

COMUNE DI BRINDISI

(Provincia di Brindisi)

Oggetto:

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN DEPOSITO COSTIERO DI IDROCARBURI - GASOLIO E BENZINA - CON ANNESSO TERMINALE DI CARICO SITO NELL'AREA PROSPICIENTE LA BANCHINA COSTA MORENA RIVA DEL PORTO DI BRINDISI



PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA PALAZZINA UFFICI - VERIFICA PORTANZA TERRENO

Tav:

RD.3.4

Data:

Rif.Doc.: BRUND_PD_RD3.4_001

scala:

Approvazioni:

Rev.	Data	Redazione	Verifica	Approvazione
00		PR	SZ	SZ

Committente :

BRUNDISUM S.p.a.

Sede Legale
Via Ettore Maiorana 6/A
Zona Industriale
72100 -Brindisi (BR)
Tel. 0831-571149

I progettisti:

Ing. Salvatore Zaccaro (Capogruppo G.d.L.)

Ing. Giuseppe Morganti

Arch. Alessia Scimone

Geom. Rossella Venuti

Ing. Antonino Restuccia

Ing. Marco Calogero

Giovani professionisti:

Ing. Anna Tripodi
Ing. Eleonora Viglianisi

COMUNE DI BRINDISI (BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN DEPOSITO COSTIERO DI IDROCARBURI -
GASOLIO E BENZINA – CON ANNESSO TERMINALE DI CARICO SITO NELL’AREA
PROSPICIENTE LA BANCHINA COSTA MORENA RIVA DEL PORTO DI BRINDISI**

Sommaio

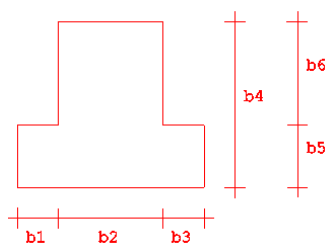
1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELL’OPERA E DEGLI INTERVENTI	2
2.1 PERICOLOSITÀ SISMICA	2
2.2 CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI	4
3 MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO	5
4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	5
5 VERIFICHE GEO: APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI	6
5.1 CALCOLO DEL VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO	7
5.2 VALORE DI PROGETTO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO	8
6 RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO	9

1. PREMESSA

Il presente elaborato afferisce al “**Progetto per la realizzazione di un deposito costiero di idrocarburi - gasolio e benzina – con annesso terminale di carico sito nell'area prospiciente la banchina costa Morena Riva del porto di Brindisi**” e descrive le procedure di calcolo atte alla verifica delle fondazioni a servizio della palazzina “uffici” prevista nel suddetto progetto e quindi della capacità portante del terreno sito specifico.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

L'intervento previsto si collocherà internamente all'area del deposito di stoccaggio di benzina e gasolio del Comune di Brindisi e consiste in una struttura adibita a “uffici” avente due piani fuori terra e caratterizzata da travi e pilastri 30x40 e strutture di fondazione del tipo a trave rovescia aventi sezione come quella di seguito riportata:



Dove:

b1= 20 cm

b2= 50 cm

b3= 20 cm

b4= 80 cm

b5= 30 cm

b6= 50 cm

2.1 PERICOLOSITÀ SISMICA

Con riferimento al D.M. 14/01/2008, l'intervento da realizzare si considera ricadente in classe II, quindi caratterizzato da un $C_U = 1$ e con vita nominale $V_N \geq 50$ anni; si considera un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = 50 \times 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Mentre le probabilità di superamento nel periodo di riferimento (PV_R) cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono le seguenti:

STATI LIMITE		P _{V_R} nel periodo V _R	T _R (anni)
S.L. di Esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
S.L. Ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

TABELLA 1- PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO IN FUNZIONE DEGLI STATI LIMITE CONSIDERATI (NTC08)

Per definire compiutamente la pericolosità sismica locale, si sono individuate le coordinate dell'area di interesse (Lat 40,642°, Lon 17,971°) che la fanno ricadere tra i 4 nodi del reticolo in cui è suddiviso il territorio nazionale di seguito riportati:

- 1) ID: 33701 Lat: 40,645 Lon: 17,971
- 2) ID: 33702 Lat: 40,643 Lon: 18,037
- 3) ID: 33924 Lat: 40,593 Lon: 18,033
- 4) ID: 33923 Lat: 40,595 Lon: 17,968

L'interpolazione dei valori di a_g , F_0 e T_c , fornisce i seguenti valori per i corrispettivi tempi di ritorno:

Stato Limite	T _R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T _c * [s]
SLO	30	0,012	2,347	0,149
SLD	50	0.017	2.284	0.167
SLV	475	0.043	2.531	0.443
SLC	975	0.054	2.579	0.515

TABELLA 2- VALORI DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO IN STUDIO

dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo rigido tipo A, con piano campagna orizzontale, espressa in g/10;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione della componente orizzontale dello spettro elastico di accelerazione;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, espresso in secondi.

Gli studi e le indagini eseguiti hanno permesso di identificare e di classificare la tipologia di sottosuolo per

l'area di intervento come sottosuolo di Categoria C delle NTC-08 (Categoria C, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fina mediamente consistenti). Da questo dato di partenza si possono ricavare il coefficiente stratigrafico S_s ed il coefficiente di categoria C_c che agiscono sul valore del periodo T_c . Tramite le seguenti formule, tratte dalla tabella 3.2.V delle NTC, per un sottosuolo di categoria C:

Categoria di sottosuolo	S_s	C_c
c	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$

Si avrà pertanto:

Stato limite	S_s	C_c	St	kh	kv	A_{max}	β
SLO	1,50	1,570	1	0,003	0,002	0,182	0,18
SLD	1,50	1,550	1	0,005	0,002	0,253	0,18
SLV	1,32	1,51	1	0,006	0,006	0,634	0,18
SLC	1,24	1,5	1	0,007	0,007	0,793	0,18

TABELLA 3 - VALORI DI S_s E C_c

Una corretta determinazione della risposta sismica locale, deve considerare, oltre all'amplificazione stratigrafica, l'andamento del profilo topografico dell'area in cui si colloca l'opera in esame.

Con riferimento alla Tab. 3.2.VI delle NTC 2008 per l'opera in esame si assume una categoria topografica T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*), per la quale il corrispondente coefficiente topografico S_T risulta pari ad 1.

2.2 CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI

L'opera oggetto di progettazione ricade nel territorio comunale di Sant'Agata di Militello; l'area analizzata è ubicata ad una quota di circa 33 metri s.l.m.

Dalle informazioni estratte dalla relazione geologica del Piano Cimiteriale redatto dal Comune di Sant'Agata di Militello si evincono i parametri geotecnici dei *terreni di sedime*, sintetizzati nella seguente tabella:

Angolo di attrito	35
Coesione	0
Costante di Winkler	10daN/cm ³
Categoria suolo fondazione	C
Categoria Condizioni Topografiche	T1

γ	1,98 t/m ³
----------	-----------------------

TABELLA 4 - PARAMETRI GEOTECNICI DI INPUT

L'esatta individuazione del sito è riportata nei grafici di progetto.

3 MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO

Nel modello strutturale di calcolo l'interazione suolo-struttura è stata considerata schematizzando il terreno come un letto di molle elastiche indipendenti (modello alla Winkler).

La costante di sottofondo del terreno è stata posta pari a 10 daN/cm³.

Le interazioni terreno-struttura sono state contemplate nel modello di calcolo strutturale mediante elementi finiti specifici costituiti da travi su suolo elastico.

I risultati di analisi sono riportati nella relazione di calcolo e riassunti, mediante immagini, nelle pagine seguenti.

4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

ULP - perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Verifiche **EQU**: L'edificio è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Come si evince dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, queste ultime sono tutte di compressione.

Pertanto essendo le pressioni di compressione sicuramente non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.

Verifiche **STR**: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo;

Verifiche **GEO**: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche **UPL** e **HYD** : poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

5 VERIFICHE GEO: APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'Approccio 2 con la Combinazione (A1 + M1 + R3), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante $\gamma_R=2,3$.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

TABELLA 5 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI (TAB. 6.2.I NTC 2008)

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	$\gamma_{c'}$	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 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI (TAB. 6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

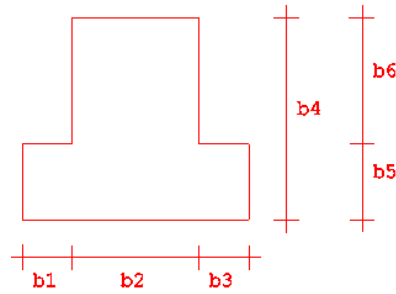
TABELLA 7 - COEFFICIENTI PARZIALI TAB. 6.4.I NTC 2008

I parametri di resistenza del terreno di base delle fondazioni, con l'applicazione dei coefficienti del gruppo M1 diventano:

	γ (t/m ³)	ϕ' (°)	c (daN/cm ²)
Terreno di sedime	1,9	35	0.00

TABELLA 8 - PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

La struttura di fondazione è costituita da trave rovescia in c.a. gettata in opera avente una sezione pari a quella riportata nella figura a seguire:



Dove:

$$b_1 = 20 \text{ cm}$$

$$b_2 = 50 \text{ cm}$$

$$b_3 = 20 \text{ cm}$$

$$b_4 = 80 \text{ cm}$$

$$b_5 = 30 \text{ cm}$$

$$b_6 = 50 \text{ cm}$$

5.1 CALCOLO DEL VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO

La resistenza di progetto viene calcolata con la formula di Brinch - Hansen:

$$Q_{t,lim} = s_c N_c c d_c + s_\gamma d_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B}{2} + s_q d_q N_q q$$

Dove i coefficienti di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$pN_c = (N_q - 1) \tan \varphi$$

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

I coefficienti di forma per sezione rettangolare sono pari a :

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

Mentre i coefficienti di profondità risultano pari a :

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \varphi (1 - \varphi)^2 \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \quad (D > B)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

Considerando cautelativamente l'aliquota coesiva nulla ($c=0$) i risultati derivanti dalla relazione di Brinch – Hansen diventano:

Nq	33,25
N γ	47,97

s γ	0,98
s _q	1,03

d _q (D>B)	1,21
d γ	1

Q _{lim}	
124317,5	Kg/mq
12,43	Kg/cm ²

Ricavato il carico limite (Q_{lim}), applicando il coefficiente correttivo $\gamma_R = 2,3$ è stato possibile determinare il carico ammissibile (Q_{amm}) per il terreno considerato:

Q _{amm}	
54051	Kg/mq
5,4	Kg/cm ²

Da cui si ricava un valore di progetto della resistenza del terreno pari a:

$$\mathbf{R_d = 5,4 \text{ Kg/cm}^2}$$

5.2 VALORE DI PROGETTO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Le pressioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A1 secondo la combinazione:

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + S (\gamma_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

Dai calcoli eseguiti sulla struttura si ottiene che la pressione massima sul terreno è di:

$$E_d = 0,97 \text{ Kg/cm}^2$$

il cui andamento è rappresentato nella figura seguente:

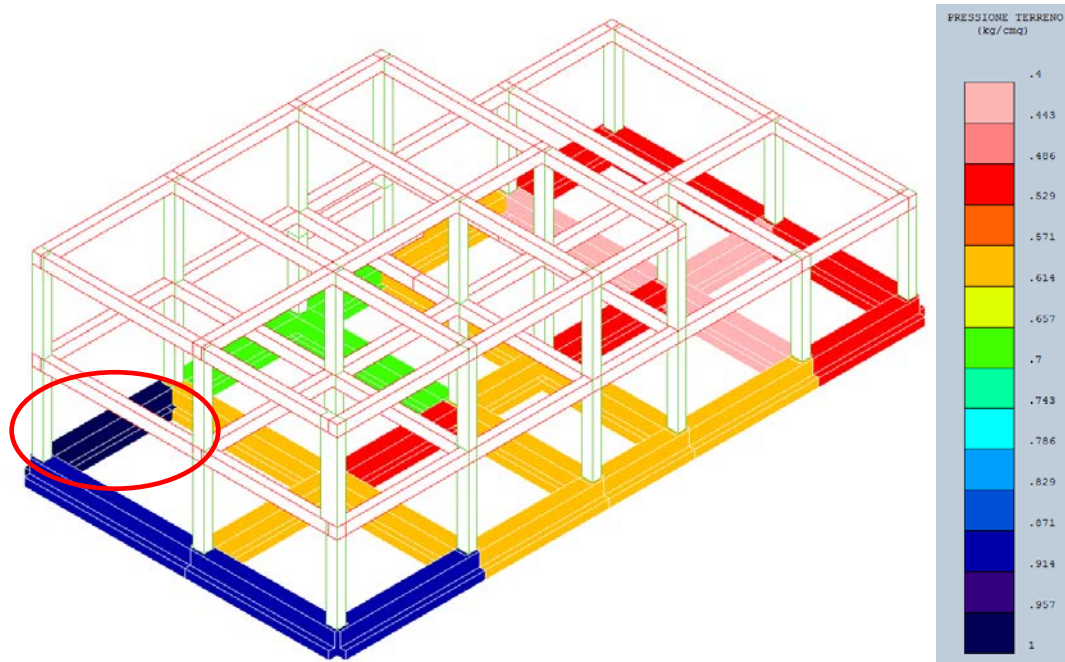


FIGURA 1- PRESSIONI ESERCITATE DALLE FONDAZIONI SUL TERRENO DI POSA

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - FONDAZIONE																														
Filo Iniz.	Quota Iniz.	T r	C o	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE										VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE																
				Bas	n	Co	Gam	Rd	M	Exd	N	Ed	x/d	εf%	εc%	Area sup	cmq	Co Nr	V (t)	Exd (t)	V (t)	Eyd (t)	T (t*m)	Sdu (t)	V (t)	Rxd (t)	V (t)	Ryd (t)	TRd (t*m)	TRld (t*m)
13	0,00	11	1	1	1,10	-10,2	0,0	17	8	2	8,0	8,0	1	0,0	-15,1	0,0	30,7	51,1	25,2	0,0	18	29	0,0	13	75	8				
14	0,00	50	3	1	1,10	-13,0	0,0	17	10	2	8,0	8,0	1	0,0	12,4	0,0	30,7	51,1	25,2	0,0	15	24	0,0	13	295	8				
2.5	0,97	80	5	1	1,10	11,1	0,0	24	7	2	8,0	8,0	1	0,0	17,5	0,0	30,7	51,1	25,2	0,0	21	34	0,0	13	75	8				

Verifica della capacità portante:

$$R_d > E_d$$

$$5,4 \text{ Kg/cm}^2 > 0,97 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (verificato)}$$

6 RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO

Dalle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte ne risulta che i valori di verifica sono accettabili pertanto il progetto proposto è realizzabile.

Si prescrive che:

- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale.
- la sistemazione esterna dovrà evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione