



## COMUNE DI CIVATE

Provincia di Lecco

# SISTEMAZIONE IDRAULICA E MESSA IN SICUREZZA DELLA VALLE DELL'ORO A SEGUITO DEGLI EVENTI ALLUVIONALI DEL LUGLIO 2009

## INTERVENTI RELATIVI AL PONTE SUL TORRENTE TOSCIO IN VIA PAPA GIOVANNI XXIII PROGETTO ESECUTIVO

**B.2**

RELAZIONE SPECIALISTICA: GEOLOGICO - GEOTECNICA

aggiornamenti			classificazione
n.	data		75S10
			scala
			data
			Dicembre 2010

Progettista:

DOTT. ING. MARCO MANNUCCI BENINCASA

Collaboratore:

DOTT. ING. ELENA LOPATRIELLO

Grafica:

GEOM. MARCO OLTOLINI



**BMB INGEGNERIA S.R.L.**

Sede Legale: Via Robecco, 82 - 20092 Cinisello Balsamo (MI)  
Tel. +39 02 66014751 - Fax +39 02 66014342  
studio@bmbingegneria.net  
www.bmbingegneria.net

Codice Fiscale 04780760965  
Partita IVA 04780760965  
R.E.A. MI1910276  
Iscriz. C.C.I.A.A. n° 04780760965

Consulenza geologica e indagini geotecniche:

**Dott. Geol. Egidio De Maron**

Sede ufficio: C.so Martiri della Liberazione n. 152/c - 23900 LECCO  
Tel. / Fax 0341.281958 - 338.4727106  
egidio.demaron@fastwebnet.it

Partita IVA 02150330138

## **INDICE**

<b>1. MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE ROCCIOSO SOVRASTANTE LA STRADA PEDONALE IN LOCALITÀ MOMBELLO.....</b>	<b>3</b>
1.1. INDAGINI ED ELEMENTI DI BASE.....	3
1.2. PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE.....	10
1.3. REPORT DI CALCOLO.....	12
<b>2. PONTE DI VIA PAPA GIOVANNI XXIII .....</b>	<b>16</b>
2.1. PREMessa.....	16
2.2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	17
2.3. CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE.....	18
2.4. VINCOLI, CONDIZIONI DI RISCHIO E CLASSE DI FATTIBILITA' .....	20
2.5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	20
2.6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO TECNICA .....	23
2.7. MODELLO GEOLOGICO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	27
2.8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	28
2.9. CALCOLI GEOTECNICI .....	30
2.10. CONCLUSIONI .....	31
ALLEGATO .....	33



# 1. MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE ROCCIOSO SOVRASTANTE LA STRADA PEDONALE IN LOCALITÀ MOMBELLO

## 1.1. INDAGINI ED ELEMENTI DI BASE

L'ambito di valutazione e messa in sicurezza è ubicato sul versante roccioso, in destra idrografica del Torrente Toscio lungo la forra della Valle dell'Oro, sopra l'abitato della frazione di Mombello.

Nel sottostante stralcio della CTR – tavoletta B4d4 "Lecco", si evidenzia l'ambito oggetto della verifica.

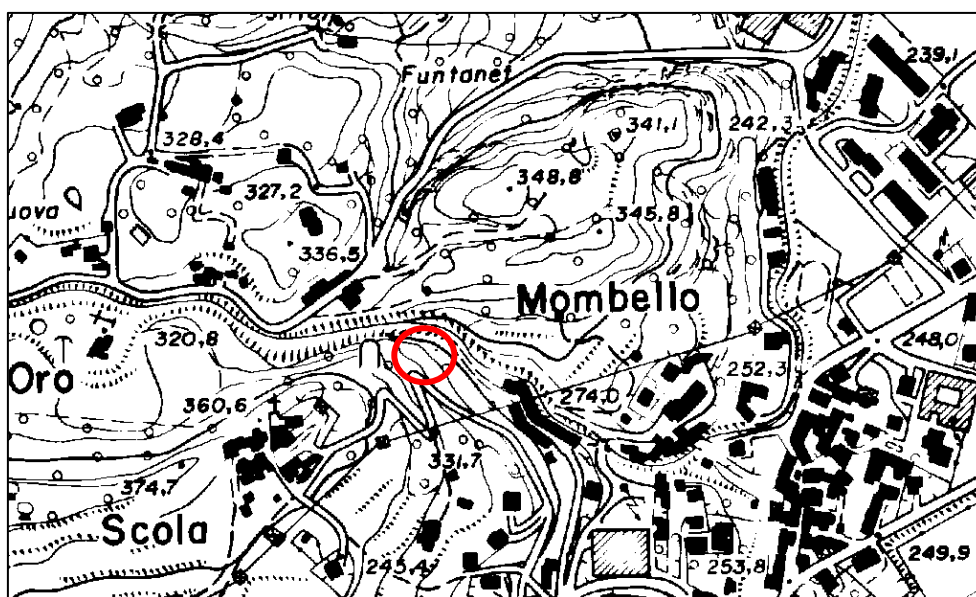
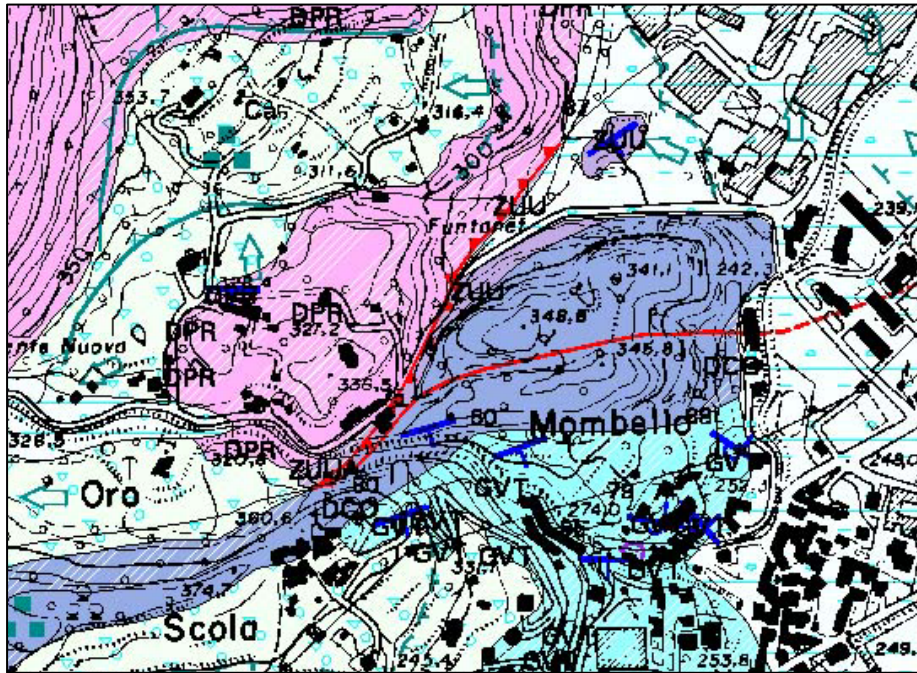


Fig. 1 : stralcio delle CTR in scala 1:10.000, in cerchiato rosso l'area di frana

La zona è caratterizzata dalla presenza di affioramenti della Dolomia a Choncodon, che costituiscono il dosso morfologico di Mombello/Scola, in continuità stratigrafica con il Calcarea di Moltrasio che affiora nella vallecchia del compluvio, lungo la Via Monsignor Polvara e nella zona sud del versante.

Di seguito si riporta uno stralcio della Carta geologica derivata dalla banca dati – progetto CARG /sezione B4d4 "Lecco" (in scala 1:10.000) in cui si evidenziano le caratteristiche geologiche e strutturali dell'ambito.



Come si può osservare nello stralcio sopra riportato, l'ambito è interessato dalla presenza di faglie e sovrascorrimenti che hanno contribuito alla fratturazione del complesso della Dolomia a Choncodon.

All'interno del canyon della Valle dell'Oro ed in corrispondenza del fronte roccioso da stabilizzare si possono osservare delle zone di faglia vicarianti, parallele alla principale, con direzione O-E che hanno ulteriormente contribuito alla fratturazione dell'ammasso roccioso calcareo-dolomitico.

Le caratteristiche giacitureali della Dolomia a Choncodon indicano la presenza di banconi metrici immergenti verso sud (giacitura  $140^{\circ}$ - $160^{\circ}/70^{\circ}$ - $90^{\circ}$ ) fortemente disarticolati e fratturati; rilievi geomeccanici di dettaglio, sviluppati sugli affioramenti del complesso calcareo-dolomitico evidenziano la presenza dei alcuni sets di fatturazione predominanti e precisamente:

<b>Stratificazione</b>	giaciture con valori variabili tra $140$ - $160^{\circ}/70$ - $90^{\circ}$
<b>Frattura K1</b>	giaciture con valori variabili tra $40$ - $60^{\circ}/70$ - $80^{\circ}$
<b>Frattura K1a</b>	giaciture con valori variabili tra $90/110^{\circ}/70$ - $85^{\circ}$
<b>Frattura K2</b>	giaciture con valori variabili tra $40/50^{\circ}/28$ - $42^{\circ}$
<b>Frattura K3</b>	giaciture con valori variabili tra $200$ - $210^{\circ}/70$ - $80^{\circ}$

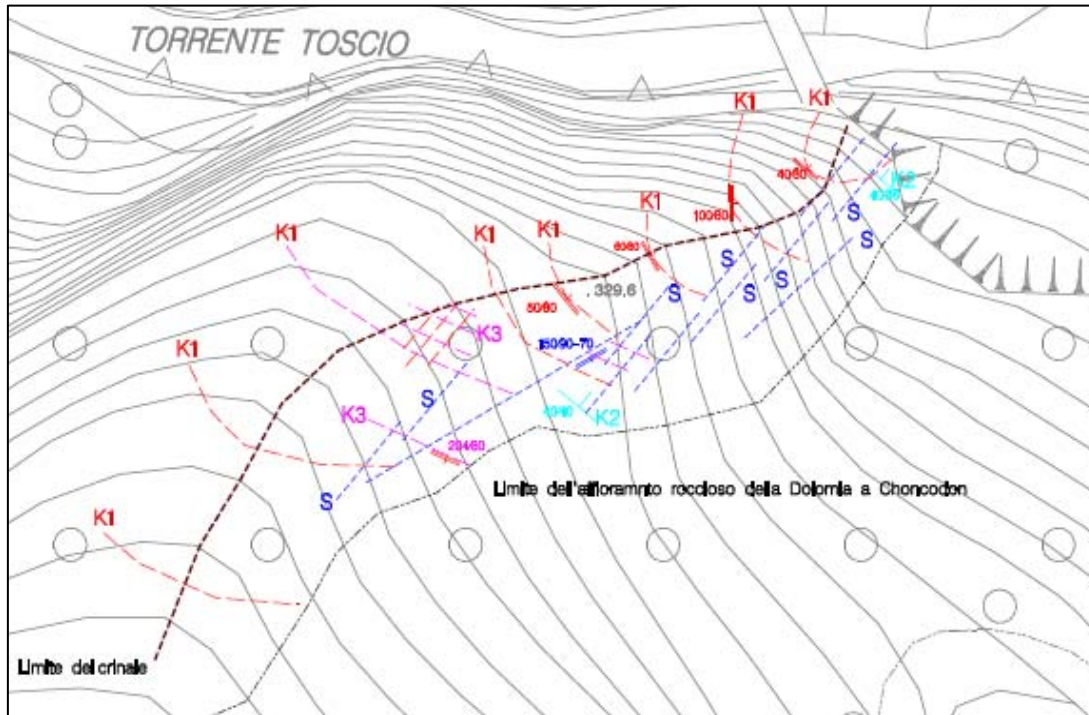
Localmente sono state evidenziati ulteriori sets di fatturazione (valori random) che hanno una valenza arealmente limitata ma che contribuiscono ad aumentare la disgregazione dell'ammasso roccioso.

Ad eccezione della stratificazione, che generalmente si presenta ben stratificata in banconi metrici con uno sviluppato carsismo superficiale, i restanti sets di fratturazione risultano generalmente aperti, talvolta beanti, con continuità laterale costante e con presenza di riempimenti limoso-sabbiosi ed apparati radicali della vegetazione arborea cresciuta sul versante stesso negli anni.

A macroscale si osserva come:

- **la frattura "K1"** presenti una spaziatura variabile tra i 5.0-10.0 m. mentre a scala di dettaglio d'affioramento la stessa si riduce a valori inferiori ad 1.0 metro con punte minime di 0,25 m.; le aperture sono generalmente >5 cm con punte di 20/30 cm e talvolta risultano completamente beanti
- **la frattura "K1a"** risulta simile alla precedente ma presente in modo meno costante e localizzata nella parte più nord-orientale della costa rocciosa
- **la frattura "K2"** presenta una spaziatura variabile tra i 2.0-4.0 m. mentre a scala di dettaglio d'affioramento la stessa si riduce a valori medi di circa 1.0 metro con punte minime di 0,30 m.; le aperture sono generalmente <5 cm con punte massime di 11/15 cm
- **la frattura "K3"** presenti una spaziatura variabile tra i 3.0-5.0 m. mentre a scala di dettaglio d'affioramento la stessa si riduce a valori medi di circa 1.5 m. con punte minime di 0,30 m.; le aperture sono generalmente <5 cm con punte di 8/12 cm.

Per una visione più generale delle caratteristiche strutturali del versante investigato di seguito si riporta uno stralcio del fotogrammetrico comunale (in scala 1:500) in cui vengono riportati i sets principali di fatturazione individuati (a macroscala).



Si evidenzia come il versante roccioso risulti in condizioni di pericolosità sia a breve che a lungo termine in quanto sussiste la possibilità di:

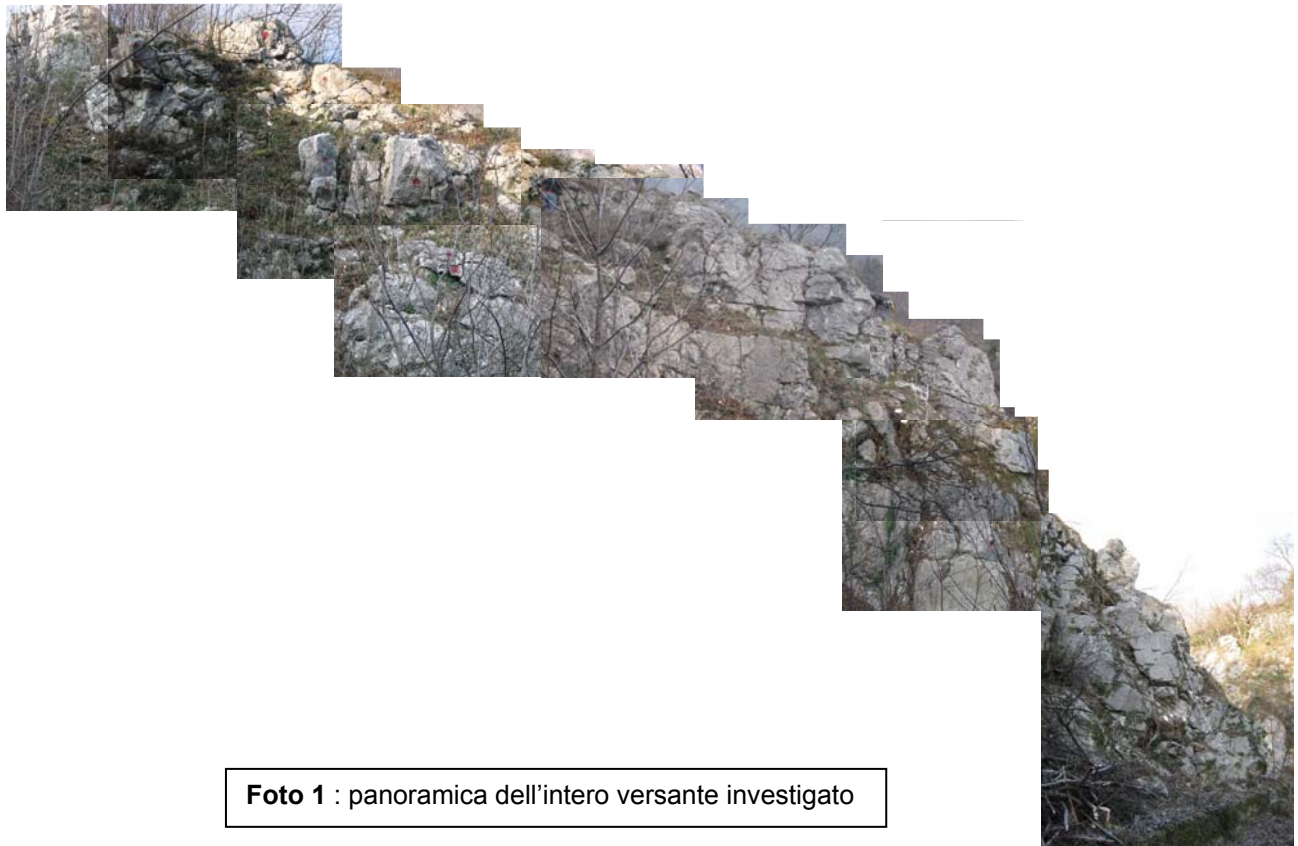
- distacchi puntuali di massi isolati (dimensioni  $> 1.0$  e fino a  $2.0 \text{ m}^3$ )
- distacchi di placche rocciose con volumetrie più consistenti ( $60/70 \text{ m}^3$ )
- progressivo collasso dell'intero sperone (nella zona corticale della dorsale per 4/5 metri di spessore) con volumetrie prossime ad un migliaio di  $\text{m}^3$ .

Le possibili traiettorie di caduta e rotolamento dovute e generate dal distacco di massi isolati, in funzione della zona di distacco, interessano direttamente sia il compluvio che la sottostante strada pedonale nonché l'alveo del Torrente Toscio.

Il collasso di masse più consistenti si riverserebbe direttamente nella zona del sottostante alveo torrentizio e, in funzione delle volumetrie mobilizzate, produrre uno sbarramento dell'alveo stesso (che qui risulta scorrere all'interno di una forra) con conseguenze idrauliche immaginabili (possibile effetto diga) in caso di piena del Torrente Toscio.

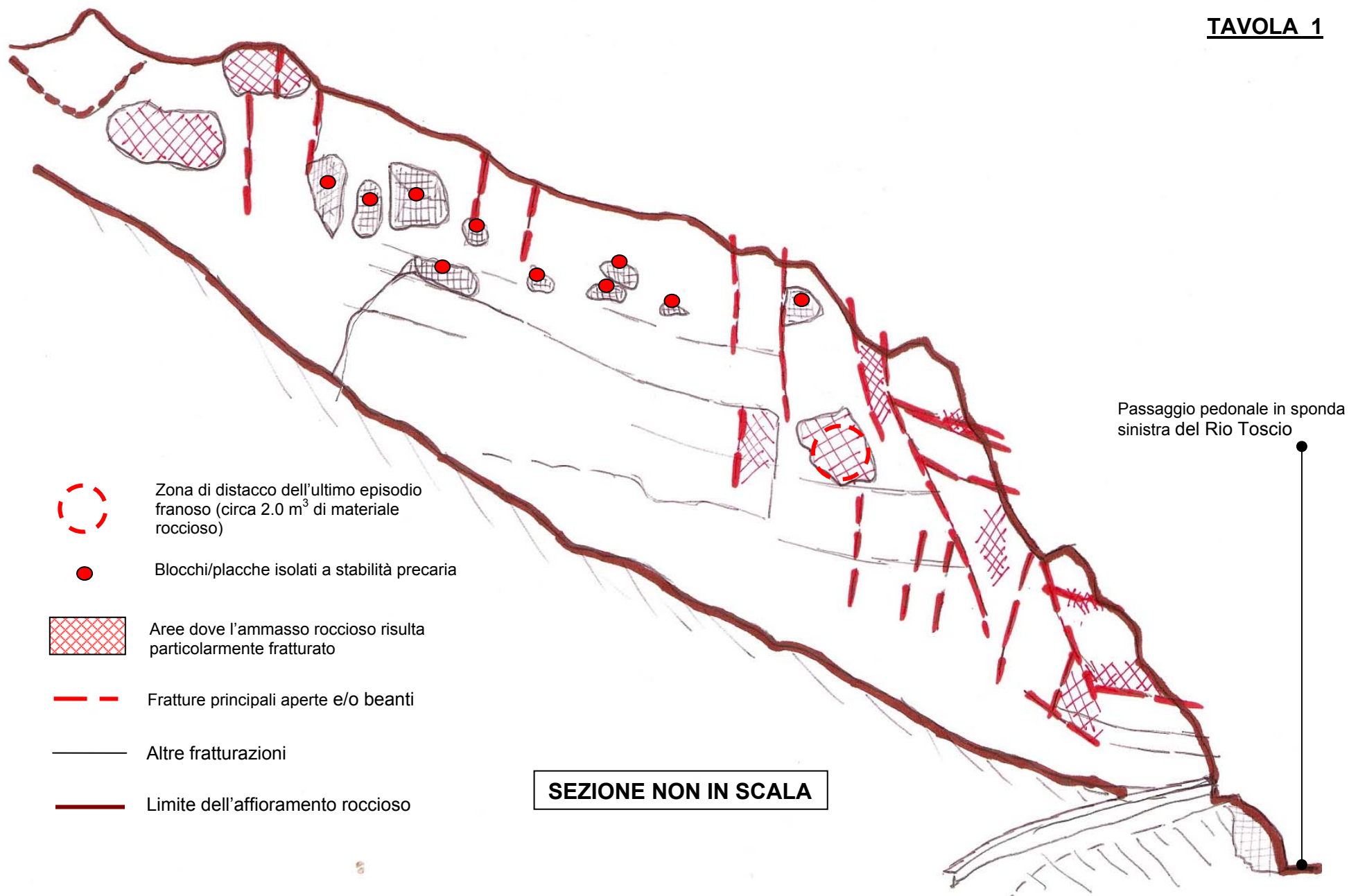
Di seguito si riporta un panoramica fotografica del versante (l'immagine è costituita da un collage di foto parziali in quanto il versante non è visibile nella sua totalità) e pertanto la panoramica non rispecchia fedelmente le proporzioni effettive.





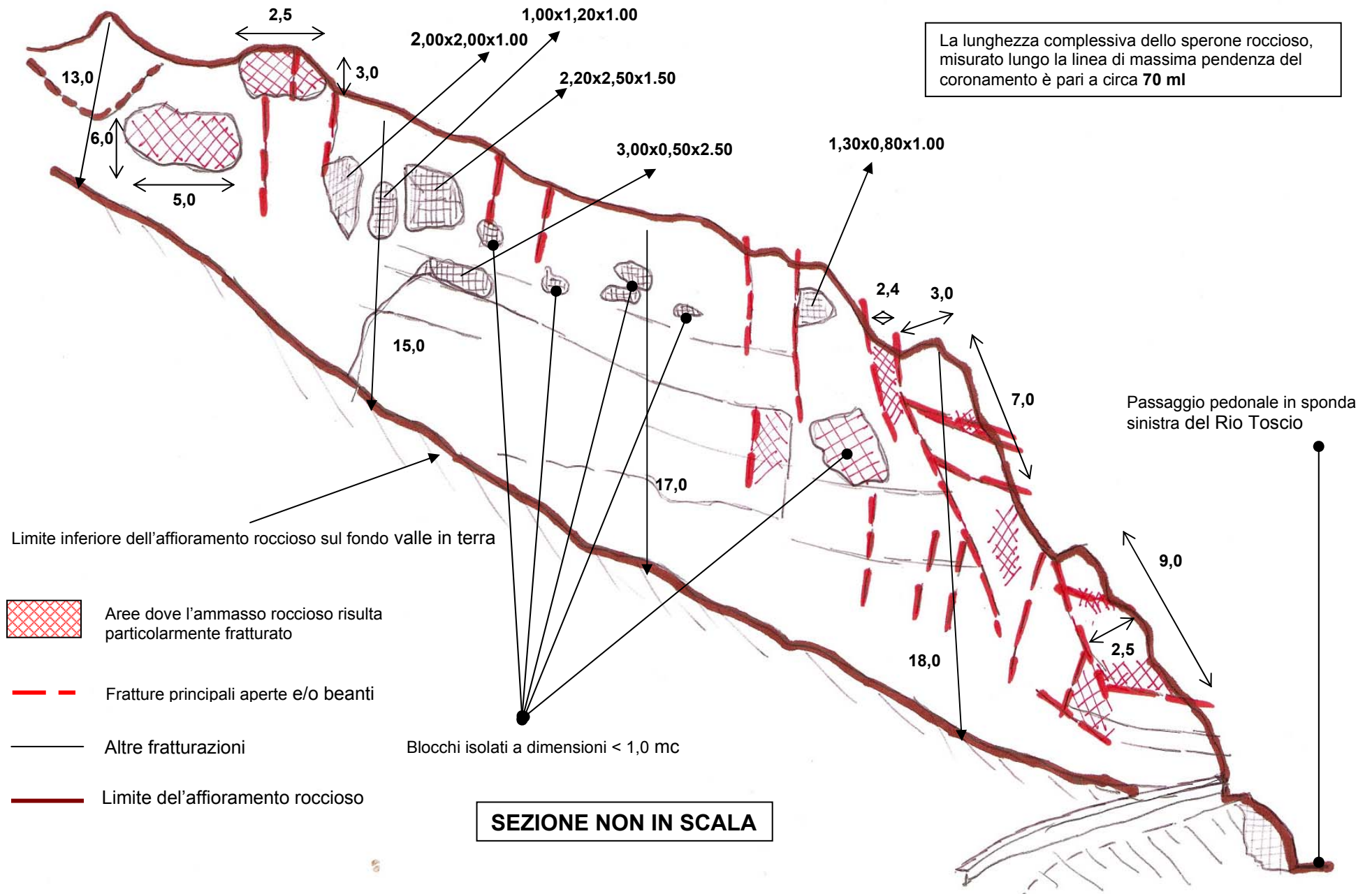
Al fine di facilitare e meglio comprendere le caratteristiche strutturali e di stabilità dell'intero versante sono state predisposte una serie di tavole (cfr. **TAVOLA 1** e **2**), di seguito riportate, dove è stata sintetizzata graficamente la sezione derivata del versante stesso (dalla foto panoramica) e su cui si sono evidenziate tutte le informazioni assunte durante il rilievo.

In particolare si evidenziano i **sets principali** di fatturazione, le **placche** ed i **blocchi rocciosi instabili** (con relative misure) e le **dimensioni dell'affioramento** almeno nelle componente verticale e di sviluppo longitudinale.





## TAVOLA 2



I rilievi strutturali eseguiti sull'affioramento, consentono di caratterizzare l'ammasso roccioso, secondo la *Classificazione geomeccanica RMR (Rock Mass Rating) per gli ammassi rocciosi proposta da Bieniawsky (1979)* che fornisce una caratterizzazione quali-quantitativa della roccia; in particolare si può indicare come mediamente l'affioramento roccioso investigato possa rientrare nelle **Classi III e IV** ovvero *discreta e/o scadente* mentre localmente è possibile attribuire anche una **Classe V** (ovvero *pessima*) a cui possono essere associati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

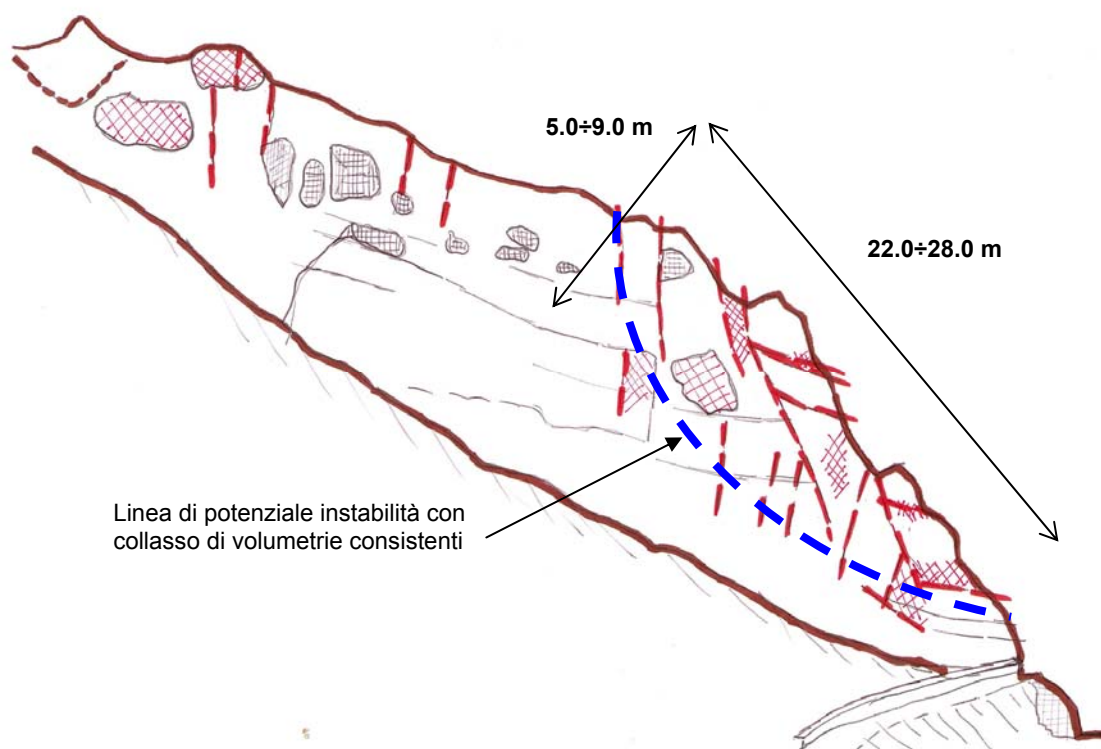
**PARAMETRI GEOMECCANICI CARATTERISTICI**

CLASSE	RMR	Coesione media (Kpa)	Angolo d'attrito (°)
III	60-41	200-300	25°-35°
IV	40-21	200-100	15°-25°
V	< 21	<100	< 15°

Come si evince dalle verifiche di stabilità i cinematismi possibili sono numerosi e comprendono sia lo scivolamento del **blocco singolo in modo planare** (ovvero lungo una singola discontinuità) **che a cuneo** (ovvero per l'incrocio di almeno due sets di discontinuità) fino al **ribaltamento** per pendenze del versante > di 80°; in particolare il fenomeno del ribaltamento interessa tutti quei blocchi e/o placche dove è predominante la discontinuità legata alla stratificazione dell'ammasso roccioso.

Stante la situazione generale di instabilità del versante, con particolare riferimento alla zona della dorsale si evidenzia un potenziale distacco con crolli di massa che interessa la zona più nord-orientale in quanto il sistema delle fratture *K1-K1a-K2* ne favoriscono l'instabilità; la volumetria mobilizzabile stimata varia tra **~1.000/1.800 m<sup>3</sup>** in funzione delle dimensioni considerate e valutando una larghezza media della dorsale di circa 6.0 metri.

Di seguito si riporta uno schema/sezione dell'ambito di potenziale collasso con le misure di riferimento:



## 1.2. PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE

Viste le condizioni strutturali del versante investigato è stato predisposto il seguente progetto che comprende le seguenti opere:

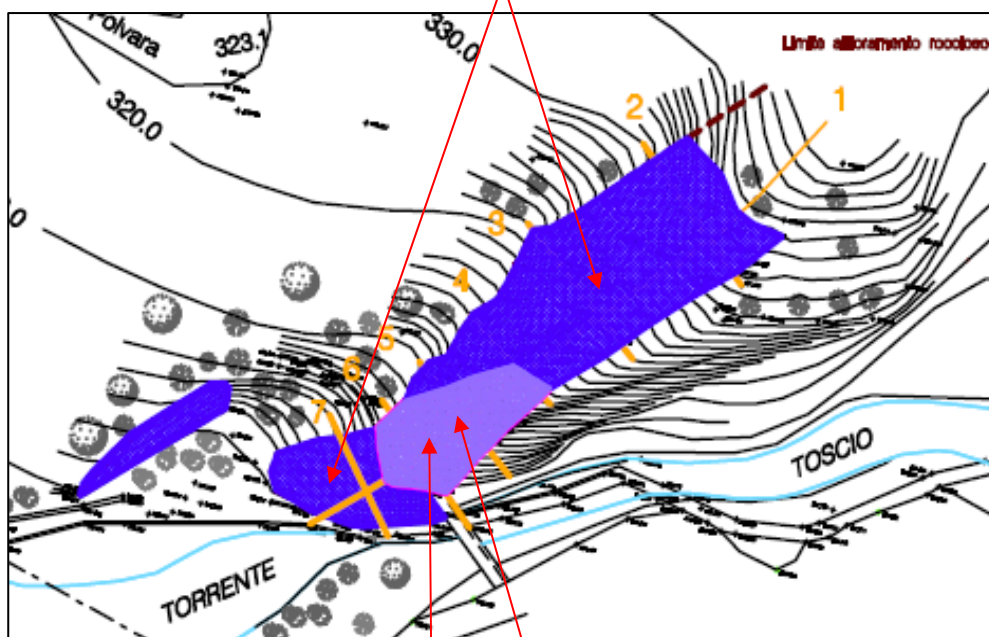
- a) preliminare pulizia del versante mediante completamento di quella già eseguita nel novembre/dicembre del 2009 mediante rimozione delle nuove ceppaie e operazioni di disgaggio dei massi/blocchi isolati maggiormente pericolanti;
- b) ingabbiamento dell'ammasso roccioso su tutto il versante affiorante mediante la posa di rete metallica a doppia torsione in aderenza con armatura tipo leggero (tipo Maccaferri - Ø 3.0 mm a maglia esagonale 8x10 cm– zincata) fissata nella parte somitale con cavi d'acciaio (Ø 20 mm) e ancoraggi realizzati con barre rigide FeB450c a sezione piena ed aderenza migliorata, con diametro non inferiore a 24 mm, resistenza a trazione ultima non inferiore a 440 N/mm<sup>2</sup>, resistenza a snervamento non inferiore a 390 N/mm<sup>2</sup>;
- c) rafforzamento corticale mediante sovrapposizione di un reticolo di funi a maglia quadrata (con i quadrati ruotati diagonalmente di 45° rispetto al piano) di dimensioni 4x4 m e costituito da funi realizzate in trefolo d'acciaio zincato (DIN 2078) ad anima tessile, con diametro nominale non inferiore a 12 mm e resistenza a trazione non inferiore a 180 N/mm<sup>2</sup>, opportunamente tesate e bloccate per mezzo di morsetti per ogni punto di bloccaggio intreccio di cavi d'acciaio (almeno Ø 16 mm) senza trama preordinata. Ove ritenuto necessario si dovranno eseguire degli ulteriori rafforzamenti con ancoraggi con barre rigide FeB450c a sezione piena ed aderenza migliorata, con diametro non inferiore a 24 mm, resistenza a trazione ultima non inferiore a 440 N/mm<sup>2</sup>, resistenza a snervamento non inferiore a 390 N/mm<sup>2</sup> di lunghezza non inferiore a 2.0 metri sulla cui testata sarà predisposta una piastra in ferro di tenuta e distribuzione e/o golfari per l'infittimento della trama di funi d'acciaio. Si precisa che la parte di rete posizionata al di sotto dei pannelli in fune non sarà armata;
- d) rinforzo ed ingabbiamento dell'ammasso roccioso lungo la dorsale e nelle zone maggiormente fratturate mediante la stesa di pannelli di fune quadrati o rettangolari aventi area non inferiore a 12,0 mq e non superiore a 24,0 mq, a maglia quadrata o romboidale 250x250 mm, formati da un'unica fune metallica (fune d'orditura) con diametro f=8,0 mm e finiti, lungo il bordo, con una fune metallica (fune di bordo) continua ed avente diametro f=12,0 mm. I nodi formati dalla fune di orditura sono bloccati a mezzo di semigusci metallici compenetrati a pressione mentre, i collegamenti della stessa fune di orditura alla fune di bordo, sono ottenuti per sovrapposizione ed i successivi bloccaggi sono realizzati a mezzo di manicotti aperti in lega d'alluminio. Al di sotto dei pannelli in fune sarà posata una rete metallica a doppia torsione in aderenza senza armatura (tipo Maccaferri - Ø 3.0 mm a maglia esagonale 8x10 cm – zincata). L'ancoraggio dei pannelli in fune sarà costituito da una fune metallica con diametro f=16,0 mm e terminante, all'estremo libero, con un'asola attrezzata con redancia e manicotto pressato o da una barra ad aderenza migliorata in acciaio 44,0/55,0 kg/mm<sup>2</sup> (tipo FeB450c) con diametro nominale f=24,0 mm ed attrezzata, all'estremo libero, con una piastra d'appoggio e dado di bloccaggio;
- e) lungo la dorsale, in corrispondenza dell'ambito rinforzato con i pannelli in fune d'acciaio sono da realizzare un serie di tiranti di consolidamento profondo formati da barre a filettatura continua in acciaio 85,0/105,0 kg/mm<sup>2</sup> (tipo Dywidag) con diametro nominale non inferiore a f=26,50 mm e lunghezza di almeno 9,0 metri attrezzata, all'estremo libero, con una piastra d'appoggio e dado di bloccaggio.

Quantitativamente si prevede l'utilizzo di:

• rete metallica tipo Maccaferri maglia 8x10 cm	÷ 1.300 m <sup>2</sup>
• pannelli in fune d'acciaio – maglia 25x25 cm	÷ 260 m <sup>2</sup>
• cavi d'acciaio Ø 20 mm	÷ 200 m
• cavi d'acciaio Ø 16 mm	÷ 200 m
• cavi d'acciaio Ø 12 mm	÷ 200 m
• tiranti/ancoraggi da 3,0 m (n°)	÷ 24
• tiranti/ancoraggi da 2,0 m (n°)	÷ 20
• tiranti/ancoraggi da 1,5 m (n°)	÷ 20
• tirante di consolidamento Ø 26,5 mm da 6,0 m (n°)	÷ 6
• tirante di consolidamento Ø 26,5 mm da 9,0 m (n°)	÷ 16

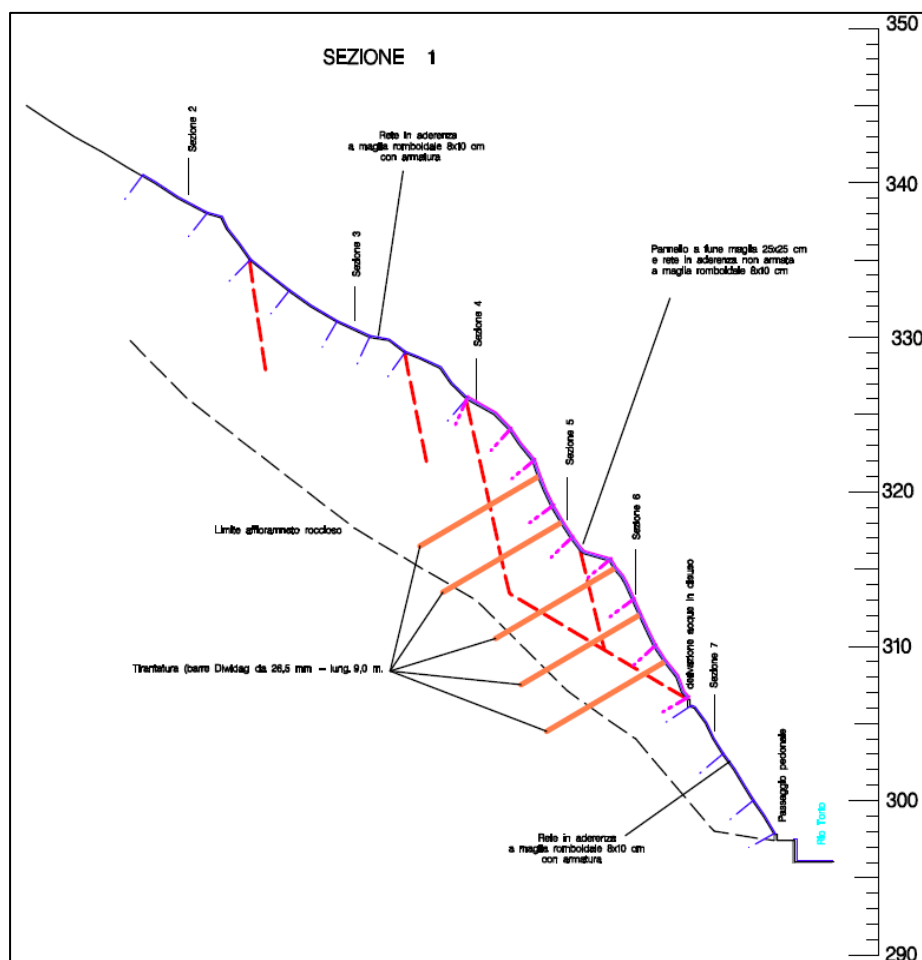
Di seguito si riporta la planimetria e la sezione longitudinale dell'ambito interessato dal progetto di messa in sicurezza:

Rete metallica a doppia torsione in aderenza con armatura tipo leggero (tipo Maccaferri - Ø 3.0 mm a maglia esagonale 8x10 cm – zincata



Tiranti di consolidamento profondo  
- barre a filettatura continua in acciaio 85,0/105,0 kg/mm<sup>2</sup> (tipo Dywidag) con diametro  $\phi=26,50$  mm (nominale) e lunghezza di 9,0

Pannelli di fune quadrati o rettangolari, a maglia quadrata o romboidale 250.0x250.0 mm, con sottostante rete metallica a doppia torsione in aderenza non armata (tipo Maccaferri - Ø 3.0 mm a maglia esagonale 8x10 cm – zincata)



### 1.3. REPORT DI CALCOLO

Le verifiche in menzione sono state condotte nell'ipotesi di equilibrio limite (utilizzando il software RockPlane della GeoStru) ed in particolare riferendosi alla formulazione di seguito riportata che, ipotizza la presenza della spinta idrostatica, nella frattura che delimita a monte il volume di roccia, e della forza sismica.

Si riportano nel seguito i significati dei parametri e delle grandezze che intervengono nella scrittura delle equazioni utilizzate per risolvere il problema.

Abbiamo dunque che:

$$T = \sigma_n \cdot \tan(\varphi + i_{eff})$$

$$Area = f(\psi_e, \psi_i, s, h, l, \alpha, \delta)$$

$$\alpha' = f(\psi_e, \psi_i, s, h, l, \alpha, \delta)$$

$\gamma$	= Peso dell'unità di volume della roccia
$\psi_e$	= Inclinazione parete esterna
$\psi_i$	= Inclinazione parete interna
$\delta$	= Inclinazione in testa al blocco
$s$	= Spessore del blocco
$h$	= Altezza blocco
$l$	= Larghezza blocco
$k$	= Coefficiente di intensità sismica
$\alpha$	= Inclinazione della base del blocco
$R_q$	= Risultante tirante
$\beta$	= Inclinazione risultante tirante
$\varphi$	= Angolo di attrito di base delle discontinuità
$S_w$	= Spinta dell'acqua sulla discontinuità di monte
$x_g$	= Ascissa baricentro blocco
$y_g$	= Ordinata baricentro blocco
$x_t$	= Ascissa punto di applicazione risultante tirante
$y_t$	= Ordinata punto di applicazione risultante tirante
$y_w$	= Ordinata punto di applicazione spinta acqua
$\gamma_w$	= Peso dell'unità di volume dell'acqua
$H_w$	= Altezza d'acqua spingente
$JRC$	= Parametro adimensionale rappresentativo della scabrezza
$JCS$	= Indica la resistenza a compressione del giunto
$\sigma_n$	= Tensione normale sulla base del blocco

Scrivendo le equazioni di equilibrio ed assumendo per la resistenza a taglio sulla discontinuità di base la relazione di Mohr-Coulomb, con le indicazioni precedentemente esplicitate, possiamo pervenire alle relazioni che esprimono il fattore di sicurezza allo scorrimento, la forza esterna stabilizzante necessaria ad assicurare un assegnato valore del fattore di sicurezza a scorrimento, il fattore di sicurezza a ribaltamento.

1a) Fattore di sicurezza a scorrimento

2a) Forza esterna stabilizzante necessaria ad assicurare un assegnato fattore di sicurezza a scorrimento (Fs)

3a) Fattore di sicurezza a ribaltamento

Come già precisato nelle verifiche, tenuto conto nel particolare contesto in cui si colloca l'intervento, si è ritenuto opportuno assumere, cautelativamente, condizioni che in generale risultano sicuramente gravose (frattura di monte completamente riempita d'acqua, presenza di forza dovuta ad azioni sismiche), ma che non è opportuno escludere.

La procedura utilizza una fase preliminare di progetto sviluppata imponendo un assegnato valore al fattore di sicurezza allo scorrimento e calcolando il valore totale della forza esterna necessaria.

Calcolato lo sforzo nel tirante di progetto viene definito il numero di tiranti e stabilita la posizione degli stessi.



A questo punto, riferendosi alla configurazione finale di progetto, sono di nuovo calcolati i fattori di sicurezza allo scorrimento ed al ribaltamento. Per tali valori si è assunto come riferimento il valore 1.30. Per il calcolo dello sforzo nel tirante di progetto si è seguita la procedura di seguito riportata. Riferendosi alla seguente notazione:

$D$  = Diametro della fondazione  
 $l_f$  = Lunghezza della fondazione  
 $\gamma$  = Peso unità di volume della roccia di ancoraggio  
 $K$  = Coefficiente funzione dell'angolo di attrito roccia di ancoraggio  
 $t$  = Profondità media tirante  
 $d$  = Diametro del tirante  
 $\sigma_{ys}$  = Tensione corrispondente al limite elastico convenzionale dell'acciaio  
 $\tau_{ad}$  = Tensione tangenziale ammissibile di aderenza

### Tiro di progetto tirante singolo

1b) Tiro limite ultimo tirante in terreni incoerenti  
 2b) Aderenza acciaio - cls  
 3b) Resistenza ultima armatura

Si assume come Sforzo di Progetto:

il minimo tra gli sforzi  $N_{fu}/\gamma_f$ ,  $N_{ad}$  e  $N_{yf}$

dove in generale il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$ :

$\gamma_f$  = 1.3 tiranti temporanei

$\gamma_f$  = 1.5 tiranti permanenti

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe II  
 Vita nominale: 50,0 [anni]  
 Vita di riferimento: 50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: E  
 Categoria topografica: T4

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,27	2,58	0,2
S.L.D.	50,0	0,33	2,6	0,22
S.L.V.	475,0	0,66	2,66	0,3
S.L.C.	975,0	0,8	2,72	0,31

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,6048	0,2	0,0123	0,0062
S.L.D.	0,7392	0,2	0,0151	0,0075
S.L.V.	1,4784	0,2	0,0302	0,0151
S.L.C.	1,792	0,2	0,0365	0,0183

#### DATI GENERALI

Peso di volume della roccia 24,0 kN/m<sup>3</sup>  
 Coefficiente sismico kx 0,01

Coefficiente sismico $k_y$	0,01
Attrito sul piano di scorrimento	33 °
Coesione	150 kPa
Coefficiente JRC	8
Coefficiente JCS	30 Mpa

#### CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0,1 m
Lunghezza della fondazione	8 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	24 kN/m <sup>3</sup>
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2,5
Diametro armatura	26,5 mm
Resistenza di calcolo armatura	900 N/mm <sup>2</sup>
Tasso di lavoro armatura	90 %
Aderenza acciaio cls	2,5 N/mm <sup>2</sup>

#### DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	2035,75 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	1665,04 KN
Forza limite ultima armatura	371,47 KN
Tiro di progetto	371,47 KN

#### DATI BLOCCO

Altezza blocco	18,3 m
Spessore	2,7 m
Larghezza del blocco	6 m
Inclinazione sup. interna	78 °
Inclinazione sup. esterna	57 °
Inclinazione piano di scorrimento	30 °
Inclinazione testa - da cresta in poi	22 °
Altezza acqua spingente	12,5 m

### ANALISI CON CHIODI - FASE DI PROGETTO

#### CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	83,642 m <sup>2</sup>
Peso Blocco	12044 KN
Coordinate baricentro (x,y)	8,83 / 9,59 m
leff	0,0 °

#### FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2,5
Occorre uno sforzo (Rq) pari a	47447,73 KN
Inclinato di (Beta)	30,0 °
Da distribuire su una superficie di	109,8 m <sup>2</sup>

#### NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

Numero di tiranti da utilizzare	128
Da distribuire su una superficie di	109,8 m <sup>2</sup>

#### VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	2 m
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	580 KN
Inclinazione	30 °
Ordinata punto di applicazione	2,5 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	580 KN
Inclinazione	30 °
Ordinata punto di applicazione	5,5 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	580 KN
Inclinazione	30 °

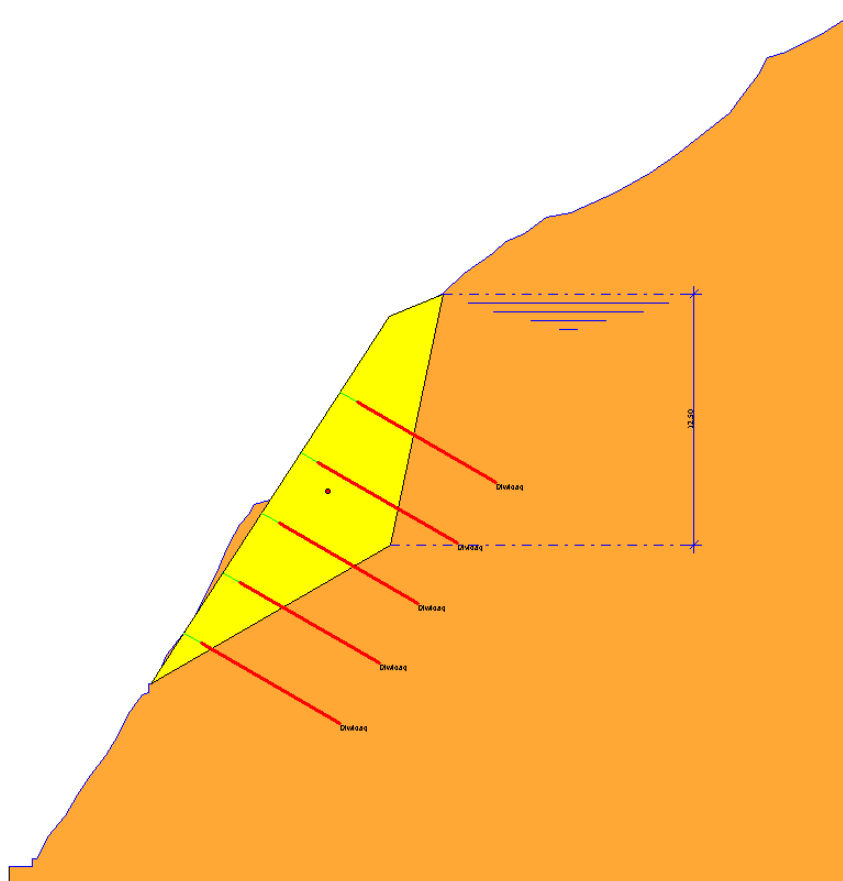
Ordinata punto di applicazione	8,5 m
Chiodo n°	4
Sforzo Chiodo	580 KN
Inclinazione	30 °
Ordinata punto di applicazione	11,5 m
Chiodo n°	5
Sforzo Chiodo	580 KN
Inclinazione	30 °
Ordinata punto di applicazione	14,5 m

**Numero di tiranti utilizzati** **15**

Sforzo risultante	8700,0 KN
Inclinazione risultante (Beta)	30,0 °
Coordinate risultante (Xrq, Yrq)	1,807 / 8,5 m
<b>Fs sicurezza scorrimento</b>	<b>2,723</b>
<b>Fr sicurezza ribaltamento</b>	<b>1,7</b>

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

<b>Tensione a trazione armatura</b>	<b>1070,784 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Tensione tangenziale</b>	<b>0,665 N/mm<sup>2</sup></b>



## 2. PONTE DI VIA PAPA GIOVANNI XXIII

### 2.1. PREMESSA

In conformità con l'incarico ricevuto dall'Amministrazione Comunale di Civate, è stato redatto uno studio finalizzato alla caratterizzazione geologica e tecnica dei terreni insistenti in Via Papa Giovanni XXIII nel Comune stesso, su cui è prevista la ricostruzione del ponte stradale esistente in attraversamento del Rio Toscio.

L'area esaminata, posta ad una quota media di circa 227,7 metri s.l.m. è localizzata nell'area urbanizzata a nord in confine comunale con Valmadrera.

#### Normativa di riferimento

La presente relazione geologico geotecnica è stata prodotta secondo quanto previsto dalla vigente normativa in materia di opere edificatorie e più precisamente:

- **D.M. 14/01/2008** - N.T.C. (Norme Tecniche delle Costruzioni)
- **D.M. LL.PP. 11/03/1988** - (opere e sistemi geotecnici) come previsto dal paragrafo 2.7 delle N.T.C.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare 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 8**
- **Eurocodice 7.1 (1977)** - Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. – UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)** - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione da prove di laboratorio - UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)** - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione da prove in sito – UNI
- **Leggi Regionali** - in materia di pianificazione e vincolo idrogeologico
- **Ordinanze** - Autorità di Bacino.

#### Vita nominale dell'edificio

Viene di seguito riportata la vita nominale  $V_N$  della struttura in progetto intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

**Tipo di costruzione :** ponte stradale

**Vita nominale  $V_N$  :**  $\geq 50$  anni

#### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso, le opere sono suddivise in differenti classi d'uso; per l'opera in progetto si ha:

**Tipo di costruzione :** ponte stradale

**Classe d'uso :** III

#### Periodo di riferimento azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  pari a:  $V_R = V_N \times C_u$  dove  $C_u$  è funzione della classe d'uso.

**Classe d'uso :** III

**$C_u$  :** 1,5

**$V_R$  :** 75

Riepilogando si ha :

Tipo di costruzione	Vita nominale $V_N$	Classe d'uso	$C_u$	Periodo di rif. $V_R$
<b>Ponte stradale</b>	<b><math>\geq 50</math> anni</b>	<b>III</b>	<b>1,5</b>	<b>75</b>

L'approccio di calcolo adottato nella presente relazione è, su indicazioni del progettista, quello dello **Stato Limite Ultimo – Approccio 2 (Combinazione unica)** così come previsto delle NTC (D.M. 14/01/2008); l'influenza dell'azione sismica viene valutata utilizzando i parametri sismici sito – dipendenti calcolati per tutto il territorio nazionale dal Ministero LL.PP. .

## 2.2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

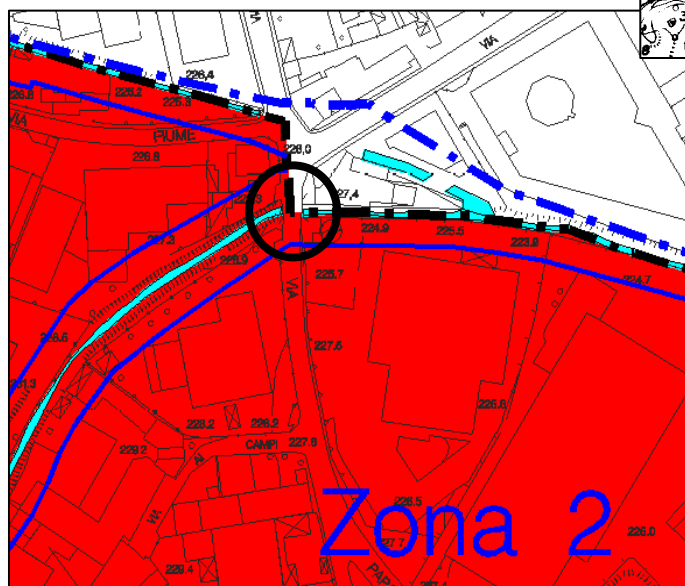
L'ambito d'interesse per lo studio eseguito è sviluppato sul territorio del comune di Civate (Lc) a cavallo del confine con Valmadrera che, nella cartografia regionale, è riportato nella Tavoletta B4d4 / Lecco alla scala 1:10.000 - CTR.

L' ambito è ubicato nella parte nord-est del territorio comunale lungo Via Papa Giovanni XXIII, in attraversamento del Rio Toscio, ad una quota di circa 2286,0 metri slm. (cfr. figura sottostante ).

La verifica di compatibilità geologica ed idrogeologica è stata eseguita per mezzo di:

- ⇒ analisi dei dati bibliografici esistenti e relativi alla zona in oggetto con particolare riferimento allo Studio Geologico allegato al P.R.G./PGT di Civate (Lc)
- ⇒ esecuzione di rilievi per la verifica delle condizioni geologiche ed idrogeologiche locali
- ⇒ analisi ed interpretazione delle indagini geognostiche eseguite (prove penetrometriche SCPT).

Di fianco si riporta lo stralcio della CTR Foglio B4d4 - Lecco, in scala 1:10.000 - con evidenziato l'ambito di proprietà su cui verrà realizzato il progetto di ricostruzione del ponte stradale di Via Papa Giovanni XXII sul Rio Toscio (cfr. cerchio rosso in evidenza).



L'ambito edificatorio risulta classificato nel PRG comunale all'interno della Classe 4 di Fattibilità Geologica – Zona 2 del PAI (Ps267 – LOLC001 Civate-Valmadrera) nonché all'interno della fascia di rispetto del reticolo idrico principale; in evidenza l'ambito di progetto - cerchio nero.



## 2.3. CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE

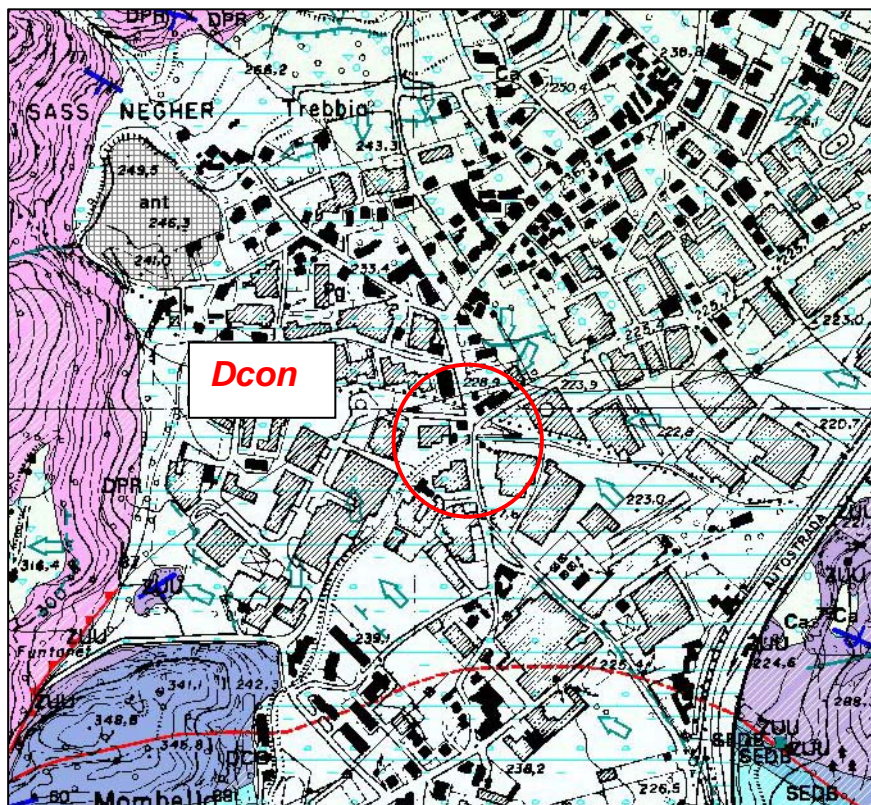
Le caratteristiche geologiche sono state delineate mediante un rilevamento di terreno che è stato esteso ad un intorno significativo dell'area; le informazioni ricavate durante questa fase sono state poi confrontate con le indicazioni contenute nello Studio Geologico di supporto al PRG.

### ELEMENTI LITOLOGICI, GEOLOGICO-TECNICI

Il rilievo geologico di campagna ha confermato quanto riconosciuto e riportato nello Studio geologico allegato al PRG nonché a quanto contenuto nella Sezione b4d4 della Carta Geologica derivata dalla banca dati - Progetto CARG (edizione 2001) a cui si rimanda per maggiori chiarimenti, pertanto, per una migliore comprensione delle condizioni geologiche generali si riporta uno stralcio di quest'ultima, in scala 1:10.000.

In particolare, nell'ambito investigato e nella zona di progettazione, non sono stati riconosciuti affioramenti rocciosi ma esclusiva presenza di depositi terrigeni riconducibili alla *Alloformazione di Cantù* con caratteristiche tipiche dei depositi di conoide alluvionale ovvero di: *di sedimenti costituiti essenzialmente da ghiaie selezionate e gradate alternate a sabbie più o meno abbondanti con strutture sedimentarie da corrente e con presenze di blocchi e ciottoli nonché di interstrati limoso-argillosi*. Questi depositi sono ricollegabili alle azioni di trasporto del reticolo idrico superficiale nel fondovalle e riconducibili all'azione di trasporto del Rio Toscio, Valle del Sole e della Valle Trebbia.

Di seguito si riporta lo stralcio della Sezione b4d4 della Carta Geologica derivata dalla banca dati - Progetto CARG in scala 1:10.000 relativa all'area d'indagine.



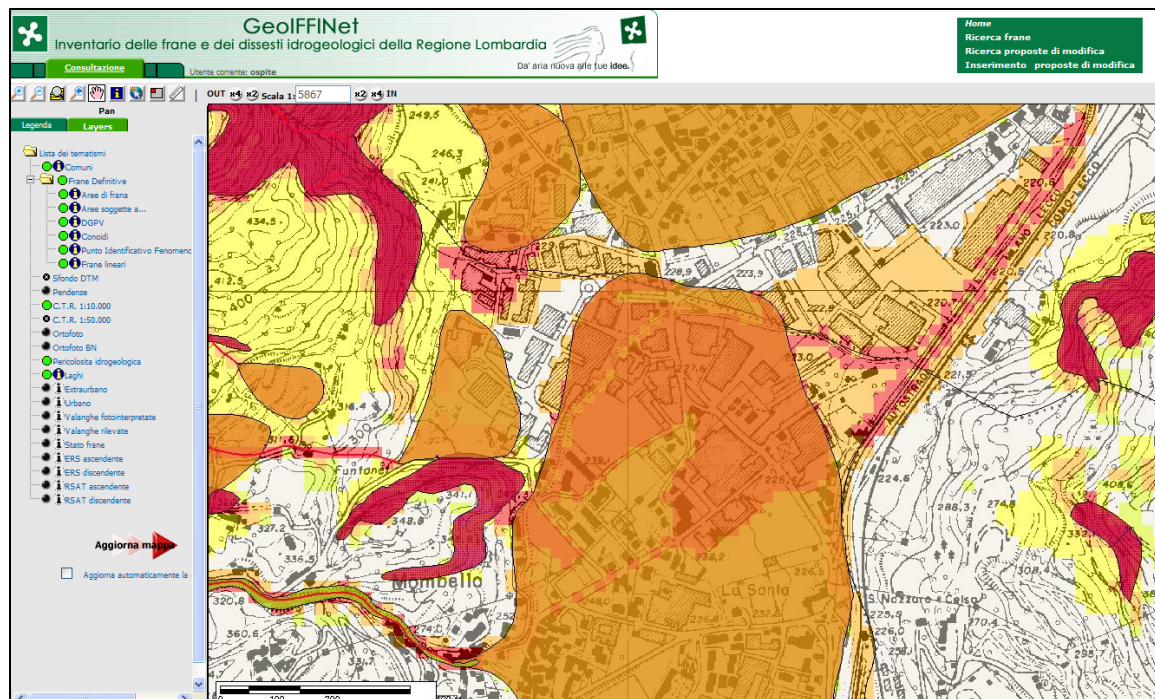
**Dcon** = depositi di conoide alluvionale

## ELEMENTI GEOMORFOLOGICI E DI DINAMICA GEOMORFOLOGICA

Dalla carta "Inventario delle frane e dei dissesti idrogeologici della Regione Lombardia" (progetto IFFI) risulta censita, per l'ambito, un'area di conoide quiescente con potenziale pericolo idrogeologico ricollegabile alle azioni di trasporto, in condizioni di piena idraulica, dei torrenti Toscio e Trebbia.

Morfologicamente l'ambito è pianeggiante.

Di seguito si riporta lo stralcio della cartografia IFFI disponibile sul Geoportale della Regione Lombardia ([www.cartografia.regione.lombardia.it/geoiffi\\_Map](http://www.cartografia.regione.lombardia.it/geoiffi_Map)) e relativa al territorio comunale di Civate e Valmadrera.



## ELEMENTI IDROGEOLOGICI

Da un punto di vista idrogeologico, in accordo con le indicazioni fornite all'interno dello Studio Geologico a supporto del PRG, si ritiene che i depositi terigeni riferibili ai depositi di conoide alluvionale, siano caratterizzati da una permeabilità primaria media (con valori di permeabilità compresi tra  $10^{-2} < K < 10^{-4}$  m/sec) con possibili aumenti della stessa in corrispondenza degli strati più sabbioso ghiaiosi.

Le prove penetrometriche eseguite ai lati del torrente Toscio hanno evidenziato la presenza di una falda idrica nel sottosuolo ad una profondità, dal p.c. attuale, di circa **-3.00** metri.

Questa falda sotterranea è probabilmente alimentata e da ricollegarsi alla dispersione delle acque del torrente stesso nelle sue immediate vicinanze (si precisa che le prove penetrometriche SCPT state eseguite ai bordi degli argini naturali del corso d'acqua).

Dati in possesso dello scrivente e rilevati in aree limitrofe indicano la presenza di falda certa a partire da  $-6,0 \div -7,0$  metri dal p.c. .

Il Torrente Toscio appartenente all'idrografia del Reticolo Idrico Principale ed in particolare, nella specifica area di progetto, rientra all'interno della Zona 2 del PAI per l'ambito PS267 LO-LC-001 Civate-Valmadrera.

L'ambito è stato ripetutamente interessato da eventi alluvionali del torrente Toscio nell'ultimo ventennio (di cui l'ultimo nel luglio del 2009) che hanno causato esondazioni e danni alla struttura del ponte di Via Papa Giovanni XXIII.

Per la realizzazione del nuovo ponte risulta pertanto necessario eseguire delle verifiche idrauliche che consentano di definire la sezione corretta in funzione della massima portata prevedibile.



## 2.4. VINCOLI, CONDIZIONI DI RISCHIO E CLASSE DI FATTIBILITA'

La valutazione della presenza di vincoli di carattere geologico e/o idrogeologico e/o condizioni di particolari situazioni di rischio è stata effettuata basandosi su quanto disponibile presso gli uffici comunali e su quanto riportato nel PRG:

- **Vincoli** – area di rispetto Reticolo Idrico Principale – ZONA 2 del PAI
- **Condizioni di rischio** – possibili interazioni con eventi alluvionali e di esondazione del Torrente Toscio
- **Classe di fattibilità** – l'ambito di edificazione ricade in **Classe 4** “*Fattibilità con gravi limitazioni*” e nello specifico in ZONA 2 PAI in cui vengono applicate le prescrizioni contenute nelle NtA della Delibera dell'Autorità di Bacino n. 18/2001 art. 50 (Titolo IV – Norme per le aree a rischio idrogeologico molto elevato).
- **Categoria Topografica** - il comparto ricade nella categoria topografica **T1** così come definite nella tabella 3.2 IV dalle NTC.

**Tabella 3.2. IV – Categorie topografiche**

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

## 2.5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Secondo la vigente normativa (D.M. 14/01/2008) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”; questo prevede che l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione venga definita a partire dalla pericolosità sismica di base del comparto edificatorio, che rappresenta l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Il primo passo per la determinazione delle caratteristiche sismiche del sito è la determinazione della categoria sismica dei suoli di fondazione.

Le  $V_{s30}$  sono state ricavate mediante la correlazione di OTHA e GOTO (1978) che permette la determinazione delle onde di taglio a partire da prove penetrometriche dinamiche correlabili alle prove SPT.

Le misure eseguite in sito e le elaborazioni desunte dalle prove penetrometriche dinamiche hanno consentito di ottenere il seguente valore medio:

$V_{s30}$ desunto da $N_{spt}$ con Otha e Goto	<b>195,50 m/sec</b>	<b>C</b>
--	---------------------	----------

La velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri, partendo dalla profondità di posa delle fondazioni risulta essere di circa **195,50 m/sec** ed il sito in esame ricade nella “**categoria di sottosuolo C**” secondo la tabella 3.2 II delle NTC 2008 riportata di seguito.

**Tabella 3.2. II – Categoria di sottosuolo**

Categoria	Descrizione	
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	
<b>B</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 meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	
<b>C</b>	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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	<b>X</b>
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di 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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	

**Tabella 3.2. V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**

Categoria	$S_s$	$C_c$	
<b>A</b>	1,00	1,00	
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c)^{-0,20}$	
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c)^{-0,33}$	<b>X</b>
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c)^{-0,50}$	
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c)^{-0,40}$	

### Stima della pericolosità sismica di sito

La pericolosità sismica di base del sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento  $V_R$ ) sul comparto edificatorio si verifichi un evento sismico di entità pari almeno ad un valore prefissato; tale probabilità  $P_{VR}$  è indicata come “Probabilità di accadimento o di superamento nel periodo di riferimento. La pericolosità sismica viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima di sito, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale e periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### Parametri sismici “ $a_g - F_o - T_c$ ”

Per la determinazione dei parametri sismici di sito è necessario conoscere le coordinate geografiche dell'opera da realizzare o del sito in esame.

### Coordinate geografiche (esprese in gradi decimali)

I parametri sismici del sito in esame vengono individuati per interpolazione dei valori dei vertici delle maglie del reticolo di riferimento redatta dal Ministero LL.PP. per tutto il territorio nazionale. I parametri sismici vengono di seguito ricavati in funzione anche del tipo di edificio in progetto, della sua vita nominale, della classe d'uso, del coefficiente d'uso e del periodo di riferimento per l'azione sismica.

Di seguito si riportano i valori desunti :

Parametri sismici - **Tipo di elaborazione: Fondazioni superficiali**

**Sito in esame** (coordinate espresse in ED50).

latitudine: 45,837436      longitudine: 9,349398  
Classe: III      Vita nominale: > 50

### Siti di riferimento

Sito 1	ID: 10709	Lat: 45,8138	Lon: 9,3350	Distanza: 2838,345
Sito 2	ID: 10710	Lat: 45,8163	Lon: 9,4066	Distanza: 5022,912
Sito 3	ID: 10488	Lat: 45,8662	Lon: 9,4031	Distanza: 5259,603
Sito 4	ID: 10487	Lat: 45,8638	Lon: 9,3315	Distanza: 3243,032



Siti di riferimento per parametri sismici (da [www.GEOSTRU.it](http://www.GEOSTRU.it))

## Parametri sismici

Categoria sottosuolo: **C**  
Periodo di riferimento: **75 anni**

Categoria topografica: **T1**  
Coefficiente  $C_u$ : **1,5**

	Probabilità di superamento [%]	Tr: [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [anni]
<b>Operatività (SLO)</b>	81%	45	0,024	2,569	0,180
<b>Danno (SLD)</b>	63%	75	<b>0,029</b>	<b>2,580</b>	<b>0,201</b>
<b>Salvaguardia della vita (SLV)</b>	10 %	712	<b>0,060</b>	<b>2,645</b>	<b>0,289</b>
<b>Prevenzione dal collasso (SLC)</b>	5 %	1462	0,073	2,685	0,304

I valori dell'accelerazione sismica orizzontale " $K_h$ " e dell'accelerazione sismica verticale " $K_v$ " da utilizzare nei calcoli geotecnici e strutturali sono i parametri sismici sito – dipendenti calcolati per tutto il territorio nazionale dal Ministero LL.PP. e precisamente per l'ambito abbiamo:

**Coefficienti Sismici:** Tipo di elaborazione - Fondazioni superficiali

	Ss	Cc	St	Kh	Kv	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta
<b>SLO</b>	1,500	1,850	1,000	0,007	0,004	0,348	0,200
<b>SLD</b>	1,500	1,780	1,000	<b>0,009</b>	<b>0,004</b>	<b>0,431</b>	0,200
<b>SLV</b>	1,500	1,580	1,000	<b>0,018</b>	<b>0,009</b>	<b>0,882</b>	0,200
<b>SLC</b>	1,500	1,560	1,000	0,022	0,011	1,078	0,200

dove : **Kh** = coefficiente sismico orizzontale; **Kv** = coefficiente sismico verticale ed **Amax** = accelerazione massima

## Liquefazione – condizioni limite

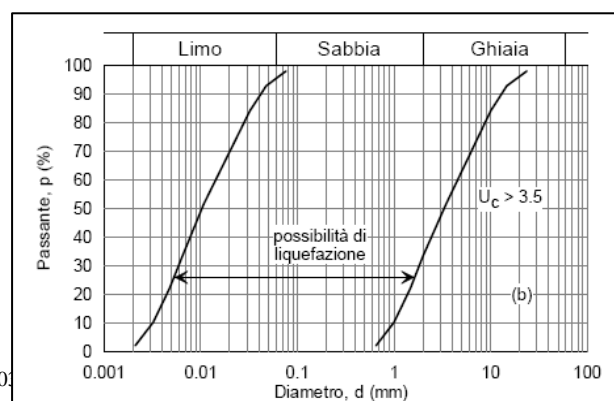
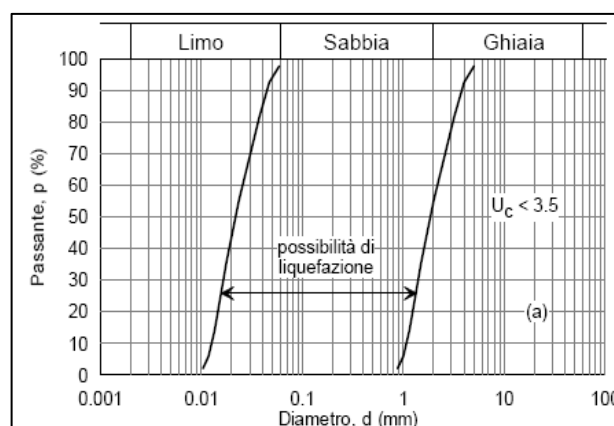
Le NTC prevedono che il sito sul quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intesa come quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

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

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

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione si dovrà procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o a trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5
- accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g
- profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m. dal p.c. – per piano campagna sub orizzontale e fondazioni superficiali
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $N_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $N_{60}$  è il valore della resistenza determinata da prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione





efficace verticale di 100 Kpa mentre  $q_{c1N}$  e quella delle prove statiche

- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure di riferimento (cfr. figura a lato).

Viene inoltre riportata di seguito in via preliminare ed indicativa la verifica a liquefazione dei terreni naturali del comparto edificatorio utilizzando il metodo proposto dal C.N.R. - GNDT (EC8: da Seed e Idriss).

Per la stima del potenziale di liquefazione si è considerato come livello di falda quello misurato al momento dell'esecuzione delle prove geognostiche e pari a - 3,00 m. dal p.c. attuale.

#### VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica;  
R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza.

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm <sup>2</sup> )	S'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )	T	R	Fs	Condizione:
1	5,40	4,00	5,018	0,895	0,655	0,041	0,093	2,28	Livello non liquefabile
2	9,30	7,00	6,975	1,636	1,006	0,045	0,110	2,42	Livello non liquefabile
3	++	++	++	++	++	++	++	++	Liquefazione non possibile

La verifica eseguita mostra come i terreni naturali si trovino nella condizione media: terreni **NON LIQUEFABILI**.

## 2.6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO TECNICA

Sulla base delle indagini svolte sul comparto edificatorio (prove penetrometriche dinamiche SCPT) si sono potuti riconoscere i caratteri litologici presenti ed i parametri geotecnici nominali dei terreni fondazione; dall'elaborazione degli stessi si è quindi potuto eseguire la ricostruzione stratigrafica della successione litologica presente in corrispondenza del sito in esame e si è potuto attribuire a ciascun orizzonte litostratigrafico riconosciuto i parametri geotecnici medi da utilizzare in fase di progettazione esecutiva per ricavare i parametri geotecnici di progetto.

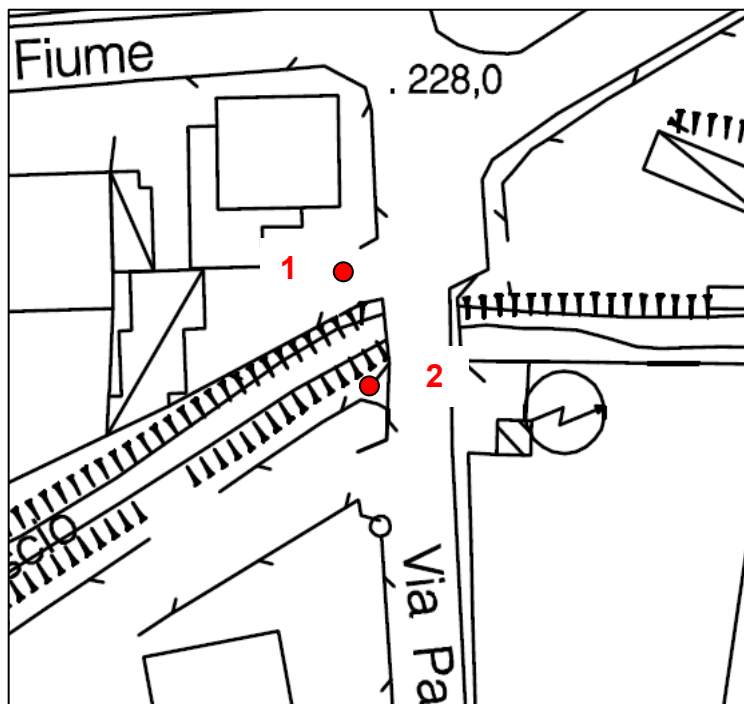
Sull'area sono state eseguite, in funzione della logistica nonché delle dimensioni del manufatto e dell'area da investigare, n° 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, che sono state spinte fino alla profondità massima di **10,20 m.** dal p.c.; i relativi grafici delle singole prove sono di seguito riportati.

Nella figura laterale si riporta lo stralcio del fotogrammetro comunale con evidenziati i punti di esecuzione delle prove SCPT eseguite.

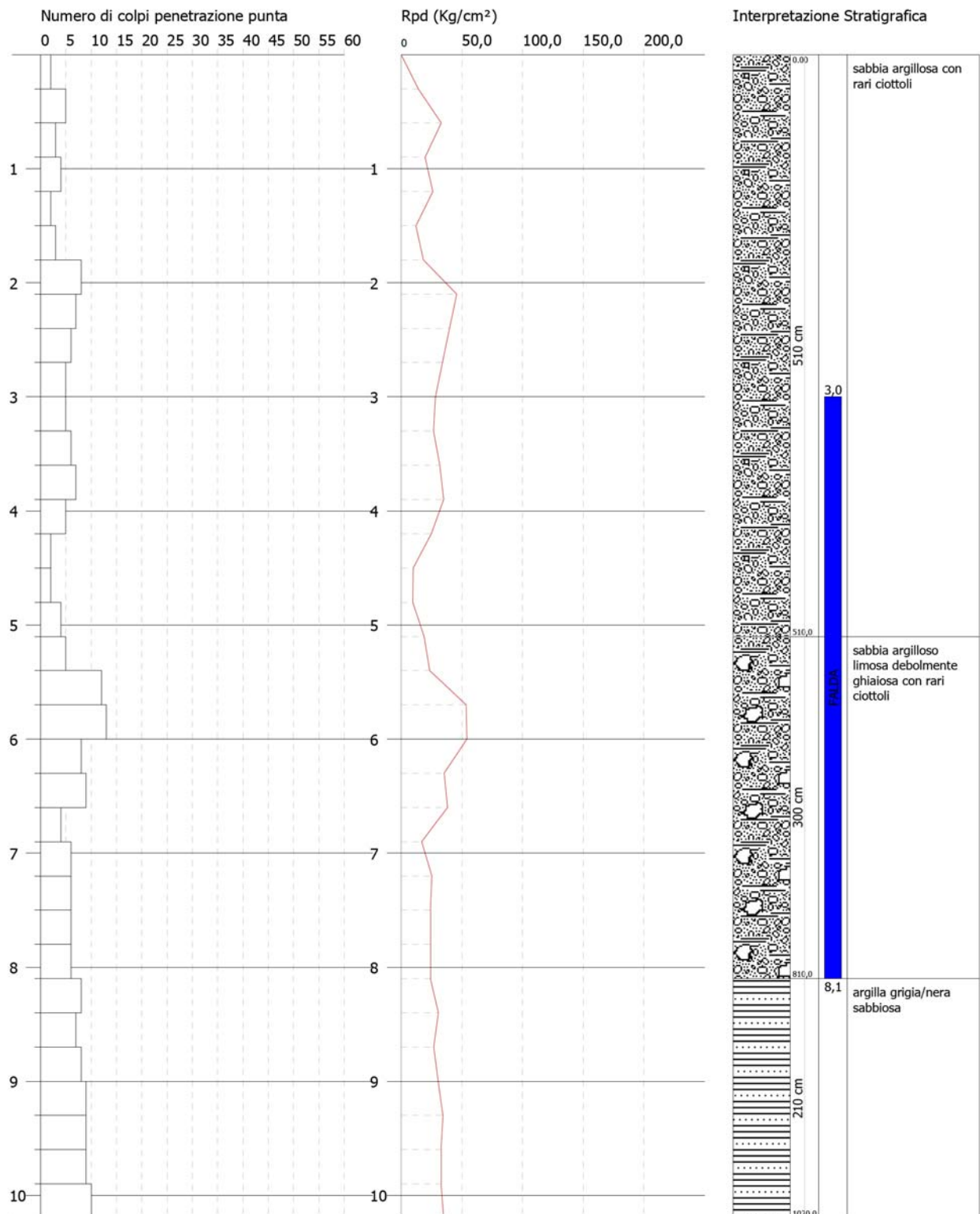
Per le indagini è stata utilizzata una apparecchiatura penetrometrica standard pesante a sganciamento automatico del maglio e rispondente ai requisiti tecnici previsti dalla normativa A.G.I. e DIN 4094 sugli strumenti di prova (penetrometro pesante a punta conica DPSH). L'attrezzatura è sottoposta alla normale manutenzione ed alla revisione annuale da parte del costruttore; l'operatore è un tecnico abilitato supportato in loco da un geologo di cantiere.

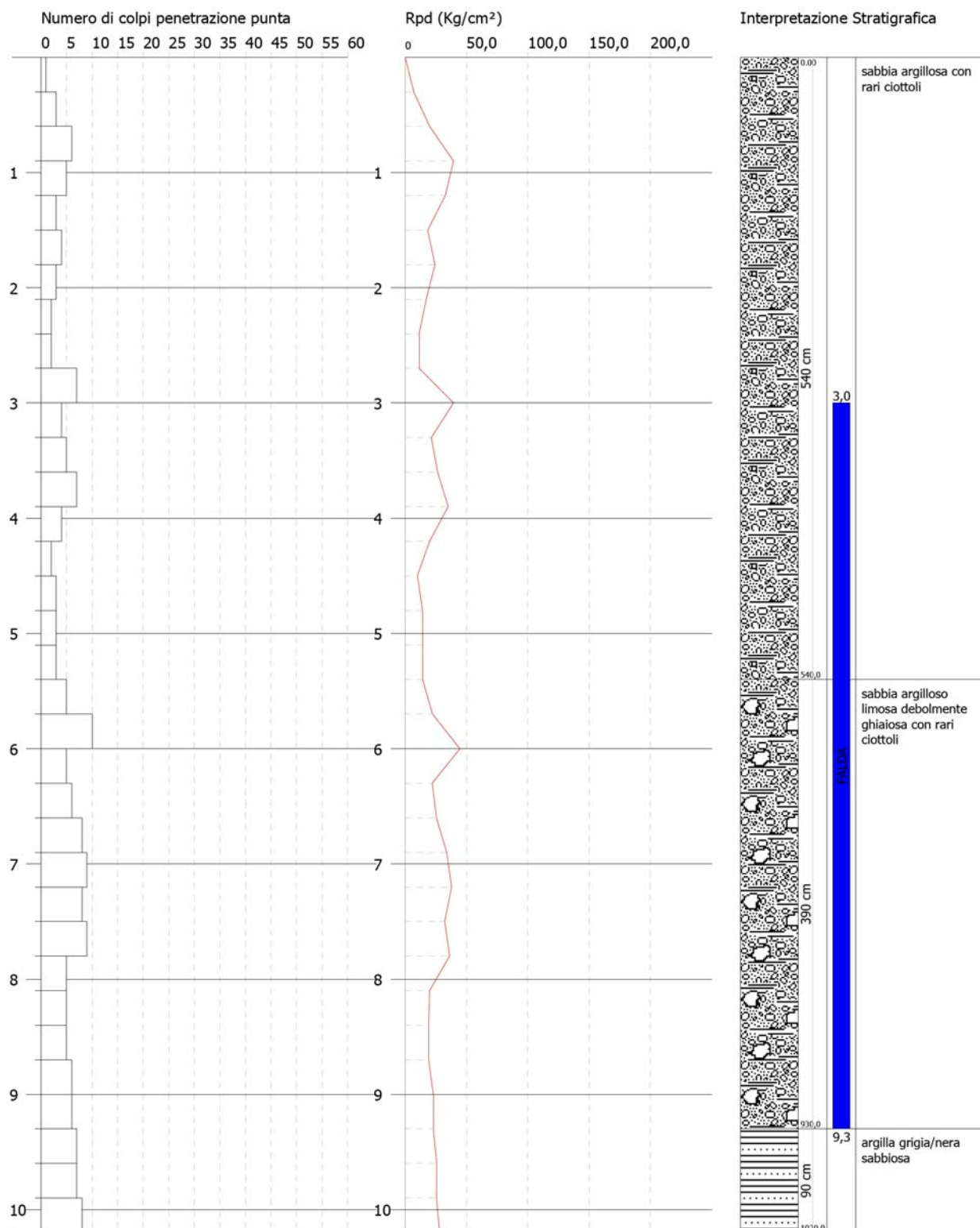
Le principali caratteristiche tecniche del penetrometro sono:

- peso maglio 73,00 Kg
- volata maglio 75,00 cm
- massa passiva 0,63 Kg
- angolo punta conica 60°



- area punta 20,43 cm<sup>2</sup>
- energia specifica per colpo 8,932941 Kg/cm<sup>2</sup>.





L'interpretazione dei dati penetrometrici ha permesso di risalire, anche se indirettamente vista la natura delle prove, alle grandezze indice nominali dei terreni investigati: peso di volume, angolo di attrito interno, parametri elastici, da cui sono stati poi ricavati i valori medi. L'esame dei diagrammi penetrometrici evidenzia una certa omogeneità tra le verticali di prova distribuite sul comparto edificatorio secondo la planimetria allegata.

Si sono pertanto potute distinguere quattro differenti "Litozone" omogenee per caratteristiche tecniche, distinte in base ai valori medi di resistenza alla penetrazione e dei parametri geotecnici.

Per tali litozone la classificazione dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.) prevede:

### Classificazione AGI

Litozona	N colpi SPT	Spessore Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
1	3 – 4	5,10 – 5,40	A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
2	6 – 7	3,00 – 3,90	A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
3	7 – 8	Indet.	A.G.I. 1977	CONSISTENTE

Successione stratigrafica locale risulta essere:

Litozona	Descrizione stratigrafica	falda
1	Sabbia argillosa con rari ciottoli	- 3,00 m. da p.c.
2	Sabbia argilloso limosa debolmente ghiaiosa con rari ciottoli	Saturo
3	Argilla grigia/nera sabbiosa	Impermeabile

N.B: Le misurazioni della soggiacenza della falda sono state eseguite al termine dell'esecuzione delle indagini geotecniche e rappresentano la situazione idrogeologica locale al momento della misura.

E' stato quindi possibile individuare le seguenti LITOZONE :

**LITOZONA 1 : sabbia argillosa con rari ciottoli** - presenta uno spessore compreso tra 5,10 m. e 5,40 m. con caratteristiche geotecniche e di resistenza alla penetrazione scadenti. Falda freatica a partire da – 3.0 metri dal p.c. . Si caratterizza per:

SCPT	Nspt	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson
1	4,47	1,52	28,28	--	53,82	62,30	0,34
2	3,72	1,48	28,06	--	51,17	59,90	0,35
<b>PARAMETRI MEDI</b>		<b>1,50</b>	<b>28,17</b>	<b>--</b>	<b>52,50</b>	<b>61,10</b>	<b>0,35</b>

**LITOZONA 2 : sabbia argilloso limosa debolmente ghiaiosa con rari ciottoli** - presenta uno spessore compreso tra 3,00 m. e 3,90 m., con caratteristiche geotecniche e di resistenza alla penetrazione mediocri. Orizzonte saturo . Si caratterizza per:

SCPT	Nspt	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson
1	7,50	1,64	29,14	--	71,45	72,00	0,34
2	6,69	1,61	28,91	--	67,84	69,41	0,34
<b>PARAMETRI MEDI</b>		<b>1,63</b>	<b>29,03</b>	<b>--</b>	<b>69,65</b>	<b>70,71</b>	<b>0,34</b>

**LITOZONA 3 : argilla grigia/nera sabbiosa** - di spessore indeterminato con caratteristiche geotecniche e di resistenza alla penetrazione mediocri. Orizzonte considerato impermeabile . Si caratterizza per:

SCPT	Nspt	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson
1	8,57	1,92	---	0,58	39,32	85,70	---
2	7,33	1,87	---	0,46	33,63	73,30	---
<b>PARAMETRI MEDI</b>		<b>1,90</b>	<b>---</b>	<b>0,52</b>	<b>36,48</b>	<b>79,50</b>	<b>---</b>

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva con i parametri geotecnici ed elastici medi delle singole LITOZONE riconosciute.

### Parametri geotecnici ed elastici medi

LITOZONA	Gamma (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson
<b>1 - Sabbia argillosa con ciottoli</b>	<b>1,50</b>	<b>28,17</b>	<b>--</b>	<b>52,50</b>	<b>61,10</b>	<b>0,35</b>
<b>2 - Sabbia argilloso limosa</b>	<b>1,63</b>	<b>29,03</b>	<b>--</b>	<b>69,65</b>	<b>70,70</b>	<b>0,34</b>
<b>3 – argilla sabbiosa</b>	<b>1,90</b>	<b>---</b>	<b>0,52</b>	<b>36,48</b>	<b>79,50</b>	<b>---</b>

## STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Per quanto attiene la stabilità dei fronti di scavo, con altezze prevedibili non superiori a -3,50 m dal p.c., non si evidenziano particolari problematiche di stabilità vista anche l'eventuale ingombro che interesserà la sede stradale stessa; in ogni caso si consiglia la realizzazione di scavi da eseguirsi con prudenza ed in salvaguardia.

## TERRE E ROCCE DA SCAVO

Per quanto attiene alle terre di scavo derivanti dalla realizzazione delle opere in progetto vale quanto previsto dall' art. 186 comma 1 Terre e rocce di scavo della L.152/2006 così come sostituito dall'art. 2, comma 23 D. L.gs. n° 4 del 2008.

Per quanto di attinenza la caratterizzazione chimico - fisica dei campioni di terreno estratti durante le operazioni di scavo, i valori dei parametri ricercati dovranno essere confrontati con i valori previsti dal D.Lgs. n° 152 del 03.04.2006 Tabella 1 *colonna.A - siti ad uso residenziale* e con la *colonna.B - siti ad uso commerciale ed industriale* in quanto non è previsto il cambio di destinazione d'uso.

## 2.7. MODELLO GEOLOGICO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

L'analisi geologica e sismica del comparto edificatorio e di un suo intorno significativo e le indagini geotecniche eseguite hanno consentito di produrre il modello geologico di riferimento propedeutico per la progettazione e che viene di seguito schematizzato:

⇒ successione stratigrafica locale di riferimento

Litozona	Descrizione stratigrafica	falda
1	Sabbia argillosa con rari ciottoli	- 3,00 m. da p.c.
2	Sabbia argilloso limosa debolmente ghiaiosa con rari ciottoli	Saturo
3	Argilla grigia/nera sabbiosa	Impermeabile

⇒ categoria sismica suoli di fondazione  $V_{s30} = C$  (Otha & Goto)

⇒ falda idrica a partire da -3.00 metri dal p.c.

⇒ coefficienti sismici di sito - **Stati Limite NTC 2008**

Stati Limite	Kh	Kv	Amax m/sec <sup>2</sup>
<b>SLU (SLV)</b>	0,018	0,009	0,882
<b>SLE (SLD)</b>	0,009	0,004	0,431

⇒ terreni di fondazione del comparto edificatorio non necessitano di verifica a liquefazione: condizione media dei terreni: **non liquefabili**

### Verifica a Liquefazione

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm <sup>2</sup> )	S'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )	T	R	Fs	Condizione:
1	5,40	4,00	5,018	0,895	0,655	0,041	0,093	2,28	Livello non liquefabile
2	9,30	7,00	6,975	1,636	1,006	0,045	0,110	2,42	Livello non liquefabile
3	++	++	++	++	++	++	++	++	Liquefazione non possibile

⇒ Parametri medi dei terreni naturali per ogni singolo strato individuato

### Parametri geotecnici ed elastici medi

LITOZONA	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson
1 Sabbia argillosa con ciottoli	<b>1,50</b>	<b>28,17</b>	--	<b>52,50</b>	<b>61,10</b>	<b>0,35</b>
2 Sabbia argilloso limosa	<b>1,63</b>	<b>29,03</b>	--	<b>69,65</b>	<b>70,71</b>	<b>0,34</b>
3 Argilla sabbiosa	<b>1,90</b>	--	<b>0,52</b>	<b>36,48</b>	<b>79,50</b>	--



Si precisa che, in base a quanto emerso dalle indagini geognostiche eseguite e dall'elaborazione dei dati geologici, geotecnici ed idrogeologici reperiti si evidenzia come le opere in progetto non modificano le condizioni di stabilità né alterano il regime idrogeologico dei siti o costituiscono potenziale pericolo per la falda superficiale o per quella captata a scopi idropotabili e risultano quindi compatibili con le condizioni geologiche, idrogeologiche e geomorfologiche del comparto edificatorio e delle aree limitrofe.

## 2.8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Attraverso le caratteristiche geologiche dell'area, indicate nel "Modello geologico" e l'analisi dei dati delle indagini geognostiche di supporto in sito, si è ricostruito il modello geotecnico dell'area in esame con l'individuazione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità litotecniche presenti, la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e la determinazione dei parametri geotecnici medi.

Sulla base delle caratteristiche geologiche dell'area, e l'analisi dei dati delle indagini geognostiche di supporto in sito, vengono di seguito calcolati i parametri caratteristici  $F_k$  della resistenza al taglio del terreno e della coesione, definiti come valori ai quali è associata una probabilità di non superamento del 5% (frattile 5%) come previsto dalle NTC 2008, mentre i valori caratteristici dei parametri elastici vengono calcolati come mediana dei valori nominali.

I valori caratteristici di  $c'$  e  $\phi'$  sono definiti dalla seguente relazione:

$$\phi'_k = \phi'_m (1 + X \cdot V_\phi)$$

$$c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$$

dove :

$\phi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito interno;

$c'_k$  = valore caratteristico della coesione;

$\phi'_m$  = valore medio dell'angolo d'attrito;

$c'_m$  = valore medio della coesione;

$V_\phi, V_c$  = coefficienti di variazione (scarto quadratico medio / media dei valori);

$X$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità;

### Distribuzione della probabilità – Eurocodice 7

Frattile %	50 %	25 %	10 %	5 %
X	0	- 0,674	- 1,282	- 1,645

### Valori caratteristici $F_k$

Di seguito vengono riportati i valori dei parametri caratteristici  $F_k$  dei terreni di fondazione.

### Parametri SLU – Stato Limite Ultimo

Unità Litotecnica	Valori nominali	Media	Deviazione standard	Valori caratteristici
1	$\phi'$ : 28,28; 28,06	28,17	0,155563	27,91
2	$\phi'$ : 29,14; 28,91	29,03	0,1626	28,76
3	$c_u'$ : 0,58; 0,46	0,52	0,0849	0,38

### Parametri SLE – Stato Limite d'Esercizio

Unità Litotecnica	Valori nominali (kg/cm <sup>2</sup> )	Mediana (kg/cm <sup>2</sup> )	Valori caratteristici
1	E : 62,30; 59,90	61,10 kg/cm <sup>2</sup>	<b>61,10 kg/cm<sup>2</sup></b>
	Eed : 53,82; 51,17	52,49 kg/cm <sup>2</sup>	<b>52,49 kg/cm<sup>2</sup></b>
2	E : 72,00; 69,41	70,71 kg/cm <sup>2</sup>	<b>70,71 kg/cm<sup>2</sup></b>
	Eed : 71,45; 67,84	69,64 kg/cm <sup>2</sup>	<b>69,64 kg/cm<sup>2</sup></b>
3	E : 85,70; 73,30	79,50 kg/cm <sup>2</sup>	<b>79,50 kg/cm<sup>2</sup></b>
	Eed : 39,32; 33,63	36,47 kg/cm <sup>2</sup>	<b>36,47 kg/cm<sup>2</sup></b>

I valori di progetto dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono quelli nominali relativi alle prove geognostiche eseguite sul comparto edificatorio, e cioè:

#### S.C.P.T.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	5,1	4,47	Incoerente	1,52	1,88	28,28	--	53,82	62,30	0,34	265,58
2	8,1	7,50	Incoerente	1,64	1,90	29,14	--	71,45	72,00	0,34	431,99
3	10,2	8,57	Coesivo	1,92	1,95	--	0,58	39,32	85,70	--	--

#### S.C.P.T.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	5,4	3,72	Incoerente	1,48	1,88	28,06	--	51,17	59,90	0,35	223,47
2	9,3	6,69	Incoerente	1,61	1,90	28,91	--	67,84	69,41	0,34	387,98
3	10,2	7,33	Coesivo	1,87	1,90	--	0,46	33,63	73,30	--	--

Le caratteristiche geometriche/progettuali fornite dal progettista e considerate nei calcoli geotecnici sono:

- *tipo di fondazione* : platea
- *larghezza fondazione B* : 10,92 metri
- *altezza fondazione H* : max 0,90 – min 0,70
- *profondità piano di posa* : -3,63 m. (valore medio) dal p.c.
- *carico totale applicato* : 5.840,00 Kg/ml
- *pressione esercitata al suolo* : 0,79 Kg/cm<sup>2</sup>.

I carichi forniti dal progettista risultano essere così distribuiti:

Carichi Kg/m		
Permanenti strutturali	permanenti non strutturali	variabili
4.415	375	1050

## 2.9. CALCOLI GEOTECNICI

In base ai dati penetrometrici acquisiti si è proceduto alla determinazione della **Qlim.** (carico limite ultimo) sui terreni calcolata per diverse profondità rispetto al p.c. attuale utilizzando nei differenti metodi di calcolo i coefficienti correttivi previsti dall' **Approccio 2 – Combinazione unica** ed alla stima dei potenziali cedimenti.

I calcoli geotecnici per la determinazione del carico limite ultimo sono stati eseguiti adottando le relazioni di **HANSEN** per fondazioni a platea in terreni di natura prettamente incoerente e di **HERMINIER - OLANDESI** (riportati in allegato) la quale consente però solo una stima delle pressioni ammissibili sull'interstrato, considerando cioè la resistenza dinamica offerta all'avanzamento della punta.

Quest'ultima formula prende in considerazione la pressione ammissibile sull'interstrato, calcolata ogni 0.30 m. d'affondamento della punta e considerando anche l'effetto di riduzione della portanza dovuto allo svergolamento delle aste.

Tali elaborazioni, seppur da considerarsi preliminari ed indicative, sono valide per fondazioni con geometria fondale standard di larghezza pari a 1.00 m. e profondità di immersione pari ad 1.00 m. e vengono poi estese a fondazioni di geometria e profondità qualsiasi mediante correlazioni.

La **Qamm.** (carico ammissibile) sui terreni viene calcolata con un coefficiente di sicurezza compreso tra 20 e 22 e che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a circa 3.5 – 4.0. Nei calcoli della portata secondo **HANSEN** sono state verificate fondazioni a platea in terreni incoerenti per profondità del piano di posa medio pari a **3,63 m.** dal p.c. di riferimento.

Le dimensioni ed i carichi gravanti sulle fondazioni dell'edificio in progetto sono riassunti di seguito in tabella, in accordo con i dati forniti dall'ingegnere progettista :

### Fondazione a platea

Lunghezza (metri)	Largh. Fond. B (metri)	Piano di posa (metri)	Carichi permanenti Kg/m <sup>2</sup>	Carichi perm. non strutturali Kg/m <sup>2</sup>	Carichi variabili Kg/m <sup>2</sup>	Carico totale Kg/m <sup>2</sup>
12,35	10,92	3,63	4415	375	1050	<b>5840</b>

I calcoli geotecnici in condizioni dinamiche sono inoltre stati eseguiti considerando anche gli effetti inerziali destabilizzanti indotti da un potenziale evento sismico ed adottando opportuni fattori di riduzione dei parametri geotecnici. Per la stima dei cedimenti si è utilizzato il metodo di Schmertmann ed il metodo logaritmico di Terzaghi con larghezza delle fondazioni e carichi in accordo con i dati forniti dal progettista.

Si sono pertanto utilizzate le seguenti espressioni:

$$Q_{amm} = ((\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot S_q) + (0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma)) / F_s \quad \text{Hansen per fondazione a platea in terreni incoerenti}$$

$$Q_{amm} = R_p / F_s \quad \text{Herminier}$$

dove: **D** = profondità (m) - **S<sub>q</sub>, S<sub>γ</sub>** = fattore adimensionale di forma - **N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>** = fattore adimensionale di portanza funzione di  $\Phi$  -  $\Phi$  = angolo di attrito interno (°) - **F<sub>s</sub>** = fattore di sicurezza posto pari a 3 - **R<sub>p</sub>** = resistenza dinamica alla punta - **F<sub>s</sub>** = fattore di sicurezza (20 – 22)

In allegato si riportano i riferimenti normativi a cui ci si è attenuti per il calcolo della portata dei terreni e, per ciascuna prova eseguita, i valori della **Qlim.** del sottosuolo in funzione della profondità di imposta delle fondazioni rispetto al p.c. e della larghezza delle stesse. In considerazione dello scavo da eseguire si è inoltre considerato un immersione medio delle fondazioni rispettivamente pari a **0,80 metri**, escludendo dai calcoli per la portanza il contributo del terreno asportato al di sopra della fondazione.

I calcoli geotecnici sono stati eseguiti applicando i fattori di riduzione sismici di sito calcolati a partire dai valori dei parametri sismici di riferimento individuati dal Ministero LL.PP.

## VERIFICHE (D.M. 14/01/08 - N.T.C. 2008)

In accordo con le NTC 2008 si riportano di seguito le tabelle con le verifiche eseguite per la combinazione di calcolo **APPROCCIO 2, COMBINAZIONE UNICA** : Verifica CARICO LIMITE secondo Hansen al piano di posa

Le verifiche, riportate di seguito, sono state eseguite utilizzando i valori delle tensioni limite e dei cedimenti totali calcolati con i parametri geotecnici nominali individuati.

### Fondazioni a platea

#### Condizioni Statiche

Larghezza Fondazione B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm <sup>3</sup>
10,92	3,63	3,40	<b>1,48</b>	0,79	4,30	<b>Verificato</b>	1,36

#### Condizioni Dinamiche - correzione sismica SLV

Larghezza Fondazione B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm <sup>3</sup>
10,92	3,63	3,36	<b>1,46</b>	0,79	4,25	<b>Verificato</b>	1,34

## VERIFICHE CEDIMENTI - SLE (D.M. 14/01/2008; N.T.C. 2008)

#### Cedimenti totali fondazioni a platea

Piano di posa m.	Tipo di movimento	Fattore di Limitazione	Cedimento Totale Calcolato cm	Valore Amm. (N.T.C. '08) cm	Condizioni di Verifica
3,63	Cedimento	Murature Portanti	<b>0,89</b>	<b>2,50</b>	<b>Verificato</b>

## 2.10. CONCLUSIONI

Da quanto emerso dalle indagini geologiche e dalle indagini in situ eseguite, l'area di futura edificazione è caratterizzata da:

- categoria sismica dei suoli di fondazione Vs<sub>30</sub> : **C** (Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 2003)
- categoria topografica : **T1**
- presenza di falda freatica : **a partire da -3.00 metri dal p.c. attuale**
- condizione di liquefazione : **terreni non liquefacibili**

L'opera in progetto è caratterizzato da:

- Opera ad uso: **pubblico / ponte di attraversamento stradale**
- Vita nominale V<sub>N</sub> : **50 anni**
- Classe d'uso : **III**
- Periodo sismico di riferimento V<sub>R</sub> = **735 anni**

**VERIFICHE (D.M. 14/01/2008; N.T.C. 2008) - APPROCCIO 2, COMBINAZIONE UNICA** : Verifica CARICO LIMITE secondo Hansen al piano di posa

### Fondazioni a platea

#### Condizioni Statiche

Larghezza Fond. B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm <sup>3</sup>
----------------------	------------------	----------------------------------	---	---	-----------------------------	------------------------	---

10,92	3,63	3,40	<b>1,48</b>	0,79	4,30	<b>Verificato</b>	1,36
-------	------	------	-------------	------	------	-------------------	------

**Condizioni Dinamiche - correzione sismica SLV**

Larghezza Fond. B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm <sup>3</sup>
10,92	3,63	3,36	<b>1,46</b>	0,79	4,25	<b>Verificato</b>	1,34

**VERIFICHE CEDIMENTI - SLE (D.M. 14/01/2008; N.T.C. 2008)**

**Cedimenti totali fondazioni a platea**

Piano di posa m.	Tipo di movimento	Fattore di Limitazione	Cedimento Totale Calcolato cm	Valore Amm. (N.T.C. '08) cm	Condizioni di Verifica
3,63	Cedimento	Murature Portanti	<b>0,89</b>	<b>2,50</b>	<b>Verificato</b>

In base alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, geotecniche e di portanza emerse dai calcoli geotecnici prodotti nonché dalla stima dei cedimenti potenziali e dalle verifiche eseguite si evidenzia come i terreni naturali mediamente consentano l'imposta di fondazioni direttamente poggianti sugli stessi alla quota prevista del piano di posa.

Si raccomanda, in considerazione delle particolari condizioni di esercizio delle fondazioni – alveo torrentizio - di stendere al di sotto della fondazione in progetto uno strato di almeno **0,70** metri di ciottoli grossolani, materiale lapideo grossolano (diametro medio circa 0,20 m. – 0,40 m.) compattato mediante escavatore con funzione portante e drenante. In questo caso il riempimento dovrà essere messo in posto previo stesura di rete elettrosaldata (preferibilmente in acciaio anticorrosione) 10x10 o similare alla base per evitarne il rimescolamento con i terreni naturali.

Si consiglia anche la realizzazione di un magrone di sottofondo di spessore almeno pari a **0,10** metri, armato con rete elettrosaldata per un ottimale collegamento platea/riempimento.

Si precisa che le verifiche eseguite tengono già in considerazione la presenza della sottofondazione in ciottoli grossolani come evidenziato nella tavola di progetto.



## ALLEGATO

### PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

#### Normative di riferimento

- **D.M. LL.PP. del 14/01/2008** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. 11/03/1988** - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992** - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996** - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- **D.M. 16 Gennaio 1996** - Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- **D.M. 16 Gennaio 1996** - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica e succ. modifiche

**Con particolare riferimento al : D.M. 14/01/2008;** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

### PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE - $F_K$

**DH:** Spessore dello strato; **Gam:** Peso unità di volume; **Gams:** Peso unità di volume saturo; **Fi:** Angolo di attrito; **Ficorr:** Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; **c:** Coesione; **cu:** Coesione non drenata; **Ey:** Modulo Elastico; **Ed:** Modulo Edometrico; **Ni:** Poisson; **Cv:** Coeff. consolidaz. primaria; **Cs:** Coeff. consolidazione secondaria;

Unità Litotec.	DH (m)	Gam (Kg/m³)	Gams (Kg/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm²)	cu (Kg/cm²)	Ey (Kg/cm²)	Ed (Kg/cm²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1	5,4	1500,0	1880,0	28,17	28,17	---	---	61,10	52,50	0,35	0,0	0,0
2	3,9	1630,0	1900,0	29,03	29,03	---	---	70,71	69,65	0,34	0,0	0,0
3	0,9	1900,0	1930,0	---	---	---	0,52	79,50	36,48	---	0,0	0,0

#### DATI GENERALI FONDAZIONE

Tipo fondazione	Larghezza fondazione m.	Lunghezza fondazione m.	Profondità piano di posa m.	Tensione di progetto calcolo allo SLE Kg/cm²	Tensione di progetto calcolo allo SLU Kg/cm²
Platea	10,92	12,35	3,63	0,58	0,79

**APPROCCIO 2, COMBINAZIONE UNICA :** Verifica CARICO LIMITE secondo Hansen al piano di posa  
**Fondazioni a platea**

#### Condizioni Statiche

Largh. Fond. B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm²	Resistenza di progetto Kg/cm²	Tensione di progetto Kg/cm²	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm³
10,92	3,63	3,40	1,48	0,79	4,30	Verificato	1,36

### Condizioni Dinamiche - correzione sismica SLV

Largh. Fond. B m.	Piano di posa m.	Carico Limite Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattore di Sicurezza (F.S.)	Condizioni di Verifica	Costante di sottofondo Kg/cm <sup>3</sup>
10,92	3,63	3,36	<b>1,46</b>	0,79	4,25	<b>Verificato</b>	1,34

### CALCOLO CEDIMENTI - correzione sismica SLD

#### CEDIMENTI ELASTICI - Fondazioni a platea

Larghezza Fondazione m.	Piano di posa m.	Coeff. I 1	Coeff. I 2	Coeff. Is	Cedim. centro fondazione mm.	Cedim. bordo fondazione mm.
10,92	3,63	0,37	0,05	0,28	2,00	0,69

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO - fondazione a platea con B = 10,92 m. e carico pari 5840 Kg/m<sup>2</sup>

**Z:** Profondità media dello strato; **Dp:** Incremento di tensione; **Wc:** Cedimento di consolidazione; **Ws:** Cedimento secondario (deformazioni viscosi); **Wt:** Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3,825	0,521	0,083	Edometrico	0,004	0,0	0,004
	4,215	0,564	0,083	Edometrico	0,005	0,0	0,005
	4,465	0,59	0,082	Edometrico	0,011	0,0	0,011
	4,75	0,615	0,082	Edometrico	0,078	0,0	0,078
	5,2	0,655	0,081	Edometrico	0,062	0,0	0,062
2	5,45	0,677	0,081	Edometrico	0,012	0,0	0,012
	5,75	0,704	0,08	Edometrico	0,057	0,0	0,057
	6,25	0,749	0,078	Edometrico	0,056	0,0	0,056
	6,75	0,794	0,075	Edometrico	0,054	0,0	0,054
	7,25	0,839	0,073	Edometrico	0,052	0,0	0,052
	7,75	0,884	0,069	Edometrico	0,05	0,0	0,05
	8,650001	0,965	0,063	Edometrico	0,118	0,0	0,118
3	9,75	1,065	0,055	Edometrico	0,136	0,0	0,136

**Cedimento totale Wt=0,695 cm**

#### CEDIMENTI TOTALI

##### Fondazioni a platea

Piano di posa m.	Larghezza Fond.ne B m.	Cedimenti elastici mm.	Cedimenti edometrici mm.	Cedimenti totali mm.
3,63	10,92	2,00	6,95	<b>8,95</b>

#### VERIFICHE CEDIMENTI - SLE (D.M. 14/01/2008; N.T.C. 2008)

##### Cedimenti totali fondazioni a platea

Piano di posa m	Tipo di movimento	Fattore di Limitazione	Cedimento Totale Calcolato cm	Valore Amm. (N.T.C. '08) cm	Condizioni di Verifica
3,63	Cedimento	Murature Portanti	<b>0,89</b>	<b>2,50</b>	<b>Verificato</b>

## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PAGANI TG 73/100

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	0,9 m
Peso aste a metro	5,58 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,30 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero max colpi per punta	N (50)
Coeff. Correlazione	1,156
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60°

### PROVA Nr. 01

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,30	2	0,853	14,14	16,59	0,71	0,83
0,60	5	0,847	33,02	38,99	1,65	1,95
0,90	3	0,842	19,69	23,39	0,98	1,17
1,20	4	0,836	26,08	31,19	1,30	1,56
1,50	2	0,831	12,23	14,72	0,61	0,74
1,80	3	0,826	18,24	22,07	0,91	1,10
2,10	8	0,822	48,36	58,86	2,42	2,94
2,40	7	0,817	39,84	48,75	1,99	2,44
2,70	6	0,813	33,97	41,79	1,70	2,09
3,00	5	0,809	28,16	34,82	1,41	1,74
3,30	5	0,805	26,60	33,06	1,33	1,65
3,60	6	0,801	31,77	39,67	1,59	1,98
3,90	7	0,797	35,12	44,05	1,76	2,20
4,20	5	0,794	24,97	31,46	1,25	1,57
4,50	2	0,790	9,95	12,59	0,50	0,63
4,80	2	0,787	9,45	12,01	0,47	0,60
5,10	4	0,784	18,83	24,01	0,94	1,20
5,40	5	0,781	23,44	30,01	1,17	1,50
5,70	12	0,778	56,06	72,04	2,80	3,60
6,00	13	0,725	54,12	74,60	2,71	3,73
6,30	8	0,773	35,48	45,91	1,77	2,30
6,60	9	0,770	39,79	51,65	1,99	2,58
6,90	4	0,768	16,89	21,99	0,84	1,10
7,20	6	0,766	25,25	32,98	1,26	1,65
7,50	6	0,763	25,18	32,98	1,26	1,65
7,80	6	0,761	24,09	31,65	1,20	1,58
8,10	6	0,759	24,03	31,65	1,20	1,58
8,40	8	0,757	31,95	42,20	1,60	2,11
8,70	7	0,755	26,80	35,49	1,34	1,77
9,00	8	0,753	30,56	40,56	1,53	2,03
9,30	9	0,752	34,30	45,63	1,71	2,28
9,60	9	0,750	32,94	43,92	1,65	2,20
9,90	9	0,748	32,86	43,92	1,64	2,20
10,20	10	0,747	36,43	48,80	1,82	2,44

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	5,1	4,47	Incoerente	1,52	1,88	28,28	--	53,82	62,30	0,34	265,58
2	8,1	7,50	Incoerente	1,64	1,90	29,14	--	71,45	72,00	0,34	431,99
3	10,2	8,57	Coesivo	1,92	1,95	--	0,58	39,32	85,70	--	--

## PROVA Nr. 02

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,30	1	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,60	3	0,847	19,81	23,39	0,99	1,17
0,90	6	0,842	39,37	46,78	1,97	2,34
1,20	5	0,836	32,60	38,99	1,63	1,95
1,50	3	0,831	18,35	22,07	0,92	1,10
1,80	4	0,826	24,32	29,43	1,22	1,47
2,10	3	0,822	18,14	22,07	0,91	1,10
2,40	2	0,817	11,38	13,93	0,57	0,70
2,70	2	0,813	11,32	13,93	0,57	0,70
3,00	7	0,809	39,43	48,75	1,97	2,44
3,30	4	0,805	21,28	26,45	1,06	1,32
3,60	5	0,801	26,48	33,06	1,32	1,65
3,90	7	0,797	35,12	44,05	1,76	2,20
4,20	4	0,794	19,98	25,17	1,00	1,26
4,50	2	0,790	9,95	12,59	0,50	0,63
4,80	3	0,787	14,17	18,01	0,71	0,90
5,10	3	0,784	14,12	18,01	0,71	0,90
5,40	3	0,781	14,07	18,01	0,70	0,90
5,70	5	0,778	23,36	30,01	1,17	1,50
6,00	10	0,775	44,50	57,39	2,23	2,87
6,30	5	0,773	22,18	28,69	1,11	1,43
6,60	6	0,770	26,53	34,43	1,33	1,72
6,90	8	0,768	33,77	43,98	1,69	2,20
7,20	9	0,766	37,88	49,47	1,89	2,47
7,50	8	0,763	33,57	43,98	1,68	2,20
7,80	9	0,761	36,14	47,47	1,81	2,37
8,10	5	0,759	20,02	26,37	1,00	1,32
8,40	5	0,757	19,97	26,37	1,00	1,32
8,70	5	0,755	19,15	25,35	0,96	1,27
9,00	6	0,753	22,92	30,42	1,15	1,52
9,30	6	0,752	22,86	30,42	1,14	1,52
9,60	7	0,750	25,62	34,16	1,28	1,71
9,90	7	0,748	25,56	34,16	1,28	1,71
10,20	8	0,747	29,15	39,04	1,46	1,95

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	5,4	3,72	Incoerente	1,48	1,88	28,06	--	51,17	59,90	0,35	223,47
2	9,3	6,69	Incoerente	1,61	1,90	28,91	--	67,84	69,41	0,34	387,98
3	10,2	7,33	Coesivo	1,87	1,90	--	0,46	33,63	73,30	--	--