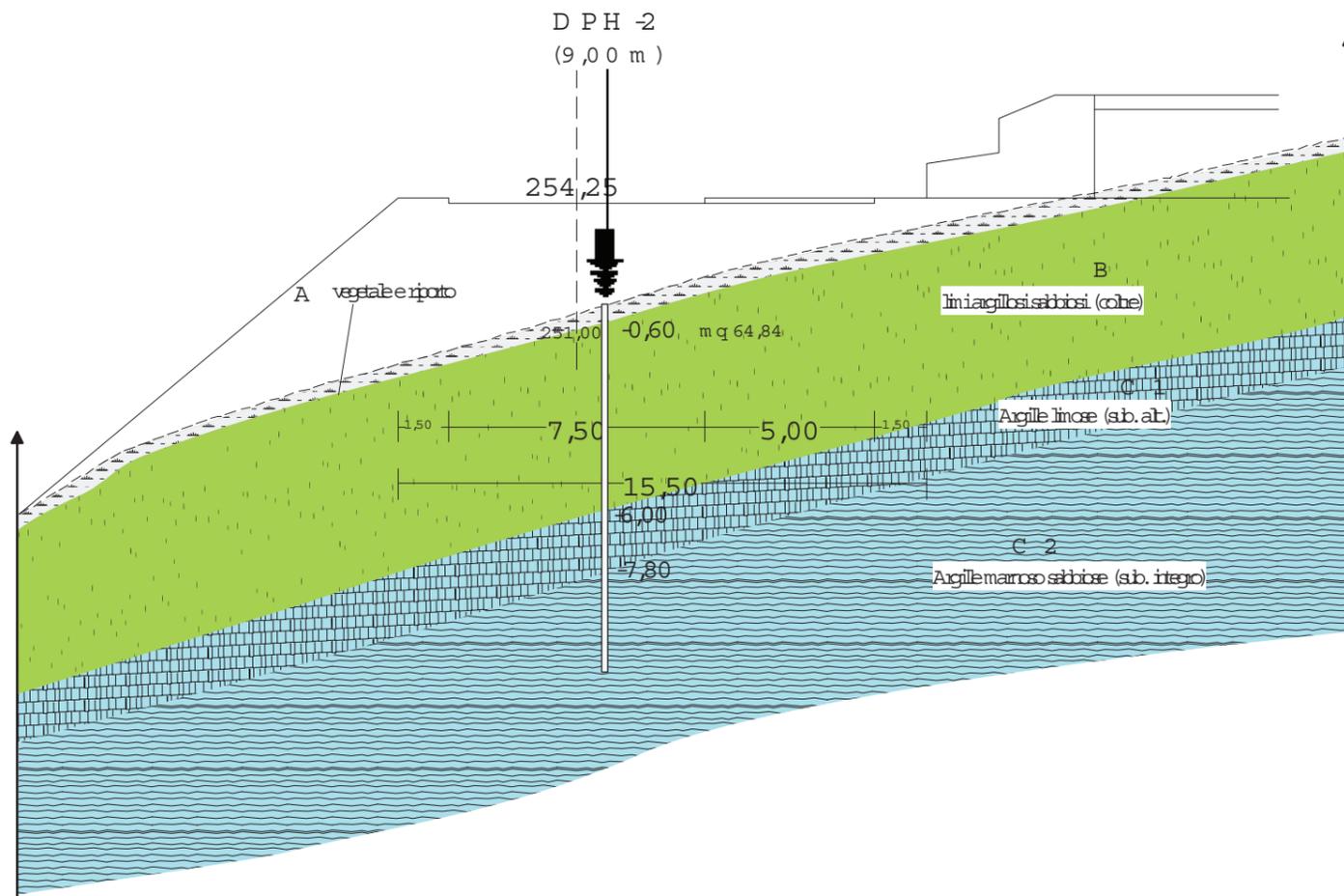


SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 1-1
scala altezze e lunghezze 1:200



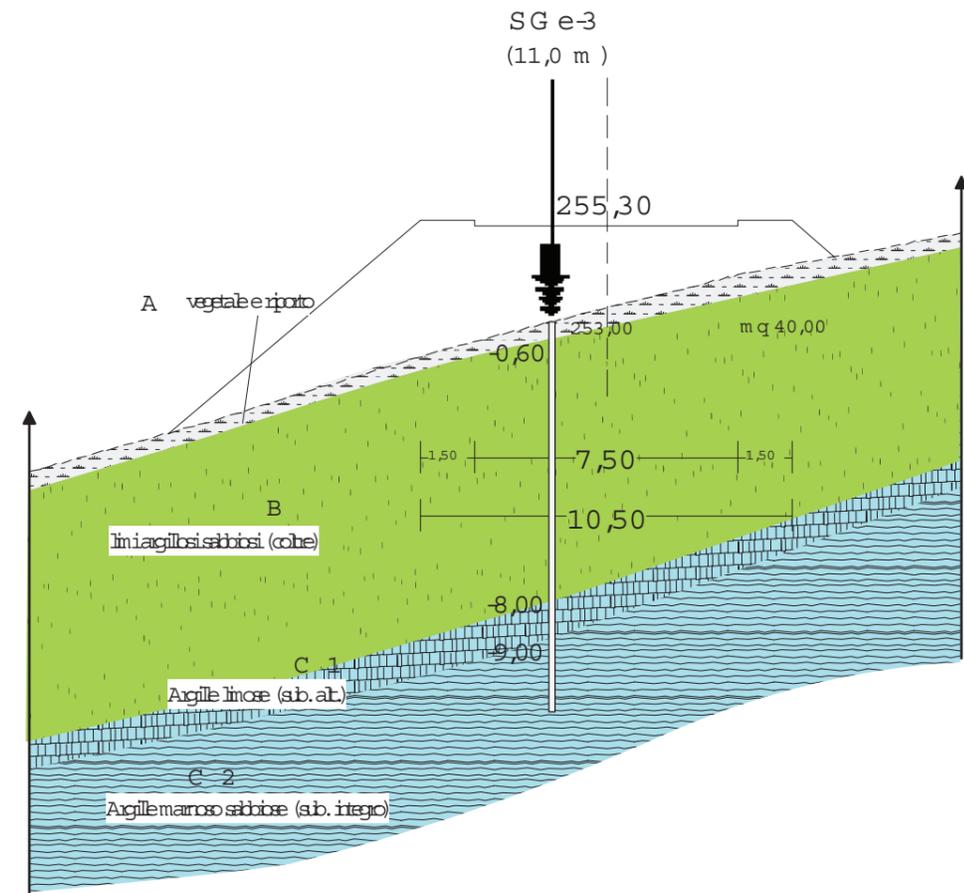
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 5-5

scala altezze e lunghezze 1:200



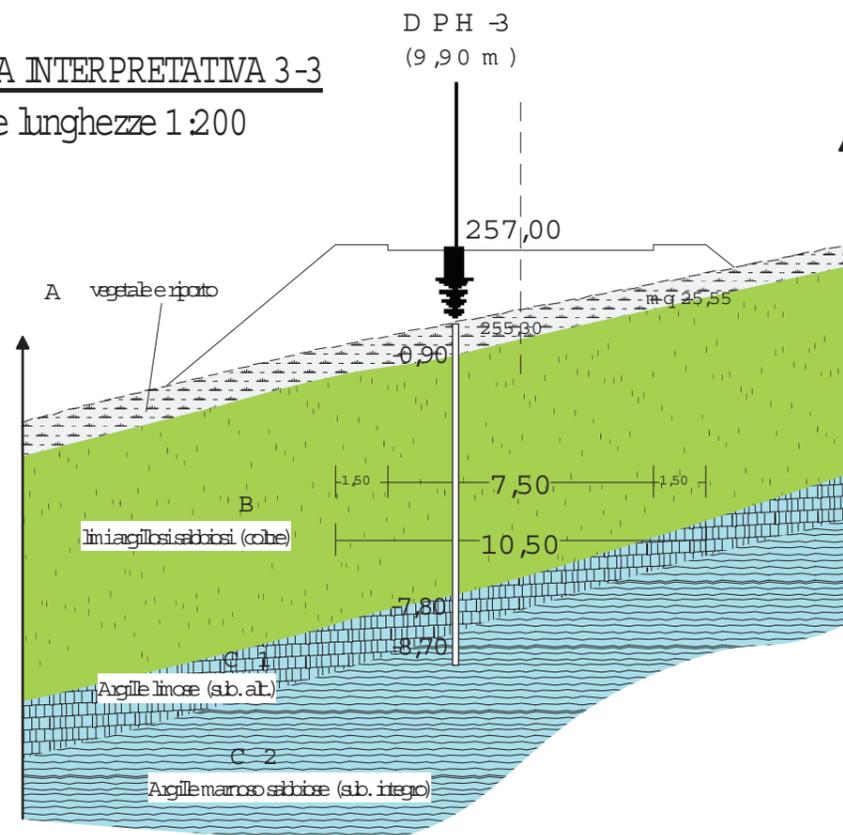
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 4-4

scala altezze e lunghezze 1:200



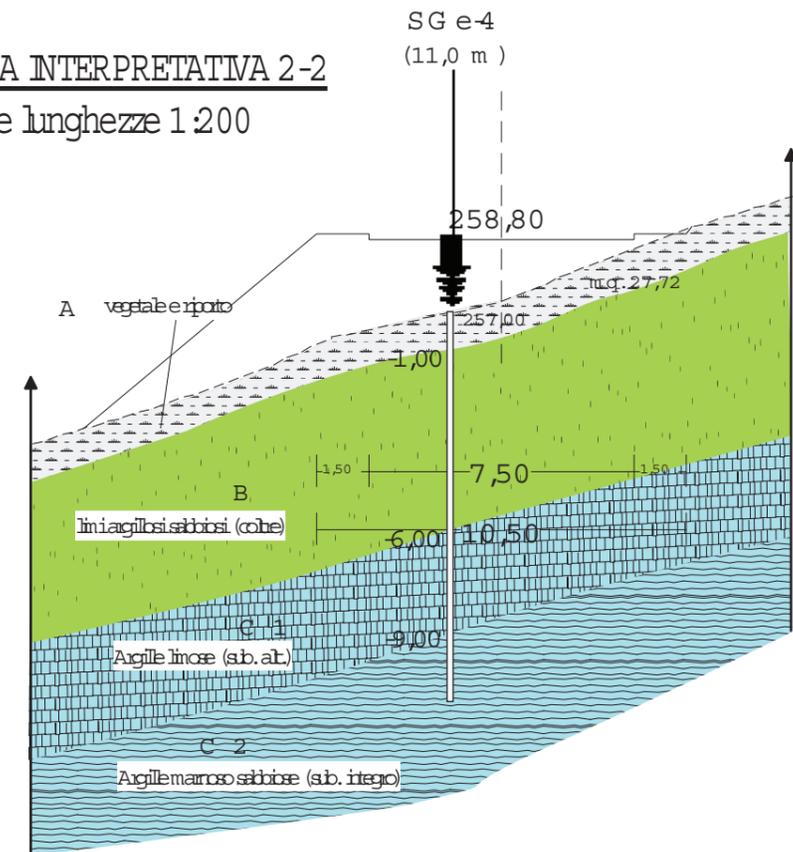
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 3-3

scala altezze e lunghezze 1:200



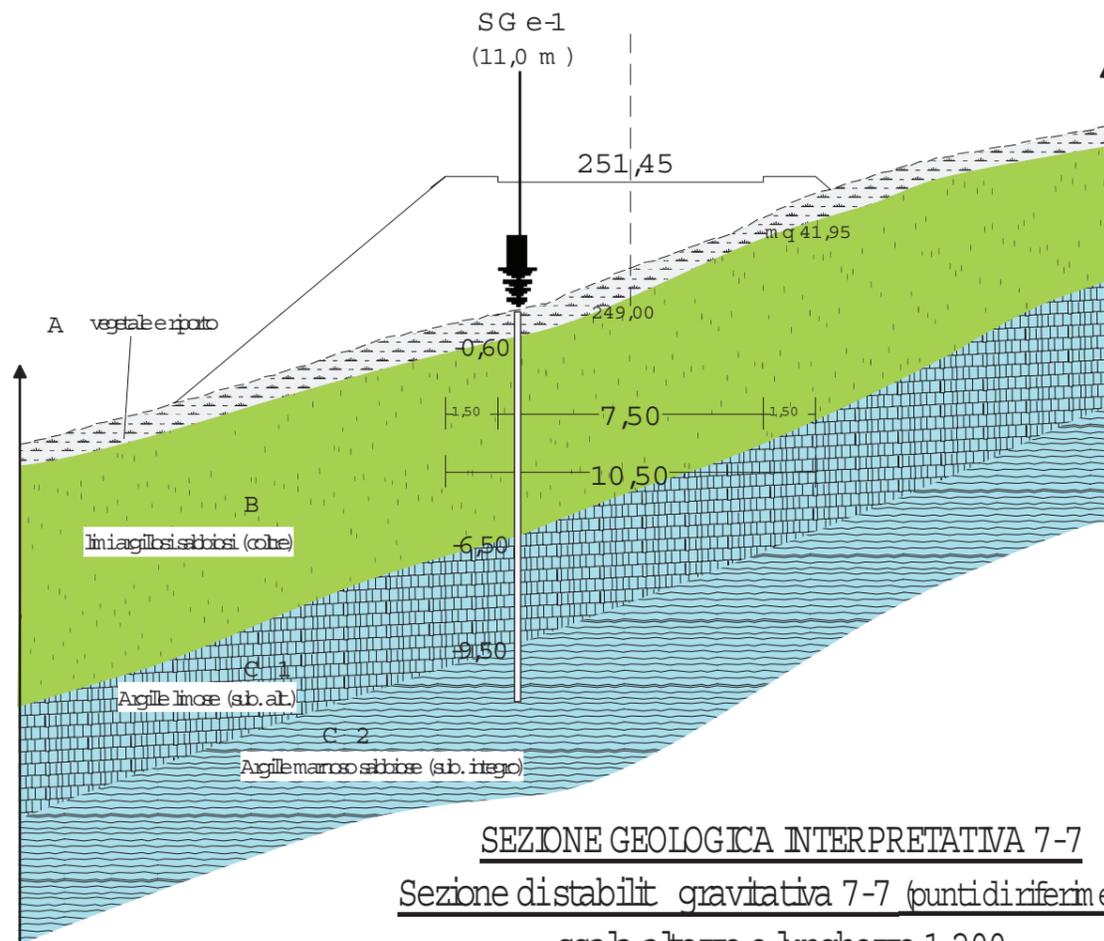
SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 2-2

scala altezze e lunghezze 1:200



SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 9-9

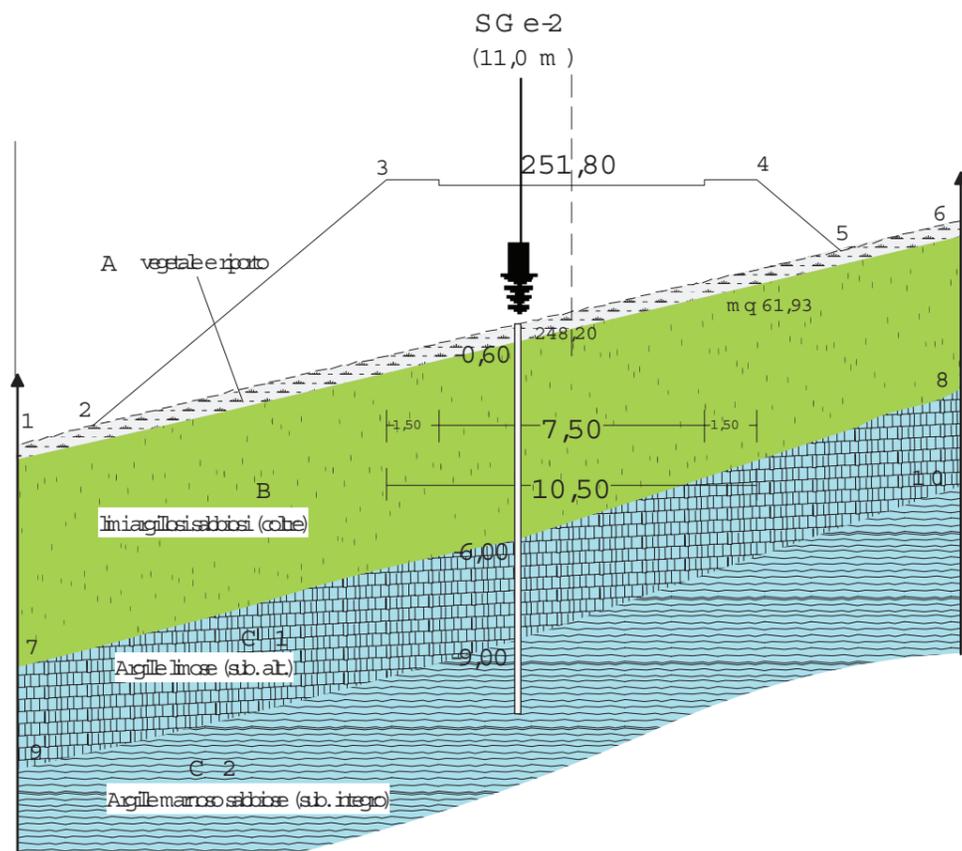
scala altezze e lunghezze 1:200



SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 7-7

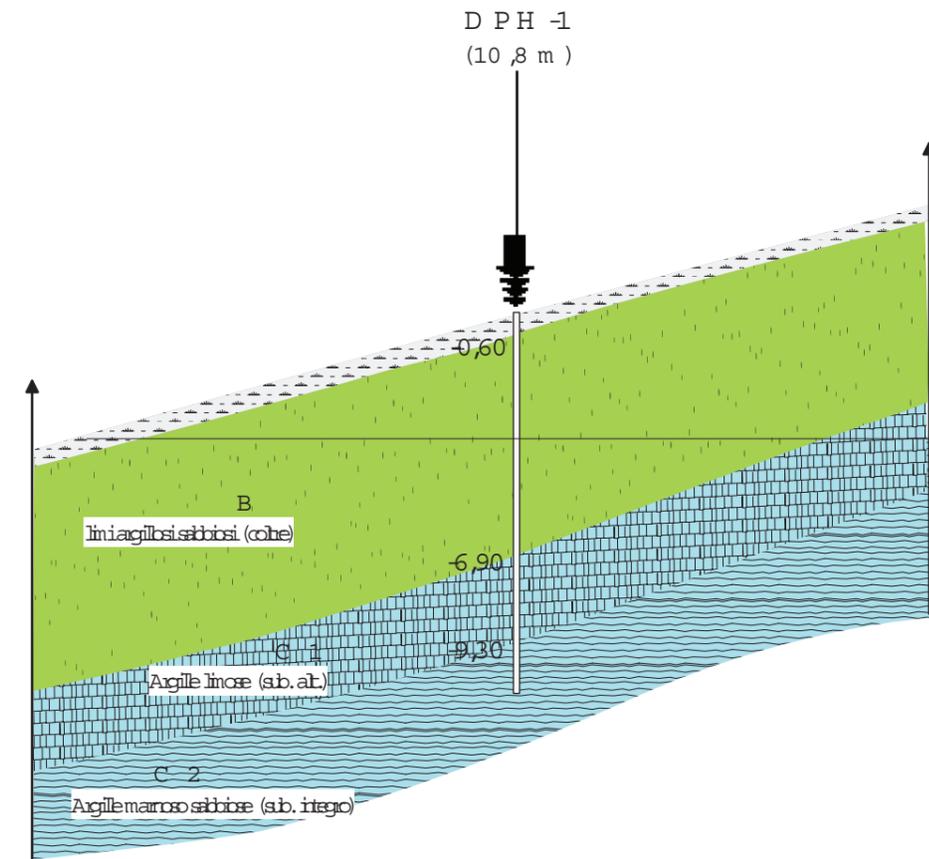
Sezione di stabilit gravitativa 7-7 (punti di riferimento)

scala altezze e lunghezze 1:200



SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 8-8

scala altezze e lunghezze 1:200



SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA 6-6

scala altezze e lunghezze 1:200

