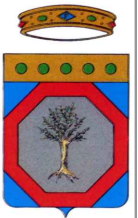




Comune di Trani

Regione Puglia



PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UNA STAZIONE DI TRASFERENZA RIFIUTI E DI UN IMPIANTO DI TRATTAMENTO PERCOLATO DA REALIZZARE NEL COMUNE DI TRANI IN LOCALITÀ "PURO VECCHIO"

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

AMIU S.p.A.

Sede legale e amministrativa alla Strada Provinciale 168

Località Puro Vecchio 76125 Trani (BT)

Codice Fiscale e Partita IVA 04939590727

PEC: amiuTRANISPA@pec.it



PROGETTO:

Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.

via Amendola 172/c, 70100 Bari - tel.: 080.548.21.87 - Fax: 080.548.22.87

Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI

Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA

Dott. Ing. Sebanino GIOTTA

Dott. Ing. Fabio PACCAPELO

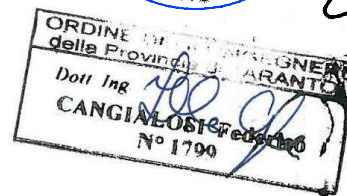


Ing. Federico Cangialosi

Ing. Gianluca Intini

Dott. geol. Vito Specchio

Ing. Vincenzo Catalucci



Vito Specchio

ALLEGATO

R.3

R - ELABORATI DESCRITTIVI

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

...

DATA: GENNAIO 2021

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE

INDICE

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	1
2. BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE	2
3. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO	3
4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI	5
5. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	6
6. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	9
7. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO	11
8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	12
8.1. VASCA DI ACCUMULO PERMEATO E ACQUE DI PIOGGIA	12
8.2. VASCA DI ACCUMULO DEL PERCOLATO.....	12
8.3. VASCA DI ACCUMULO DELLE ACQUE DI COPERTURA CAPANNONE	13
8.4. PLINTO A BICCHIERE CAPANNONE	13
9. CONCLUSIONI.....	14

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere di "Realizzazione di un impianto per il trattamento del percolato e di una stazione di trasferimento rifiuti presso il sito AMIU di località "Puro Vecchio", nell'ambito dell'impianto di discarica dell'AMIU Trani S.p.A..

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta dal geol. Vito Specchio e dei risultati rivenienti dalla campagna d'indagine svolta nel 2018 dalla ditta Apogeo s.r.l. di Altamura (Ba) del dott. Geol. Pietro Pepe, nell'ambito della progettazione esecutiva delle opere di messa in sicurezza dei Lotti I, II, III della discarica, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è avvalsi, non da ultimo, della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio di Foggia acquisite nel tempo dai progettisti.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008". Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1;
- D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 - L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.

2. BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE

Al fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico-tecnico, si è ricorso alle indagini dirette e indirette effettuate nell'ambito della progettazione esecutiva delle opere di messa in sicurezza dei Lotti I, II, III della discarica; attraverso l'acquisizione e l'analisi di diversi parametri geofisici e geotecnici, è stato possibile fornire un'interpretazione attendibile sulle condizioni e sulle caratteristiche del sottosuolo avvalorate anche dall'esecuzione di due sondaggio geognostici a carotaggio continuo.

Sono state eseguite indagini sismiche, in primo luogo per rilevare l'andamento della sismostratigrafia del sottosuolo, ricercando le superfici di discontinuità fisica – rifrattori – ed in particolare quelle superfici che separano porzioni di terreno con differente grado di densità e compattezza; in secondo luogo per ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli strati così riconosciuti, calcolare i valori di Rigidità Sismica dei singoli orizzonti al fine di valutare ad esempio l'amplificazione sismica locale e classificare i terreni alla luce della recente normativa sismica (VSeq) (D.M. 17/01/2018).

Nello specifico la campagna geognostica del 2018 è consistita nell'esecuzione di:

- n. 3 sondaggi geognostici a distruzione di nucleo (S01, S02 ed S03 eseguiti rispettivamente fino a 10, 30 e 20 metri di profondità dal p.c.);
- prelievo di campioni di terra da sottoporre ad analisi per la definizione di una piano di gestione delle terre e rocce da scavo;
- n. 2 scavi geognostici (uno si superficie 1X1m circa ed uno di superficie 2X2m circa) per l'esecuzione di prove di permeabilità in pozzetto;
- n. 2 prove di permeabilità in foro;
- n. 2 tomografie sismiche a rifrazione in onde p per la ricostruzione della sismostratigrafia locale;
- n. 2 indagini sismiche MASW per la determinazione della VSeq per la determinazione della categoria di suolo ai sensi dell'NTC del D.M 17/01/2018;
- n. 2 tomografie geoelettriche per la ricostruzione del modello elettrico del terreno;
- una indagine georadar di superficie per l'individuazione di anomalie nel sottosuolo utilizzando contemporaneamente 2 antenne a frequenza centrale di 270 e 400 MHz;
- n. 3 acquisizione georadar eseguite all'interno dei sondaggi geognostici con antenna da 500 MHz;
- n. 3 videoispezioni eseguite all'interno dei sondaggi geognostici realizzati;
- un rilievo topografico di tutta l'area di discarica eseguito integrando tecnica di rilievo drone e rilievo GPS dei punti di controllo.

3. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO

La definizione del valore V_{seq} , velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC - D.M. 17/01/2018 al par. 3.2.2 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

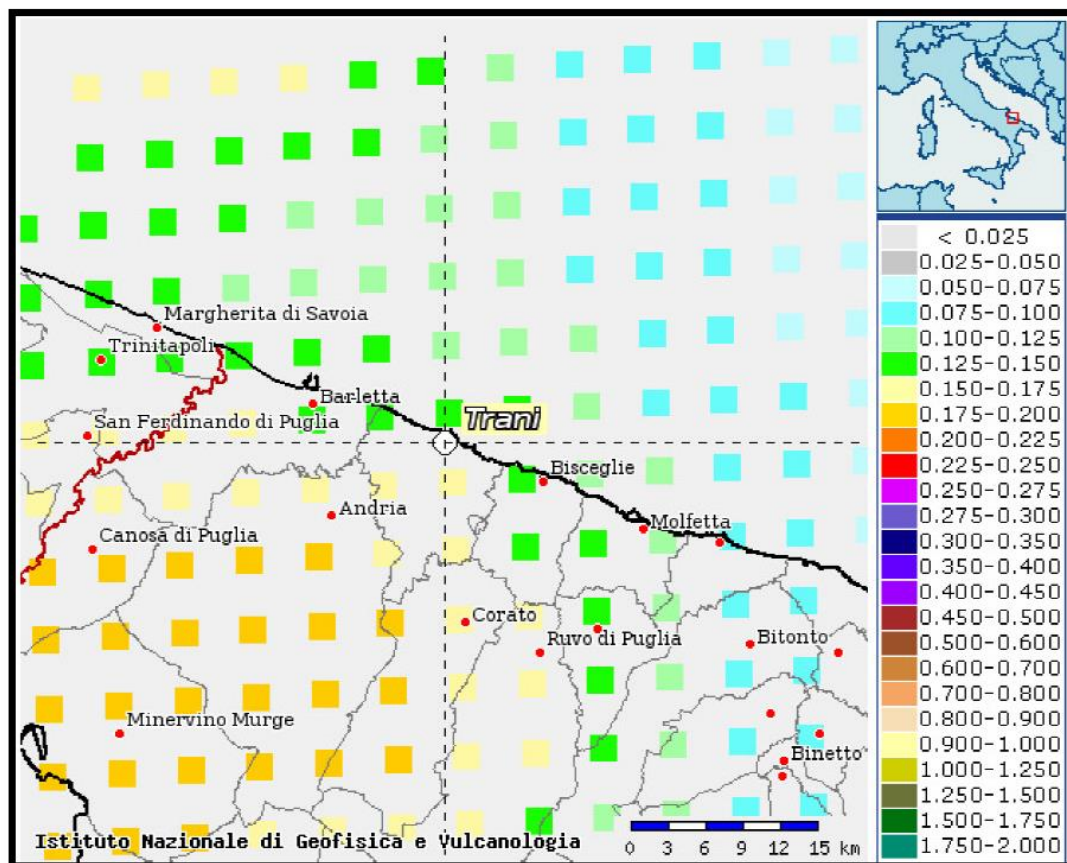
Nei punti dell'area investigata è stato possibile calcolare il parametro V_{seq} , a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Nuova Normativa Sismica di cui al D.M. 17/01/2018.stato

Sulla base dei valori di V_{seq} riscontrati è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "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.*

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

La città di **Trani** è stata classificata, in base all'O.P.C.M. 3274/2003 e ss.mm.ii. in base all'O.P.C.M. 3519 del 2006 nella zona sismica di 3^a categoria. La città di **Trani** è caratterizzata da un'accelerazione sismica compresa tra 0,125g e 0,150g, come desumibile dalla Carta delle accelerazioni sismiche locali.



Le condizioni topografiche del sito, in base a quanto riportato nella Tabella 3.2.IV del DM 14.01.08, rientrano nella **Categoria T1 – Superficie pianeggiante**.

4. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI

Sulla base dei report delle indagini geognostiche effettuate sul sito della discarica è possibile definire la litologia della formazione geolitologica presente nel sottosuolo delle aree in esame ed interessate dalle fondazioni delle opere previste in progetto.

OR_1 Orizzonte 1: Roccia calcarea molto fratturata

- Peso di Volume= 24,50 KN/m³
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,27
- Modulo di elasticità statica = 37,70 KN/cm²
- R.Q.D: 16%

La falda acquifera non è stata intercettata in nessun sondaggio.

5. VERIFICHE GEOTECNICHE

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = $\arctang(K_{hi})$ ove K_{hi} nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_{γ} = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali K_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN/cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

6. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

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 (Approccio 1) 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 (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i

coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018,

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. **Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

7. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO

In generale le opere previste risultano completamente interrato e caratterizzate da configurazioni regolari in pianta, quadrate o rettangolari.

Da un punto di vista statico i manufatti risultano classificabili come strutture di tipo scatolare costituite da elementi bidimensionali quali piastre e setti in calcestruzzo armato; i setti, orditi lungo le due direzioni principali dell'edificio, risultano collegati agli elementi resistenti orizzontali (platee di fondazione alle varie quote) in corrispondenza dei nodi di estremità.

La funzione statica di tali elementi bidimensionali è quella di resistere sia nei confronti delle azioni verticali dovute ai carichi statici gravanti sulla struttura, sia nei confronti delle azioni orizzontali, lungo le due direzioni principali dell'edificio ortogonali tra loro, derivanti dall'insorgere di un evento sismico.

Le piastre di fondazione ed in elevazione presentano spessori variabili in ragione dei carichi agenti e delle dimensioni planimetriche delle varie membrature; in particolare, con riferimento alle piastre di fondazione ed alle solette in elevazione, è stato previsto rispettivamente uno spessore variabile da un minimo di 20 cm ad un massimo di 40 cm ed uno spessore di 30 cm. Diversamente, con riferimento alle pareti verticali, l'unico spessore adottato è pari a 30 cm.

Il sistema di copertura dei manufatti coperti è costituito da un solaio di prefabbricato a lastre tralicciate, caratterizzato da uno spessore funzione della luce di calcolo.

Con riferimento al capannone di carico, esso è costituito da membrature monodimensionali, travi e pilastri, prefabbricate e precomprese (travi), nonché da un sistema di fondazione rappresentato da plinti isolati muniti di adeguato bicchiere per l'alloggiamento e l'incastro del pilastro sovrastante.

Segue descrizione in forma tabellare delle opere in progetto (I colonna: denominazione opera, II colonna: dimensioni piano altimetriche principali, III colonna: tipologia di appartenenza strutturale ai sensi del D.M. 17.01.2018):

N.	Denominazione opera	dimensioni principali (m)	tipologia
1	vasca accumulo permeato e acque di pioggia	10,60 x 10,90 x 4,80 (hmax)	struttura a pareti (platee, setti, solette)
2	vasca di raccolta percolato	4,60 x 5,60 x 4,00 (h)	struttura a pareti (platee, setti, solette)
3	vasca di raccolta acque copertura capannone	4,60 x 5,60 x 3,60 (h)	struttura a pareti (platee, setti, solette)
4	capannone di carico	33,30 x 20,80 x 12,00 (hmax)	struttura intelaiata in c.a.p.

8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La formula (1) descritta al paragrafo 5 della presente relazione calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine (condizioni drenate).

Di seguito si riportano i valori dei parametri geotecnici calcolati per l'opera in oggetto, assumendo i fattori di capacità portante N_c , N_q , N_γ ed i fattori di forma così come indicati al predetto paragrafo 5 nel caso di terreni (pozzetto di sollevamento acque meteoriche III Lotto) e di roccia (impianto di trattamento acque meteoriche e pozzetto di sollevamento acque meteoriche fondo cava).

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione nella sua formula semplificata (espressione (3) del paragrafo 5) e nel caso di fondazione unitaria ($B=1,00$ m). Sulla scorta dei valori del modulo elastico E e del coefficiente di Poisson in corrispondenza dello strato di imposta delle fondazioni, si ottengono i seguenti valori:

$$K_w = 40,7 \text{ daN/cmq}$$

8.1. VASCA DI ACCUMULO PERMEATO E ACQUE DI PIOGGIA

$$K_p = 3,39$$

$$N_c = 57,532$$

$$N_q = 39,031$$

$$N_\gamma = 40,031$$

$s_c =$	2,284	$s_q =$	1,642	$s_g =$	1,642
$i_c =$	0,887	$i_q =$	0,887	$i_g =$	0,478
$d_c =$	1,146	$d_q =$	1,073	$d_g =$	1,073
$z_c =$	0,984	$z_q =$	0,939	$z_g =$	0,939

Capacità portante limite q_{lim} : 11,65 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 5,07 daN/cmq

8.2. VASCA DI ACCUMULO DEL PERCOLATO

$$p = 3,39$$

$$N_c = 57,532$$

$$N_q = 39,031$$

$$N_\gamma = 40,031$$

$s_c =$	1,826	$s_q =$	1,413	$s_g =$	1,413
$i_c =$	0,887	$i_q =$	0,887	$i_g =$	0,478
$d_c =$	1,224	$d_q =$	1,112	$d_g =$	1,112
$z_c =$	0,984	$z_q =$	0,939	$z_g =$	0,939

Capacità portante limite q_{lim} : 9,34 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 4,06 daN/cmq

8.3. VASCA DI ACCUMULO DELLE ACQUE DI COPERTURA CAPANNONE

$$p = 3,39$$

$$N_c = 57,532$$

$$N_q = 39,031$$

$$N_\gamma = 40,031$$

$$s_c = 1,826 \quad s_q = 1,413 \quad s_g = 1,413$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,478$$

$$d_c = 1,224 \quad d_q = 1,112 \quad d_g = 1,112$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,939 \quad z_g = 0,939$$

Capacità portante limite q_{lim} : 9,34 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 4,06 daN/cm²

8.4. PLINTO A BICCHIERE CAPANNONE

$$K_p = 2,04$$

$$N_c = 14,835$$

$$N_q = 6,399$$

$$N_\gamma = 2,871$$

$$s_c = 1,678 \quad s_q = 1,339 \quad s_g = 1,339$$

$$i_c = 0,887 \quad i_q = 0,887 \quad i_g = 0,478$$

$$d_c = 1,270 \quad d_q = 1,135 \quad d_g = 1,135$$

$$z_c = 0,984 \quad z_q = 0,939 \quad z_g = 0,939$$

Capacità portante limite q_{lim} : 8,34 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 3,63 daN/cm²

9. CONCLUSIONI

A conclusione dei dati fin qui esposti seguono le seguenti considerazioni.

Dal punto di vista geologico, l'area interessata dalle fondazioni delle opere a realizzarsi all'interno della discarica di Trani è rappresentata da:

OR_1 Orizzonte 1: Roccia calcarea molto fratturata

- Peso di Volume= 24,50 KN/m³
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione = 270 kPa
- Coefficiente di Poisson (ν) = 0,27
- Modulo di elasticità statica = 37,70 KN/cm²
- R.Q.D: 16%

Per le fondazioni superficiali si assumono i seguenti valori di capacità portante ammissibile:

Vasca di accumulo permeato e acque di pioggia

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 11,65 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 5,07 daN/cm^q

Vasca di accumulo del percolato

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 9,34 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 4,06 daN/cm^q

vasca di accumulo delle acque di copertura capannone

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 9,34 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 4,06 daN/cm^q

Plinto a bicchiere capannone

Kw = 40,7 daN/cm^q

Capacità portante limite q_{lim} : 8,34 daN/cm^q

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 3,63 daN/cm^q

Sulla base del valore di Vs30 ricavati dalla campagna geognostica è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "A"**.

Le condizioni topografiche del sito, in base a quanto riportato nella Tabella 3.2.IV del DM 14.01.08, rientrano nella **Categoria T1 – Superficie pianeggiante**.

La falda acquifera non è stata intercettata in nessun sondaggio.

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione $Ed \leq Rd$.