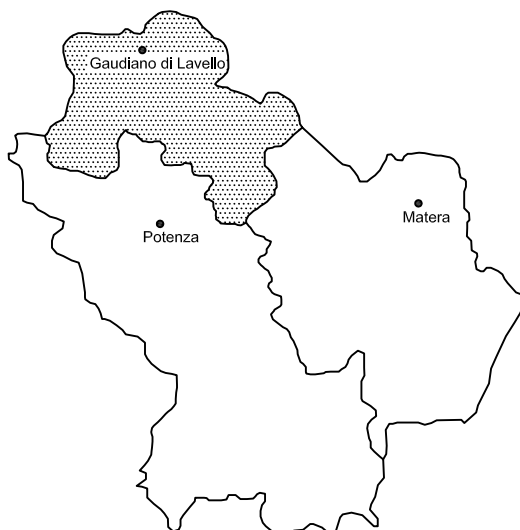




Consorzio di Bonifica Vulture - Alto Bradano
Gaudio di Lavello

REGIONE BASILICATA



COMPLETAMENTO DEI DISTRETTI IRRIGUI IN AGRO DI MONTEMILONE ED INTEGRAZIONE RISORSE IDRICHE

PROGETTO ESECUTIVO

A-ELABORATI DESCRITTIVI

A6.3

Relazione geotecnica - Vasca di arrivo

Giugno 2014

IL PROGETTISTA

Prof. Ing. A.F. PICCINNI

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7288



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Fileno PENNACCHIO

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO

Avv. G. MUSACCHIO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	2
3. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	2
4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	3
5. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	6
6. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	6
7. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	7
8. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	8
9. TABULATI DI CALCOLO	10
9.1 PARAMETRI DI CALCOLO :.....	10
9.2 ARCHIVIO STRATIGRAFIE	11
9.3 ARCHIVIO TERRENI.....	11
9.4 DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	11
9.5 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	13

1. PREMESSA

La presente relazione ha l'obiettivo di illustrare i criteri utilizzati per definire il comportamento meccanico dei volumi di terreno (volume significativo) influenzati, direttamente o indirettamente, dalle costruzioni dei manufatti che costituiscono le opere da realizzarsi per la vasca di arrivo nell'ambito della proposta progettuale relativa al "Completamento dei distretti irrigui in agro di Montemilone ed integrazione risorse idriche".

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **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 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 14/01/2008 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2008**

3. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalle costruzioni dei manufatti e che a loro volta, influenzano il comportamento strutturale dei manufatti stessi. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale, in tal modo scaturito, si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare e il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e, quindi, fondazione-terreno.

Le caratteristiche geotecniche del terreno si evincono dalla campagna d'indagine geognostica svolta che classifica il terreno, dove sarà ubicata l'opera, in categoria C conformemente a quanto disposto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

La litostratigrafia incontrata dai rilievi è stata suddivisa nelle seguenti associazioni litotecniche:

Alluvioni recenti ed attuali di fondovalle

Le alluvioni recenti ed attuali di fondovalle sono costituite superiormente da sabbie limose ed inferiormente da sabbie ghiaiose. Nella carta di plasticità di Casagrande tali materiali sono classificati come "argille inorganiche a bassa plasticità". Su tali terreni risultano eseguite due prove di compressione edometrica e una prova triassiale.

La prova triassiale ha fornito i seguenti valori:

$$c' = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi' = 20,5^\circ$$

La densità secca è in media $1,56 \text{ t/m}^3$

Argille

Le argille sabbiose grigio-azzurre, sono costituite da argille limose e limi sabbiosi sovraconsolidati con frazione argillosa progressivamente crescente con la profondità. Nella carta di plasticità di Casagrande i terreni in questione sono classificati come “*argille inorganiche a plasticità medio-bassa*”. Su tali terreni risultano eseguite prove triassiali UU, CU e CD, prove a taglio diretto UU e prove di compressione ELL..

La prova triassiale CD ha fornito i seguenti valori

$$c' = 0,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi' = 29,3^\circ$$

La prova triassiale UU ha fornito i seguenti valori:

$$c_u = 1,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi_u = 10,0^\circ$$

La prova triassiale CU ha fornito i seguenti valori:

$$c_u = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi = 28,0^\circ$$

La densità secca è in media $1,7 \text{ t/m}^3$

Sabbie

Le sabbie si presentano granulometricamente eterogenee a seconda che prevalga la frazione argillosa o quella sabbiosa. Nella carta di plasticità di Casagrande i terreni in questione sono classificati come “*argille e limi inorganici a plasticità medio bassa*”. Su tali terreni risultano eseguite prove triassiali UU e CU, prove a taglio diretto UU e prove di compressione ELL.

La prova triassiale CU ha fornito i seguenti valori:

$$c = 0,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi = 24,4^\circ$$

La prova triassiale UU ha fornito i seguenti valori:

$$c_u = 0,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi_u = 31,4^\circ$$

La densità secca è in media $1,71 \text{ t/m}^3$

La tabella di seguito riportata riassume le principali caratteristiche geotecniche, con riferimento agli orizzonti stratigrafici individuati (Sondaggio 08)

Profondità in m da p.c. esistente	Litologia	γ	φ'	c'
da 0.0 m a -3,80 m	Alluvioni di fondovalle	1.56	20,5°	0,2
da -3,80 m a -15,00 m	Sabbia argillosa grigio-azzurra	1.7	29,3°	0,19

γ = peso unità di volume terreno (t/m^3)

φ' = angolo di attrito del terreno ($^\circ$)

c' = coesione del terreno (kg/cm^2)

4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il “meccanismo generale” e quello di “punzonamento”. Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo, è caratterizzato dalla assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per

punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza “ I_r ” così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico “ $I_{r,crit}$ ”, avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti “Coefficienti di punzonamento” i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- φ è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- c' è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- σ' è la tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$;
- L è la luce delle singole travi di fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno;
- s_q, s_c, s_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- d_q, d_c, d_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- i_q, i_c, i_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- γ_1 è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- γ_2 è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di “ B ”, secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico, il Meyerhof, consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riporta quella impiegata nelle calcolazioni del presete progetto:

Formulazione di Hansen (1970) :

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati, quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso;
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione e fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori. Il primo valore scaturisce dall'applicazione della formula trinomia alla quota iesima dello strato, il secondo deriva dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;
- il minimo dei valori come sopra determinati sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} è il carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato;
- p è il perimetro della fondazione;
- P_V è la spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato;
- K_s è il coefficiente di spinta laterale del terreno;
- d è la distanza dal piano di posa allo strato interessato.

5. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa, bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale oltre alle due componenti ora citate può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione;
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva;
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione.

Va da se che tale tipo di verifica deve essere effettuata sia per componenti taglienti parallele al lato della base che per quelle ortogonali.

6. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo; il primo è il **metodo di Boussinesq**, il secondo è il **metodo di Westergaard** e infine il terzo è il **metodo di Mindlin**, tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il secondo metodo differisce dal primo per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi meglio si adatta ai terreni stratificati. Il terzo metodo differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico (i primi due pongono il carico esclusivamente sulla frontiera), quindi meglio si presta al caso di fondazioni poste a una profondità di una certa importanza (il metodo risulta equivalente a quello di Boussinesq nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico). L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu}}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7}}{-\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5}} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un'integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a " Q ", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

7. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni, assume, in special modo nella fase di esercizio, una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi. Nell'evolversi della fase di cedimento, il terreno passa da uno stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a uno nuovo, per effetto del carico addizionale applicato. La variazione dello stato tensionale di cui sopra, produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo, localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento, che nel caso in esame è quello verticale. Nonostante che la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che modellare il terreno (ai fini del calcolo dei cedimenti) come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. Diversi sono i metodi esistenti in letteratura per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi) quelli implementati vengono di seguito descritti.

Il metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo;

- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi edometrica, quindi l'approssimazione del risultato è tanto migliore quanto più ridotto è il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni. Tuttavia lo stesso è dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Il metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita;
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera;
- $\Delta \sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$) del cedimento elastico per la fondazione in esame.

8. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Di seguito, per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :

per tipologie travi e plinti superficiali:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento;
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- **Base** larghezza della sezione trasversale dell'elemento;
- **Altezza** altezza della sezione trasversale dell'elemento;
- **Lung. Elem.** dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento;
- **Lung. Travata** nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti lo stesso allineamento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale dell'insieme.

per tipologia platea:

- **Indice Strat.** indice della stratigrafia associata all'elemento;
- **Prof. Fon.** profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- **Dia. Eq.** diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento;
- **Spessore** spessore dell'elemento;
- **Superficie** superficie dell'elemento;
- **Vert. Elem.** Numero dei vertici che costituiscono l'elemento;
- **Macro** nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti un'unica macrostruttura, rappresenta il numero identificativo della stessa.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla Macro in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :

per tipologie travi e plinti superficiali:

- **Cmb** numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);

- Tipologia tipologia della combinazione di carico;
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame;
- Ecc. B valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- Ecc. L valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Taglio B valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- S.Taglio L valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Normale valore del carico Normale agente sul piano di fondazione;
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale;
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale.

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Tipologia tipologia della combinazione di carico;
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame;
- Press. N1 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento;
- Press. N2 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento;
- Press. N3 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento;
- Press. N4 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento;
- S.Taglio X valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse X del riferimento globale;
- S.Taglio Y valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse Y del riferimento globale.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le Macro Azioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi platea) del plinto equivalente alla Macro in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Strato Rot. strato nel quale si attinge il minor valore di portanza rispetto al numero di strati interessati dal cuneo di rottura;
- Ver.TB valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- S.T.B / TB rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Ver.TL valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.T.L / TL rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale;
- Qlim q valore del termine relativo al sovraccarico nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim g valore del termine relativo alla larghezza della base di fondazione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim c valore del termine relativo alla coesione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);

- ammissibile);
- Qres T valore della capacità portante relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Tale valore risulta non nullo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- QLIM valore della capacità portante totale quale somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di Qres T (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile);
- T.T. / QLIM rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale e il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla Macro in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali :

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia;
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento;
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno;
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$).

9. TABULATI DI CALCOLO

9.1 PARAMETRI DI CALCOLO :

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Per terreni sciolti:		Hansen
Coeff. Alfa1	$2 < Alfa1 < 5$:	3
Coeff. Alfa2	$2 < Alfa2 < 5$:	4

Combinazioni di carico da approccio progettuale TIPO 2

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Riduzione dimensioni per eccentricità	: Si
Fattori di forma della fondazione	: Si
Fattori di profondità del piano di posa	: Si
Fattori di inclinazione del carico	: Si
Fattori di punzonamento (Vesic)	: Si
Fattore riduzione effetto piastra (Bowles)	: Si
Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea	: 20,00 %
Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea	: 20,00 %

Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):

Coeff. sismico orizzontale $K_h = 0,074$
Angolo d'attrito alla quota di fond.= 21,0
Fattore correttivo $Z_c = 0,976$
Fattore correttivo $Z_q = 0,928$

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE e SLD nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Coeff. parziale di sicurezza F_c	(statico)	: 2,50
Coeff. parziale di sicurezza F_q	(statico)	: 2,50
Coeff. parziale di sicurezza F_g	(statico)	: 2,50
Coeff. parziale di sicurezza F_c	(sismico)	: 3,00
Coeff. parziale di sicurezza F_q	(sismico)	: 3,00
Coeff. parziale di sicurezza F_g	(sismico)	: 3,00

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per $\tan(\phi)$	(statico)	: 1,25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per c'	(statico)	: 1,25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per C_u	(statico)	: 1,40
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per $\tan(\phi)$	(sismico)	: 1,00

Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per c'	(sismico)	: 1,25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per Cu	(sismico)	: 1,40
Coeff. R1 capacità portante		: 1,00
Coeff. R2 capacità portante		: 1,80
Coeff. R3 capacità portante		: 2,30
Coeff. R1 scorrimento		: 1,00
Coeff. R2 scorrimento		: 1,10
Coeff. R3 scorrimento		: 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali :

Fattore per l'adesione	$6 < Ca < 10$: 8
Fattore per attrito ter.-fond.	$5 < Delta < 10$: 7
Frazione di spinta passiva fSp		: 30,00 %

9.2 ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione	: 001 / Stratigrafia
Numero strati	: 2
Profondità falda	: 360,00 cm.

Strato n°	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Effetto Attr. Neg.
1	da 0,0 a -360,0 cm.	360,0 cm.	002 / Alluvioni di fondovalle	Assente
2	da -360,0 a -1560,0 cm.	1200,0 cm.	001 / Sabbia argillosa compatta	Assente

9.3 ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno	: 002 / Alluvioni di fondovalle
Comportamento del terreno	: Condizione drenata

Peso Spec.	Peso Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Coes. non Dren.	Mod. Edo.	Mod. Ela.	Poisson	D.R.	RQD	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi (°)	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²		%	%	
1,560 E-3	2,000 E-3	21,000	0,200	0,000	200,000	99,586	0,391	60,0	0,0	0,81

Indice / Descrizione terreno	: 001 / Sabbia argillosa compatta
Comportamento del terreno	: Condizione drenata

Peso Spec.	Peso Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Coes. non Dren.	Mod. Edo.	Mod. Ela.	Poisson	D.R.	RQD	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi (°)	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²		%	%	
1,700 E-3	2,000 E-3	29,000	0,190	0,000	150,000	97,455	0,340	60,0	0,0	0,83

9.4 DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento	Tipologia	Indice Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vert. Elem.	Macro
		n°	cm	cm	cm	cm ²	n°	n°
PLATEA N° 1	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 2	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 3	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 4	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 5	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 6	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 7	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 8	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 9	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 10	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 11	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 12	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 13	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 14	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 15	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 16	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 17	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 18	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1

PLATEA N° 411	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 430	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 431	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 432	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 433	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 434	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 435	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 436	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 437	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 438	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 439	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 458	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 459	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1
PLATEA N° 460	Platea	001	270,00	56,42	40,00	2500,00	4	1

Elemento	Tipologia	Indice Strat. n°	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
MACRO N° 1	Macro-Platea	001	270,00	500,00	40,00	500,00	500,00

9.5 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni SLU sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. GammaRD = 1.10

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportate le sole combinazioni maggiormente gravose per ogni verifica.

ELEMENTO : PLATEA MACRO N° 1

Cmb n°	Tipologia	Sismica	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cmq	T.T. max daN/cmq
015	SLV A1	Si	62,6	-18,7	16137,1	-4872,4	-105163,7	-0,052	-0,889
042	SLV A1	Si	18,8	62,4	4841,1	16241,4	-105163,7	-0,052	-0,889

Cmb n°	Strato Rot. n°	Ver. TB daN	S.T.B / TB	Ver. TL daN	S.T.L / TL	Sgm. Lt. daN/cmq	Qlim q daN/cmq	Qlim g daN/cmq	Qlim c daN/cmq	Qres T daN/cmq	QLIM daN/cmq	T.T. / QLIM
015/SLV A1	1 di 2	41597,4	0,427	41597,4	0,129	-0,421	-1,456	-0,133	-1,746	0,000	-3,335	0,293
042/SLV A1	1 di 2	41610,5	0,128	41610,5	0,429	-0,421	-1,562	-0,157	-1,889	0,000	-3,608	0,271