

Committente:



CACIP S.p.A. Consorzio Industriale Provinciale di Cagliari
Viale Diaz 86, 09125 Cagliari (CA)

Progetto:

Revamping delle linee "A" e "B" del termovalorizzatore di Cagliari - Macchiareddu

Progetto definitivo

Progettisti:

tbf partner
Ingegneri e Consulenti

Strada Regina 70 T+41 91 610 26 26
Postfach E-Mail tbfti@tbf.ch
6982 Agno



R.P. Sarda s.r.l.
VIA GIOTTO, 7 SARROCH (CA)
TEL. 070 902036

SERVIN
SERVIZI INTEGRATI ALL'INGEGNERIA S.p.A.

Via Pitzolo 26 - Cagliari - tel. 070-454146
email: info@servinsrl.it

Committente:

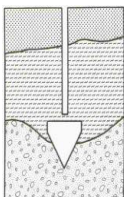
Progettista:

Titolo:

RELAZIONE GEOTECNICA

Rev.	Data	Modifiche	Disegnato	Controllato
0	29.06.2018	Prima emissione	AA	FC
1	25.07.2018	Revisione per verifica progetto	AA	FC
2				
3				
4				
5				

Scala:	Formato:	Data:	Documento no. :	Rev.
-	A4	25.07.2018	R.30.1130	1



DR. ANTONELLO ANGIUS

Geologo

Via Italia, 143

09134 Cagliari

Tel/Fax 070403274

e.mail: angiusgeo@tiscali.it

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE

Comune di Capoterra
Città metropolitana di Cagliari

Progetto:

**REVAMPING LINEE "A" E "B" DEL TERMOVALORIZZATORE
CACIP DI MACCHIAREDDU**

INDAGINE GEOGNOSTICA

RELAZIONE GEOTECNICA

Giugno 2018

Committente: R.P. Sarda S.r.l.

INDICE

1. PREMESSA	pag.1
2. SCALE D’EMERGENZA	pag.2
3. TRASFORMATORI	pag.2
4. PARAMETRI SISMICI	pag.2
4.1 Stabilità nei confronti della liquefazione	pag.3
5. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	pag.3
6. VERIFICHE GEOTECNICHE	pag.4
6.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE-TERRENO, SLU (SLD)	pag.6
6.2 VERIFICHE SLE – CEDIMENTI	pag.8

1.0 PREMESSA

La presente relazione illustra le verifiche geotecniche, operata per conto della R.P. Sarda Srl nel mese di Giugno 2018 per il progetto di Revamping delle linee A e B del Termovalorizzatore CACIP di Macchiareddu, Capoterra (CA).

I lavori fanno riferimento alla seguente normativa:

D.M. 11.03.1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996: Norme tecniche relative ai - Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

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

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

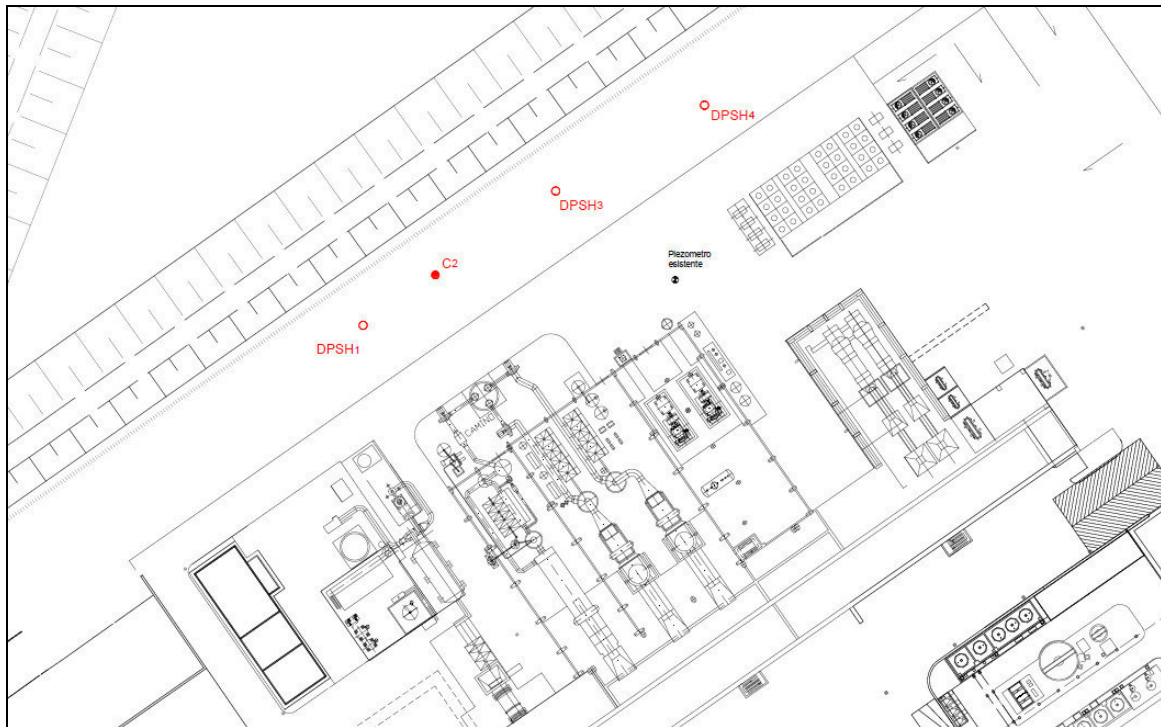
Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

Decreto Ministeriale 14.01.2008: Testo Unitario - 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.

AGI – ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA: Raccomandazioni sui pali di fondazione.

In funzione di quanto scaturito dalla campagna d'indagine e delle verifiche in grandezza naturale, osservabili su strutture simili che gravano nello stesso sito su terreni di sedime assimilabili a quelli in esame, saranno nel seguito eseguite, secondo le NTC 2008, le verifiche geotecniche per le strutture di fondazione di tipo diretto previste per le opere in progetto.



Tav. 1: Aree interessate dal progetto e ubicazione indagini

2.0 SCALE D'EMERGENZA

E' prevista la realizzazione di scale d'emergenza basate su fondazioni dirette ed isolate in cls armato con dimensioni 3 x 6 metri e piano di posa a -0,40 metri dal p.c.

Pressioni di contatto lorda trasmessa dal piano di posa pari a 12,26 kN/m²

3.0 TRASFORMATORI

E' prevista la realizzazione di nuove fondazioni dirette ed isolate per l'alloggiamento di una batteria di trasformatori. La nuova platea in cls armato avrà dimensioni 17,80 x 5,80 metri e piano di posa a -0,90 metri dal p.c.

Pressioni di contatto lorda trasmessa dal piano di posa pari a 28,24 kN/m²

4.0 PARAMETRI SISMICI

La parametrizzazione sismica (vedi relazione geologica e sismica) è basata sia sulle specifiche indagini eseguite nel mese di Giugno 2018 sia sulla prova MASW eseguita nel corso delle indagini del Novembre 2017

Riassumendo le condizioni considerate per la valutazione della risposta sismica dell'opera in oggetto sono le seguenti:

Tipo di elaborazione: stabilità dei pendii e fondazioni

Coord. topografiche, localizzazione: Sardegna

Zona sismica: 4

Tipo di interpolazione: media ponderata

$a_g = 0.05 g$

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Categoria sottosuolo = C

Edificio: Classe III

Coeff. d'uso $C_U = 1,5$

Vita di riferimento: 75 anni

Categoria topografica = T1

Parametri sismici locali

	PV _R %	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T _C (sec)
Operatività (SLO)	81	45	0.022	2.658	0.291
Danno (SLD)	63	75	0.028	2.704	0.303
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0.056	2.936	0.358
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0.066	3.027	0.384

Coefficienti sismici

	S _s	C _c	S _T	Kh	Kv	a _{max} (m/s ²)	β
SLO	1,500	1,580	1,000	0,007	0,003	0,329	0,200
SLD	1,500	1,560	1,000	0,008	0,004	0,410	0,200
SLV	1,500	1,470	1,000	0,017	0,008	0,810	0,200
SLC	1,500	1,440	1,000	0,020	0,010	0,974	0,200

4.1 Stabilità nei confronti della liquefazione

La stabilità del sito nei confronti della liquefazione è necessaria per valutare i fenomeni associati alla perdita di resistenza o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche o dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti 5 circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M (Magnitudo Momento M_w) inferiore a 5;
- 2) accelerazioni max attese al piano campagna, in assenza di manufatti, inferiori a $0,1g$ ($a_{g_{max}} = a_g \times S_s \times S_t$ free field);

Per l'opera in esame non è dunque necessaria la verifica a liquefazione in quanto si manifestano sicuramente le condizioni indicate nei punti 1) (metodo delle zone sismogenetiche), 2).

La possibilità di liquefazione nelle condizioni in esame viene inoltre esclusa dal metodo: storico-empirico, geologico e compositivo.

5.0 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel sito in esame la successione stratigrafica evidenziata dalle indagini pregresse ed attuali ha confermato la presenza di un "substrato" costituito da alluvioni terrazzate antiche, riscontrabili a partire da circa -6 metri dal p.c., prevalentemente ghiaiose e sabbiose con legante argilloso-limoso, da addensate a molto addensate, sovrastate da un livello di sedimenti Olocenici prevalentemente sabbiosi, poco addensati o sciolti. La sequenza è chiusa a partire dal piano campagna di una coltre di circa 2 metri di terreno di riporto e alluvioni ciottolose (ghiaia, blocchi e sabbia) moderatamente addensate.

La parametrizzazione geotecnica può essere descritta a partire dall'alto verso il basso come segue (le quote sono riferite alle profondità misurate dal p.c.).

I valori medi dei parametri geotecnici sotto riportati possono essere considerati come "Caratteristici" in funzione della notevole quantità di dati provenienti da siti adiacenti e delle numerose verifiche "in grandezza naturale" che scaturiscono dall'esame delle strutture adiacenti preesistenti.

Strato 1) mt 0.00÷2.20 max 2.40 Terreno di riporto e alluvioni ciottolose

Terreno di riporto costituito dagli stessi sedimenti costituenti le sottostanti Alluvioni antiche, superficialmente arricchito in blocchi. Addensato per il primo metro addensato poi moderatamente addensato. Saturo a partire da circa 1,20 metri dal p.c.

Granulometricamente si tratta di sabbia con ghiaia e blocchi debolmente limosa ed argillosa. Il grado di addensamento è elevato o medio, i valori N_{SPT} a rifiuto o molto alti sono dovuti alla intercettazione di blocchi di grosse dimensioni. Si assume cautelativamente un valore N_{SPT} medio = 12 colpi/30 cm. Lo strato può essere considerato essenzialmente attritivo.

Il piano di posa delle strutture di fondazione dovrebbe comunque superare la base di questo strato.

$D_R=70\%$

$\phi_{medio} = 28-30^\circ$

Coeff. di Winkler (Pozzati, Mammino) $K_{w,v}$ (Coeff. di Winkler verticale) = 8 Kg/cm³

Massa volumica naturale = 19-20 kN/m³

$C_u \geq 22$ kN/m³

$E_{Young}=25$ MPa

progetto”. I valori geotecnici di progetto sono riferiti all’Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) A2+M2+R2

0.00 – 2.20 mt Terreno di riporto

Angolo d’attrito $\varphi = 24.8^\circ$ VALORE DI PROGETTO

Coesione non drenata $C' = 17,76$ kPa VALORE DI PROGETTO

2.20– 6.20 mt Sabbia sciolta

Angolo d’attrito $\varphi = 22.2^\circ$ VALORE DI PROGETTO

Coesione non drenata $C' = 0$ VALORE DI PROGETTO

6.20 mt ed oltre Alluvioni terrazzate

Angolo d’attrito $\varphi = 33.9^\circ$ VALORE DI PROGETTO

Coesione non drenata $C' \geq 0$ VALORE DI PROGETTO

La quota della falda viene assunta pari a – 1.20 metri dall’attuale p.c.

La verifica viene eseguita applicando la media pesata delle stratificazioni.

Secondo quanto prescritto dalla normativa vigente per le fondazioni superficiali saranno esaminate le seguenti condizioni agli SLU:

- Collasso per carico limite dell’insieme terreno-fondazione
- Collasso per scorrimento sul piano di posa e stabilità globale si intendono implicitamente verificati.

Si opta per eseguire le verifiche a taglio applicando l’Approccio 1 Combinazione 1 e 2 (A1-C1; A1-C2)

Per la verifica della resistenza a rottura generale per taglio, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU, viene utilizzato il Metodo di Brinch-Hansen (1970)

Per le verifiche a capacità portante (SLU) si adottano:

Tab. 6.2.I: Coefficienti parziali per le azioni o l’effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	A1 (STRUTT)	A2 (GEOTEC)
Permanenti	Favorevole	1.0	1.0
	Sfavorevole	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3

Tab. 6.2.II: Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE γ_M	M1	M2
Tangente dell’angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'_{k}$	γ_{G1}	1.0	1.25
Coesione efficace	C'_{k}	γ_{G2}	1.0	1.25
Resistenza a taglio non drenata	C_{uk}	γ_{Qi}	1.0	1.4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0
Resistenza a compressione uniassiale	Q_u	γ_{qu}	1.0	1.6

Tab. 6.4.I: Coeff. parziali (SLU per fondazioni superficiali) e per le resistenze del sistema fondazione terreno

VERIFICA	COEFF. PARZIALE R1	COEFF. PARZIALE R2	COEFF. PARZIALE R3
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

L’approccio 1, Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) è più severo nei confronti del dimensionamento strutturale, quello 2 (A2 + M2 + R2) è più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

6.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE-TERRENO, SLU (SLD)

La verifica viene eseguita applicando la formula di Brinch-Hansen, 1970 sia in condizioni normali sia in condizioni sismiche secondo Paolucci & Pecker, 1977. Il metodo tiene conto dell’effetto inerziale indotto dal sisma sulla determinazione della Rd con l’introduzione dei seguenti fattori correttivi:

$$Z_\gamma = Z_q = (1 - K_h/\tan\varphi)^{0.35}$$

$$Z_c = 1 - 0.32 K_h$$

Per la verifica della resistenza a rottura generale per taglio, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU, potrà essere utilizzato il Metodo di Brinch-Hansen (1970)

Espressione del carico limite per terreni con φ e $C' \neq 0$:

$$q_{lim} = C N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 g B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

in cui: B è la larghezza della fondazione

L è la lunghezza della fondazione

· D è la profondità del piano di posa della fondazione;

· φ è l’angolo d’attrito;

· C è la coesione

· g è il peso di volume;

· $q_0 = \gamma \times D$ è il sovraccarico;

· N_c, N_q, N_γ sono i fattori dimensionali di capacità portante:

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

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi;$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan$$

$\varphi; s_c, s_q, s_\gamma$ sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L)(1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi);$$

$$s_q = 1 + 0.1 (B/L)(1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi);$$

$$s_\gamma = s_q$$

- i_c, i_q, i_γ sono i fattori d'inclinazione del carico:

η = angolo d'inclinazione della fondazione con l'orizzontale

H = componente del carico orizzontale alla fondazione

N = componente del carico verticale alla fondazione

$$i_q = [1 - (0,5 H)/(N + B L c \cot \varphi)]^5$$

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

con $\eta = 0$ $i_\gamma = [1 - (0,7 H)/(N + B L C \cot \varphi)]^5$

con $\eta > 0$ $i_\gamma = [1 - (0,7 - \eta^2/450)H]/(N + B L C \cot \varphi)]^5$

- d_c, d_q, d_γ sono i fattori di profondità della fondazione:

con $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 D/B$

con $D/B > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan(D/B)$

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

$$d_\gamma = 1$$

- b_c, b_q, b_γ sono i fattori d'inclinazione del piano di posa della fondazione:

η = angolo d'inclinazione della fondazione con l'orizzontale $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \varphi)^2$

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

- g_c, g_q, g_γ sono i fattori correttivi per fondazioni su pendio:

η = angolo d'inclinazione del terreno con l'orizzontale $g_q = g_\gamma = (1 - \tan \varphi)^2$

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

q_{lim} = portanza limite, tale valore deve essere diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza al fine di ottenere la portanza d'esercizio Q_{amm}

AZIONI DI PROGETTO:

Componente orizzontale: è stata considerata nulla

Scale d'emergenza: Pressione di contatto lorda = 12,26 kN/m²

Applicando alle azioni di progetto i fattori correttivi A1 previsti dalle NTC 2008 sarà:

$$Ed = 15,94 \text{ kN/m}^2$$

Trasformatori: Pressione di contatto lorda = 28,24 kN/m²

Applicando alle azioni di progetto i fattori correttivi A1 previsti dalle NTC 2008 sarà:

$$Ed = 36,71 \text{ kN/m}^2$$

Secondo le NTC 2008 la verifica SLU a capacità portante è soddisfatta quando $Ed \leq Rd$

Le resistenze di progetto Rd sono calcolate secondo la formula generale di Brinch-Hansen, 1970 utilizzando per i parametri geotecnici i fattori "di progetto."

Risultati verifiche SLU

Condizioni	Caratteristiche fondazione	Approccio 1	
		Combinazione 1 Zona 4 (A1 + M1 + R1)	Combinazione 2 Zona 4 (A2 + M2 + R2)
DRENATE	PLATEA 3 x 6 m Piano di posa -0,40 m	$P_{lim} (kN/m^2) = 1892$ condizioni sismiche (fattorizzato con R1) Carico massimo fattorizzato con A1: 15,94 VERIFICA SODDISFATTA	$P_{lim} (kN/m^2) = 532$ condizioni sismiche (fattorizzato con R2) Carico massimo fattorizzato con A2: 12,26 VERIFICA SODDISFATTA
DRENATE	PLATEA 17.80 x 5.80 m Piano di posa -0,90 m	$P_{lim} (kN/m^2) = 958$ condizioni sismiche (fattorizzato con R1) Carico massimo fattorizzato con A1: 36,71 VERIFICA SODDISFATTA	$P_{lim} (kN/m^2) = 460$ condizioni sismiche (fattorizzato con R2) Carico massimo fattorizzato con A2: 28,24 VERIFICA SODDISFATTA

6.2 VERIFICHE SLE – CEDIMENTI

Nella verifica SLE si adottano i parametri caratteristici del terreno senza applicare coeff. di riduzione, parimenti non si applicano coeff. riduttivi alle azioni ed alle resistenze. Per la stima dei cedimenti a lungo termine si ritiene opportuno applicare il metodo elastico descritto nel seguito e confrontare i risultati con i valori ottenuti con il metodo di Burland & Burbidge.

Si assume una quota della falda pari a -1.20 metri dall’attuale p.c. (a partire da tale quota il modulo di Poisson = 0,4)

La dissipazione del bulbo delle tensioni indotte è stato calcolato con il metodo di Boussinesq ed interpolato con l’andamento della tensione litostatica.

La pressione indotta dal carico deve essere considerata ininfluenza ai fini della compressibilità dei terreni raggiunto il 10% del valore della tensione litostatica e, nel caso in esame, ininfluenza a partire dal tetto del substrato costituito dalle alluvioni terrazzate addensate (- 6.40 m dal p.c.).

Il cedimento si svilupperà essenzialmente nei livelli 1) e 2).

L’evoluzione dei cedimenti avrà natura prevalentemente immediata.

La stima dei potenziali cedimenti differenziali massimi può solo essere ipotizzata come aliquota del cedimento massimo di natura assoluta, centro e bordo fondazione.

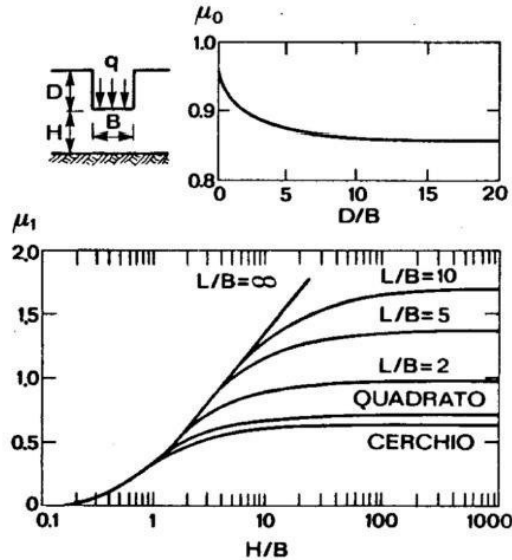
Calcolato l’andamento della tensione efficace geostatica e la dissipazione della tensione di contatto netta, indotta dai carichi nella mezzeria degli strati considerati comprimibili, si procede al calcolo del cedimento assumendo un carico massimo pari a quello d’esercizio.

$$\delta_{\text{immediato}} = I_w \frac{qB}{E} (1-\nu^2) \quad I_w = \mu_0 \mu_1 = \text{coefficiente di influenza}$$

q = carico uniforme
 B = dim fondazione
 E = modulo elastico del terreno
 ($E = E_u$ per terre coesive, $E = E'$ per terre granulari)
 ν = coeff. di Poisson
 ($\nu = \nu_u = 0.5$ per terre coesive, $\nu = \nu' \cong 0.3$ per terre granulari)

$$I_w = \mu_0 \mu_1 = \text{coefficiente di influenza}$$

Figura 9.6 Fattori correttivi per il calcolo del cedimento immediato (Janbu et al., 1956 e Christian e Carrier, 1976).



I_w dipende dalla:

- forma della fondazione
- rigidità della fondazione
- dallo spessore dello strato deformabile (H)
- profondità del piano di posa (D)

Data la natura essenzialmente attritiva dei terreni e la disponibilità dei valori N_{SPT} , è opportuno eseguire una ulteriore valutazione dell'entità dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), basato sull'analisi statistica di oltre 200 casi reali (dai plinti alla platea).

La verifica viene condotta applicando la seguente relazione:

$$S_{tf} = f_s f_h f_t [\sigma'_{v0} B^{0.7} (I_c/3)] + [(q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} I_c]$$

Il primo termine tra parentesi quadra è riferito al cedimento immediato, il secondo al cedimento secondario.

S_{tf} = cedimento a lungo termine (mm)

q' = pressione di contatto efficace lorda (kPa)

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace agente alla quota del piano di posa (kPa)

B = lato corto della fondazione (m)

L = lato lungo della fondazione (m)

I_c = indice di compressibilità

f_s ; f_h ; f_t = fattori correttivi di forma, spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti. Le espressioni sono rispettivamente:

$$f_s = [(1.25 \times L/B)/(L/B + 0.25)]^2 \quad (\text{per fondazioni circolari o quadrate} = 1)$$

H = altezza dello strato comprimibile da valutazione stratigrafica (in pratica è la distanza del basamento incompressibile dal piano di posa, se lo spessore dello strato compressibile H è inferiore rispetto ai valori di Z_i se ne tiene conto con il fattore f_h)

$$f_h = (H/Z_i) \times [2 - (H/Z_i)]$$

La componente viscosa del cedimento, funzione del tempo, viene valutata per un tempo $t \geq 3$ anni con il fattore f_t

$$f_t = 1 + R_3 + (R \log t/3) \quad \text{dove:}$$

$R_3 = 0.3$ per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici

$R = 0.2$ per carichi statici e 0.8 per carichi dinamici

Per un tempo = 3 anni (cedimento a lungo termine per terreni attritivi) $f_t = 1.3$ per carichi statici e 1.7 per quelli dinamici.

Z_i = profondità significativa viene desunta dall'analisi delle tensioni indotte e delle condizioni stratigrafiche o posta = $2B$ per N_{SPT} decrescenti con la profondità. Per N_{SPT} crescenti con la profondità Z_i è invece funzione di B secondo la seguente tabella:

B (m)	Z_i (m)
2	1.63
3	2.19
5	3.24
10	5.56
30	13
50	19.86

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di SPT all'interno della profondità significativa Z_i , dalla relazione:

$$I_c = 1.076 / N_{AV}^{1.4}$$

I valori N_{SPT} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} devono essere corretti, per sabbie con componente limosa e sotto falda con $N_{SPT} \geq 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck:

$$N_{SPT \text{ corretto}} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$$

Per depositi ghiaiosi o sabbioso ghiaiosi il valore corretto è:

$$N_{SPT \text{ corretto}} = 1.25 N_{SPT}$$

Il cedimento massimo, assoluto ed a lungo termine risultano con entrambe le verifiche inferiori a 3 cm., solo per la fondazione dei trasformatori si può ipotizzare un cedimento differenziale tra bordo e centro fondazione pari al 50% del cedimento massimo (1,5 cm).

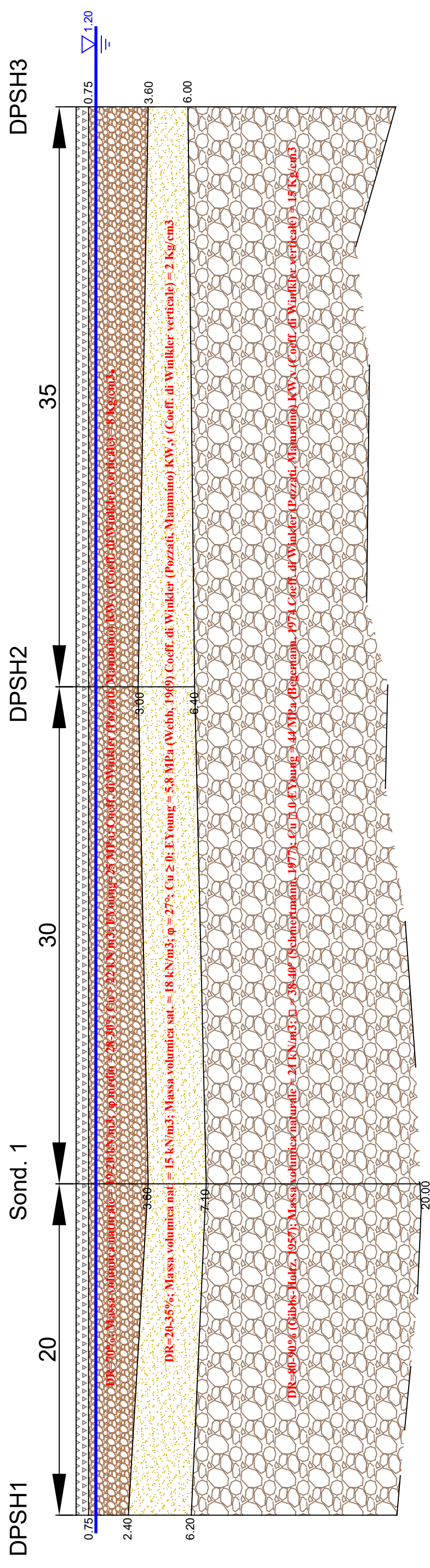
Tali valori sono assolutamente compatibili con i limiti indicati in letteratura, dunque i valori limite d'esercizio previsti per le azioni non comporteranno spostamenti e deformazioni in grado di compromettere le sovrastrutture.

Cagliari, 20.06.2018





Dr. Geol. Antonello Angius



SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA



LEGENDA

-  STRATO 1a: Terreno di riporto
 -  STRATO 1b: Alluvioni ciottolose
 -  STRATO 2: Sabbia satura e sciolta
 -  STRATO 3: Alluvioni antiche
- (Parametri geotecnici comuni)