

Regione autonoma della Sardegna  
(Provincia di Nuoro)



Comune di Macomer

CONSORZIO PER LA ZONA INDUSTRIALE DI MACOMER

PROGETTO ESECUTIVO  
PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA  
DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO

ATI: AREA IMPIANTI - MONSUD S.p.A.





Progettista incaricato:



PROGETTO ESECUTIVO



AREA 400 PIPE RACK

|   |  |            |   |
|---|--|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. II/24 |   |



Sistema Qualità Certificato



UNI EN ISO 9001 (ISO 9001)  
Certificato n° FS 587971



|   |             |                    |                            |                    |                  |
|---|-------------|--------------------|----------------------------|--------------------|------------------|
| CODICE DESCRITTIVO: <b>ITV240FMRR716,1.00</b> |             |                    | N° ALLEGATO: <b>C.16,1</b> |                    |                  |
| 0   | 06/06/2016  | EMISSIONE          | cambrì                     | martino            | martino          |
| 1   |             |                    |                            |                    |                  |
| 2   |             |                    |                            |                    |                  |
| 3   |             |                    |                            |                    |                  |
| 4   |             |                    |                            |                    |                  |
| <i>revisione</i>                              | <i>data</i> | <i>descrizione</i> | <i>redatto</i>             | <i>controllato</i> | <i>approvato</i> |

|   |  |             |   |
|---|--|-------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0      |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. III/24 |   |

## INDICE

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. DESCRIZIONE DEL SISTEMA FONDALE .....</b>   | <b>4</b>  |
| <b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>          | <b>5</b>  |
| <b>3. VALIDAZIONE SOFTWARE UTILIZZATO .....</b>   | <b>6</b>  |
| 3.1 IL SOFTWARE .....                             | 6         |
| 3.2 CERTIFICAZIONE .....                          | 6         |
| 3.3 VALIDAZIONE.....                              | 6         |
| <b>4. UNITA' GEOTECNICHE E STRATIGRAFIA .....</b> | <b>7</b>  |
| 4.1 UNITÀ GEOTECNICHE.....                        | 7         |
| 4.2 STRATIGRAFIA.....                             | 7         |
| <b>5. TIPOLOGIE DI VERIFICHE.....</b>             | <b>8</b>  |
| 5.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....   | 8         |
| 5.2 CEDIMENTI ELASTICI.....                       | 18        |
| <b>6. CARICHI DI PROGETTO.....</b>                | <b>22</b> |
| <b>7. TABULATI DI CALCOLO .....</b>               | <b>23</b> |



## INDICE DELLE FIGURE

|  |   |
|--|---|
| FIGURA1:AREA VASTA - UBICAZIONE INTERVENTO SU FOTO SATELLITARE ..... | 4 |
|--|---|

## INDICE DELLE TABELLE

|  |    |
|--|----|
| TABELLA 1 - CARICHI ASSUNTI PER LA FONDAZIONE DEL PIPE RACK..... | 22 |
|--|----|





|   |  |           |   |
|---|--|-----------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0    |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 5/24 |   |

## 2.NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- **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.
- **Nuove Norme tecniche per le Costruzioni**  
D.M. 14 Gennaio 2008. Pubblicato su S.O. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008. Circolare applicativa del 2 febbraio 2009. n. 617.
- **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.

|   |   |           |   |
|---|---|-----------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0    |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 6/24 |   |

### 3.VALIDAZIONE SOFTWARE UTILIZZATO

#### 3.1 IL SOFTWARE

La verifica dal punto di vista geotecnico degli elementi di fondazione sono state condotte tramite il software LoadCap della Geostru.

Software per il calcolo del carico limite di fondazioni su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brich-Hansen e di fondazioni su roccia con i metodi di Terzaghi e Zienkiewicz. Il programma esegue altresì il calcolo dei cedimenti elastici (Timoshenko e Goodier), di Schmertmann, Burland e Burbidge ed edometrici con il loro decorso nel tempo.

Per ogni metodo di calcolo è possibile eseguire l'analisi in condizioni drenate e non drenate. I cedimenti possono essere calcolati in un qualsiasi punto sia interno che esterno alla fondazione. Per l'analisi in condizioni sismiche sono proposte diversi metodi di calcolo.

#### 3.2 CERTIFICAZIONE

Certificazione ISO 9001:2008

Il 1° giugno del 2009 GeoStru Software ha ottenuto la Certificazione Aziendale UNI EN ISO 9001 da parte della CVI Italia s.r.l. con certificato n°7007 per: Progettazione e vendita di software.

#### 3.3 VALIDAZIONE

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Sul sito dell'azienda produttrice del software utilizzato, è presente il documento riportante la validazione del codice di calcolo.

Su tale documento vengono riportati i test sull'affidabilità del software in oggetto.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software *GeoStru* sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

I test effettuati hanno dimostrato la validità del software in oggetto. Il massimo scarto riscontrato nei risultati dell'esempio 5.6 del sopra citato documento, è attribuibile all'impiego di abachi e tabelle nei testi della bibliografia di riferimento e quindi connesso all'interpretazione dell'autore.

#### 4.UNITA' GEOTECNICHE E STRATIGRAFIA

Ai fini geotecnici si è fatto riferimento ai dati riportati nella relazione geologica - geotecnica fornita dalla stazione appaltante e redatta dal Dott. Geol. Giorgio Schintu.

I dati sono stati desunti da tre sondaggi a carotaggio continuo che hanno rilevato una litologia di tipo basaltico.

In un sondaggio è stata intercettata una falda alla profondità di 0,80m dal piano campagna, mentre negli altri due, il livello tende ad assestarsi alla profondità di 3,00m dal piano campagna.

Per questo motivo, è stata presa in considerazione una falda ad una profondità di 3m dal p.c.

In relazione al tipo di litologie intercettate, non sono state necessarie prove di laboratorio.

##### 4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

Dal sondaggio geotecnico S2 eseguito si rileva la presenza di due unità geotecniche distinte: la prima, superficiale, costituita da argille-limose e la seconda, posta alla quota -1,80m, costituita da basalto fratturato.

##### 4.2 STRATIGRAFIA

|                  |   |  |
|------------------|---|--|
| St.              | = | Strato   |
| z                | = | Profondità della superficie superiore dello strato |
| Unità geotecnica | = | Unità geotecnica                                   |
| Class.           | = | Classificazione                                    |
|                  |   | Coes. = Coesivo                                    |
|                  |   | Inc. = Incoerente                                  |
|                  |   | Roc. = Roccia                                      |
| $\gamma$         | = | Peso specifico medio                               |
| $\gamma'$        | = | Peso specifico saturo medio                        |
| c                | = | Coesione   |
| $\phi'$          | = | Angolo di attrito medio                            |
| E                | = | Modulo elastico normale                            |
| G                | = | Modulo elastico tangenziale                        |
| E <sub>D</sub>   | = | Modulo edometrico                                  |

| St. | z<br><m> | Unità<br>geotecnica   | Class. | $\gamma$<br><t/mc> | $\gamma'$<br><t/mc> | c<br><Kg/cmq> | $\phi'$<br><grad> | E<br><Kg/cmq> | G<br><Kg/cmq> | E <sub>D</sub><br><Kg/cmq> |
|-----|----------|-----------------------|--------|--------------------|---------------------|---------------|-------------------|---------------|---------------|----------------------------|
| 1   | 1.8      | Argilla limosa        | Coes.  | 2,06               | 2,16                | 0,29          | 25                | 6900          |               |                            |
| 2   | 3.2      | Basalto<br>fratturato | Roc.   | 3,20               | 3,20                | 2,59          | 30,4              | 7325,17       | 2806,79       | 10000                      |

## 5. TIPOLOGIE DI VERIFICHE

### 5.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\sigma = c + \sigma \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

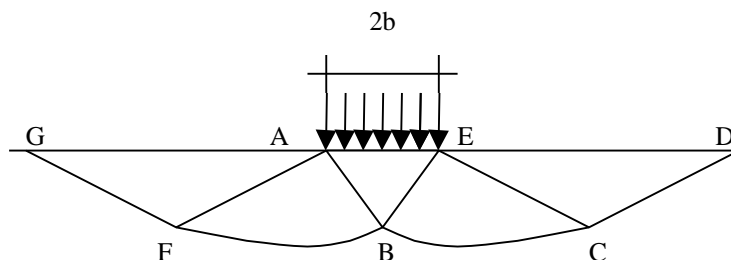
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\sigma = c + \sigma \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.



Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi g \varphi}{2 \tan \varphi} (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per  $\varphi=0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \varphi=0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

|   |  |           |   |
|---|--|-----------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0    |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 9/24 |   |

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \ll 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\phi=0$ ,  $\rho=0$ ,  $c=0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \gamma + B c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\beta$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\beta$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\rho=0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \gamma h + B c + C \gamma b$$

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\beta$  prima definito;

$b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$t_{g,rid} = 2/3 t_{g} \text{ e } c_{rid} = 2/3 c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma}$$



dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 10/24 |   |

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned}
 \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \\
 \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + D \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma
 \end{aligned}$$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

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

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

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

Nel caso  $\lambda = 0$

|        |   |      |      |      |      |      |      |      |
|--------|---|------|------|------|------|------|------|------|
| $D/B$  | 0 | 1    | 1.1  | 2    | 5    | 10   | 20   | 100  |
| $d'_c$ | 0 | 0.40 | 0.33 | 0.44 | 0.55 | 0.59 | 0.61 | 0.62 |

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\lambda=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$



$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 12/24 |   |

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

#### Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_i$  come sotto riportato:

$$N_i = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\theta)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).



#### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

|   |  |            |   |
|---|--|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 13/24 |   |

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \gamma) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c<sub>u</sub> Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s<sub>c</sub> Fattore di forma

s<sub>c</sub> = 1 + 0,2 (B'/L') per fondazioni rettangolari

s<sub>c</sub> = 1,2 Per fondazioni quadrate o circolari.

i<sub>c</sub> Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

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

#### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'



$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

#### Metodo di Richards et. Al.

|   |  |            |   |
|---|--|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 14/24 |   |

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

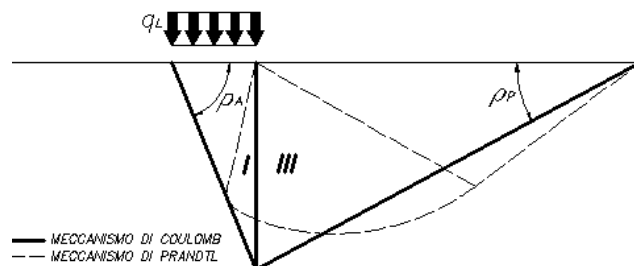
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:





#### Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\phi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 15/24 |   |

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\lambda=0.5$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \lambda$  e  $k_v \lambda$ . Sono state cosi ottenute le estensioni delle espressioni di  $\lambda_a$  e  $\lambda_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\lambda_{AE}$  e  $\lambda_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_{\lambda}$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\lambda_{AE}$  e  $\lambda_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

- $\lambda = 30^\circ$   $\lambda = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

| kh/(1-kv) | N <sub>q</sub> | N <sub>l</sub> | N <sub>c</sub> |
|-----------|----------------|----------------|----------------|
| 0         | 16.51037       | 23.75643       | 26.86476       |
| 0.087     | 13.11944       | 15.88906       | 20.9915        |
| 0.176     | 9.851541       | 9.465466       | 15.33132       |
| 0.268     | 7.297657       | 5.357472       | 10.90786       |
| 0.364     | 5.122904       | 2.604404       | 7.141079       |
| 0.466     | 3.216145       | 0.879102       | 3.838476       |
| 0.577     | 1.066982       | 1.103E-03      | 0.1160159      |

*Tabella dei fattori di capacità portante per  $\alpha=30^\circ$*

#### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \alpha + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\alpha$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

#### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.



La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\alpha$

#### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 17/24 |   |

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg } \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_y = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \alpha (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

$\alpha$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,



$\gamma_I$ : fattore di importanza,

$S$ : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $k_v$  è definito in funzione di  $k_h$ , e vale:

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 18/24 |   |

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

## 5.2 CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_1$  e  $I_2$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

## CEDIMENTI EDOMETRICI



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. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia 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:

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

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

|   |  |            |   |
|---|--|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MW PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 19/24 |   |

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

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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

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 ricompressione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  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.

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.

**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;

$C_\alpha$  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.

**CEDIMENTI di 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:

|   |   |            |   |
|---|---|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni  | PAG. 20/24 |   |

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

nella quale:

$\Delta q$  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  $\sigma'_{vi}$  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;

$z_i$  rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

$C_1$  e  $C_2$  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  $C_1$  e  $C_2$  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.

#### CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato **N** della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$



nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

**B** = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

|   |  |            |   |
|---|--|------------|---|
|  | <b>REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI<br/>TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA<br/>DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO</b> | REV. 0     |  |
|   | Relazione fondazioni   | PAG. 21/24 |   |

fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di Nspt da utilizzare nel calcolo del valore medio NAV va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e Nspt > 15, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove Nc è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi fs, fH ed ft sono rispettivamente:

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

## 6. CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto secondo i quali sono state condotte le verifiche geotecniche, sono stati ricavati dall'analisi della struttura in condizioni statiche e dinamiche.

A favore di sicurezza, si è proceduto alla verifica delle fondazioni assumendo, per ogni componente di sollecitazione (M,T,N), i valori massimi rilevati dall'analisi precedentemente effettuata (Robot) anche se detti massimi non corrispondono alla stessa fondazione.

Quindi, si ipotizza una condizione di carico ideale assumendo i valori massimi delle sollecitazioni ricavate dalle analisi precedentemente effettuate.

Tale situazione è molto penalizzante, ma a favore di sicurezza.

Di seguito si riportano i carichi di progetto inseriti nel software LoadCap di Geostru per le verifiche geotecniche.

**Tabella 1 - Carichi assunti per la fondazione del Pipe Rack**

| Trave 1.00mx1.00m x 2.00m |                   |  |        |           |           |         |         |
|---------------------------|-------------------|--|--------|-----------|-----------|---------|---------|
| Nr.                       | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ] | N [kN] | Mx [kN·m] | My [kN·m] | Hx [kN] | Hy [kN] |
| 1                         | A1+M1+R3          | 367,08   | 87,02  | 7,18      | 0,26      | 0       | 0       |

## 7.TABULATI DI CALCOLO

### DATI GENERALI

|                          |          |
|--------------------------|----------|
| Azione sismica           | NTC 2008 |
| Larghezza fondazione     | 1,0 m    |
| Lunghezza fondazione     | 2,0 m    |
| Profondità piano di posa | 1,0 m    |
| Altezza di incastro      | 1,0 m    |
| Profondità falda         | 3,0      |

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

| DH [m] | Gam [kN/m <sup>3</sup> ] | Gams [kN/m <sup>3</sup> ] | Fi [°] | c [kN/m <sup>2</sup> ] | E [kN/m <sup>2</sup> ] | RQD[-] | Ni   | Lit. | Desc.    |
|--------|--------------------------|---------------------------|--------|------------------------|------------------------|--------|------|------|----------|
| 1,2    | 20,59                    | 21,57                     | 25,0   | 29,42                  | 6900,0                 | 1,0    | 0,4  |      | ghiaia_g |
| 3,8    | 32,0                     | 32,0                      | 30,0   | 259,0                  | 732517,0               | 1,0    | 0,15 |      |          |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ] | N [kN] | Mx [kN·m] | My [kN·m] | Hx [kN] | Hy [kN] | Tipo     |
|-----|-------------------|--|--------|-----------|-----------|---------|---------|----------|
| 1   | Carico limite     | 367,08   | 87,20  | 7,18      | 0,26      | 0,00    | 0,00    | Progetto |

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

| Nr | Correzione Sismica | Tangente angolo di resistenza al taglio | Coesione efficace | Coesione non drenata | Peso Unità volume in fondazione | Peso unità volume copertura | Coef. Rid. Capacità portante verticale | Coef.Rid.Capacità portante orizzontale |
|----|--------------------|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|-----------------------------|--|--|
| 1  | No                 | 1                                       | 1                 | 1                    | 1                               | 1                           | 3                                      | 3                                      |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Carico limite

Autore: Terzaghi

|                                 |                           |
|---------------------------------|---------------------------|
| Carico limite [Qult]            | 1101,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Resistenza di progetto[Rd]      | 367,08 kN/m <sup>2</sup>  |
| Tensione [Ed]                   | 367,08 kN/m <sup>2</sup>  |
| Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]  | 3,0                       |
| Condizione di verifica [Ed<=Rd] | Verificata                |

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 44050,04 kN/m<sup>3</sup>

### Carico limite

Autore: Zienkiewicz

|                    |       |
|--------------------|-------|
| Fattore [Nq]       | 14,96 |
| Fattore [Nc]       | 30,35 |
| Fattore [Ng]       | 15,96 |
| Fattore forma [Sc] | 1,0   |
| Fattore forma [Sg] | 1,0   |

|                        |                          |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite          | 1365,3 kN/m <sup>2</sup> |
| Resistenza di progetto | 455,1 kN/m <sup>2</sup>  |

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
 =====

Autore: Terzaghi  
 =====

|                    |       |
|--------------------|-------|
| Fattore [Nq]       | 12,72 |
| Fattore [Nc]       | 25,13 |
| Fattore [Ng]       | 9,7   |
| Fattore forma [Sc] | 1,0   |
| Fattore forma [Sg] | 1,0   |

|                        |                           |
|------------------------|---------------------------|
| Carico limite          | 1101,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Resistenza di progetto | 367,08 kN/m <sup>2</sup>  |

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
 =====