

**GEOLOGO**

**GIOVANNI BERTAGNIN**

ORDINE GEOLOGI PIEMONTE N°529

C.SO VITTORIO EMANUELE 18 –

12100 CUNEO

NCF BRTGNN68E29A1650

PIVA 02834980043

CELL 3299242004

bertagnin@inwind.it

**REPORT 015/20/02/2012**



*Giovanni Bertagnin*

**REGIONE PIEMONTE**

**PROVINCIA DI CUNEO**

SPAZIO PROTOCOLLO

RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 2008 E

CIRCOLARE ESPLICATIVA 02\_02\_2009 N. 617

**AI SENSI DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11**

PEC INDUSTRIALE A FOSSANO IN STRADA DEL SANTUARIO (LUNGO LA FERROVIA CUNEO-TORINO DOPO LO STABILIMENTO DEL BOTTONIFICIO FOSSANESE. L'AREA E' COMPRESA SU DUE FOGLI DI MAPPA CHE SONO ADIACENTI. I MAPPALI INTERESSATI SONO FG. 49 PARTICELLE 34-35-

323-38 GIA' DI PROPRIETA' DEL BOTTONIFICIO FOSSANESE FG. 48

PARTICELLA N. 62 GIA' DEL BOTTONIFICIO FOSSANESE FG. 48

PARTICELLE 63-378-382-383-378-379 GIA' PROPRIETA ALLASIA BEGHELLO

SUL MAPPALE 63 SI DOVRA' INSEDIARE LA DITTA LA MG SRL

**PROGETTISTA**

**Racca Geom. Alessandro**

**Zanusso Geom. Luca**

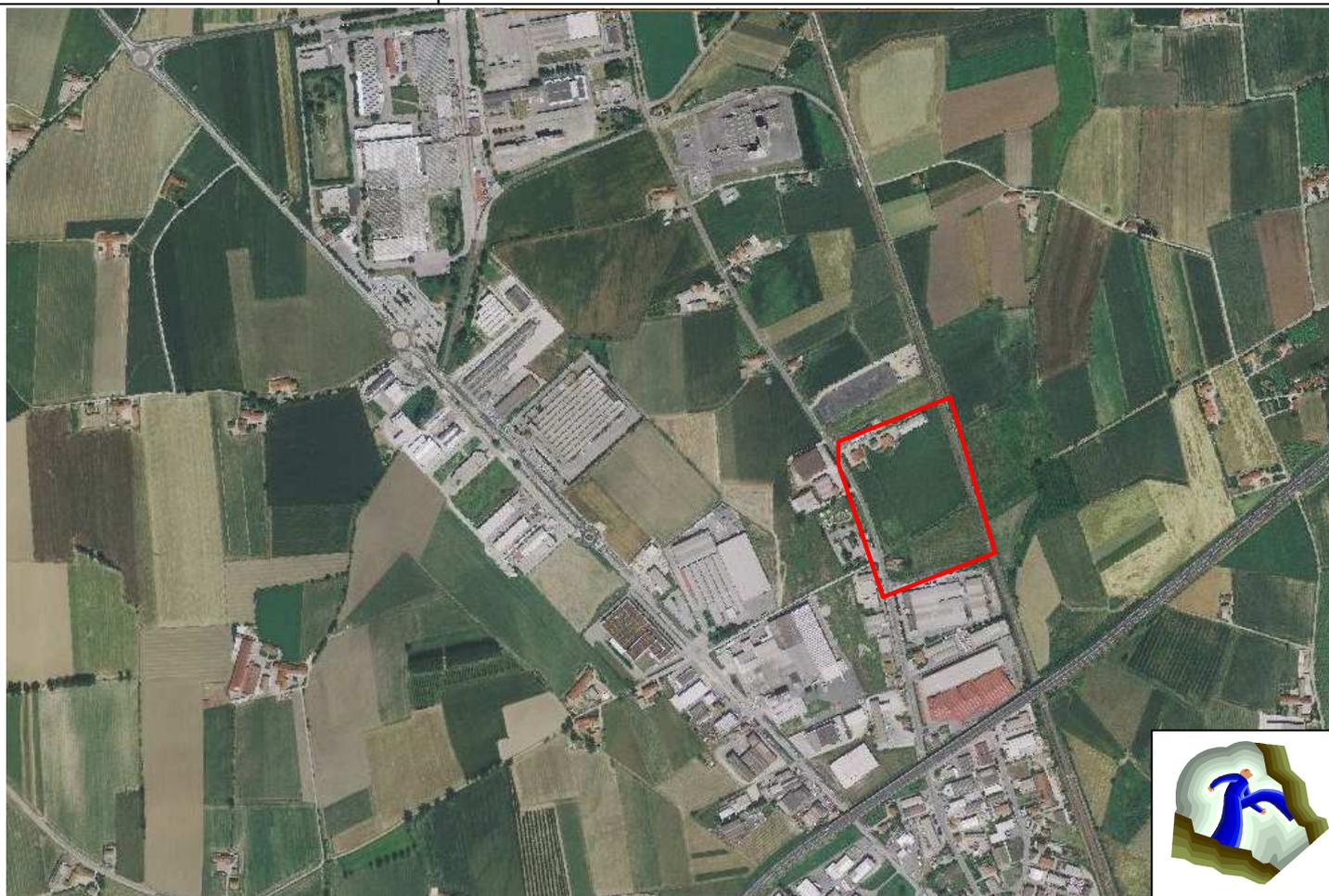
**Indirizzo:** Via Roma, 102

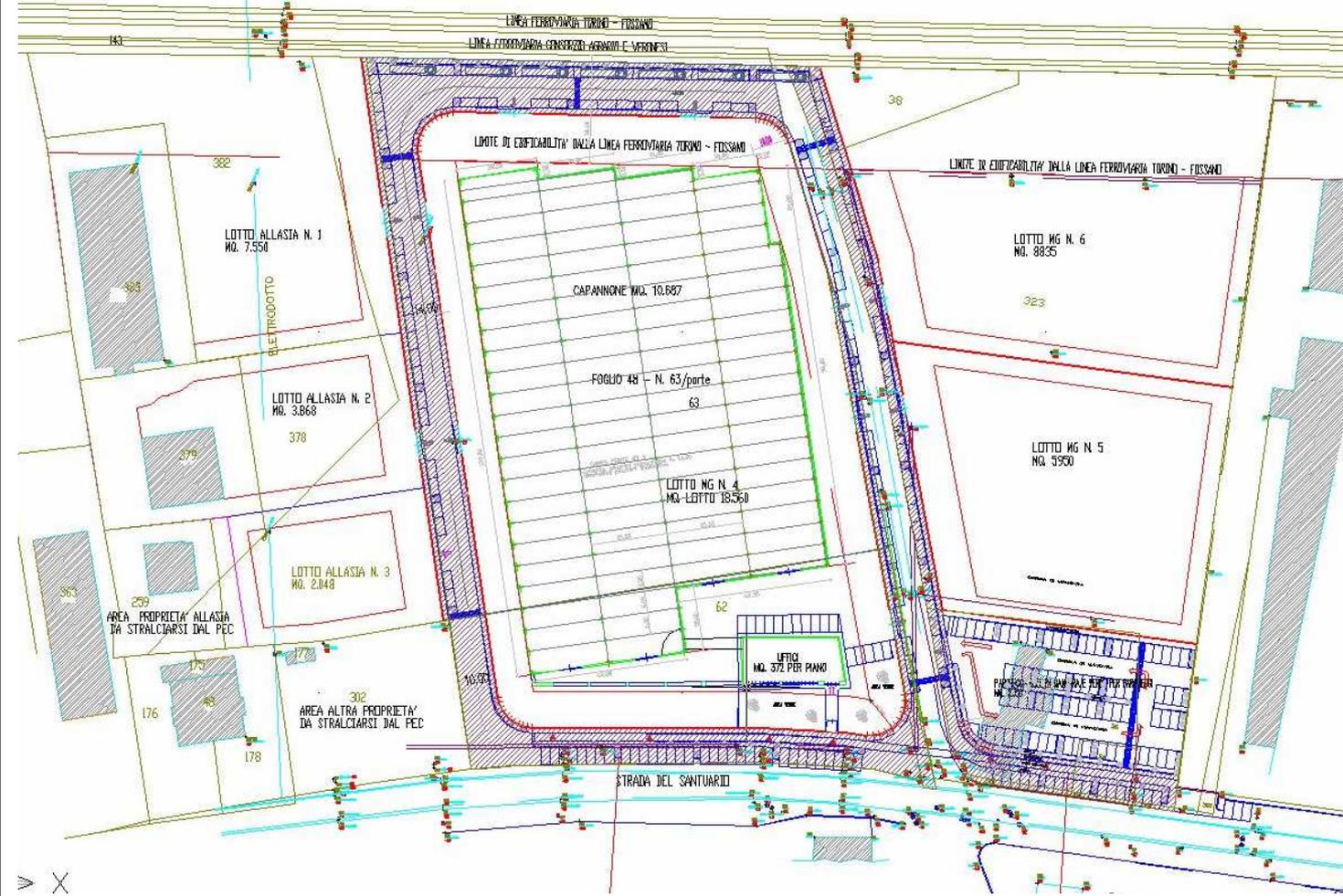
**CAP:** 12045

**Comune:** Fossano (CN)

**Telefono:** 0172 62658

**RIF..**3332885558





1.2 COROGRAFIA AREA DI PEC

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE GEOLOGICA PT 2. a1**  
**ELEMENTI GEOLOGICI D'INQUADRAMENTO IN APPROFONDIMENTO DEL PRGC**

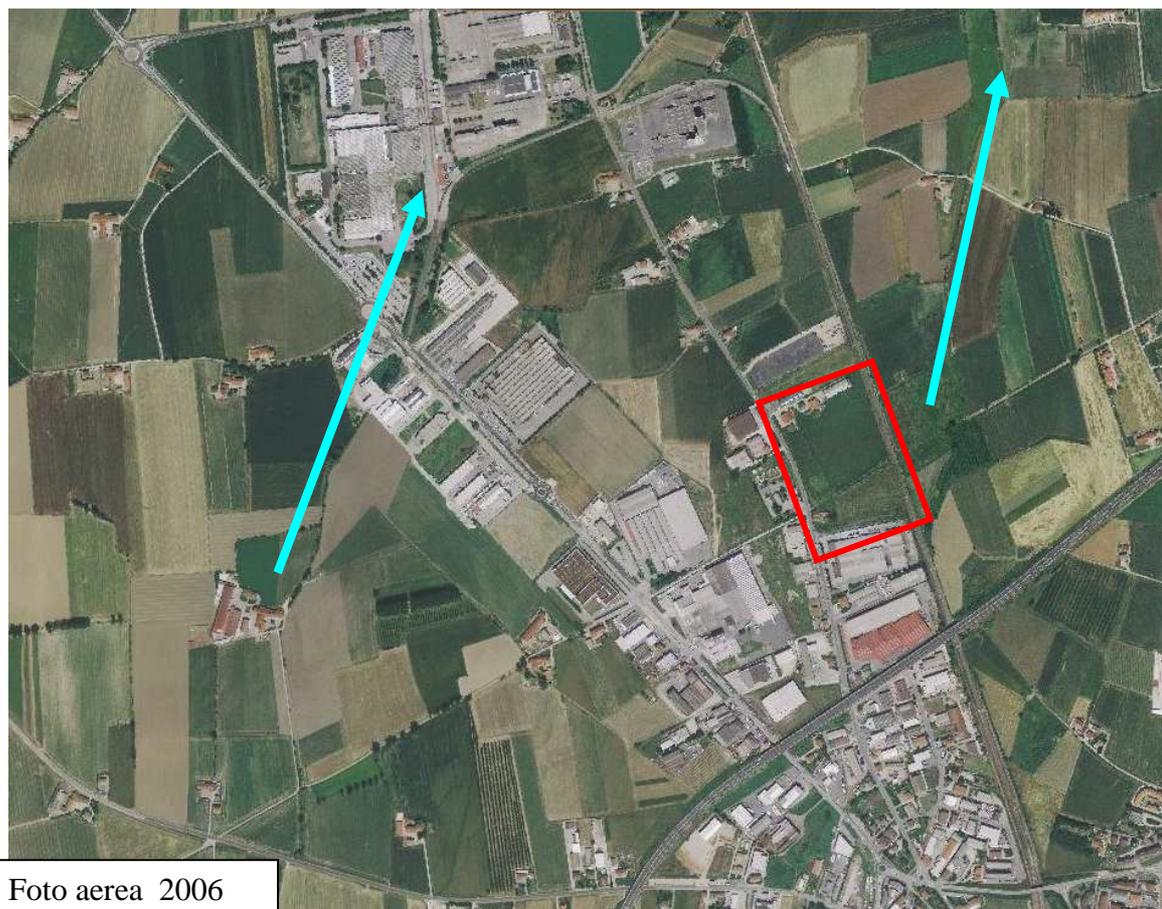


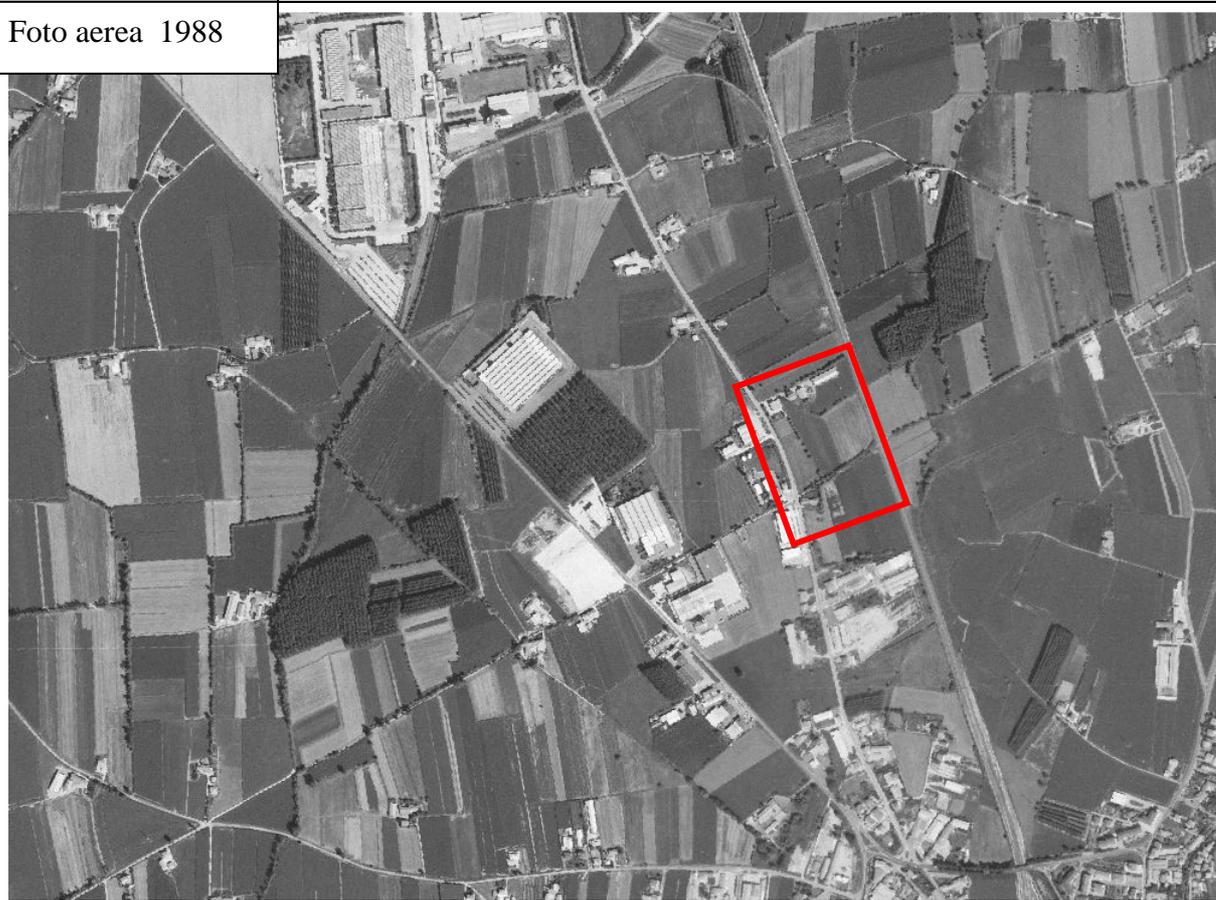
Foto aerea 2006

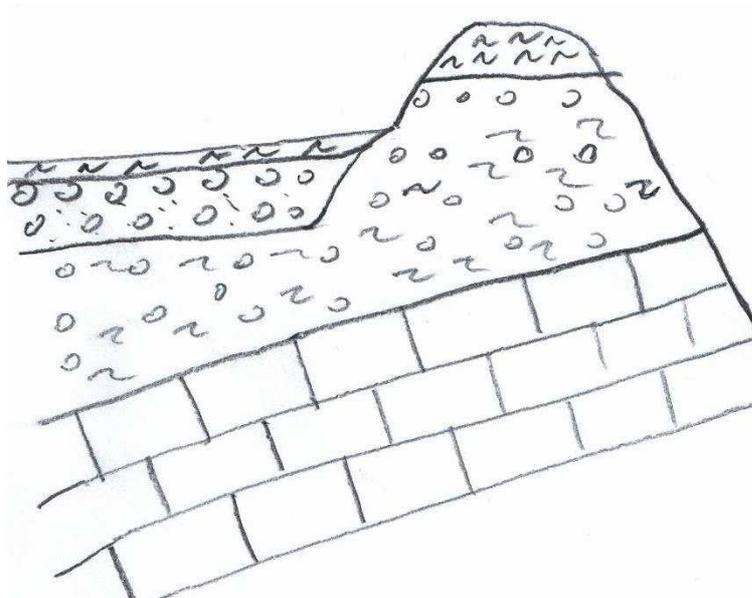
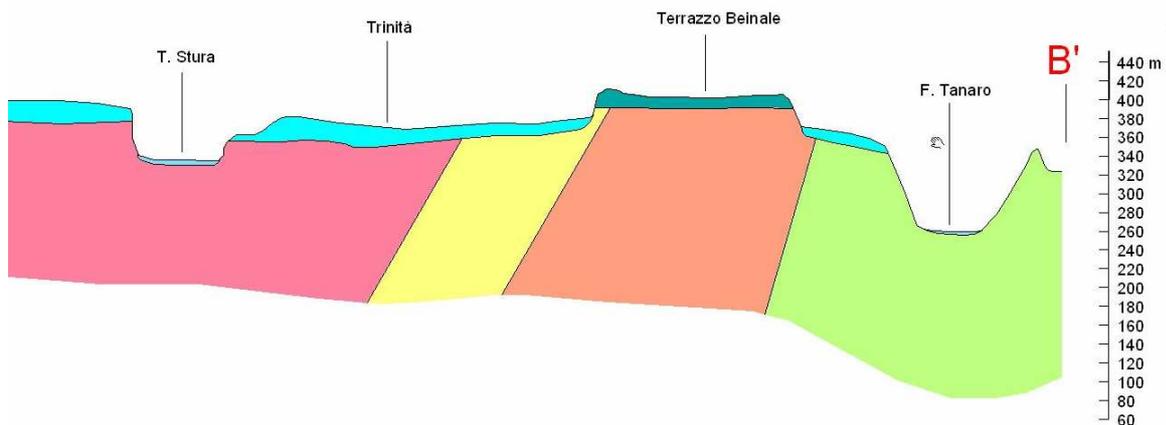
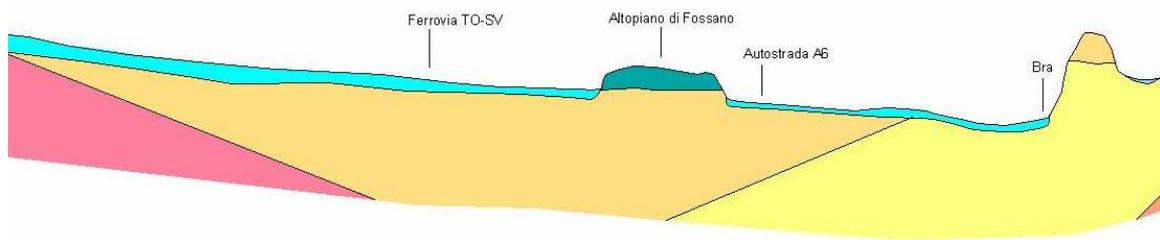
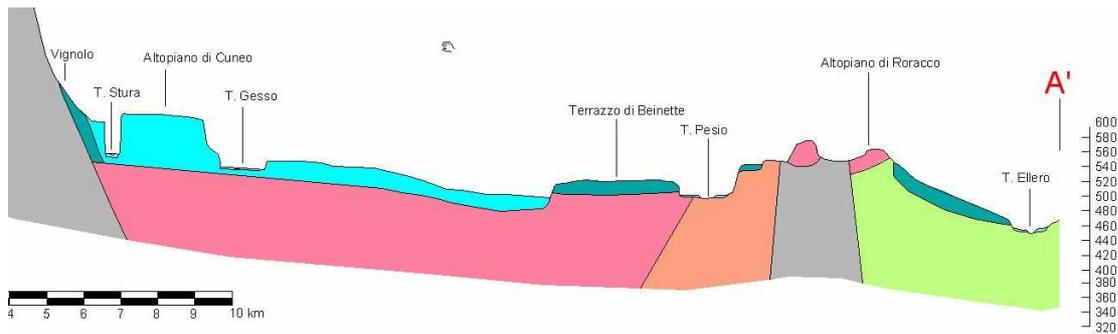
DALL'ANALISI DELLE FOTO AREE 1988 E 2006 SI PUO' OSSERVARE CHE L'AREA A MONTE OGGI SI PRESENTA MOLTO URBANIZZATA INOLTRE SEMPRE A MONTE SI OSSERVI LA PRESENZA DEL RILEVATO - VIADOTTO DELLA TANGENZIALE DI SALUZZO

NELLA FOTO AEREA DEL 2008 SI PUO' OSSERVARE MEGLIO L'ORIGINARIO ANDAMENTO DEI CANALI IRRIGUI.

SI RICORDI INOLTRE CHE IL BACINO IDROGEOLOGICO A MONTE DEL SITO IN OGGETTO E' DELIMITATO FINO ALLA FRAZIONE RONCHI DI CUNEO.

Foto aerea 1988





L'altopiano e' costituito da depositi Villafranchiani di natura argillosa per 7 metri al top e sotto si rinengono depositi argilloso ghiaioso. In profondita' dalle stratigrafie l'altopiano sembra appoggiato su depositi ghiaiosi. Sotto le ghiaie si rinengono a circa 80 metri le marne del BTP.

# ANALISI DEL BACINO IDROGEOLOGICO A MONTE DEL SITO IN OGGETTO E DEL DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE

## FRECCE AZZURRE

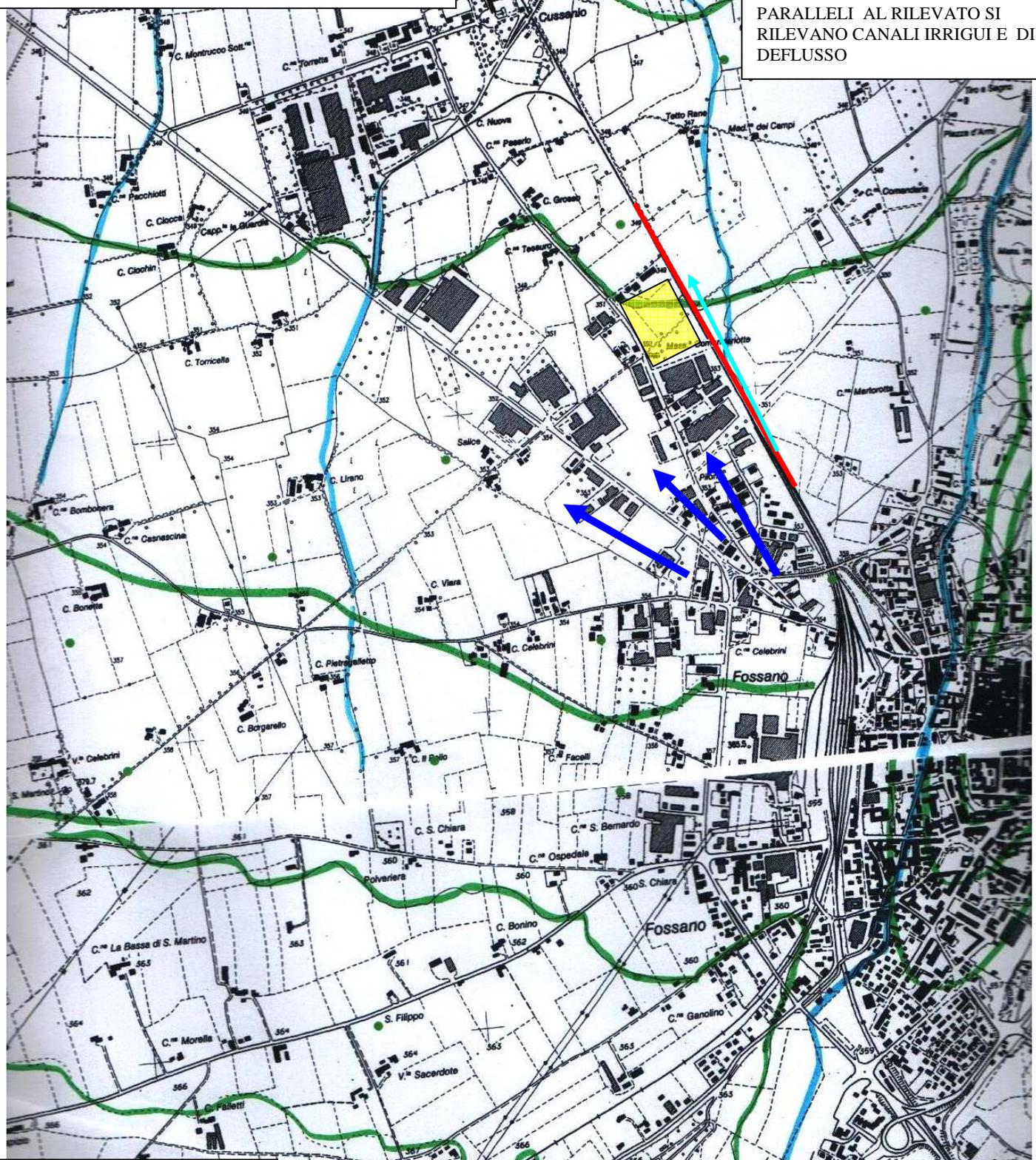
EVIDENZIANO IL DEFLUSSO DEI CANALI IRRIGUI NELL'INTORNO DEL SITO OGGETTO DI STUDIO SI SEGNALANO PROBLEMATICHE DI DEFLUSSO A VALLE PER LA PRESENZA DEL RILEVATO FERROVIARIO

## RIQUADRO GIALLO

SITO IN OGGETTO IL DEFLUSSO E' OSTACOLATO E NELLE ZONE RIBASSATE POSSONO VERIFICARSI ALLAGAMENTI

## LINEA ROSSA

RILEVATO FERROVIARIO OSTACOLA A VALLE IL DEFLUSSO CHE AVVIENE ATTRAVERSO TUBI PRESENTI OGNI 50 m. PARALLELI AL RILEVATO SI RILEVANO CANALI IRRIGUI E DI DEFLUSSO



## FRECCE BLU

NO E' BEN CHIARO IL DEFLUSSO A MONTE E LA FUNZIONALITA' L'AREA E MOLTO URBANIZZATA E IL DEFLUSSO E' CONFINATO PER SETTORI DELIMITATI DAI RILEVATI STRADALI E FERROVIARI

## LINEE VERDI

EVIDENZIANO LA PENDENZA DELLA PORZIONE DI PIANURA ALLUVIONALE

## CANALE NAVIGLIO DI BRA

NEGLI ULTIMI 40 ANNI NON SI SONO VERIFICATE TRACIMAZIONI IN QUESTO TRATTO PASSANTE PER IL CENTRO DEL PAESE

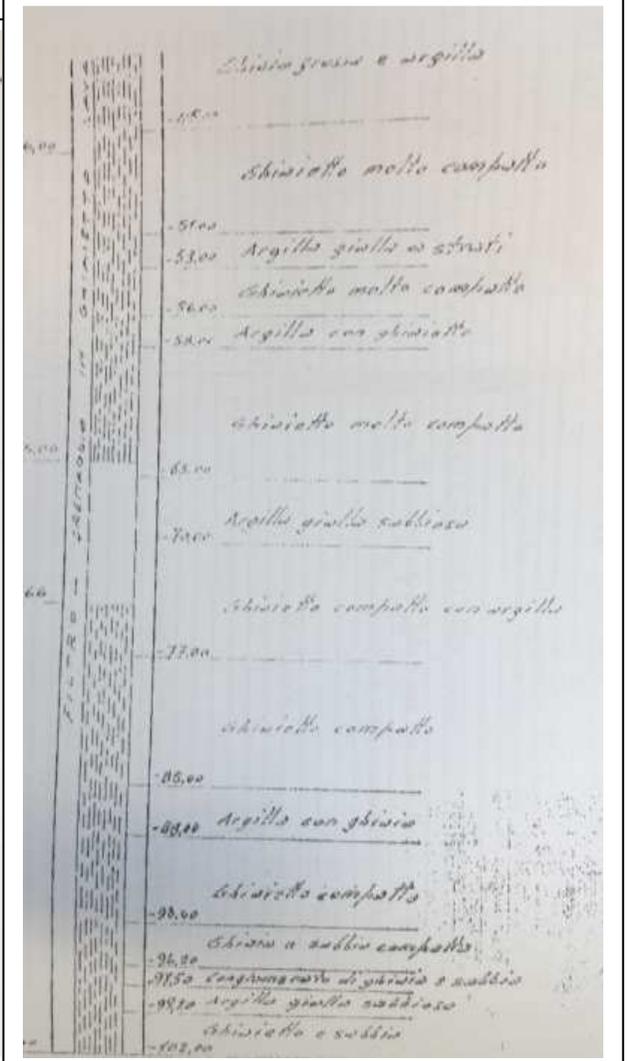
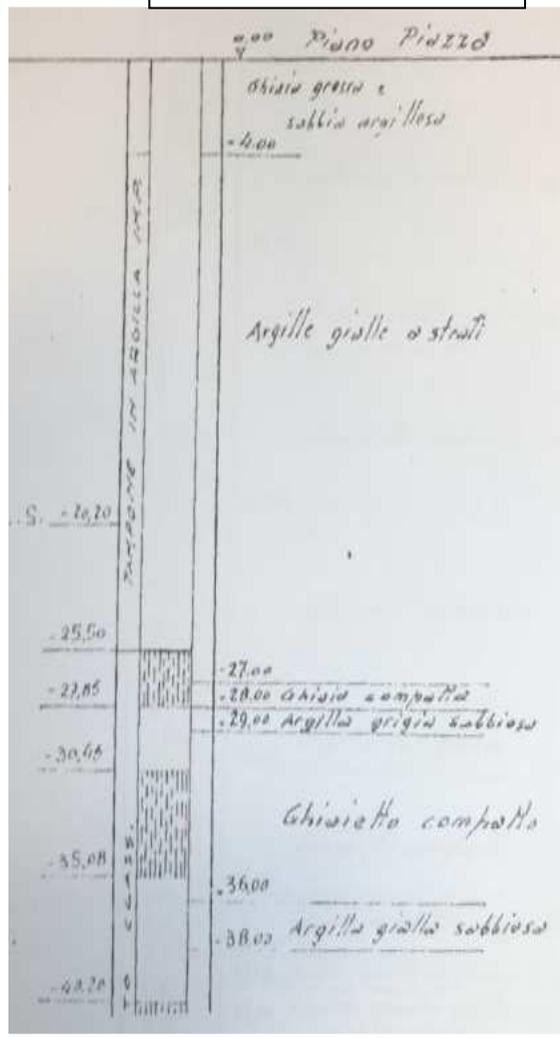
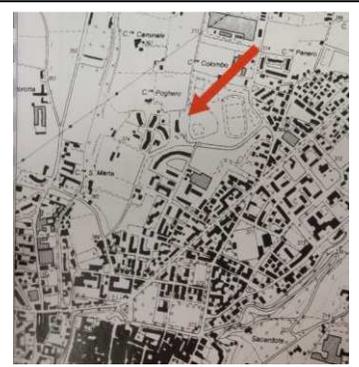
DGR 12/12/2011 N°4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE  
**GEOLOGICA PT 2. a2**  
**CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE GENERALI**

Considerazioni idrogeologiche

1. Stratigrafia dei terreni attraversati

La perforazione, per la realizzazione del pozzo ad uso civile, ha evidenziato la stratigrafia sotto riportata :

- da mt 0,00 a mt 4,00 argille addensate, compatte ed ossidate, colore bruno-ocra ;
- da mt 4,00 a mt 7,00 argille limose con sabbia medio fine sparsa, addensate, colore da giallo-ocra a beige;
- da mt 7,00 a mt 9,00 ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa medio-grossolana, numerosi ciottoli di granitoidi e metamorfiti con  $\varnothing$  max. 10 cm, colore grigiastro;
- da mt 9,00 a mt 13,00 ghiaie ciottolose in matrice sabbioso medio-fine, clasti ben assortiti ed arrotondati, colore variabile da beige a grigio;
- da mt 13,00 a mt 20,00 argille limoso-sabbiose intervallate a livelli di ghiaietto fine e rari ciottoli, compatte ed addensate, colore nocciola;
- da mt 20,00 a mt 27,00 ghiaie ciottolose ben classate con prevalenza di clasti sialici su quelli femici, ciottoli arrotondati con  $\varnothing$  max. 15 cm, colore marrone chiaro;
- da mt 27,00 a mt 31,00 ghiaietto in matrice sabbioso-limosa con sporadici clasti di ghiaia medio-grossolana, colore da beige a marrone;
- da mt 31,00 a mt 35,00 alternanze di livelli ghiaioso-sabbiosi medio-grossolani con livelli argillosi, colore da bruno a nocciola;
- da mt 35,00 a mt 36,00 arenarie cementate, colore grigio;
- da mt 36,00 a mt 38,00 ghiaie sabbiose debolmente argillose, compatte, colore nocciola;
- da mt 38,00 a mt 46,00 ghiaie ciottolose con sabbie grossolane lavate, colore grigio;
- da mt 46,00 a mt 47,50 sabbie e argille sabbiose pseudo-cementate, colore variabile da grigio chiaro a giallo-ocra;
- da mt 47,50 a mt 50,00 argille compatte ed addensate, colore nocciola.





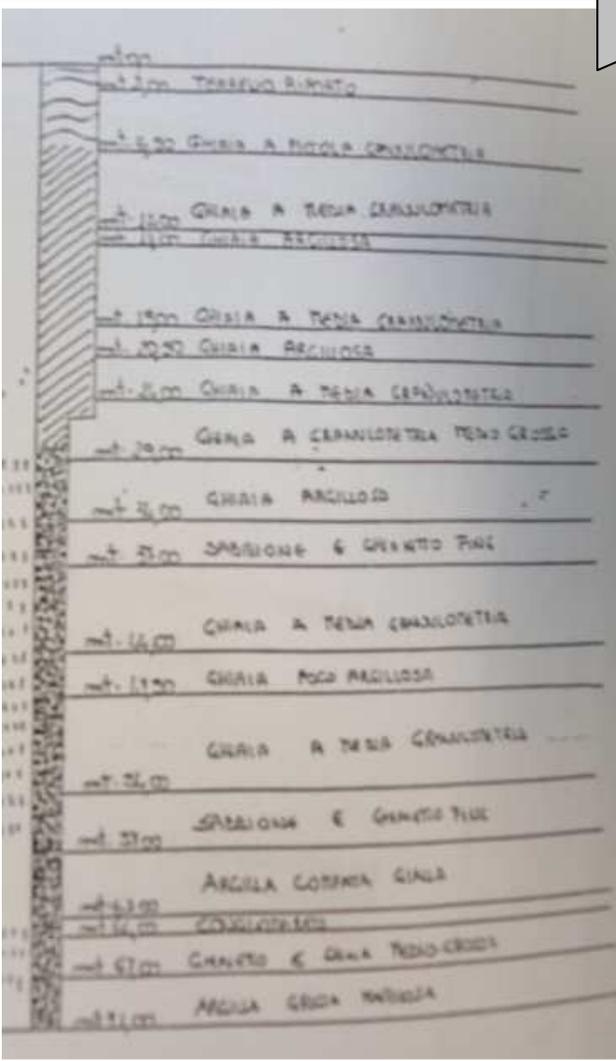
In dettaglio, si evidenzia un complesso idrogeologico così ripartito:

- da 0.00 m a -1.00 + -1.50 m da p.c. terreno agrario;
- da -1.00 + -1.50 m a -20.0 + -25.0 m da p.c. permeabilità relativa elevata con presenza della falda freatica, a -4.0 + -6.0 m dal p.c. (Fig. 2) , all'interno di un acquifero costituito da ghiaie sabbiose in matrice sabbioso-limoso;
- oltre le precedenti quote permeabilità scarsa con limi e limi argillosi talora compat- ti.

1. Stratigrafia dei terreni attraversati.

La perforazione , per la realizzazione del pozzo ad uso irriguo, ha evidenziato la stratigrafia sottoriportata :

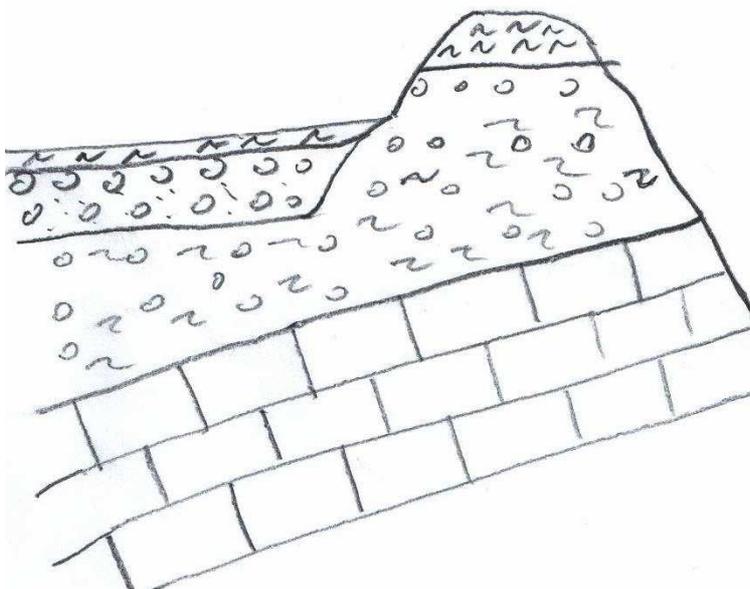
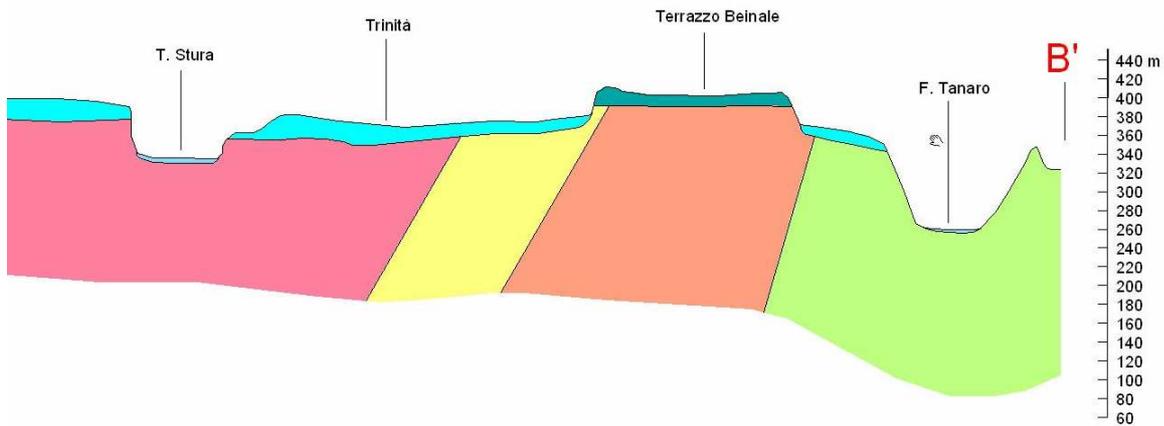
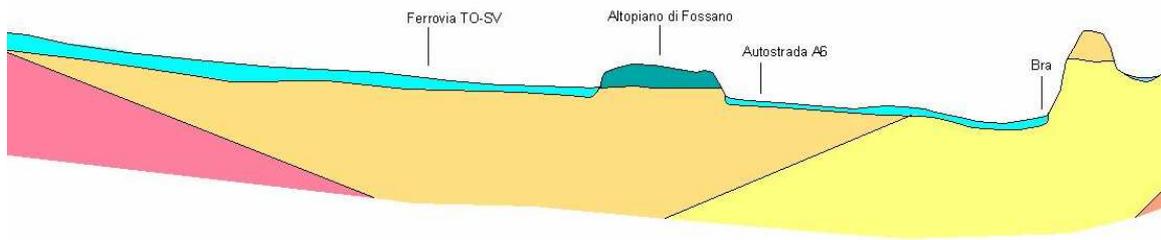
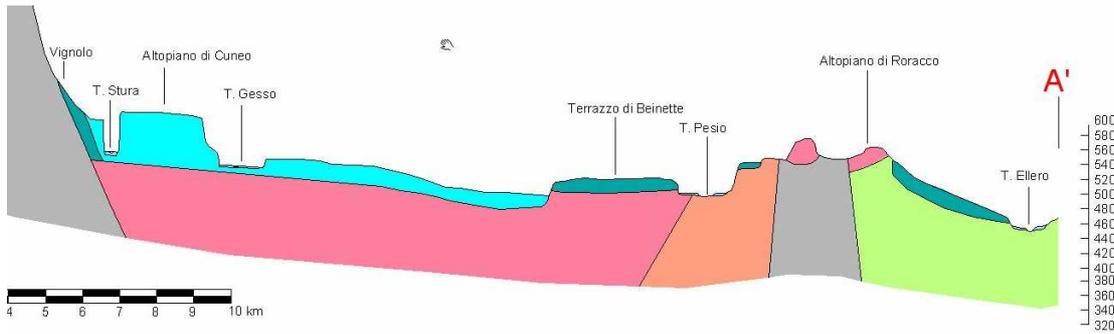
- da mt 0,00 a mt 1,00 terreno vegetale
- da mt 1,00 a mt 12,00 ghiaia ciottolosa in matrice sabbiosa grossolana
- da mt 12,00 a mt 18,00 ghiaia ciottolosa in matrice sabbiosa alternata a livelli sabbiosi medio-fini grigiastri
- da mt 18,00 a mt 20,00 sabbie limose fini giallastre con ghiaia e ciottoli, addensate e parzialmente cementate; primo livello impermeabile.



FOSSANO CARTA di Giovanni VACCHINO (Via del Santuario n° 37, FOSSANO) pozzo n° 5808

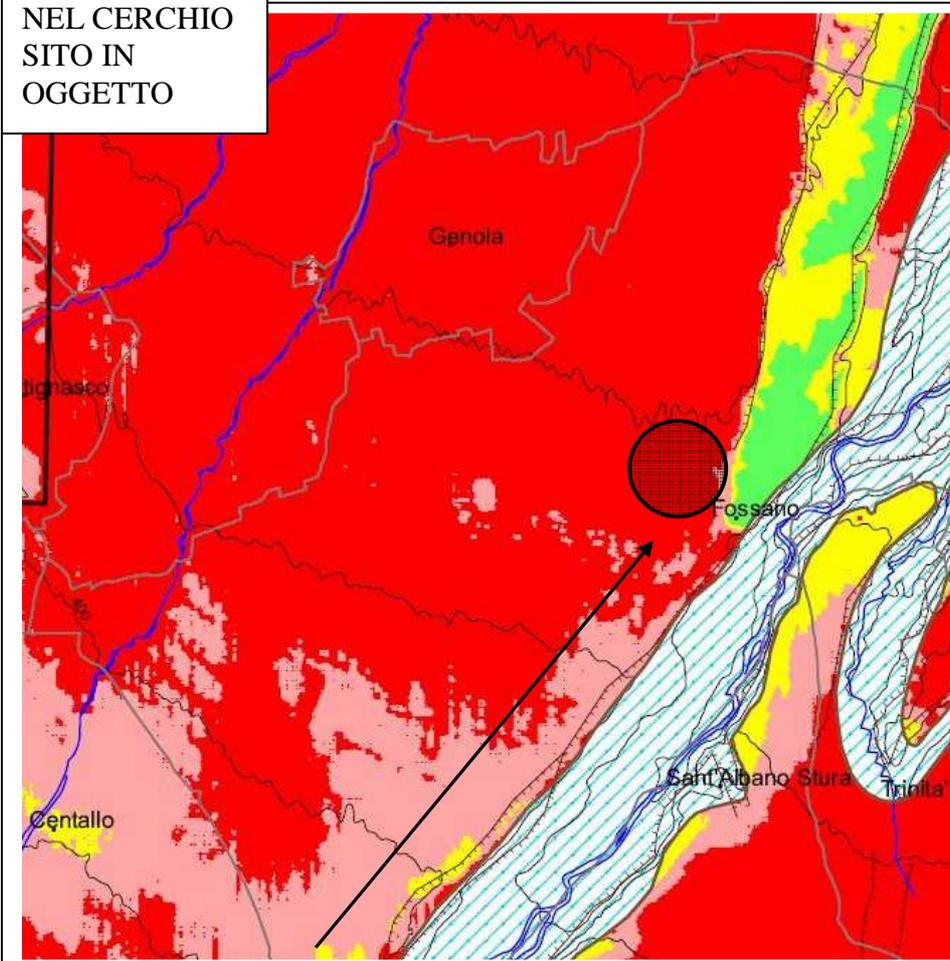
LIVELLO STATICO DELLA FALDA FREATICA	1,90 m
<b>TERRENI ATTRAVERSATI</b>	<b>Prof. dal p.c.</b>
TERRENO VEGETALE E TERRENI DI COPERTURA	0 - 1,5 m
DEPOSITO ALLUVIONALE COSTITUITO DA GHIAIE A GRANULOMETRIA MEDIA, CON ABBONDANTE MATRICE SABBIOSA	1,5 - 12,0 m
GHIAIE MEDIE CON SABBIA, ADDENSATE	12,0 - 16,0 m
GHIAIE CON MATRICE SABBIOSO LIMOSA GIALLASTRA	16,0 - 20,0 m

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE GEOLOGICA PT 2. a3  
DATI GEOTECNICI DISPONIBILI**



L'altopiano e' costituito da depositi Villafranchiani di natura argillosa per 7 metri al top e sotto si rinvencono depositi argilloso ghiaioso. In profondita' dalle stratigrafie l'altopiano sembra appoggiato su depositi ghiaiosi. Sotto le ghiaie si rinvencono a circa 80 metri le marne del BTP.

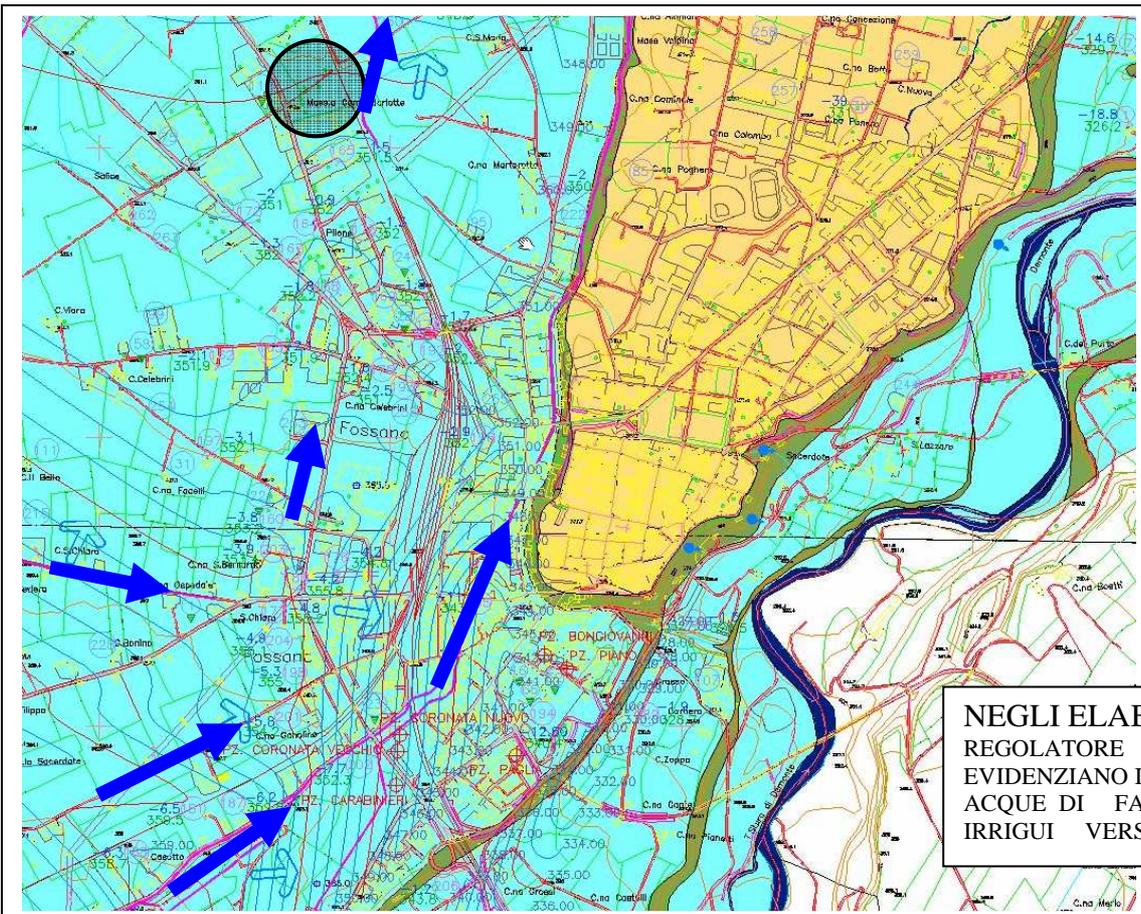
NEL CERCHIO  
SITO IN  
OGGETTO



**FASCE DI SOGGIACENZA**

- Da 0 a 5 metri
- Da 5 a 10 metri
- Da 10 a 20 metri
- Da 20 a 50 metri
- Superiore a 50 metri

SI PUO OSSERVARE CHE A VALLE DELL'ABITATO DI FOSSANO LA FALDA E' MOLTO VICINO AL PIANO CAMPAGNA FRECCIA NERA EVIDENZA INDICATIVAMENTE L'AREA DEL BACINO IDROGEOLOGICO A MONTE A VALLE DEL SITO SI OSSERVI CHE LE ISOIPSE SONO DISTANZIATE E DI CONSEGUENZA CON MINORE PENDENZA AUMENTANO LE PROBLEMATICHE DI DEFLUSSO



NEGLI ELABORATI DI PIANO REGOLATORE LE FRECCIE BLU EVIDENZIANO IL DEFLUSSO DELLE ACQUE DI FALDA E DEI CANALI IRRIGUI VERSO IL SITO IN OGGETTO

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE GEOLOGICA PT 2. a3  
DATI GEOTECNICI DISPONIBILI**

**ESTRATTO DA ELABORATI DI PRG**

La pianura cuneese, nel Quaternario, è caratterizzata dalla deposizione, di una coltre alluvionale costituita da depositi fluviali prevalentemente grossolani nel settore occidentale (provenienti dallo smantellamento della catena alpina) e sabbioso-limosi nel settore orientale (provenienti dai depositi costituenti i rilievi collinari delle Langhe e della collina di Torino).

Le singolari condizioni morfologiche dell'area sono il risultato della poderosa azione erosiva del Torrente Stura di Demonte e dei suoi tributari; tale azione, anomala rispetto a quella degli altri corsi d'acqua che scorrono in pianura (torrenti Grana-Mellea, Maira, Varaita, Fiume Po), è da ricercarsi nel fortissimo ringiovanimento del reticolo idrografico del corso d'acqua conseguente al fenomeno di cattura del Fiume Tanaro nei pressi di Bra, attribuibile all'interglaciale Riss-Wurm (tra 75.000 e 125.000 anni fa).

In conseguenza del fenomeno il livello di base si abbassò dall'antica confluenza nel Fiume Po presso Carmagnola (200 m s.l.m.) all'attuale di Valenza (80 m s.l.m.).

Il Torrente Stura di Demonte è, quindi, responsabile della profonda incisione e dell'intenso terrazzamento della valle principale; ai tributari laterali compete, invece, l'isolamento dei successivi piani terrazzati in promontori per lo più allungati perpendicolarmente all'asse della valle stessa.

Più processi hanno portato alla deviazione del corso del Tanaro, tra questi sono determinanti l'erosione laterale verso Est del fiume stesso, accelerata all'altezza di Cherasco dalla spinta della Stura di Demonte e, verosimilmente, la cattura operata da parte di un corso d'acqua che drenava i rilievi dell'astigiano.

Anche i fattori tettonici sono stati determinanti per la diversione del Fiume Tanaro, primo fra tutti l'evoluzione dell'anticlinale di Fossano.

La diversione del Tanaro e un sensibile innalzamento tettonico della porzione pianeggiante della pianura tuttora in atto sono quindi i fattori responsabili della morfologia del settore meridionale della pianura cuneese, caratterizzata dalla presenza di numerosi altopiani.

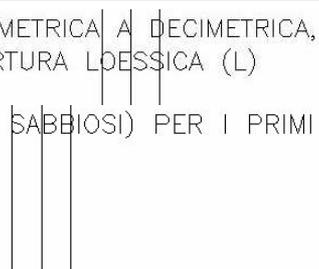
**Ghiaie di Consovero** (Pleistocene superiore)

Ghiaie sabbiose a pezzatura da centimetrica a decimetrica, con paleosuolo giallo-rossiccio o localmente con copertura loessica (L) di potenza variabile. Tale litologia è stata identificata con la sigla A<sub>3</sub>; affiora con continuità al di sopra del settore di pianura che si estende lungo il versante idrografico sinistro del Torrente Stura di Demonte. Tali depositi sono dovuti a fenomeni di sovralluvionamento a seguito dello sbarramento delle acque fluviali delle porzioni meridionale della Pianura Padana occidentale, presso la stretta di Moncalieri.

Le Ghiaie di Consovero risultano in contatto con i sedimenti in *facies villafranchiana* lungo tutto il bordo occidentale dell'altopiano di Fossano (limite in corrispondenza della scarpata morfologica che borda l'altopiano).

Lungo la sponda idrografica sinistra del Torrente Stura di Demonte, tra la C.na Ferrero e la C.na Santa Caterina, le Ghiaie di Consovero risultano a diretto contatto con le Ghiaie di Murasso (limite lungo la scarpata

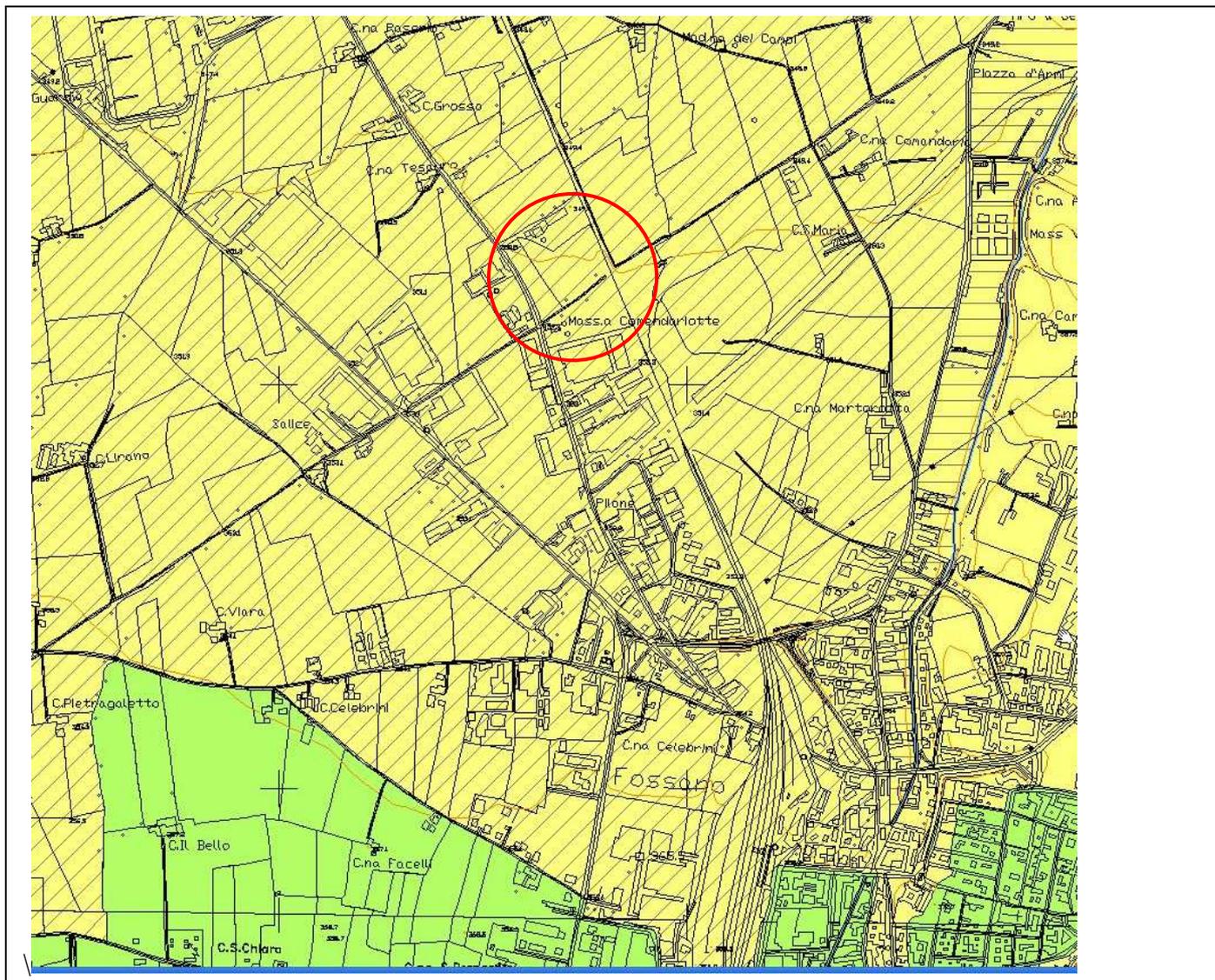
V

	A <sub>3</sub> GHIAIE DI CONSOVERO: GHIAIE SABBIOSE A PEZZATURA DA CENTIMETRICA A DECIMETRICA, CON PALEOSUOLO GIALLO ROSSICCO O LOCALMENTE CON COPERTURA LOESSICA (L) DI POTENZA VARIABILE GHIAIE SABBIOSE RICOPERTE DA UNA COLTRE DI MATERIALE FINE (LIMI SABBIOSI) PER I PRIMI METRI DI PROFONDITA' (MAX 1 - 2 m) g @8 ?20KN/m? ? @ 26 ?30°	
---	--	---

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE GEOLOGICA PT 2. a 6  
STRALCIO RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA DI PRG  
NON INSERITO NON SCARICABILE DA SITO COMUNE DI CUNEO**

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 RELAZIONE  
GEOLOGICA PT 2. a 7  
SITUAZIONE RISPETTO AI VINCOLI (VINCOLO  
IDROGEOLOGICO RD 523/1904)**

**SITO OGGETTO DI  
STUDIO NON INSERITO  
IN ZONA DI VINCOLO**



 CLASSE I – Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88.

CLASSE II – Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al D.M. 11/03/88 e realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non dovranno, in alcun modo, incidere negativamente sulle aree limitrofe, nè condizionarne la propensione all'edificabilità.

 CLASSE II a – Aree interessate da problematiche geotecniche superabili nell'ambito del progetto relativo alle fondazioni e caratterizzate da acclività da moderata a sensibile (da 5° a 20°), in assenza di elementi geologici intrinseci tali da originare propensione al dissesto.

 CLASSE II b – Aree caratterizzate da problematiche di modesti allagamenti prevalentemente a bassa energia con altezze d'acqua inferiori a 0,5 metri.

 CLASSE II c – Aree caratterizzate da problematiche legate alla falda superficiale che possono essere superate con norme apposite relativamente alle opere interrato; presenza di falda freatica saliente a profondità uguale o inferiore a 3 metri da p.c.

**SITO OGGETTO DI STUDIO E' INSERITO IN UNA CLASSE DI RISCHIO GEOMORFOLOGICO BASSO**

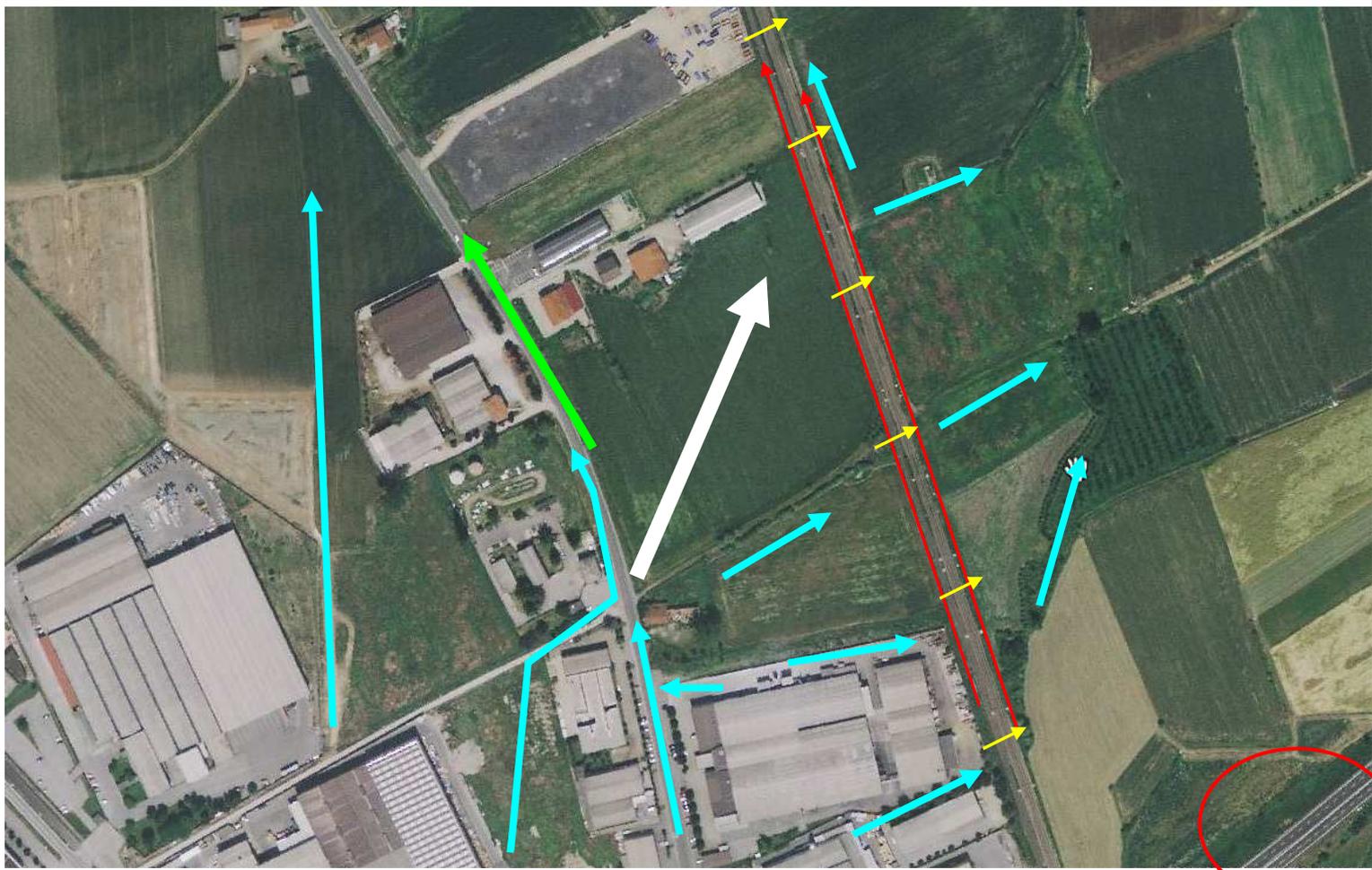
**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 INDAGINI E STUDI ESEGUITI 2.B.1 ELEMENTI E CARTOGRAFIE GEOLOGICHE GEOMORFOLOGICHE IDROGEOLOGICHE DI DETTAGLIO**

L'AREA E' MOLTO URBANIZZATA E SI RILEVANO PROBLEMI COLLEGATI SOPRATTUTTO AL DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE GLI ELEMENTI MORFOLOGICI SONO EDIFICI , CAPANNONI RILEVATI STRADALI E FERROVIARI

FRECCIA BIANCA PENDENZA DEI CAMPI NEL SITO IN OGGETTO

FRECCIA VERDE FAVORIRE IL DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE NELLA DIREZIONE DELLA FRECCIA NEL CANALE ESISTENTE COME ALLO STATO ATTUALE

FRECCIE AZZURRE EVIDENZIANO I DEFLUSSI PRINCIPALI DELLE ACQUE METEORICHE RILEVATI NEL SITO DALLO SCRIVENTE



**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 INDAGINI E STUDI ESEGUITI 2.B.4 ANALISI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA DI SITO ESTESA NELL'INTORNO SIGNIFICATIVO SINTESI VERIFICA IDRAULICA CON CRITERI MORFOLOGICI 2.B.5B**

FRECCIE ROSSE EVIDENZIANO L'ATTUALE DEFLUSSO PARALLELO AL RILEVATO FERROVIARIO

FRECCIE GIALLE EVIDENZIANO ATTRAVERSAMENTI E TUBAZIONI PRESENTI OGNI 50 M.

A VALLE DEL SITO DOVRA' ESSERE MANTENUTO IL DEFLUSSO IN QUESTA DIREZIONE PER FAR DEFLUIRE LE ACQUE IN CONDIZIONE DI EMERGENZA

CERCHIO ROSSO RILEVATO TANGENZIALE DI FOSSANO CHE CONDIZIONA IL DEFLUSSO VERSO VALLE



**ELABORATO FOTOGRAFICO  
COMMENTATO .CON EVIDENZIATI  
ELEMENTI E GEOMORFOLOGICI E  
IDROGEOLOGICI DI DETTAGLIO**

**VIADOTTO A MONTE NON  
CONDIZIONA IL DEFLUSSO VERSO  
VALLE**



**FRECCE VERDI DEFLUSSO IN CANALI A  
MONTE DEL RILEVATO DELLA  
TANGENZIALE**



**FRECCE VERDI DEFLUSSO IN CANALI A  
VALLE DEL RILEVATO DELLA  
TANGENZIALE.**



**CANALE IRRIGUO TERMINALE NEL SITO IN  
OGGETTO**



**CANALE IRRIGUO A MONTE DEL SITO  
CHE FAVORISCE IL DEFLUSSO VERSO IL  
RILEVATO FERROVIARIO**

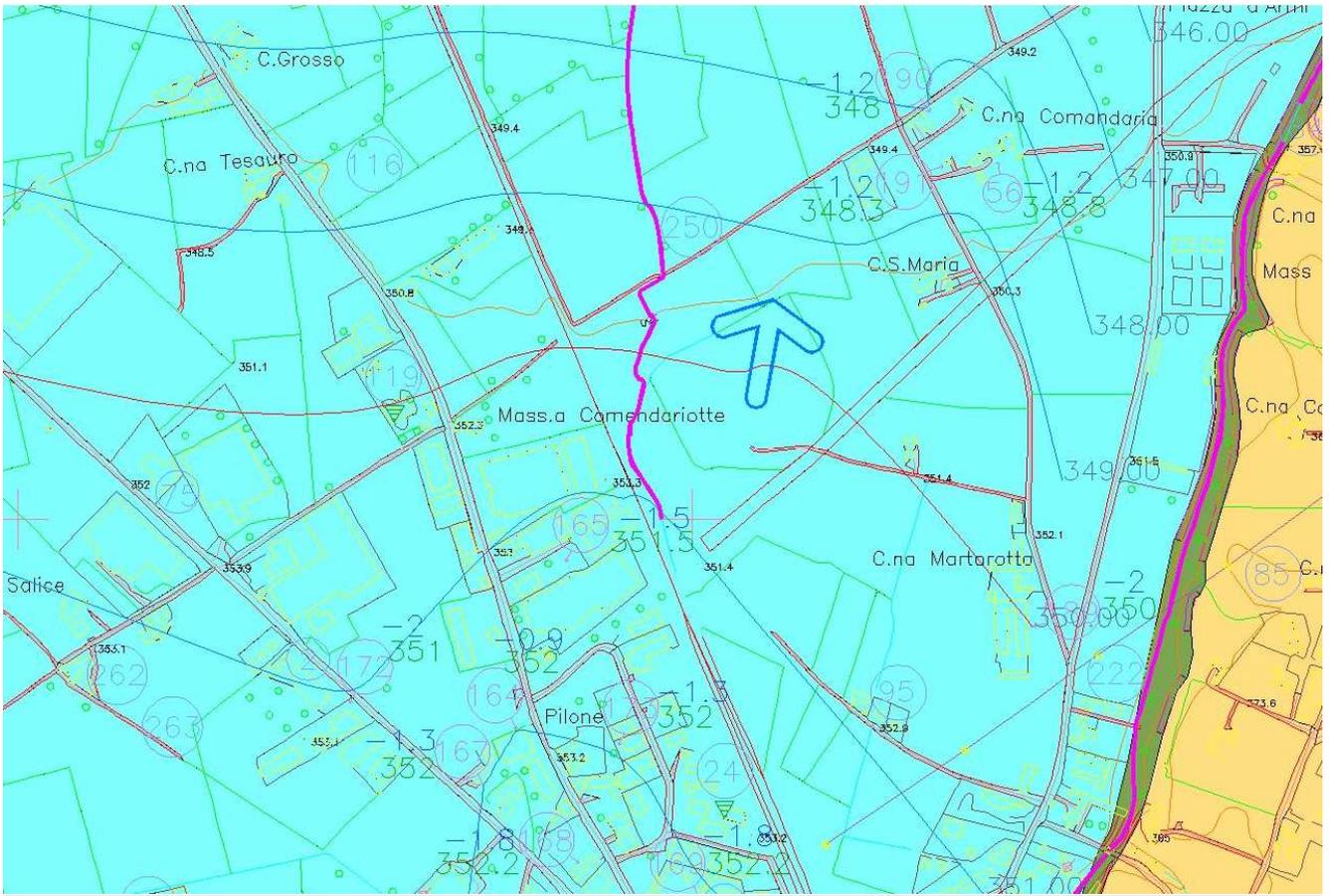
**ELABORATO FOTOGRAFICO COMMENTATO .CON EVIDENZIATI ELEMENTI E  
GEOMOEFOLOGICI E IDROGEOLOGICI DI DETTAGLIO**

**SOTTO ALCUNI ATTRAVERSAMENTI CON TUBI DEL RILEVATO FERROVIARIO  
ESEGUITI ALMENO 30 ANNI FA EVIDENZIANO LO STATO E LA PARZIALE  
OSTRUZIONE PER I TUBI LONTANO DA EDIFICI**



**ATTRAVERSAMENTO CON MATERIALE  
BALLAST PARZIALMENTE FRANATI**

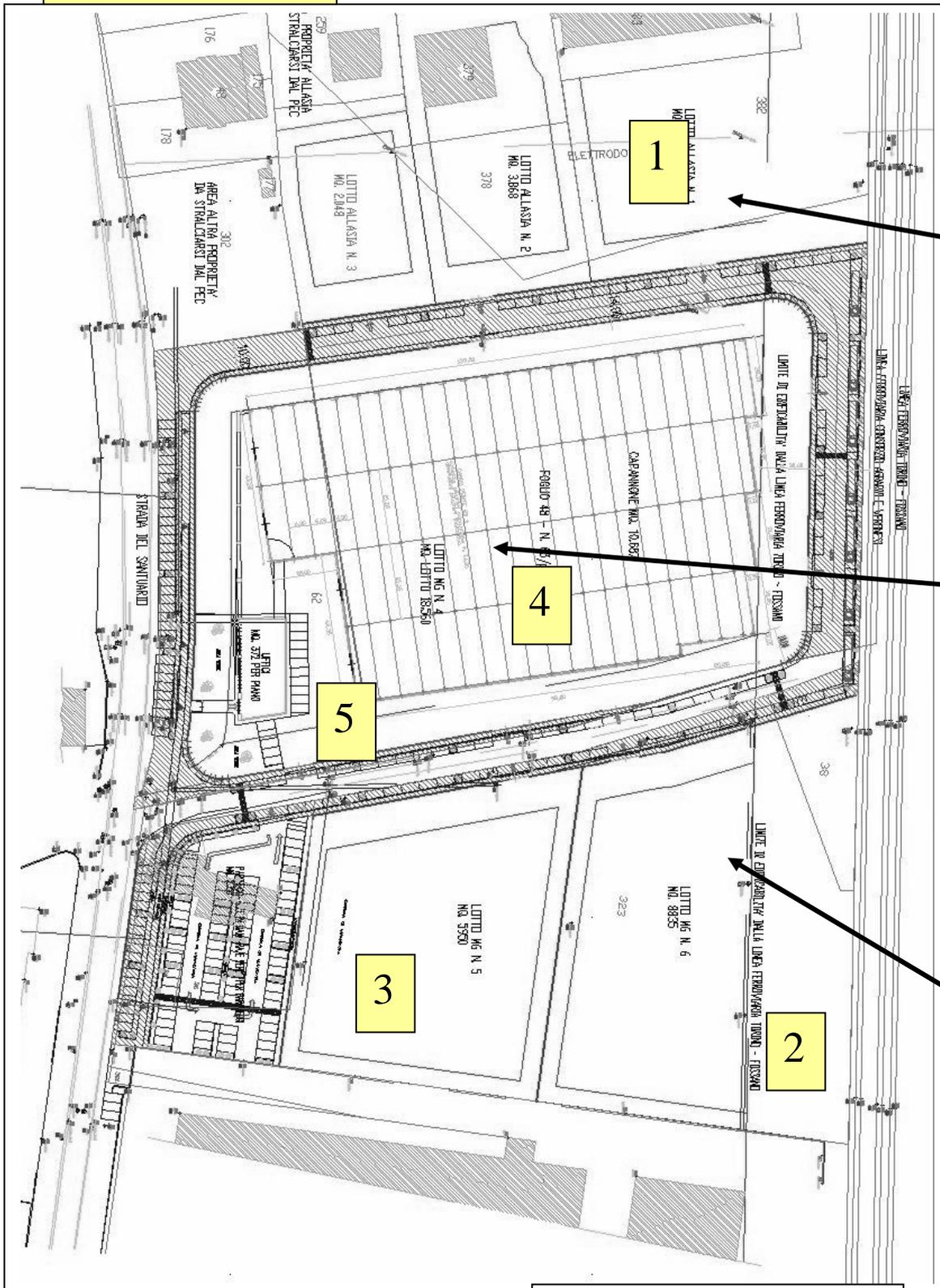
**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 INDAGINI E STUDI ESEGUITI 2.B.2  
RILIEVI DELLA FALDA E RELATIVE CARTOGRAFIE**



FALDA RILEVATA DURANTE L'ESTRAZIONE DELLE ASTE DEL PENETROMETRO A MENO 1-1,5 m - SONO ALLA DATA ATTUALE CONFERMATI I DATI DI PRG . VISTA LA SCADENZA IMPOSTA DALLA COMMITTENZA NON SI E' POTUTO EFFETTUARE UN MONITORAGGIO PROLUNGATO NEI MESI/ANNI DI TALE LIVELLO

UBICAZIONE PROVA  
PENETROMETRICA

H/V UBICAZIONE  
INDAGINI  
GEOFISICHE



H/V  
2

H/V  
1

H/V  
3

FRECCIA BLU INDAGINE  
GEOFISICA ESEGUITA PER  
DETERMINAZIONE VS30  
NEL 2006 DALLO  
SCRIVENTE



UBICAZIONI INDAGINI ESEGUITE CON  
SISMOGRAFO E PENETROMETRO  
DINAMICO MEDIO CON MAGLIO DA 30 E  
60 KG



NEL SITO OGGETTO SONO STATE ESEGUITE 6 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE PE VALUTARE LO SPESSORE DELLA COLTRE DI TERRENO ARGILLOSO SOPRA LE GHIAIE DEL LIVELLO FONDAMENTALE. TUTTE LE PROVE ESEGUITE HANNO EVIDENZIATO CHE IL LIVELLO ARGILLOSO HA UNO SPESSORE DI CIRCA UN METRO. LE GHIAIE DEL LIVELLO FONDAMENTALE HANNO SPESSORE DI CIRCA 50 METRI E LA FALDA E' SOGIACENTE A CIRCA 1 m.

LE SEI PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE HANNO FORNITO RISULTATI CONCORDANTI E STATISTICAMENTE INTERPRETABILI IN UA PROVA SOLA DI SEGUITO ALLEGATA .

**PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DM-30 (60°)**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

UTILIZZATO MAGLIO DA30 E 60 KG

**CARATTERISTICHE TECNICHE : DM-30 (60°)**

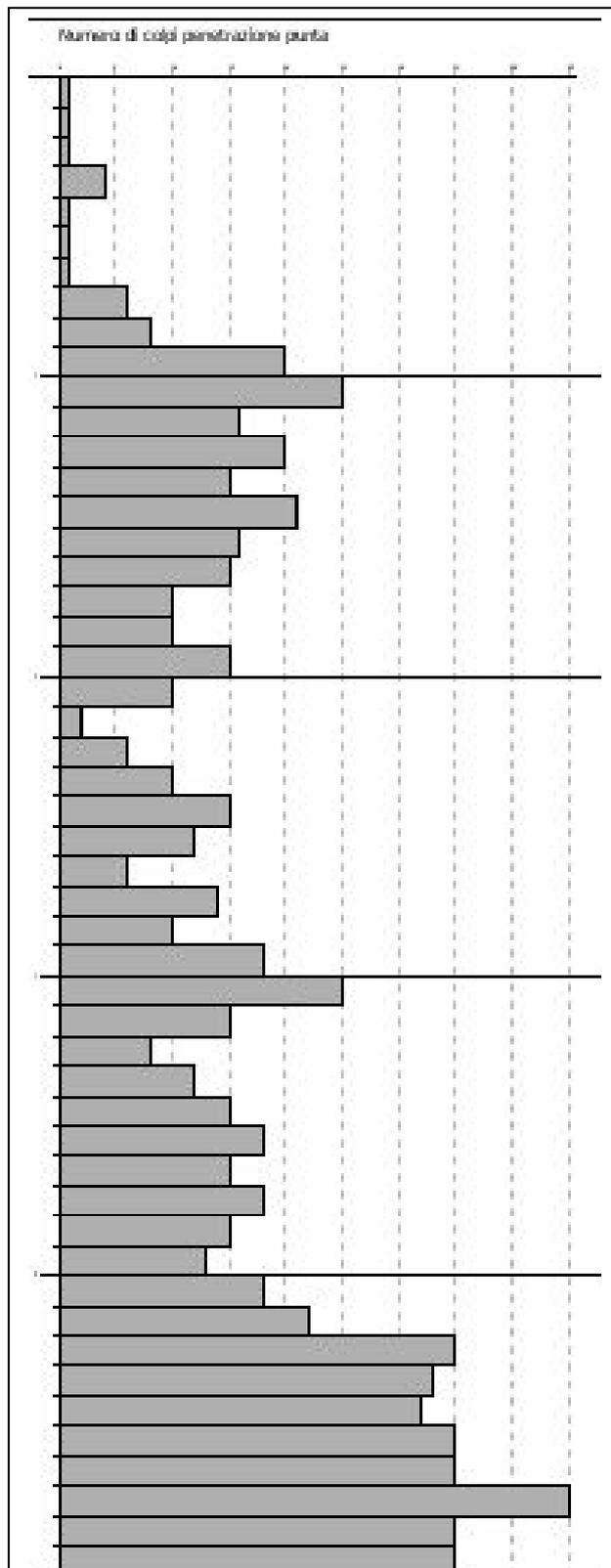
PESO MASSA BATTENTE	M = 30,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,20 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 13,60 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35,70 mm
ARÈA BASE PUNTA CONICA	A = 10,00 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 2,40 kg
PROF. GIUNZIONE 1ª ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,10$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) ⇒ Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 6,00 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 0,766$ ( teoricamente : Nspt = $\beta_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]                      M = peso massa battente (altezza caduta H)  
e = infissione per colpo =  $\delta / N$                                       P = peso totale aste e sistema battuta

Prof. (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione e sonda Chi	Resistenza dinamica RD Coeff. Riduzione	Resistenza dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,50	1	0,849	3,521	4,147
0,60	1	0,847	3,513	4,147
0,70	1	0,845	3,505	4,147
0,80	6	0,843	20,986	24,885
0,90	8	0,842	26,459	31,441
1,00	20	0,790	62,077	78,603
1,10	25	0,738	72,511	98,253
1,20	16	0,786	49,442	62,882
1,30	20	0,785	61,668	78,603
1,40	15	0,783	46,151	58,952
1,50	21	0,731	60,348	82,533
1,60	16	0,780	49,020	62,882
1,70	15	0,778	45,860	58,952
1,80	10	0,826	32,476	39,301
1,90	10	0,825	30,800	37,344
2,00	15	0,773	43,311	56,017
2,10	10	0,822	30,684	37,344
2,20	2	0,820	6,125	7,469
2,30	6	0,819	18,343	22,407
2,40	10	0,817	30,516	37,344
2,50	15	0,766	42,891	56,017
2,60	12	0,814	36,489	44,813
2,70	6	0,813	18,213	22,407
2,80	14	0,761	39,809	52,282
2,90	10	0,810	28,816	35,573
3,00	18	0,759	48,579	64,032
3,10	25	0,707	62,905	88,933
3,20	15	0,756	40,340	53,360
3,30	8	0,805	22,900	28,459
3,40	12	0,803	34,295	42,688
3,50	15	0,752	40,133	53,360
3,60	18	0,751	48,080	64,032
3,70	15	0,750	40,000	53,360
3,80	18	0,748	47,922	64,032
3,90	15	0,747	38,065	50,943
4,00	13	0,746	32,938	44,151
4,10	18	0,745	45,534	61,132
4,20	22	0,694	51,831	74,717
4,30	35	0,643	76,380	118,868
4,40	33	0,641	71,889	112,076
4,50	32	0,640	69,591	108,679
4,60	35	0,639	75,985	118,868
4,70	35	0,638	75,857	118,868
4,80	45	0,587	89,727	152,830
4,90	35	0,636	72,331	113,718
5,00	35	0,635	72,214	113,718



Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturato (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 di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,0	3,45	Coesivo	1,66	1,86	0	0,22	15,83	34,5	0	0
2	4,0	10,96	Incoerente	1,76	1,92	31,07	0	49,98	129,8	0,33	617,07
3	5,0	25,45	Incoerente	2,08	2,5	35,13	0	79,74	202,25	0,3	1362,26

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1****TERRENI COESIVI****Coesione non drenata**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Terzaghi-Peck	0,22

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Robertson (1983)	6,90

**Modulo Edometrico**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Stroud e Butler (1975)	15,83

**Modulo di Young**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Apollonia	34,50

**Classificazione AGI**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
] - Strato	3,45	1,00	Classificaz. A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE

**Peso unità di volume**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Meyerhof ed altri	1,66

**Peso unità di volume saturo**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
] - Strato	3,45	1,00	Meyerhof ed altri	1,86

**TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Gibbs & Holtz 1957	34,37
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Gibbs & Holtz 1957	47,28

**Angolo di resistenza al taglio**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Sowers (1961)	31,07
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Sowers (1961)	35,13

**Modulo di Young**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Bowles (1982) Sabbia Media	129,80
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Bowles (1982) Sabbia Media	202,25

**Modulo Edometrico**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	49,98
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	79,74

**Classificazione AGI**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO

**Peso unità di volume**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Meyerhof ed altri	1,76
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Meyerhof ed altri	2,08

**Peso unità di volume saturo**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

**Modulo di Poisson**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
] - Strato	10,96	4,00	10,96	(A.G.I.)	0,33
] - Strato	25,45	5,00	25,45	(A.G.I.)	0,3

**Modulo di deformazione a taglio dinamico**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Dhsaki (Sabbie pulite)	617,07
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Dhsaki (Sabbie pulite)	1362,26

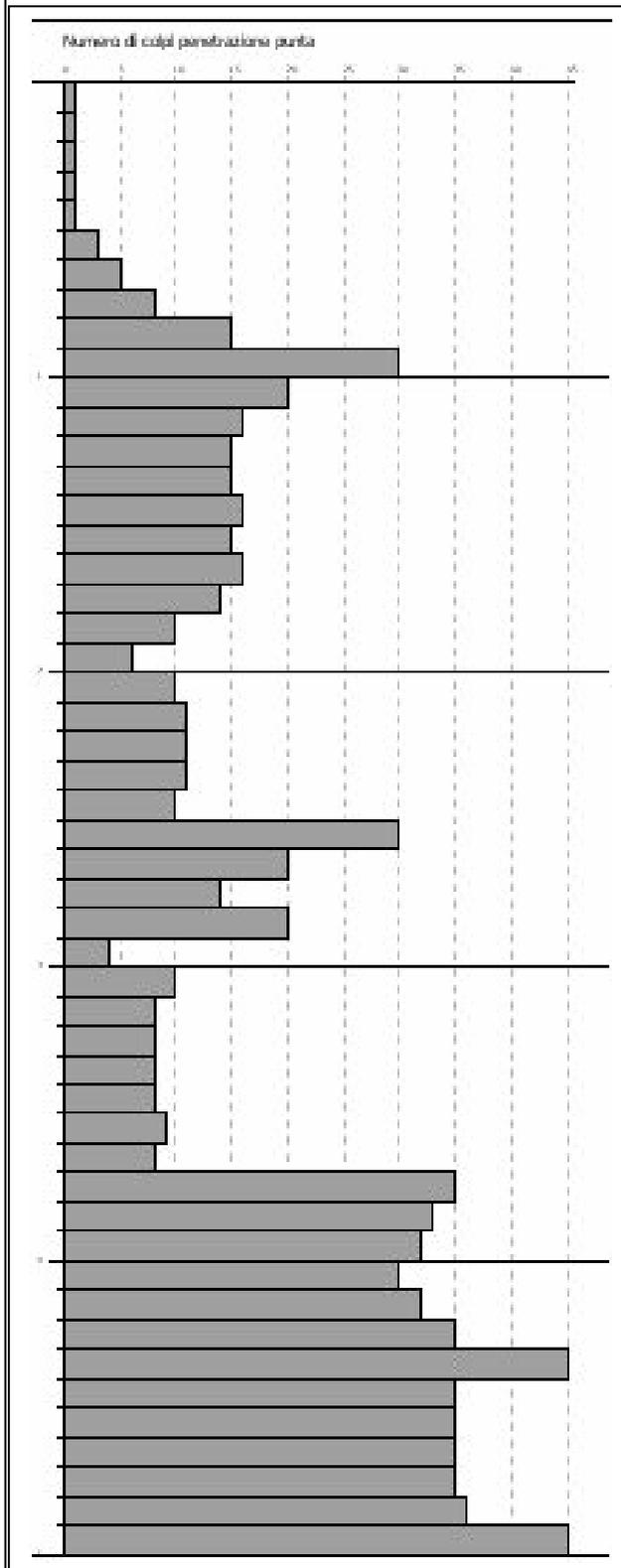
**Modulo di reazione Ko**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Navfac 1971-1982	2,31
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Navfac 1971-1982	4,95

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
] - Strato	10,96	4,00	10,96	Robertson 1983	21,92
] - Strato	25,45	5,00	25,45	Robertson 1983	50,90

Prof. (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione e sonda Chi	Resistenza dinamica RD Coeff. Riduzione	Resistenza dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	1	0,857	3,553	4,147
0,20	1	0,855	3,545	4,147
0,30	1	0,853	3,537	4,147
0,40	1	0,851	3,529	4,147
0,50	1	0,849	3,521	4,147
0,60	3	0,847	10,539	12,442
0,70	5	0,845	17,526	20,737
0,80	8	0,843	27,982	33,180
0,90	15	0,792	46,662	58,952
1,00	30	0,740	87,220	117,904
1,10	20	0,788	61,939	78,603
1,20	16	0,786	49,442	62,882
1,30	15	0,785	46,251	58,952
1,40	15	0,783	46,151	58,952
1,50	16	0,781	49,123	62,882
1,60	15	0,780	45,956	58,952
1,70	16	0,778	48,918	62,882
1,80	14	0,776	42,715	55,022
1,90	10	0,825	30,800	37,344
2,00	6	0,823	18,445	22,407
2,10	10	0,822	30,684	37,344
2,20	11	0,820	33,690	41,079
2,30	11	0,819	33,628	41,079
2,40	11	0,817	33,567	41,079
2,50	10	0,816	30,461	37,344
2,60	30	0,714	80,019	112,033
2,70	20	0,763	56,974	74,689
2,80	14	0,761	39,809	52,282
2,90	20	0,760	54,074	71,146
3,00	4	0,809	11,507	14,229
3,10	10	0,807	28,719	35,573
3,20	8	0,806	22,938	28,459
3,30	8	0,805	22,900	28,459
3,40	8	0,803	22,864	28,459
3,50	8	0,802	22,827	28,459
3,60	9	0,801	25,641	32,016
3,70	8	0,800	22,756	28,459
3,80	35	0,648	80,731	124,506
3,90	33	0,647	72,536	112,076
4,00	32	0,646	70,209	108,679
4,10	30	0,695	70,796	101,887
4,20	32	0,644	69,957	108,679
4,30	35	0,643	76,380	118,868
4,40	45	0,591	90,389	152,830
4,50	35	0,640	76,115	118,868
4,60	35	0,639	75,985	118,868
4,70	35	0,638	75,857	118,868
4,80	35	0,637	75,731	118,868
4,90	36	0,636	74,398	116,968



Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturato (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 di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,0	3,45	Coesivo	1,66	1,86	0	0,22	15,83	34,5	0	0
2	4,0	10,96	Incoerente	1,76	1,92	31,07	0	49,98	129,8	0,33	617,07
3	5,0	25,45	Incoerente	2,08	2,5	35,13	0	79,74	202,25	0,3	1362,26

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2****TERRENI COESIVI****Coesione non drenata**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Terzaghi-Peck	0,13

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Robertson (1983)	4,10

**Modulo Edometrico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Stroud e Butler (1975)	9,41

**Modulo di Young**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Apollonia	20,50

**Classificazione AGI**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	2,05	0,80	Classificaz. A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE

**Peso unità di volume**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Meyerhof ed altri	1,57

**Peso unità di volume saturo**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	2,05	0,80	Meyerhof ed altri	1,85

**TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Gibbs & Holtz 1957	34,31
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Gibbs & Holtz 1957	49,92

**Angolo di resistenza al taglio**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Sowers (1961)	30,93
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Sowers (1961)	35,81

**Modulo di Young**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Bowles (1982) Sabbia Media	127,40
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Bowles (1982) Sabbia Media	214,45

**Modulo Edometrico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	48,99
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	84,75

**Classificazione AGI**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENT E ADDENSATO
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENT E ADDENSATO

**Peso unità di volume**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Meyerhof ed altri	1,75
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Meyerhof ed altri	2,11

**Peso unità di volume saturo**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

**Modulo di Poisson**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	(A.G.I.)	0,33
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	(A.G.I.)	0,3

**Modulo di deformazione a taglio dinamico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Ohsaki (Sabbie pulite)	591,63
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Ohsaki (Sabbie pulite)	1484,69

**Modulo di reazione Ko**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Navfac 1971-1982	2,20
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Navfac 1971-1982	5,31

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Strato	10,48	3,70	10,48	Robertson 1983	20,96
[3] - Strato	27,89	5,00	27,89	Robertson 1983	55,78

Cerca Posizione		Determinazione dei parametri sismici	
Via	<input type="text"/>	n°	<input type="text"/>
Comune	<input type="text" value="fossano"/>	Cap	<input type="text"/>
Provincia	<input type="text"/>	<input type="button" value="Cerca"/>	
Coordinate WGS84			
Latitudine	<input type="text"/>	°	
Longitudine	<input type="text"/>	° <input type="button" value="Cerca"/>	
(1)* Coordinate WGS84		Lat. <input type="text" value="44,563383"/> ° Long. <input type="text" value="7,7112865"/> °	
(1)* Coordinate ED50		Lat. <input type="text" value="44,564353"/> ° Long. <input type="text" value="7,712362"/> °	
Classe dell'edificio			
Il. Affollamento normale. Assenza di funz. pubblici			Cu = <input type="text" value="1"/>
Vita nominale			<input type="text" value="50"/>
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)			
<input type="button" value="Calcola"/>			



Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,029	2,507	0,195
Danno (SLD)	50	0,036	2,560	0,209
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,076	2,671	0,286
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,093	2,723	0,296
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Calcolo dei coefficienti sismici**

Muri di sostegno       Paratie  
 Stabilità dei pendii e fondazioni  
 Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

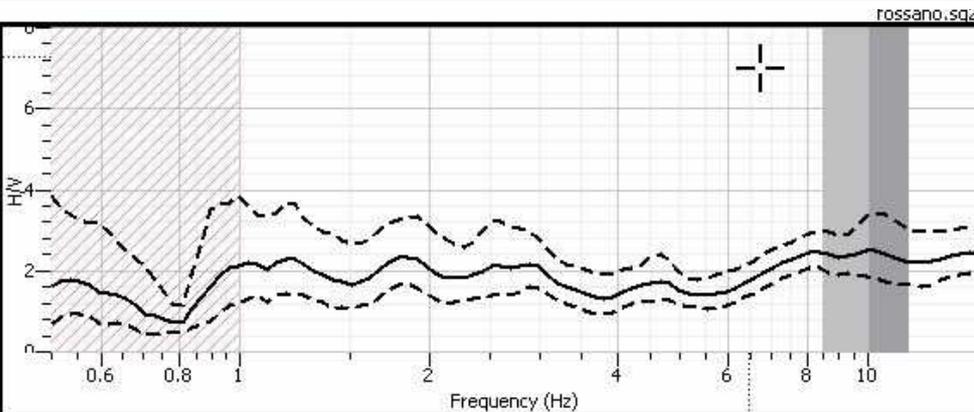
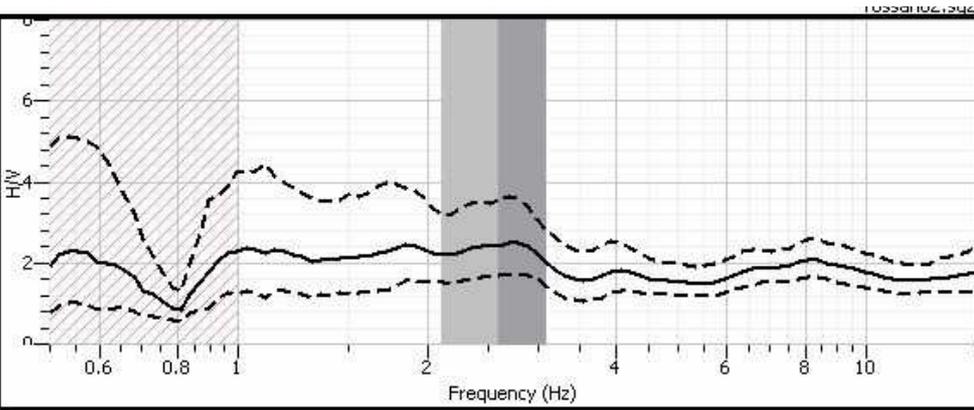
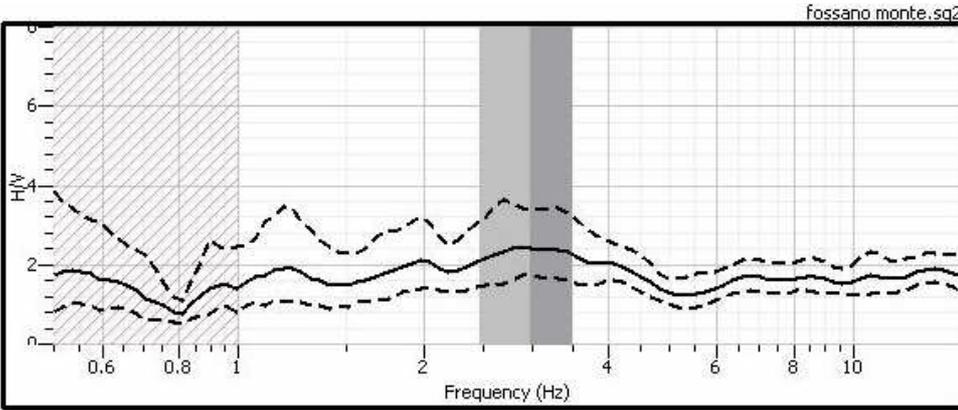
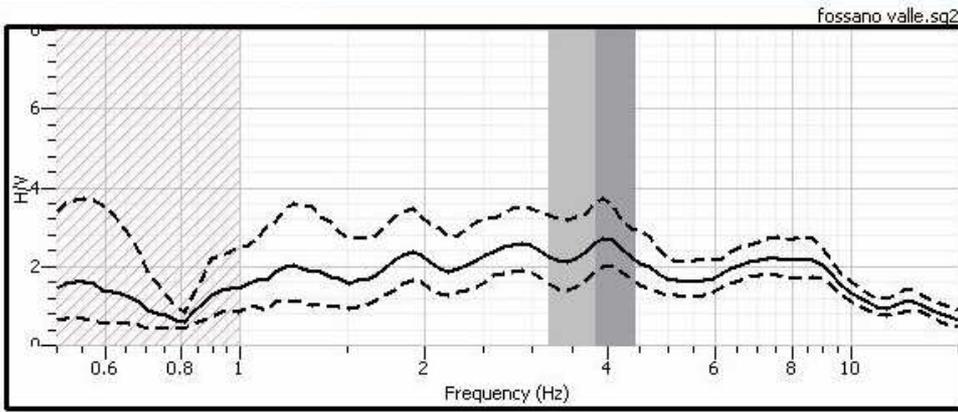
	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss <sup>*</sup> Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>
Cc <sup>*</sup> Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,53"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,41"/>	<input type="text" value="1,40"/>
St <sup>*</sup> Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,018	0,022
kw	0,003	0,004	0,009	0,011
Am <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	0,335	0,419	0,895	1,092
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

VISTO CHE IL TERRENO IN OGGETTO NON PRESENTA AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE ESEGUITA CON INDAGINI DI MICROTREMORE H/V  
 AI SENSI VIGENTI NORME TECNICHE (PROF. CASTELLARO 2009 OCCORRE STIMARE L'ERRORE AMMISSIBILE DELL'INTERPRETAZIONE GEOPSY PER IL MODELLO IN OGGETTO E' STIMATA DELL'ORDINE DEL 20%  
 L'INDAGINE H/V ESEGUITA PERMETTE DI DECLASSARE O QUALIFICARE IL SITO.  
 NEL CASO IN OGGETTO VISTO CHE NON SONO RILEVATI CONTRASTI DI IMPEDENZA IL SITO PUO' ESSERE CLASSIFICATO IN **CLASSE B** CON BASSO MARGINE DI ERRORE

**DGR 12/12/2011 N °4-3084  
ALLEGATO 11  
VERIFICHE E  
DETERMINAZIONI  
EFFETTUATE 2.C.6  
MISURA DELLA  
FREQUENZA  
FONDAMENTALE**



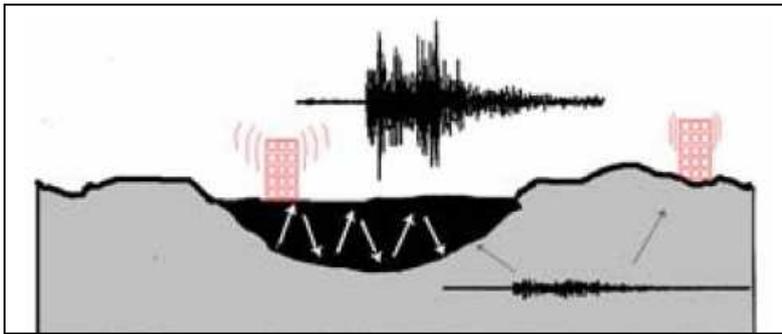
NON RILEVATA  
AMPLIFICAZIONE  
SISMICA LOCALE .  
  
NON RILEVATI  
CONTRASTI DI  
IMPEDENZA

ESEMPIO DI RISONANZA TERREMOTO STRUTTURA  
<http://www.youtube.com/watch?v=YngC04VBKnI>

Sismica passiva lavora sul microtremore in pratica per l'analisi si Prende tutto il rumore antropico macchine in passaggio, alberi che vibrano, vento e viene utilizzato tutto il segnale non solo il primo arrivo come nella sismica a rifrazione. La Storia nasce dall'analisi effettuata in tutte stazioni sismiche mondiali misurano il tremore con il pattern caratteristico misurato su roccia che si osservato essere uguale per tutte le stazioni sismiche.

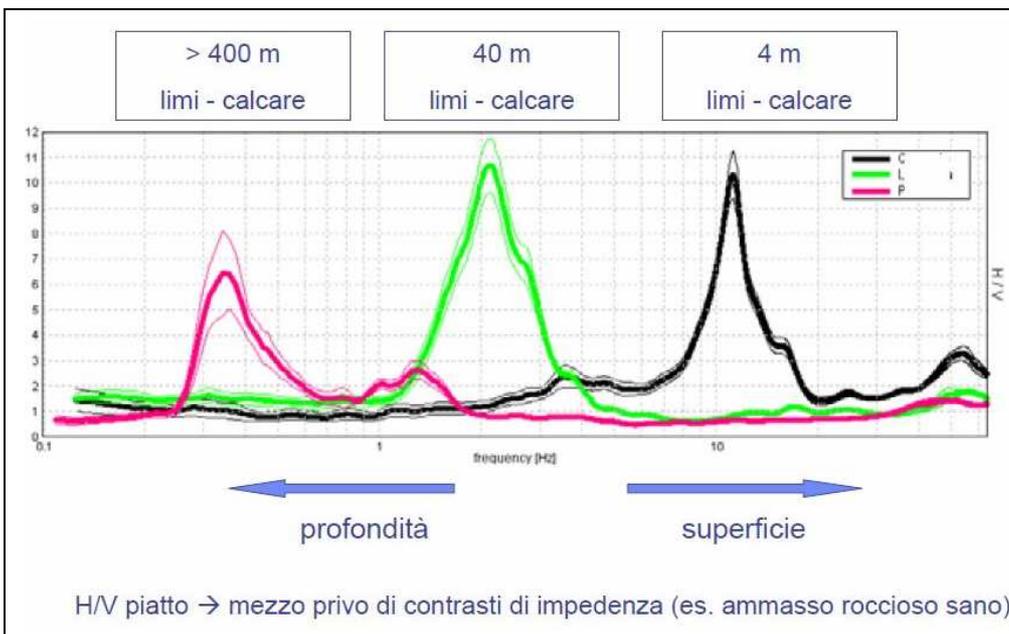
Sotto 1 hz l'origine del tremore e' di origine metereologica. I microtremori di origine antropica hanno frequenza intorno a 8hz. Per analisi molto in profondità intorno a 400m occorre analizzare frequenze sotto i 0.5hz. per analisi superficiali basta analizzare frequenze maggiori.

Il rumore non conserva traccia della sorgente ma è molto sensibile alla struttura locale vicino alla stazione di misura.



Le analisi considerano quindi la Sorgente – il percorso e le caratteristiche del terreno attraversato che fa da filtro e amplifica. Vengono in pratica rilevate le componenti verticali poi le componenti orizzontali vengono analizzate si fa il rapporto e si misura l'amplificazione di sito e quindi si rileva il contrasto di impedenza strato su strato in particolare strato poco addensato su strato

Quindi per ogni suolo posso ricavare le amplificazioni a determinate frequenze posso quindi ricavare valori di spessore e di velocità di strato in base alla formula  $f=V/4h$  ( $f$ =frequenza di risonanza --  $V$ = velocità' ---  $h$ =spessore limitandoci al modo fondamentale per sistemi bistrato



La durata della misura dipende dalla profondità' che si vuole raggiungere. Per analisi di rifrattori a 5 metri e quindi con picchi intorno a 10 hz il segnale che si ripete 10 volte al secondo quindi basterebbero 10 secondi per campionare il segnale 100 volte mentre per analisi di rifrattori a 1 km e quindi con picchi a 0.1 hz in un minuto il picco si ripete 6 volte e quindi occorre essere ridondanti almeno 40/50 nella misura.

Il problema della risposta di sito nasce dalla osservazione effettuata in seguito a terremoti distruttivi, che il tipo di danno subito da costruzioni analoghe può variare fortemente anche entro distanze ravvicinate (poche centinaia o addirittura poche decine di metri) e che in molti casi la risposta più plausibile deve essere ricercata nella differenza di comportamento dei terreni di fondazione o in altri fattori inerenti la geologia e la morfologia superficiale. Com'è noto, infatti, la composizione spettrale di un'evento sismico subisce una prima modifica nel percorso fra il fuoco e il basamento rigido di una qualsiasi area considerata (funzione di attenuazione) ed una seconda modifica nel percorso attraverso i materiali (non rigidi) presenti fra il basamento e la superficie. Quest'ultima modifica, alterando il contenuto spettrale del sisma, è di notevole importanza poichè condiziona le sollecitazioni cui potranno essere sottoposte le strutture in quel sito. Risulta quindi necessario far ricorso a metodologie che permettano di definire come i terreni di copertura del "bedrock" possano influenzare l'ampiezza delle onde in superficie.

**1 - INTRODUZIONE**

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

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

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

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

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

- 1) *Metodo di Seed e Idriss (1982);*
- 2) *Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);*
- 3) *Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);*
- 4) *Metodo di Finn (1985);*
- 5) *Metodo di Cortè (1985);*
- 6) *Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);*
- 7) *Metodo di Andrus e Stokoe (1998);*
- 8) *Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);*
- 9) *Metodo basato sull'NTC 2008.*

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

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

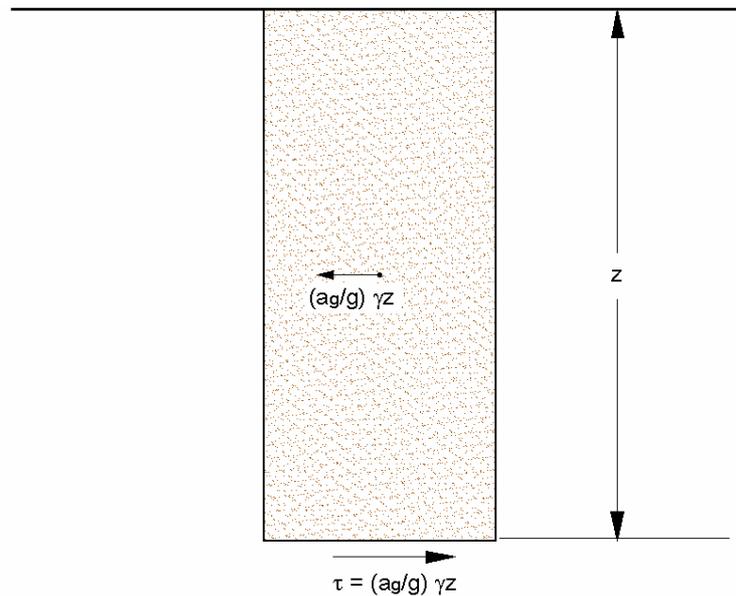
dove  $a_g$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\gamma$  il peso di volume secco del terreno.

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

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

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

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



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

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

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

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

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

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

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

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

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

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

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

$$(1.6) C_N = \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5}$$

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

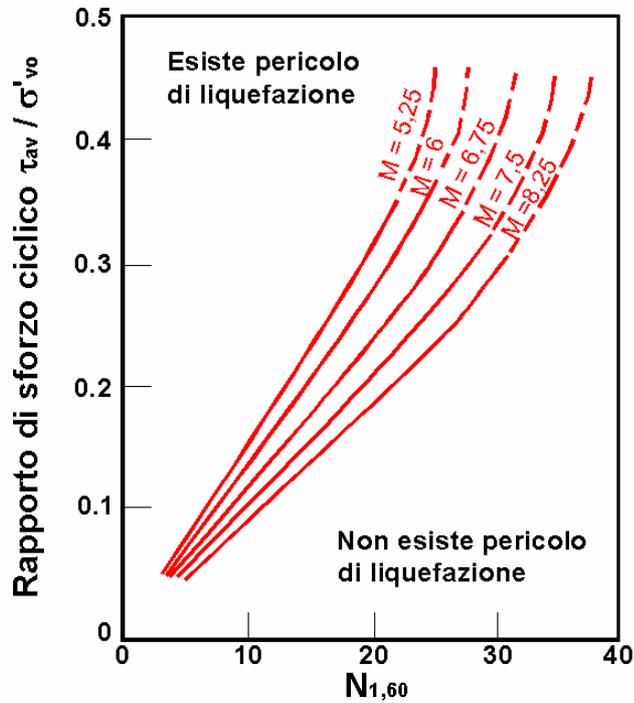


Figura 2 – Correlazione fra CSR e  $N_{1,60}$

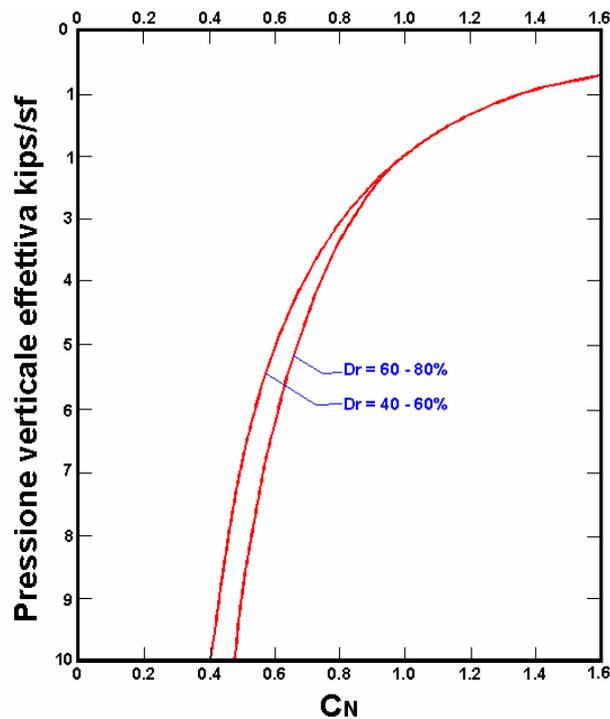


Figura 3 – Coefficiente correttivo  $C_N$

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

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

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

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

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

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

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 2

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

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

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

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

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

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

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

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

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

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

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

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

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

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

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

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata

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

$f_s$  è l'attrito del manicotto

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

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

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

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

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

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

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

$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ K_c &= 0,0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ K_c &= 0,8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

se  $z < 9,15$  m

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

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

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

dove  $z$  è la profondità in metri

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

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione ( $V_{S1}$ ).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 3

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

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

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

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

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

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

dove  $N_{1,60}$  è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice  $N_m$  (ridotti del 25% per profondità  $< 3$  m) nella

prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

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

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

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

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

Tabella 4

Attrezzatura	C <sub>E</sub>
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

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

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

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

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

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

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

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

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (NTC 2008) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

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

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

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $> 10$ ;

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

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

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

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

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

Tabella 5

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

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

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

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

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

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

$K_\sigma$  è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

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

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

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

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

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

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

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

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

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

Tabella 6

L	C <sub>R</sub>
≤ 3	0,75
3 < L ≤ 4	0,80
4 < L ≤ 6	0,85
6 < L ≤ 10	0,95
> 10	1,00

C<sub>S</sub> è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard C<sub>S</sub> è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard C<sub>S</sub> è compreso fra 1,1 e 1,3

C<sub>B</sub> è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	C <sub>B</sub>
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere **F<sub>S</sub> ≤ 1,25**.

La probabilità di liquefazione **P<sub>L</sub>**, invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

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

## 2 - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

### Dati generali

Numero di strati = 1

Profondità della falda = 1 m

Magnitudo del sisma = 5,5

Accelerazione massima al suolo = 0,05

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Ghiaia sabbiosa	1	3	19	20	15	2	50	10	300

## Metodo di Seed H. B. e Idriss I. M. (1982)

### Input dati

Strato Nr.	Dr (%)
	40

### Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1,43

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Numero dei colpi corretto (N1,60)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione
1	1,20	23,00	21,0387	1,60	42,8534	0,982	0,4761	0,0244	19,52	NL
2	1,40	27,00	23,0773	1,60	41,10	0,979	0,4567	0,026	17,54	NL
3	1,60	31,00	25,116	1,60	39,5714	0,976	0,4397	0,0274	16,06	NL
4	1,80	35,00	27,1547	1,60	38,2239	0,973	0,4247	0,0285	14,90	NL
5	2,00	39,00	29,1934	1,60	37,0247	0,97	0,4114	0,0295	13,97	NL
6	2,20	0,00	0,00	1,60	37,0247	0,967	0,4114	0,0295	13,97	NL
7	2,40	0,00	0,00	1,60	37,0247	0,964	0,4114	0,0295	13,97	NL
8	2,60	0,00	0,00	1,60	37,0247	0,961	0,4114	0,0295	13,97	NL
9	2,80	0,00	0,00	1,60	37,0247	0,958	0,4114	0,0295	13,97	NL
10	3,00	0,00	0,00	1,60	37,0247	0,955	0,4114	0,0295	13,97	NL

NL = NON LIQUEFACIBILE

**DGR 12/12/2011 N °4-3084 ALLEGATO 11 VERIFICHE E DETERMINAZIONI EFFETTUATE 2.C.7-8  
VERIFICA A LIQUEFAZIONE**

**DGR 12/12/2011 N°4-3084 ALLEGATO 11 VERIFICHE E DETERMINAZIONI EFFETTUATE 2.C.9  
 RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE DI FATTIBILITA'**

**Dati Generali**

**Località**  
 Indirizzo: FOSSANO  
 Lat. Long. 44,564353 7,7123619

**Dati opera**  
 Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe II  
 V. Nominale: 50 V. Rif.: 50

**Dati struttura**  
 Fattore di struttura [q]: 3  
 Periodo fond. struttura [T]: 0,25 [s]  
 Stima automatica Periodo fond. T?

**Parametri sismici su sito di riferimento**

SL	TR [Anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
SLO	30,00	0,28	2,51	0,20
SLD	50,00	0,35	2,56	0,21
SLV	475,00	0,75	2,67	0,29
SLC	975,00	0,91	2,72	0,30

Zona sim: Zona 3  
 Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità pendii e Fondazioni

SL	amax [m/s <sup>2</sup> ]	β	k <sub>hk</sub> [-]	k <sub>vk</sub> [-]	K <sub>hi</sub> [-]
SLO	0,336	0,2	0,0069	0,0034	0,086
SLD	0,42	0,2	0,0086	0,0043	0,1096
SLV	0,9	0,2	0,0184	0,0092	0,0817
SLC	1,092	0,2	0,0223	0,0111	0,101

Stato limite di riferimento: SLD



La circolare esplicativa del 02.02.2009, al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

**Azione sismica**

Azione sismica: NTC 2008

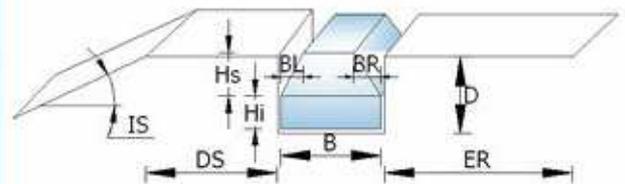
Calcolo coefficienti sismici:

Accelerazione massima (ag/g): 0,043

**Coefficienti sismici**

Coefficiente intensità sismico terreno k<sub>hk</sub>: 0,0086  
 Coefficiente intensità sismico struttura k<sub>hi</sub>: 0,1096

Effetto sismico secondo: NTC 2008 (C7.11.5.3.1)



**Fondazione a plinto**

Tipo di fondazione: Plinto

Lunghezza fondazione L= 3,5 [m]  
 Larghezza fondazione B= 3,5 [m]  
 Base fondazione a destra BR= 1,5 [m]  
 Base fondazione a sinistra BS= 1,5 [m]  
 Altezza inferiore fondazione HI= 0,5 [m]  
 Altezza superiore fondazione HS= 1 [m]  
 Profondità piano di posa D= 1,5 [m]  
 Altezza di incastro HF= 0 [m]  
 Inclinazione piano di posa IP= 0 [°]

Altezza di incastro = Profondità piano di posa

**Sottofondazione**

Sporgenza, Altezza: 0,5 0,30 [m]

**Profilo terreno e Falda**

Estensione terreno a sinistra EL= 2 [m]  
 Estensione terreno a destra ER= 2 [m]  
 Inclinazione pendio IS= 0 0 [°]  
 Distanza fondazione dal pendio DS= 0 0 [m]  
 Profondità falda dal PC: 1,5 [m]

**NEL SITO IN OGGETTO PER UN CARICO DI 350 TONN SI STIMA LA REALIZZAZIONE DI UN PLINTO DI 4X4 CON SOTTOPLINTO DI 5x5 m**

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	159,56	0	0	0	0	0	Progetto
2	A2+M2+R2	159,56	0	0	0	0	0	Progetto
3	Sisma	159,56	0	0	0	0	0	Progetto
4	S.L.E.	159,56	0	0	0	0	0	Servizio
5	S.L.D.	159,56	0	0	0	0	0	Servizio

### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1
2	<input type="checkbox"/>	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	<input checked="" type="checkbox"/>	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1
5	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1

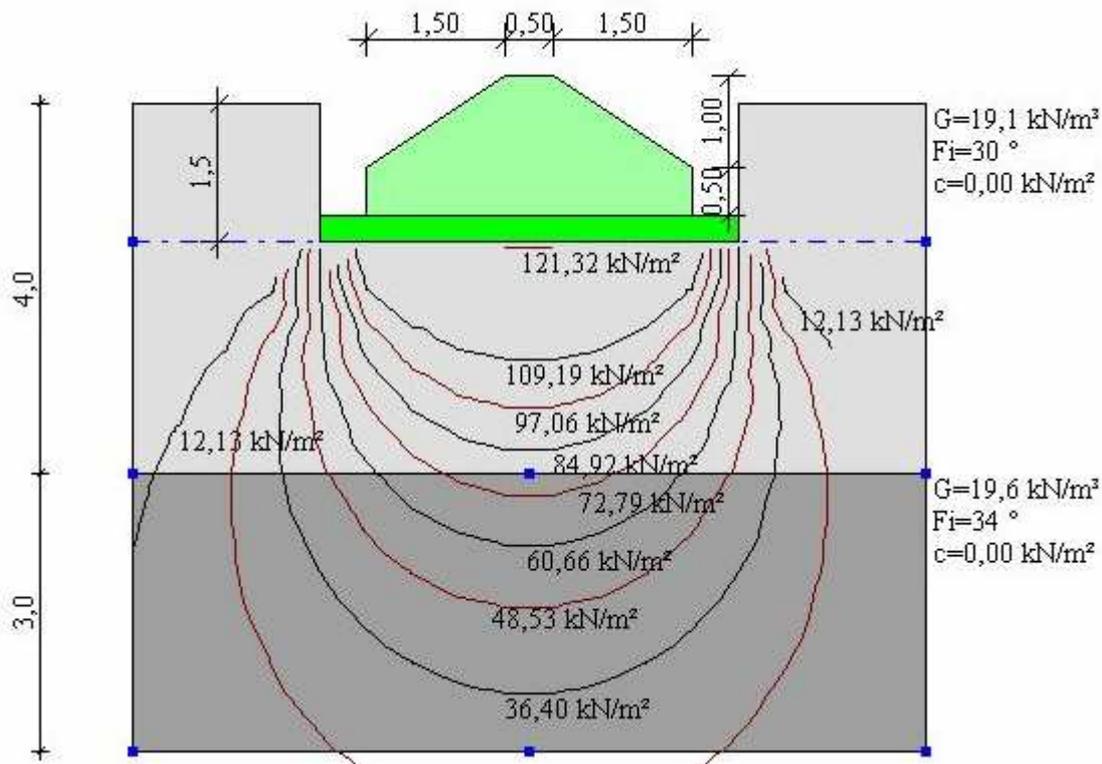
### Risultati

Carico limite verticale    Verifica a scorrimento

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>2</sup> )
A1+M1+R1								
	HANSEN (1970)	1131,91	1131,91	159,56	7,09	Verificata	* Rottura	45276,44
	TERZAGHI	1026,90	1026,90	159,56	6,44	Verificata	* Rottura	41076,13
	MEYERHOF	1248,38	1248,38	159,56	7,82	Verificata	* Rottura	49935,33
	VESIC (1975)	1238,65	1238,65	159,56	7,76	Verificata	* Rottura	49546,12
	Brinch - Hansen	1209,04	1209,04	159,56	7,58	Verificata	* Rottura	48361,40
A2+M2+R2								
	HANSEN (1970)	577,85	321,03	159,56	3,62	Verificata	* Rottura	23113,91
	TERZAGHI	540,14	300,08	159,56	3,39	Verificata	* Rottura	21605,71
	MEYERHOF	599,17	332,87	159,56	3,76	Verificata	* Rottura	23966,63
	VESIC (1975)	636,45	353,58	159,56	3,99	Verificata	* Rottura	25457,86
	Brinch - Hansen	616,63	342,57	159,56	3,86	Verificata	* Rottura	24665,29
Sisma								
	HANSEN (1970)	546,01	303,34	159,56	3,42	Verificata	* Rottura	21840,40
	<b>TERZAGHI</b>	<b>478,69</b>	<b>265,94</b>	<b>159,56</b>	<b>3</b>	<b>Verificata</b>	<b>* Rottura</b>	<b>19147,41</b>
	MEYERHOF	529,71	294,28	159,56	3,32	Verificata	* Rottura	21188,42
	VESIC (1975)	584,99	325,00	159,56	3,67	Verificata	* Rottura	23399,75
	Brinch - Hansen	567,11	315,06	159,56	3,55	Verificata	* Rottura	22684,28

### NON APPLICATO NELLA VERIFICA

Correzione angolo di attrito (arctg(0.67\*tan(Fi)))



Pressione	150	kN/m <sup>2</sup>
Tempo	1	
Profondità significativa Zi (m)	2,513	
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	10	
Fattore di forma fs	1	
Fattore strato compressibile fh	1	
Fattore tempo ft	1	
Indice di compressibilità	0,068	
<b>Cedimento (mm)</b>	21,365	

CEDIMENTO A UN ANNO

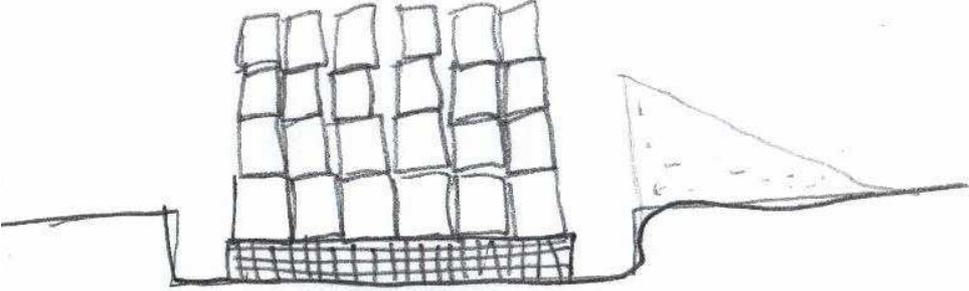
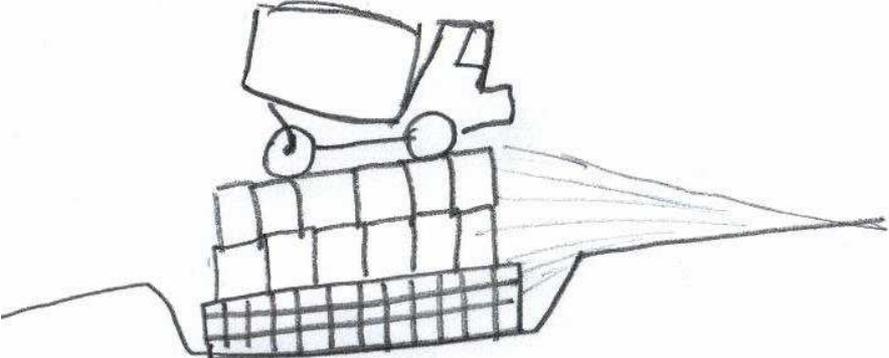
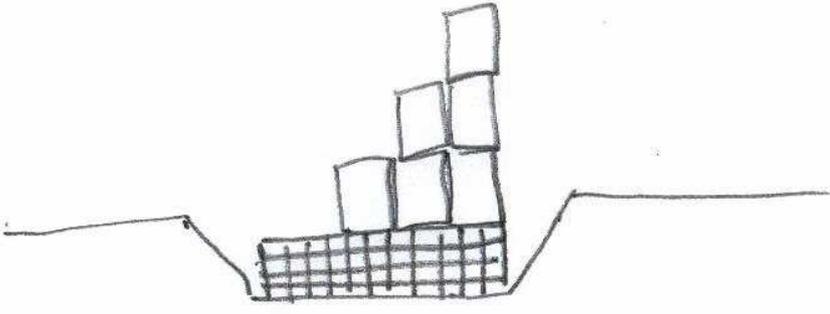
Pressione	150	kN/m <sup>2</sup>
Tempo	15	
Profondità significativa Zi (m)	2,513	
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	10	
Fattore di forma fs	1	
Fattore strato compressibile fh	1	
Fattore tempo ft	1,44	
Indice di compressibilità	0,068	
<b>Cedimento (mm)</b>	30,761	

CEDIMENTO STIMATO A 15 ANNI

**DGR 12/12/2011 N °4-3084**  
**ALLEGATO 11 VERIFICHE E DETERMINAZIONI EFFETTUATE**  
**2.C.1**  
**MODELLO GEOLOGICO DEL SITO E SEZIONI GEOLOGICHE**

DM 2008 ART 6.2.4 METODO OSSERVAZIONALE

PROVA DI CARICO DA PROGETTARE SI POTRA' REALIZZARE SU DI UNA FONDAZIONE DI DIMENSIONI RIDOTTE E REALIZZARE UN MODELLO IN SCALA. TALE PROVA NEL CASO IN OGGETTO E' IMPORTANTE SE SI VUOLE REALIZZARE UNA STRUTTURA CON RIDOTTI CEDIMENTI NELLE FONDAZIONI E CON MACCHINE VIBRANTI

	<p>FONDAZIONE CARICATA CON BLOCCHI IN CEMENTO</p>
	<p>FONDAZIONE CARICATA CON BLOCCHI IN CEMENTO E CARICO VIBRANTE DI UNA BETONIERA CARICA</p>
	<p>CARICO ECCENTRICO PER VERIFICARE CEDIMENTI DIFFERENZIALI</p>

## **ALCUNE CONSIDERAZIONI IN RIFERIMENTO AL PROGETTO REALIZZAZIONE CAPANNONE CON MACCHINARI VIBRANTI E CHE NON AMMETTONO CEDIMENTI DEI BATTUTI**

Ai Sensi Del Dm 2008 Art 6.2.4 Metodo Osservazionale

nel caso di situazione complessa ove permangono situazioni di emergenza

in corso d'opera si puo' definire (anche da parte dell'impresa) la tipologia di intervento al fine di minimizzare i costi.

In riferimento al progetto sarà eseguita la modellazione geologica che comprende le valutazioni rischio geomorfologico, rischio idrogeologico e rischio sismico con in particolare l'analisi di invarianza idraulica in riferimento allo smaltimento delle acque meteoriche.

Ai sensi del DM2008 oltre la relazione geologica il progetto deve contenere la relazione geotecnica e progettazione geotecnica e il **monitoraggio (allo stato attuale non progettato)** per situazioni complesse (**LUCI DELLE CAMPATE E CARICHI ALLE PLATEE DI FONDAZIONE**) e soprattutto verificare in corso d'opera la procedura operativa seguita da parte dell'impresa. La modellazione iniziale puo' non essere sufficiente poichè con il tempo gli interventi possono essere calcolati in eccesso o in particolare sottostimati con successiva attivazione di spiacevoli e problematiche situazioni di instabilità.

Infatti la stabilizzazione al piede della scarpata potrebbe essere molto onerosa e non efficace.

Il dubbio per lo scrivente resta che da parte dell'impresa vengano prese tutte le precauzioni riportate nelle indicazioni operative.

L'attività del geologo dovra' essere integrata viste le situazioni complesse anche in relazione alle scelte progettuali fatte in fase esecutiva e di cantiere

Il progettista e' il responsabile di soggetti diversi che collaborano in questo ambito geologico lo scrivente resta a tutti gli effetti progettista **e responsabile**.

Nell'ufficio di direzione lavori (DL) ci sono vari soggetti che accompagnano i (DL) e in particolare ci sono i direttori operativi (DO) di supporto a (DL).

I (DO) per aspetti geologici viene richiesto e nominato in ambito di consulente .

Vi è poi l'ispettore di cantiere (geologo) che presta assistenza continuativa per una serie di attività problematiche che necessitano la presenza in cantiere di una persona dedicata (puo' essere anche nominato dalla ditta).

Il geologo (lo scrivente) ha fatto lo studio di supporto al progetto ma si consiglia di nominare un (DO) o una persona responsabile nel caso si sviluppino pericolosità complesse come nel caso in oggetto ( la figura del direttore operativo puo' anche essere quella del responsabile della sicurezza che a sua volta puo' avvalersi di (DO) a supporto).

LO SCRIVENTE HA SEGUITO UN PROGETTO ANALOGO DOVE LE FONDAZIONI DELLA STRUTTURA SONO STATE REALIZZATE SU PALI E I BATTUTI SONO STATI REALIZZATI SU TERRENO NON CONSOLIDATO DI 10 METRI DI ARGILLA . SI SONO RISCONTRATI NEL CASO IN OGGETTO CEDIMENTI DI 20 CM DEI BATTUTI MENTRE LA STRUTTURA NON HA SUBITO CEDIMENTI

IN SITO LIMITROFO UN CAPANNONE E' STATO REALIZZATO SU PALI.

NEL CASO IN OGGETTO OCCORRE VERIFICARE OVE ANDRANNO POSATE MACCHINE VIBRANTI.

MOLTO IMPORTANTE SARA' VERIFICARE E CERTIFICARE IL PIANO DI POSA DEI BATTUTI CON PROVE DI CARICO DA ESEGUIRSI ALLE DIVERSE QUOTE DEL RILEVATO DI RIPOSTO

#### CERTIFICAZIONE COMPATTAZIONE PIANI POSA BATTUTI E IGLOO

Si segnala che il terreno di posa del battuto in cemento di tipo argilloso dello spessore di un metro non è idoneo.

Occorre asportare LO STRATO DI terreno argilloso e riportare un primo livello di terreno alluvionale eterogeneo con argilla sabbia ghiaia e ciottoli di dimensione massima di 10cm.

Questo livello dovrà essere compattato con rullo vibrante e in seguito compattato con 20 passate eseguite con un camion carico.

Sopra questo strato si dovrà riportare un livello di 30 cm di idoneo materiale tipo stabilizzato con un fuso uniforme e con ciottoli con dimensioni massime di 7cm.

Anche questo livello dovrà essere compattato come il precedente.

Entrambi i livelli dovranno essere compattati con un quantitativo di acqua ottimale calcolabile con il metodo proctor, in ogni caso in linea di massima il terreno non dovrà essere troppo asciutto o troppo bagnato e dovrà contenere un contenuto di acqua variabile tra il 5% e il 12 %

Il terreno consigliato da utilizzare deve rientrare nelle classi CNR UNI 10006 A1, A3, A2-4, A2-5.

Si consiglia di verificare la densità del terreno di riporto se al di sopra si vogliono realizzare delle fondazioni. La prova consigliata è da eseguirsi tramite piastra 30 o 60cm in relazione alla dimensione dei ciottoli.

La prova si deve eseguire a gradini fino al raggiungimento di un modulo di deformazione Md pari a 100MPa nell'intervallo tra 1,5 e 2.5Kg/cmq.

Esistono vari metodi empirici per la verifica della densità come ad esempio verificare che le ruote di un camion carico non lascino traccia al passaggio.

Eseguite queste verifiche si potrà gettare il battuto senza incorrere in successivi assestamenti dello stesso.

*CONTENUTO DEGLI ELABORATI PER I PROGETTI DI GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO PRESENTATI AI SENSI DEI COMMI 2, 3 E 4 DELL'ARTICOLO 186 DEL D.LGS. 152/2006.*

## GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO

### CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO

terreno recuperabile riciclabile non pericoloso non inquinato

Stratigrafia : circa un metro di terreno argilloso e sotto terreno ghiaioso con ciottoli e matrice in argilla.

Stato fisico solido non pulverolento : ciottoli alluvionali in matrice limoso sabbiosa.

Il sito non è contaminato e non è sottoposto ad interventi di bonifica ai sensi del Titolo V della Parte IV del d.lgs. 152/2006 s.m.i.

Non è previsto il trasporto all'esterno in terreno verra' riutilizzato e riposizionato nel sito in oggetto . in ogni caso eventuale trasporto verra' effettuato da ditta specializzata e certificata, una parte verra' messa in riserva all'interno del cantiere per un periodo inferiore ad un anno come previsto dalla procecura semplificata

#### ULTERIORI DICHIARAZIONI

Non esistono eventuali vincoli ambientali esistenti sull'area di riutilizzo;

Lo scavo avverrà senza l'utilizzo di sostanze in grado di contaminare il materiale estratto.

Non si rilevano eventi potenzialmente in grado di contaminare il sito.

#### IL TERRENO IN OGGETTO POTRA' ESSERE RIUTILIZZATO

Per le procedure semplificate si rimanda a autocertificazione committenza.

Se il volume di terreno scavato non supera i 2500 mc lo scavo rientra nelle procedure semplificate e non sono necessari i campionamenti le analisi di laboratorio ( minimo 10 campioni) del costo di circa 2000 euro

Se in terreno scavato viene trasportato al di fuori del territorio comunale occorre inoltrare la pratica al comune che prende in carico il terreno.

**La procedura per ottenere l'autorizzazione puo' durare anche 2mesi tra campionamento analisi laboratorio e pareri di piu' comuni.**

La professione del geologo... nel caso che il geologo venga chiamato per una qualsiasi problematica di sito , il geologo ha il dovere di informare la committenza di altri eventuali rischi e pericolosità rilevate

#### CONSIGLIABILE ATTIVARE LA PRATICA TERRE DA SCAVO PER SINGOLO LOTTO E VOLUMI SICURAMENTE INFERIORI A 2500MC

Per singolo lotto dovra' essere elaborato un progetto con evidenziata la posizione dei cumuli e dei depositi temporanei.

## CONCLUSIONI E CERTIFICAZIONI

Si dimostra ai sensi della C.P.G.R. n° 7/LAP la compatibilità tra l'intervento e le condizioni di dissesto e il livello di rischio esistente anche in funzione dei possibili aggravamenti delle condizioni di instabilità presenti e in relazione alla sicurezza futura dell'intervento stesso.

Si consiglia di eseguire regolare manutenzione ai canali irrigui passanti a monte per favorire deflussi da monte verso valle.

Nel caso in oggetto visto che non sono rilevati contrasti di impedenza il sito puo' essere classificato in **CLASSE B** con basso margine di errore- rif DM 2008  
Verificare e certificare la posa al di sotto del livello argilloso di 1 – 1,5 metri , verificare inoltre che le fondazioni non vengano posate su terreno rimaneggiato.

VERIFICARE E CERTIFICARE IL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE NELL'AREA RIBASSATA TRA RILEVATO FERROVIARIO E RILEVATO STRADALE CONFINATA A MONTE E A VALLE DA EDIFICI ESISTENTI

Lo scrivente non autorizza l'uso pubblico delle acquisizioni sismiche eseguite.

Cuneo, 15-3/2012



## ATTREZZATURE IN POSSESSO

- ❖ **Sismografo MAE a 36 canali 24bit** con 36 geofoni ad asse verticale 4.5HZ e TERNAL per determinazione vs30 con metodo MASW e spettro di sito con metodo Nakamura (H/V)
- ❖ **Sismografo MAE a 16 canali 16bit** con 16 geofoni ad asse verticale e 16 geofoni ad asse orizzontale per la determinazione delle VS30 onde di taglio e substrato roccioso;
- ❖ Georesistivimetro MAE a 48 canali per eseguire tomografie elettriche ;
- ❖ Sonda per eseguire prove Down Hole in foro di sondaggio;
- ❖ Penetrometro dinamico pagani DM-30 medio;
- ❖ Crepometro Tecnicx; Misuratore di conducibilità e PH;
- ❖ Freatimetro 50 m; Freatimetro 150 m;
- ❖ Livello topografico Sokkia;
- ❖ autoveicolo Mitsubishi 4x4; Gruppo elettrogeno 7500 watt 220v- 380v;
- ❖ Pompa per prove di portata pozzi e serbatoio tarato; da 200 e 300 litri con stramazzo
- ❖ Licenza d'uso software Rayfract sismica rifrazione, pslab2008 (sismica rifrazione e downhole)
- ❖ Utilizzo software Surface (MASW), GEOPSY MASW E H/V NAKAMURA), DINVERT
- ❖ **ATTREZZATURA PER MONITORAGGIO AMBIENTALE VIBRAZIONI INCLINOMETRI SONDE TEMPERATURA**

## CORSI DI AGGIORNAMENTO SEGUITI ANNO 2011

1) CAPGAI – UNIVERSITA' TRENTO 3 GIORNI LA STABILIZZAZIONE DEI VERSANTI DA MATERIALI SCIOLTI – 2 GIORNI 24 e 25 marzo 2011)11-12-13-14 MAGGIO **CGT - CENTRO DI GEOTECNOLOGIE** | - SAN GIOVANNI VALDARNO - AREZZO - - METODI DI ELABORAZIONE E INTERPRETAZIONE DI PROSPEZIONI GEOELETTRICHE

## CORSI DI AGGIORNAMENTO SEGUITI ANNO 2010

- 1) **CORSO TEORICO PRATICO DI MONITORAGGIO VERSANTI INSTABILI Valmontone (RM), 01-05 Febbraio 2010**////Il corso organizzato dal CERI, Centro di Ricerca dell'Università di Roma "Sapienza", in collaborazione con NHAZCA (Natural HAZards Control and Assessment) S.r.l., spin-off accademico dell'Università di Roma "Sapienza"  
Il corso ha fornito una panoramica completa sulle tecniche di monitoraggio e rilevamento dei versanti instabili e delle opere che interagiscono con questi.  
Sono state trattate sia tecniche di rilevamento e monitoraggio di ultima generazione (Laser Scanner Terrestre, Interferometria SAR Terrestre, colonne multiparametriche in foro, sensori sismometrici) che tecniche tradizionali (inclinometri, estensimetri, piezometri, fessurimetri, stazioni totali e GPS).
- 2) UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA DIPARTIMENTO TERRITORIO E SISTEMI AGRO-FORESTALI AGRIPOLIS – Corso: "Applicazioni Gis Open Source integrate con i dati del Portale Cartografico Nazionale" Corso con modalità intensiva " 24, 25, 26 febbraio 2010.
- 3) - il punto sulle linee guida per le NTC08 - la nuova mappatura sismica del Piemonte - valutazioni circa la presenza di Geologi nelle Commissioni Edilizie e del Paesaggio – Ordine Geologi Piemonte
- 4) **gestione delle foreste ed energie alternative- cuneo coldiretti- sabato 9 gennaio 2010 -4 ORE**
- 5) PERUGIA -NTC 2008 Teoria e applicazioni nella progettazione geologica e geotecnica Relatore **Prof. Eros Aiello** Docente di Geotecnica e Geoingegneria Università degli Studi di Siena 8 ORE
- 6) TORINO: PROGETTARE LE STRUTTURE IN PIEMONTE Nuova zonazione sismica e 4ORE implementazione critica delle NTC 08 Interverrà il Prof. **Ing. Francesco Biasioli** del Politecnico di Torino
- 7) **LE TECNICHE PER ONDE SUPERFICIALI E APPLICAZIONI PER LE NTC08** dipartimento di Ingegneria del Territorio, dell'Ambiente e delle Geotecnologie (DITAG) del Politecnico di Torino 4 ORE
- 8) **CUNEO – PROF. BIASIOLI a) classificazione sismica di tutto il territorio regionale**, con passaggio di alcuni comuni dalla zona 4 alla 3;b) **l'obbligo di verifica sismica** di tutti gli edifici, indipendentemente dalla zona sismica di appartenenza; c) **il controllo a campione** del progetto e dell'esecuzione degli edifici strategici in ogni zona sismica; d) **l'obbligo**, per gli edifici di cui non si sia data la chiusura dei lavori delle strutture alla data di entrata in vigore del DGR, di **asseverazione dell'adeguatezza degli elaborati tecnico – progettuali depositati** e dell'idoneità della parte già realizzata a resistere alla azione delle possibili azioni sismiche in zona 3.
- 9) **85° CONGRESSO DELLA SOCIETÀ GEOLOGICA ITALIANA- CORSI VARI 6-9 SETT**
- 10) **GUIDA ALL'UTILIZZO DEI SOFTWARE CVSOILS, LOADCAP, SLOPE E MP (GEOSTRU software) PROGRAMMI DI CALCOLO PER RELAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI STABILITÀ IN ZONA SISMICA** Dipartimento Scienze della Terra - Università di Pisa 9 sett
- 11) corsi vari al Geofluid - Piacenza ott 2010
- 12) NTC – IL METODO OSSERVAZIONALE: L'ASSISTENZA GEOLOGICA IN CORSO D'OPERA ALLA DIREZIONE LAVORI – UNIVERSITA' TRENTO 3 GIORNI
- 13) nov TORINO - GESTIONE E PROGETTAZIONE RIFIUTI E TERRE DA SCAVO
- 14) dic TORINO corso GEAM GESTIONE E PROGETTAZIONE RIFIUTI E TERRE DA SCAVO

## CORSI DI AGGIORNAMENTO SEGUITI ANNO 2009

- 1) **CORSO MASTER in risposta sismica locale secondo la nuova normativa**  
**La Sapienza –Roma- alta scuola per le applicazioni di geologia**  
**La pericolosità e micro zonazione 32ore (6 GIORNI)**  
- Pericolosità sismica e classificazione del territorio; metodi e codici di calcolo per l'analisi della pericolosità sismica con esercitazioni//// Parametri di comportamento dinamico dei terreni da prove in sito e di laboratorio, con riferimento a casi reali ///- Il modello geologico del sottosuolo negli studi di RSL con riferimento a casi reali///- La geofisica applicata alle indagini di RSL: metodi sismici, onde di Rayleigh, SASW, prove geofisiche in-hole (illustrazione con audiovisivi) ed elaborazione dati geofisici ///- Metodi quantitativi per la valutazione dell'amplificazione locale con esercitazioni////- Esempi di MS: livelli di approfondimento, basi di dati e metodologie di elaborazione di carte di MS; MS e strumenti urbanistici
- 2) **Corso aggiornamento R-ASPP e RLS in riferimento dlgs 81/2008 8ore**
- 3) corso base progettazione terre rinforzate Ordine Geologi Piemonte 8ore
- 4) corso di modellazione idraulica (verifiche idrauliche) con HEC-RAS Agroplois - Padova 24 ore
- 5) corso sulle nuove norme tecniche per le costruzioni- teorie e metodologie sismiche per la definizione di categorie del sottosuolo- Ordine Geologi Regione Umbria 8 ore
- 6) Corso SWMM Software per il calcolo di sistemi di fognature reti acque bianche e canali irrigui **H.S. Hydraulic Software s.r.l.;** U.S. Environmental Protection Agency 16 ore
- 7) Pericolosità sismica - Microzonazione - Effetti di Sito: punti fermi nella difesa dai terremoti in Ordine Geologi Trentino Alto Adige 8 ORE
- 8) corso di utilizzo di software MASW – GEOPSY - WINSISM e per interpretazione di dati geofisici L'Aquila Ordine Geologi Abruzzo 8 ore

**DOCUMENTO DA ALLEGARE AL CERTIFICATO DI REGOLARE ESECUZIONE O AL CERTIFICATO DI COLLAUDO DELLE OPERE DI PROGETTO (comma 3 art.28 della Legge n.109/1994 mod. dall'art.9, comma48, Legge 18 novembre 1998, n.145, art.141 D.Lgs 163/06 e ss.mm.).**

Spettabile COMMITTENTE E p.c. DIRETTORE DEI LAVORI

Il sottoscritto Dott. Geol. GIOVANNI BERTAGNIN iscritto all'Ordine dei Geologi del Piemonte al nr. 529....., estensore degli studi geologici e geotecnici di supporto al progetto all'oggetto in corso di esecuzione, dopo l'inizio dei lavori (data .....), a seguito di una serie di sopralluoghi

- su incarico del Committente
- su chiamata del Direttore dei Lavori
- su chiamata del Responsabile per la Sicurezza
- effettuati in maniera autonoma casuale
- con assistenza continua in corso d'opera durante le fasi di interesse ha potuto rilevare:
- la sostanziale corrispondenza tra modello geologico e geotecnico di riferimento e situazione reale
- locali situazioni di difformità del modello geologico e geotecnico di riferimento

*\* In corso d'opera, dopo l'apertura degli scavi, sulla base dei riscontri diretti (e di varianti progettuali – frase da riportare qualora effettuate), sono state formulate tutte le indicazioni per ottimizzare ed adeguare gli interventi esecutivi per garantire la piena sicurezza degli stessi.*

*\*\* In corso d'opera, dopo l'apertura degli scavi, è stato verificato il posizionamento ottimale dei sistemi di dispersione, nel suolo e primo sottosuolo delle acque bianche e/o reflue previo trattamento, previsti in progetto (ed è stata eseguita una prova di dispersione con esito positivo – frase da riportare qualora effettuata).*

**Tutto ciò premesso si certifica che le opere sono state eseguite nel rispetto del quadro geologico di riferimento progettuale, adeguato ai riscontri diretti in corso d'opera, in modo da garantire, sia la stabilità dell'opera, che delle aree al contorno, nel rispetto dei vincoli urbanistici e normativi di carattere geologico gravanti sull'area.**

Firma del geologo

.....

Firma del Direttore dei Lavori

.....

**DOCUMENTO DA ALLEGARE AL CERTIFICATO DI REGOLARE ESECUZIONE O AL CERTIFICATO DI COLLAUDO DELLE OPERE DI PROGETTO (comma 3 art.28 della Legge n.109/1994 mod. dall'art.9, comma48, Legge 18 novembre 1998, n.145, art.141 D.Lgs 163/06 e ss.mm.).**

*\* da riportare qualora siano state individuate difformità sul modello geologico di riferimento*

*\*\* da riportare qualora siano previste in progetto dispersioni di acque nel suolo e sottosuolo*

**Allegati:**

- Relazione geologica di variante
- verbali di sopralluogo
- documenti relativi a monitoraggi e all'assistenza continuativa
- documentazione fotografica
- documentazione prova di dispersione

