

**COMUNE DI PETRALIA SOPRANA**  
(PROVINCIA DI PALERMO)

**PROGETTO ESECUTIVO  
DEI LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE  
NELL'AREA MISTA (ARTIGIANALE - INDUSTR.) DI MADONNUZZA  
1° STRALCIO**

*Aggiornato al prezzario regionale 2013 e  
Adeguito al D.Lgs n. 50 del 18 aprile 2016 e s.m.i.*

**Comune di Petralia Soprana - Prov. di Palermo**  
**3° SETTORE - Gestione del Territorio**

Visto si esprime parere favorevole in linea tecnica ai sensi dell'art.5  
comma 3) della L.R. n. 12 del 12/07/2011.

Parere prot. n. 622  
del 04/10/2017

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**  
Geom. La Placa Pietro



**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Comune di Petralia Soprana - Prov. di Palermo**  
**3° SETTORE - Gestione del Territorio**

Si attesta che il presente atto è stato verificato e validato ai sensi  
dell' art. 26 del D.L. 50/1016 in data 04/10/2017

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**  
Geom. La Placa Pietro



18 MAG 2017

PETRALIA SOPRANA LI' \_\_\_\_\_

**IL R.U.P.**

**Comune di Petralia Soprana**  
**UFFICIO TECNICO**  
Geom. Pietro La Placa



**IL PROGETTISTA**

(Ing. Michele Zafonti)



## **RELAZIONE GEOTECNICA**

Oggetto della presente relazione sono i lavori di completamento delle infrastrutture nell'area mista artigianale-industriale di Madonnuzza "Progetto generale definitivo" nel Comune di Petralia Soprana (PA).

I terreni che verranno interessati dal progetto sono stati raggruppati in due diverse categorie:

Terreni di tipo A : Fanglomerati;

Terreni di tipo B : Argille grigio-azzurre.

La natura dei terreni affioranti e soprattutto dei terreni costituenti il substrato, consentono di realizzare le opere previste in progetto in condizioni di sicurezza.

Per il terreno di fondazione, si sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

- |                             |                               |
|-----------------------------|-------------------------------|
| ⇒ peso dell'unità di volume | $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$ |
| ⇒ coesione drenata          | $C' = 2.46 \text{ t/m}^2$     |
| ⇒ angolo di attrito interno | $\phi = 25^\circ$             |

### **CAPACITA' PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE**

#### **Normative di riferimento:**

✓ **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

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

✓ **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

## Introduzione

Per fondazione s'intende una struttura adatta a trasmettere il peso del fabbricato e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso.

Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

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 Prandth e successivi).

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

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg}\varphi \quad \text{valida anche per i terreni}$$

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

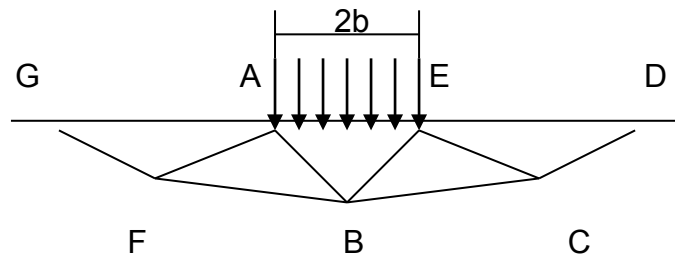
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma = 0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma * \operatorname{tg}\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato 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  $q = B * c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cotg\varphi * [e^{\pi \tg\varphi} * \tg^2(45^\circ + \varphi/2) - 1]$$

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c = 0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q = 0$ , secondo la teoria di Prandth, 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.

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione :

$$q = A * \gamma_1 + B * c$$

che sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandth, ma 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 Prandth una inclinazione  $\Psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno – opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  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  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  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 Prandth 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:

$$\text{tg}\varphi_{\text{rid}} = 2/3 * \text{tg}\varphi \quad \text{e} \quad c_{\text{rid}} = 2/3 * c$$

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

$$q_{\text{ult}} = c * N_c + \gamma * D * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma$$

dove:

$$N_q = a^2 / 2 \cos^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$a = \exp^{(0,75\pi - \varphi/2)\text{tg}\varphi}$$

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

$$N_\gamma = (\text{tg}\varphi/2) * [(K_{p\gamma}/\cos^2\varphi) - 1]$$

Petralia Soprana, li

Il Progettista  
(Ing. Michele Zafonti)