



Il Commissario Straordinario

per la progettazione, l'affidamento e la realizzazione degli interventi necessari all'adeguamento dei sistemi di collettamento, fognatura e depurazione oggetto di provvedimento di condanna della Corte di Giustizia dell'Unione Europea in ordine all'applicazione della Direttiva 91/271/CEE sul trattamento delle acque reflue urbane

(art. 7, comma 7 del D.L. 133/2014, convertito con modificazioni dalla L. 11 novembre 2014 n. 164)

D.P.C.M. 1 Aprile 2016 - DELIBERA CIPE 60/2012 - ID 33497

COMUNE DI CASTELVETRANO SISTEMA FOGNARIO PER ACQUE NERE A SERVIZIO DELLA FRAZIONE DI TRISCINA E COLLEGAMENTO AL DEPURATORE COMUNALE IN VIA ERRANTE VECCHIA

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE A.T.I.
CAPOGRUPPO



CONCISE CONSORZIO STABILE
società consortile per azioni

Via Del Maglio 4C
33107 - Pordenone (PN)
Tel. 0434.241.775
Web : www.consorziocconcise.com

MANDANTI



Dott. Geol. F. Miragliotta
Dott. Geol. M. Rizzo

SOCIETA' INDICATE

PROGETTISTA :

Dott. Ing. Corrado Petris



Via G.B. Dall'Armi 27/3
30027 - San Donà di Piave (VE)
Tel. 0421.307.700
Web : www.ingegneria2p.it



Piazzale della Stazione, 7
35131 - Padova (PD)
Tel. 0498.763.888
Web: www.hmr.it

ENG TEAM & PARTNERS S.P.A.

Via Del Maglio 4B
33170 - Pordenone (PN)
Tel. 0434.247.736
Web: www.engteam.it



(STRUTTURA OPERATIVA)



SOGESID

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONI SPECIALISTICHE RELAZIONE GEOTECNICA



SCALA:

-

N. DOCUMENTO:

ANNO

N°COMMESSA

TIPOLOGIA

N. ELABORATO

FASE

REVISIONE

1

4

0

2

3

R

E

0

6

E

2

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDAZIONE	VERIFICA	CONTROLLO
1	OTT 2015	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI VALIDATORE	M.C.	C.P.	
2	NOV 2016	AGGIORNAMENTO NORMATIVO	M.C.	C.P.	

**SISTEMA FOGNARIO PER ACQUE NERE A SERVIZIO DELLA FRAZIONE DI
TRISCINA E COLLEGAMENTO AL DEPURATORE COMUNALE IN VIA ERRANTE
VECCHIA**

PROGETTO ESECUTIVO

R E L A Z I O N E G E O T E C N I C A

Indice

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	2
4. LE VERIFICHE STRUTTURALI	6
4.1. Stazione di sollevamento S1	6
DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE	6
DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI	8
4.2. Stazione di sollevamento S7	9
DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE	10
DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI	11
4.3. Stazione di sollevamento S8	13
DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE	14
DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI	15
4.4. Stazione di sollevamento S9	17
DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE	18
DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI	19

1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla caratterizzazione geotecnica ed alle verifiche di portanza dei terreni interessati dai lavori di “**servizio fognario per acque nere a servizio della frazione di Triscina e collegamento al depuratore Comunale in Via Errante Vecchia**” nel Comune di Castelvetro.

A tal fine è stato condotto uno studio sull'area interessata dalla costruzione attraverso un'indagine di campagna, estesa all'area circostante, e l'acquisizione della relazione geologico- tecnica redatta dal Dott. Geol. Franco Miragliotta e dal Dott. Geol. Massimiliano Maria Rizzo, in cui vengono illustrate le caratteristiche morfologiche, i lineamenti geologici e tettonici e la geologia ed idrogeologia.

Per la realizzazione dei lavori è stato necessario prevedere la realizzazione di varie strutture atte al sollevamento dei liquami a servizio di un'ampia zona.

Vengono di seguito riportate le verifiche a carico limite delle stazioni di sollevamento previste in cemento armato.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 5/11/71, n.1086);
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/2/74 n. 64);
- Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008);
- Circolare esplicativa N. 617/2009 alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/1/2008.

3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

L'area di interesse è stata oggetto di una campagna di indagini come di seguito riportate:

1. Prove penetrometrica statica CPT/CPTU (norma di riferimento ASTM d 3441-86);
2. Indagine sismica passiva tomografica;
3. Indagine sismica a rifrazione;
4. Indagine sismica M.A.S.W.

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e

caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec}$ $0,5 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "Begemann". Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente : - diametro Punta Conica meccanica = 35,7 mm - area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$ - angolo di apertura del cono.

L'indagine *tromografica*, viene eseguita attraverso analisi realizzata con tomografo elettronico digitale TROMINO® ai soli fini della determinazione delle caratteristiche elastiche del terreno ottenute dalla analisi spettrale delle componenti vibrazionali del terreno, ossia attraverso l'analisi dei rumori del terreno. La campagna di indagine ha previsto l'esecuzione di un rilevamento su uno spazio temporale ben definito e su una superficie opportunamente predisposta. La presente metodologia ha permesso di evidenziare quantitativamente le geometrie del substrato identificando discontinuità sismiche presenti legate a variazioni litologiche. Dalle tracce sismiche ottenute, attraverso un processo di elaborazione (trasformata in serie di Fourier del segnale sismico, pulitura di disturbi spontanei, ipotesi di modellizzazione inversa) si è individuata la frequenza di risonanza fondamentale del terreno, confrontata successivamente con i corrispettivi spettri di ampiezza dei segnali ai vari sensori al fine di ottenere un modello stratigrafico con relativo valore della velocità sismica delle onde di taglio (V_s). Ai sensi della Ordinanza 3274 – Nuova Normativa Antisismica del 20/03/2003, successivamente richiamata dal DM 14/01/2008, la definizione delle onde trasversali (S) ha permesso la determinazione del parametro V_{s30} e la caratterizzazione dei terreni ai sensi della suddetta normativa.

La *campagna di indagine a rifrazione* ha previsto l'esecuzione di n° 08 stendimenti di sismica a rifrazione denominati T01, T02, T03, T04, T05, T06, T07 e T08 , con passo geofonico adottato 3.0 m. La configurazione geometrica dello stendimento ha permesso di ottenere profondità medie di indagine variabili e comunque generalmente non inferiori ai 15.00 metri dal p.c.. Ai fini dell'interpretazione dei dati è stata eseguita dapprima una elaborazione mediante metodologia G.R.M., successivamente i segnali filtrati e trattati sono stati elaborati e restituiti con tecnica tomografica. Pertanto è stato necessario realizzare almeno n° 9 energizzazioni (o "scoppi") di cui quattro esterni allo stendimento sismico. La presente metodologia ha permesso di evidenziare semiquantitativamente le geometrie del substrato identificando discontinuità presenti e legate a probabili variazioni

litologiche. Dalle tracce sismiche ottenute, riportate nella presente relazione, sono state estrapolate le velocità delle onde longitudinali (onde P), i cui tempi di arrivo ai vari geofoni sono stati riportati in un grafico che consente di ricavare una correlazione spazio – tempo (dromocrone).

E' stato inoltre eseguito un rilievo piano altimetrico dei geofoni permettendo di tarare la profondità dei rifrattori rispetto al posizionamento dei geofoni stessi. Relativamente alla METODOLOGIA SISMICA A RIFRAZIONE, le indagini geosismiche sono state realizzate avvalendosi del metodo sismico a rifrazione che utilizza la determinazione della velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) e trasversali (onde S) nel sottosuolo. Tali onde vengono generate, e si propagano nel terreno, ogniquale volta quest'ultimo venga sottoposto a sollecitazioni sia di tipo naturale sia artificiale. Nel caso in esame sono stati creati artificialmente degli impulsi mediante l'utilizzo di una massa battente o energizzatore sismico "mini bang". Quando il suolo viene "energizzato" artificialmente si propagano in esso diversi tipi di onde sismiche, da quelle superficiali di maggiore ampiezza, a quelle più veloci longitudinali (onde P) ed ancora a quelle trasversali (onde S). Per i nostri scopi, sono state utilizzate solamente le onde P. Mediante questo tipo di indagine si può risalire alla composizione litologica di massima dei terreni con indicazione dei relativi spessori.

In merito all'indagine M.A.S.W., per l'esecuzione degli stendimenti previsti, sono stati utilizzati 24 geofoni con passo 3.0 metri per un totale di 72 metri lineari con due offset complessivi rispettivamente posti a ± 3.0 m. Le Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 14 gennaio 2008), la normativa tecnica europea gli Eurocodici EC 7 e EC 8 e le più avanzate normative internazionali disciplinano la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche e la valutazione della sicurezza e degli interventi di adeguamento su edifici soggetti al medesimo tipo di azioni. Tale norma ha lo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile. Fra le novità più importanti della nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica:

- Estensione della zonazione sismica a tutto il territorio nazionale
- L'abbandono del metodo delle tensioni ammissibili in favore del metodo di verifica agli stati limite su edifici soggetti al medesimo tipo di azioni
- Una maggiore attenzione verso una corretta modellazione strutturale
- L'apertura verso analisi di tipo non lineare Ci adegua allo standard europeo e mondiale
- La nuova normativa ha introdotto la classificazione dei suoli per la definizione dell'azione sismica di progetto in 5+2 categorie sulla base della VS30

Il profilo delle onde di taglio Vs nei primi 30 m di profondità risulta necessario per:

- valutare l'azione sismica di progetto al livello delle fondazioni di qualunque struttura
- valutare il rischio di liquefazione del terreno in sito
- valutare rischi di instabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno
- valutare i cedimenti dei rilevati stradali, delle opere di sostegno, delle fondazioni degli edifici
- valutare la trasmissione delle vibrazioni generate dai treni, dalle macchine vibranti, dalle esplosioni in superficie o in sotterraneo, dal traffico veicolare

Il parametro VS30 è il parametro geofisico che rappresenta meglio la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo: rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30 metri di profondità.

È calcolato mediante la seguente espressione

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

L'indagine M.A.S.W. è stata finalizzata principalmente alla determinazione della Velocità Equivalente delle onde di taglio sui primi 30 metri di terreno (V_{s30}), per stabilire la categoria del suolo di fondazione del sito e quindi per definire l'azione sismica di progetto.

Tra i valori di indagine ottenuti dalla campagna, il valore di Velocità Equivalente scelto dal sottoscritto progettista strutturale V_{s30} ottenuto è pari a **359,26 m/s** con una categoria di suolo di fondazione **C**.

In base ai risultati della prova, i parametri di calcolo possono essere così riassunti:

Stazione sollevamento S₁

- Densità relativa (D_r): 32%.
- Angolo di resistenza al taglio (Φ): 21°
- Modulo di Young: 19 Kg/cm².
- Modulo edometrico(E_d): 38 kg/cm².
- Modulo di reazione K_0 : 0,60.
- Peso unità volume (Y): 1,8 t/m³.
- Peso unità volume saturo (Y_{sat}): 1,9 t/m³.
- Coesione (c) : 0 – 0,05 kg/cm²

Stazione sollevamento S₇

- Densità relativa (D_r): 75 %.
- Angolo di resistenza al taglio (Φ): 35°.
- Modulo di Young: 83 Kg/cm².
- Modulo edometrico(E_d): 162 kg/cm².
- Modulo di reazione K_0 : 0,80.
- Peso unità volume (Y): 1,9 t/m³.
- Peso unità volume saturo (Y_{sat}): 2,2 t/m³.
- Coesione (c) : 0 – 0,05 kg/cm²

Stazione sollevamento S₈

- Densità relativa (D_r): 16 %.
- Angolo di resistenza al taglio (Φ): 37°.
- Modulo di Young: 92 Kg/cm².
- Modulo edometrico(E_d): 182 kg/cm².
- Modulo di reazione K_0 : 0,38.
- Peso unità volume (Y): 1,9 t/m³.
- Peso unità volume saturo (Y_{sat}): 2,2 t/m³.
- Coesione (c) : 0 – 0,05 kg/cm²

Stazione sollevamento S₉

- Densità relativa (D_r): 39 %.
- Angolo di resistenza al taglio (Φ): 36°.
- Modulo di Young: 86 Kg/cm².
- Modulo edometrico(E_d): 170 kg/cm².
- Modulo di reazione K_0 : 0,58.
- Peso unità volume (Y): 1,9 t/m³.
- Peso unità volume saturo (Y_{sat}): 2,2 t/m³.
- Coesione (c) : 0 – 0,05 kg/cm²

4. LE VERIFICHE STRUTTURALI

4.1. Stazione di sollevamento S1

Si è prevista una struttura in cemento armato disposta su tre livelli ed in parte interrata ed avente le seguenti dimensioni ai fini del calcolo:

-lunghezza esterna: 14,60 m;

-larghezza esterna : 5,00 m;

Le fondazioni sono costituite da una platea rigida, anch'essa in cemento armato, gettata in opera.

La platea ha anche funzione di pavimento ed ha una sporgenza dalle pareti di circa cm 10.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla platea di fondazione, avente spessore di cm. 30, è effettuato considerando il terreno alla Winkler, costituito da un letto di molle elastiche ed indipendenti.

Tale modellazione, pur presentando alcuni limiti sotto il profilo geotecnico, fornisce valutazioni attendibili dello stato di sollecitazione agente sulla piastra di fondazione.

Determinazione del carico limite

La valutazione del carico limite di una fondazione superficiale viene usualmente affrontata ricorrendo a formulazioni teoriche basate sull'ipotesi che il complesso terreno-fondazione pervenga a rottura attraverso un meccanismo di tipo generale, caratterizzato dallo sviluppo, nel terreno, di un'ampia superficie di scorrimento. In tal caso, la rottura del sistema geotecnico può essere stimata modellando il terreno come un continuo rigido-perfettamente plastico. Tale analisi viene, altresì, condotta nell'ipotesi che lo stato di deformazione sia piano. Per fondazioni con forma diversa dalla striscia indefinita, l'analisi diviene tridimensionale, e, nel caso più generale, non esistono soluzioni in forma chiusa salvo che per alcuni problemi assial simmetrici.

Per lo stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove Rd 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 (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. Per le verifiche si è utilizzato il metodo indicato in normativa al paragrafo 6.4.2 (Fondazioni superficiali) utilizzando l'Approccio 1 con la combinazione di verifica 2 (A2+ M2 + R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, di seguito riportate.

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

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La fondazione in oggetto è ricadente nella tipologia a platea in c.a. delle dimensioni di 520 cm per 1480 cm.

Dal calcolo del carico limite secondo la formula

$$q_{lim} = c N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

si evince un carico limite del terreno pari a 223,58 kN/mq

Dall'esame dei tabulati di calcolo si evince che la massima tensione trasmessa al terreno di fondazione risulta essere $q = 38,00$ kN/mq, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a 5,88, per cui, dovendo avere un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Determinazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti viene eseguita sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

Il calcolo viene effettuato secondo la teoria di yeldings.

La progettazione di una struttura fondale richiede, in determinate situazioni la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali. Tale calcolo è assai complesso, sia nella determinazione delle tensioni indotte in un mezzo eterogeneo e anisotropo, sia per le variabili legate alla storia pensionale del terreno. Nella pratica vengono adottate metodologie semplificative o empiriche proprio come rappresentate nella tabella di seguito riportata.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Caratteristiche Fondali:

$$\begin{aligned} B &= 5,20 \quad [m] & P &= 3,80 \quad [t/m^2] \\ D &= 2,15 \quad [m] \\ L &= 14,80 \quad [m] \end{aligned}$$

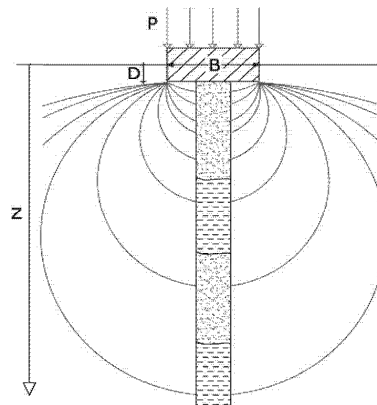
Caratteristiche Stratigrafiche:

Strato 1	$\gamma_1 = 1,80 \quad [t/m^3]$ $Z_1 = 30,00 \quad [m]$	Strato 3	$\gamma_3 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_3 = 0,00 \quad [m]$
Strato 2	$\gamma_2 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_2 = 0,00 \quad [m]$	Strato 4	$\gamma_4 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_4 = 0,00 \quad [m]$
$\Delta Z = 0,50 \quad [m]$		Z tot. = 30,00 [m]	
Hc = 18,00 [m]	Cc = 22,00%	e_o = 32,00%	

Tensioni Indotte nel Terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_{net} &= 0,2000 \quad [t/m^2] \\ P_o &= 18,000 \quad [t/m^2] \\ \Delta P_o &= 0,0200 \quad [t/m^2] \\ \Delta P &= 0,0405 \quad [t/m^2] \\ Z_{mezz.} &= 10,08 \quad [m] \end{aligned}$$

CEDIMENTO
$\sigma = 0,2929 \quad [cm]$



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
- Z_n = Spessore dello strato
- ΔZ = Incremento profondità
- Z tot. = Profondità totale considerata
- Hc = Profondità corrispondente al valore ΔP_o
- Cc = Indice di compressione
- e_o = Indice dei vuoti
- σ_{net} = Pressione netta alla profondità Z considerata
- P_o = Pressione litostatica alla profondità Z mezz.
- ΔP_o = Incremento di pressione
- Z mezz. = Mezzeria strato compressibile

Litologia z γ P_o ΔP_o 0,0 1,0 2,0 ΔP

	0,50	1,8	0,90	0,176
	1,00	1,8	1,80	0,157
	1,50	1,8	2,70	0,141
	2,00	1,8	3,60	0,127
	2,50	1,8	4,50	0,116
	3,00	1,8	5,40	0,105
	3,50	1,8	6,30	0,097
	4,00	1,8	7,20	0,089
	4,50	1,8	8,10	0,082
	5,00	1,8	9,00	0,076
	5,50	1,8	9,90	0,071
	6,00	1,8	10,80	0,066
	6,50	1,8	11,70	0,062
	7,00	1,8	12,60	0,058
	7,50	1,8	13,50	0,054
	8,00	1,8	14,40	0,051
	8,50	1,8	15,30	0,048
	9,00	1,8	16,20	0,046
	9,50	1,8	17,10	0,043
	10,00	1,8	18,00	0,041
	10,50	1,8	18,90	0,039
	11,00	1,8	19,80	0,037
	11,50	1,8	20,70	0,035
	12,00	1,8	21,60	0,033
	12,50	1,8	22,50	0,032
	13,00	1,8	23,40	0,030
	13,50	1,8	24,30	0,029
	14,00	1,8	25,20	0,028
	14,50	1,8	26,10	0,027
	15,00	1,8	27,00	0,026
	15,50	1,8	27,90	0,025
	16,00	1,8	28,80	0,024
	16,50	1,8	29,70	0,023
	17,00	1,8	30,60	0,022
	17,50	1,8	31,50	0,021
	18,00	1,8	32,40	0,020
	18,50	1,8	33,30	0,020
	19,00	1,8	34,20	0,019
	19,50	1,8	35,10	0,018
	20,00	1,8	36,00	0,018
	20,50	1,8	36,90	0,017
	21,00	1,8	37,80	0,016
	21,50	1,8	38,70	0,016
	22,00	1,8	39,60	0,015
	22,50	1,8	40,50	0,015
	23,00	1,8	41,40	0,014
	23,50	1,8	42,30	0,014
	24,00	1,8	43,20	0,014
	24,50	1,8	44,10	0,013
	25,00	1,8	45,00	0,013
	25,50	1,8	45,90	0,012
	26,00	1,8	46,80	0,012
	26,50	1,8	47,70	0,012
	27,00	1,8	48,60	0,011
	27,50	1,8	49,50	0,011
	28,00	1,8	50,40	0,011
	28,50	1,8	51,30	0,011
	29,00	1,8	52,20	0,010

4.2. Stazione di sollevamento S7

Si è prevista una struttura in cemento armato disposta su due livelli ed in parte interrata ed avente le seguenti dimensioni ai fini del calcolo:

- lunghezza esterna: 7,90 m;
- larghezza esterna : 4,00 m;

Le fondazioni sono costituite da una platea rigida, anch'essa in cemento armato, gettata in opera.

La platea ha anche funzione di pavimento ed ha una sporgenza dalle pareti di circa cm 10.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla platea di fondazione, avente spessore di cm. 30, è effettuato considerando il terreno alla Winkler, costituito da un letto di molle elastiche ed indipendenti.

Tale modellazione, pur presentando alcuni limiti sotto il profilo geotecnico, fornisce valutazioni attendibili dello stato di sollecitazione agente sulla piastra di fondazione.

Determinazione del carico limite

La valutazione del carico limite di una fondazione superficiale viene usualmente affrontata ricorrendo a formulazioni teoriche basate sull'ipotesi che il complesso terreno-fondazione pervenga a rottura attraverso un meccanismo di tipo generale, caratterizzato dallo sviluppo, nel terreno, di un'ampia superficie di scorrimento. In tal caso, la rottura del sistema geotecnico può essere stimata modellando il terreno come un continuo rigido-perfettamente plastico. Tale analisi viene, altresì, condotta nell'ipotesi che lo stato di deformazione sia piano. Per fondazioni con forma diversa dalla striscia indefinita, l'analisi diviene tridimensionale, e, nel caso più generale, non esistono soluzioni in forma chiusa salvo che per alcuni problemi assial simmetrici.

Per lo stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove Rd 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 (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. Per le verifiche si è utilizzato il metodo indicato in normativa al paragrafo 6.4.2 (Fondazioni superficiali) utilizzando l'Approccio 1 con la combinazione di verifica 2 ($A2 + M2 + R2$), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, di seguito riportate.

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

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La fondazione in oggetto è ricadente nella tipologia a platea in c.a. delle dimensioni di 420 cm per 810 cm.

Dal calcolo del carico limite secondo la formula

$$q_{lim} = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

si evince un carico limite del terreno pari a 967,53 kN/mq

Dall'esame dei tabulati di calcolo si evince che la massima tensione trasmessa al terreno di fondazione risulta essere $q = 25,00$ kN/mq, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a 38,70, per cui, dovendo avere un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Determinazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti viene eseguita sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

Il calcolo viene effettuato secondo la teoria di yeldings.

La progettazione di una struttura fondale richiede, in determinate situazioni la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali. Tale calcolo è assai complesso, sia nella determinazione delle tensioni indotte in un mezzo eterogeneo e anisotropo, sia per le

variabili legate alla storia pensionale del terreno. Nella pratica vengono adottate metodologie semplificative o empiriche proprio come rappresentate nella tabella di seguito riportata.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Caratteristiche Fondali:

$$\begin{aligned} B &= 4,60 \quad [m] & P &= 2,50 \quad [t/m^2] \\ D &= 2,70 \quad [m] \\ L &= 7,90 \quad [m] \end{aligned}$$

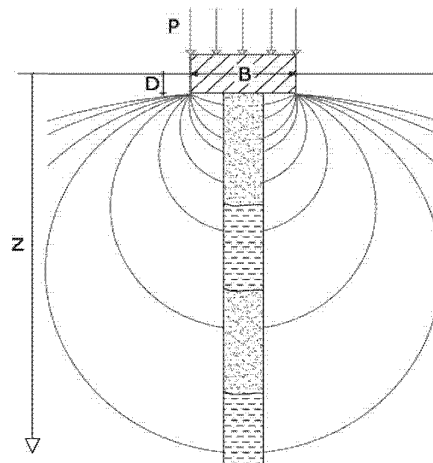
Caratteristiche Stratigrafiche:

<i>Strato 1</i>	$\gamma_1 = 1,90 \quad [t/m^3]$	$Z_1 = 30,00 \quad [m]$	<i>Strato 3</i>	$\gamma_3 = 0,00 \quad [t/m^3]$	$Z_3 = 0,00 \quad [m]$
<i>Strato 2</i>	$\gamma_2 = 0,00 \quad [t/m^3]$	$Z_2 = 0,00 \quad [m]$	<i>Strato 4</i>	$\gamma_4 = 0,00 \quad [t/m^3]$	$Z_4 = 0,00 \quad [m]$
$\Delta Z = 0,50 \quad [m]$			Z tot. = 30,00 [m]		
Hc = 12,00 [m]		Cc = 39,00%	e_o = 75,00%		

Tensioni Indotte nel Terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_{net} &= -2,2500 \quad [t/m^2] \\ P_o &= 13,300 \quad [t/m^2] \\ \Delta P_o &= -0,2250 \quad [t/m^2] \\ \Delta P &= -0,4487 \quad [t/m^2] \\ Z_{mezz.} &= 7,35 \quad [m] \end{aligned}$$

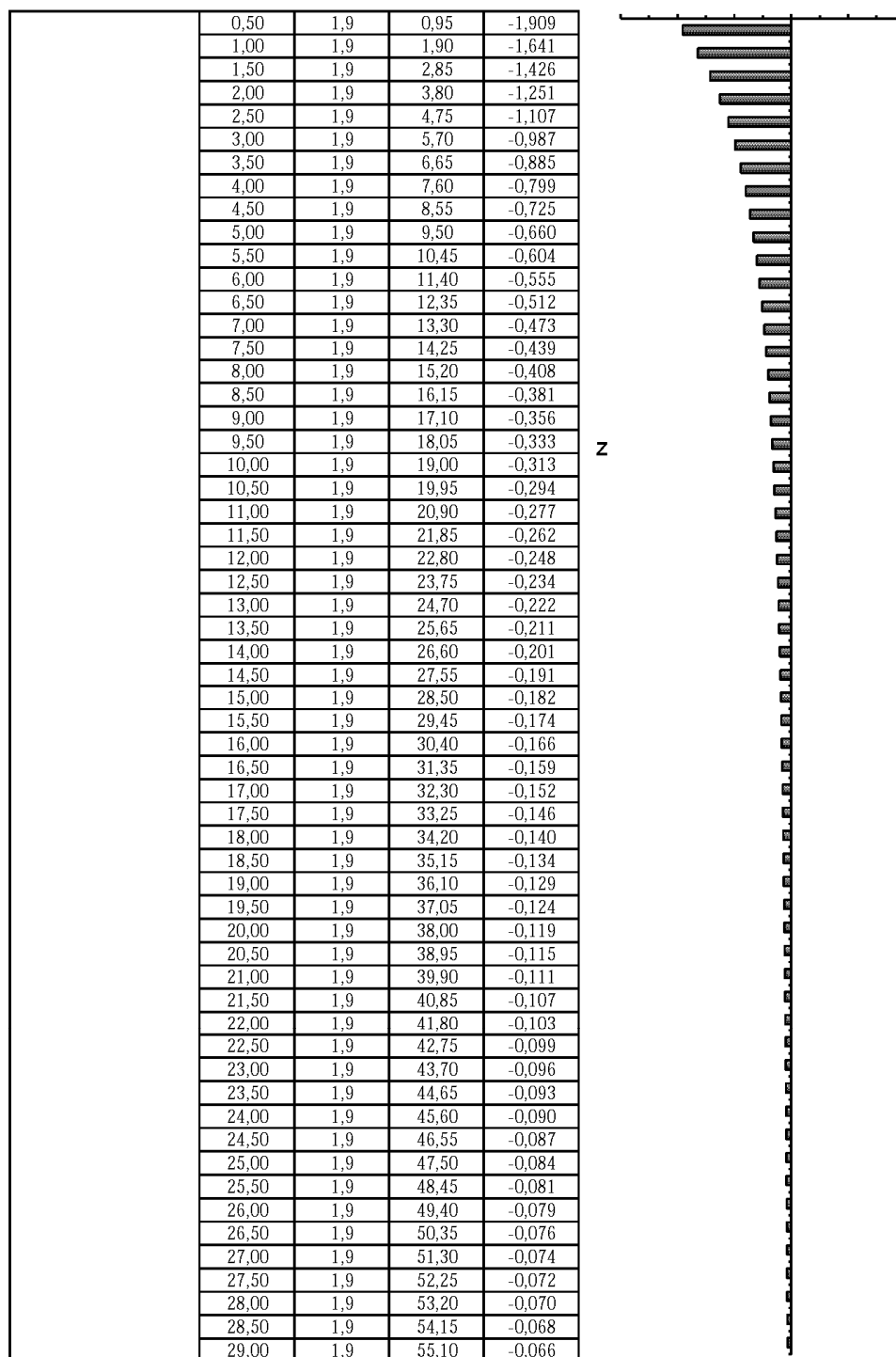
CEDIMENTO
$\sigma = -3,9857 \quad [cm]$



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
- Z_n = Spessore dello strato
- ΔZ = Incremento profondità
- Z tot. = Profondità totale considerata
- Hc = Profondità corrispondente al valore ΔP_o
- Cc = Indice di compressione
- e_o = Indice dei vuoti
- σ_{net} = Pressione netta alla profondità Z considerata
- P_o = Pressione litostatica alla profondità Z mezz.
- ΔP_o = Incremento di pressione
- Z mezz. = Mezzeria strato compressibile

Litologia	z	γ	P _o	ΔP _o	-3,0	-2,0	-1,0	0,0	1,0	2,0 ΔP
-----------	---	---	----------------	-----------------	------	------	------	-----	-----	--------



4.3. Stazione di sollevamento S8

Si è prevista una struttura in cemento armato disposta su due livelli di cui uno al di sotto del livello medio del mare per una quota pari a circa 5,00 mt ed a tal proposito zavorrato con una fondazione di spessore pari a cm 120, ed in parte interrata ed avente le seguenti dimensioni ai fini del calcolo:

- lunghezza esterna: 6,30 m;
- larghezza esterna : 3,00 m;

Le fondazioni sono costituite da una platea rigida, anch'essa in cemento armato, gettata in opera.

La platea ha anche funzione di pavimento ed ha una sporgenza dalle pareti di circa cm 10.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla platea di fondazione, avente spessore di cm. 30, è effettuato considerando il terreno alla Winkler, costituito da un letto di molle elastiche ed indipendenti.

Tale modellazione, pur presentando alcuni limiti sotto il profilo geotecnico, fornisce valutazioni attendibili dello stato di sollecitazione agente sulla piastra di fondazione.

Determinazione del carico limite

La valutazione del carico limite di una fondazione superficiale viene usualmente affrontata ricorrendo a formulazioni teoriche basate sull'ipotesi che il complesso terreno-fondazione pervenga a rottura attraverso un meccanismo di tipo generale, caratterizzato dallo sviluppo, nel terreno, di un'ampia superficie di scorrimento. In tal caso, la rottura del sistema geotecnico può essere stimata modellando il terreno come un continuo rigido-perfettamente plastico. Tale analisi viene, altresì, condotta nell'ipotesi che lo stato di deformazione sia piano. Per fondazioni con forma diversa dalla striscia indefinita, l'analisi diviene tridimensionale, e, nel caso più generale, non esistono soluzioni in forma chiusa salvo che per alcuni problemi assial simmetrici.

Per lo stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove Rd 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 (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. Per le verifiche si è utilizzato il metodo indicato in normativa al paragrafo 6.4.2 (Fondazioni superficiali) utilizzando l'Approccio 1 con la combinazione di verifica 2 ($A2 + M2 + R2$), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, di seguito riportate.

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

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La fondazione in oggetto è ricadente nella tipologia a platea in c.a. delle dimensioni di 320 cm per 650 cm.

Dal calcolo del carico limite secondo la formula

$$q_{lim} = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

si evince un carico limite del terreno pari a 1104,43 kN/mq

Dall'esame dei tabulati di calcolo si evince che la massima tensione trasmessa al terreno di fondazione risulta essere $q = 78,00$ kN/mq, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a 14,16, per cui, dovendo avere un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Determinazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti viene eseguita sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

Il calcolo viene effettuato secondo la teoria di yeldings.

La progettazione di una struttura fondale richiede, in determinate situazioni la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali. Tale calcolo è assai complesso, sia nella determinazione delle tensioni indotte in un mezzo eterogeneo e anisotropo, sia per le

variabili legate alla storia pensionale del terreno. Nella pratica vengono adottate metodologie semplificative o empiriche proprio come rappresentate nella tabella di seguito riportata.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Caratteristiche Fondali:

$$\begin{aligned} B &= 3,00 \quad [m] & P &= 7,80 \quad [t/m^2] \\ D &= 8,85 \quad [m] \\ L &= 6,30 \quad [m] \end{aligned}$$

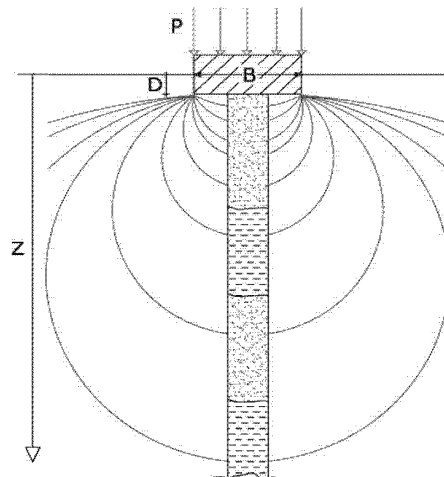
Caratteristiche Stratigrafiche:

<p>Strato 1</p> $\begin{aligned} \gamma_1 &= 1,90 \quad [t/m^3] \\ Z_1 &= 30,00 \quad [m] \end{aligned}$ <p>Strato 2</p> $\begin{aligned} \gamma_2 &= 0,00 \quad [t/m^3] \\ Z_2 &= 0,00 \quad [m] \end{aligned}$ <p>$\Delta Z = 0,50 \quad [m]$</p> <p>Hc = 9,00 [m]</p>	<p>Strato 3</p> $\begin{aligned} \gamma_3 &= 0,00 \quad [t/m^3] \\ Z_3 &= 0,00 \quad [m] \end{aligned}$ <p>Strato 4</p> $\begin{aligned} \gamma_4 &= 0,00 \quad [t/m^3] \\ Z_4 &= 0,00 \quad [m] \end{aligned}$ <p>Z tot. = 30,00 [m]</p> <p>Cc = 8,00%</p> <p>e_o = 16,00%</p>
--	--

Tensioni Indotte nel Terreno:

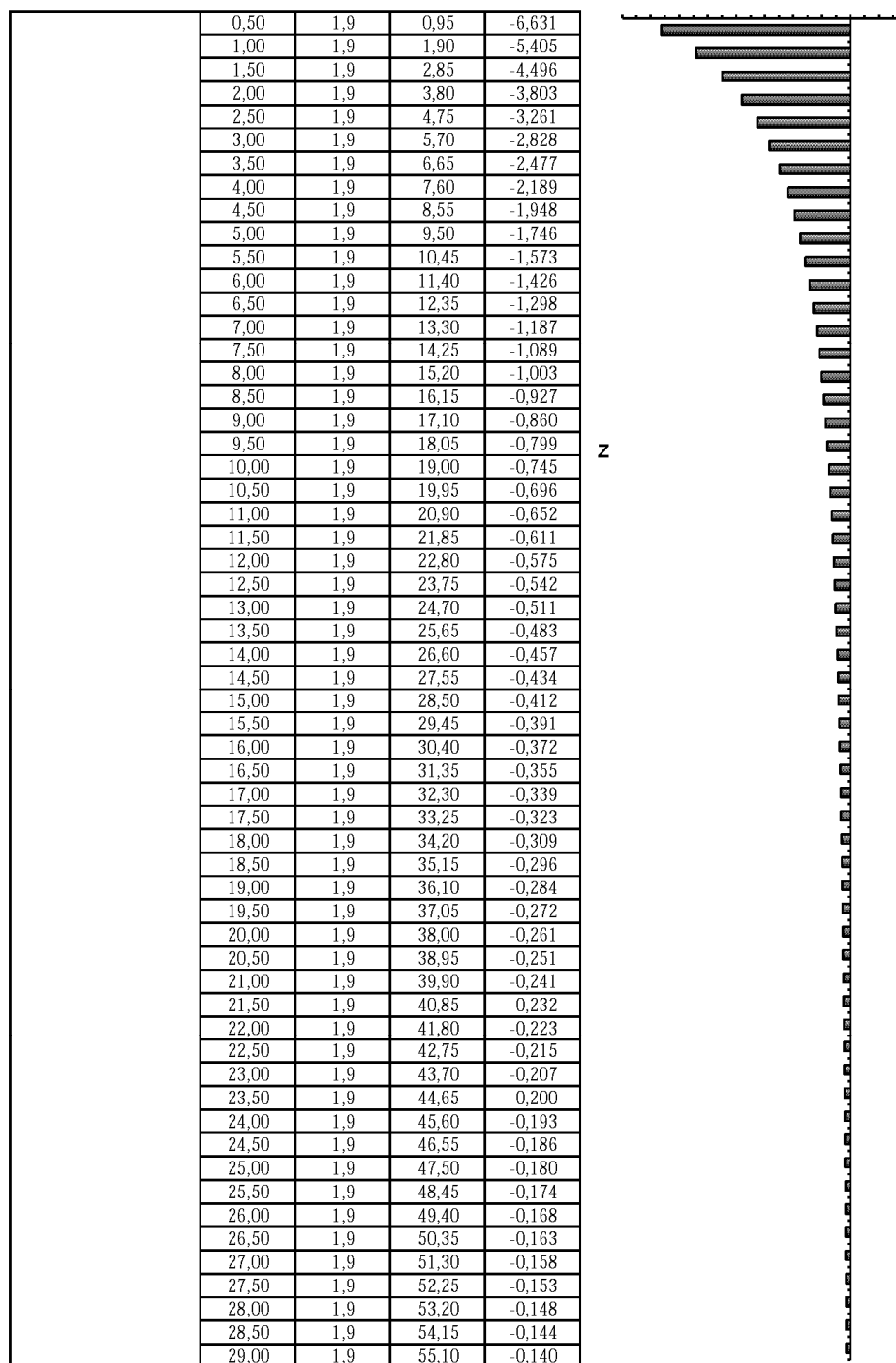
$$\begin{aligned} \sigma_{net} &= -8,3500 \quad [t/m^2] \\ P_o &= 16,150 \quad [t/m^2] \\ \Delta P_o &= -0,8350 \quad [t/m^2] \\ \Delta P &= -0,8692 \quad [t/m^2] \\ Z_{mezz.} &= 8,93 \quad [m] \end{aligned}$$

CEDIMENTO
$\sigma = -1,4913 \quad [cm]$



Legenda:

- B = Larghezza della fondazione
 - D = Profondità piano fondale dal p.c.
 - L = Lunghezza della fondazione
 - P = Pressione esercitata dalla struttura
 - γ = Peso di volume dello strato
 - Z_a = Spessore dello strato
 - ΔZ = Incremento profondità
 - Z tot. = Profondità totale considerata
 - Hc = Profondità corrispondente al valore ΔP_o
 - Cc = Indice di compressione
 - e_o = Indice dei vuoti
 - σ_{net} = Pressione netta alla profondità Z considerata
 - P_o = Pressione litostatica alla profondità Z mezz
 - ΔP_o = Incremento di pressione
 - Z mezz. = Mezzeria strato compressibile
- | | | | | | |
|------------------|----------|----------------------------|----------------------|--------------------------------|--|
| Litologia | z | γ | P_o | ΔP_o | -8,0 -7,0 -6,0 -5,0 -4,0 -3,0 -2,0 -1,0 0,0 1,0 2,0 ΔP |
|------------------|----------|----------------------------|----------------------|--------------------------------|--|



4.4. Stazione di sollevamento S9

Si è prevista una struttura in cemento armato disposta su due livelli di cui uno al di sotto del livello medio del mare per una quota pari a circa 5,50 mt ed a tal proposito zavorrato con una fondazione di spessore pari a cm 120, ed in parte interrata ed avente le seguenti dimensioni ai fini del calcolo:

- lunghezza esterna: 6,30 m;
- larghezza esterna : 3,00 m;

Le fondazioni sono costituite da una platea rigida, anch'essa in cemento armato, gettata in opera.

La platea ha anche funzione di pavimento ed ha una sporgenza dalle pareti di circa cm 10.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla platea di fondazione, avente spessore di cm. 30, è effettuato considerando il terreno alla Winkler, costituito da un letto di molle elastiche ed indipendenti.

Tale modellazione, pur presentando alcuni limiti sotto il profilo geotecnico, fornisce valutazioni attendibili dello stato di sollecitazione agente sulla piastra di fondazione.

Determinazione del carico limite

La valutazione del carico limite di una fondazione superficiale viene usualmente affrontata ricorrendo a formulazioni teoriche basate sull'ipotesi che il complesso terreno-fondazione pervenga a rottura attraverso un meccanismo di tipo generale, caratterizzato dallo sviluppo, nel terreno, di un'ampia superficie di scorrimento. In tal caso, la rottura del sistema geotecnico può essere stimata modellando il terreno come un continuo rigido-perfettamente plastico. Tale analisi viene, altresì, condotta nell'ipotesi che lo stato di deformazione sia piano. Per fondazioni con forma diversa dalla striscia indefinita, l'analisi diviene tridimensionale, e, nel caso più generale, non esistono soluzioni in forma chiusa salvo che per alcuni problemi assial simmetrici.

Per lo stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove Rd 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 (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. Per le verifiche si è utilizzato il metodo indicato in normativa al paragrafo 6.4.2 (Fondazioni superficiali) utilizzando l'Approccio 1 con la combinazione di verifica 2 ($A2 + M2 + R2$), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali indicati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, di seguito riportate.

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

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La fondazione in oggetto è ricadente nella tipologia a platea in c.a. delle dimensioni di 320 cm per 650 cm.

Dal calcolo del carico limite secondo la formula

$$q_{lim} = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

si evince un carico limite del terreno pari a 1104,43 kN/mq

Dall'esame dei tabulati di calcolo si evince che la massima tensione trasmessa al terreno di fondazione risulta essere $q = 88,00$ kN/mq, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a 12,55, per cui, dovendo avere un coefficiente di sicurezza maggiore di 1, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Determinazione dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti viene eseguita sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

Il calcolo viene effettuato secondo la teoria di yeldings.

La progettazione di una struttura fondale richiede, in determinate situazioni la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali. Tale calcolo è assai complesso, sia nella determinazione delle tensioni indotte in un mezzo eterogeneo e anisotropo, sia per le

variabili legate alla storia pensionale del terreno. Nella pratica vengono adottate metodologie semplificative o empiriche proprio come rappresentate nella tabella di seguito riportata.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Caratteristiche Fondali:

$$\begin{aligned} B &= 3,00 \quad [m] & P &= 8,80 \quad [t/m^2] \\ D &= 9,25 \quad [m] \\ L &= 6,30 \quad [m] \end{aligned}$$

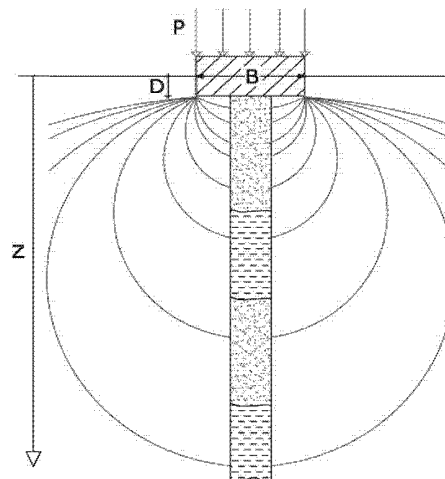
Caratteristiche Stratigrafiche:

Strato 1 $\gamma_1 = 1,90 \quad [t/m^3]$ $Z_1 = 30,00 \quad [m]$	Strato 3 $\gamma_3 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_3 = 0,00 \quad [m]$
Strato 2 $\gamma_2 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_2 = 0,00 \quad [m]$	Strato 4 $\gamma_4 = 0,00 \quad [t/m^3]$ $Z_4 = 0,00 \quad [m]$
$\Delta Z = 0,50 \quad [m]$	Z tot. = 30,00 [m]
Hc = 9,00 [m]	Cc = 20,00%
	e_o = 39,00%

Tensioni Indotte nel Terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_{net} &= -8,3000 \quad [t/m^2] \\ P_o &= 17,100 \quad [t/m^2] \\ \Delta P_o &= -0,8300 \quad [t/m^2] \\ \Delta P &= -0,8388 \quad [t/m^2] \\ Z_{mezz.} &= 9,13 \quad [m] \end{aligned}$$

CEDIMENTO
$\sigma = -2,8285 \quad [cm]$



Legenda:

- B = Larghezza della fondazione
- D = Profondità piano fondale dal p.c.
- L = Lunghezza della fondazione
- P = Pressione esercitata dalla struttura
- γ = Peso di volume dello strato
- Z_n = Spessore dello strato
- ΔZ = Incremento profondità
- Z tot. = Profondità totale considerata
- Hc = Profondità corrispondente al valore ΔP_o
- Cc = Indice di compressione
- e_o = Indice dei vuoti
- σ_{net} = Pressione netta alla profondità Z considerata
- P_o = Pressione litostatica alla profondità Z mezz
- ΔP_o = Incremento di pressione
- Z mezz. = Mezzeria strato compressibile

Litologia	z	γ	P _o	ΔP_o	-8,0 -7,0 -6,0 -5,0 -4,0 -3,0 -2,0 -1,0 0,0 1,0 2,0 ΔP
-----------	---	----------	----------------	--------------	--

