

Studio di geologia Tecnica
Dr. Geol. Mario Conti

Via Ortenzi n.1 - Cerreto d'Esi (AN)
Via Saragat, 59 - Civitanova Marche (MC)
Tel/fax.: 0732-678496 /cell.:338-8303044
mail: info@studiogeologoconti.com
P.I.: 00985400423 - CF: CNFMRA58R08C524W

ALLEGATO 4
ASTE
GIUDIZIARIE.it

ALLEGATO ALLA CONSULENZA TECNICA D'UFFICIO

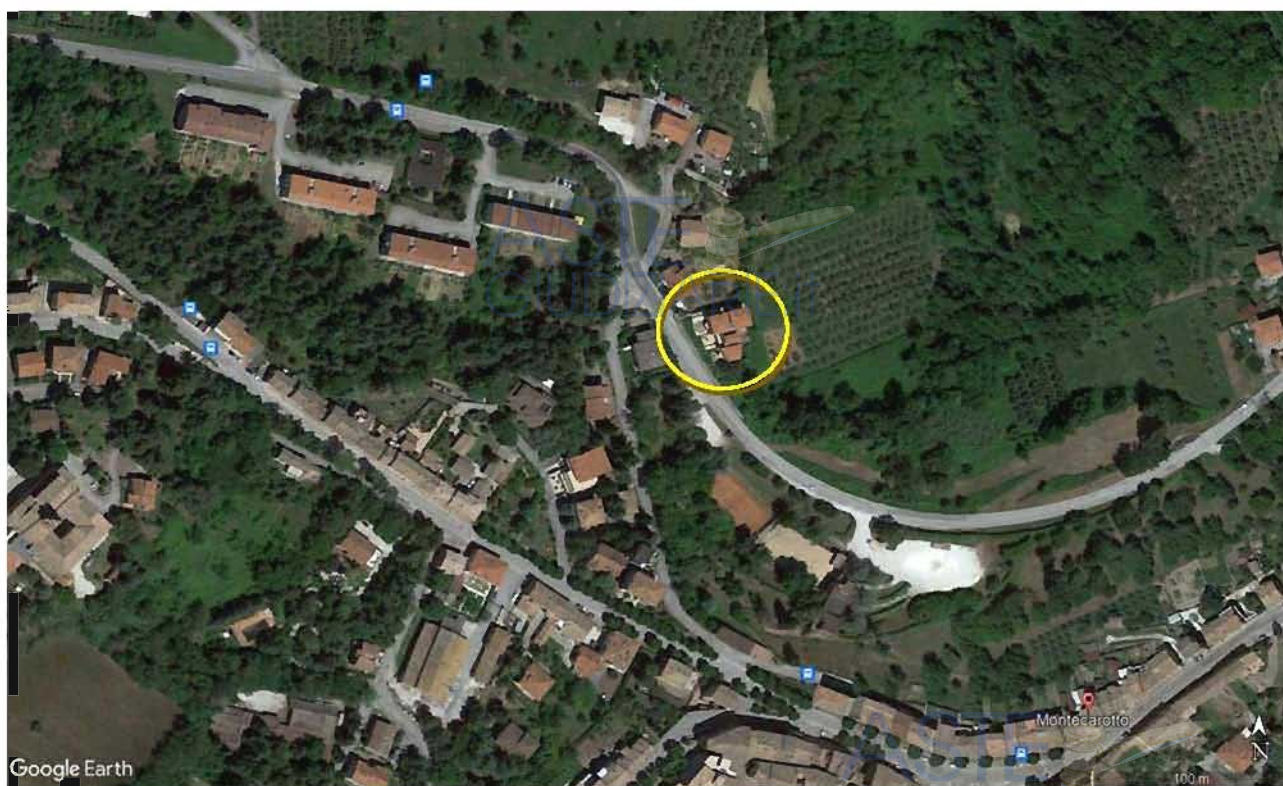
ASTE
GIUDIZIARIE.it

COMMITTENTE :

AVV. FRANCESCO MARIA D'ACUNTO

Curatore Fallimento [REDACTED] N. 47/2014

TRIBUNALE DI NAPOLI NORD



GIUDIZIARIE.it

Cerreto d'Esi dicembre 2021

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Il geologo
Dr. Mario Conti



Premessa

Il sottoscritto, Conti Mario nato a Cerreto d'Esi l'8.10.1958, geologo libero professionista, iscritto all'ordine dei geologi delle Marche ed iscritto nell'elenco dei Periti Giudiziari geologi presso il Tribunale di Ancona, residente in Via Madonna delle Grazie 12/c a Cerreto d'Esi (An), in qualità di ausiliario del C.T.U. geometra Alessandro Maiolatesi, al fine di coadiuvarlo nelle risposte ai quesiti posti dal Curatore fallimento [REDACTED] n.47/2014 Tribunale di Napoli Nord, per agli aspetti geologici e geotecnici, ha effettuato ulteriori accertamenti basati sulle indagini svolte nel 2009 in qualità di consulente tecnico ausiliario del CTU Ing. Alfredo Lorenzetti in occasione dell'A.t.p. R.G. 1206-1/2008 - [REDACTED]

Attività svolte nel 2009 per accertamenti riguardanti la realizzazione delle terre armate:

1) sopralluoghi nel cantiere in oggetto, congiuntamente con il C.T.U., per visionare lo stato dei luoghi e le caratteristiche del manufatto oggetto del contenzioso, nonché, per stabilire l'ubicazione e la data di inizio delle operazioni di sondaggio e prelievo di campioni di terreno e per eseguire misure del livello piezometrico presso i tubi piezometrici ed il pozzo presenti in cantiere.

2) esecuzione di indagini geognostiche in data 17 giugno 2009. Il sondaggio geognostico è stato eseguito dalla ditta [REDACTED] mentre le prove in sito

sono state eseguite dalla ditta Strati di Civitanova Marche. Nel corso del sondaggio geognostico sono state eseguite prove geotecniche speditive con strumentazione portatile, sulle carote di terreno estratte e sono stati prelevati n°2 campioni indisturbati (uno all'interno del rilevato strutturale in terra armata e l'altro sul terreno di fondazione della struttura stessa) i quali sono stati consegnati al laboratorio geomeccanico certificato, del dr. Orazi di Pesaro per l'esecuzione delle seguenti analisi e prove:

Sondaggio	S.1	S.1
Campione	C.1	C.2
Profondità	2,6 - 3,1	8,0 - 8,5
Caratteristiche fisiche		x
Distribuzione granulometrica	X	
Limiti di consistenza	X	
Classificazione Uni - USCS	X	
Taglio diretto (picco)		X

3) interpretazione e rappresentazione grafica delle successioni litostratigrafiche riscontrate nel corso del sondaggio S.1 e delle prove penetrometriche eseguite a cura del sottoscritto e confronto con le prove penetrometriche precedentemente eseguite dal Ctp dr. geol. G. Napoleone di Jesi per la ricostruzione litostratigrafica all'interno del rilevato in terra rinforzata, a tergo ed immediatamente a valle per rilevare eventuali indizi riconducibili a preesistenti movimenti gravitativi del versante.

5) Interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio, confronto e verifica con i dati ottenuti dalle prove in sito e verifica della stabilità globale ed interna dell'opera in terra rinforzata per mezzo di appositi software.

1.0 UBICAZIONE E CONSISTENZA DELL'OPERA

L'intervento interessato dal dissesto consiste in un rilevato in terra rinforzata, posto lungo un versante ad elevata inclinazione, in adiacenza al lato valle di un edificio di recente costruzione, allo scopo di realizzare la strada di ingresso ai garages.

L'intervento è consistito nella realizzazione di un rilevato strutturale (terra armata) ovvero terra compattata al cui interno sono inseriti ad intervalli regolari materiali sintetici ad alta resistenza come rinforzo per migliorarne la stabilità. Questo tipo di intervento rientra fra quelli classificati come ingegneria naturalistica che a tutti gli effetti risultano opere strutturali con necessità di calcoli e verifiche da effettuare sui materiali di rinforzo e sui terreni di riempimento, le verifiche debbono essere eseguite in condizioni sismiche come stabilito dalle N.T.C `1988 allora vigenti.

2.0 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

Dai sopralluoghi effettuati nel mese di luglio 2020 e nel mese di ottobre 2021, e dalle verifiche tecniche eseguite nel corso dell'ATP del 2009, si desumono le seguenti problematiche:

- il rilevato in terra armata è interessato da rilevanti cedimenti (di entità decimetrica) in sommità e da cospicue percolazioni idriche lungo il fronte di valle dovute alle acque piovane ed alle acque di gronda provenienti dai pluviali, lasciate defluire in maniera incontrollata sulla sommità del rilevato non pavimentato. Inoltre, parte delle acque provenienti dalle gronde sono state convogliate un pozzo disperdente, appositamente realizzato poco a monte del rilevato, il quale contribuisce a rendere instabile la struttura.
- Il muro in c.a. (con altezza massima di circa m.1), posto in corrispondenza del ciglio del rilevato è interessato da evidenti lesioni lungo l'intera lunghezza causate dai suddetti cedimenti di consolidazione del rilevato in terra.



Foto 1 del 2009 evidenzia dei cedimenti già in atto



Foto 2 del 2009 il rilevato in terra armata ed il muro in c.a. soprastante

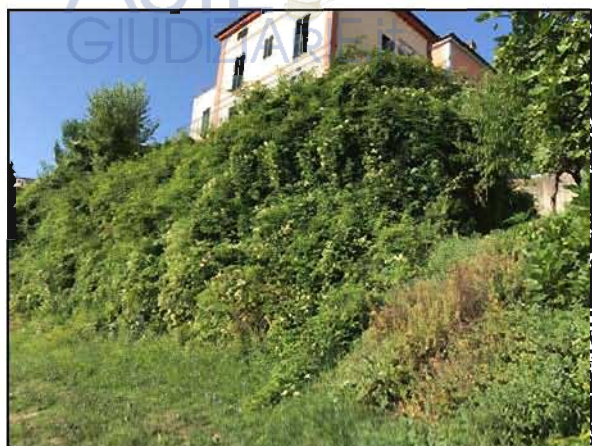


Foto 3 del 2020 il rilevato in terra armata ed il muro in c.a. soprastante ormai completamente ricoperti dalla vegetazione così rigogliosa per la presenza abbondante di umidità e per la natura argillosa del terreno di riempimento del rilevato.

3.0 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA - GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

L'area in cui ricade il cantiere in esame appartiene ad un versante collinare con accentuata acclività. Il substrato pliocenico, di origine sedimentaria marina, è costituito da alternanze di argille marnose con intercalazioni di sabbie fini, la sua consistenza è elevata. La coltre eluvio-colluviale che lo ricopre con spessore di 8,0 - 9,0 metri è rappresentata da limi sabbiosi ed argillosi a consistenza media.

Nel corso dei sondaggi geognostici e delle prove penetrometriche effettuate nel corso dell'ATP del 2012 non sono state rilevate manifestazioni idriche in foro, ma nel corso del sondaggio S.1, alla profondità di m.5,0 dal p.c. è stata riscontrata un'elevata

umidità. Viceversa, una manifestazione idrica alla profondità di m.3,0, era stata riscontrata nella prova penetrometrica S.2 eseguita dalla ditta geodrill per conto del dr. Napoleone nel 2006, all'epoca della relazione geologica di progetto.

Le misure eseguite nel corso dei sopralluoghi, dal sottoscritto e dal CTU nei tubi piezometrici e nel pozzo presenti all'interno del cantiere, hanno rilevato la presenza della falda idrica a monte del fabbricato, (fra lo stesso e la strada provinciale) con profondità compresa fra 3,0 e 4,0 m, e nel pozzo, all'interno del quale vengono fatte confluire le acque provenienti dai pluviali. Il tubo piezometrico installato all'interno del corpo del rilevato è risultato sempre asciutto.

In appendice si riporta lo schema litostratigrafico ricostruito per mezzo del sondaggio geognostico effettuato a partire dalla sommità del rilevato, i grafici delle prove penetrometriche eseguite e la relativa interpretazione, viene allegata inoltre la Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno estratti nel corso del sondaggio S.1. Le ubicazioni delle prove penetrometriche e del sondaggio sono riportate nella planimetria di tav.1.

4.0 Cause del dissesto

L'analisi visiva dell'opera, evidenzia soprattutto il notevole cedimento del corpo del rilevato con conseguenti lesioni del muretto in c.a. che lo delimita sul ciglio di valle. Il fronte viceversa, non mostra rilevanti spancamenti o deformazioni.

Il sondaggio geognostico e la prova penetrometrica D.P.S.H. che hanno attraversato interamente il rilevato hanno evidenziato che per la sua realizzazione sono stati utilizzati prevalentemente terreni argillosi e limoso argillosi (classificati dalle prove di laboratorio A2₆, con Ip=11 e LL=35), frammisti ad un'esigua quantità di macerie edilizie frantumate, tali terreni, poco idonei alla formazione di rilevati, risultano di difficile costipazione e sono molto sensibili alle infiltrazioni idriche; inoltre,

alla base del rilevato (terreno di imposta dello stesso) sono stati rinvenuti terreni prettamente argillosi, umidi e plastici, dal punto di vista geotecnico ancor peggiori del materiale utilizzato per la sovrastruttura.

La prova penetrometrica D.P.S.H.2 che ha attraversato interamente il rilevato ha mostrato bassissimi valori di resistenza, dovuti sia all'insufficiente compattazione sia alle infiltrazioni idriche successive alla posa in opera, per l'assenza di drenaggio a tergo e per le infiltrazioni idriche dovute ai pluviali non collegati ed al pozzo di raccolta e smaltimento non idoneo.

I dissesti riscontrati sulla sommità del rilevato sono pertanto attribuibili ai materiali di riempimento, che in condizioni di saturazione idrica o umidità diffusa ha subito rilevanti cedimenti per autocompattazione. Per quanto concerne il muretto in c.a., è evidente che trattandosi di opera rigida non doveva essere realizzato sulla sommità di un rilevato in terra, il quale come sua prerogativa non è rigido e, anche se realizzato a regola d'arte è destinato a subire assestamenti.

5.0 Analisi della stabilità

Le verifiche della stabilità dell'area in esame sono state condotte nel corso dell'ATP, ipotizzando l'esistenza di differenti superfici di scorrimento all'interno del rilevato strutturale. Le verifiche sono state condotte a seguito di apposito rilievo topografico. I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono stati tratti dalle prove in sito e dalle prove di laboratorio eseguite, analizzando le condizioni di equilibrio attuali.

Ci si è avvalsi del programma di calcolo "**Slope**" ver.2010 per la verifica della stabilità globale e del programma **M.R.E.** (*Mechanically Stabilized Earth*) della software house "*geostru*" per il dimensionamento e la verifica di terre rinforzate con geomembrane.

Nel calcolo del coefficiente di stabilità (F_s), è stato utilizzato il metodo proposto da Jambu (1968) che si basa sul metodo dei conci e pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili.

I parametri geotecnici utilizzati sono: angolo di attrito interno drenato, peso di volume e coesione intercetta (condizioni a lungo termine); le condizioni sismiche sono state simulate con il metodo delle sollecitazioni pseudo statiche.

Considerato che l'opera è stata realizzata prima dell'entrata in vigore della nuova normativa sismica NTC 2008, le verifiche sono state condotte in accordo al D.M. 11.03.88.

Dai coefficienti di stabilità ottenuti, risulta che il rilevato, nella situazione attuale non offre sufficienti condizioni di sicurezza. I coefficienti di stabilità globale ottenuti lungo la sezione 4 sono i seguenti:

	Ipotesi in assenza di falda	Falda alla profondità di m.5,0
Condizioni statiche	$F_s = 1,33$	$F_s = 1,18$
Condizioni sismiche	$F_s = 1,18$	$F_s = 1,04$

In sintesi l'opera si trova in condizioni di assoluta sicurezza $F_s > 1,3$ soltanto in condizioni di assenza di falda e di sisma, **mentre in presenza di falda e condizioni sismiche il valore dei coefficienti di sicurezza scendono nettamente al di sotto dei valori minimi di legge.**

Per quanto concerne la verifica di stabilità interna al rilevato, anche in questo caso i coefficienti di stabilità risultano piuttosto bassi (F_s compreso fra 0,8 e 1,2) a causa delle scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni utilizzati.

Di seguito si riporta le relazioni di calcolo relative alle verifiche eseguite.

RILEVATO STRUTTURALE
ANALISI DELLA STABILITA' GLOBALE
RELAZIONE DI CALCOLO



Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di JANBU (1968)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Valutazione dell'azione sismica

Nelle verifiche eseguite secondo il D.M. 11.03.88 l'azione sismica orizzontale K_h è pari a 0,07g

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Analisi di stabilità dei pendii con il metodo di JANBU

Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	51.53 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	57.17 m
Ascissa vertice destro superiore xs	56.37 m
Ordinata vertice destro superiore ys	62.01 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0.07

Vertici profilo

N	X m	y m
1	34.05	47.0
2	54.59	50.83
3	58.74	53.62
4	59.91	57.41
5	79.0	57.6

Falda

Nr.	X m	y m
1	34.05	44.25
2	35.62	44.49
3	50.85	48.79
4	55.5	50.59
5	58.6	51.4
6	64.56	53.01
7	79.0	55.99

Vertici strato1

N	X m	y m
1	34.05	45.88
2	52.55	49.35
3	59.28	50.95
4	61.79	53.25
5	74.97	55.7
6	79.0	56.25

Vertici strato2

N	X m	y m
1	34.05	44.39
2	58.96	49.19
3	71.61	51.7
4	79.0	53.01

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo;

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.05	26	1950	2050	Limo argilloso sabbioso
2	0.05	26.7	2000	2100	Argilla limosa molle
3	0.05	28	2000	2100	Limo sabbioso

Terra rinforzata

No	X (m)	Y (m)	Stato	Tipologia
1	54.59399	50.82947	Attivato	Montecarotto 1

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato

Ascissa centro superficie	54.0 m
Ordinata centro superficie	58.04 m
Raggio superficie	9.29 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni nentre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei concii. Superficie...xc = 54.002 yc = 58.037 Rc = 9.295 Fs=1.0358

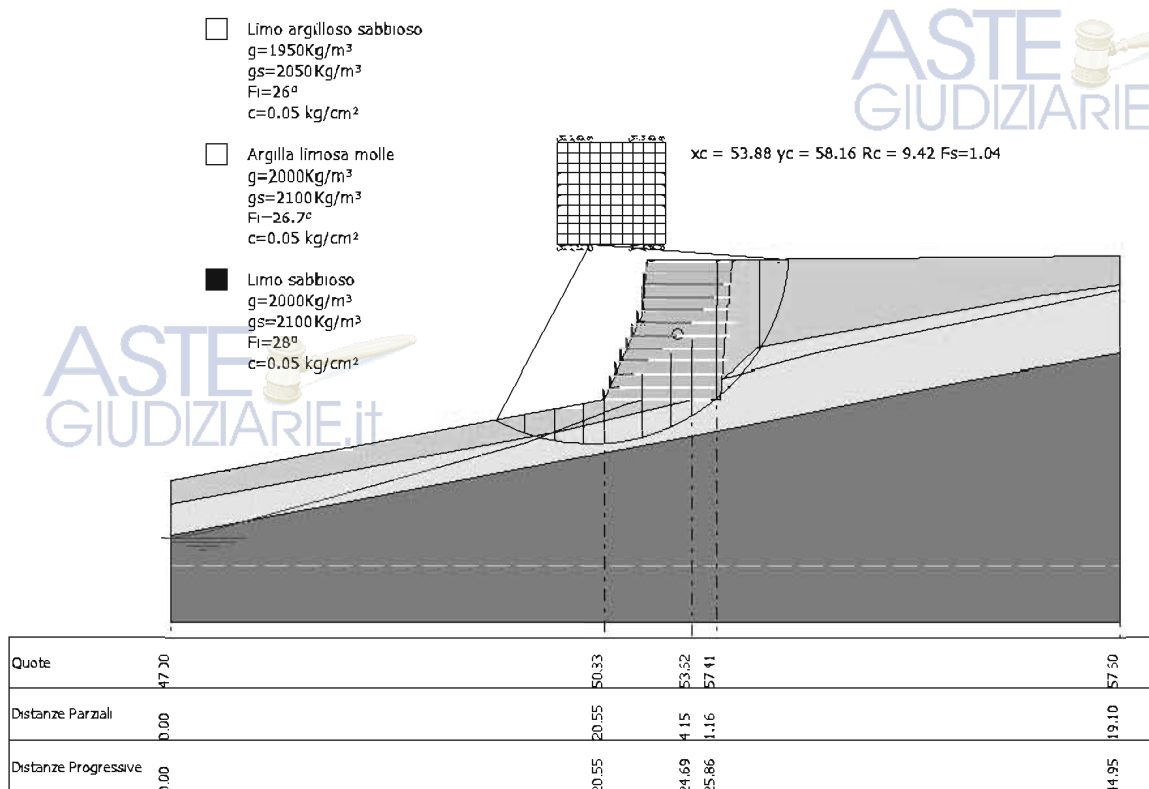
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.37	-24.1	1.51	1256.22	87.94	0.0	0.05	26.0	0.0	2362.4	2416.4
2	1.37	-15.1	1.42	3258.14	228.07	0.0	0.05	26.7	21.8	4226.5	3402.4
3	1.37	-6.4	1.38	4785.67	335.0	0.0	0.05	26.7	812.7	4045.5	3176.7
4	0.94	0.8	0.94	3821.98	267.54	0.0	0.05	26.7	1316.2	2562.0	2034.9
5	1.81	9.3	1.84	9520.4	666.43	0.0	0.05	26.7	1727.0	5752.5	4472.5
6	1.37	19.5	1.46	9001.28	630.09	0.0	0.05	26.7	1734.0	5572.9	4338.4
7	0.96	27.3	1.08	6801.06	476.07	0.0	0.05	26.7	1533.5	4358.5	3563.3
8	1.16	35.0	1.42	11731.36	821.2	0.0	0.05	26.7	1176.5	8578.0	7106.6
9	2.0	48.8	3.04	21968.33	1537.78	0.0	0.05	26.7	209.2	18443.0	18985.0
10	1.37	72.3	4.52	7921.29	554.49	0.0	0.05	26.0	0.0	6446.3	20567.5

ASTE
GIUDIZIARIE.it

VERIFICHE INTERNE

Posizione rinforzi

ID	Xrinf./Yrinf. m	xc, yc, rc	Fsmin	Verifiche interne
0*1	36.1/47.38	57.44/60.61/25.1	0.834	Compound
0*2	38.16/47.77	56.54/62.23/23.39	0.876	Compound
0*3	40.21/48.15	58.79/61.83/23.07	0.916	Compound
0*4	42.27/48.53	58.79/57.77/18.93	1.02	Compound
0*5	44.32/48.92	50.7/60.2/12.96	1.132	Compound
0*6	46.38/49.3	52.05/58.17/10.53	1.085	Compound
0*7	48.43/49.68	53.39/58.58/10.19	1.064	Compound
0*8	50.48/50.06	54.74/58.17/9.16	1.038	Compound
0*9	52.54/50.45	56.09/57.77/8.14	1.044	Compound
0*10	54.59/50.83	56.54/58.17/7.6	1.159	Compound
1*1	54.59/50.83	56.54/58.17/7.6	1.159	Tieback
1*2	54.86/51.43	57.44/58.17/7.22	1.151	Tieback
1*3	55.13/52.03	57.89/58.58/7.1	1.22	Tieback
1*4	55.4/52.63	57.89/57.77/5.71	1.147	Tieback
1*5	55.67/53.23	57.89/57.77/5.05	1.117	Tieback
1*6	55.94/53.83	58.79/57.77/4.86	1.225	Tieback
1*7	56.21/54.43	58.79/57.77/4.86	1.225	Tieback
1*8	56.41/55.03	58.79/57.77/4.86	1.225	Tieback
1*9	56.46/55.63	58.79/57.77/4.86	1.225	Tieback
1*10	56.5/56.23	58.79/57.77/4.86	1.225	Tieback



VERIFICA DEL RILEVATO STRUTTURALE

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore



$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \epsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta - \epsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \phi - \epsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ϵ Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\epsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}$$



Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_a}} - \frac{Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \times Q \times \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H altezza muro

k_v coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mu k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{\text{wd}} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\phi + \beta)}{\operatorname{sen}^2 \beta \times \operatorname{sen}(\beta - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi) \times \operatorname{sen}(\phi + \varepsilon)}{\operatorname{sen}(\beta - \delta) \times \operatorname{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

A' = $B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata

q pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c Fattore di forma

$$s_c = 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_o = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$



PROGETTAZIONE TERRA ARMATA

Il progetto di una terra rinforzata si articola secondo le seguenti fasi

SPAZIATURA DELLE STRISCE

Si valuta la spaziatura delle strisce di rinforzo in verticale e in orizzontale, come in Figura 1. Ciò non vale se il rinforzo è realizzato con reti metalliche o con fogli di geotessile, la cui spaziatura è fissa. La spaziatura verticale può variare orientativamente da 0.2 a 1 m e quella orizzontale è compresa approssimativamente tra 0.8 e 1 m. Nell'analisi si fa riferimento a un tratto di larghezza unitaria, a cui si associa il diagramma delle pressioni orizzontali.

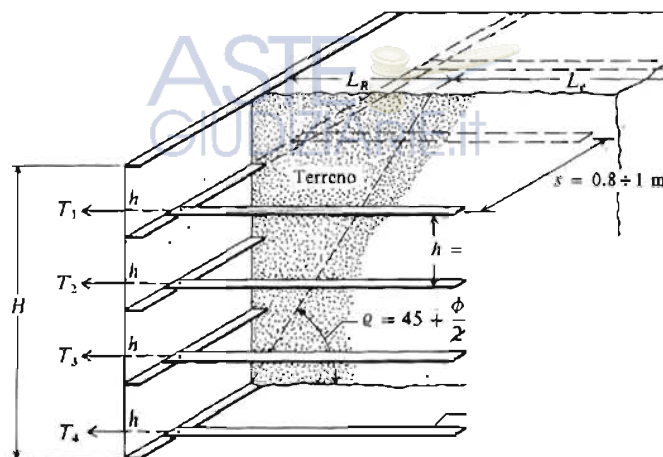


Fig. 1

FORZE DI TRAZIONE NEI RINFORZI

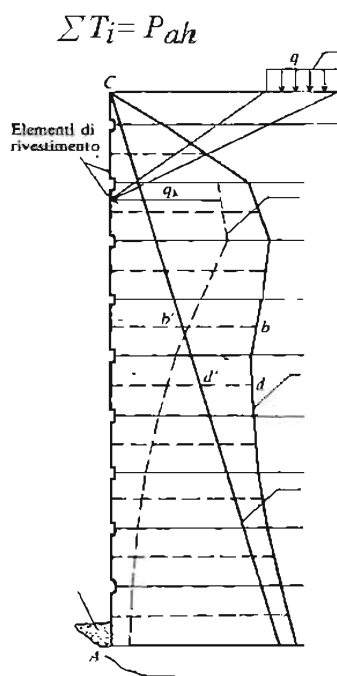
Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio $ab'd'$ e viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \times z_i \times K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h \times s$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \times A = \gamma \times z_i \times K_a \times (h \times s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.



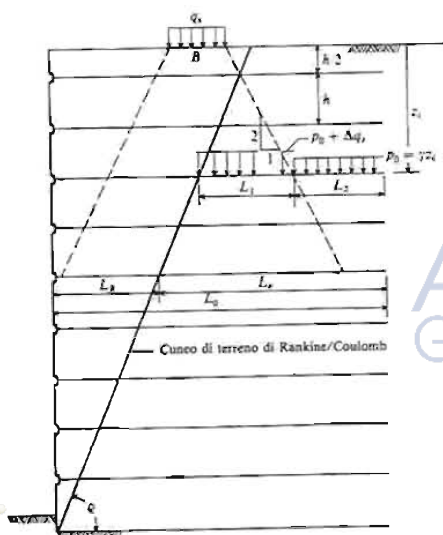
ASTE
GIUDIZIARIE.it

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Fig. 2

CALCOLO DELLE LUNGHEZZE EFFICACI L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_r = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_0 delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .



ASTE
GIUDIZIARIE.it

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_0 = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza *media* dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2(\gamma z_i) \tan \delta (b \times L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi D (\gamma z_i) \tan \delta (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2(\gamma z_i) \tan \delta (1 \times L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno \geq è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a

$f_a = f_y / FS$ si ha:

$$b \times t \times f_a \geq T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi D^2}{4} \times f_a \geq T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia $b \times$ resistenza per unità di larghezza $\geq T_i$

Descrizione: Cantiere MONTECAROTTO 1

Acc. sismica orizzontale 0.07

Geometria

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	1.8	4.0
3	2.0	6.6
4	10.0	6.6

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	22.0 °
Coesione	0.01 kg/cm ²
Angolo attrito terreno rinforzo	20.0 °

Terreno a tergo

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2000.0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	26.0 °
Coesione	0.05 kg/cm ²
Angolo inclinazione spinta	5.0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	1900.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2000.0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	26.7 °
Coesione	0.05 kg/cm ²



Posizione rinforzi

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza cuneo (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Tensione rinforzo (kg/cm ²)
1	0.0	0.0	Fortrac	1	0.6	0	5	5	0	0.33
2	0.27	0.6	Fortrac	1	0.6	0.4	4.6	5	0	0.3
3	0.54	1.2	Fortrac	1	0.6	0.81	4.19	5	0	0.27
4	0.81	1.8	Fortrac	1	0.6	1.21	3.79	5	0	0.24
5	1.08	2.4	Fortrac	1	0.6	1.62	2.88	4.5	0	0.21
6	1.35	3.0	Fortrac	1	0.6	2.02	2.48	4.5	0	0.18
7	1.62	3.6	Fortrac	1	0.6	2.43	2.07	4.5	0	0.16
8	1.82	4.2	Fortrac	1	0.6	2.83	1.17	4	0	0.13
9	1.86	4.8	Fortrac	1	0.6	3.24	0.76	4	0	0.1
10	1.91	5.4	Fortrac	1	0.6	3.64	0.36	4	0	0.07
11	1.95	6.0	Fortrac	1	0.6	4.05	0.05	4	0	0.03

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	2 x 2	Fogli	35 kN/m
2	Barra Ø20 Green	Barre Diametro=20	250 N/mm ²
3	Tenax LBO 330	Fogli	0 kN/m
4	Tenax 401	Fogli	30.6 kN/m
5	TEMATEX WPE, LTDS KN/m =500.0	Fogli	500 kN/m
6	Fortrac	Fogli 20x20 mm	35 kN/m

Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del mouse	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kg/cm ²)
1	auto	2.2	6.6	3.8	6.6	0.1

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6.0/0.0) m
 Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6.0/6.6) m
 Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m



Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);

Fi Angolo di resistenza a taglio;
 Delta Angolo di attrito terra muro (°);
 c Coesione (kg/cm²);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	β
6.6	0.0	1.9	0.0	26.0	5.0	0.5	4.4

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta
 Ka Coefficiente di spinta attiva,
 Kd Coefficiente di spinta dinamica,
 Dk Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
80.6	0.34	0.34	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (Kg);
 Fy Forza in direzione y (Kg);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	14217.34	149.23	6.79	6.79
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	6.79	2.2
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	6.79	6.79
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	6788.73	0.0	3.3
Peso muro	0.0	52892.34	6.79	6.79

Momento stabilizzante 184926.2 Kgm
 Momento ribaltante 31278.15 Kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 14217.34 Kg
 Sommatoria forze verticali 53041.57 Kg
 Coefficiente di attrito 0.5
 Adesione 0.05 kg/cm²
 Angolo piano di scorrimento 360.0 °
 Forze normali al piano di scorrimento 53041.56 Kg
 Forze parall. al piano di scorrimento 14217.35 Kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd 2.07

Traslazione verificata Csd>1.3

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 184926.2 Kgm
 Momento ribaltante 31278.15 Kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 5.91

Muro verificato a ribaltamento Csv>1.5

Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x 14217.34 Kg
 Somma forze in direzione y (Fy) 53041.57 Kg
 Somma momenti -153648.1 Kgm
 Larghezza fondazione 5.49 m
 Lunghezza 1.0 m
 Eccentricità su B 0.15 m
 Peso unità di volume 1900.0 Kg/m³
 Angolo di resistenza al taglio 26.7 °
 Coesione 0.05 kg/cm²
 Peso terreno sul piano di posa 1900.0 Kg/m³

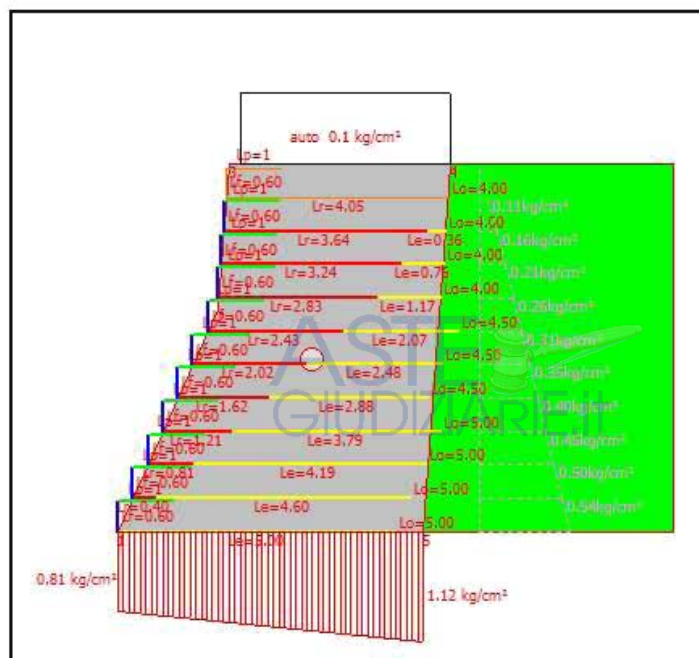
Nq	12.78
Nc	23.42
Ng	13.86
sq	1.1
sc	1.11
sg	0.92
iq	0.72
ic	0.7
ig	0.55
Carico limite verticale (Qlim)	245659.8 Kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	4.63
Carico limite verificato $Csq > 2$	



Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	2.9 m
Larghezza della fondazione	5.49 m

x = 0.0	Tensione...	0.81 kg/cm ²
x = 5.49	Tensione...	1.12 kg/cm ²



schema del rilevato strutturale sottoposto a verifica



5.0 CONCLUSIONI

Il rilevato in terra armata risulta difforme rispetto al progetto presentato ed approvato dal Comune di Montecarotto. La difformità consiste nella maggiore inclinazione del profilo verticale e nella presenza del muretto in cemento armato non previsto dal progetto. Nel progetto architettonico si nota un profilo continuo con inclinazione di circa 63° mentre nella realtà la sezione risulta formata da una spezzata: la prima parte inclinata con angoli che vanno da 65° fino a 72° e la seconda parte quasi verticale con angoli intorno ad 86° ciò contribuisce ad un insufficiente coefficiente di sicurezza in fase di calcolo. Si segnala inoltre il notevole cedimento verticale del piazzale sommitale che si è abbassato di 60-80cm.

La tipologia dell'opera in terra armata è stata proposta dalla ditta DB Action che ha realizzato l'opera stessa su incarico delle Daelit. Va segnalato che il Direttore dei lavori avrebbe dovuto verificare l'esistenza o meno di un progetto esecutivo regolarmente presentato oltre che in Comune anche all'Ufficio sismico della Provincia di Ancona e avrebbe dovuto verificare l'idoneità dei materiali utilizzati.

Il terreno utilizzato per la formazione del rilevato (campione C1 prelevato all'interno dell'opera in terra) secondo la norma UNI 10006 come tipo A2-6 è classificato come "mediocre cattivo" per la realizzazione di opere in terra; pertanto, si può affermare che per il lavoro in questione è stato utilizzato un terreno di non idonee proprietà in quanto presenta caratteristiche argillose che non permettono una compattazione adeguata ed inoltre non è drenante. L'assenza di compattazione è dimostrata dal risultato delle prove penetrometriche eseguite e che hanno attraversato il rilevato. Per le terre armate esistono norme di verifica (metodo di calcolo) e indicazioni derivanti dalla regola dell'arte. Le norme in questione sono le UNI 1447500/2006 nonché il DM 16/01/1996; esiste anche il DM14/09/2005 il quale però non era cogente al momento della presentazione dei progetti. Le norme UNI citate indicano anche i vari tipi di materiali che possono essere utilizzati per le terre

armate a seconda dell'utilizzo delle stesse; dall'esame delle stesse risulta che il materiale utilizzato doveva essere escluso.

In sintesi si ribadisce quanto già esposto in sede di ATP dal CTU ing. Lorenzetti e dal sottoscritto nel 2009. L'opera non offre garanzie di sicurezza e non è possibile eliminarne i difetti, da ciò deriva la necessità di rimozione delle terre armate e la realizzazione di altra tipologia di opera per consentire l'accesso all'autorimessa.

 Data: 07 dicembre 2021



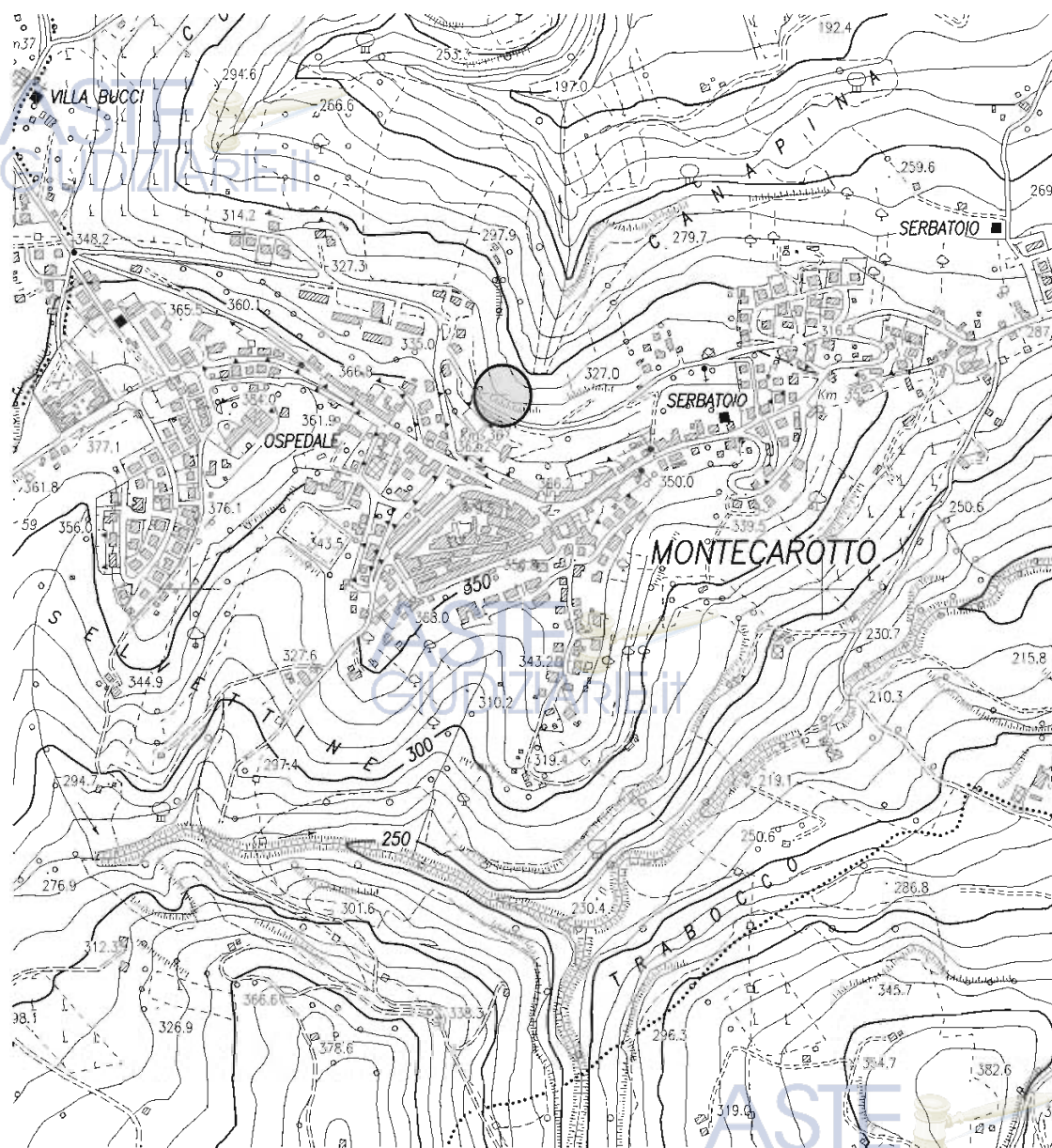







COROGRAFIA
estratta CTR 292050

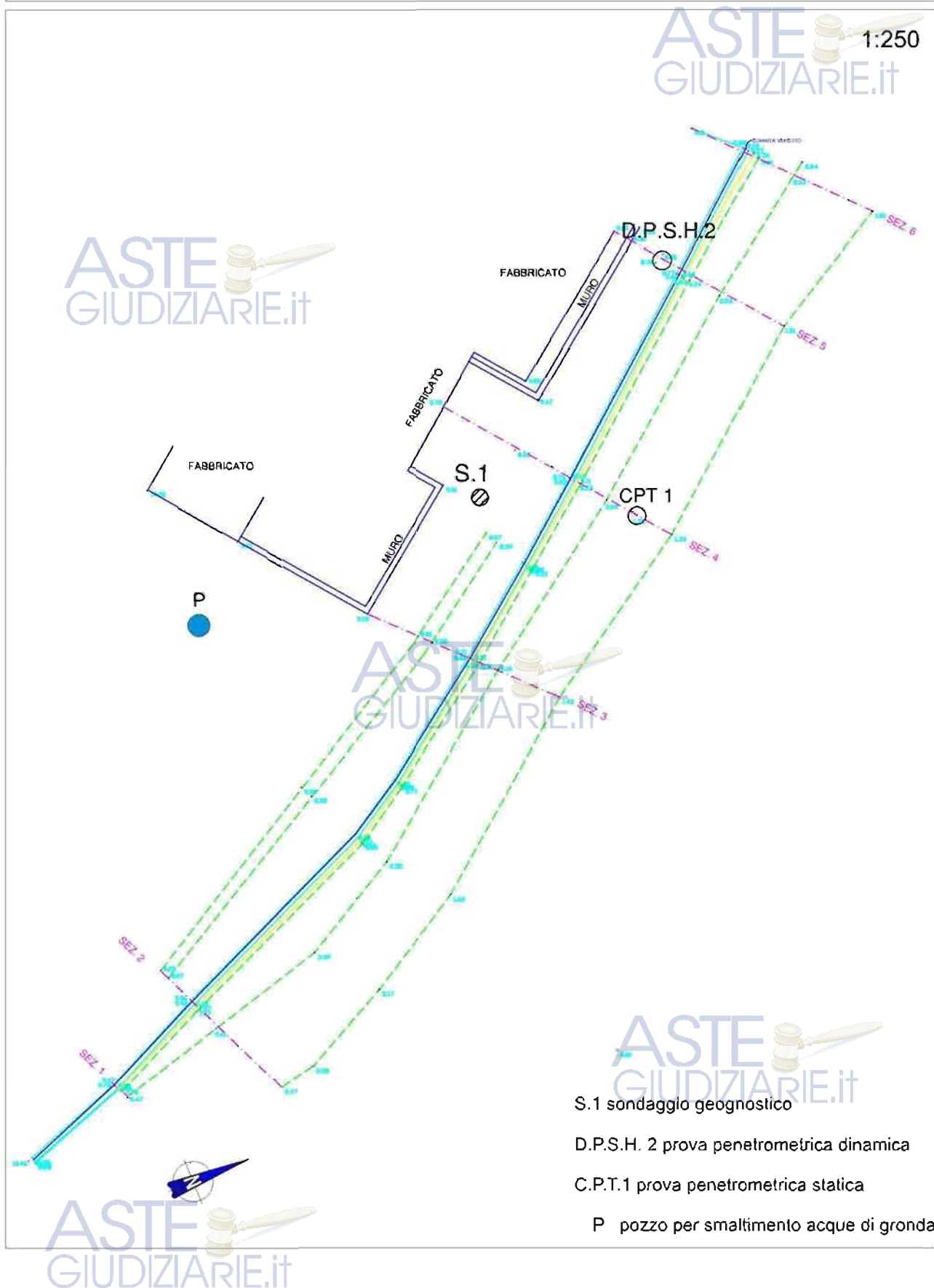
ASTE **Tav.1**
GIUDIZIARIE.IT
Scala 1:10000



 Area di indagine

ASTE
GIUDIZIARIE.IT

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE





SONDAGGIO 1
 scala 1: 50

Committente: CTU ing. Alfredo Lorenzetti
Data: 17/06/2009
Metodo di perforazione: Carotaggio continuo
Tipo di utensile: Carotiere semplice $\Phi = 101$ mm.

Località: Montecarotto
Comune: Montecarotto
Quota:
Profondità: 10 m.

Profondità (mt.)	Spessore (mt.)	Pocket Pen (Kg/cm ²)	Vane Test (Kg/cm ²)	Stratigrafia	Descrizione Litologica	Livello Piezometrico	Campioni Indisturbati
0.0 - 0.5	0.5				Terreno di riporto recente materiale riciclato grossolano proveniente da demolizioni		
0.5 - 2.0				TERRENO DI RIPORTO	Limi sabbiosi frammisti a ghiaie fini calcaree e frammenti di laterizi		
2.0 - 2.5					- 2,5 geogriglia di rinforzo		
2.5 - 3.0	3,8				- 3,5 geogriglia di rinforzo		
3.0 - 4.5							
4.5 - 5.0	0,55	2,2			Argille limose grigio-azzurre, aspetto caotico mediamente consistenti		
5.0 - 5.5	0,25	5,0			- 4,9 geogriglia di rinforzo		
5.5 - 6.0	0,5				Argille grigiastre plastiche molto umide, con clasti calcarei frammisti		
6.0 - 6.5					Limi sabbiosi con sabbie di colore giallastro con concrezioni carbonatiche e frammenti di laterizi		
6.5 - 7.0	1,0				Limi sabbiosi giallastri con concrezioni carbonatiche millimetriche		
7.0 - 7.5				DEPOSITI COLLUVIALI			
7.5 - 8.0						Limi sabbiosi giallastri con concrezioni carbonatiche millimetriche e noduli carboniosi fra -7,0 e -9,5livelli argillosi plastici	
8.0 - 8.5		3,0					
8.5 - 9.0		3,0					
9.0 - 9.5		3,1					
9.5 - 10.0		4,0					
10.0 - 10.5		1,5					
10.5 - 11.0		1,5					
11.0					FINE SONDAGGIO - 10		



C1
2,6
3,1

C2
8,0
8,5

PROVA PENETROMETRICA STATICA



Committente: ATP CTU ING. ALFREDO LORENZETTI
Cantiere: Montecarotto
Località: Montecarotto



Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica (mm)	35,7
Angolo di apertura punta (°)	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

OPERATORE
Raffaele Achilli



RESPONSABILE
Dott. Geol. Mario Conti



PROVA ...CPT 1

Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data 20/05/2009

Profondità prova

9,00 mt

Profondità (m)	Lettura pmta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	13,0	18,0	13,0	0,6	21,67	4,62
0,40	11,0	20,0	11,0	0,67	16,42	6,09
0,60	12,0	22,0	12,0	0,87	13,79	7,25
0,80	14,0	27,0	14,0	0,87	16,09	6,21
1,00	19,0	32,0	19,0	1,0	19,0	5,26
1,20	14,0	29,0	14,0	1,07	13,08	7,64
1,40	15,0	31,0	15,0	0,73	20,55	4,87
1,60	13,0	24,0	13,0	1,47	8,84	11,31
1,80	8,0	30,0	8,0	0,8	10,0	10,0
2,00	30,0	42,0	30,0	1,47	20,41	4,9
2,20	27,0	49,0	27,0	1,07	25,23	3,96
2,40	33,0	49,0	33,0	2,0	16,5	6,06
2,60	24,0	54,0	24,0	1,67	14,37	6,96
2,80	26,0	51,0	26,0	1,87	13,9	7,19
3,00	26,0	54,0	26,0	1,27	20,47	4,88
3,20	29,0	48,0	29,0	1,73	16,76	5,97
3,40	27,0	53,0	27,0	1,47	18,37	5,44
3,60	32,0	54,0	32,0	1,8	17,78	5,63
3,80	37,0	64,0	37,0	1,8	20,56	4,86
4,00	37,0	64,0	37,0	1,53	24,18	4,14
4,20	55,0	78,0	55,0	2,47	22,27	4,49
4,40	45,0	82,0	45,0	2,53	17,79	5,62
4,60	47,0	85,0	47,0	2,67	17,6	5,68
4,80	41,0	81,0	41,0	1,87	21,93	4,56
5,00	45,0	73,0	45,0	3,07	14,66	6,82
5,20	45,0	91,0	45,0	1,53	29,41	3,4
5,40	68,0	91,0	68,0	3,27	20,8	4,81
5,60	57,0	106,0	57,0	3,2	17,81	5,61
5,80	48,0	96,0	48,0	2,13	22,54	4,44
6,00	54,0	86,0	54,0	2,27	23,79	4,2
6,20	51,0	85,0	51,0	2,6	19,62	5,1
6,40	47,0	86,0	47,0	2,07	22,71	4,4
6,60	56,0	87,0	56,0	2,53	22,13	4,52
6,80	52,0	90,0	52,0	3,2	16,25	6,15
7,00	49,0	97,0	49,0	3,67	13,35	7,49
7,20	53,0	108,0	53,0	2,53	20,95	4,77
7,40	55,0	93,0	55,0	3,07	17,92	5,58
7,60	65,0	111,0	65,0	4,27	15,22	6,57
7,80	66,0	130,0	66,0	4,13	15,98	6,26
8,00	63,0	125,0	63,0	3,4	18,53	5,4
8,20	94,0	145,0	94,0	9,87	9,52	10,5
8,40	97,0	245,0	97,0	5,27	18,41	5,43
8,60	145,0	224,0	145,0	9,2	15,76	6,34
8,80	213,0	351,0	213,0	6,87	31,0	3,23
9,00	112,0	215,0	113,24	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,80	13,22	0,9	1,9	Coesivo	limo sabbioso
4,00	29,82	1,61	2,04	Coesivo	limo argilloso
5,20	46,33	2,36	2,11	Coesivo	limo argilloso
8,00	56,0	3,02	2,14	Coesivo	argilla limosa
9,00	132,45	6,24	2,3	Incoerente-Coesivo	argilla con sabbia

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
 Cn: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 En: Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm²)
 Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)
 G: Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)
 OCR: Grado di sovraconsolidazione
 Pnv: Peso nmità di volnme (t/m³)
 PnvS: Peso nmità di volnme saturo (t/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)
 Ey: Modulo di Yonng (Kg/cm²)
 K: Permeabilità (cm/s)



Nr.	Prof.	Tipo	Cn	En	Mo	G	OCR	Pnv	PnvS	Dr	Fi	Ey	K
1	1,80	C	0,44	489,34	47,96	135,59	6,11	1,9	1,98	--	--	--	1,00E-11
2	4,00	C	0,99	1097,01	59,64	222,89	9,0	2,04	2,12	--	--	--	2,22E-11
3	5,20	C	1,54	1702,97	92,66	291,74	9,0	2,11	2,19	--	--	--	2,42E-11
4	8,00	C	1,87	2049,62	112,0	327,57	9,0	2,14	2,22	--	--	--	1,00E-11
5	9,00	CI	4,41	4900,94	264,9	554,28	1,75	2,29	2,37	65,86	26,35	264,9	1,00E-11





STRATI Indagini Geognostiche
 Via Velluti 118 MACERATA
 via Piave 5 CIVITANOVA M.
 Tel. 0733 28 34 69 - 389 57 18 641
 fax 0733 28 78 24 info@provepenetrometriche.it

Vieta la riproduzione
 senza autorizzazione

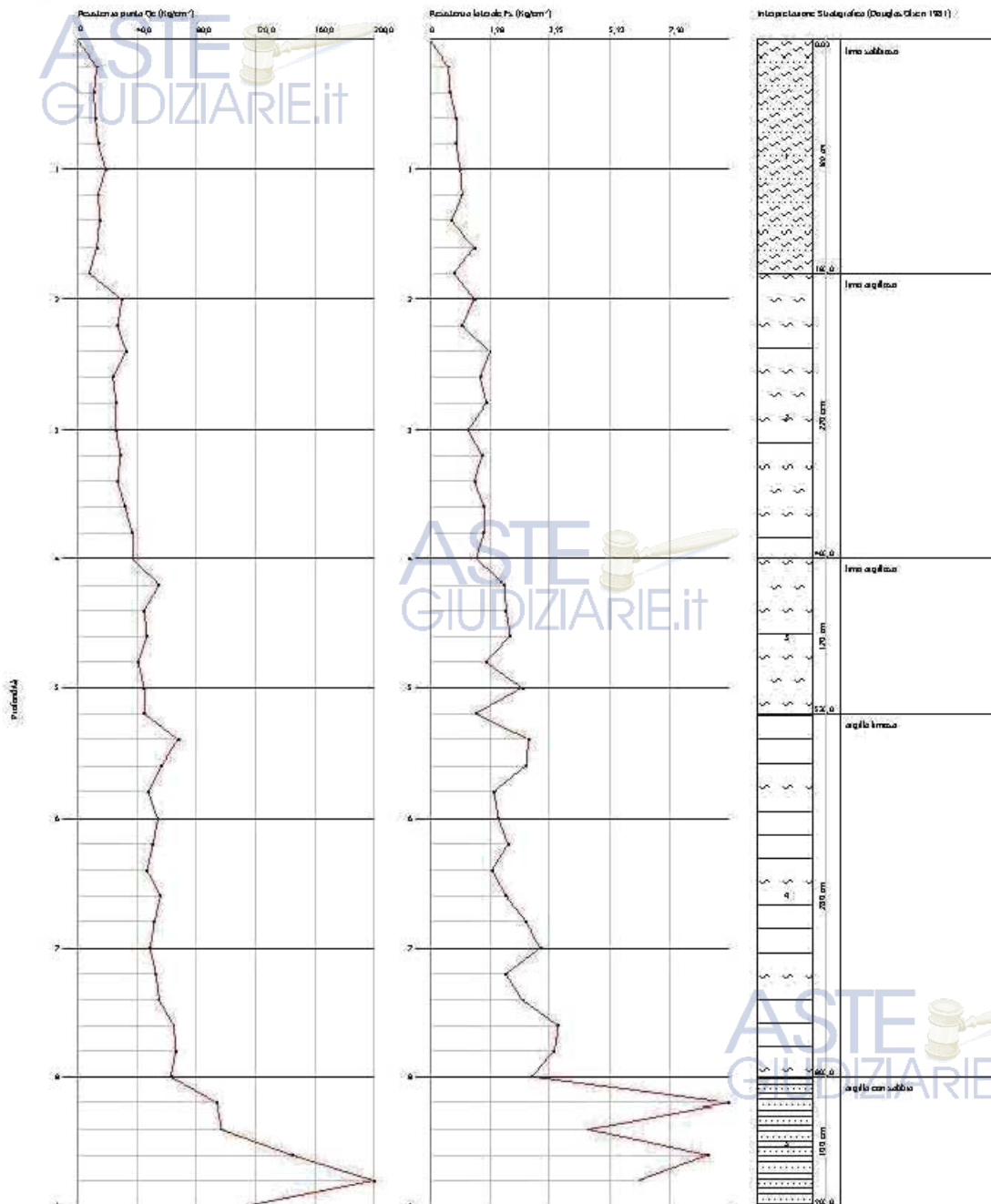


Probe CPT - Cone Penetration CPT)
 Strumento utilizzato... FAGANI TG 63 (200 kN)
 Diagramma Resistenze oc ts

Committente : ATP CIU ING. ALFREDO LORENZETTI
 Cantiere : Montecarotto
 Località : Montecarotto

Data : 20/05/2009

Scala 1:10



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA



Committente: ATP CTU ING. ALFREDO LORENZETTI
Cantiere: Montecarotto
Località: Montecarotto



Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battente	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità innestazione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,489
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °



OPERATORE
Raffaele Achilli

RESPONSABILE
Dott. Geol. Mario Conti



PROVA ...DPSH 2

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 20/05/2009
 14,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	7	0,855	62,86	73,55	3,14	3,68
0,40	3	0,851	26,82	31,52	1,34	1,58
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,82	0,96
0,80	1	0,843	8,13	9,64	0,41	0,48
1,00	2	0,840	16,20	19,29	0,81	0,96
1,20	3	0,836	24,19	28,93	1,21	1,45
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,80	0,96
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,74	0,89
1,80	3	0,826	22,09	26,73	1,10	1,34
2,00	2	0,823	14,67	17,82	0,73	0,89
2,20	3	0,820	21,92	26,73	1,10	1,34
2,40	2	0,817	14,56	17,82	0,73	0,89
2,60	2	0,814	13,49	16,56	0,67	0,83
2,80	1	0,811	6,72	8,28	0,34	0,41
3,00	2	0,809	13,39	16,56	0,67	0,83
3,20	1	0,806	6,68	8,28	0,33	0,41
3,40	2	0,803	13,31	16,56	0,67	0,83
3,60	1	0,801	6,20	7,74	0,31	0,39
3,80	2	0,798	12,35	15,47	0,62	0,77
4,00	1	0,796	6,16	7,74	0,31	0,39
4,20	2	0,794	12,28	15,47	0,61	0,77
4,40	1	0,791	6,12	7,74	0,31	0,39
4,60	2	0,789	11,45	14,51	0,57	0,73
4,80	1	0,787	5,71	7,26	0,29	0,36
5,00	2	0,785	11,39	14,51	0,57	0,73
5,20	2	0,783	11,36	14,51	0,57	0,73
5,40	2	0,781	11,34	14,51	0,57	0,73
5,60	2	0,779	10,65	13,67	0,53	0,68
5,80	2	0,777	10,62	13,67	0,53	0,68
6,00	2	0,775	10,60	13,67	0,53	0,68
6,20	2	0,774	10,58	13,67	0,53	0,68
6,40	2	0,772	10,55	13,67	0,53	0,68
6,60	2	0,770	9,95	12,92	0,50	0,65
6,80	2	0,769	9,93	12,92	0,50	0,65
7,00	4	0,767	19,82	25,83	0,99	1,29
7,20	4	0,766	19,78	25,83	0,99	1,29
7,40	4	0,764	19,74	25,83	0,99	1,29
7,60	3	0,763	14,01	18,36	0,70	0,92
7,80	3	0,761	13,98	18,36	0,70	0,92
8,00	5	0,760	23,26	30,60	1,16	1,53
8,20	3	0,759	13,93	18,36	0,70	0,92
8,40	5	0,757	23,18	30,60	1,16	1,53
8,60	7	0,756	30,78	40,72	1,54	2,04
8,80	7	0,755	30,73	40,72	1,54	2,04
9,00	7	0,753	30,68	40,72	1,53	2,04
9,20	7	0,752	30,63	40,72	1,53	2,04
9,40	7	0,751	30,59	40,72	1,53	2,04
9,60	8	0,750	33,25	44,34	1,66	2,22
9,80	6	0,749	24,90	33,25	1,25	1,66
10,00	7	0,748	29,01	38,80	1,45	1,94
10,20	7	0,747	28,97	38,80	1,45	1,94
10,40	9	0,746	37,19	49,88	1,86	2,49
10,60	9	0,744	35,46	47,63	1,77	2,38
10,80	9	0,743	35,41	47,63	1,77	2,38
11,00	6	0,742	23,57	31,75	1,18	1,59

11,20	5	0,741	19,62	26,46	0,98	1,32
11,40	6	0,740	23,51	31,75	1,18	1,59
11,60	5	0,739	18,72	25,32	0,94	1,27
11,80	7	0,738	26,17	35,45	1,31	1,77
12,00	7	0,737	26,13	35,45	1,31	1,77
12,20	9	0,736	33,55	45,57	1,68	2,28
12,40	9	0,735	33,51	45,57	1,68	2,28
12,60	12	0,734	42,77	58,25	2,14	2,91
12,80	15	0,683	49,74	72,81	2,49	3,64
13,00	15	0,682	49,67	72,81	2,48	3,64
13,20	16	0,681	52,90	77,67	2,64	3,88
13,40	14	0,680	46,21	67,96	2,31	3,40
13,60	16	0,679	50,64	74,58	2,53	3,73
13,80	15	0,678	47,40	69,92	2,37	3,50
14,00	15	0,677	47,32	69,92	2,37	3,50



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH 2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,2	10,42	Coesivo Incoerente	1,98	---	27,5	1,30	47,81	104,20	0,33	588,45
2	6,8	2,84	Coesivo Incoerente	1,62	1,86	21,53	0,36	13,03	28,40	0,35	173,39
3	8,4	5,78	Coesivo Incoerente	1,80	1,89	24,31	0,72	26,52	57,80	0,34	338,16
4	10,8	11,17	Coesivo Incoerente	2,00	---	27,94	1,40	51,25	111,70	0,33	628,18
5	11,6	8,19	Coesivo Incoerente	1,91	---	26,08	1,02	37,58	81,90	0,34	469,25
6	12,4	11,91	Coesivo	2,02	---	--	1,49	54,64	119,10	--	--
7	14,0	21,96	Coesivo	2,11	2,14	---	2,75	100,75	219,60	--	--





STRATI Indagini Geognostiche
 Via Velluti 118 MACERATA
 via Piave 5 CIVITANOVA M.
 Tel. 0733 28 34 69 - 389 57 18 641
 fax 0733 28 78 24 info@provepenetrometriche.it

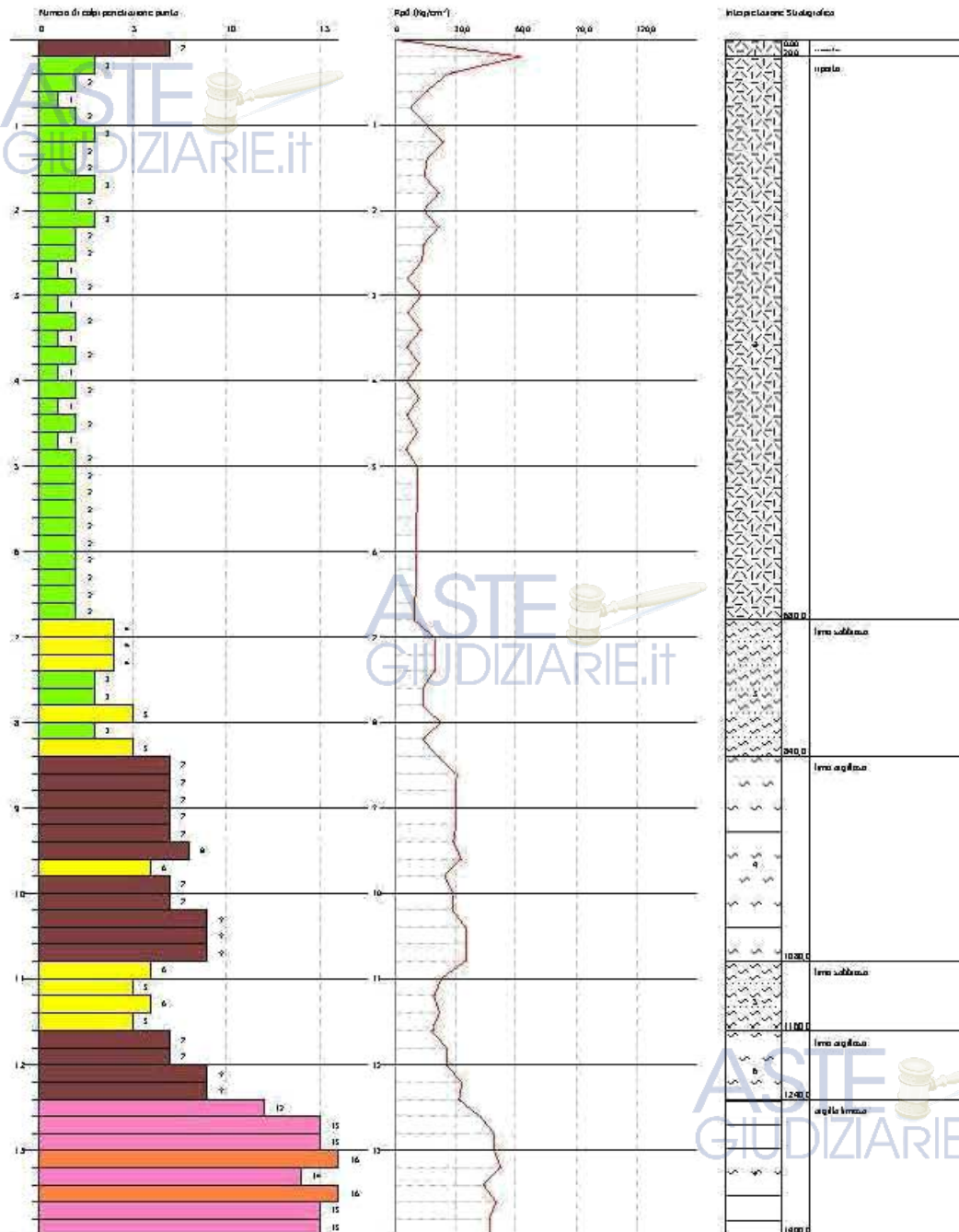


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: ATP CTU ING. ALFREDO LORENZETTI
 Cantiere: Macinosa rotta
 Località: Macinosa rotta

Data: 20/05/2009

Scala 1:00



RIASSUNTO ANALISI DI LABORATORIO GEOTECNICO

TABELLA RIASSUNTIVA



COMMITTENTE
CANTIERE

ING. LORENZETTI ALFREDO
MONTECAROTTO (AN)



SONDAGGIO	S1	S1	-	-
CAMPIONE	C1	C2	-	-
PROFONDITA' (m)	2,6/3,1	8,0/8,5	-	-

CARATTERISTICHE FISICHE (*)

Contenuto in acqua	%	-	23,7	-	-
Massa volumica	Mg/m ³	-	2,02	-	-
Massa volumica secca	Mg/m ³	-	1,63	-	-
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	-	-	-	-
Indice dei vuoti	-	-	-	-	-
Grado di saturazione	-	-	-	-	-

DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA

Frazione ghiaiosa	%	39,8	-	-	-
Frazione sabbiosa	%	37,5	-	-	-
Frazione limosa	%	17,3	-	-	-
Frazione argillosa	%	5,4	-	-	-

LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	%	35	-	-	-
Indice di plasticità	%	11	-	-	-
Indice di consistenza	-	-	-	-	-
Indice di liquidità	-	-	-	-	-

CLASSIFICAZIONE

U.N.I. 10006	A2-6	-	-	-
U.S.C.S.	SC	-	-	-

TAGLIO DIRETTO [PICCO]

Coesione intercetta	kPa	-	5,0	-	-
Angolo di resistenza al taglio	°	-	26,7	-	-

(*) Media delle determinazioni effettuate sui provini preparati per la prova di taglio diretto



**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

DAELIT srl / DB Action srl

ASTE
GIUDIZIARIE.it

RELAZIONE TECNICA C.T.U.

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO REDATTO DALL'

ING. ALFREDO LORENZETTI

Lo scrivente, ing. Alfredo Lorenzetti, nato a Fabriano il 30/10/58, Ingegnere civile libero professionista iscritto all'ordine degli Ingg. di Ancona al n° A1227, iscritto nell'elenco dei Periti Giudiziari Ingegneri presso il Tribunale di Ancona al n° 1648, con studio in Fabriano via Le Conce 28, con Ordinanza del Giudice del 10/04/09, veniva nominato Consulente Tecnico d'Ufficio ed invitato a presentarsi all'udienza del 16/04/09 nel corso della quale gli veniva conferito l'incarico e formulati i quesiti. Tali quesiti vengono qui ri enunciati: **1)** "....dica ed accerti il CTU lo stato dei luoghi relativamente all'immobile sito in Montecarotto, dica se i lavori eseguiti dalla DB Action siano stati fatti a regola d'arte e corrispondano al progetto architettonico inizialmente previsto, in caso di vizi dica quali opere sia necessario eseguire per eliminare gli inconvenienti e le cause dei suddetti vizi, accerti e quantifichi l'entità dei danni..." **2)** "....dica ed accerti il CTU la causa di eventuali smottamenti e vizi evidenziando, l'addove ciò risulti, la non riferibilità alla soc. DB Action..." **3)** "....dica ed accerti le cause di eventuali smottamenti e vizi e a chi gli stessi sono imputabili..." **4)** Infine il CTU veniva autorizzato ad esaminare i progetti architettonici depositati presso la pubblica amministrazione al fine di verificare la conformità dell'opera eseguita.

Lo scrivente provvedeva quindi al ritiro dei fascicoli e fissava in udienza l'inizio delle operazioni peritali per il giorno 24/04/09 alle ore 9.30 presso i luoghi oggetto di causa.



SVOLGIMENTO DELLE OPERAZIONI PERITALI

Verbale n°1

Al sopralluogo del 24/04/09 alle ore 9.30 sui luoghi sono presenti con il sottoscritto:

- [redacted] CTP per [redacted]
- [redacted] tecnico [redacted]
- [redacted] legale [redacted]
- [redacted] legale [redacted]
- [redacted] amm. Deleg. [redacted]
- [redacted] tecnico [redacted]
- [redacted] CTP per [redacted]
- Geol. Conti Mario consulente del CTU

Il CTU prende visione dello stato dei luoghi e si raccolgono fotografie. Si interpellano i presenti sulla esistenza di eventuali progetti. Si segnala che nel progetto Architettonico presentato in comune erano già previste le sistemazione esterne con terre armate. Tali terre armate, segnala [redacted], sono state realizzate sulla base delle indicazioni della Relazione Geologica del geol. [redacted] presentata in comune ed alla Regione, successivamente la [redacted] richiese una verifica geotecnica per il dimensionamento dell'opera. Tali dati (referto geomeccanico del Laboratorio Orazi) furono trasmessi brevemente dal geol. [redacted] alla [redacted] CTU richiede una copia di tali dati refertati oltre a chiedere il progetto di dimensionamento dell'opera. Si segnala che il calcolo delle stesse terre armate non è stato depositato presso il Serv. Dec. OO. PP. Il progettista e Dir. Lav. delle strutture risulta essere l'ing. Maurizio Manoni di Moie. Le parti concordano la necessità che il CTU visioni anche la documentazione contenuta nei fascicoli della causa di merito. Si decide anche di redigere una breve cronologia dei fatti:

- Progetto autorizzato all'inizio del 2006
- Fine della palificata circa sett. 2006
- Inizio terre armate circa metà nov. 2006 (durata circa 20 giorni)
- Inizio dissesti notato circa 11 giu. 2008 (muro di cinta). Il CTU chiede la trasmissione della data di realizzazione del muro di cinta.
- I dissesti del piazzale sono stati evidenziati nel dic. 2008
- Ulteriore aggravamento gen. 2009 con lesioni al muro perimetrale del fabbricato.

I lavori di messa in sicurezza effettuati riguardano la riparazione del muro perimetrale, il riporto di stabilizzato nel piazzale, il posizionamento di un pozzo con pompa per il controllo del livello di falda ed il posizionamento di piezometri ed inclinometri. Il CTU chiede i report delle letture degli inclinometri e piezometri e richiede le foto durante l'esecuzione delle terre armate e le foto esistenti eseguite dal ricorrente.

Si stabilisce che le parti hanno una settimana di tempo (1° maggio) per la trasmissione direttamente al CTU della documentazione di parte ritenuta utile con contestuale scambio tra le parti.

Si stabilisce il prossimo sopralluogo in data 18/05/2009 alle ore 9.30 sui luoghi. Si ritengono avvertite le parti. Alle ore 11.00 si conclude il sopralluogo.

Verbale n°2

Al sopralluogo del 18/05/09 alle ore 9.30 sui luoghi sono presenti con il sottoscritto:

- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]

- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]

Alle ore 10.00 il CTU dispone l'inizio, da parte della ditta Marchetti geom. Marco, del rilievo strumentale della parete con terre armate e dell'ingombro del fabbricato, nonché dispone l'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche (una a monte della parete ed una a valle della stessa) da parte della ditta Strati (vedi foto n° 9-10-11). Il CTU concorda con le parti l'esecuzione, appena possibile, di un sondaggio per l'individuazione della stratigrafia ed il prelievo di un campione del materiale utilizzato per le terre armate.

Si individua il punto del sondaggio da realizzare posizionato a 4.50 metri dalla base della parete con terre armate.

Alle ore 10.35 il geol. [REDACTED] lascia i luoghi di sopralluogo.

Si stabilisce nel 28/05/2009 alle ore 9.30 la data per l'esecuzione del sondaggio (a cura ditta [REDACTED] scelta in accordo tra le parti).

Alle ore 10.40 i signori [REDACTED] lasciano i luoghi di sopralluogo.

Alle ore 11.00 l'avv. [REDACTED] lasciano i luoghi di sopralluogo.

Alle ore 12.00 terminano le prove penetrometriche ed il rilievo strumentale.

Verbale n°3

Al sopralluogo del 28/05/09 alle ore 9.30 sui luoghi sono presenti con il sottoscritto:

- [REDACTED]

- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]

Alle ore 10.00 si assenta temporaneamente il geol. [REDACTED]

La ditta [REDACTED] posiziona la trivella ed inizia la prova di carotaggio continuo prevista fino a 10 metri circa (vedi foto n° 12...20). Il foro di prova è situato come descritto nella figura n° 1 seguente

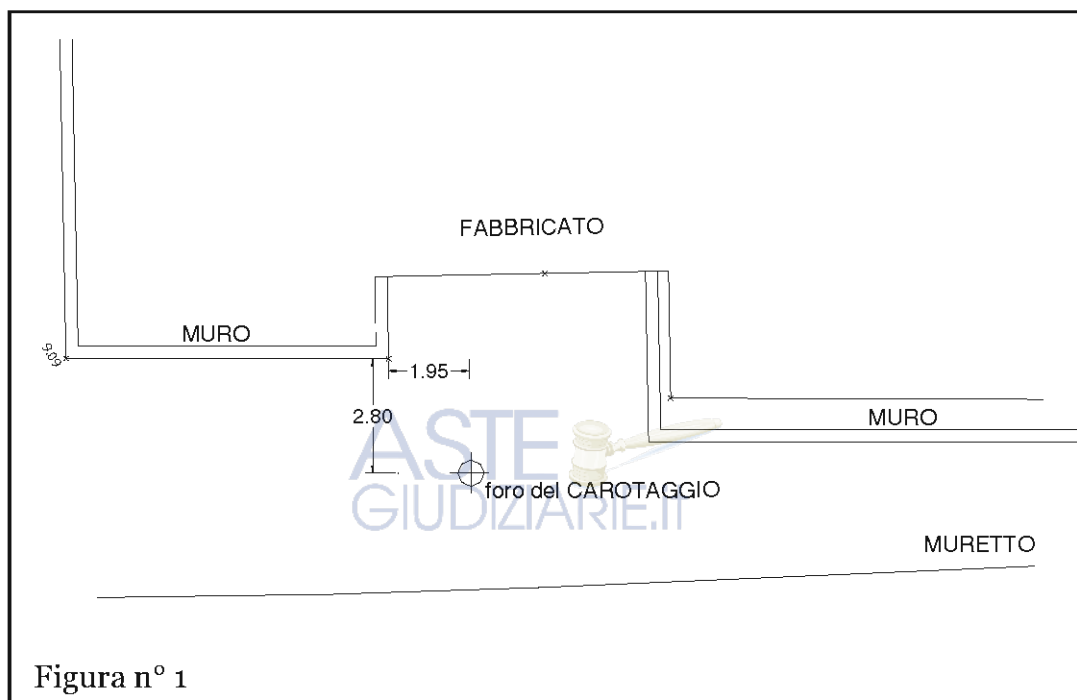


Figura n° 1

Contemporaneamente sono stati riaperti i piezometri situati a monte del fabbricato (vedi foto n° 21...25). Nella figura n° 2 si riportano le note durante la fase di carotaggio. Si preleva un campione di maglia di rinforzo (vedi allegato n° 2). Nel piezometro n° 1 la presenza di acqua è individuata a -3.00 metri; nel piezometro n° 2 a -4.13 metri; nel pozzo l'acqua è a -2.36 metri. Nel piezometro del piazzale l'acqua è a -2.73 metri; nel piezometro del piazzale a valle l'acqua non è presente.

Nel piezometro a valle delle terre armate non è presente acqua fino a -
9.25 metri fondo foro.

Il CTU prende in consegna le due prove (prelievi che saranno inviati al
laboratorio per le analisi).

Tramite un assistente il geol. [REDACTED] consegna memorie al CTU.

Alle ore 12.15 termina il sopralluogo.



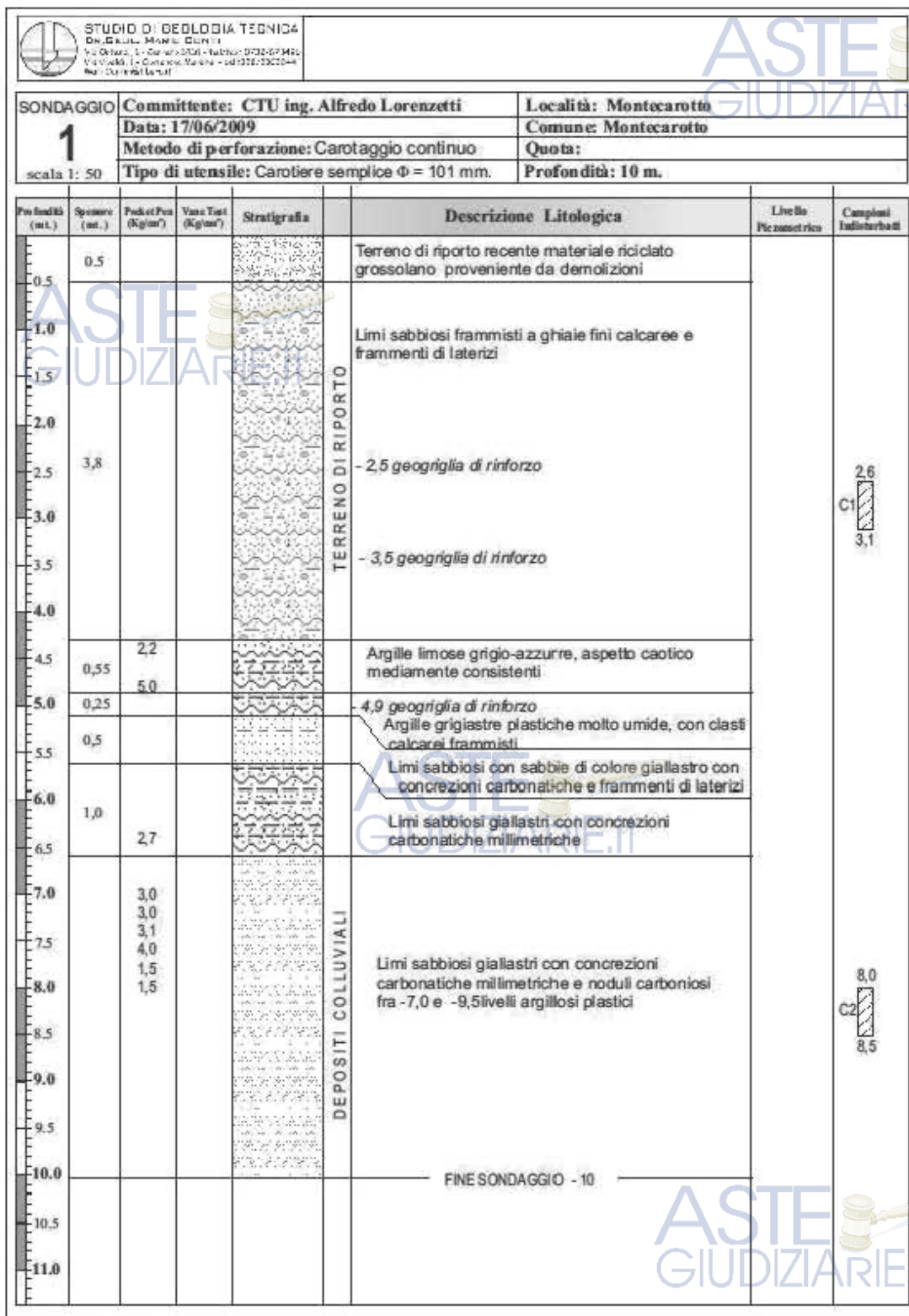


Figura n° 2

Verbale n°4

Al sopralluogo del 17/07/09 alle ore 12.00 sui luoghi sono presenti con il sottoscritto:

- [REDACTED]
- [REDACTED]
- [REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Alle ore 12.00 inizia il rilievo dei piezometri:

piezometro n° 1	livello acqua...	-4.90 metri
piezometro n° 2	livello acqua...	-3.47 metri
piezometro n° 3	livello acqua...	-2.14 metri
piezometro n° 4	livello acqua...	-2.50 metri
piezometro n° 5	livello acqua...	nessuna presenza acqua

Si esegue un rilievo fotografico. Vista la richiesta della [REDACTED] di demolizione del muro in testa alle terre armate il CTU autorizza alla modifica dello stato dei luoghi per quanto riguarda tale muro in c.a. Chiaramente tutte le autorizzazioni di legge presso il Comune ed eventualmente la Provincia dovranno essere evase dalla Direzione Lavori in quanto tale compito non rientra tra quelli del CTU.

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ASTE
GIUDIZIARIE.it

RELAZIONE TECNICA DI PERIZIA

Quesito n° 1) “...dica ed accerti il CTU lo stato dei luoghi relativamente all’immobile sito in Montecarotto, dica se i lavori eseguiti dalla ██████████ siano stati fatti a regola d’arte e corrispondano al progetto architettonico inizialmente previsto, in caso di vizi dica quali opere sia necessario eseguire per eliminare gli inconvenienti e le cause dei suddetti vizi, accerti e quantifichi l’entità dei danni...”

1a) Stato dei luoghi

Si tratta della realizzazione di un’ opera di terre armate situata a valle di un nuovo fabbricato posto lungo un pendio. Scopo delle terre armate è quello di poter realizzare una scarpata di notevole inclinazione senza avere problemi franosi e di cedimento.

Nel caso in esame il CTU denota un notevolissimo fenomeno di cedimento, cioè il piano del piazzale realizzato con le terre armate si è abbassato (cedimento verticale) di una quota variabile tra 60-80 cm di fronte al fabbricato (foto n° 1-2). Sulla estremità del rilevato armato è presente un muro in cemento armato ormai lesionato che ha seguito, nel loro abbassamento, le terre armate (foto n° 3-4-5). Si nota anche una parete in cemento armato lesionata sempre a causa del cedimento del piano; tale parete risulta già riparata dal proprietario (foto n° 6-7-8).

1b) Corrispondenza con il progetto architettonico

Nell’allegato n° 3 sono riportate le copie parziali del progetto architettonico presentato presso il comune di Montecarotto (al momento dei sopralluoghi non risultano varianti). Nel progetto architettonico si nota un profilo continuo con inclinazione di circa 63° mentre nella realtà (allegato n° 4 rilievo strumentale) la sezione risulta formata da una spezzata: la prima parte inclinata con angoli che vanno da 65° fino a 72° e

la seconda parte quasi verticale con angoli intorno ad 86°. Nel progetto architettonico non risulta previsto il muretto in cemento armato realizzato in testa alle terre armate. Si segnala anche il mancato deposito del progetto e dei relativi calcoli presso l'ufficio Sismica della provincia di Ancona (deposito richiesto per opere di contenimento prospicienti spazi pubblici o altrui proprietà).

1c) Norme e *Regola dell'arte*

Per le terre armate esistono norme di verifica (metodo di calcolo) e indicazioni derivanti dalla regola dell'arte. Le norme in questione sono le UNI 1447500/2006 nonché il DM 16/01/1996; esiste anche il DM 14/09/2005 il quale però non era cogente al momento della presentazione dei progetti. Le norme UNI citate indicano anche i vari tipi di materiali che possono essere utilizzati per le terre armate a seconda dell'utilizzo delle stesse. Dalla succitata norma, al punto 6.2.3 si riporta testualmente:

6.2.3 *Funzione e ambiente della struttura e comportamento a lungo termine*

6.2.3.1 Alcuni tipi di struttura hanno una funzione critica, in cui l'assestamento dopo la costruzione è molto importante, per esempio spalle di ponti, muri che sostengono binari ferroviari ed edifici, oppure strutture di contenimento del terreno, ecc. In questi casi, deve essere scelto un materiale della terra che sia facile da compattare e che avrà di conseguenza una bassa compressibilità (vedere appendice A per una guida).

Dalla succitata norma si evince che le caratteristiche più importanti per la scelta del materiale da utilizzare sono la bassa compressibilità, l'assenza di plasticità e la giusta granulometria, ciò è visibile nella figura n° 3 tratta

sempre dalla UNI 1447500/2006; per il calcolo poi subentrano altri parametri che vedremo. Onde stabilire il tipo di terreno utilizzato dalla ditta ██████ si sono inviati ad un laboratorio specializzato e autorizzato due campioni di terreno prelevati durante la prova di carotaggio eseguita (foto dalla n° 12 alla n° 20). Si riportano alla figura n° 4 i risultati finali, rimandando all'allegato n° 5 tutta la documentazione del laboratorio.



APPENDICE A UTILIZZO TIPICO DI TIPI DI TERRA IN FUNZIONE DELL'APPLICAZIONE, DEL RINFORZO E DEL RIVESTIMENTO (informativa)

prospetto A.1 Tipiche combinazioni di terra, rinforzi e rivestimenti

Tipo di terra		Tipo 1	Tipo 2		Tipo 3		Tipo 4
		Drenante	Granulare		Intermedio		Fine
Caratteristiche geomeccaniche	% in peso minore di 80 micron	<5%	<12%	Da 12% a 35%	Da 12% a 35%	>35%	Altri
	% in peso minore di 20 micron	n.a	n.a	<10%	>10%	<40%	
	Indice di plasticità	n.a	n.a	n.a	<25	<25	
Applicazione							
	Parti della struttura esposte a inondazioni e/o rapidi abbassamenti/innalzamenti dell'acqua	A	B	B	D	D	D
	Struttura che sostiene spalle di ponti, ferrovie, edifici	A	A	B	C ⁽¹⁾	D	D
	Muro di terra rinforzata alto	A	A	B	B	D	D
	Pendii alti di terra rinforzata	A	A	B	B	C ⁽¹⁾	C ⁽¹⁾
	Pendii e muri comuni	A	A	A	B	C ⁽¹⁾	C ⁽¹⁾
Rinforzo							
	Strisce o barre lisce (metalliche o polimeriche)	A	A		C ⁽¹⁾		D
	Strisce o barre cordonate, scale (metalliche o polimeriche)	A	A		B	C ⁽¹⁾	D
	Griglie a barre, scale, reti, griglie, fogli (metallici o polimerici)	A	A		B	C ⁽¹⁾	D
	Geosintetici di drenaggio (permeabilità nel piano)	B	A		A		C ⁽¹⁾
Rivestimento							
	Rigido	A	A		D ⁽³⁾		D
	Semiflessibile	A	A		C ⁽¹⁾		D
	Flessibile	A	A		A	B	C ⁽¹⁾

Legenda:

- A = Utilizzato spesso.
- B = Utilizzato a volte.
- C = Soggetto a studio specifico.
- D = Non raccomandato.

Note

Generalità: Le tipiche combinazioni qui sopra sono riportate solo come guida generale e non sono intese come una specifica di dove le diverse terre o componenti possono essere utilizzati. Le brevi descrizioni delle terre qui sopra sono solo alcune delle caratteristiche e non descrivono interamente una terra. I documenti di progetto oppure un progetto dovrebbero specificare le particolari terre e componenti che dovrebbero essere utilizzati. La terra fine, che è troppo umida dell'optimum è difficile da compattare ed è probabile che causi un disallineamento dei rivestimenti, se utilizzati, durante la compattazione. La terra fine posta in opera e compattata in condizioni meteorologiche sfavorevoli può essere problematica. La sensibilità al gelo dovrebbe essere controllata, se applicata in climi freddi.

Aspetti specifici

- a) Se non si raggiunge una compattazione adeguata, possono verificarsi assestamenti differenziali tra il paramento e i rinforzi che possono sovraccaricare la connessione.
- b) L'effetto delle proprietà di drenaggio sulle caratteristiche della terra dovrebbe essere valutato.
- c) Si dovrebbe porre particolare attenzione a: angolo di attrito interno, procedura di compattazione rispetto al contenuto di umidità e alle condizioni climatiche, necessità di strati di drenaggio.
- d) L'interazione terra-rinforzo dovrebbe essere valutata in condizioni a lungo termine e durante la costruzione.
- e) Particolare attenzione dovrebbe essere posta al controllo dell'allineamento delle unità del paramento (se presenti) durante la costruzione.



UNI EN 14475:2008

© UNI

Pagina 27

TABELLA RIASSUNTIVA

COMMITTENTE
CANTIERE

ING. LORENZETTI ALFREDO
MONTECAROTTO (AN)

SONDAGGIO	S1	S1	-	-
CAMPIONE	C1	C2	-	-
PROFONDITA' (m)	2,6/3,1	8,0/8,5	-	-

CARATTERISTICHE FISICHE (*)

Contenuto in acqua	%	-	23,7	-	-
Massa volumica	Mg/m ³	-	2,02	-	-
Massa volumica secca	Mg/m ³	-	1,63	-	-
Massa volumica granuli solidi	Mg/m ³	-	-	-	-
Indice dei vuoti	-	-	-	-	-
Grado di saturazione	-	-	-	-	-

DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA

Frazione ghiaiosa	%	39,8	-	-	-
Frazione sabbiosa	%	37,5	-	-	-
Frazione limosa	%	17,3	-	-	-
Frazione argillosa	%	5,4	-	-	-

LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	%	35	-	-	-
Indice di plasticità	%	11	-	-	-
Indice di consistenza	-	-	-	-	-
Indice di liquidità	-	-	-	-	-

CLASSIFICAZIONE

U.N.I. 10006	A2-B	-	-	-
U.S.C.S.	SC	-	-	-

TAGLIO DIRETTO (PICCO)

Coesione intercelta	kPa	-	5,0	-	-
Angolo di resistenza al taglio	°	-	26,7	-	-

(*) Media delle determinazioni effettuate sui provini preparati per la prova di taglio diretto

Figura n° 4

Si nota che il terreno (campione C1 interno alle terre armate) è individuato secondo la norma UNI 10006 come tipo A₂₋₆. Come riportato in molte pubblicazioni il terreno di tipo A₂₋₆ è un terreno di tipo “mediocre-cattivo”; nella figura n° 5 si riporta la classificazione Highway Research Board. In definitiva si può affermare che per il lavoro in questione è stato utilizzato un terreno di non idonee proprietà in quanto presenta caratteristiche argillose che non permettono una compattazione ed inoltre non sono drenanti.

Sono state anche eseguite due prove penetrometriche, una dinamica in testa alle terre armate e l'altra, statica, al piede delle stesse sempre per individuare le caratteristiche dei terreni utilizzati e di quelli di fondazione dove poggia il rilevato armato. Anche qui, rimandando all'allegato n° 6 tutti gli elaborati, si riporta nella figura n° 6 il grafico esplicativo della consistenza del terreno utilizzato per le terre armate dove si nota in modo molto chiaro che il numero di colpi di avanzamento del penetrometro è ridottissimo (1 o al massimo 2 colpi ogni 20 cm) per quasi tutto lo sviluppo dell'opera (da -0.50 metri fino a -6.50 metri. Questo bassissimo numero di colpi indica anche la mancanza di compattazione del terreno.

Si evidenzia anche l'utilizzo di strati al fondo delle terre armate di terreno con caratteristiche di plasticità assolutamente da evitare.

Dopo l'esame di tipo “visivo” dei terreni utilizzati e del reperimento dei dati di laboratorio e di prove “in situ” si è proceduto alle verifiche di calcolo del manufatto in collaborazione con il dott. Geol. Conti Mario. All'allegato n° 1 è riportata l'intera relazione del dott. Conti. Nei calcoli citati si sono utilizzati i parametri ottenuti dalle analisi di laboratorio e dalle prove effettuate; a fronte di questa precisazione si espongono i risultati :

	Ipotesi in assenza di falda	Falda alla profondità di m.5,0	Coeff. minimi di legge
Condizioni statiche	Fs = 1,33	Fs = 1,18	Fs = 1,30
Condizioni sismiche	Fs = 1,18	Fs = 1,04	Fs = 1,30

Si evidenzia come, solamente nel caso di calcolo che non tiene conto di un eventuale sisma e di presenza di acqua, venga rispettata la normativa (1.33 > 1.30). In tutti gli altri casi i coefficienti di sicurezza sono sempre inferiori al minimo di legge.

1d) Cause dei vizi e difetti

In questo caso sembra più opportuno parlare di difetti gravi e non di vizi. I difetti riguardano, come già indicato, il tipo di materiale utilizzato e la mancata verifica di calcolo con gli opportuni parametri geotecnici e considerazioni riguardo la presenza di acqua o meno. I parametri fondamentali utilizzati per il calcolo dal CTU e dal dott. Conti sono:

- Ø ang. di attrito interno terre armate = 22°; cu = 0.01 kg/cmq
- Ø ang. di attrito interno terreno di fondaz. = 26.7°; cu = 0.05 kg/cmq
- Ø ang. di attrito interno terreno a tergo = 26°; cu = 0.05 kg/cmq

In definitiva il materiale utilizzato non risulta idoneo alla realizzazione di opere simili. Si nota come l'ang. di attrito interno del terreno utilizzato per il rilevato armato risulta da prove pari a 22° mentre la regola dell'arte sconsiglia l'utilizzo di terreni con ang. di attrito interno inferiore a 30°. Va precisato che la mancata regimentazione delle acque meteoriche e di scarico dei tetti ha sicuramente peggiorato la situazione, ma un manufatto realizzato con materiale come indicato dalla normativa (non plastico e drenante con una ulteriore drenaggio a tergo) non avrebbe

sicuramente avuto i cedimenti rilevati ma solo cedimenti limitati e all'interno di tolleranze ammesse.



1e) Opere necessarie per l'eliminazione dei difetti

Il rilevato di terre armate non risulta conforme alla norma in quanto non esistono i presupposti per definire l'opera in questione rispondente ai coefficienti di sicurezza minimi imposti dalla norma stessa nei confronti della stabilità globale e non risulta neanche rispettata la "regola dell'arte" (inclinazione eccessiva, mancanza di drenaggio a tergo, angolo di attrito interno non sufficientemente alto). In base a quanto sopra il sottoscritto CTU ritiene che l'opera non offra coefficienti di sicurezza sufficienti (come dimostrato negli elaborati di calcolo); da ciò deriva la conclusione della necessaria rimozione delle terre armate realizzate con conseguente rifacimento delle stesse come soluzione più logica per l'eliminazione dei gravi difetti esistenti. Si può prendere in considerazione, dopo una verifica di calcolo, il fatto di poter forse evitare la demolizione ed il rifacimento delle stesse laddove il rilevato risulti decisamente più basso e disposto non di fronte all'edificio (tali verifiche di calcolo non sono state effettuate dal CTU onde non innalzare eccessivamente i costi peritali con ulteriori prove e sondaggi).

Va sottolineato che l'eventuale opera di demolizione deve essere eseguita dopo la valutazione di un tecnico incaricato in quanto si va ad interferire sulla portanza dei pali di fondazione dell'edificio retrostante; vanno quindi evitate le situazioni di pericolo sia per le maestranze che per la stabilità dell'edificio stesso.



TABELLA I.6 — Classificazione dei terreni di sottofondo per soprastrutture stradali con gruppi e sottogruppi secondo l'Highway Research Board.

Gruppo	Terreni granulari (passante al 200 A.S.T.M. < 35 %)				Terreni argillosi-limosi (passante al 200 A.S.T.M. > 35 %)			
	A ₁	A ₃	A ₂		A ₄	A ₆	A ₇	
Sottogruppo	A _{1a} A _{1b}		A ₂₋₅ A ₂₋₆	A ₂₋₇			A ₇₋₅ A ₇₋₆	
Granulometria: passante al 10 A.S.T.M. passante al 40 A.S.T.M. passante al 200 A.S.T.M.	50 max 30 max 15 max	— 50 min 10 max	— — 35 max	— — 35 max	— — 36 min	— — 36 min	— — 36 min	— — 36 min
Frazione passante al setaccio 40: Limite di liquidità Indice di plasticità	— 6 max	— N. P.	40 max 10 max	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min
Indice di gruppo	0	0	0	4 max	8 max	12 max	16 max	20 max
Tipo del terreno	Frammenti di pietre e sabbia	Sabbia fine	Sabbia con limo od argilla		Limo		Argilla	
Giudizio come terreno di sottofondo	Terreni eccellenti-buoni			Mediocri e cattivi				

Figura n° 5
ASTE
GIUDIZIARIE.it



STRATI Indagini Geognostiche
 Via Velluti 118 MACERATA
 via Piave 5 CIVITANOVA M.
 Tel. 0733 28 34 09 - 389 57 18 641
 fax 0733 28 78 24 info@provepenetrometriche.it

STRATI
 Indagini Geognostiche s.a.s.
 via Piave 5 - Tel. 0733.8714989 - Cell. 0335.5718641
 62012 CIVITANOVA MARCHE (MC)
 Part. IVA 01409680434



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: ATP CTU ING. ALFREDO LORENZETTI
 Cantiere: Montecarotto
 Località: Montecarotto

Data: 20/05/2009

Scala 1:50

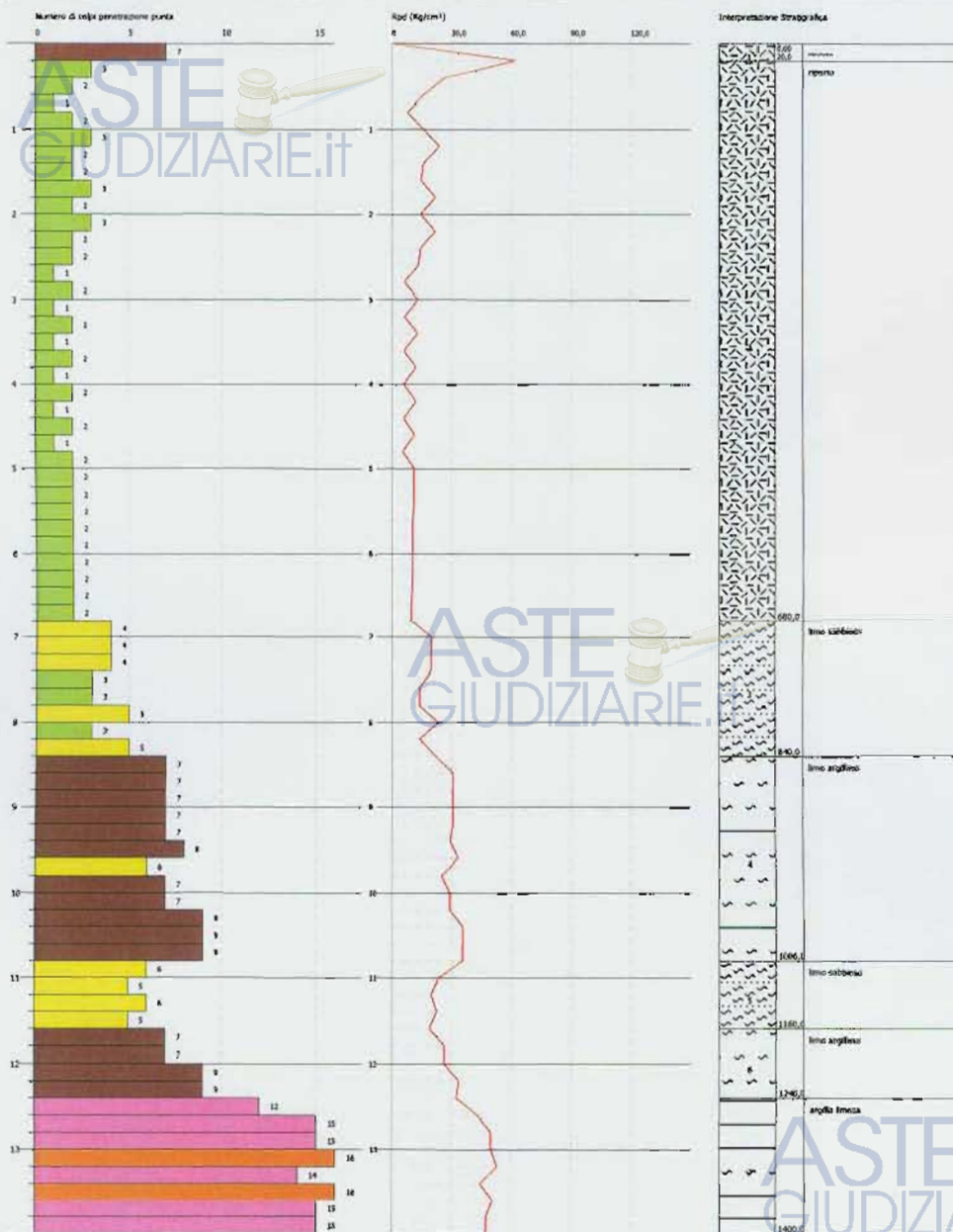


Figura n° 6
 ASTE GIUDIZIARIE.it

1f) Entità del danno

Il danno può e deve essere ricondotto al necessario rifacimento del rilevato armato e alla preventiva rimozione dell'esistente. Perciò passando ai valori economici con riferimento al prezziario della regione Marche del 2009 avremo, sempre con una certa approssimazione:

Scavo di sbancamento con uso di mezzi meccanici. Scavo di sbancamento eseguito con uso di mezzi meccanici di materie di qualsiasi natura e consistenza, asciutte, bagnate o melmose, esclusa la roccia da mina ma compresi i trovanti rocciosi ed i relitti di muratura fino a mc. 0,50, compreso lo spianamento e la configurazione del fondo anche se a gradoni e l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e simili. Sono inoltre compresi: il deflusso dell'eventuale acqua presente fino ad un battente massimo di cm 20; la demolizione delle normali sovrastrutture, tipo pavimentazioni stradali o simili; il taglio di alberi e cespugli, l'estirpazione di ceppaie. Sono compresi: l'onere per il carico in alto, la movimentazione nell'ambito del cantiere dei materiali provenienti dagli scavi ed il relativo carico su automezzo meccanico. Sono da computarsi a parte le eventuali opere di protezione (sbatacchiature) ed il trasporto a discarica con i relativi oneri. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita.

€ 5.87 x 1.500 mc = € 8.805

Strutture in terra rinforzata a paramento rinverdibile. Strutture in terra rinforzata, stabilizzata mediante geosintetici di armatura ad alta prestazione, posti a strati paralleli e risvoltati in corrispondenza del paramento frontale realizzate in conformità alla normativa vigente. La terra utilizzata per il manufatto è caratterizzata da un valore dell'angolo di attrito interno, previa compattazione, non inferiore ai 30°. Gli elementi costituenti il sistema di rinforzo dei terreni sono: - geogriglia di rinforzo; - biostuoia o tessuto antierosivo in maglia quadrata da saturare con successiva idrosemina a spessore. Il geosintetico di rinforzo è costituito da una geogriglia bidirezionale caratterizzata dalla saldatura (maglia rettangolare di circa cm 20x5) di nastri costituiti da un nucleo di filamenti in poliestere ad alta tenacità annegati in una massa poliolefinica. La geogriglia dovrà essere certificata in accordo alle normative CE. I materiali da rinforzo dovranno presentare deformazione massima sulla curva dei 120 anni al 40% del carico di rottura nominale minore del 5% ed un danneggiamento meccanico con inerti non superiore a 1.1. La deformazione ai corrispondenti carichi di rottura nominali longitudinali e trasversali deve essere non superiore al 12% e le resistenze dei singoli nastri costituenti le geogriglie dovranno essere rispettivamente non inferiori a: - 3.75 kN per muri da m 4,5; - 6.0 kN per muri da m 4,51 a m 10,5; - 7.5 kN per muri da m 10,51 a m 15,0. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito.

Per muri da m 6,01 a m 7,5.

€ 222.65 x 300 mq = € 66.795

Spese tecniche per calcoli e DL

€ 6.000

Il totale risulta di

€ 81.648

Riguardo al danneggiamento del muretto in cemento armato in testa alle terre rinforzate ed alla parete, sempre in cemento armato, situata in prossimità dell'edificio il CTU ritiene che non debbano essere considerate come danni dovuti al cedimento verticale del rilevato in quanto mai

vanno realizzate opere di tipo estremamente rigido su di un terreno in rilevato poichè i cedimenti delle due strutture non sono compatibili tra loro. In sostanza la parete avrebbe dovuto avere i suoi pali di fondazione ed il muretto non avrebbe dovuto essere lì (del resto non risulta previsto negli elaborati di progetto).

Quesito n° 2) “...dica ed accerti il CTU la causa di eventuali smottamenti e vizi evidenziando, l’addove ciò risulti, la non riferibilità alla soc. ██████████”.

Si ritiene di aver già risposto nelle pagine precedenti in merito alle cause dei cedimenti. Riguardo la non riferibilità alla soc. ██████████ il sottoscritto è dell’opinione che laddove fosse esistito un progetto preventivo dell’opera la riferibilità sarebbe potuta ricadere sul progettista, ma nel caso in esame la ██████████ riveste il ruolo di proponente il tipo di lavoro da compiere ed esecutrice dello stesso. Va segnalato comunque un mancato intervento della Direzione Lavori, la quale avrebbe dovuto verificare l’esistenza o meno di un progetto esecutivo regolarmente depositato all’Ufficio Sismico della Provincia e avrebbe dovuto verificare anche la qualità dei materiali utilizzati.

Quesito n° 3) “...dica ed accerti le cause di eventuali smottamenti e vizi e a chi gli stessi sono imputabili...”

Si ritiene di aver già risposto nelle pagine precedenti.

Quesito n° 4) conformità dell'opera eseguita

Come già descritto esiste una difformità dell'opera dal progetto presentato ed approvato presso il comune di Montecarotto. Tali difformità consistono nel profilo verticale delle terre e nell'esistenza di un muretto di cinta non previsto in progetto.



Si allega:

- Allegato n° 1- Relazione dott. Geol. Conti Mario
- Allegato n° 2- Camp. del tessuto di rinforzo geogriglia
- Allegato n° 3- Copie progetto autorizzato dal Comune
- Allegato n° 4- Rilievo strumentale
- Allegato n° 5- Esiti Prove di Laboratorio
- Allegato n° 6- Esiti Prove penetrometriche
- Allegato n° 7- Fascicolo delle foto
- Allegato n° 8- Memorie e documentazioni dei CTP

Tanto riferisce il sottoscritto CTU ad evasione dell'incarico ricevuto rimanendo a disposizione del Sig. Giudice per eventuali chiarimenti

Fabriano 15/09/2009

Il CTU

Alfredo Lorenzetti ingegnere civile



TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ALLEGATO n° 1
Relazione dott. Geol. Conti Mario

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 2
Campione di geografia**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI



Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI



ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**



ALLEGATO n° 3
Copia del progetto approvato

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648



Data 15/09/09



**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 4
Rilievo strumentale**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 5
Esiti prove di laboratorio**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 6
Esiti prove penetrometriche**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 7
Fascicolo delle foto**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

[REDACTED]

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**ALLEGATO n° 8
Memorie e documenti dei CTP**

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 15/09/09

ASTE
GIUDIZIARIE.it

**TRIBUNALE ORDINARIO DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Ill.mo Giudice
Dott.ssa ROBERTA CASOLI

ASTE
GIUDIZIARIE.it

ACCERTAMENTO TECNICO PREVENTIVO

CAUSA numero ruolo gen. **1206-1/2008**

ASTE
GIUDIZIARIE.it

CHIARIMENTI del C.T.U.

ing. Alfredo Lorenzetti Perito Giudiz. n° 1648

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Data 16/02/12

ASTE
GIUDIZIARIE.it

TRIBUNALE DI ANCONA
Sez. distaccata di JESI



CHIARIMENTI del CTU



ING. ALFREDO LORENZETTI

In ottemperanza alla “chiamata a chiarimenti” emessa dal GOT il sottoscritto CTU ing. Alfredo Lorenzetti, anche con l’assistenza del dott. Geol. Mario Conti, redige quanto segue.

Letta con attenzione la Memoria ex art. 183 comma VI n° 2 C.P.C. in atti a firma avv.ti Benedetti e Caporalini datata 03/12/2010, chiarisce:

a) *“ dica il CTU se il terreno utilizzato era inidoneo fin dall’origine o se l’inidoneità risultante dagli esami di laboratorio compiuti sia sopraggiunta a causa della ingente presenza di acqua che lo ha deteriorato”.*

I dati che hanno portato il CTU a classificare il terreno utilizzato per la formazione del rilevato strutturale come A2-6 vale a dire “mediocre –cattivo” (rif. perizia del sottoscritto pag 15) sono da individuare nella lettura dei risultati di prove effettuata dal laboratorio Orazi ed allegata alla perizia stessa (rif. Pag 14). I risultati ivi contenuti riguardano principalmente:

- La distribuzione granulometrica
- Grado di plasticità
- Massa volumica

Da questi parametri deriva la maggiore o minore idoneità del terreno all’esecuzione di determinate opere e si sottolinea che tali parametri non sono influenzati dalla presenza di acqua o meno essendo essi parametri fisici. Da qui si

risponde al quesito affermando che l'individuazione del terreno come A2-6 "mediocre –cattivo" non è condizionata dalla presenza di acqua o meno e risulta tale fin dall'origine.

ASTE
GIUDIZIARIE.it

b) " dica in ogni caso il CTU se il terreno fornito poteva essere comunque utilizzato previo apposito trattamento con acqua e compattazione (c.d. costipamento [mai avvenuta nel caso di specie] anche dopo Prova Proctor".

ASTE
GIUDIZIARIE.it

I fornitori di rinforzi per la costruzione di terre armate indicano come requisiti minimi del terreno di riempimento l'appartenenza al gruppo **A2-4 A2-5** (AASHTO, classificazione norma UNI 10006) ed angolo di attrito interno **almeno di 30°**. Il nostro terreno non possiede nessuna delle due caratteristiche minime sopra esposte.

Con riferimento ad alcune pubblicazioni tecniche il terreno di tipo A2-6 potrebbe essere utilizzato per rilevati anche superiori a 3 metri di altezza alle seguenti condizioni:

- che la compattazione raggiunta sul terreno sia pari al 100% della densità Proctor normale
- che il peso secco sia compreso tra 1.6 e 1.76 Mg/mc
- che sia presente uno strato di almeno 50 cm di materiale granulare che eviti le risalite di acqua se la natura del sottofono lo fa temere.

ASTE
GIUDIZIARIE.it

Nel precisare che tali caratteristiche sono appena sufficienti per rilevati stradali, che sicuramente non raggiungono inclinazioni paragonabili a quelle delle terre armate oggetto di causa, si fa notare che il terreno utilizzato, delle tre condizioni esposte, rispetta, per poco, solo quella del peso secco in quanto risulta con 1.63 Mg/mc (rif. Dati laboratorio Orazi).

Da qui il parere del CTU, in accordo con il geol. Conti, che tale terreno ben difficilmente poteva essere compattato per ottenere una densità pari al 100% della prova Proctor eseguita in laboratorio; in ogni caso sarebbe stata fondamentale la presenza di un drenaggio al piede e a tergo dell'opera nonché il rispetto o addirittura la diminuzione dell'inclinazione del paramento di valle che invece risulta addirittura aumentato rispetto a quanto in progetto (rif perizia CTU pag 10).

ASTE
GIUDIZIARIE.it

c) “ dica il CTU se la mancanza di adeguate opere di drenaggio poste a tergo delle terre armate abbia influenzato, e in che misura, la degenerazione del terreno”.

Certamente l'assenza del drenaggio a tergo dell'opera ha influenzato in maniera negativa le caratteristiche strutturali dell'opera in quanto è stata rilevata la presenza di acqua anche a monte del fabbricato (vedi perizia CTU pag. 6 con lettura dei piezometri a monte). Non è possibile stabilire con esattezza la misura di tale influenza negativa, ma comunque questa risulta **non trascurabile**.

ASTE
GIUDIZIARIE.IT

Tanto riferisce il sottoscritto CTU ad evasione dell'incarico ricevuto rimanendo a disposizione del Sig. Giudice per eventuali ulteriori chiarimenti

Fabriano 18/02/2012

Il CTU
Alfredo Lorenzetti ingegnere civile

ASTE
GIUDIZIARIE.IT

ASTE
GIUDIZIARIE.IT