



COMUNE DI MORES

PROVINCIA DI SASSARI

Scuole del NUOVO MILLENNIO – piano straordinario di edilizia scolastica Iscol@, programma asse I “Scuole del Nuovo Millennio” – “Lavori di riqualificazione, adeguamento normativo e realizzazione nuova palestra nel plesso scolastico sito in Corso Vittorio Emanuele a Mores”.

CUP G45D16000000006 - CIG 7298280B2C

- PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

G-004

SCALA:

ARCHIVIO: 1020/18

DATA: Novembre 2021

AGG:

Capogruppo: Ing. Stefano Sini

Mandanti: Ing. Enrico Sini; IP Ingegneria Srl; Arch. Armando Evangelisti;
Dott. Geol. Alessandro Forci; Dott. Archeologo Salvatore Fadda; Dott.ssa Ped. Elisa Coratza

Via Walter Frau n° 14 - 07100 SASSARI - Tel/Fax 0794924036 - Mob. 3403989697
e-mail: stex.sini@tiscali.it - P.E.C.: stefano.sini2@ingpec.eu

CAPOGRUPPO:

Dott. Ing. Stefano Sini

COMMITTENTE:

Amministrazione Comunale di Mores

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Geom. Fabio Figoni

REVISIONE:

APPROVAZIONI:

Indice

1INTRODUZIONE.....	2
2RELAZIONE GEOLOGICA	2
2.1Localizzazione dell'area	2
2.2Esame dei vincoli di tipo geologico o idraulico presenti	4
2.3Inquadramento geologico.....	4
2.4Geologia del sito specifico.....	7
2.5 Geomorfologia dell'area	10
2.6 Idrogeologia dell'area.....	11
3CENNI DI SISMICITA'	11
4CONCLUSIONI	15
5RELAZIONE GEOTECNICA	15
5.1Premessa.....	15
5.2Indagini eseguite.....	16
5.3Interazioni opera-terreno	18
5.4Capacità portante dei terreni	20
5.5Stima dei cedimenti.....	20
5.6Conclusioni.....	22
ALLEGATI.....	23

1 INTRODUZIONE

La presente relazione geologica fa parte del progetto definitivo/esecutivo così come previsto dall'art. 23 del D. Lgs 18 aprile 2016 n. 50 e s.m.i. ed illustra gli esiti dello studio geologico realizzato su incarico dell'Amministrazione comunale di Mores (SS) in relazione al progetto di “Lavori di riqualificazione, adeguamento normativo e realizzazione nuova palestra nel plesso scolastico sito in Corso Vittorio Emanuele”.

2 RELAZIONE GEOLOGICA

In base alla normativa di settore (art. 23 D.Lgs 18/04/2016 n. 50, e s.m.a.) la relazione geologica del progetto definitivo/esecutivo viene redatta sulla base di specifiche indagini geognostiche con lo scopo di fornire la descrizione delle formazioni presenti nel sito, dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, in modo da definire il modello geologico del sottosuolo, illustrando e caratterizzando gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità geologica.

Lo studio è stato effettuato attraverso il rilevamento geologico e geomorfologico di superficie che hanno consentito la esaustiva rappresentazione dei caratteri geologici, geomorfologici ed idrogeologici. Le indagini geognostiche sono state realizzate in una fase precedente alla progettazione a cura del Dott. Geol. Pierpaolo Pili e a queste si farà costante riferimento in relazione alla stratigrafia di sottosuolo ed ai parametri geotecnici del terreno di fondazione.

Gli studi sono stati condotti in un'area più vasta di quella dove è situato il sito oggetto di intervento per verificare le condizioni di pericolosità geologica comprendenti sia la stabilità generale dell'area, sia il deflusso delle acque superficiali e sotterranee.

1.1 Localizzazione dell'area

L'area su cui dovrà essere effettuato l'intervento di adeguamento impiantistico e l'ampliamento dovuto alla realizzazione della nuova palestra del plesso scolastico di Corso Vittorio Emanuele dal punto di vista cartografico si colloca nella Sez. 480 - IV “Thiesi” della cartografia IGM 1:25.000 e nella Sez. 480060 “Bonnannaro” della C.T.R. In scala 1:10.000 (Figg. 1).

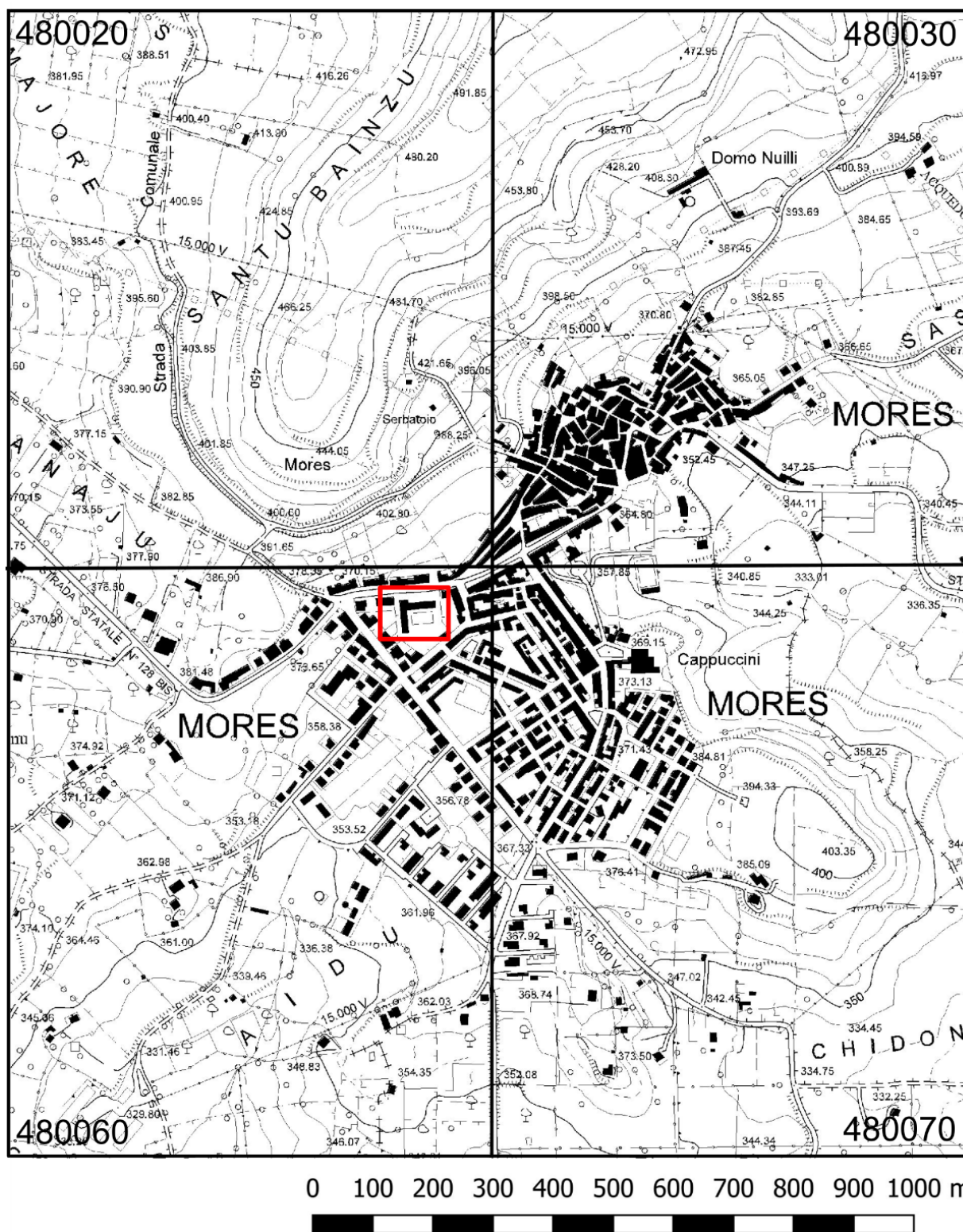


Fig. 1 – Area di ubicazione della scuola oggetto dei lavori di adeguamento ed ampliamento nella Carta Tecnica Regionale, Sezz. 480_020, 480_030, 480_060, 480_070

Morfologicamente il complesso scolastico si colloca in un area subpianeggiante, alla base del versante meridionale del rilievo di Santu Bainzu, ad una quota di circa 365 m s. l. m..

1.2 Esame dei vincoli di tipo geologico o idraulico presenti

L'area del Comune di Mores dove dovrà essere realizzato l'intervento è priva di vincoli a carattere geologico e idraulico non essendo la stessa sottoposta alle prescrizioni della normativa di settore (R.D. 3267/23 – Vincolo Idrogeologico; L. 64/74 - Abitanti da Consolidare; L. 267/98 – Piano di Assetto Idrogeologico (PAI); L. 183/1989 - Piano Stralcio Fasce Fluviali), Non sono presenti inoltre fenomeni segnalati nel Progetto IFFI (Inventario Fenomeni Franosi d'Italia).

1.3 Inquadramento geologico

L'area di Mores si trova all'interno del cosiddetto bacino del Logudoro, un semi-graben, orientato NNW che si estende, da sud verso nord, dal altopiano di Campeda a sud fino alla zona di Ittiri e Ploaghe a nord.

La strutturazione del bacino del Logudoro avviene tramite una serie di faglie dirette che ne identificano il margine occidentale, mentre quello orientale è caratterizzato dalla trasgressione miocenica su un substrato costituito prevalentemente dalle vulcaniti aquitaniane-burdigaliane e da sedimenti mesozoici. I sedimenti, procedendo da est verso ovest, mostrano un'evoluzione da ambienti prossimali a distali. Il riempimento è costituito da tre sequenze stratigrafiche principali: la più antica è una successione sedimentaria costituita alla base da sedimenti clastici grossolani tipici di ambiente fluvio-deltizio (Formazione di Oppia Nuova) che passano a calcari litorali e sabbie (Formazione di Mores), seguiti da siltiti e marne arenacee tipiche di ambiente marino più profondo (Formazione di Borutta). Questa sequenza ha un'età che va dal Burdigaliano superiore fino al Langhiano, poggia con rapporti di *onlap* sulle sottostanti vulcaniti oligo-aquitaniane ed è interrotta superiormente da una superficie erosiva. Su quest'ultima giace la seconda sequenza deposizionale (Seq. 2 in Fig. 2), che arriva fino al Tortoniano-(?) - Messiniano, costituita da sabbie fluvio-marine alla base e da calcari di piattaforma interna ricchi in alghe. Infine si ha la sequenza più giovane (Seq. 3 in Fig. 2) caratterizzata dalla successione clastica di Scala Erre (Messiniano) che affiora solamente più a nord nei pressi di Porto Torres.

Nell'area di edificazione della scuola le litologie che caratterizzano l'immediato intorno sono rappresentate dalla facies sabbiosa della Formazione

di Mores di età burdigalina sormontata verso nord dalle litologie marnoso-arenacee della Formazione di Boruttae quindi, nella parte più alta del rilievo di Santu Bainzu, da quelle carbonatiche della Formazione di Florinas. Le sabbie si presentano in genere sciolte e di un tipico colore chiaro, la natura dei clasti è quarzoso-feldspatica. Su tutte le litologie mioceniche sono diffuse le coperture colluviali e di versante quaternarie che assumono spessori non trascurabili nelle aree depresse e pianeggianti.

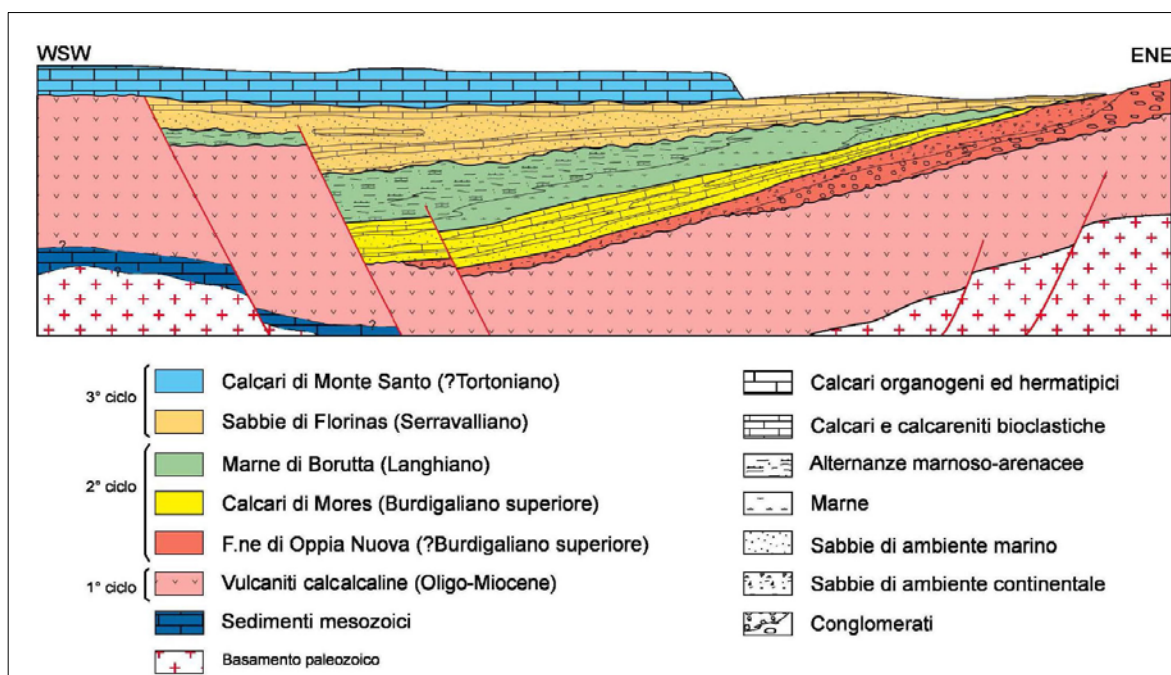
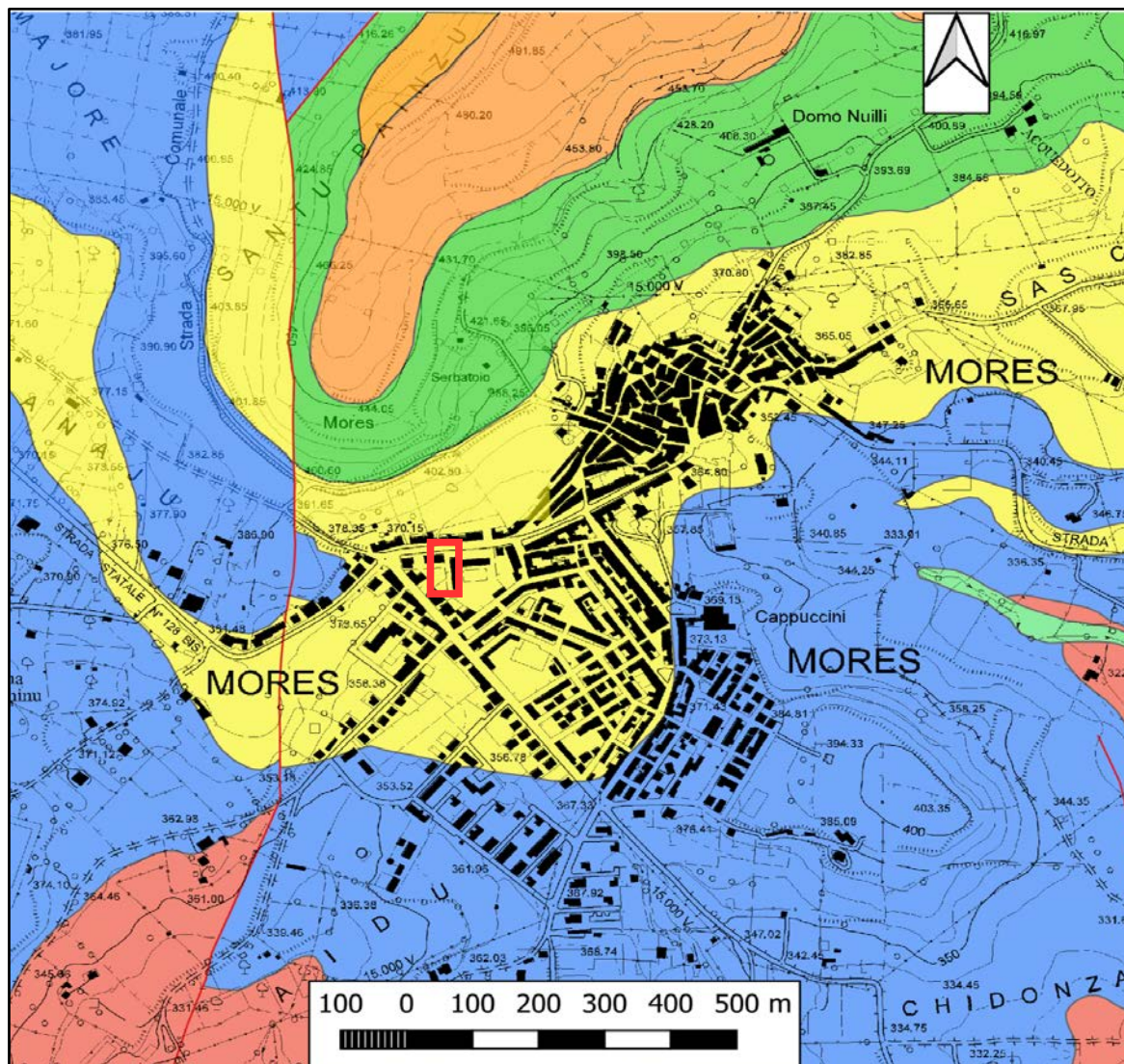


Fig. 2 – Schema stratigrafico-strutturale del “Bacino del Loguoro”.

Il plesso scolastico è edificato interamente sulle litologie sabbiose mioceniche in prevalenza non cementate (Fig.3) che però sono costantemente ricoperte da depositi sedimentari quaternari di origine colluviale di spessore non trascurabile, sono presenti inoltre sottili depositi di origine antropica presenti in maniera discontinua.



- | | |
|--|---|
| | al - Depositi alluvionali sabbioso-argillosi (Olocene) |
| | SF - Sabbie silicee poco cementate di colore chiaro di ambiente fluvio-marino. |
| | SF _c - Biocalcareni di ambiente litorale intercalate in SF "Formazione di Florinas" (Serravalliano?) |
| | MB - Marne e calcareniti alternate a silti "Formazione di Borutta"(Langhiano). |
| | CM - Biocalcareni e calcari fossiliferi litorali. CM _s - Sabbie silicee poco cementate e conglomerati intercalati in CM "Formazione di Mores"(Burdigaliano sup.) |
| | OP - Conglomerati eterometrici poligenici e sabbie di ambiente di conoide alluvionale e fluvio-deltizio "Formazione di Oppia Nuova" (Burdigaliano medio-sup.?) |

Fig. 3 – Carta geologica dell'area di Mores in scala 1:10.000

1.4 Geologia del sito specifico

Nei dintorni del complesso scolastico non sono presenti scavi o tagli artificiali o naturali che mettano in evidenza il substrato geologico del sito specifico, le osservazioni di ordine stratigrafico si basano pertanto sui dati di precedenti pozzetti geognostici realizzati a cura del Dott. Geol. Pierpaolo Pili riportati in una specifica relazione geologica. L'ubicazione dei pozzetti è riportata in Fig. 3, nella stessa figura è riportato anche lo stendimento sismico eseguito con il metodo MASW per la determinazione della categoria di sottosuolo ai fini delle considerazioni di tipo sismico.



Fig.4 - Ubicazione dei pozzetti geognostici e dello stendimento sismico di tipo MASW, in rosso l'area di ingombro della nuova palestra e della scala estena antincendio.

La profondità dei 3 pozzetti realizzati varia da 2,0 a 3,4 m in base alla resistenza riscontrata nell'avanzamento dello scavo effettuato con escavatore gommato (terna).

Oltre a depositi di riporto superficiali che presentano spessori variabili da 30 a 60 cm, è presente un deposito argilloso-sabbioso verosimilmente di natura colluviale, in parte pedogenizzato, che mostra spessori anch'esso variabili tra 1, 2 e 2, 5 m, al di sotto del quale compare il substrato miocenico costituito da sabbie fini di colore biancastro con livelli da centimetrici a decimetrici cementati a consistenza lapideo.

La descrizione stratigrafica, così come rilevata al momento dell'esecuzione da parte del Dott. Geol. Pierpaolo Pili è riprodotta nelle Figg. 6, 7, 8.

POZZETTO STRATIGRAFICO N. 1

Profondità (m)	Spessore (m)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	Pocket p. kg/cm
0,25	0,30	◊ — △ — ◊	Terreno di riporto detritico argilloso		
0,30	1,10	▽ — ▽ — ▽	Suolo argilloso con resti vegetali		
0,75		▽ — ▽ — ▽			
1,00		▽ — ▽ — ▽			
1,25		▽ — ▽ — ▽			
1,50	1,60	— — — — —	Argilla sabbiosa addensata		
1,75		— — — — —		1,50 - 1,80	1,7
2,00		— — — — —			2,7
2,25		— — — — —			
2,50		— — — — —			
2,75		— — — — —			
3,00	0,60	• • • • •	Sabbia fine biancastra, debolmente argillosa nei primi decimetri poi ben addensata ed intercalata a livelli cementati di spessore centimetrico (da 2 a 10 cm)		
3,25		• • • • •			
3,50					
3,75					
4,00					



Fig.5 - Pozzetto geognostico n. 1

POZZETTO STRATIGRAFICO N. 2

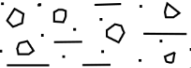
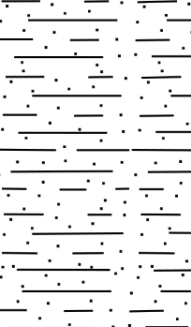
Profondità(m)	Spessore(m)	Litologia	Descrizione litologica			Campioni	Pocket p.kg/cm	
0,25	0,60		Terreno di riporto detritico argilloso					
0,30								
0,75								
1,00	2,50		Argilla sabbiosa addensata					
1,25								
1,50								
1,75								
2,00								
2,25								
2,50								
2,75								
3,00								
3,10								
3,25	0,30		Sabbia fine biancastra - giallastra, argillosa					
3,50								
3,75								
4,00								



Fig.6- Pozzetto geognostico n. 2

POZZETTO STRATIGRAFICO N. 3

Profondità(m)	Spessore(m)	Litologia	Descrizione litologica	Campioni	Pocket p.kg/cm
0,25	0,30	0,30	Terreno di riporto detritico argilloso		
0,30					
0,75					
1,00	1,20		Argilla sabbiosa addensata		
1,25					
1,50	1,50				
1,75					
2,00	0,50		Sabbia fine biancastra, con livelli cementati di spessore da centimetrico a decimetrico		
2,25	2,00				
2,50			Lo scavo del pozzetto si interrompe su un livello lapideo compatto		
2,75					
3,00					
3,25					
3,50					
3,75					
4,00					



Fig.7 - Pozzetto geognostico n. 3

1.5 Geomorfologia dell'area

Come già accennato l'area si colloca alla base meridionale della collina di Santu Bainzu su una morfologia sub-pianeggiante, non sono presenti corsi d'acqua o anche semplici impluvi di primo ordine e le uniche dinamiche geomorfologiche sono rappresentate dalle acque di ruscellamento che comunque sono limitate dalla elevata permeabilità delle facies sabbiose mioceniche che costituiscono i terreni geologici su cui è edificato l'abitato di Mores.

1.6 Idrogeologia dell'area

Dal punto di vista idrogeologico le facies sabbiose mioceniche mostrano una permeabilità elevata per porosità mentre i depositi argilloso-sabbiosi le sovrastano presentano una permeabilità modesta, non risultano presenti comunque indizi riconducibili alla presenza di falde superficiali mentre è presente un pozzo trivellato in disuso con livello di falda relativamente profondo, superiore a 10 m, che comunque non presenta interazioni con il presente progetto.

3 CENNI DI SISMICITA'

In questo paragrafo si definiscono le caratteristiche sismiche del sito al fine di determinare, in accordo con le Norme tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC18), le eventuali azioni sismiche a cui potrebbero essere soggette le strutture in progetto.

I dati basati sulle prove geofisiche eseguite sono stati estrapolati dall'elaborato denominato "*Verifica di vulnerabilità sismica – Relazione tecnica e di calcolo*" a cura dell'Ing. Stefano Ibba dove le indagini geofisiche sono state condotte dal Dott. Geol. Giancarlo Carboni.

Per quanto riguarda la sismicità della Sardegna in generale nella sottostante Fig. 14 è mostrata la rappresentazione cartografica dei terremoti storici presenti nel catalogo CPTI 15 (Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, 2015), redatto dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). Si evidenzia come la Sardegna presenti una sismicità storica molto bassa sia come frequenza sia come magnitudo.

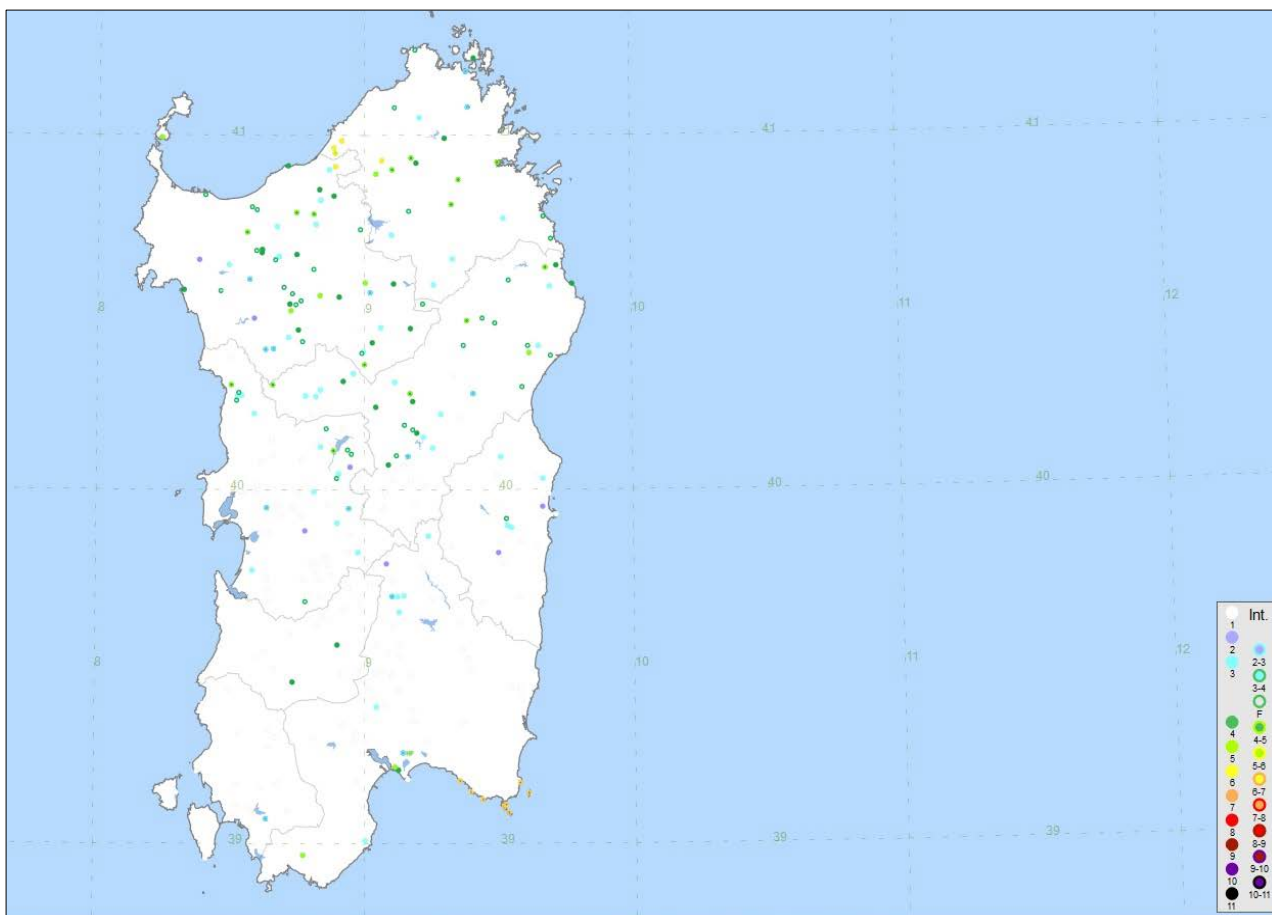


Fig. 8 – terremoti storici che hanno interessato la Sardegna (da INGC: *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani*, 2015)

Secondo il provvedimento legislativo del 2003 (cfr. O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i.), i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, in base al loro rischio sismico, calcolato in base al PGA (*Peak Ground Acceleration* = picco di accelerazione al suolo) e per frequenza ed intensità degli eventi. La Sardegna in questa classificazione ricadeva nella Zona 4, quella a più bassa sismicità, con $PGA < 0,05$ g.

Le NTC18, così come le precedenti NTC2008 fanno riferimento invece alla “pericolosità sismica di base” in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La pericolosità sismica di base costituisce quindi l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni. Allo stato attuale la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita su un reticolo di riferimento e per diversi intervalli temporali (periodo di ritorno). Il reticolo di riferimento è rimasto invariato rispetto alle NTC2008 dove l'intero territorio italiano è suddiviso in maglie di circa 10×10 km di lato con i nodi espressi in termini di coordinate geografiche (Tabella B1 delle NTC2008; <http://esse1.mi.ingv.it/>). Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno (T_r) considerati dalla pericolosità sismica, sono forniti tre parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto.

- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa al bedrock con superficie topografica orizzontale (espressa in $g/10$)
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in s).

Le accelerazioni orizzontali massime attese al bedrock (a_g) non sono più valutate genericamente sulla base dell'appartenenza del comune in cui realizzare l'opera ad una zona sismica, ma sono calcolate in funzione dell'effettiva posizione geografica del sito dove verrà realizzata l'opera.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno (T_r) considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50-esimo percentile.

Per un qualunque punto del territorio, non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto (a_g , F_0 , T^*c) possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici del reticolo di riferimento.

Le NTC18 definiscono l'azione sismica considerando un periodo di ritorno (T_r) che è funzione della probabilità di superamento di un valore di accelerazione orizzontale (P_{Vr}) nel periodo di riferimento dell'opera (V_r).

Il periodo di riferimento dell'opera (V_r) si ottiene dal prodotto tra la Vita Nominale (V_n), intesa come il numero di anni nel quale l'opera è utilizzata allo scopo a cui è stata destinata, e il Coefficiente d'uso (C_u), funzione della Classe d'uso della costruzione (cfr. paragrafo 2.4.3 delle NTC18).

Per la scuola oggetto di intervento sono stati assunti i seguenti parametri:

Vita nominale (V_n) di 50 anni, Classe d'uso pari a IIL, corrispondente ad un coefficiente d'uso (C_u) pari a 1,5.

Dal loro prodotto si ottiene un periodo di riferimento per l'opera V_r pari a 75 anni. L'analisi sismica completa è oggetto di specifico elaborato a cura del Dott. Geol. Giancarlo Carboni, a cui si rimanda per eventuali approfondimenti. È stata utilizzata la metodologia MASW con stendimento di 42 m riportato in Fig. Sono stati utilizzati n. 22 geofoni con una frequenza propria di 4,5 Hz, distanza intergeofonica di 2 m e 2 battute contrapposte disposte a 4 m dal primo geofono.

Il modello stratigrafico di riferimento è composto da 4 sismostrati come da sottostante tabella dove si assiste ad un graduale aumento della velocità sismica delle onde di taglio al crescere della profondità.

Stratigrafia Vs						
Strati	Spessore strato (m)	γ (kN/m ³)	Vs (m/s)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
A	3.7	16.6	220	3643	204	0.067
B	6.3	20.4	511	10447	805	0.049
C	8	21.1	584	12345	1168	0.055
D	12	22.0	691	15234	2073	0.069

Sulla base della stratigrafia ottenuta la Vs risultante è pari a **498 m/s**, Da cui deriva una categoria di sottosuolo di **tipo B** come da sottostante tabella:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Circa il fattore topografia Le possibili condizioni sono:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$;

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

In relazione all'andamento morfologico locale, pianeggiante, è possibile classificare il sito di interesse come categoria T1.

4 CONCLUSIONI

È stato effettuato lo studio geologico del sito oggetto del progetto di adeguamento della scuola media di Mores e dell'area di edificazione della nuova palestra polivalente. Il modello geologico definitivo prevede una stratigrafia dove depositi sciolti, costituiti essenzialmente da argille sabbiose di natura colluviale di età olocenica, ricoprono con spessori variabili, da 1,5 a 3,10 m, sabbie mioceniche con livelli cementati che costituiscono il substrato geologico di riferimento.

La palestra e la scala antincendio saranno posizionate sul lato sud del presente edificio con un ingombro delle fondazioni di circa 45x22 m per la palestra e di 5x4 m la scala antincendio.

Il terreno di fondazione sarà costituito dai depositi colluviali su cui erano già disponibili prove di laboratorio riportate nella parte geotecnica.

Vista la morfologia sub pianeggiante dei luoghi, la natura dei terreni presenti e l'assenza di corsi d'acque e impluvi, che in qualche modo possano influenzare la stabilità e la fruibilità dell'opera, non vi sono preclusioni o particolari accorgimenti di ordine geologico da adottare nella realizzazione della nuova palestra, della scala antincendio e nei lavori di adeguamento dei fabbricati esistenti.

5 RELAZIONE GEOTECNICA

1.7 Premessa

La presente relazione geotecnica fa parte del progetto definitivo/esecutivo di cui all'art. 23 del D. Lgs 18 aprile 2016 e s.m.i. ed illustra gli esiti dello studio geotecnico realizzato su incarico del Comune di Mores in relazione al progetto di "Lavori di riqualificazione, adeguamento normativo e realizzazione nuova palestra e scala antincendio nel plesso scolastico sito in Corso Vittorio Emanuele".

Il terreno di fondazione è stato indagato attraverso l'esecuzione di pozzetti geognostici ed indagini di laboratorio su campioni prelevati su zolla nell'ambito di uno studio precedentemente realizzato da parte del Dott. Geol. Pierpaolo Pili su incarico dell'Amministrazione Comunale. A questo studio faremo sostanzialmente riferimento per quanto riguarda le indagini geognostiche e le prove di laboratorio che vengono riproposte in allegato.

1.8 Indagini eseguite

La formulazione del modello geotecnico definitivo del sito prevede lo svolgimento di

specifiche indagini geognostiche supportate eventualmente da prove di laboratorio che permettano la caratterizzazione del volume significativo di terreno (par. 6.2.2 NTC 18), in modo da permettere la definizione del modello geotecnico del sottosuolo necessario al corretto dimensionamento delle fondazioni delle strutture in progetto. Attraverso le indagini effettuate in altro incarico al Dott. Geol. Pierpaolo Pili si è arrivati a stimare lo spessore e la natura dei depositi colluviali superficiali (vedi parte geologica), nonché determinare i principali parametri geotecnici dei suddetti depositi e del sottostante substrato.

Le prove di laboratorio sono consistite in una prova di taglio CD e una prova di compressibilità edometrica nei terreni sabbioso-argillosi superficiali, costituenti il piano di posa delle nuove fondazioni della palestra in progetto, mentre i terreni presenti più in profondità sono stati campionati e parametrizzati attraverso una prova tipo “point load” che ha interessato i livelli più cementati lapidei delle sabbie mioceniche che costituiscono il substrato geologico di riferimento.

Come riportato nella Relazione geologica i 3 pozzetti effettuati hanno raggiunto la profondità massima di 3,4 m raggiungendo il substrato a profondità comprese tra 2,0 e 3,10 m, La relativa sezione geotecnica rappresentativa è riportata in Fig. 9

SEZIONE GEOTECNICA

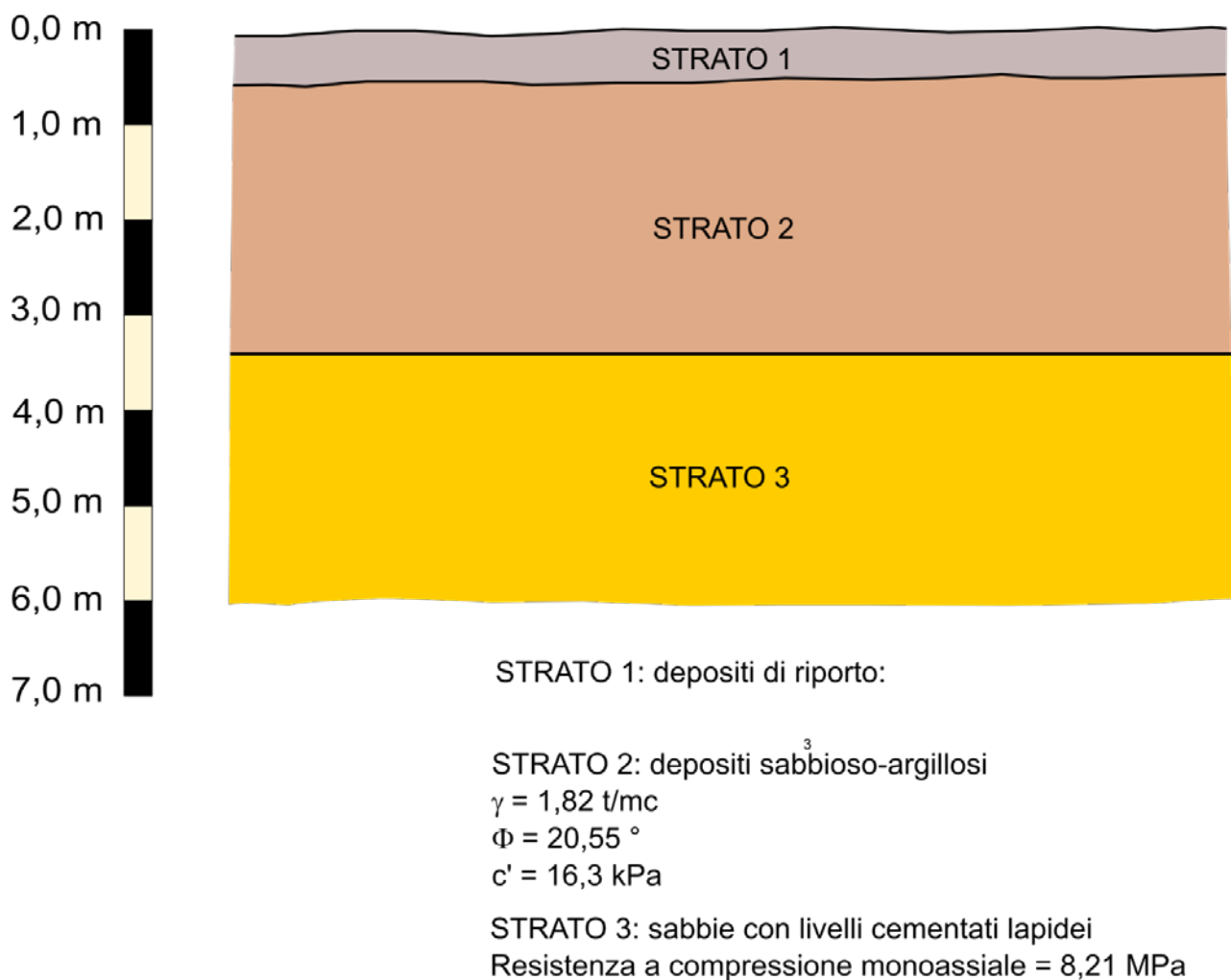


Fig. 9 – Sezione geotecnica ottenuta dai dati dei pozzetti geognostici e delle prove di laboratorio

Lo stato 1, di riporto, visto il ridotto spessore (inferiore a 50 cm) non riveste interesse nell'ambito della realizzazione della nuova palestra e della scala antincendio, mentre lo strato 2 è lo strato che costituisce il terreno di posa delle fondazioni, per questo è stato sottoposto a prove di laboratorio per ricavare i parametri geotecnici necessari alla progettazione delle strutture.

Il deposito è costituito da argille sabbiose mediamente addensate con uno spessore di circa 3 m. I parametri geotecnici determinati sulla base di prove di taglio CD hanno permesso di ricavare il peso di volume γ , l'angolo di attrito Φ e la coesione c' .

Dalla prova di consolidazione edometrica si ricava invece il rapporto di sovraconsolidazione OCR, ricavando una moderata sovraconsolidazione.

Lo strato 3 è rappresentato da sabbie mioceniche ben addensate con livelli cementati e costituisce il substrato geologico di riferimento.

I valori ricavati in laboratorio sono riassunti nella sottostante Tab. 1 mentre i relativi certificati di laboratorio estrapolati dalla relazione geologica del Dott. Geol. Pierpalo Pili sono riportati in allegato.

Classificazione strato 2	Coesione consolidata drenata (c') camp. C1	Angolo di attrito strato 1 C1(da prova di taglio CD)	Peso di volume naturale strato 1(γ_n)	Modulo Edometrico con $p=50$ kPa
Argilla sabbiosa	16,3 kPa	$\Phi=20,55^\circ$	1820 kg/mc	1699,2 kPa

Tab. 1 – Valori attribuiti ai terreni indagati sulla base delle prove e delle analisi di laboratorio eseguite.

Per i calcoli geotecnici della fondazione vengono utilizzati i valori relativi allo strato 2 ($\gamma_n = 1820$ kg/mc; $\Phi=20,55^\circ$, $c'= 16,3$ kPa) visto che il piano di posa della fondazione è posto a quote comprese tra 0,79 e 1,50 m dal piano di campagna.

1.9 Interazioni opera-terreno

La nuova struttura è costituita da un complesso polivalente che si svilupperà sul lato sud-ovest della scuola esistente ed avrà una forma irregolare di trapezio rettangolare. Il corpo di fabbrica è stato progettato suddividendolo in tre corpi distinti con l'individuazione di un ambiente ad uso teatrale disposto nella parte nord-ovest della nuova struttura (Corpo A), la palestra vera e propria, disposta centralmente (Corpo B) e la zona spogliatoi che costituisce il corpo più a sud (Corpo C). Sarà realizzata inoltre una scala esterna antincendio in acciaio sullo spigolo sud-ovest del fabbricato.

Ogni ambiente è strutturalmente indipendente con fondazioni di tipo continuo tranne la scala antincendio che poggia su una platea in c.a..

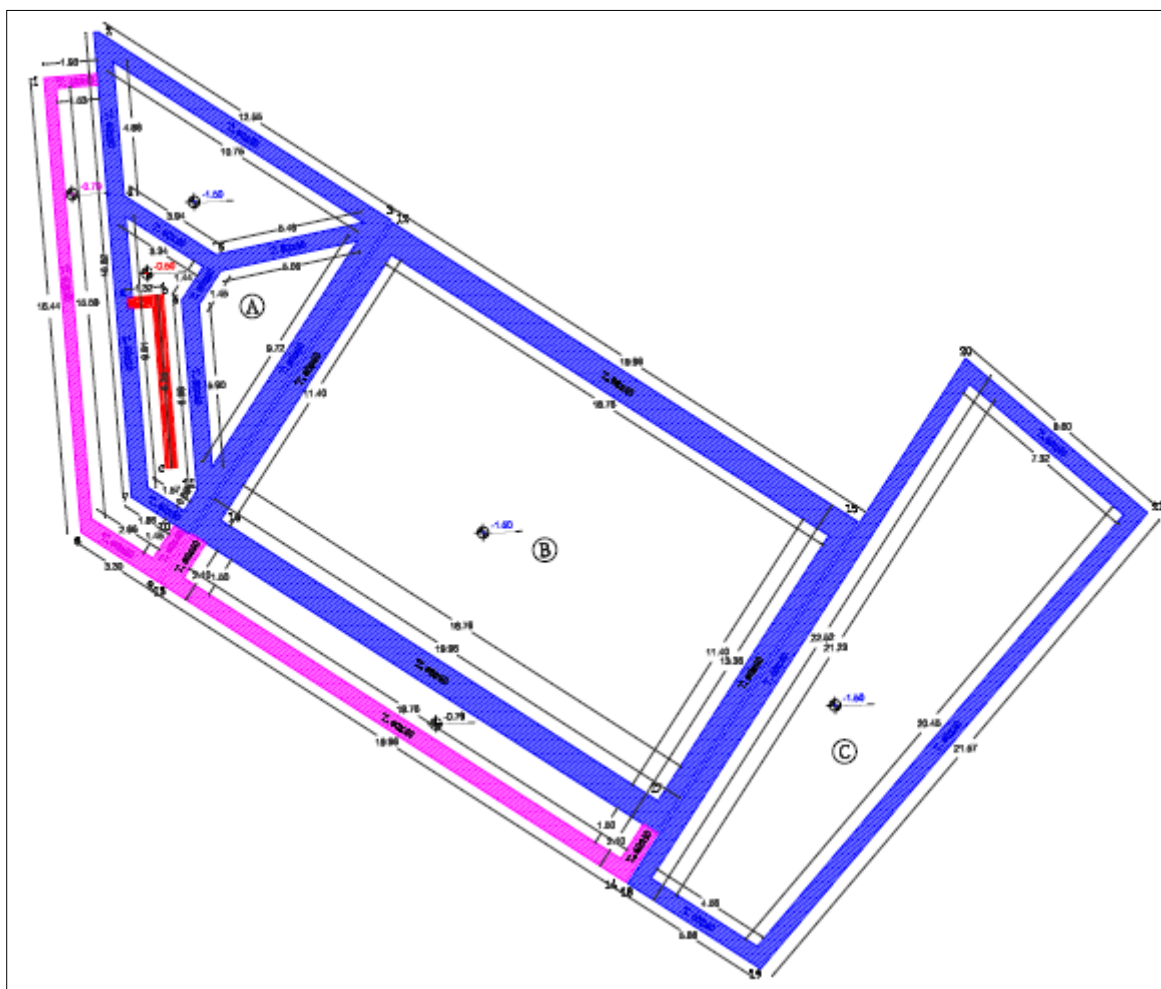


Fig. 10 – Rappresentazione delle fondazioni della palestra in progetto suddivisa in tre corpi distinti (A,B,C) (da elaborati progettuali a firma dell'Ing. Stefano Sini)

Il Corpo A risulta architettonicamente costituito da un piano fuori terra e presenta una forma triangolare di lati pari a 12,33 m e 15,31 m, compresa la pensilina che costeggia lo spazio teatrale. La copertura risulta inclinata ad una falda, in continuità con gli altri manufatti adiacenti. Dal punto di vista strutturale, questo corpo è stato progettato con fondazioni continue nastriformi in calcestruzzo armato, di larghezza variabile tra i 0,60 e gli 0,80 m, di altezza pari a 0,40 m e piano di posa ad una profondità di 1,50 m dal piano di campagna.

La porzione di fondazione che costituisce la pensilina sarà invece caratterizzata da un piano di posa ad una profondità di 0,79 m, con fondazioni in calcestruzzo armato continue di sezione 40x40 cm.

Il **corpo B** rappresenta invece la palestra e ha una forma rettangolare di dimensioni pari a 12,82x19,64 m, con adiacente un corridoio per lo sgombero di larghezza pari a 2,13 m, costituito dalla pensilina di collegamento tra l'esistente e i nuovi spazi.

La palestra è dotata di altezza minima pari a 5,31 m, fino all'intradosso della copertura, e di altezza massima corrispondente a 6,77 m, in adiacenza al corpo C. Dal punto di vista prettamente strutturale, è caratterizzata da una analoga struttura di fondazione rispetto a quella già descritta per il corpo A, con la sola differenza che, essendo il piano di calpestio a quota 0,00 m, i muri in calcestruzzo armato avranno un'altezza complessiva di 1,10 m.

Il **corpo C** rappresenta il blocco spogliatoi e si estende nel tratto a sud ovest del sito a destinazione scolastica, in aderenza, su un lato, al corpo palestra mentre sull'altro alla cabina elettrica esistente. Presenta in pianta una forma irregolare rettangolare ed è costituito da un solo piano fuori terra. Il solaio di copertura risulta piano e presenta una quota finita pari a 3,10 m.

Le fondazioni del presente corpo saranno sempre del tipo lineare ed avranno una sezione rettangolare 60x40cm.

Il piano di posa delle fondazione sarà realizzato in tutti i casi a sezione obbligata.

La scala antincendio, infine, verrà realizzata interamente acciaio e collegata mediante nodi ad incastro alla platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore pari a 40 cm con dimensione di 3,87 x 4,69 m. .

1.10 Capacità portante dei terreni

Considerate le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e le opere previste non esistono particolari limitazioni o prescrizioni in merito alla capacità portante dei terreni e ai cedimenti attesi.

Il corpo fabbrica che presenta i carichi maggiori sul terreno di fondazione e rappresentato dal locale spogliatoi (Corpo C) che presenta un carico massimo di 61 Kpa, viene considerato poi il carico su il pilastro più sollecitato della palestra (Corpo B) pari a 44 Kpa. Carichi minori vengono esercitati dalla scala antincendio e risultano pari a circa 27 KPa.

Per i calcoli geotecnici sono stati utilizzati, i valori relativi allo strato 2 ($\gamma_n = 1820 \text{ kg/mc}$; $F=20,55^\circ$, $c'=16,3 \text{ kPa}$)

Il calcolo riportato in All.3 è conforme a quanto previsto dalle NTC18 e mette in evidenza come il carico limite sul terreno risulti superiore ai carichi di esercizio con coefficiente di sicurezza superiore a 1 come da normativa

1.11 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda i cedimenti, gli stessi risultano molto limitati per l'esiguità dei carichi trasmessi e per il ridotto spessore dei terreni deformabili che presentano spessori limitati a

circa 2,0 m, ritenendo le sabbie mioceniche sottostanti praticamente incompressibili e comunque a profondità maggiori di 3B (2,10 m) dove in base alla teoria dei bulbi di pressione di Boussinesq l'aliquota del carico trasmesso dalla fondazione ad una profondità pari a 3B è :

$$q_0 = q \cdot 0,15$$

dove q è il carico agente alla base della formazione.

Si dovrà considerare poi che l'incremento di carico netto sarà pari al carico trasmesso dalla fondazione privato del carico dovuto al terreno rimosso per gli scavi pari a 1,5 m di altezza (27kPa).

Il carico netto che il Corpo C è pertanto di 34 kPa, mentre per il Corpo B è di 17 Kpa mentre per il Corpo A e la scala antincendio il carico trasmesso è ancora inferiore.

Per il calcolo dei cedimenti di consolidazione primari, si è proceduto elaborando i valori del modulo edometrico E ottenuti dalla Prova Edometrica (vedi allegati), stimando poi i cedimenti immediati e secondari come un'aliquota del cedimento primario.

La formula utilizzata è la seguente:

$$\Delta H = H_0 \Delta p \, mv$$

con H_0 , Δp e mv corrispondenti rispettivamente allo spessore dello strato compressibile (2,0 m), in quanto alla variazione di pressione a metà dello stesso strato si è preferito lasciare invariato il valore di 34 Kpa per il Corpo C senza ulteriori riduzioni per considerare la presenza della fondazione adiacente del Corpo B, il coefficiente di compressibilità volumetrica (mv) corrisponde all'inverso del modulo edometrico E, che nel caso in questione, per pressioni vicine al carico ammissibile vale circa 1600 Kpa.

Pertanto, esprimendo le lunghezze in m e le pressioni in Kpa, si ha:

$$\Delta H = H_0 \Delta p \, mv = 0,04 \, m$$

riportando il valore in centimetri e considerando anche i cedimenti immediati che per argille sovraconsolidate rappresentano un'aliquota non trascurabile di ΔH , si arriva ad una stima di 5-6 cm di cedimento globale nelle ipotesi considerate. Per il corpo B che presenta un incremento di carico dimezzato rispetto al Corpo C il cedimento atteso stimato è pari a circa 3 cm mentre non sono ipotizzabili cedimenti differenziali di una qualche rilevanza per entrambi i corpi.

In corrispondenza degli scavi di sbancamento si renderà necessaria la protezione del fronte degli scavi con altezza superiore a 1,50 metri, come previsto dal Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81, in attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro. Si dovrà tenere poi presente la presenza di acque all'interno degli scavi soprattutto nei periodi piovosi.

1.12 Conclusioni

Sulla base dei rilievi di superficie e di tre pozzetti geognostici stato possibile ricavare la stratigrafia dell'area di intervento. Il terreno di fondazione sotto circa 50-60 cm di terreni di riporto, da rimuovere, è costituito da sabbie argillose addensate (strato 2 in relazione). Le analisi di laboratorio hanno consentito quindi di ricavare i parametri geotecnici dei terreni al fine di verificare allo stato limite ultimo (SLU) l'insieme fondazione-terreno in termini di capacità portante e scorrimento del piano di fondazione seguendo l'approccio 2 (A1+M1+R3), in condizioni sismiche considerando la risposta sismica locale in condizioni di Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Le verifiche hanno confermato la piena fattibilità delle opere dal punto di vista geotecnico. I cedimenti totali attesi sono risultati nell'ordine massimo dei 5 cm.

6 ALLEGATI

ALL. 1– TABELLE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

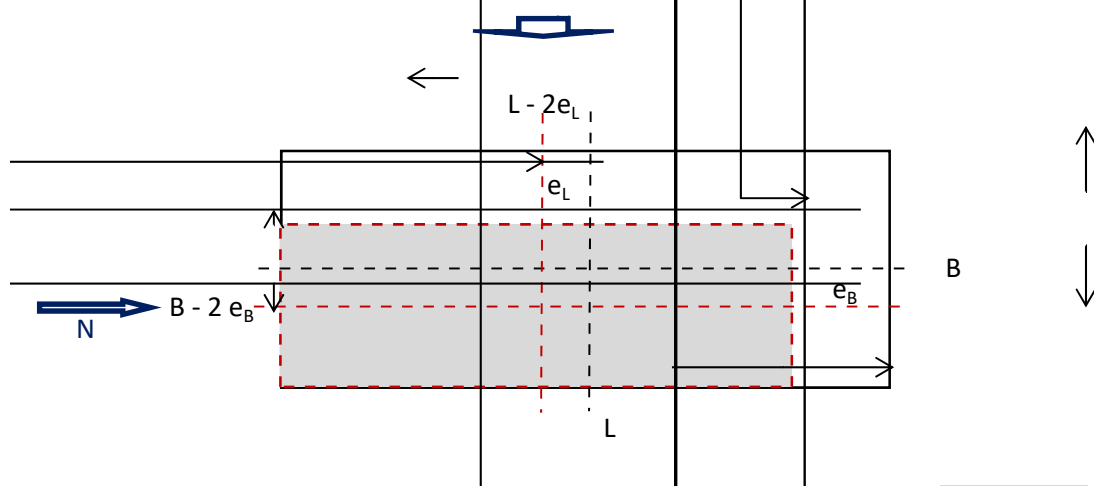
ALL. 2 – STRATIGRAFIE E CERTIFICATI DI LABORATORIO
RELAZIONE GEOLOGICA DOTT.GEOL. PIERPAOLO PILI

all. 1 - Tabelle calcolo capacità portante

CORPO B

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$G_{k1} = 23,4$ KN

$G_{k2} = 1,42$ KN

$Q_k = 18$ KN

$N = 42,82$ KN

$\theta = 0^\circ$

$H = 0,00$ KN

$V = 42,82$ KN

$e_B = 0,00$ m

$e_L = 0,00$ m

$B = 0,98$ m

$L = 1,00$ m

$D = 1,10$ m

$B' = 0,98$ m

$L' = 1,00$ m

$c = 16,30$ KN/m²

$c_a = 0,00$ KN/m²

$\phi = 20,5^\circ$

$q = 20,02$ KN/m²

$\gamma_t = 18,20$ KN/m³

$\omega = 0^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,05$ m/sec²

$F_o = 2,88$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

Categoria topografica

T1

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \sin \omega$ se $\phi \neq 0$	0,00

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$	15,30
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$	6,72
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$	5,77

Fattori di forma s_c , s_q , e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1,43
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \operatorname{tg} \phi)$	1,37
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0,61

Fattori di profondità d_c , d_q , e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

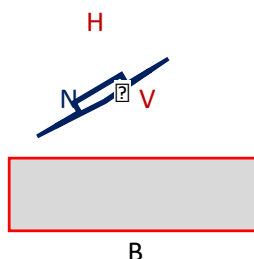
$$K = D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = 0,02 \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \phi)]$	1,01
$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$	1,01
$d_\gamma = 1$	1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,51$$

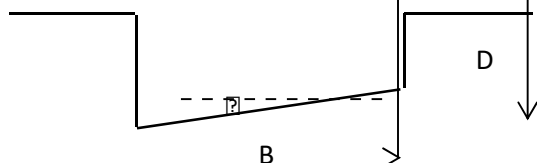
per $c > 0$ e $\phi = 0$	
--------------------------	--

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
----------------	----------

$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^m$	1,00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^{m+1}$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	1,00
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	1,00

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$K_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{vi} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,99
$e_{vi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$K_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,012
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,060

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
---------	------

Par. geo.	(M1)
-----------	------

Resist.	(R3)
---------	------

Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

$\text{tg}\phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{\text{lim}} = 571,03 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{\text{lim}} \times B' \times L'$

$$R = 559,61 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 243,31 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 59,55 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$59,55 < 243,31$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 4,09$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \text{tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 29,08 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0,00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

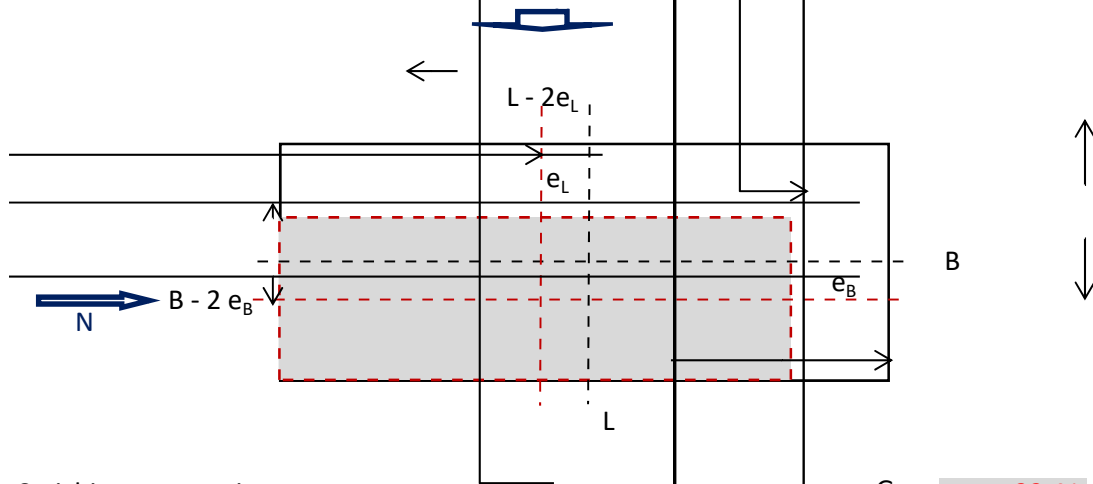
$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0,00 < 29,08$$

verifica soddisfatta

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$$G_{k1} = 22,41 \text{ KN}$$

$$G_{k2} = 5,86 \text{ KN}$$

$$Q_k = 7,92 \text{ KN}$$

$$N = 36,19 \text{ KN}$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$H = 0,00 \text{ KN}$$

$$V = 36,19 \text{ KN}$$

$$e_B = 0,00 \text{ m}$$

$$e_L = 0,00 \text{ m}$$

$$B = 0,60 \text{ m}$$

$$L = 1,00 \text{ m}$$

$$D = 1,10 \text{ m}$$

$$B' = 0,60 \text{ m}$$

$$L' = 1,00 \text{ m}$$

$$c = 16,30 \text{ KN/m}^2$$

$$c_a = 0,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 20,55^\circ$$

$$q = 20,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_t = 18,20 \text{ KN/m}^3$$

$$\omega = 0^\circ$$

$$\varepsilon = 0^\circ$$

$$a_g = \text{SLV}$$

$$a_g = 0,05 \text{ m/sec}^2$$

$$F_o = 2,88$$

$$\beta_s = 0,20$$

$$S_s = 1,20$$

Categoria topografica

T1

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \sin \omega$ se $\phi \neq 0$	0,00

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$	15,35
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$	6,76
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$	5,81

Fattori di forma s_c , s_q , e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1,26
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \operatorname{tg} \phi)$	1,22
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0,76

Fattori di profondità d_c , d_q , e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

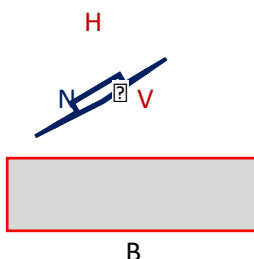
$$K = D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = 0,03 \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \phi)]$	1,01
$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$	1,01
$d_\gamma = 1$	1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,63$$

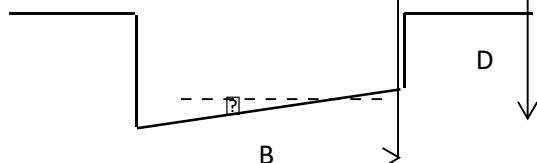
per $c > 0$ e $\phi = 0$

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
----------------	----------

$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^m$	1,00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^{m+1}$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	1,00
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	1,00

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$K_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yi} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,99
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$K_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,012
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,060

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
---------	------

Par. geo.	(M1)
-----------	------

Resist.	(R3)
---------	------

Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

$\text{tg}\phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{\text{lim}} = 507,54 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{\text{lim}} \times B' \times L'$

$$R = 304,52 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 132,40 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 49,803 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$49,803 < 132,40$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 2,66$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \text{tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 21,22 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0,00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

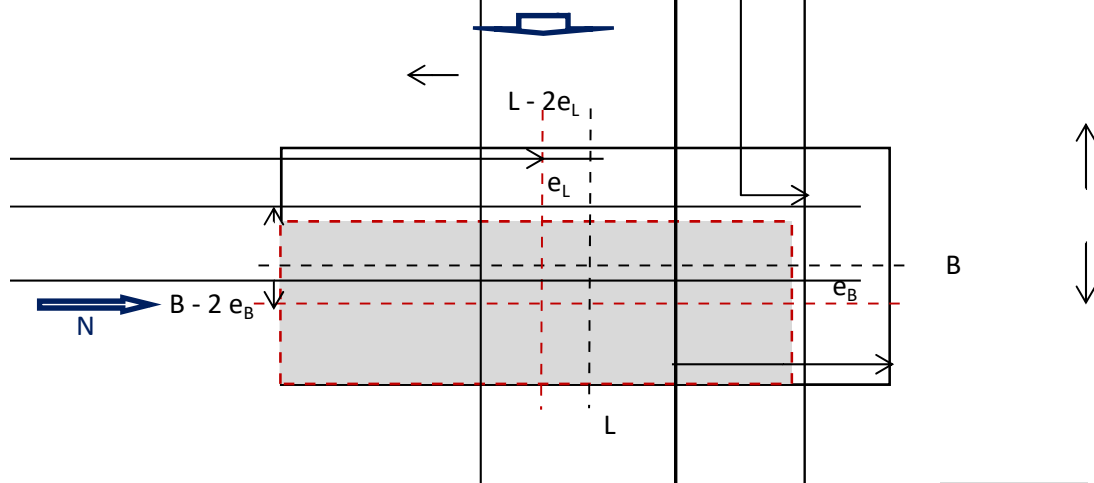
$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0,00 < 21,22$$

verifica soddisfatta

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti

Carichi permanenti non strutturali

Sovraccarichi

Risultante dei carichi verticali

Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale

Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa

Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B

Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L

Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno

Lunghezza della fondazione

Profondità del piano di posa della fondazione

Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico

Coesione del terreno al di sotto del piano di posa

Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)

Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa

Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione

Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa

Angolo di inclinazione del piano di campagna

Angolo di inclinazione del piano di posa

Parametri sismici

Stato limite considerato

Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento

Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento

Categoria di sottosuolo

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$G_{k1} = 520$ KN

$G_{k2} = 0$ KN

$Q_k = 0$ KN

$N = 520$ KN

$\theta = 0^\circ$

$H = 0,00$ KN

$V = 520,00$ KN

$e_B = 0,00$ m

$e_L = 0,00$ m

$B = 3,87$ m

$L = 4,69$ m

$D = 0,60$ m

$B' = 3,87$ m

$L' = 4,69$ m

$c = 16,30$ KN/m²

$c_a = 0,00$ KN/m²

$\phi = 20,5^\circ$

$q = 10,92$ KN/m²

$\gamma_t = 18,20$ KN/m³

$\omega = 0^\circ$

$\varepsilon = 0^\circ$

SLV

$a_g = 0,05$ m/sec²

$F_o = 2,88$

$\beta_s = 0,20$

$S_s = 1,20$

Categoria topografica

T1

$S_T = 1,0$

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	N.R.
$N_q = 1$	N.R.
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	N.R.
$N_\gamma = -2 \sin \omega$ se $\phi \neq 0$	0,00

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$	15,30
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$	6,72
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$	5,77

Fattori di forma s_c , s_q , e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	N.R.
$s_q = 1$	N.R.
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B')/(N_c \cdot L')$	1,36
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \operatorname{tg} \phi)$	1,31
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0,67

Fattori di profondità d_c , d_q , e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

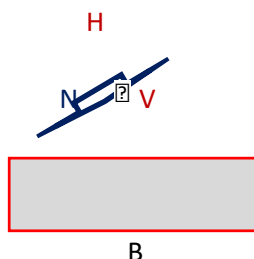
$$K = D/B' = 0,16 \quad \text{se } D/B' \leq 1$$

$$K = \arctg D/B' = \text{N.R.} \quad \text{se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \phi)]$	1,06
$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$	1,05
$d_\gamma = 1$	1,00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] = 1,55$$

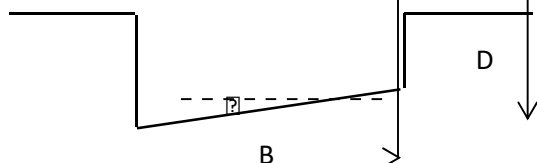
per $c > 0$ e $\phi = 0$	
--------------------------	--

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
----------------	----------

$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	N.R.
$i_q = 1$	N.R.
$i_\gamma = 1$	N.R.

$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^m$	1,00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \tan \phi))]^{m+1}$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	N.R.
$g_q = 1$	N.R.
$g_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	1,00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	N.R.
$b_q = 1$	N.R.
$b_\gamma = 1$	N.R.

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$	1,00
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	1,00
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	1,00

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1,00
$z_q = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \tan \phi)^{0,35}$	0,99

$K_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0,010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yi} , e_{yk} (Maugeri - Cascone)

$e_{yk} = (1 - K_{hk} / \tan \phi)^{0,45}$	0,99
$e_{yi} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0,97

$K_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0,012
$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0,060

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
---------	------

Par. geo.	(M1)
-----------	------

Resist.	(R3)
---------	------

Perman.	1,30
Perm. n.s.	1,50
Sovracc.	1,50

$\text{tg}\phi$	1,00
c	1,00
γ_t	1,00

Cap. port.	2,30
Scorr.	1,10

VERIFICA AL CARICO LIMITE

CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{\text{lim}} = 586,40 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{\text{lim}} \times B' \times L'$

$$R = 10643,36 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 4627,55 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 676 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$676 < 4627,55$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 6,85$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Res. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \text{tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 445,70 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0,00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

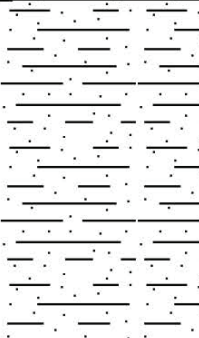
$$0,00 < 445,70$$

verifica soddisfatta

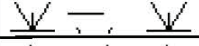
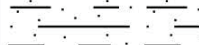
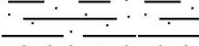
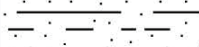
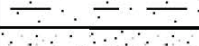
STRATIGRAFIE

COMMITTENTE :		COMUNE DI MORES		POZZETTO N° :		1	
LOCALITA' :		Edificio scolastico Via Vittorio Emanuele		METODO SCAVO:		escavatore	
DATA :		11 febbraio 2020		PROFONDITA' :		3,7 m	
				QUOTA p. c. :		367 m	
	ml.	ml.			ml.		kg/cmq
	Profondità	Spessore	Litologia	Descrizione litologica	rqd	livello falda	Campione
0,25	0,30	0,30		Terreno di riporto detritico argilloso			
0,50		0,80		Suolo argilloso con resti vegetali			
0,75							
1,00	1,10						
1,25							
1,50		1,60		Argilla sabbiosa addensata		1,50 - 1,80	1,7
1,75							
2,00							2,7
2,25							
2,50							
2,75	2,70			sabbia fine biancastra, debolmente argillosa			
3,00		0,60		nei primi decimetri poi ben addensata ed			
3,25	3,30			intercalata a livelli cementati di spessore			
3,50				centimetrico (osservati da 2 a 10 cm)			
3,75							
4,00							
4,25							
4,50							
4,75							
5,00							
5,25							
5,50							
5,75							
6,00							
6,25							
6,50							
6,75							
7,00							
7,25							
7,50							
7,75							
8,00							
8,25							
8,50							
8,75							
9,00							
9,25							
9,50							
9,75							
10,00							

Pozzetto n. 1

COMMITTENTE :		COMUNE DI MORES		POZZETTO N° :		2	
LOCALITA' :		Edificio scolastico Via Vittorio Emanuele		METODO SCAVO:		escavatore	
DATA :		11 febbraio 2020		PROFONDITA':		3,4 m	
				QUOTA p. c. :		367 m	
	ml.	ml.			ml.		kg/cmq
	<i>Profondità</i>	<i>Spessore</i>	<i>Litologia</i>	<i>Descrizione litologica</i>	<i>rqd</i>	<i>livello faldato</i>	<i>Campione</i>
							<i>Pocket p.</i>
							<i>Vanetext</i>
0,25							
0,50		0,60		Terreno di riporto detritico argilloso			
0,75							
1,00							
1,25							
1,50							
1,75							
2,00		2,50		Argilla sabbiosa addensata			
2,25							
2,50							
2,75							
3,00							
3,10							
3,25							
3,50		0,30		sabbia fine biancastra - giallastra, argillosa			
3,75							
4,00							
4,25							
4,50							
4,75							
5,00							
5,25							
5,50							
5,75							
6,00							
6,25							
6,50							
6,75							
7,00							
7,25							
7,50							
7,75							
8,00							
8,25							
8,50							
8,75							
9,00							
9,25							
9,50							
9,75							
10,00							

Pozzetto n. 2

COMMITTENTE :		COMUNE DI MORES		POZZETTO N° :		3	
LOCALITA' :		Edificio scolastico Via Vittorio Emanuele		METODO SCAVO:		escavatore	
DATA :		11 febbraio 2020		PROFONDITA':		2,0 m	
				QUOTA p. c. :		367 m	
	ml.	ml.			ml.		kg/cmq
	Profondità	Spessore	Litologia	Descrizione litologica	rgd	livello falda	Campione
							Pocket p.
							Vanetest
0,25	0,30	0,30		Terreno di riporto detritico argilloso			
0,50							
0,75							
1,00							
1,25		1,20		Argilla sabbiosa addensata			3,4
1,50	1,50						
1,75							
2,00	2,00	0,50		Sabbia fine biancastra con livelli cementati di spessore da centimetrico a decimetrico			
2,25				Lo scavo del pozzetto si interrompe su un livello lapideo compatto.			
2,50							
2,75							
3,00							
3,25							
3,50							
3,75							
4,00							
4,25							
4,50							
4,75							
5,00							
5,25							
5,50							
5,75							
6,00							
6,25							
6,50							
6,75							
7,00							
7,25							
7,50							
7,75							
8,00							
8,25							
8,50							
8,75							
9,00							
9,25							
9,50							
9,75							
10,00							

Pozzetto n. 3

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova: 13-feb-20

Rif. laboratorio: 11034/20

Committente: Dott. Geol. Pierpaolo Pili

Cantiere: Mores - Scuola Media

Data del campionamento: 11-feb-20

Ubicazione pozzetto: P1

Sigla del campione: C1

Profondità prelievo dal p.c. (mt): 1,50 - 1,80

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Apparecchio di Casagrande

Descrizione sintetica del provino: Argilla sabbiosa

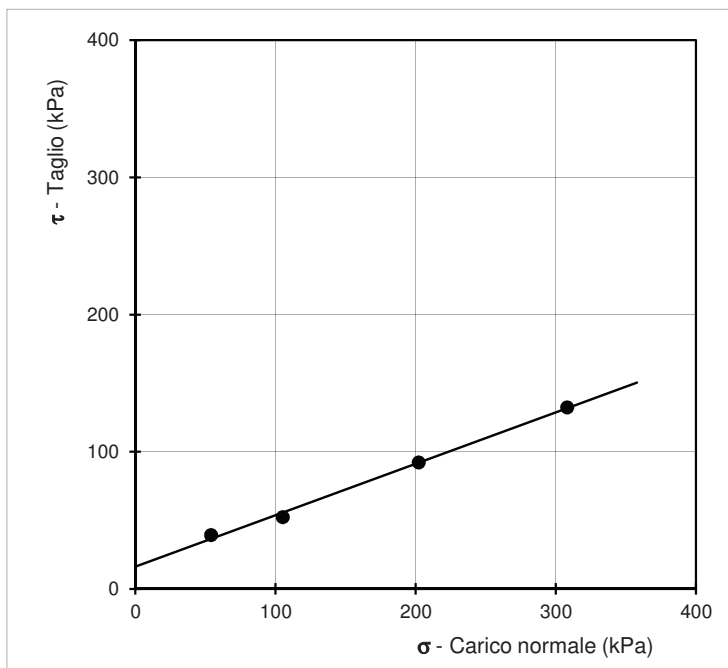
Caratteristiche della prova: CD su provini indisturbati prelevati da zolla

Dimensioni della cella (mm): L 60,00 H 30,00 Velocità di esecuzione (mm/min): 0,050

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	19,6			
Peso di volume	g/cmc	1,823	1,824	1,828	1,825
Determinazioni della prova	Carico kPa	54,00	105,00	202,00	308,00
Tempo di consolidazione	ore	24			
Resistenza massima al taglio	kPa	39,19	52,31	92,19	132,36

Angolo d'attrito: 20,55

Coesione: kPa 16,3



Quartu Sant'Elena, 19 febbraio 2020



Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in sito - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessi 368/7853386
E-mail soiltech@tiscali.it - sito web www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prova: 24-feb-20 Rif. laboratorio: 11066/20

COMMITTENTE: Dott. Geol. Pierpaolo Pili

CANTIERE: Mores - Scuola Media

Data del campionamento: 11-feb-20 Ubicazione pozzetto n°: P 1

Sigla campione: C1 Profondità prelievo dal p.c. (m): 1,50 - 1,80

Tipo di materiale: Argilla sabbiosa

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (IL - incremento di carico controllato)

Raccomandazioni AGI 1994 - esecuzione prove geotecniche

Apparecchiatura di prova: edometro a fulcro fisso

CARATTERISTICHE FISICHE INIZIALI DEL CAMPIONE

Diametro (mm)	50,50	Contenuto d'acqua (%)	19,6
Altezza (mm)	20,00	Peso di volume secco (g/cm ³)	1,509
Peso di volume naturale (g/cm ³)	1,805	Indice dei vuoti e_0	0,784
Peso specifico dei grani (g/cm ³)	2,693	Grado di saturazione (%)	67,3

RISULTATI DELLA PROVA

Pressione kPa	Cedimento mm	Cedimento %	Indice dei vuoti	Modulo edometrico (Eed) kPa	Coeff. di cons. primario (Cv) cmq/sec	Coeff. di cons. secondario (C α) %
25,0	0,087	0,43	0,777			
50,0	0,250	1,25	0,762	1699,2	5,37E-03	0,146
99,9	0,740	3,70	0,718	1963,4	2,59E-03	0,208
199,8	1,545	7,73	0,647	2290,3	9,27E-04	0,240
399,6	2,280	11,40	0,581	4817,1	6,30E-04	0,252
799,2	2,990	14,95	0,518	9573,8	4,71E-04	0,319

Pressione kPa	Coeff. di permeabilità (K) cm/sec	Indice di compr. Cc
99,9	1,32E-07	
199,8	4,05E-08	
399,6	1,31E-08	
799,2	4,91E-09	

Quartu Sant'Elena, 2 marzo 2020



Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in sito - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7853386
E-mail soiltech@tiscali.it - sito web www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223

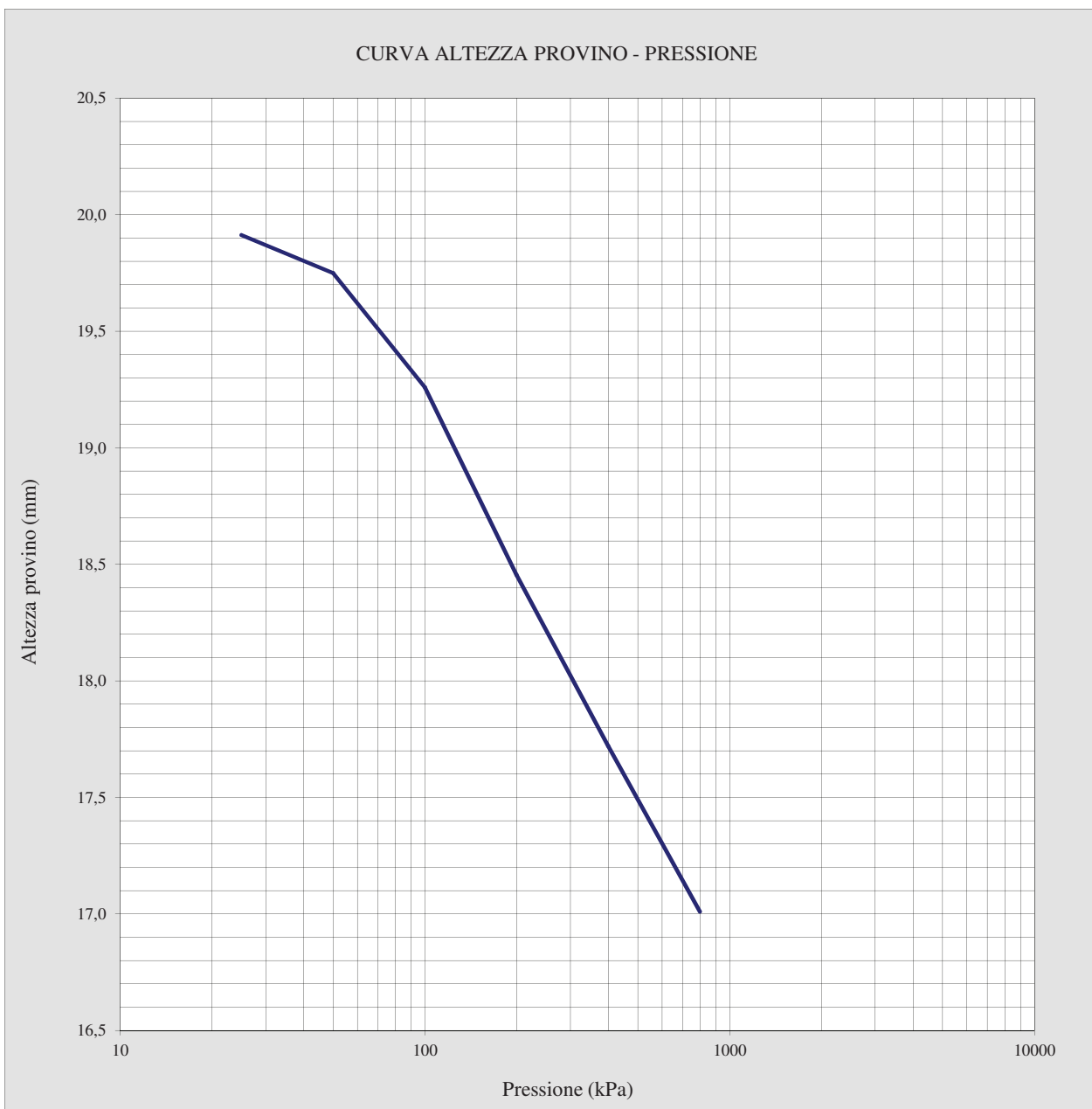
DOCUMENTO DI PROVA

Allegato:

I

Rif. laboratorio:

11066/20



Quartu Sant'Elena, 2 marzo 2020

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in sito - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7853386
E-mail soiltech@tiscali.it - sito web www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223

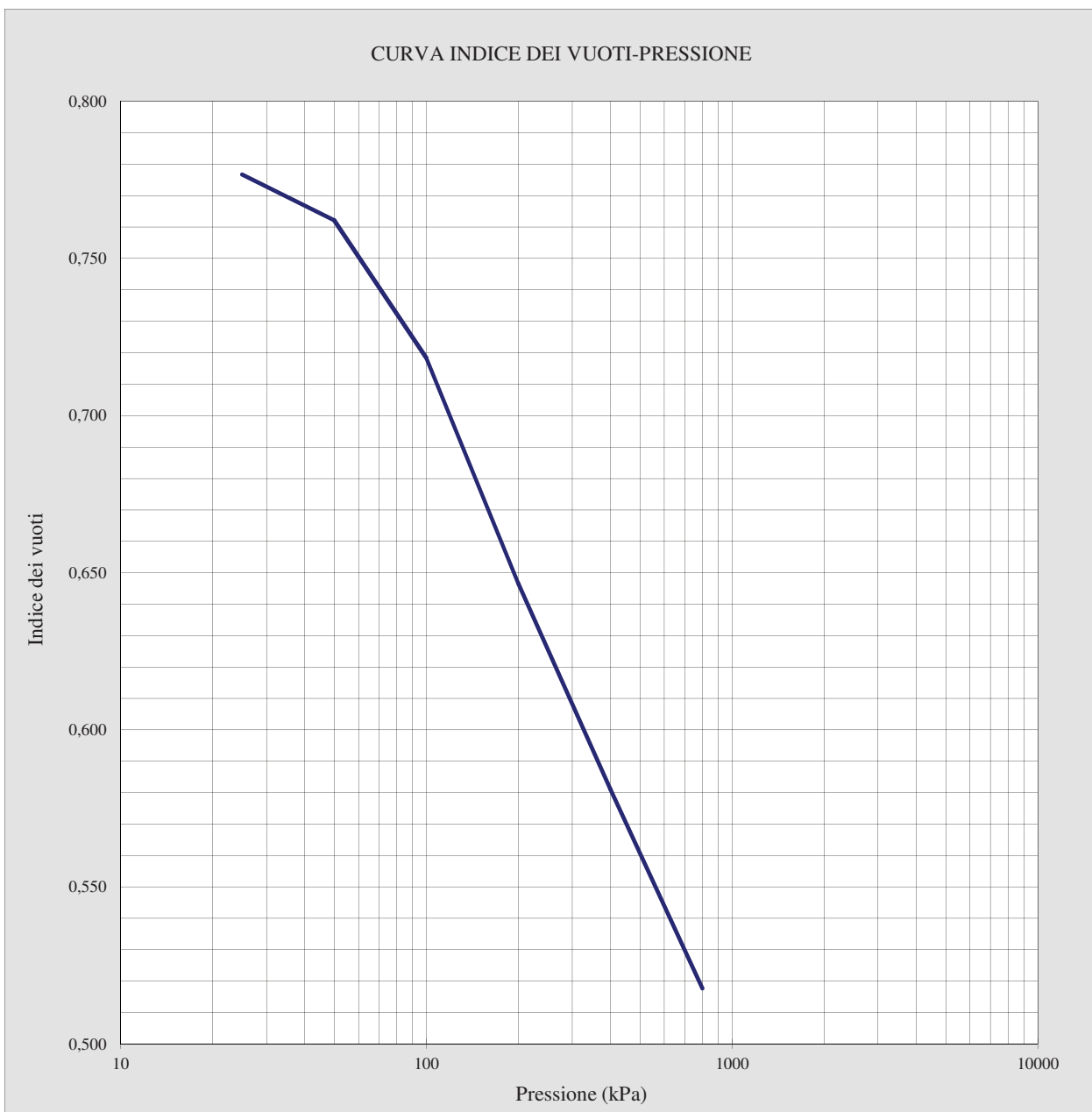
DOCUMENTO DI PROVA

Allegato:

II

Rif. laboratorio:

11066/20



Quartu Sant'Elena, 2 marzo 2020

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

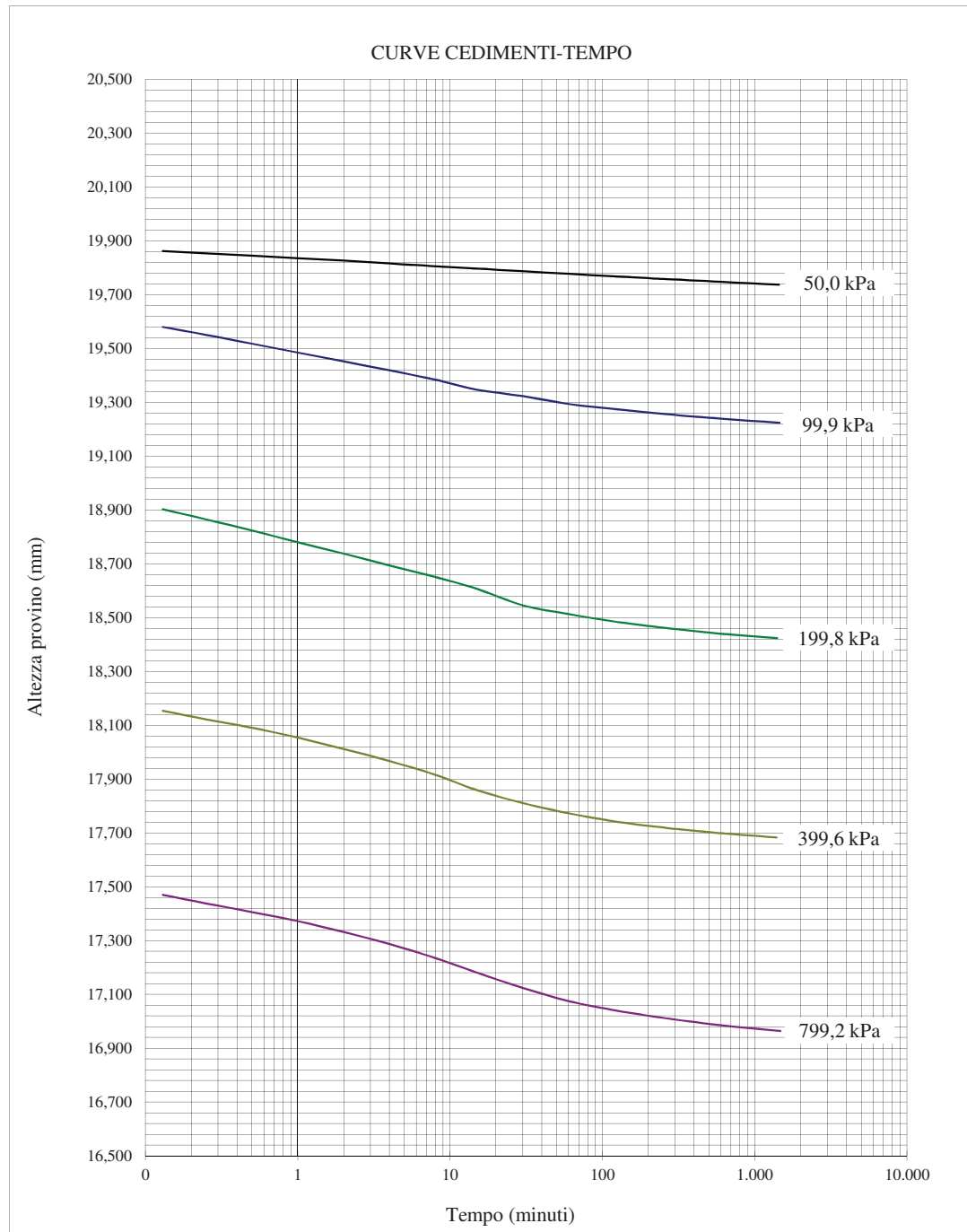
DOCUMENTO DI PROVA

Allegato:

III

Rif. laboratorio:

11066/20



Quartu Sant'Elena, 2 marzo 2020

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Ignazio Dessì

Prove e analisi dei materiali da costruzione
Prove e indagini in sito - Assistenza cantiere
Installazione strumenti di monitoraggio geotecnico
Caratterizzazione dei terreni di fondazione
Cave e discariche - Geologia ambientale

Via Parini, 71a/b - 09045 Quartu Sant'Elena (CA)
Tel. 070/862381 - Fax 070/4512057
Cell. P. Caula 347/7167780 - I. Dessì 368/7853386
E-mail soiltech@tiscali.it - sito web www.soiltechgeologia.com
Partita IVA 03018780928 - Iscrizione Camera di Commercio: REA 240223

DOCUMENTO DI PROVA

Data inizio prove: 28-feb-20 Rif. laboratorio: 1117/20

COMMITTENTE: Dott. Geol. Pierpaolo Pili CANTIERE: Mores - Scuola Media

Data del campionamento: 11-feb-20 Ubicazione: Pozzetto 1

Sigla del campione: C1 Profondità prelievo m. p.c.: 3,00

Descrizione del provino: Frammento di marna litoide

POINT LOAD TEST

ASTM D 5731-05

W	D o D1	A	De ²	Is	P	De	F	Is50	Resistenza monoass.	
mm	mm		mmq		kN				C	Rc (MPa)
40	30	1200	1528,66	0,89	1,36	39,1	0,9	0,796454	19	15,13
40	30	1200	1528,66	0,35	0,54	39,1	0,9	0,316239	19	6,01
40	30	1200	1528,66	0,54	0,82	39,1	0,9	0,480215	19	9,12
40	30	1200	1528,66	0,44	0,68	39,1	0,9	0,398227	19	7,57
40	30	1200	1528,66	1,43	2,19	39,1	0,9	1,282526	19	24,37
50	30	1500	1910,83	0,27	0,51	43,7	0,9	0,251239	19	4,77
50	30	1500	1910,83	0,55	1,06	43,7	0,9	0,522183	19	9,92
90	30	2700	3439,49	0,35	1,21	58,6	1,1	0,377977	19	7,18
90	30	2700	3439,49	0,14	0,49	58,6	1,1	0,153065	19	2,91
80	30	2400	3057,32	0,47	1,45	55,3	1,0	0,49624	19	9,43

Provini analizzati	Is ₅₀	Stima della resistenza a compressione monoassiale (MPa)	Corrispondenti a Kg/cm ²
10	0,432	8,21	83,72

N.B. Sono stati esclusi dai calcoli i due valori più alti e i due valori più bassi (in rosso)

Classe della roccia analizzata : roccia molto tenera

Quartu Sant'Elena 2 marzo 2020

