

RELAZIONE GEOTECNICA

(NTC 2008 CAP. 6 e CIRCOLARE 617/2009 punto C6.2.2.5)

OGGETTO: PROGETTO DEI LAVORI DI AMPLAMENTO E REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CAPANNONE, SISTEMAZIONE AREE ESTERNE E COPERTURE PRESSO LA CASA CANTONIERA “COLAMAZZA” UBICATA LUNGO LA SS 18 AL KM 440+740.

COMUNE: VIBO VALENTIA (VV)

ZONA SISMICA: I° CATEGORIA

ALTITUDINE: m.s.l.m. 480

TIPOLOGIA STRUTTURALE: CEMENTO ARMATO

TIPOLOGIA FONDAZIONI: FONDAZIONI DIRETTE

NORMATIVA: D.M. 14/01/2008

PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE PROGETTUALI.

Dall'analisi dei risultati delle indagini geognostiche, in considerazione della stratigrafia del terreno, delle caratteristiche geomeccaniche del terreno e dei carichi trasmessi sul terreno dalla struttura si è ritenuto di adottare delle fondazioni superficiali costituite da un graticcio di travi rovesce.

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE.

Dalla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. GABRIELE PRESTIA si evince che sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche: rilevamento geologico di superficie integrato con sondaggio geognostico la cui ubicazione è riportata in allegato alla relazione geologica.

CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI.

Caratteristiche litostratigrafiche

Dalla Relazione Geologica si assumono i parametri relativi alla geomorfologia e litostratigrafia. Il Fabbricato sarà fondato su terreno composto materiale Sabbia limosa debolmente addensata.

Non è presente falda acquifera

Caratteristiche fisico meccaniche dei terreni

Il modello geotecnico del sito è il seguente:

		γ t/mc.	ϕ (°)	C Kg./cmq	Ed Kg./cmq
Strato 1	Da 0,00 a 0,80 mt. Terreno vegetale	1,88	16,29	0,23	
Strato 2	0,80 a 7,20 mt. Sabbie limose debolmente addensate	1,7	26,63°	0,45	
Strato 3	7.20 a 8.20 Sabbie limose addensate	1,84	29,25	0,68	

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno di base che interagisce con la struttura sono:

		γ t/mc.	ϕ (°)	C Kg./cmq	Ed Kg./cmq
Strato 2	0,80 a 7,20 mt. Sabbie limose debolmente addensate	1,7	26,63°	0,45	

Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione

La categoria di suolo di fondazione è:

“rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 mt”.

CATEGORIA B

MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI:

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 calcolata automaticamente dal programma di calcolo.

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

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

VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE.

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, così come riportato nelle pagine seguenti;

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

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+A2+A3**), 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 $\gamma_R = 2,3$.

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

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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) 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.

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

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

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

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il livello di base delle fondazioni è a quota 1,30 mt. Pertanto le fondazioni appoggiano sullo strato di materiale sabbioso-limoso debolmente addensate.

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

		γ t/mc.	φ (°)	C Kg./cmq	Ed Kg./cmq
Strato 2	0,80 a 7,20 mt. Sabbie limose debolmente addensate	1,7	26,63°	0,45	

Le strutture delle fondazioni sono costituite da travi rovesce. La larghezza delle travi è di 0,50 mt., con la base posta a quota -1.30 mt dal piano campagna.

Il Tecnico Redattore
Arch. Gianmarco Plastino

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

(NTC 2008 CAP. 6 e CIRCOLARE 617/2009 punto C6.2.2.5)

OGGETTO: PROGETTO DEI LAVORI DI AMPLAMENTO E REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CAPANNONE, SISTEMAZIONE AREE ESTERNE E COPERTURE PRESSO LA CASA CANTONIERA “COLAMAZZA” UBICATA LUNGO LA SS 18 AL KM 440+740.

COMUNE: VIBO VALENTIA (VV)

ZONA SISMICA: I° CATEGORIA

ALTITUDINE: m.s.l.m. 480

TIPOLOGIA STRUTTURALE: CEMENTO ARMATO

TIPOLOGIA FONDAZIONI: FONDAZIONI DIRETTE

NORMATIVA: D.M. 14/01/2008

Calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno:

La resistenza di progetto viene calcolata con la Formula di Terzaghi-Vesic:

$$Q_{t,lim} = \zeta_c \cdot N_c \cdot C + \zeta_y \cdot N_y \cdot \gamma_t \cdot B / 2 + \zeta_q \cdot N_q \cdot q$$

Da cui si ricava, vedere lo schema pagina seguente, un valore di progetto della resistenza del terreno pari a :

$$R_d = 11,21 \text{ daN/cm}^2$$

Valore di progetto della pressione sul terreno:

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

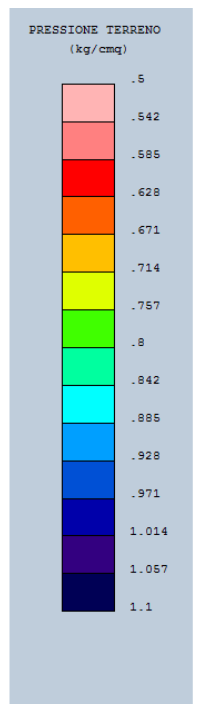
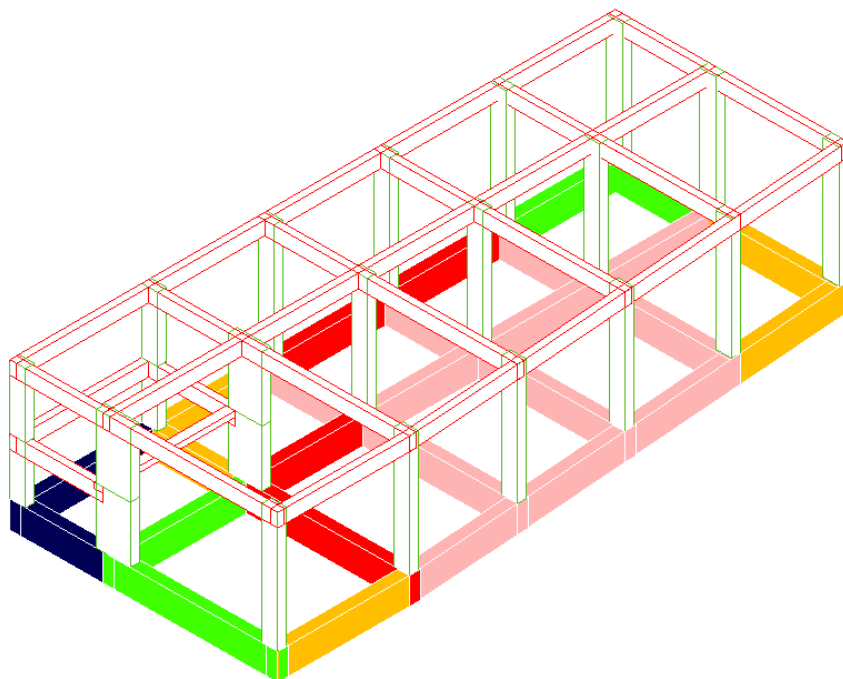
$$E_d = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + S(\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Ki})$$

Dalla relazione di calcolo della struttura si evince che la pressione massima sul terreno è di:

$$E_d = 1,1 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica:

$$R_d > E_d \text{ (verificato)}$$



Pressione massima nel terreno in comb. SLU

DETERMINAZIONE DEL CARICO AMMISSIBILE
FONDAZIONI SUPERFICIALI
 Formula di Terzaghi - Vesic'

Dati:

Carico ripartito sulla superficie del terreno	$p =$	<input type="text" value="0"/>	kg/m ²
Profondità del piano di posa della fondaz.	$D =$	<input type="text" value="130"/>	cm
Base della fondazione	$B =$	<input type="text" value="80"/>	cm
Lunghezza della fondazione	$L =$	<input type="text" value="500"/>	cm

Caratteristiche del terreno di posa della fondazione:

Peso specifico	$\gamma_t =$	<input type="text" value="1700"/>	daN/m ³
Angolo di attrito interno	$\phi =$	<input type="text" value="27"/>	°
Coesione	$c =$	<input type="text" value="0.45"/>	daN/cm ²

Coefficiente di sicurezza portanza in fondazione =

Valori dei coefficienti di portanza:

$N_c =$	23.94
$N_q =$	13.20
$N_y =$	14.47

Coefficienti di forma:

$\zeta_c =$	1.09	
(circolare=quadrata)	$\zeta_q =$	1.08
	$\zeta_y =$	0.94

Carico ripartito a quota del piano di posa:

$$q = p + \gamma_t D = 0 + 0.0017 \times 130 = 0.221 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione tensione limite del terreno

$$Q_{t,lim} = \zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q$$

$$Q_{t,lim} = 1.09 \times 23.94 \times 0.45 + 0.94 \times 14.47 \times 0.0017 \times 80/2 + 1.08 \times 13.20 \times 0.221 =$$

$$Q_{t,lim} = 15.82 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione della tensione ammissibile:

si adotta un coefficiente di sicurezza $s = 2$

$$Q_{amm.} = Q'_{ult} / 2 = 15.82 / 2 = 7.91 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE):

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera.

I cedimenti sono calcolati con il metodo edometrico.

I valori dei moduli edometrici considerati nel calcolo sono:

		γ t/mc.	φ (°)	C daN/cm ²	Ed daN/cm ²
Strati 2	0,80 a 7,20 mt. Sabbie limose debolmente addensate	1,70	26,63°	0,45	

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito in combinazione di esercizio rara

Dai calcoli riportati nelle tabelle seguenti si evince che i cedimenti massimi che si hanno in corrispondenza del punto con pressione massima sul terreno sono stimati pari a circa 0,849 in combinazione rara.

L'entità di questi cedimenti è compatibile con la funzione dell'opera.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Caratteristiche Fondali:

$$\begin{aligned} B &= 0.50 \quad [\text{m}] & P &= 5.00 \quad [\text{t/m}^2] \\ D &= 1.30 \quad [\text{m}] \\ L &= 5.00 \quad [\text{m}] \end{aligned}$$

Caratteristiche Stratigrafiche:

<i>Strato 1</i>	$\gamma_1 = 1.52$	$[\text{t/m}^3]$	<i>Strato 3</i>	$\gamma_3 = 1.84$	$[\text{t/m}^3]$
	$Z_1 = 0.80$	$[\text{m}]$		$Z_3 = 1.00$	$[\text{m}]$
<i>Strato 2</i>	$\gamma_2 = 1.70$	$[\text{t/m}^3]$	<i>Strato 4</i>	$\gamma_4 =$	$[\text{t/m}^3]$
	$Z_2 = 6.40$	$[\text{m}]$		$Z_4 =$	$[\text{m}]$
	$\Delta Z = 0.20$	$[\text{m}]$		$Z_{\text{tot.}} = 8.20$	$[\text{m}]$
$H_c = 10.00$	$[\text{m}]$		$C_c = 1.00\%$		$e_o = 1.00\%$

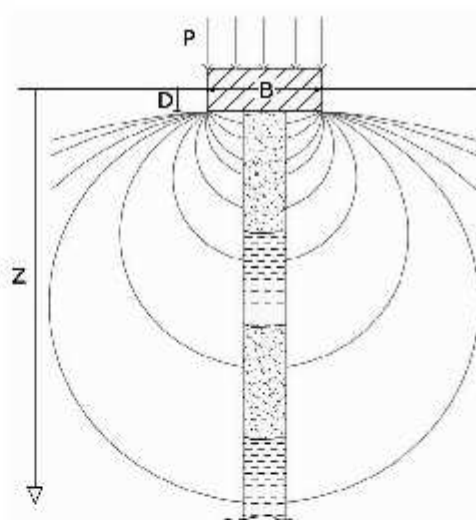
Tensioni Indotte nel Terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{net}} &= 3.1040 \quad [\text{t/m}^2] \\ P_o &= 9.376 \quad [\text{t/m}^2] \\ \Delta P_o &= 0.3104 \quad [\text{t/m}^2] \\ \Delta P &= 0.1185 \quad [\text{t/m}^2] \\ Z_{\text{mezz.}} &= 5.65 \quad [\text{m}] \end{aligned}$$

CEDIMENTO
$\sigma = 0.0540 \quad [\text{cm}]$

Legenda:

- B = Larghezza della fondazione
- D = Profondità piano fondale dal p.c.
- L = Lunghezza della fondazione
- P = Pressione esercitata dalla struttura
- γ_n = Peso di volume dello strato



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 tali da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

Il Tecnico Redattore
Arch. Gianmarco Plastino