REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI ASTI COMUNE DI VILLANOVA D'ASTI

BMPEUROPE S.r.l.

PROGETTO DI VARIANTE AL P.R.G.C. PER IL CAMBIO DI DESTINAZIONE D'USO DI TERRENO DA AGRICOLO AD INDUSTRIALE AL FINE DELLA NUOVA COSTRUZIONE DI FABBRICATO ARTIGIANALE AD USO DEPOSITO

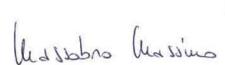
RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

integrazione (D.M. 17/01/2018 – N.T.A. di P.R.G.C.)

Data:

Maggio 2021

IL TECNICO







STUDIO DI GEOINGEGNERIA

Dott. Ing. Geol. Massimo MASSOBRIO PROGETTAZIONI

CONSULENZE MINERARIE E GEOAPPLICATIVE

B.do Montebello 10 – tel. 0141/982720 - +393357216869 – massimo.massobrio@gmail.com 14015 – SAN DAMIANO D'ASTI (AT)

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI ASTI N°405

ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE N°196

PREMESSA

Il presente <u>studio geologico-geotecnico</u> integrativo ha lo scopo di corredare il progetto di Variante Semplificata al P.R.G.C. del Comune di VILLANOVA D'ASTI ai sensi del comma 4, art. 17 bis della L.R. 56/77 così come modificata dalle Leggi regionali n. 3/2013, n. 17/2013 e n. 3/2015 per il cambio di destinazione d'uso di terreno da agricolo ad industriale, al fine della nuova costruzione di fabbricato artigianale ad uso deposito.

Il tutto in Comune di **VILLANOVA D'ASTI (AT)**, Strada della Freisa n°1, su richiesta della **Soc. BMPEUROPE S.r.l.**.

Il tutto in ottemperanza:

- -a quanto previsto dal D.M. 17/01/18 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
 - -a quanto previsto dalle N.T.A. di P.R.G.C.;
- -a quanto richiesto dalla Regione Piemonte Settore Tecnico Regionale Alessandria e Asti.

La presente è strutturata come segue:

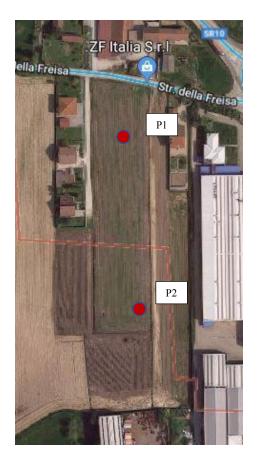
- 1. Campagna geognostica
- 2. Modello geotecnico del sottosuolo
- 3. Azioni sismiche
- 4. Strutture di fondazione ed ipotesi di progetto
- 5. Calcolazioni geotecniche preliminari
- 6. Scheda monografica relativa alla nuova previsione urbanistica
- 7. Conclusioni

Per la parte generale d'inquadramento occorre fare riferimento alla relazione già agli atti.

1. CAMPAGNA GEOGNOSTICA

Per disporre d'informazioni quantitative sulle caratteristiche stratigrafiche di dettaglio e sui requisiti geotecnici dei terreni presenti nell'area in oggetto (ai sensi del punto 6.2.2. delle N.T.C. 2018 e come richiesto dalla nota regionale), è stata condotta sui terreni oggetto di intervento una specifica indagine geognostica, durante la quale sono state realizzate:

-n°2 prove del tipo D.M. per verificare le proprietà geomeccaniche dei terreni coinvolti nelle opere in progetto (identificate con P1 e P2 di cui si allegano i risultati e spinte fino alla profondità massima di -7.50 m per la P1 e -8.00 m per la P2), eseguite a mezzo di penetrometro medio DM30SM realizzato dalla Soc. GeoDeepDrill S.r.l..



Ubicazione prove DP

L'esecuzione di tale prova consente di elaborare un modello di dettaglio indispensabile a determinare in modo univoco le caratteristiche geotecniche dei materiali in corrispondenza del piano di fondazione.

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

L'infissione della punta conica nel terreno avviene per battitura facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso.

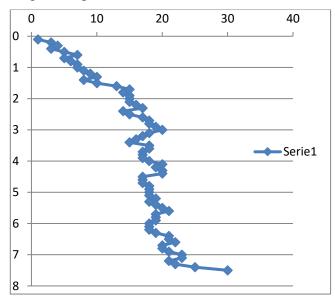
In questo modo si contano i colpi necessari per infiggere nel terreno la punta conica per una lunghezza stabilita, che in questo caso è pari a $\delta = 10$ cm.

Attraverso lo studio dei dati ottenuti dalla prova penetrometrica, si risale alle caratteristiche meccaniche dei diversi strati del terreno sottostante.

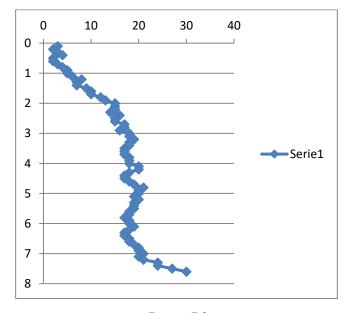
La prova consiste nel rilasciare un maglio del peso di oppure 30 kg da un'altezza di 20 cm, su delle aste \emptyset 22 mm, le quali spingono una punta conica unificata \emptyset 36,00 mm – 60° nel terreno.

In base al numero di colpi inflitti per avere un approfondimento di 10 cm della punta, si risale alle caratteristiche meccaniche del terreno.

si allegano qui di seguito i risultati ottenuti:



Prova P1



Prova P2

Pr+A4:B79ofo		Profondità	Numero
ndità (metri)	colpi (N)	(metri)	colpi (N)
0.1	1	0.1	3
0.2	3	0.2	2
0.3	4	0.3	3
0.4	3	0.4	4
0.5	5	0.5	2
0.6	7	0.6	2
0.7	5	0.7	3
0.8	6	0.8	4
	7	0.9	5
0.9		1	5
1	7	1.1	6
1.1	8	1.2	8
1.2	9	1.3	7
1.3	10	1.4	7
1.4	8	1.5	9
1.5	10	1.6	10
1.6	13		
1.7	15	1.7	10
1.8	14	1.8	12
1.9	15	1.9	13
2	15	2	15
2.1	15	2.1	15
2.2	16	2.2	15
2.3	17	2.3	14
2.4	14	2.4	16
2.5	15	2.5	15
	17	2.6	15
2.6		2.7	17
2.7	18	2.8	17
2.8	18	2.9	16
2.9	19	3	18
3	20	3.1	18
3.1	18	3.2	19
3.2	17	3.3	18
3.3	16		
3.4	15	3.4	18
3.5	18	3.5	17
3.6	18	3.6	17
3.7	17	3.7	17
3.8	17	3.8	18
3.9	17	3.9	18
4	18	4	18
4.1	20	4.1	20
		4.2	20
4.2	19	4.3	18
4.3	20	4.4	17
4.4	20	4.5	17
4.5	17	4.6	18
4.6	17	4.7	19
4.7	17	4.8	21
4.8	18	4.9	20
4.9	18	5	20
5	18	5.1	19
5.1	18	5.2	20
5.2	19	5.3	19
5.3	18	5.4	19
5.4	19		19
5.5	20	5.5	
5.6	21	5.6	18
5.7	19	5.7	18
		5.8	17
5.8	19	5.9	18
5.9	19	6	18
6	18	6.1	19
6.1	18	6.2	18
6.2	18	6.3	17
6.3	19	6.4	17
6.4	21	6.5	18
6.5	21	6.6	18
6.6	22	6.7	19
6.7	20	6.8	20
6.8	20	6.9	20
6.9	21	7	21
7	23	7.1	20
7.1	23	7.1	21
7.1	21		
		7.3	24
7.3	22	7.4	24
7.4	25	7.5	27
7.5	30	7.6	30

N₁₀ prove P1 e P2

L'indagine eseguita ha rilevato la presenza di terreni dalle caratteristiche geotecniche mediamente scadenti fino alla profondità di circa -1.50 m dal p.c., caratterizzati da valori di N₁₀ compresi tra 1 e 10 colpi, che possono essere ricondotti ai terreni di copertura eluvio-colluviali a natura limoso-argillosa.

Oltre -1.50 m m circa dal p.c. si rinvengono depositi caratterizzati da caratteristiche geotecniche buone, che migliorano con la profondità, con valori di N_{10} crescenti con la profondità e compresi fra 10 e 30 colpi, che possono essere associati ai depositi argilloso-limosi compatti che costituiscono il substrato villafranchiano appartenenti all'unità superiore " A_2 ", caratterizzato da alternanze di livelli più o meno compatti.

Le prove sono state spinte fino a -7.5/-7.6 m dal p.c., senza aver aggiunto il rifiuto alla penetrazione .

Pertanto, si rilevano n°2 Unità geotecniche ben distinte e riepilogate nelle tabelle sottostanti:

Prova P1:

	Profondità (m)	Descrizione
Unità 1	Da p.c. a -1.5 m circa	Argille limose di copertura a caratteristiche geotecniche
		mediocri
Unità 2	Da -1.5 m a -7.5 m dal p.c.	Argille e argille limo-sabbiose appartenenti al
	_	Complesso Villafranchiano superiore, a caratteristiche
		geotecniche che migliorano con la profondità.

Prova P2:

	Profondità (m)	Descrizione
Unità 1	Da p.c. a -1.5 m circa	Argille limose di copertura a caratteristiche geotecniche
		mediocri
Unità 2	Da -1.5 m a -7.6 m dal p.c.	Argille e argille limo-sabbiose appartenenti al
	-	Complesso Villafranchiano superiore, a caratteristiche
		geotecniche che migliorano con la profondità.

Per quanto riguarda il penetrometro medio leggero tipo EMILIA la relazione tra N_{10} (numero di colpi per 10 cm di affondamento) e N_{spt} è la seguente:

0.7Nspt≥N₁₀≥1.2Nspt

Conoscendo la natura del terreno e N10 si può ricavare Nspt dalla seguente tabella (Vannelli e Benassi, 1983):

Terreni prevalentemente coesivi		Terreni prevalente	mente	granulari	
N10/Nspt≥0.7-0.8	per	8≤N10≤14	N10/Nspt≥0.95-1.0	per	8≤N10≤15
N10/Nspt≥0.8-1.0	per	14≤N10≤18	N10/Nspt≥1.0-1.2	per	15≤N10≤30

 $\label{eq:continuous} Attraverso \ la \ relazione \ qui \ sopra \ riportata \ si \ ricavano \ i \ seguenti \ valori \ di \\ N_{spt}:$

Prova P1:

Unità	N ₁₀ medio	N _{spt} dello strato medio
Unità 1	6.2	8.9
Unità 2	18.5	18.5

Prova P1:

Unità	N ₁₀ medio	N _{spt} dello strato medio
Unità 1	5	7.1
Unità 2	18	18

Inoltre, i valori di q_c (ricavabili dal grafico seguente sulla base della litologia affiorante) possono essere inseriti in un apposito abaco che permette di caratterizzare dal punto di vista litologico gli spessori omogenei distinti per il valore di q_c (> o < di 40 kg/cm²).

Per ricavare i valori di q_c si può utilizzare la tabella sottostante.

DESCRIZIONE DEL TERRENO	RAPPORTO q _c N _{SPT}
ARGILLA LIMOSA O SABBIOSA	Oraci je poslativjana 2 ji
LIMO SABBIOSO	and the sales 3
SABBIA FINE	elizated white activity of 4
SABBIA MEDIO FINE	5
SABBIA MEDIO GROSSOLANA	8
SABBIA GROSSOLANA	10
SABBIA GHIAIOSA	8÷18
GHIAIA SABBIOSA	12÷18
q _e IN k	

In particolare, si ha:

Prova P1

	Descrizione	qc medio [kg/cm²]
Unità 1	Argille limose di copertura a	17.8
	caratteristiche geotecniche mediocri	
Unità 2	Argille e argille limo-sabbiose	37.0
	appartenenti al Complesso	
	Villafranchiano superiore, a	
	caratteristiche geotecniche che	
	migliorano con la profondità.	

Prova P2

	Descrizione	qc medio [kg/cm²]
Unità 1	Argille limose di copertura a	14.2
	caratteristiche geotecniche mediocri	
Unità 2	Argille e argille limo-sabbiose	36.0
	appartenenti al Complesso	
	Villafranchiano superiore, a	
	caratteristiche geotecniche che	
	migliorano con la profondità.	

I dati possono essere riportati sull'abaco sottostante utilizzando colori dipendenti dalle caratteristiche litologiche (in base al valore di $q_{c\ medio}$), come indicato nella legenda a seguito riportata:

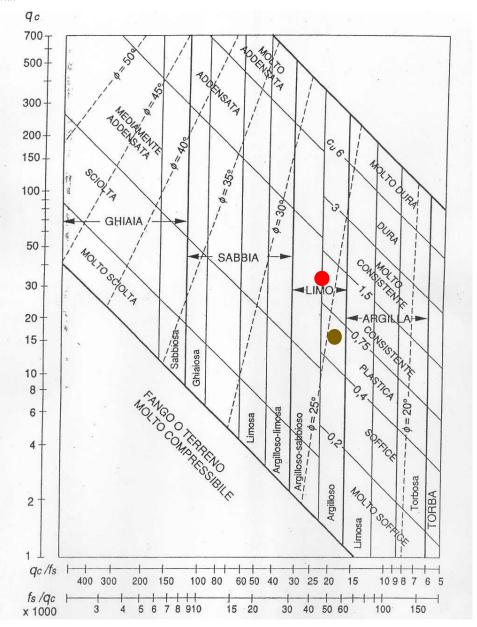


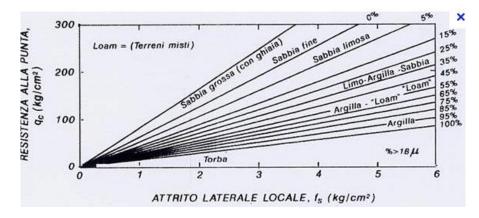
Diagramma qc e qc/fs

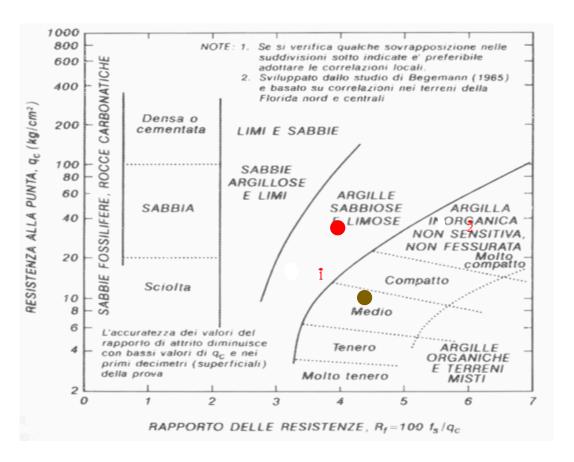
Argille limose di copertura a caratteristiche geotecniche mediocri

Argille e argille limo-sabbiose appartenenti al Complesso Villafranchiano superiore, a caratteristiche geotecniche che migliorano con la profondità.

Legenda

Inoltre si allegano 2 diagrammi interpretativi che permettono di inquadrare litostratigraficamente le 2 unità geotecniche analizzate:





2. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Nel seguente paragrafo, con riferimento al modello litostratigrafico descritto in precedenza, viene schematizzato il modello geotecnico da adottare e vengono attribuiti i parametri geotecnici caratteristici, utili alle successive verifiche e considerazioni.

Con riferimento alla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni, D.M. 17/01/2018), per "valore caratteristico" deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di interesse sono pertanto stati ricavati mediante elaborazione statistico-probabilistica delle misure.

Pertanto, sulla base delle risultanze delle prove geognostiche realizzate e descritte al cap. 1, integrate da dati tecnici acquisiti dalla letteratura, e dei dati derivanti da scavi effettuati sui terreni contermini, i terreni che saranno interessati dalle opere in oggetto possono essere caratterizzati, dal punto di vista geotecnico mediante le seguenti proprietà geomeccaniche:

- <u>UNITA' 1 -</u> Terreni di copertura agraria e vegetale (da p.c. a -1.50 m circa dal p.c., da rimuovere):

Dal punto di vista geotecnico si tratta di limi con argilla abbastanza eterogenei, a scarsa consistenza e debolmente plastici, poco permeabili e con valori di IP variabili dal 7% al 12%, i valori di LL tra i 35% e 40% ci permettono di classificarli, secondo USCS come limi inorganici di media compressibilità (ML) a bassa permeabilità e debole resistenza al taglio in condizione di saturazione e compattazione.

Tali terreni possiedono le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

-peso di volume naturale	$\gamma_n=18.0 \text{ kN/m}^3$
-coesione	c'=10-20 kPa
-coesione non drenata	c_u =40-60 kPa
-angolo d'attrito di picco	<i>φ_p=25°-27</i> °
-angolo d'attrito residuo	<i>φ_r=18</i> °- <i>20</i> °

-<u>UNITA' 2</u> -Depositi "villafranchiani" superiori (Unità A_2) (da -1.50 m a -12.0 m da p.c.):

Dal punto di vista geotecnico tali litotipi possono essere classificati come **argille e limi rossastre** miste a piccole percentuali di sabbia, coerenti e plastiche (silts argillosi).

Secondo la classificazione del Sistema Unificato (S.U.) tali argille-limose appartengono alla classe indicata con le sigle **ML** e **MH** nell'intorno del limite liquido (LL) pari a 50 ovvero limi inorganici di media e alta plasticità mentre utilizzando la classificazione usata per le costruzioni stradali AASHO tali litotipi ricadono nel settore indicato come **A-7**.

-peso di volume naturale	$\gamma_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$
-coesione	c'=30 kPa
-coesione non drenata	$c_u = 75-125 \ kPa$
-angolo d'attrito	φ= 26°-28°

Pertanto, le nuove strutture di fondazione del capannone in progetto dovranno necessariamente essere impostate sui terreni argilloso e argilloso limososabbiosi appartenenti al Complesso "Villafranchiano" superiore riferibile all' Unità 2, rimuovendo i terreni di copertura a mediocri proprietà geotecniche.

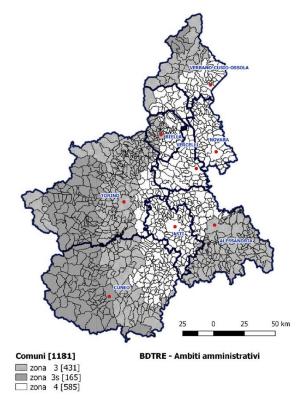
3. AZIONI SISMICHE

Il quadro sismo-tettonico locale e le analisi eseguite dall'INGV individuano per il territorio di Villanova d'Asti (AT) un grado molto basso di rischio sismico, risentendo in modo più o meno intenso degli effetti di propagazione e attenuazione di sismi con epicentro nelle Alpi Occidentali e nell'Appennino Settentrionale.

Nella carta probabilistica di pericolosità sismica, redatta dal DISTAV – Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e della Vita dell'Università degli Studi di Genova (2019) adottata nella D.G.R. n°6-887 del 30/12/2019, nel territorio di Villanova d'Asti (AT) sono attese accelerazioni al bedrock comprese fra **0.025 e 0.050 g.**

Tali accelerazioni sismiche sono calcolate con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (corrispondenti ad un tempo di ritorno di 475 anni), riferita a suoli rigidi (Vs30 > 800 m/s, ovvero categoria A, punto 3.2.2. del D.M. 17/01/2018).

Nella nuova classificazione sismica del territorio regionale, introdotta dalla D.G.R. n°6-887 del 30/12/2019, il Comune di Villanova d'Asti (AT) è inserito in **Zona 4**, alla quale è associata un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (ag/g), pari a circa 0.05.



Per quanto riguarda la classificazione sismica locale dei terreni di fondazione bisogna definire le azioni sismiche di progetto a partire dalla pericolosità sismica di base precedentemente descritta.

Oltre a questa classificazione, l'effetto della risposta sismica locale può essere valutata mediante specifiche analisi e metodologie di indagine sperimentale ovvero, mediante una procedura semplificata, basata sull'attribuzione dei terreni di fondazione alle categorie di sottosuolo di riferimento, oltre che all'individuazione della Classe d'uso dell'opera e la categoria topografica.

Pertanto, nel nostro caso in esame si possono prendere in considerazione i seguenti parametri:

Categoria di suolo (*D.M. 17/01/18-Tab. 3.2.II*):

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.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consi- stenti, 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.
С	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consi- stenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del- le 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 catego- rie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Categoria topografica (D.M. 17/01/18-Tab. 3.2.III):

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
Т3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^{\circ} \le i \le 30^{\circ}$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Classe d'uso (D.M. 17/01/18 - Cap. 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose	
per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresi serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica

Per quanto riguarda le forme spettrali riferite al sito in esame, ai fini della normative vigente, sono definite a partire dai valori dei parametri riportati nella tabella sottostante, con:

 a_g = accelerazione orizzontale massima;

Parametri sismici

 $\mathbf{F_0}$ = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelazione orizzontale;

T*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Mediante software si ottengono i seguenti valori di calcolo da inserire nel calcolo geotecnico di cui al D.M. 17/01/2018 (NTC):

Villanova d'Asti

```
Categoria sottosuolo:
Categoria topografica:
                                      T1
Periodo di riferimento:
                                      50anni
Coefficiente cu:
Operatività (SLO):
                                         %
Probabilità di superamento:
                                      30
                                                [anni]
                                      0,019 g
ag:
Fo:
                                      2,624
Tc*:
                                        0,160
                                                [s]
Danno (SLD):
                                         %
Probabilità di superamento:
Tr:
                                      50
                                                [anni]
                                      0,023 g
ag:
Fo:
                                      2,617
                                        0,188
                                                [s]
Salvaguardia della vita (SLV):
                                         %
Probabilità di superamento: 10
                                      475
                                                [anni]
                                      0,044 g
ag:
                                      2,741
Fo:
Tc*:
                                        0,280
                                                [s]
Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento:
                                         %
                                      975
                                                [anni]
                                      0,052 g
ag:
                                      2,793
Fo:
Tc*:
                                        0,298
                                                [s]
      Coefficienti Sismici
        SLO:
                                SLD:
                                                        SLV:
                                                                               SLC:
           1,500
                            Ss:
                                  1,500
                                                    Ss:
                                                          1,500
                                                                           Ss:
                                                                                  1,500
           1,920
                                  1,820
                                                          1,600
                                                                                  1,560
    Cc:
                            Cc:
                                                    Cc:
                                                                           Cc:
    St:
           1,000
                            St:
                                  1,000
                                                    St:
                                                          1,000
                                                                            St:
                                                                                  1,000
    Kh:
           0,006
                            Kh:
                                   0,007
                                                    Kh:
                                                          0,013
                                                                            Kh:
                                                                                  0,016
           0,003
                                   0,003
                                                          0,007
                                                                                  0,008
                            Kv:
                                                    Kv:
                                                                            Kv:
    Kv:
    Amax: 0,278
                            Amax:
                                  0,342
                                                    Amax: 0,654
                                                                           Amax:
                                                                                  0,770
    Beta:
          0,200
                            Beta:
                                  0,200
                                                    Beta:
                                                          0,200
                                                                            Beta:
                                                                                  0,200
```

4. STRUTTURE DI FONDAZIONE ED IPOTESI DI PROGETTO

In base ai dati geotecnici precedenti, per quanto riguarda la tipologia fondazionale del nuovo capannone industriale in progetto, ipotizzando una struttura in acciaio, potranno essere adottate **fondazioni di tipo diretto continuo (travi rovesce di idoneo spessore).**

Viste le condizioni litostratigrafiche descritte in precedenza, si consiglia di provvedere alla scarifica dei terreni di copertura a scadenti proprietà geotecniche.

Pertanto, si deve prevedere di impostare le nuove fondazioni sui depositi "villafranchiani" argilloso-sabbioso-limosi, posti a -1.5 m circa da p.c. attuale.

5. CALCOLAZIONI GEOTECNICHE PRELIMINARI

La valutazione delle problematiche geotecniche, dopo aver individuato la tipologia di fondazione più idonea, deve essere ricondotta alla:

-valutazione della capacità portante dei terreni di fondazione e stima dei possibili cedimenti ovvero alla verifica agli stati limite ultimi (SLU) ed alle condizioni di esercizio.

In particolare il D.M. 17/01/2018 prevede che le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Per ogni **stato limite ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$E_d \le R_d$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (<u>Approccio 1</u>) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (<u>Approccio 2</u>) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le **azioni** si deve fare riferimento alla tabella 6.2.I del D.M. 17/01/2018 intendendo che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale % (o %)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole		0,9	1,0	1,0
remanenti	Sfavorevole	γ _{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole		0,0	0,0	0,0
Permanenti non strutturan	Sfavorevole	Ϋ́G2	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0,0	0,0	0,0
vanaom	Sfavorevole	Ϋ́Qi	1,5	1,5	1,3

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

conficient parametri georgenici dei terreno									
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE	(M1)	(M2)						
	APPLICARE IL	PARZIALE							
	COEFFICIENTE PARZIALE	$\gamma_{\rm M}$							
Tangente dell'angolo di	tan φ′ _k	$\gamma_{q'}$	1,0	1,25					
resistenza al taglio		-							
Coesione efficace	c′ _k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25					
Resistenza non drenata	c _{uk}	Yeu	1,0	1,4					
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{r}	1,0	1,0					

STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$E_d < C_d$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza, devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nel nostro caso si utilizza SLU (GEO).

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
$\gamma_{\rm R}$	1.1

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE	COEFFICIENTE	COEFFICIENTE
	PARZIALE	PARZIALE	PARZIALE
	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_{R} = 1.0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_{R} = 1,1$

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel nostro caso si deve procede con l'utilizzo dell'approccio 2 con la seguente combinazione (A1+M1+R3).

Per le verifiche di massima delle opere di fondazione del nuovo capannone in progetto, ipotizzando fondazioni a trave rovescia del tipo continuo con B=150 cm da impostare sui depositi "villafranchiani" argilloso-sabbioso-limosi dell'Unità A₂ (previa scarifica dei terreni di copertura) e stimando i carichi agenti si è seguita la seguente procedura:

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

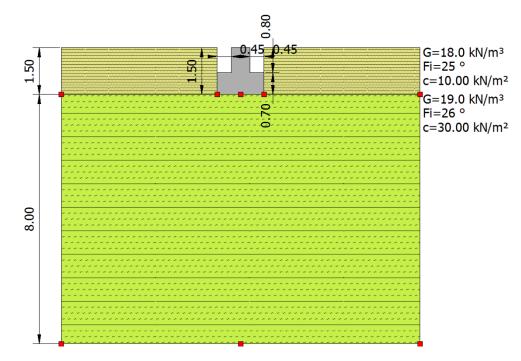
Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Applicando un software prodotto dalla Soc. Geostru si ottengono i seguenti

valori:

FONDAZIONE CONTINUA Verificata con L=6.00 m - B=1.5 m - H=0.70 m



DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.5 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.5 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.028
Effetto sismico secondo	NTC 2018
Coefficiente sismico orizzontale	0.0057

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

 Tipo opera:
 2 - Opere ordinarie

 Classe d'uso:
 Classe II

 Vita nominale:
 50.0 [anni]

 Vita di riferimento:
 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

 \mathbf{C}

STUDIO DI GEOINGEGNERIA - Ing. Geol. MASSOBRIO Massimo **BMPEUROPE S.r.l.**

Categoria topografica:

T1

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno	$[m/s^2]$	[-]	[sec]
	[anni]			
S.L.O.	30.0	0.186	2.624	0.16
S.L.D.	50.0	0.226	2.617	0.188
S.L.V.	475.0	0.431	2.741	0.28
S.L.C.	975.0	0.51	2.793	0.298

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	$[m/s^2]$	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0.279	0.2	0.0057	0.0028
S.L.D.	0.339	0.2	0.0069	0.0035
S.L.V.	0.6465	0.2	0.0132	0.0066
S.L.C.	0.765	0.2	0.0156	0.0078

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor	Peso	Peso	Angol	Coesion	Coesion	Modul	Modulo	Poisso	Coeff.	Coeff.	Descrizion
e strato	unità di	unità di	o di	e	e non	0	Edometric	n	consolida	consolidazion	e
[m]	volume	volume	attrito	$[kN/m^2]$	drenata	Elastic	o		Z.	e secondaria	
	[kN/m³	saturo	[°]		$[kN/m^2]$	o	$[kN/m^2]$		primaria		
]	$[kN/m^3]$				[kN/m ²			[cmq/s]		
	_	1				1					
1.5	18.0	19.0	25.0	10.0	40.0	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Copertura
8.0	19.0	19.5	26.0	30.0	90.0	4400.0	4900.0	0.0	0.004	0.005	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

	Betto agenti sai		3.7			* *	* *	m:
Nr.	Nome	Pressione	N	Mx	My	Hx	Hy	Tipo
	combinazione	normale di	[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[kN]	
		progetto						
		$[kN/m^2]$						
1	A1+M1+R3	117.98	700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	117.98	700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	117.98	700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	117.98	700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione	Tangente	Coesione	Coesione	Peso Unità	Peso unità	Coef. Rid.	Coef.Rid.Capacità
	Sismica	angolo di	efficace	non drenata	volume in	volume	Capacità	portante
		resistenza			fondazione	copertura	portante	orizzontale
		al taglio					verticale	
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1	1	1	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: MEYERHOF (1963)

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 14157.56 kN/m³

Tabella 9.1 Valori indicativi del modulo di reazione k_s . I valori riportati si devono intendere come indicativi e servono per confronto con valori ricavati in base a formule approssimate.

Terreno	k_s , kN/m ³
Sabbia sciolta	4800 ÷ 16000
Sabbia mediamente compatta	9600 ÷ 80000
Sabbia compatta	64000 ÷ 128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	$32000 \div 80000$
Sabbia limosa mediamente compatta	24000 ÷ 48000
Terreno argilloso:	
$q_{\mu} \le 200 \text{ kPa}$	12000 ÷ 24000
$200 < q_u \le 400 \text{ kPa}$	$24000 \div 48000$
$q_{\nu} > 400 \text{ kPa}$	>48000

A1+M1+R3

Autore: HANSEN	(1970) (Condizione non drenata)	
----------------	----------	-------------------------	--

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	
Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.0 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.05
Fattore profondità [Dc]	0.4
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	477.92 kN/m ²
Resistenza di progetto	265.51 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.0 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	372.21 kN/m ²

Carico limite	372.21 kN/m ²
Resistenza di progetto	206.78 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

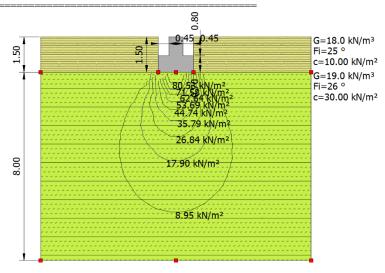
Peso unità di volume	19.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.0 kN/m^2

STUDIO DI GEOINGEGNERIA - Ing. Geol. MASSOBRIO Massimo **BMPEUROPE S.r.l.**

Fattore [Nq]	1.0 5.14	
Fattore [Nc] Fattore forma [Sc]	1.05	
Fattore profondità [Dc]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.0	
Fattore profondità [Dq] Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0 1.0	
Fattore forma [Sg]	1.0	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0 1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	
Carico limite	353.94	kN/m²
Resistenza di progetto		kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
	SISMA	
Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)		
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO		
Peso unità di volume	19.0	kN/m³
Peso unità di volume saturo	19.5	kN/m^3
Angolo di attrito	0.0	
Coesione	90.0	kN/m²
Fattore [Nq]	1.0	
Fattore [Nc]	5.14	
Fattore forma [Sc]	0.05	
Fattore profondità [Dc]	0.4 1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq] Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	
	477.00	
Carico limite	477.92	kN/m ² kN/m ²
Resistenza di progetto Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	KIN/III
=======================================		
Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)		
	=========	====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO		
Peso unità di volume	19.0	==== kN/m³
Peso unità di volume saturo		kN/m³
Angolo di attrito	0.0	0
Coesione	90.0	kN/m²
Fattore [Nq]	1.0	
Fattore [Nc]	5.7	
Fattore forma [Sc]	1.0	
Fattore forma [Sg] Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0 1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	
	272.61	1 N 1/ 2
Carico limite		kN/m ² kN/m ²
Resistenza di progetto Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
		====
Autori MEVEDHOE (1972) (G. P.:		
Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)		
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO		

Peso unità di volume	19.0 kN/m³
Peso unità di volume saturo	19.5 kN/m³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.0 kN/m ²
Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.05
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	353.94 kN/m ²
Resistenza di progetto	196.63 kN/m ²

Carico limite	353.94 kN/m ²
Resistenza di progetto	196.63 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata



CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	117.98 kN/m
Spessore strato	1.5 m
Profondità substrato roccioso	30.0 m
Modulo Elastico	4400.0 kN/m
Coefficiente di Poisson	0.3
Coefficiente di influenza I1	0.27
Coefficiente di influenza I2	0.13
Coefficiente di influenza Is	0.35
Cedimento al centro della fondazione	14.63 mm
Coefficiente di influenza I1	0.11
Coefficiente di influenza I2	0.12
Coefficiente di influenza Is	0.18
Cedimento al bordo	3.88 mm

Tabella 5.8 Cedimenti differenziali tollerabili da edifici, in mm⁽¹⁾ e fra parentesi i valori massimi raccomandabili.

Criterio	Fondazioni isolate	Fondazioni a graticcio e a platea
Distorsione angolare (fessure)	0	.1
Massimo cedimento differenziale		
Argille	45	(35)
Sabbie		(25)
Massimo cedimento		
Argille	75 (60)	75-125 (35-100)
Sabbie	50 (35)	50-75 (35-60)

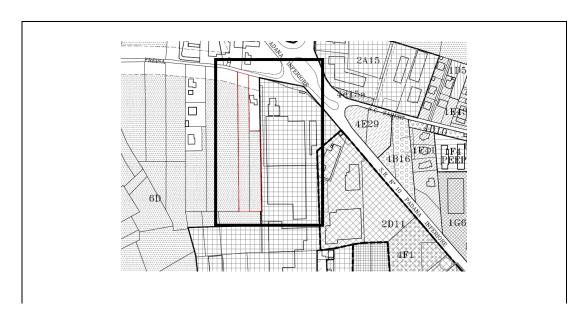
⁽¹⁾ MacDonald e Skempton (1955).

Si precisa che i calcoli qui espressi hanno carattere puramente indicativo e non sono assolutamente vincolanti per il progettista che sceglierà, per le fondazioni, la geometria che riterrà più idonea, facendo comunque riferimento ai parametri geotecnici indicati in precedenza e facendo riferimento ai carichi effettivi agenti al piano di fondazione.

6. SCHEDA MONOGRAFICA RELATIVA ALLA NUOVA PREVISIONE URBANISTICA

NUOVA NUOVA AREA PER IMPIANTI ARTIGIANALI ESISTENTI DA ATTREZZARE, DI RIORDINO NONCHÉ DI NUOVI IMPIANTI

AREA: 1



LOCALIZZAZIONE

A NW del concentrico, a S di Strada della Freisa.

GEOLOGIA

Nell'area in esame si riconoscono i depositi continentali appartenenti all'unità superiore del complesso "A" villafranchiano, costituita da depositi fluviali e lacustri a natura argilloso-limosa bruno-rossastri molto diffusi nel settore centro-meridionale dell'altipiano la cui pedogenesi ha portato alla formazione di suoli di colore rosso (5 YR).

Tali depositi essendo costituiti da argille e limi hanno una bassa permeabilità e sono per lo più sterili dal punto di vista idrogeologico (terreni poco permeabili).

GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA

Zona pianeggiante facente parte, dal punto di vista geomorfologico, dell'Altopiano di Poirino.

I terreni sono caratterizzati da una bassa permeabilità con falda acquifera poco persistente e non rilevabile in prossimità del p.c..

In base all'analisi geomorfologica si ricava, nell'area:

- -l'assenza di deflussi idrici superficiali incanalati
- -gli afflussi meteorici sono smaltiti parte per ruscellamento areale, parte per infiltrazione -non si prefigurano rischi geologici.

Tali considerazioni sono confermate dagli allegati geologico-tecnici allegati al vigente P.R.G.C..

GEOTECNICA

Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni di copertura limoso-sabbioso-argillosi. Substrato villafranchiano compatto e stabile oltre -1.50 m dal p.c..

GRADO DI EDIFICABILITA' (C.P.G.R. 7/LAP)

II A): applicare le normali tecniche costruttive.

Applicare i dettami del D.M. 17/01/2018-NTC08.

Occorre mantenere in efficienza l'asse di scolo delle acque che scorre a W dell'area.



7. CONCLUSIONI

Sulla base delle caratteristiche geologico-tecniche dei litotipi che verranno interessati dai lavori edili in progetto possiamo fare alcune considerazioni di carattere conclusivo:

-analizzando gli elaborati cartografici geologici allegati al P.R.G.C. vigente, ed in particolare la Carta di Sintesi, si rileva che l'area interessata dalle opere in progetto risulta essere inserita in **Classe IIa** ai sensi della C.P.G.R. $n^{\circ}7/LAP$:

-la Classe IIa di pericolosità geomorfologica identifica i settori di pianura in cui le condizioni di moderata pericolosità derivano dalla bassa soggiacenza della falda superficiale;

-pertanto, è vietata la realizzazione di locali abitativi interrati: per i locali interrati non abitativi si prescrive un franco di almeno 50 cm rispetto alla escursione massima annuale;

-il progetto in questone, per cui si richiede la Variante semplificata al P.R.G.C., prevedendo la realizzazione di un nuovo capannone a struttura metallica, a un piano f.t., ad uso deposito, senza realizzazione di locali interrati, risulta attualmente in accordo con le norme della C.P.G.R. n°7/LAP, ma non è concorde con le N.T.A. del vigente P.R.G.C., in quanto quest'ultimo classifica l'area oggetto di intervento come <u>Area Agricola</u>, in cui non è consentita la realizzazione di edifici ad uso industriale;

-si rende pertanto necessario richiedere, contestualmente al P.d.C., la Variante semplificata al vigente P.R.G.C. al fine di inserire l'area di intervento come nuova <u>Area Industriale</u>, per poter procedere con l'intervento;

-l'intervento in progetto non andrà a modificare in alcun modo il regime idrogeologico ed idrologico dell'area, non essendo in progetto la realizzazione di piani interrati che potrebbero interferire con la falda superficiale;

-le acque meteoriche e vadose dovranno essere convogliate verso le normali direttrici di scolo (fognatura comunale) valutando l'idoneità delle stesse a ricevere i reflui drenati dalla nuova urbanizzazione;

-dovrà essere mantenuto in efficienza l'asse di scolo delle acque che scorre a W dell'area in oggetto; -per quanto riguarda la realizzazione del nuovo capannone industriale, i calcoli di capacità portante preliminare, ipotizzando fondazioni continue (travi rovesce ipotizzando una struttura metallica) da impostare sui depositi "villafranchiani" a natura argilloso-limoso-sabbiosa e stimando i carichi agenti, sono compatibili con gli stati limite ultimi (SLU);

-i cedimenti valutati sono compatibili con gli stati limite d'esercizio (SLE);
-tutti i valori dovranno essere verificati dal progettista strutturale, ai sensi
del D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle N.T.C.18, sulla base dei carichi reali
trasmessi dalla struttura sul piano fondazione;

-si richiamano integralmente l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) e le N.T.A. di P.R.G.C..

In conclusione, si certifica la compatibilità geologico-geotecnica degli interventi in progetto per i quali si richiede la Variante semplificata al vigente P.R.G.C., tenuto conto delle prescrizioni suggerite.