

COMMITTENTE:



S.A.P.N.A.
SISTEMA AMBIENTE
PROVINCIA di NAPOLI Spa

Sede Legale
Piazza Matteotti, 1 Palazzo della Provincia
80133 - Napoli

Sede Operativa
via Ferrante Imparato, 198 CM2
80146 - Napoli

CONSULENZA:



Laboratorio "NATURA" S.r.l.

Via G. Rossini, 16 - 80026 Casoria (NA)
Tel. 081.5737038 - Fax 081.5739776
e-mail: natura@naturasrl.it
www.naturasrl.it

- ACCREDITAMENTO ACCREDIA N° 0562 IN CONFORMITÀ CON LA NORMA UNI CEI EN ISO/IEC 17025:2005
- ORGANIZZAZIONE CON SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000 IST. CERSA CERTIFICATO N° 307
- ORGANIZZAZIONE CON SISTEMA PER LA GESTIONE AMBIENTALE CERTIFICATO UNI EN ISO 14001:2004 IST. CERSA CERTIFICATO N° 131

**RELAZIONE TECNICA
ATTESTANTE
L'IDONEITA' DEL SUOLO
E DEL SOTTOSUOLO**

**SITO DI STOCCAGGIO DI
ACERRA**
Autorizzazione stoccaggio Rifiuti
ai sensi dell'art. 208 del D.lgs.
152/06 ed smi



Rev.	Data	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	25.07.2019			





INDICE

1. NORME E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO.....	3
2. PREMESSA.....	4
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	5
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	6
4.1. Indagini geologiche in sito	6
4.2. Indagini e prove geotecniche	7
5. AZIONI DI PROGETTO.....	8
5.1. Pesi propri.....	8
5.2. Carichi agenti	8
5.3. Azione della neve.....	9
5.4. Azione del vento	10
5.5. Azioni sismiche	11
6. ANALISI DELLA STRUTTURA	12
6.1. Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi	12
7. CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	13
7.1. Criteri di analisi e verifica del complesso terreno - fondazione	13
8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI E DI ESERCIZIO	19
8.1. Verifiche "GEO" – Carico limite verticale (SLU)	19
8.2. Calcolo dei cedimenti (SLE).....	24
9. CONCLUSIONI.....	25



1. NORME E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare, il dimensionamento delle opere è stato eseguito facendo riferimento alla normativa tecnica di seguito elencata.

- **Legge 2 Febbraio 1974 n° 64** - *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- **Legge 5 Novembre 1971 n° 1086** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare del C.S. LL.PP. n°7 del 21.01.19** - *“Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 17.01.2018”*.



2. PREMESSA

La presente **Relazione Geotecnica** è parte integrante della documentazione per l'istanza di Autorizzazione per la messa in riserva dei rifiuti identificati con CER 191212 "altri rifiuti (compresi materiali misti) prodotti dal trattamento meccanico dei rifiuti, diversi da quelli di cui alla voce 191211" per il sito di stoccaggio nel Comune di Acerra (NA).

In particolare, nella presente relazione si verifica l'idoneità della capacità portante del suolo di fondazione in relazione all'intervento che si intende realizzare.

I calcoli geotecnici vengono eseguiti in ottemperanza alle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018, avendo adottato la metodologia di verifica agli Stati Limite.

Si precisa, inoltre, che le verifiche di sicurezza dei terreni di fondazione vengono effettuate nell'ipotesi di stoccaggio temporaneo dei rifiuti (<2 anni) ovvero vengono effettuate le sole verifiche statiche non effettuando alcuna verifica sismica.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La richiesta di Autorizzazione per la messa in riserva di rifiuti si sostanzia nella volontà di occupare la piazzola identificata con il n. 2 avente forma in pianta rettangolare di superficie pari a 7.735 mq.

Come previsto dalla normativa di settore, considerando un'altezza massima dei cumuli pari a 3m, la quantità massima di rifiuti stoccabile è pari a circa 11.500 balle, ovvero circa 13.800 ton di FST in balle.

Il processo lavorativo consiste nel conferimento delle balle provenienti dagli STIR SAPNA di Giugliano e Tufino.

Le suddette balle saranno stoccate per il tempo necessario al fine del successivo conferimento all'inceneritore di Acerra prossimo al sito di stoccaggio stesso.

L'area impegnata per la piazzola e la viabilità di servizio è stata costipata con mezzi meccanici ed è stata trattata con misto granulometrico stabilizzato, di spessore variabile secondo le specifiche caratteristiche del terreno di appoggio della piazzola.

La piazzola è stata completata con uno strato di 10cm di materiale a granulometria ridotta con funzione di anti-punzonamento. Su tale strato è stata distesa una geomembrana in HDPE dello spessore di 2mm. Infine è stata realizzata una pavimentazione rigida da 25cm in c.a. con armatura 48/20x20 che assicura la protezione meccanica alla geomembrana al transito dei mezzi d'opera durante la fase di abbancamento dei rifiuti.



Aerofoto dell'area di stoccaggio



4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

4.1. INDAGINI GEOLOGICHE IN SITO

Con riferimento alla Relazione Geologica a firma della dott. geol. Anna Maria Patelli, le indagini geognostiche, effettuate con lo scopo di definire la natura dei terreni e le loro principali caratteristiche meccaniche, sono state articolate secondo il seguente programma:

1. studio geologico di massima della zona;
2. rilievo geologico/morfologico dei luoghi;
3. indagini in sito.

L'area in oggetto ricade nel settore Nord-Est del Graben della Piana Campana. In tale depressione si depositarono materiali di origine piroclastica, legata principalmente all'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio.

Attualmente in affioramento si rinvencono principalmente terreni alluvionali, originati dall'attività deposizionale dei corsi d'acqua che dissecano la Piana e terreni di origine vulcanica provenienti dall'attività dei vari centri eruttivi.

Dal punto di vista idrogeologico il bacino idrico dell'area in oggetto deve considerarsi come porzione dell'enorme bacino delimitato dalle propaggini dell'Appennino che interessa tutta la pianura Campana con una circolazione idrica che dai massicci carbonatici defluisce verso il mare. La circolazione idrica avviene per falde sovrapposte contenute nei livelli più grossolani ed è possibile rinvenire una prima falda freatica, che viene alimentata preferenzialmente dagli appositi zenitali diretti e nei settori topograficamente depressi, anche per flussi di drenanza.

Il sito in esame è posto ad una quota di circa 25m s.l.m. in un'area completamente pianeggiante. Dal punto di vista litologico, si può riassumere la seguente successione stratigrafica locale:

- **0.00-1.00m**: terreno vegetale a granulometria debolmente sabbiosa di colore grigio marrone;
- **1.00-5.00m**: piroclastiti rimaneggiate a granulometria variabile da limoso sabbiosa a sabbioso limosa con livelli di pomici;
- **5.50-28.00m**: Ignimbrite campana costituita da un deposito piroclastico in facies tufacea da sciolta a litoide;
- **28.00-40.00m**: piroclastiti rimaneggiate a granulometria limo sabbiosa con livelli di pomici.

Le prove penetrometriche statiche effettuate hanno intercettato il tetto del tufo ad una profondità compresa tra 5.40 m e 5.60 m dal piano campagna.

Il grado di permeabilità risulta complessivamente medio-basso, ma esistono orizzonti a media ed alta permeabilità, sovrapposti e discontinui; nei livelli a permeabilità medio-alta si instaura la falda, che è posta alla profondità di circa 1.70 m dal piano campagna.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area è di competenza dell'Autorità di Bacino Nord Occidentale ed è emerso che l'area in esame ricade in zona considerata a rischio idraulico moderato.



4.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

Per la caratterizzazione del modello geologico, della stratigrafia e per la determinazione dei parametri geotecnici, la campagna di indagini ha compreso:

- n° 2 prove penetrometriche statiche;
- n° 2 prove per la determinazione del modulo di reazione K.

4.2.1. Caratteristiche meccaniche di progetto dei terreni di fondazione

Gli esiti delle indagini geognostiche-geotecniche dirette hanno permesso di definire la seguente stratigrafia:

Profondità	Q _c	D _r	C _u	φ	E _{ed}
[m]	[kg/cm ²]	[%]	[Kg/cm ²]	[gradi]	[Kg/cm ²]
0,60 ÷ 1,40	19.6	37	0	29	69
1,40 ÷ 4,60	14.6	11	0	25	51
4,60 ÷ 5,40	295.8	102	0	38	1035

Prova penetrometrica statica n°1

Profondità	Q _c	D _r	C _u	φ	E _{ed}
[m]	[kg/cm ²]	[%]	[Kg/cm ²]	[gradi]	[Kg/cm ²]
0,60 ÷ 1,40	20.6	35	0	28	72
1,40 ÷ 2,20	10.5	10	0	25	37
2,20 ÷ 3,00	38.3	44	0	30	134
3,00 ÷ 3,60	8.7	2	0	24	30
3,60 ÷ 4,20	35.3	36	0	29	124
4,20 ÷ 5,60	139.3	72	0	34	488

Prova penetrometrica statica n°2

essendo:

Q_c = Resistenza alla punta

D_r = Densità relativa

C_u = Coesione non drenata

φ = Angolo di attrito interno

E_{ed} = Modulo edometrico



5. AZIONI DI PROGETTO

Si riportano, di seguito, le analisi dei carichi unitari agenti sulle strutture in funzione della loro destinazione d'uso.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come *valori caratteristici* nelle verifiche agli *Stati Limite*. Si riporta, di seguito, l'elenco dei carichi unitari agenti.

5.1. PESI PROPRI

G_p - Peso proprio platea in c.a. (h=25cm) 6.25 kN/m²

5.2. CARICHI AGENTI

Piazzola n° 2

G_2 – Peso delle balle (h=3m) 20.5 kN/m²

5.3. AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura q_s viene valutato attraverso l'espressione:

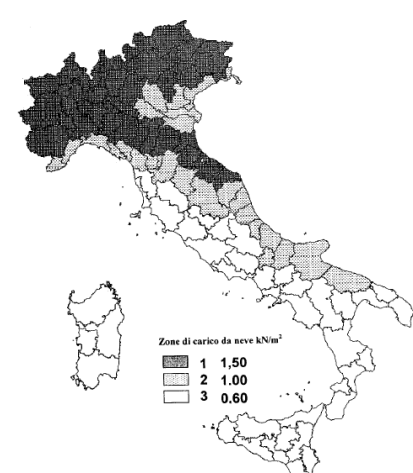
$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura e che per copertura piana si assume pari a 0.8;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di q_{sk} riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III e per una quota del suolo sul livello del mare di 25m si assume $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$;
- C_E è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;
- C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Si assume per le coperture piane della struttura in esame un carico da neve uniforme in copertura pari a $q_s = 0.50 \text{ kN/m}^2$ come sintetizzato nella tabella seguente.

AZIONI DELLA NEVE		
<i>Progetto:</i>		
Zona	III	
Altitudine a_s	25	m
Area topografica	Normale	
Inclinazione falde	0	°
q_{sk}	0,60	kN/m^2
Coefficiente di esposizione C_E	1,00	
Coefficiente termico C_t	1,00	
Coefficiente di forma μ_i	0,80	
Carico da neve $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	0,48	kN/m^2



Zone di carico da neve kN/m^2

- 1 1,50
- 2 1,00
- 3 0,60

Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve



5.4. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

i cui coefficienti vengono di seguito determinati.

pressione cinetica di riferimento q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m²;

v_b è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione III, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 3 ed $a_s \leq 500$ m si ha $v_b = \alpha_R \cdot v_{b,0} = 27,02$ m/s;

Coefficiente di esposizione


Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m si ha:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned}$$

La valutazione dell'azione è stata eseguita con l'ausilio di un foglio di calcolo i cui risultati, per azione complessiva sull'edificio, sono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

Per il dimensionamento delle strutture sono stati considerati i seguenti coefficienti di forma c_p :

- $c_p = \pm 1.4$ (coefficiente di forma).

AZIONI DEL VENTO		
<i>Progetto:</i>		
Zona	3	
Altitudine del sito a_s	25.00	m
Classe di rugosità	D	
Categoria di esposizione	2) II	
Altitudine limite a_o	500	m
Velocità riferimento caratteristica $v_{b,o}$	27	m/s
Periodo di ritorno	50	anni
Coefficiente α_R di amplificazione	1.0007	
Velocità riferimento $v_b (T_R) = \alpha_R v_{b,o}$	27.02	m/s
Coefficiente k_a	0.020	
Coefficiente k_r	0.190	
Altezza z_o	0.05	m
Altezza z_{min}	4.00	m
Velocità di riferimento di calcolo v_b	27.02	m/s
Pressione cinetica di riferimento q_b	456.29	N/m ²
Coefficiente di forma c_d	1.4	
Coefficiente dinamico c_d	1	
Coefficiente d'attrito c_f	1	
Coefficiente di topografia c_t	1	
Pressione del vento		
		
<i>Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano</i>		
z	c_e	p
m	(eq. 3.3.5)	kN/m ²
0.00	1.80	1.150
2.00	1.80	1.150
4.00	1.80	1.150
4.50	1.87	1.193
5.00	1.93	1.232
5.50	1.99	1.268
6.00	2.04	1.301
6.50	2.09	1.332
7.00	2.13	1.361
7.50	2.17	1.388
8.00	2.21	1.413
8.50	2.25	1.437
9.00	2.29	1.460
9.50	2.32	1.482
10.00	2.35	1.503
10.60	2.39	1.526
11.10	2.42	1.545
11.60	2.45	1.563
12.10	2.47	1.581
12.60	2.50	1.598
13.10	2.53	1.614

5.5. AZIONI SISMICHE

5.5.1. Premessa

Gli interventi in oggetto non sono soggetti all'autorizzazione sismica in quanto si tratta di opere temporanee con vita nominale inferiore a due anni. Pertanto, le azioni sismiche non sono state considerate nelle verifiche eseguite.



6. ANALISI DELLA STRUTTURA

6.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

- *Combinazione fondamentale:*

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione sismica:*

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione caratteristica (rara):*

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione frequente:*

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione quasi permanente:*

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Avendo assunto per i coefficienti γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} i valori riportati in tabella 2.6.I e per i coefficienti di combinazione Ψ_{0i} , Ψ_{1i} e Ψ_{2i} quelli riportati in tabella 2.5.I delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018 per le diverse categorie di sovraccarichi variabili.



7. CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI

7.1. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DEL COMPLESSO TERRENO - FONDAZIONE

7.1.1. Premessa

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso. Nel caso in oggetto, è necessario definire i diversi approcci progettuali in funzione del tipo di opera geotecnica interessata. A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a seconda si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti. In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. Non strutturali	γ_{G2}	0.8÷1.5	0.8÷1.5	0.8÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni innanzi riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza ϕ'	$\tan \gamma'_k$	γ_F	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_g	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Dai coefficienti indicati dalla norma, è possibile definire le caratteristiche meccaniche del terreno in funzione del tipo di approccio scelto.

Relativamente alla definizione dei coefficienti di resistenza R, la norma rimanda alle diverse tipologie di opere geotecniche, secondo quanto riportato nel seguito della presente relazione.



7.1.2. Fondazioni dirette: plinti e platee in c.a.

Relativamente alle strutture di fondazione dirette, la normativa vigente indica quali debbano essere gli approcci progettuali al fine di perseguire i prestabiliti livelli di funzionalità, di stabilità e sicurezza.

In particolare indica quali debbano essere gli approcci progettuali e le relative combinazioni per le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) e per le verifiche di natura strutturale (STR).

Nell'ambito dell'approccio di calcolo tipo "2", a seguito della determinazione del carico limite della fondazione, si applica, ai fini della verifica, un ulteriore coefficiente di sicurezza, funzione del tipo di verifica condotta, secondo le indicazioni contenute nella tabella:

Verifica	Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
Capacità portante fondazione	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.80$	$\gamma_R = 2.30$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.10$	$\gamma_R = 1.10$

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi per fondazioni dirette

Alcune verifiche, riportate nel seguito della presente, saranno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite e con gli approcci metodologici di seguito riportati.

SLU di tipo Strutturale (STR) – Approccio 2	
- Resistenza degli elementi strutturali	A1+M1+R3
SLU di tipo Geotecnico (GEO) – Approccio 2	
- Collasso per carico limite verticale	A1+M1+R3
- Collasso per carico limite orizzontale	A1+M1+R3
SLE	
- Stato limite di deformazione (cedimenti)	

7.1.3. Definizione del carico limite per fondazioni dirette

La verifica a carico limite della fondazione è stata eseguita in condizioni drenate ed in termini di tensioni effettive, facendo riferimento alla nota formula trinomia di Terzaghi.

$$q_{lim} = \zeta_q \cdot \xi_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + \zeta_c \cdot \xi_c \cdot N_c \cdot c + \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui i parametri indicati rappresentano:

- γ_1 = il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- γ_2 = il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione. In questo caso γ_1 coincide con γ_2 ;
- D = la profondità del piano di posa delle fondazioni;
- B = la larghezza della fondazione;
- N_q, N_c, N_g = coefficienti tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
- $\zeta_q, \zeta_c, \zeta_g$ = coefficienti correttivi di forma; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione;

ξ_q, ξ_c, ξ_g = coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;

In particolare, per determinare il carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_v = [N + P_{trave}] / (L \times B)$$

dove:

N = Risultante degli sforzi normali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata;

P_{trave} = Peso proprio della trave di fondazione;

L = Lunghezza della fondazione;

B = Larghezza della fondazione.

Per la determinazione del carico orizzontale di esercizio, pari a:

$$q_h = T / (L \times B)$$

in cui:

T = Risultante degli sforzi di taglio agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata;

L = Lunghezza della fondazione;

B = Larghezza della fondazione

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, una fondazione di dimensioni ridotte pari a:

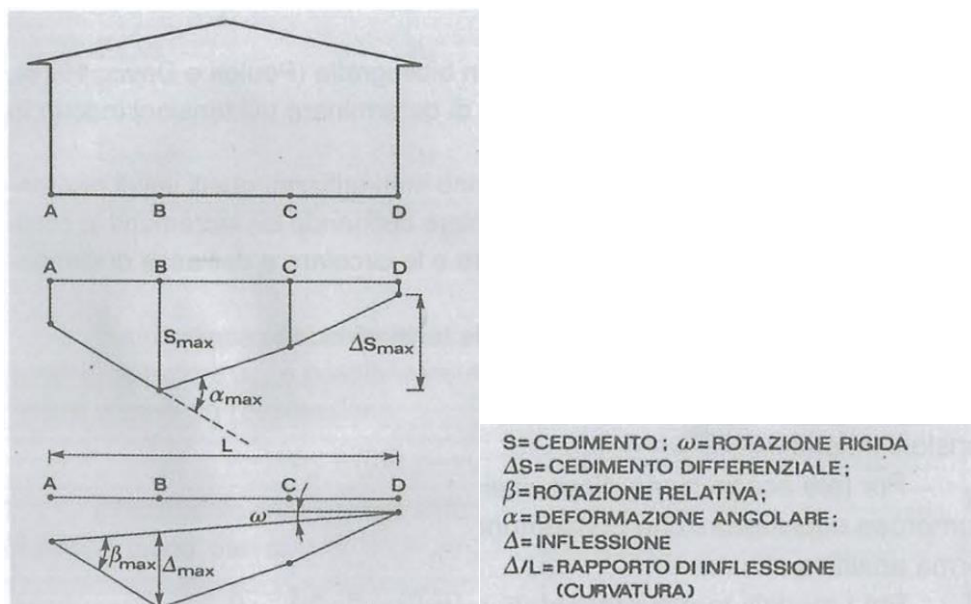
$$L' = (L - 2 e_L)$$

$$B' = (B - 2 e_B)$$

con e_L ed e_B eccentricità del carico nelle due direzioni.

7.1.4. Criteri di verifica dei cedimenti per le fondazioni dirette

Per completare lo studio delle fondazioni, dopo aver analizzato la stabilità del complesso fondazione-terreno attraverso la determinazione del carico limite, è necessario procedere ad analizzarne il comportamento sotto i carichi di esercizio e quindi verificarne la funzionalità attraverso l'analisi dei cedimenti.





Parametri considerati nell'analisi dei cedimenti

È noto che la valutazione di questi in realtà dipende da vari fattori, quali i terreni del sottosuolo interessato, la tipologia della fondazione e le caratteristiche della struttura in elevazione.

Non ultimo, lo stato di sollecitazione può inoltre evolvere nel tempo fino a raggiungere uno stato finale diverso da quello iniziale anche in maniera sostanziale.

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

L'analisi, complessiva di tutti questi fattori, è nota con il termine di "interazione terreno-struttura" ed assume un aspetto molto rilevante nella fase della progettazione.

Tuttavia, tale analisi può essere effettuata con diversi obiettivi ed in relazione a ciò essere svolta con gradi di approfondimento differenti.

Un primo risultato che può essere raggiunto è quello della valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti della fondazione attraverso l'utilizzo della teoria dell'elasticità, che rappresenta il primo passo nella complessa analisi dell'interazione terreno-struttura.

Con tale analisi si viene a concentrare l'attenzione esclusivamente sul terreno di fondazione, trascurando la rigidità della fondazione e della struttura in elevazione, le quali vengono ad essere schematizzate attraverso la distribuzione di carichi noti applicati sulla superficie di imposta.

Per procedere al calcolo dei cedimenti è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per effetto dell'applicazione del carico.

Per tale scopo si fa ricorso alla teoria del semispazio elastico descritta nel paragrafo successivo.

7.1.5. Calcolo dell'incremento di tensione

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ , z , r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad \sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5} \quad \sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

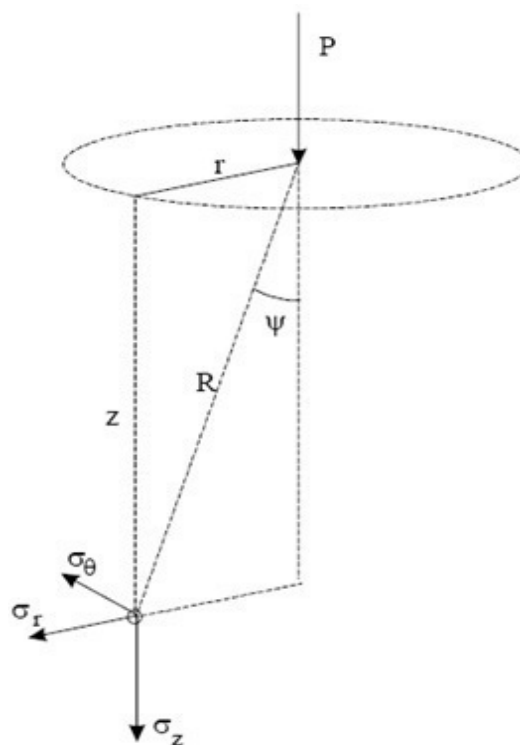
dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.



Schema di carico concentrato su semispazio elastico lineare omogeneo indefinito

Applicando il principio di sovrapposizione degli effetti è possibile calcolare, in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico assimilato ed uniformemente distribuito e con valore costante sull'impronta della fondazione, il valore delle corrispondenti tensioni indotte.

Per tale scopo, sono disponibili in bibliografia (Poulos e Davis; 1974), numerose espressioni che consentono di determinare tali tensioni indotte in forma analitica chiusa.

Fra i modelli teorici presentati, sono stati utilizzati quelli validi per fondazione rettangolare definendo tali incrementi in corrispondenza del centro. Per tali modelli le espressioni delle tensioni indotte sono:

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$



SITO DI STOCCAGGIO DI ACERRA
*Autorizzazione stoccaggio rifiuti ai sensi dell'art. 208 de D.lgs. 152/06 ed
smi*
Idoneità del Suolo e del Sottosuolo

Rev.0 del
25.07.2019

Pag.18 di 25

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$



8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI E DI ESERCIZIO

8.1. VERIFICHE "GEO" – CARICO LIMITE VERTICALE (SLU)

La verifica a carico limite verticale SLU viene eseguita con il metodo di Meyerhof illustrato ai paragrafi precedenti secondo l'approccio 2 previsto dalle NTC 2018. Di seguito si riporta la sintesi dei risultati.

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

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

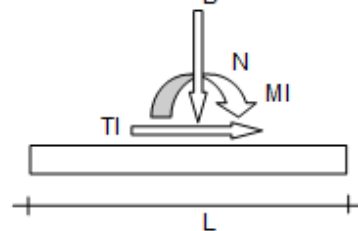
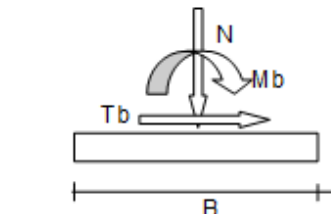
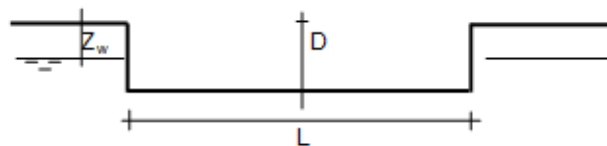
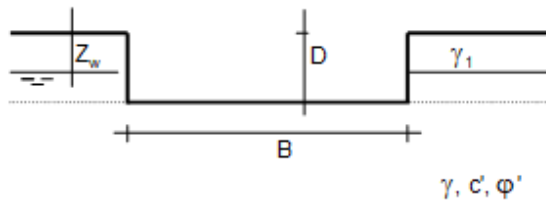
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanent	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M 1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M 2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M 1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 50.00 (m)
 L = 135.00 (m)
 D = 0.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	180562.50		234731.25
M b [kNm]	0.00		0.00
M l [kNm]	0.00		0.00
T b [kN]	279.60		363.48
T l [kN]	0.00		0.00
H [kN]	279.60	0.00	363.48

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 14.00 && (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 14.00 && (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24.00 && (^{\circ})\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 24.00 && (^{\circ})\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 1.70 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.00 && (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 && (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 50.00 && (\text{m}) \\ L^* &= 135.00 && (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 4.34 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 9.60$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 19.32$$

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

$$N_\gamma = 9.44$$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L$$

$$s_q = 1.16$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.85$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.73 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.27 \quad m = 1.73 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \phi'))^m$$

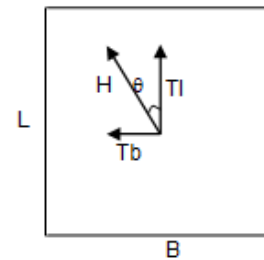
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \phi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.00$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$



$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$\beta_r + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_r + \beta_p \leq 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 868.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 34.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 377.82 \geq q = 34.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 363.48 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

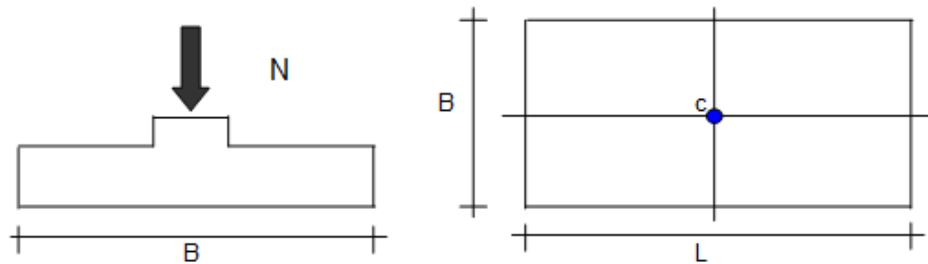
$$S_d = 104509.09 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 95008.26 \geq H_d = 363.48 \quad (\text{kN})$$

Carico limite e scorrimento platea in c.a. (SLU)

8.2. CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - (L/2)(B/2)z/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{bt} = \Sigma\delta_t = \Sigma(((\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))\Delta z)/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 50.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 135.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 180563 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 26.75 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Piroclastiti	0.80	0.0	0.8	1.0	7200	0.00	0.00
2	Piroclastiti	0.80	0.8	1.6	1.0	3700	0.00	0.71
3	Piroclastiti	0.80	1.6	2.4	1.0	13400	0.00	0.19
4	Piroclastiti	0.60	2.4	3.0	1.0	3000	0.00	0.83
5	Piroclastiti	0.60	3.0	3.6	1.0	12400	0.00	0.00
6	Piroclastiti	1.40	3.6	5.0	1.0	48800	0.00	0.0983

$$\delta_{tot} = 1.84 \text{ (cm)}$$

Cedimento platea in c.a.

Il cedimento massimo assoluto in condizioni di esercizio è pari a $w_{max} = 1.84$ cm.



9. CONCLUSIONI

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati di input del presente lavoro.

Le verifiche di sicurezza hanno permesso di constatare che le sollecitazioni di calcolo sono compatibili con le resistenze di calcolo.

Dunque, le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.

Dal punto di vista geotecnico, pertanto, la piazzola è idonea all'attività di stoccaggio dei rifiuti alla luce di quanto premesso al Capitolo 2 della presente relazione.