



LUCCHINI

LUCCHINI S.p.A.

Stabilimento di Piombino – V.le della Resistenza 2 57025 Piombino (LI)

**PROGETTO DI RIMODELLAMENTO DELLA
DISCARICA AZIENDALE UBICATA IN
LOC.ISCHIA DI CROCIANO**

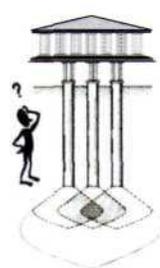


**AGGIORNAMENTO
INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA
RELAZIONE TECNICA – ALLEGATI GRAFICI**

Progettisti:

SINTESIS srl

57128 LIVORNO – Via M.L.King 15 Tel. 0586/815245



**STUDIO
GeoPlan**

**GEOLOGIA TECNICA E AMBIENTALE
RISCHIO IDRAULICO
SICUREZZA CANTIERI**

✉ 57025 PIOMBINO (LI)
Via Puccini, 20
☎ 0565 226232 - 335 6295971
e-mail: lucamazzei2@virgilio.it -- geo.plan@tin.it

Gennaio 2008



Geologo Dr. LUCA MAZZEI

INDICE

INTRODUZIONE		
§ 1	CAMPAGNA GEOGNOSTICA ESEGUITA	Pag. 0
1.1	INDAGINI DI CAMPAGNA	Pag. 0
§ 2	DATI STRATIGRAFICI	Pag. 1
§ 3	DATI DI PROGETTO PER CALCOLI GEOTECNICI	Pag. 2
§ 4	PROVE S.P.T.	Pag. 3
§ 5	PORTANZA DEDUCIBILE DALLE PROVE S.P.T.	Pag. 4
§ 6	CONDIZIONI IMPOSTE PER LA STIMA DEI CEDIMENTI	Pag. 5
§ 7	STIMA CEDIMENTI EDOMETRICI	Pag. 6
7.1	STIMA CEDIMENTI SECONDO SCHMERTMANN	Pag. 8
§ 8	SINTESI DELLA CALCOLISTICA	Pag. 9
	TABELLE DI SINTESI LITOLOGIA E CEDIMENTI POTENZIALI	
§ 9	CONCLUSIONI	Pag.11
	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	Pag.12

ALLEGATI GRAFICI

- CARTA DATI BASE IN ALL. II.7.3
- SCHEDE SONDAGGI GEOGNOSTICI in All. II.7.4
- CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO in All. II.8.1

INTRODUZIONE

E' stata aggiornata nel presente lavoro l'indagine geologico tecnica effettuata per il progetto di adeguamento del III lotto al D.Lgs. 36/2003.

L'aggiornamento ha riguardato in particolare la stima dei cedimenti del sottosuolo indotti dal nuovo assetto pressimetrico legato alle previsioni del progetto di rimodellamento.

L'indagine è stata estesa al sito di progetto ed a un suo conveniente intorno attraverso l'effettuazione di sondaggi baricentrici al perimetro discarica e l'installazione di 3 piezometri per il monitoraggio della falda sotterranea.

1 - CAMPAGNA GEOGNOSTICA ESEGUITA

1.1 - INDAGINI DI CAMPAGNA

SONDAGGI GEONGOSTICI

Sono stati considerati i 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo eseguiti a supporto del progetto del III lotto, identificati in origine con la sigla S1-Sp2-S3-S4 e identificati in questo lavoro con le nuove sigle espresse nella Carta dati base in all. II.7.3 (che sono da 1DL a 6DI, mantenendo lo stesso numero di riferimento). Tutti i sondaggi sono stati spinti a profondità di 30 mt cadauno, che si sono tutti interrotti all'interno di livelli ghiaioso-sabbiosi molto addensati.

Per ogni sondaggio è stata allestita in allegato una specifica scheda completa della stratigrafia e dell'allegato fotografico con alcuni particolari interessanti.

Sono inoltre stati realizzati 3 nuovi piezometri, denominati Sp2 (ricavato da uno dei sondaggi profondi), Sp5 e Sp6.

PROVE S.P.T.

Sono state eseguite, per ognuno dei 4 sondaggi, n. 3 prove in foro di sondaggio del tipo Standard Penetration Test per verificare su livelli di particolare interesse (riporto industriale superficiale e strati ghiaioso-sabbiosi) la resistenza alla penetrazione

dinamica e per avere un parametro di confronto ai risultati delle prove di laboratorio effettuate su alcuni campioni indisturbati. I risultati sono stati inoltre utilizzati per stimare empiricamente l'ordine di grandezza della portanza unitaria dello strato superficiale di riporto industriale.

PIEZOMETRI

Sono stati allestiti 3 piezometri con tubo finestrato diam. 3", uno realizzato attrezzando opportunamente il sondaggio Sp2, gli altri due (Sp5 e Sp6) sono stati invece realizzati direttamente attraverso due carotaggi di 6 mt "ad hoc" rivestiti con medesimo tubo piezometrico.

In totale sono quindi attualmente presenti intorno al 3° modulo in progetto 3 piezometri muniti di pozzetto carrabile in ghisa e ubicati in settori che non dovrebbero interferire con le operazioni di coltivazione del futuro modulo in progetto, come evidenziato negli allegati grafici.

La prima falda rilevata dai piezometri era attestata a circa 1.5-2 mt dal p.c. del riporto industriale a seconda dei rilevamenti. Trattasi di battente freatico fortemente influenzato dagli eventi meteorici stagionali.

2 - DATI STRATIGRAFICI

Rimandando alle schede dei sondaggi geognostici per ogni dettaglio, abbiamo ritenuto opportuno estrapolare una stratigrafia mediata dai 4 sondaggi, visto che gli stessi hanno restituito dati tra loro non identici ma comunque ben confrontabili e correlabili.

A livello generale siamo in presenza di uno strato superficiale composto da riporto di origine industriale dello spessore di circa 3-4 mt che sormonta l'originario livello argilloso connesso alla presenza delle vecchie paludi e lagune che caratterizzarono la nostra costa dal pleistocene superiore fino alle epoche recenti.

Sotto tali livelli argillosi e limosi si innestano 3 sequenze ghiaioso-sabbiose che precedono le sabbie rosse del pleistocene che sono state intercettate alla base dei sondaggi a profondità prossime ai 30 mt.

La colonna stratigrafica media è la seguente, misurata in m. dal p.c.:

0.0-3.5

Terreno di riporto di origine prevalentemente industriale composto da scorie di acciaieria, loppa di altoforno, residui ferrosi ed inerti da demolizioni edili. Si tratta

di uno strato ad elevato grado di cementazione (vedi prove SPT) avente spessore medio di 3.5 mt che, ad eccezione dell'estremità sud dell'area, si estende per tutto il lotto senza soluzione di continuità.

3.5 – 6.0

Argilla limosa e limo argilloso marrone, di media consistenza, plastici, con ciottoli nella parte alta.

6.0 – 10.0

Argilla grigia molle, con molta acqua, di bassissima consistenza, con sporadiche conchiglie; rappresenta sicuramente il livello maggiormente compressibile.

10.0 – 16.0

Limo argilloso grigio di media consistenza con alcuni livelli torbosi.

16.0 – 18.0

Sabbia variamente limosa di medio addensamento.

18.0 – 23.0

Ghiaie e sabbie grossolane di elevato addensamento, con molta acqua.

23.0 – 24.0

Limo argilloso con torba.

24.0 – 28.0

Limo sabbioso grigio di bassa consistenza.

28.0 – 30.0

Ghiaie e/o sabbie grossolane di elevato addensamento, con molta acqua.

Dai dati geognostici ricavati si evidenzia come non sia presente in sito una barriera geologica di confinamento, a livello del piano di campagna, che possieda le caratteristiche minime di spessori e impermeabilità richieste dalla normativa vigente in materia, rappresentata dal D.Lgs 36/2003.

3 - DATI DI PROGETTO PER CALCOLI GEOTECNICI

Quota finale di progetto rifiuti = 19 mslm

Quota strato drenante di appoggio: 6 mslm

Densità media rifiuti industriali 1,7 t/mc

Calcolo pressione colonna stratigrafica comprensiva del capping finale:

$(1.7 \times 13) + (2.0 \times 0.5) + (1.5 \times 1.5) = \text{circa } 25 \text{ t/mq} = 2.5 \text{ Kg/cmq}$

4 - PROVE S.P.T.

Le prove S.P.T. (Standard Penetration Test) sono state eseguite in n. di 4 all'interno del livello di riporto industriale per valutarne qualitativamente l'addensamento ed il grado di cementazione, in n. di 8 nei livelli più addensati ghiaiosi incontrati in profondità nei vari sondaggi, come indicato nelle schede.

La prova SPT, molto usata negli Stati Uniti, si effettua sempre all'interno di un foro di sondaggio e, in sintesi, misura il numero dei colpi necessario per infiggere il campionatore standard per la profondità di 30 cm utilizzando come elemento dinamico un maglio di metallo avente peso di 63,5 Kg ed altezza di caduta di 76,2 cm.

Nella pratica, la prova viene eseguita, all'interno del foro di sondaggio, infiggendo il campionatore per 45 cm e contando i colpi relativi agli ultimi 30 cm di infissione, che si indicano con la sigla N_{SPT} .

L'ubicazione delle prove coincide, a livello planimetrico, con l'ubicazione dei 4 sondaggi geognostici.

La tabella di sintesi delle prove SPT è posta a pagina seguente:

SONDAGGIO S1

SPT1	$N_{SPT} (0.50-0.85) = 45+35=80$ – Riporto industriale di superficie
SPT2	$N_{SPT} (17.0-17.30) = 20+28=48$ – Livello di ghiaia
SPT3	$N_{SPT} (18.50-18.80) = 36+30=66$ – Livello di ghiaia

SONDAGGIO Sp2

SPT1	$N_{SPT} (0.50-0.80) = 39+35=74$ - Riporto industriale di superficie
SPT2	$N_{SPT} (5.0-5.30) = 6+6=12$ - Livello di limo argilloso
SPT3	$N_{SPT} (18.5-18.8) = 30+33=63$ - Livello di ghiaie

SONDAGGIO S3

SPT1	$N_{SPT} (0.50-0.80) = 30+33=63$ – Riporto industriale di superficie
SPT2	$N_{SPT} (18.0-18.30) = 28+31=59$ - Livello di ghiaie
SPT3	$N_{SPT} (28.0-28.30) = 25+30=55$ - Livello di sabbie grossolane

SONDAGGIO S4

SPT1	$N_{SPT} (0.50-0.80) = 35+42=77$ – Riporto industriale di superficie
SPT2	$N_{SPT} (19.6-19.9) = 25+40=65$ - Livello di ghiaie

SPT3 $N_{SPT} (29.50-29.80) = 26+38=64$ - Livello di ghiaie

5 - PORTANZA DEDUCIBILE DALLE PROVE SPT

Meyerhof ha proposto la seguente relazione per una fondazione avente larghezza B (assimilabile alla base della discarica) > 1.2 m.:

$$Q_{amm} \text{ (kg/cmq)} = (N_{SPT}/0.08) * K_d$$

Dove:

$K_d = 1+0.33(D/B)$, con D e B rispettivamente profondità di posa e larghezza della fondazione;

N_{SPT} = numero colpi per penetrazione alla punta medio dello strato;

Questa relazione ha il vantaggio di legare il valore della portanza oltre che alle caratteristiche del terreno anche alla geometria della fondazione ed è per lo più idonea a terreni non coesivi quali il riporto industriale. Da notare che la formula fornisce direttamente la portanza ammissibile senza che sia necessario introdurre ulteriori coefficienti di sicurezza.

Nel nostro caso $NSPT$ medio del riporto = $(80+74+63+77)/4 = 73$

Sostituendo il valore nella formula si ottiene, per $D=0$ (ipotesi imposta rilevato direttamente sul p.c. o poco al di sopra di esso), **Q amm > 4.0 kg/cmq**

Si tratta naturalmente di un valore che scaturisce da un ipotesi di calcolo molto particolare e da un terreno assolutamente artificiale quale il riporto industriale cementato; tuttavia tale valore dà l'idea di quale sia la rigidità strutturale del livello superficiale che ha permesso di ottenere dei valori di NSPT così elevati.

PROVE DI CARICO SU PIASTRA IN AREA LIMITROFA

E' utile anche far riferimento ad alcune prove su piastra effettuate per un lavoro precedente in area limitrofa al 3° lotto sul riporto industriale analogo a quello di nostro interesse. Tali prove, eseguite con piastra diam. 30 cm con carico max applicato di 4,5 kg/cmq, hanno determinato cedimenti medi di 2 mm e modulo di deformazione corrispondente al max carico applicato pari a 750 kg/cmq.

Dato il diametro della piastra e lo spessore medio di 3.5 mt del riporto, la pressione applicata si è interamente dissipata nello strato testato senza interessare i livelli sciolti sottostanti, come testimoniato dalle ridotte deformazioni (2 mm) ottenute peraltro in presenza di un carico più che doppio di quello previsto, sebbene applicato per un tempo abbastanza ridotto.

6 - CONDIZIONI IMPOSTE PER LA STIMA DEI CEDIMENTI

Sulla base dei sondaggi eseguiti e dell'esperienza diretta dello scrivente sui recenti lavori di bonifica dell'area LI53bis adiacente al perimetro Lucchini, il riporto superficiale possiede caratteristiche di portanza assimilabili ad una ghiaia molto addensata che, unite ad uno spessore medio mai inferiore a 3mt, determinano una rigidità considerevole dello strato rispetto a quelli coesivi sottostanti, quindi una propria capacità di portanza che assorbe i carichi applicati in superficie in maniera consistente rispetto al normale comportamento di una terra sciolta.

Sulla base di tali premesse e della presenza di strati ghiaiosi di spessore apprezzabile a partire dalla profondità di 16 mt fino ad oltre 30 mt, le ipotesi di lavoro utilizzate nella calcolistica dei cedimenti indotti devono tenere conto di questa particolare situazione per essere realistiche e veritiere. Pertanto le ipotesi di calcolo dei cedimenti indotti sono le seguenti:

1. Carico applicato dai rifiuti sul tetto dello strato drenante: = **2.5 Kg/cmq**;
2. Carico indotto normalmente secondo le ipotesi di Weestergard dalla base della placca di riporto al primo livello coesivo = $2.5 \cdot 0.9 = 2.2 \text{Kg/cmq}$;
3. Stima abbattimento del carico realmente trasmesso al substrato argilloso sulla base della elevata rigidità (non compressibile) della placca di riporto non compressibile = $1/3$ carico reale = 33%
4. Sulla base delle 3 ipotesi precedenti, i cedimenti sono dovuti unicamente dai livelli sottostanti il riporto industriale, ai quali viene applicato un carico di esercizio pari a:

$$(2.5 \cdot 0.9 \cdot 0.66) = \mathbf{1,48 \text{ Kg/cmq}}$$

5. Il sovraccarico indotto al substrato si annulla all'altezza dell'ultimo strato di ghiaia prossimo ai 27-28 mt sotto il p.c., in funzione del fatto che le prove SPT effettuate in foro di sondaggio permettono di estrapolare un modulo elastico

molto elevato, prossimo al limite superiore per le terre, quindi si tratta di strati che rispetto a quelli molli sovrastanti assolvono una capacità portante che attenua drasticamente la percentuale del sovraccarico indotto residuo da – 18mt in poi (primo strato di ghiaia);

Con le ipotesi di lavoro sopra indicate si ottiene, attraverso la calcolistica di seguito indicata (Software LoadCap della Geostru srl) e meglio riportata nella tabella di sintesi, un cedimento totale stimabile di **circa 85 cm** coincidente con l'asse centrale del corpo-discarda e dovuto nella maggior parte al costipamento degli strati argillosi molli posti entro i primi 15 mt di profondità. Tale cedimento si riduce ad un ordine di circa 38 cm presso le estremità del rilevato stesso, come previsto dalle teorie applicate.

7 - STIMA CEDIMENTI EDOMETRICI

I cedimenti edometrici sono stati stimati utilizzando per i terreni compressibili dati derivanti da precedenti analisi di laboratorio effettuate in aria TAP immediatamente adiacente a quella di progetto, per la quale si riscontra una stratigrafia molto simile.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita.

La semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame, che va calcolato per ogni strato.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche, ove possibile.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

7.1 - STIMA CEDIMENTI SECONDO SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δ_{zi} rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C₁ e **C₂** sono due coefficienti correttivi.

Il modulo **E** viene assunto pari a **2.5 q_c** per fondazioni circolari o quadrate e a **3.5 q_c** per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di **L/B**.

Il termine **q_c** che interviene nella determinazione di **E** rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti **C₁** e **C₂** sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

8 - SINTESI DELLA CALCOLISTICA

La capacità portante del terreno di superficie è più che soddisfacente in relazione al carico di esercizio previsto per la discarica ad esaurimento.

I cedimenti stimati nel lungo periodo, dovuti principalmente alla presenza di strati argillosi compresi tra il riporto industriale ed i livelli di ghiaia posti a partire da 16-18

LUCCHINI PIOMBINO SPA

PERIZIA GEOLOGICO-TECNICA PER PROGETTO DEFINITIVO TERZO LOTTO DISCARICA AZIENDALE
STABILIMENTO DI PIOMBINO (LI) – LOC. ISCHIA DI CROCIANO

mt dal p.c., sono dell'ordine max di 85 cm al centro della discarica e decrescono fino a circa 38 cm sui bordi.

NELLA TABELLA DI PAGINA SEGUENTE E' VISUALIZZATA UNA SINTESI DEI DATI GEOTECNICI PER I VARI STRATI E LA STIMA DEI CEDIMENTI IPOTIZZABILI.

9 - CONCLUSIONI

Il carico ammissibile del riporto industriale a livello di p.c. risulta pari ad oltre 3 volte il carico di esercizio previsto dal progetto di rimodellamento, che risulta circa il 25% più elevato rispetto a quanto previsto in precedenza per il III lotto.

I cedimenti indotti risultano compatibili con la struttura prevista, data la sua elevata flessibilità; peraltro, essendo gli assestamenti legati a variazioni volumetriche delle argille sottostanti al riporto industriale, essi si manifesteranno con gradualità col procedere delle operazioni di coltivazione, cosicché è ipotizzabile che al momento dell'esaurimento della discarica la maggior parte dei cedimenti stessi si sarà già manifestata.

Essendo la discarica stessa ormai prossima all'esaurimento è ragionevole supporre, anche in virtù dei risultati dell'indagine geofisica, che la concomitanza tra avvallamento centrale dei lotti e stabilità delle quote di tetto ormai raggiunte da alcuni anni nei lotti I e II, che effettivamente la maggior parte dei cedimenti sia stata graduale e contemporanea al progredire delle fasi di coltivazione. E' prevedibile pertanto una aliquota scarsamente significativa di cedimenti residui fino al termine delle operazioni di capping, che potranno essere controllati in corso d'opera con verifiche topografiche come previsto del resto dal Piano di Monitoraggio e controllo.

La prima falda sotterranea locale è a carattere freatico ed il battente è posto in media a circa 1.5-2.0 mt dal p.c a seconda delle stagioni; in mancanza di scavi esso non può interferire con il corpo della discarica totalmente al di sopra del p.c.

Piombino, Gennaio 2008

Dr. Geol LUCA MAZZEI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

TABELLA DI SINTESI

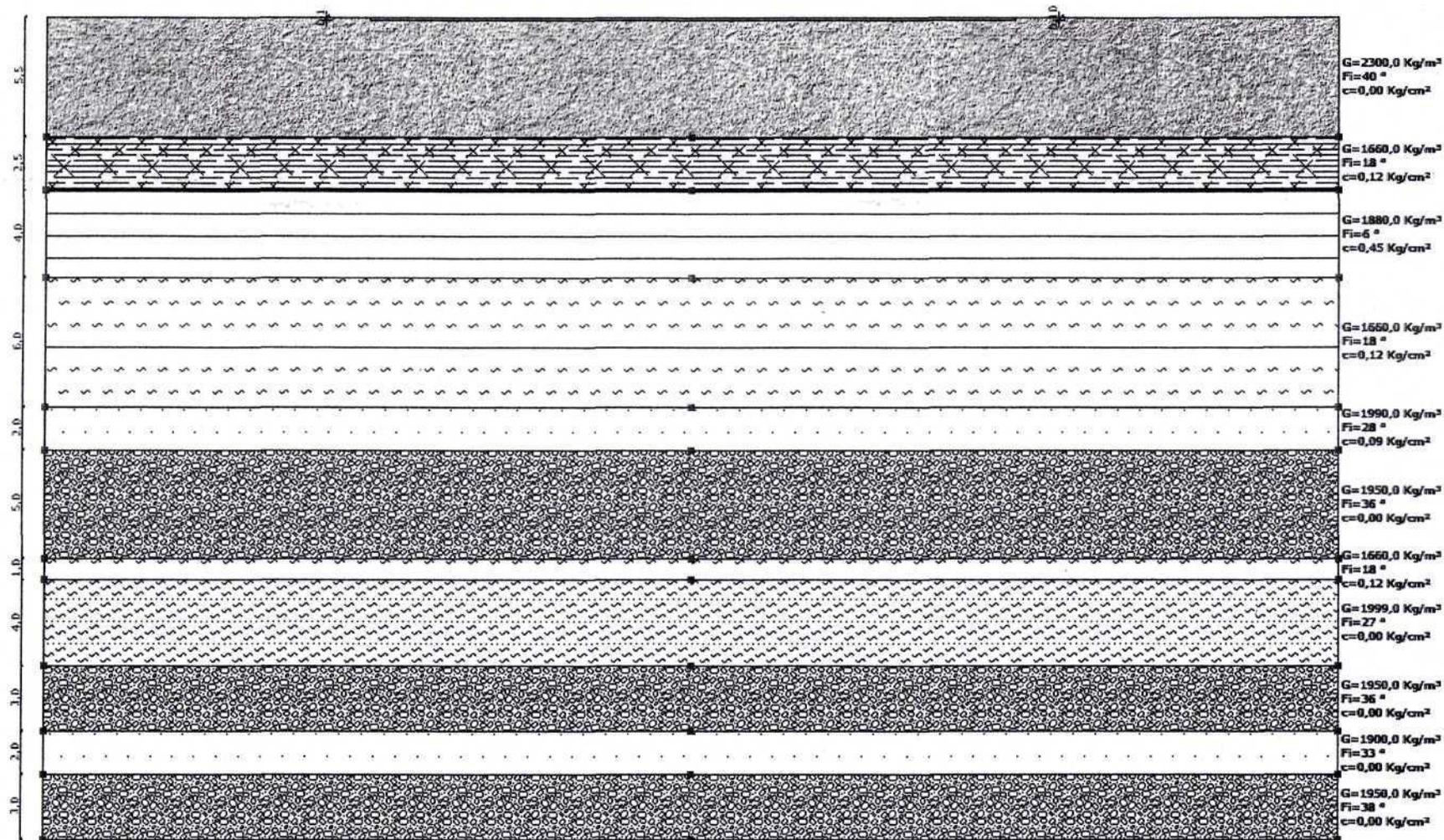
CALCOLO CEDIMENTI INDOTTI AL CENTRO E AL BORDO DEL TERZO MODULO DELLA DISCARICA

IPOTESI DI CALCOLO: Carico litostatico totale sullo strato drenante: 2.4 Kg/cmq (VEDI RELAZIONE)
Software: Load Cap di Geostru software srl

N. Strato	Hs	P.U.V. sat.	ϕ'	C'	cu	Ey	Ed	% carico metà strato	Dp	Stima cedimento	Cedimento Al centro	Cedimento Al bordo	LITOLOGIA STRATO
u.d.m.	m	t/mc	°	Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq		kg/cmq		Cm	Cm	
1	5,50	2,400	45	0,00	0	700	500	1	1,35	Schmertmann	0,00	0,00	Riporto cementato
2	2,50	2,050	18	0,12	0,3	10	17	0,8	1	Edometrico	18,50	10,00	Limi e argille sovrac.
3	4,00	1,950	6	0,45	0,5	0	37	0,7	0,875	Edometrico	13,00	6,00	Argilla molle
4	6,00	1,800	18	0,12	0,3	0	21	0,6	0,75	Edometrico	32,00	14,00	Limo argilloso con torba
5	2,00	2,100	28	0,09	0	0	70	0,5	0,625	Edometrico	4,00	1,30	Sabbia e limo
6	5,00	2,100	36	0,00	0	500	0	0,5	0,625	Schmertmann	4,00	1,30	Ghiaia e sabbia
7	1,00	1,800	18	0,12	0	45	21	0,4	0,5	Edometrico	4,5	1,8	Limo argilloso con torba
8	4,00	2,200	27	0,00	0	50	20	0,4	0,5	Edometrico	3,20	1,00	Limo sabbioso
9	3,00	2,100	36	0,00	0	500	100	0,2	0,25	Schmertmann	2,50	0,80	Ghiaia e sabbia
10	2,00	2,200	33	0,00	0	200	0	0,1	0,10	Schmertmann	1,00	0,50	Sabbia
11	3,00	2,200	38	0,00	0	700	0	0	0	Schmertmann	0,50	0,50	Ghiaia e sabbia
										TOTALE	85 cm	38 cm	

MODELLO STRATIGRAFICO PER LA CALCOLISTICA

Larghezza modulo = 100 m



BULBI DELLE PRESSIONI INDOTTI DAL SOVRACCARICO

Larghezza modulo = 100 m

