

Committente: Comune di Trenzano

**PROGETTO DI
COPERTURA DI CAMPO SPORTIVO
CENTRO SPORTIVO
VIA MARCONI, ANGOLO VIA MORO**

**IN COMUNE DI TRENZANO
(BS)**

***RELAZIONE GEOLOGICA
E
GEOTECNICA
ADEGUATA AL
D.M. 17 GENNAIO 2018 - CAPITOLO 6***

Data: maggio 2019

1. PREMESSA

Per i dettagli dimensionali del progetto in esame si rimanda alle tavole a firma del geom. Sergio Gambassa.

Vita nominale : $VN = 50$ anni.

Classe d'Uso: II.

Periodo di riferimento: $VR = 50$ anni.

Base di studio

Si è tenuto conto delle indicazioni del progettista.

E' previsto la costruzione di una copertura in tensostruttura con fondazioni a plinto quadrato e collegamento con trave. Su ogni plinto è previsto un carico di 10.000 kg in verticale e di 5.000 kg in orizzontale sulla piastra di ancoraggio.

Dalle tavole si deduce una dimensione del plinto tipo con B (lato) di 2 metri. Considerando un'altezza del plinto di 1,50 metri (vedasi di seguito il dato sulla quota di appoggio) si ha un'ulteriore carico verticale di circa 15.000 kg.

Dividendo il totale del carico verticale ($V = 15.000$ più $10.000 = 25.000$ kg) , che si presume baricentrico, per la pianta del plinto si ottiene un carico di esercizio di $0,65$ kg/cm² = 65 Kpa. La componente orizzontale (H) rimane di 5.000 kg.

2.-RELAZIONE GEOLOGICA: CARATERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

2.1 Informazioni sul sito

La costruzione riguarda un lotto con superficie pianeggiante.

Sugli edifici presenti sul contorno non si notano tracce di dissesti in atto od avvenuti.

Dai dati cartografici e da informazioni acquisite non risulta che il lotto sia stato sottoposto nel passato a scavo e successivo riempimento.

Nella Carta di Fattibilità Geologica del PGT il sito in esame ricade in “Classe 3a” : fattibilità con alcune limitazioni per la vicinanza della falda..

2.2 Modellazione geologica generale

La struttura geologica del territorio comunale di Trenzano , per la parte che interessa il territorio in esame, è caratterizzato dalla presenza di unità formazionali di origine continentale quaternarie. In modo particolare, si tratta di depositi di origina fluviale e/o fluvioglaciale classificabili secondo il seguente schema stratigrafico:

Trattasi di depositi fluvioglaciali del Pleistocene Medio-Superiore (“Diluvium” dei vecchi autori o “Livello fondamentale della Pianura”) di natura ghiaiosa-sabbiosa-argillosa che presenta una morfologia assai uniforme, interrotta esclusivamente dai letti dei corsi d’acqua.

La litologia caratteristica è rappresentata da ghiaia e sabbia debolmente limosa.

I caratteri sedimentologici specifici sono quelli dei depositi alluvionali: clasti con grado di arrotondamento variabile da subarrotondato (ciottoli) ad arrotondato con grado di alterazione limitato o assente.

Lo strato di alterazione superficiale si presenta di spessore contenuto (0.60-0.80 m) e composto da sedimenti limoso-sabbiosi di colore variabile da marrone a marrone rossiccio (parte basale dell’orizzonte) localmente associati a ghiaia di varia pezzatura (prevalentemente medio-fine).

Lo spessore del “diluvium” varia sensibilmente a seconda delle zone, e nel settore in esame è assai incerto in seguito alla difficile distinzione delle litofacies specifiche relative alle differenti unità. Si stima , dai dati di pozzo, che almeno per 40 - 50 metri vi sia una netta litologia sabbiso-ghiaiosa che contengono la falda freatica.

Il territorio di Trenzano dal punto di vista morfologico è posto sulla linea di transizione fra alta e media pianura, ed è costituito da un’ampia pianura con pendenza media contenuta e compresa tra 1 e 3 per mille con progressivo declivio in direzione sud.

Nel territorio di Trenzano (che ricade nella “fascia dei fontanili”) la falda si trova in media da 2 a 3 metri dal piano di campagna (dallo Studio geologico di supporto al PRG riferito all’inverno 2006-2007) .

2.3 Dati geologici locali

Dalle prove penetrometriche , rapportati ad altri dati sul contorno dedotti dallo Studio Geologico di supporto al PGT, si ricavano i seguenti elementi stratigrafici interpretativi schematizzati , a partire dal piano di campagna originario :

- *fino a circa 1,50 metri : terreni poco addensati.*
- *da 1,50 metri a 6, 30 metri: ghiaietto con sabbia e limo ben addensato (quota “rifiuto” prove) ;*
- *da 6,30 metri a 30 metri : ghiaie grossolane sabbiose ben addensate.*

Nelle prove realizzate il 7 marzo c.anno (in periodo di importante siccità) portate fino a meno 6,30 metri dal piano topografico attuale non sono state rilevate tracce di umidità nei fori delle prove da collegarsi alla falda freatica.

2.4 Approccio Sismico

Il Comune di Trenzano in base all’Ordinanza del Presidente del C. dei Ministri del 20 marzo 2003 ricade in “ Zona 3” .La stessa zonazione è stata mantenuta nella recente D.G.R. n. 2129/14.

Con l’entrata in vigore delle NTC (Norme Tecniche sulle Costruzioni) contenute nel D.M. 17 gennaio 2018, viene prevista la definizione della categoria del suolo in base ad accertamenti di tipo geotecnica o sismico.

Da accertamenti realizzati in sito (prove penetrometriche dinamiche) e dai dati stratigrafici e dai dati sismici del PGT (Vs30 stimata superiore a 400 m/sec) si deduce che il sito ricade in “**Categoria Sismica di Sottosuolo B** “(Par.3.2.2. delle NTC).

Nel PGT la stima del valore della fattore di amplificazione (Fa) elaborata in base ai criteri regionali risulta inferiore a quelle di soglia regionali.

Non si deve tener conto di fenomeni di liquefazione per i seguenti motivi (si fa riferimento agli : “Indirizzi per gli studi di

microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica. Allegato A3 tabella 7 ”.

- l’evento sismico massimo su un intorno di 100 km è appena superiore alla Magnitudo = 5 (www.emidius.mi.ingv.it);

- Con il metodo di Seed e Idriss (1971) , in terreni saturi , per un peso di volume asciutto di 18 kN/mc , saturo 18 kN/mc ,

immerso 8 kN/mc , si calcola il l'azione CSR (*cyclic shear stress ratio*) alle seguenti profondità : 4 , 6 , 15 metri, considerando la massima risalita “ordinaria” a 3 metri. Si ottiene $CSR = 0.08-0,10-0,108$.

Dalle tabelle , che tengono conto di un terremoto di progetto con $M_{07,5}$, di Youd e Idriss (2001) , si ricava il valore della resistenza CRR, deducibile in base al valore di N_{60} , qui considerato con valore di almeno 20 colpi (media di quelli misurati nei terreni senza fini) . Si ricava per una frazione fine compresa fra 15% e il 5% un valore di $CRR=0,24$. Si considera il fattore di correzione MSF di 1,43 per una magnitudo di $M=5,5$ (da Seed ed Idriss , 1982), per cui si ricava il coeff. di sicurezza alla liquefazione:

$FL = CRR \times MSF / CSR =$ compreso fra 4,3 e 3,1 . Valori che si ritengono sufficienti per escludere il rischio in oggetto.

3.-RELAZIONE GEOTECNICA : INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

3-1 Prestazioni realizzate

Si è tenuto conto di due prove eseguite il giorno il 7 marzo c.anno..

Trattasi di prove penetrometriche dinamiche in continuo con punta conica, secondo lo standard AGI, con penetrometro super-pesante della Deep Drill.

Ogni prova consiste nell'infiggere, con maglio di 73 kg che cade da un'altezza di 75 cm, una punta conica del diametro di 50.8 mm, contando il numero di colpi (N) necessario per 30 cm di penetrazione.

La batteria di aste è stata tenuta ruotata per eliminare l'attrito laterale, in considerazione del non utilizzo del rivestimento.

Secondo quanto proposto da La Croix e Hom (1973) si è calcolata la costante di trasformazione e correlazione fra i dati di N di questo penetrometro e quelli delle S.P.T. (Standard Penetration Test) che è uguale a uno (1,13 per la precisione).

Di norma al fine di utilizzare la messe di correlazioni derivanti dai delle S.P.T., occorre calcolare i valori corretti “ N_{60} ” che tengono conto della resa energetica più prossima al vero rapporto energetico abitualmente ottenuto in America del Nord. Si

considera il rapporto suggerito da Seed et sl. (1985) e Skemton (1986) $E_r = (\text{energia effettivamente ceduta dalla massa battente/energia assorbita}) \times 100 = 60$. Il valore dedotto di “N60” tiene conto del sovraccarico rapportato alla pressione litostatica di riferimento pari a $1 \text{ kg/cmq} = 95.76 \text{ kPa}$.

3.2 Risultati delle prove penetrometriche

Le prove sono state portate fino a meno 6,30 : quota del “rifiuto”.

Le prove indicano uno strato poco consistente nei primi 1,50 metri e uno strato ghiaioso- sabbioso con ciottoli più consistente per molti metri.

Si opta di conseguenza (data la poca profondità di indagine) a considerare valori usuali delle variabili geotecniche in considerazione di ciò che si desume dagli scavi eseguiti sul contorno ed ella tipologia di terreno riscontrato.

Si considera terreno non coesivo grossolano bene o molto addensato; con un angolo di attrito di non meno di 36° (poco più del “*normale declivio*” di questi terreni riscontrato su accumuli di scavo) . Coesione = 0. Peso di volume 19 kN/mc . I predetti valori considerano un valore minimo di $N_{60} = 30$ nella zona di influenza della fondazione , che di norma , considerata “B” la larghezza della fondazione, è l’intervallo che va da $B/2$ sopra la quota di assise a $2B$ sotto (da J.E.Bowles) .

3.3 Dati Idrogeologici

. Acque superficiali

Sul contorno più ampio vi sono canali e rogge che non interessano il lotto stesso.

. Acque sotterranee

I sondaggi non hanno messo in evidenza la presenza di filtrazione di acqua nel sottosuolo a meno 6,30 metri dal piano campagna, in periodo di magra e di massimo abbassamento .Si tenga conto che i dati di PGT indicano una profondità di 2 - 3 metri (paragonabile alla quota di fondo delle trincee dei fontanili che funzionano da regolatore piezometrico) .

4.-VERIFICHE DELLA SICUREZZA

4.1 Diagnostica geotecnica

Al termine di questa indagine si deduce che il sottosuolo naturale dell'edificio in esame, sotto le fondazioni (ipotizzate a non meno 1,50 metri dalla superficie attuale) è caratterizzato da:

- terreni con caratteristiche qualitativamente buone.

Il piano di posa delle fondazioni come detto è previsto a non meno **1,50 metri**. Tale quota è suggerita dalla prove penetrometriche che rivelano un livello poco addensato fino a tale profondità. Tale quota può essere intesa come appoggio di uno strato di “magrone”.

4.2 Criteri e prescrizioni generali

. Terrazzamenti e scavi

I litotipi presenti di tipo ghiaioso sabbioso con pochi limi , sono facilmente scavabili con i mezzi normali di scavo (pala ed escavatore).

Questi litotipi garantiscono una tenuta dello scavo ma non a lunga scadenza e comunque per pendenze non superiori ai 60°. Di conseguenza è opportuno far seguire gli scavi dai sostegni, soprattutto in caso di piogge intense e continue.

E' opportuno comunque eseguire gli scavi in un periodo secco.

Nel caso di scavi di fondazione sotto la quota di immobili esistenti, la cui altezza, compresa fra fondo scavo e quota fondazioni esistenti, sia superiore alla distanza in orizzontale compresa fra ciglio di scavo e le fondazioni esistenti, si consiglia molta cautela e la possibilità di realizzare opere revisionali di stabilizzazione dello scavo.

. Acque superficiali e sotterranee.

La circolazione superficiale non può saturare i livelli superficiali. I piano di posa delle fondazioni può essere interessato dalla risalita eccezionale della falda freatica, anche solo con lo strato capillare .

Tutte le altre acque superficiali e/o drenate collettate , saranno comunque evacuate per gravità o per pompaggio verso le reti predisposte.

4.3 Adattamento al suolo delle costruzioni.

. Livello di posa

Le fondazioni saranno poggiate come detto a meno 1,50 dalla quota del suolo attuale del lotto. Data la assenza di volumi di interrato, la profondità minima “D” del piano di posa di almeno un metro e mezzo .

. Carico ammissibile

Si considera a priori la larghezza delle fondazioni a plinto quadrato di almeno **B = 2,00 m.**

Per il calcolo del carico di sicurezza si utilizza la formula EC7, per terreni non coesivi, nell’ipotesi di rottura generale, con i seguenti dati di ingresso: fondazione continua con lato minimo **B = 2,00 metri**, profondità minima **D = 1,50 m**. Si considerano carichi inclinati (per la verifica statica).

I valori caratteristici geotecnici vengono definiti partendo dai seguenti valori considerati come medi e utilizzando l’approccio probabilistico come suggerito da Schneider H.R.(1997) : peso di volume medio arrotondato di **$g = 19,00 \text{ kN/mc}$** (asciutto); **angolo attrito** interno di almeno 36° (di poco superiore all’angolo di normale declivio deducibile dagli scavi e accumulo dei materiali) ; **Es** (modulo elastico secante , dedotto da N60 maggiore di 30 e dalla formula **$E_c \text{ (kPa)} = 600(N60+6)+2000$** (da J.E.Bowles)) = 24 MPa. Coeff.di Poisson **$\nu = 0,3$** (da letteratura).

Applicando il criterio di Schnaider : $X = X_m (1- COV/2)$, dove X= valore caratteristico; X_m = media e COV = coeff. di variazione pari a 0,1 per l’angolo attrito; 0,4 per il modulo elastico e coeff. di Poisson ; 0.068 per peso di volume (da C.Cherubini (1993).

Si ottiene:

$$g = 18,00 \text{ kN/mc} .(\text{asciutto});$$

$$g' = 8,00 \text{ kN/mc} .(\text{saturo});$$

$$f = 34^{\circ};$$

$$E_s = 19 \text{ MPa}.$$

$$v = 0,36 .$$

Il Progettista per la verifica allo scivolamento, nel caso ritenga indispensabile questa verifica, consideri un valore di attrito pari a due terzi del valore sopra riportato.

Per la verifica nei confronti degli **SLU STATICO** di tipo geotecnico (GEO), come previsto al punto 6.4.2.1 del Testo Unico sulle Costruzioni, si considera l' **Approccio 2** , (**A1+M1+R3**) in quanto più aderente alla situazione..

Non conoscendo i valori delle azioni (A1), si calcola il valore della “ *Rd = resistenza di progetto*”. Sarà al Progettista, rapportarla al valore delle azioni. Si ritiene inoltre superflua la verifica EQU al ribaltamento e allo scorrimento

Calcolo della capacità portante allo Stato Limite Ultimo (non si considerano i seguenti coefficienti in quanto influenti o uguali a uno: di inclinazione e di eccentricità dei carichi in quanto non presenti):

Calcolo della capacità portante allo Stato Limite Ultimo con la formula EC7 (si considera che la falda interessi la zona di influenza della fondazione)

Calcolo della capacità portante allo Stato Limite Ultimo con la formula EC7:

(1) **q.limite di rottura = (g D Nq Sq iq + 0,5 g' B Ng Sg ig) : pressione limite a rottura in condizione drenata allo SLU**

$$N_q = 29$$

$$N_g = 38$$

$$S_q = 1,50$$

$$S_g = 0,7$$

$$i_q = i_g = (1 - (0,7 H)/V)^3 = 0,27$$

si ottiene **q.slu** = 317 + 57 = **374 kPa**.

Considerando il coeff. parziale previsto di 2,3 si ottiene la capacità portante limite per SLU :

q.amm.slu = 374/2,3 = 162 kPa: pressione limite efficace in condizione drenata allo SLU

Si fa presente che questo dato, come anticipato, non tiene conto dei carichi centrici o inclinati in quanto non significativi (a detta del Progettista) in questa fase. Nel caso di carico verticale eccentrico, con “**e** = *eccentricità*”, si tenga conto che il valore della larghezza del lato della fondazione da considerare è $B' = (B - 2e)$. Nel caso di carichi inclinati di “**a**” i predetti valori di **i_q** **i_g** sono da inserirsi come ulteriori valori secondo la formula EC7:

Alla bisogna, per far quadrare i conti, si incrementano i valori di B.

Tutte le verifiche ulteriori: scivolamento, ribaltamento, decompressione, ecc vengono tralasciate . Nel caso si consideri un valore di attrito alla base pari a circa 2/3 dell'angolo di attrito del terreno.

Per la verifica nei confronti degli **SLV IN CAMPO SISMICO** di tipo geotecnico (GEO), come previsto al punto 6.4.2.1 del Testo Unico sulle Costruzioni, si considera l'Approccio 2.

Non conoscendo i valori delle azioni (A1), si calcola il valore della “**R_d**= *resistenza di progetto*”. Sarà al Progettista, rapportarla al valore delle azioni. Si ritiene inoltre superflua la verifica EQU al ribaltamento e allo scorrimento.

Si tiene conto di **K_h**= **0.046**, riferito alle coordinate gps del sito.

L'approccio suggerito dalle NTC2008 , del calcolo di **K_{hi}** – **K_{hk}** , non trova riscontro in nessun tradizionale approccio per le verifiche in campo sismico quali:

Sarma-Iossifelis ('90); Richards ('93); Budhu e Al-Karni ('93) ; Dormieux e Pecker ('95); Paolucci e Pecker ('97); Soubra ('97) ; Maugeri ('04); Kumar e Rao('06); Choudhury e Rao ('06) ; EC8 , annesso F ('06).

Per altro lo scrivente fa proprie le osservazioni sulle norme in oggetto elaborate dalla “Conferenza Presidenti Regioni e Province autonome “ versione 7 marzo 2008 alle quali si rimanda.

Si opta per l’approccio proposto da Maugeri-Novità ('04) presentati nel Wokshop del marzo 2009, che tiene conto anche dell’effetto completo cinematico e dinamico. Detto approccio inserisce i termini correttivi **hg** e **hq** nella formula (1), che tengono conto del valore di Kh.

$$(2) \quad hg = B Kh^2 + C Kh + 1;$$

$$(3) \quad hq = H Kh^2 + I kh + 1;$$

Nelle quali:

$$B = - 70,51 (tg.f)^3 + 143,84 (tg.f)^2 - 98,79 tg.f + 27,64 = 4,81;$$

$$C = 12,90 (tg.f)^3 - 35,04 (tg.f)^2 + 30,27 tg.f - 12,48 = - 4,045;$$

$$H = 63,96 (tg.f)^3 - 154,31 (tg.f)^2 + 117,70 tg.f - 26,34 = 2,47;$$

$$I = -4,49 (tg.f)^3 + 10,58 (tg.f)^2 - 8,48 tg.f - 0,22 = - 2,50;$$

da cui:

$$hg = 0,82$$

$$hq = 0,89$$

Si ottiene **q.amm. slv = (317 x 0,89 + 57 x 0,82) /2,3 = arr.to = 143 kPa arrotondato**

. Cedimenti Verifica allo SLD

I cedimenti di norma si calcolano dopo il dimensionamento delle fondazioni e sulla base di prove specifiche.

Per la stima dei **cedimenti immediati e secondari** e secondari dei terreni è stata considerata la formula di Burland e Burbridge (1985), che tiene conto del cedimento primario e secondario.

Ai fini di ottenere la verifica positiva dei cedimenti si considera cautelativamente un carico di esercizio maggiore di 80 kPa.

$$(4) S = f_1 f_2 f_3 ((q - \frac{2}{3} s_{vo}) B^{0.7} I_c);$$

nella quale:

S = cedimento in **mm**

q = carico trasmesso dalla fondazione : **80 kPa**

s_{vo} : tensione litostatica alla quota della fondazione: **25 kPa**

B = larghezza minima fondazione continua = **2,00 m**;

I_c = indice di compressibilità = $1,706 / N_{60}^{1,4}$ (medio) = **0.025** (considerato un N di almeno 20 colpi (valore medio riscontrato sotto B^{0.7} alle fondazioni)

f₁ = coefficiente che tiene conto della forma delle fondazioni , fondazione a plinto = **1**;

f₂ = tiene conto dello spessore dello strato deformabile se inferiore a B^{0.7}, in questo caso = **1**;

f₃= coefficiente che tiene conto per i terreni granulari dei cedimenti differiti = **1,5** per carichi statici e 2,5 per carichi ciclici.

S (fondazioni continue) = 3,8 mm.

Questo valore può essere considerato come medio del cedimento atteso. Per il valore massimo il coeff.da applicare è:

(5) $S_{max f.continue} = S_{1,5} = 6 \text{ mm}$ (arr.to).

Il suddetto valore di cedimento è più che accettabili in quanto entro i limiti dei valori tollerabili per edifici in terreni granulari (da Mac Donald e Skempton 1955). Infatti i valori raccomandabili in queste situazioni è opportuno che non superino i 50 mm , con valori massimi raccomandabili di 35 mm . L'azione sismica non modifica sostanzialmente il predetto valore di S: si vedano gli
: *“Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica. Allegato A3 tabella 7 ”.*

Non si ritiene necessaria la verifica all'assestamento rotazionale per i dati cautelativi considerati.

Per il valore del modulo di reazione “k” di Wincler si stima cautelativamente nell'intervallo dei sedimenti sottostanti alla fondazione , costituiti da ghiaie sabbiose mediamente compatte, un valore **minimo di $k = 15.000 \text{ kN/mc}$ (da J.E.Bowles) .**

. Precauzioni particolari.

Il piano di posa delle fondazioni non deve essere rimaneggiato.
Gli scavi saranno cementati mano a mano che avanzano.

Data l'elevata permeabilità dei sedimenti, lo scarico a perdere di fognature può rappresentare un rischio per la falda sottostante.

Nel caso di scavi di fondazione sotto la quota di immobili esistenti, la cui altezza, compresa fra fondo scavo e quota fondazioni esistenti, sia superiore alla distanza in orizzontale compresa fra ciglio di scavo e le fondazioni esistenti, si consiglia molta cautela e la possibilità di realizzare opere revisionali di stabilizzazione dello scavo.

Come detto la falda è non è stata constatata nei 6,30 metri sondati. Il PGT la colloca a 2-3 metri.

Tale quota è comunque conforme alla presenza dei fontanili. Poiché, è noto, che la quota non è un dato definitivo e stabile e , in casi eccezionali, può risalire ulteriormente, fino a lambire, anche solo con lo strato capillare, il piano di posa delle fondazioni.

. Nota finale

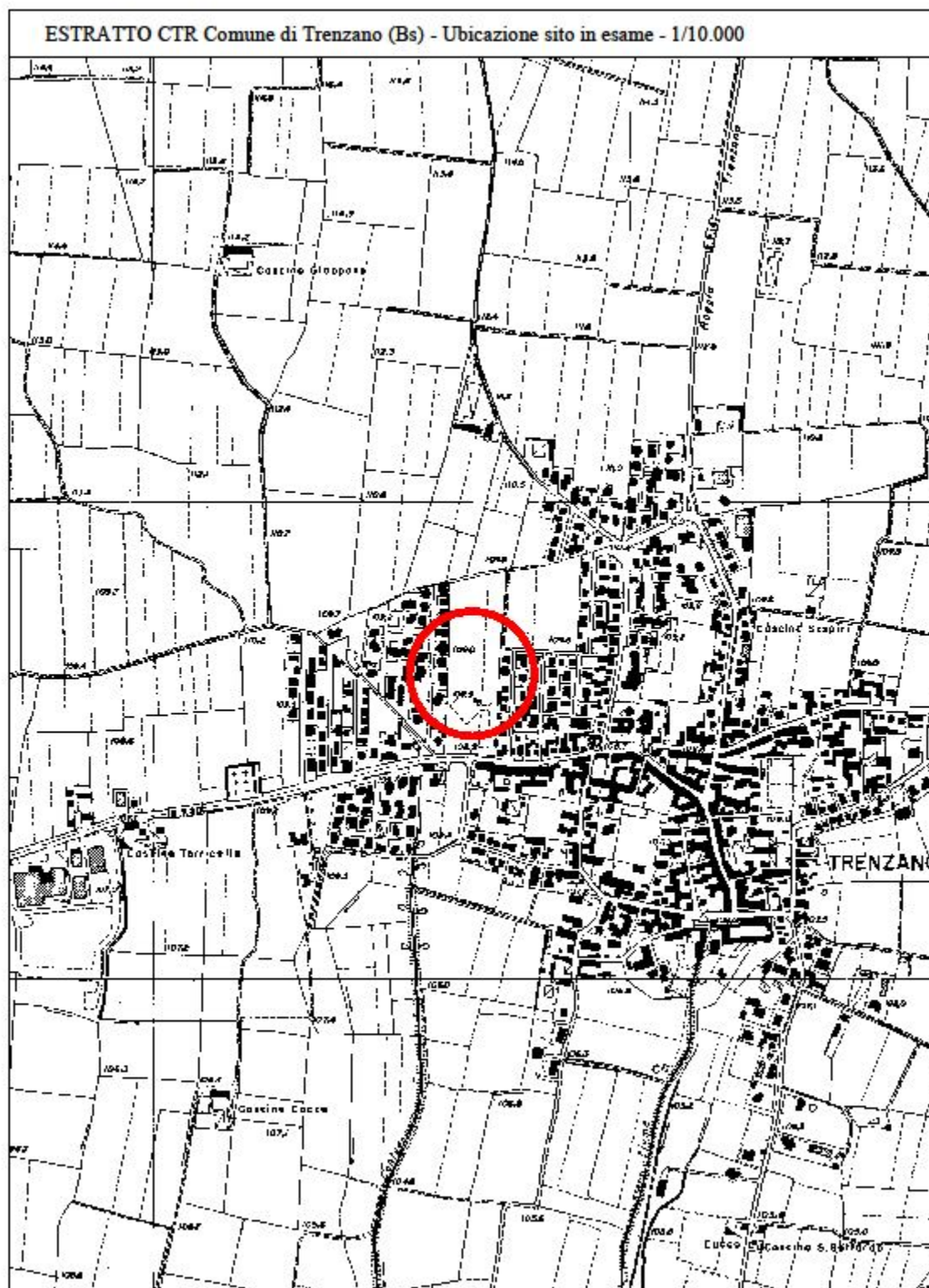
Ogni elemento riscontrato in sede di realizzazione, diverso o antitetico rispetto a quanto qui riportato, dovrà essere subito comunicato allo scrivente.

In fede

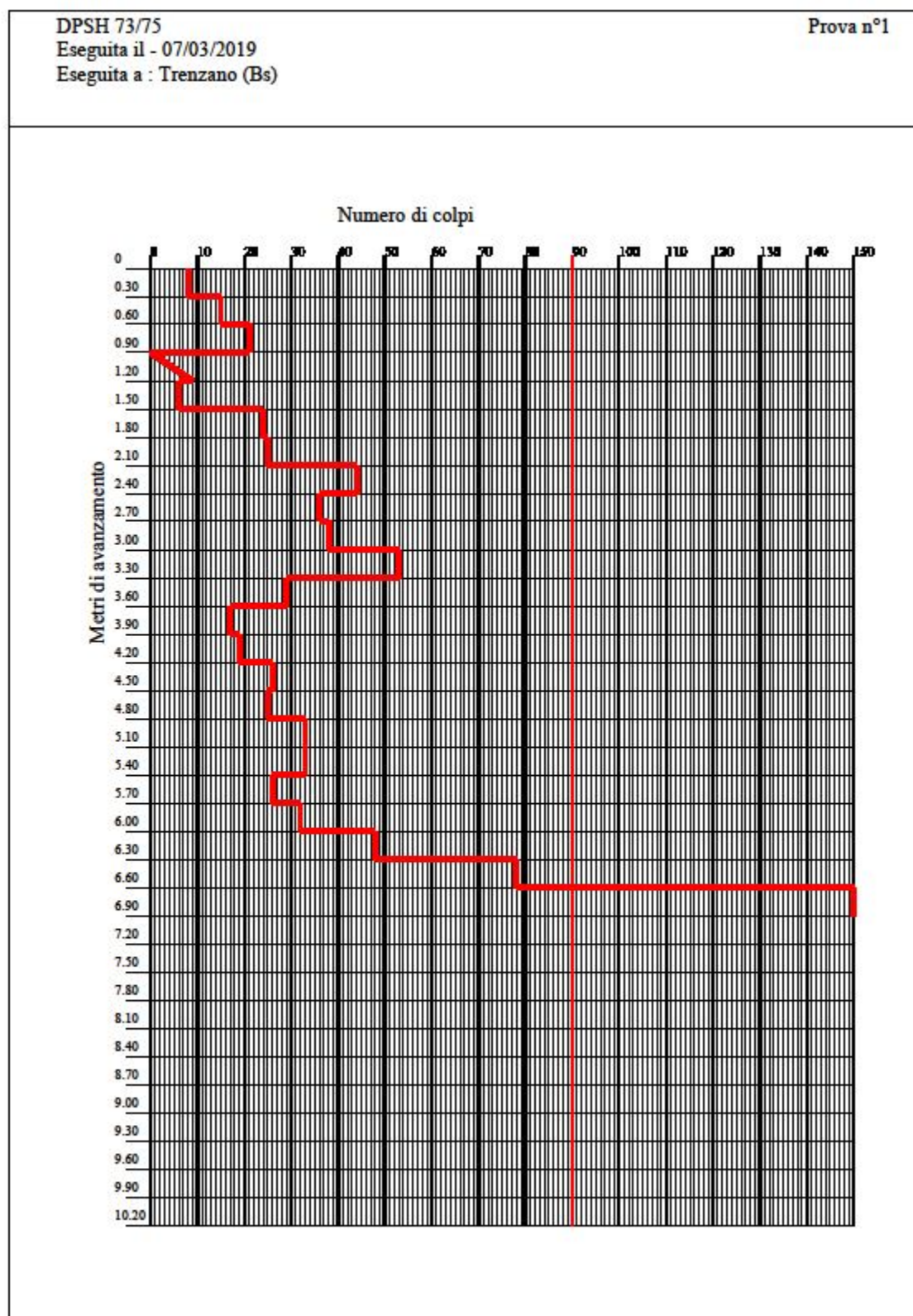
dr Claudio Trovenzi
(firma digitale)



Palazzolo s/Oglio maggio 2019









Prova 1



Prova 2



