

# Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 17-01-2018 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, 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.

# GDW

Versione: 2015

<b>1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.</b>	<b>3</b>
<b>2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.</b>	<b>3</b>
2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb.....	3
2.2 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe .....	4
2.3 - Carico uniforme sul terrapieno .....	4
2.4 - Spinta attiva in condizioni sismiche .....	4
2.7 - Spinta idrostatica.....	5
2.8 - Resistenza passiva.....	5
<b>3 - Carico limite di fondazioni superficiali su terreni</b>	<b>6</b>
3.1 – Metodo di Vesic .....	6
<b>Esempio 1 – Briglia in gabbioni h=300 cm (-) [FILE: BrGab_H300.gdw]</b>	<b>8</b>
<b>Esempio 2 – Briglia in gabbioni h=300 cm (-) [FILE: BrGab_H300_Qlim.gdw]</b>	<b>10</b>
<b>Conclusioni</b>	<b>11</b>

## 1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

**GDW** è un programma per l'analisi di briglie in gabbioni ed in calcestruzzo. Il software esegue il calcolo geotecnico utilizzando la teorie di Coulomb e Mononobe ed Okabe (Coulomb in presenza di sisma) ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

## 2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

### 2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \gamma_t z$$

La spinta  $S_t$  è applicata ad  $1/3 H$  di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_a$ :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau

- $\gamma_t$  = Peso unità di volume del terreno;
- $\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- $\phi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $\delta$  = Angolo di attrito terra-muro;
- $\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
- $H$  = Altezza della parete.

## 2.2 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo  $\beta$  di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\alpha$  di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

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

con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

## 2.3 - Carico uniforme sul terrapieno

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a Q \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a  $S_q$ :

$$S_q = K_a QH \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad  $H/2$ , avendo indicato con  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

## 2.4 - Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

$H$  = altezza muro

$k_v$  = coefficiente sismico verticale

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno

$K$  = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

$E_{ws}$  = spinta idrostatica dell'acqua

$E_{wd}$  = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $q$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con  $H'$  altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

## 2.7 - Spinta idrostatica

La falda con superficie distante  $H_w$  dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità  $z$ , sono espresse come segue:

$$P_w = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$ ), peso efficace del materiale immerso in acqua.

## 2.8 - Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \gamma_t z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di  $\delta$  pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di  $K_p$  secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}$$

### 3 - Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

#### 3.1 – Metodo di Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; 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. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

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

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;

$c_u$  = coesione non drenata;

$q$  = pressione litostatica totale sul piano di posa;

$s_c$  = Fattore di forma ;

$s_c$  = 0,2 ( $B'/L'$ ) per fondazioni rettangolari

$i_c$  = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

$A_f$  area efficace della fondazione

$c_a$  aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

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:

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

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \left( \frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

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

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

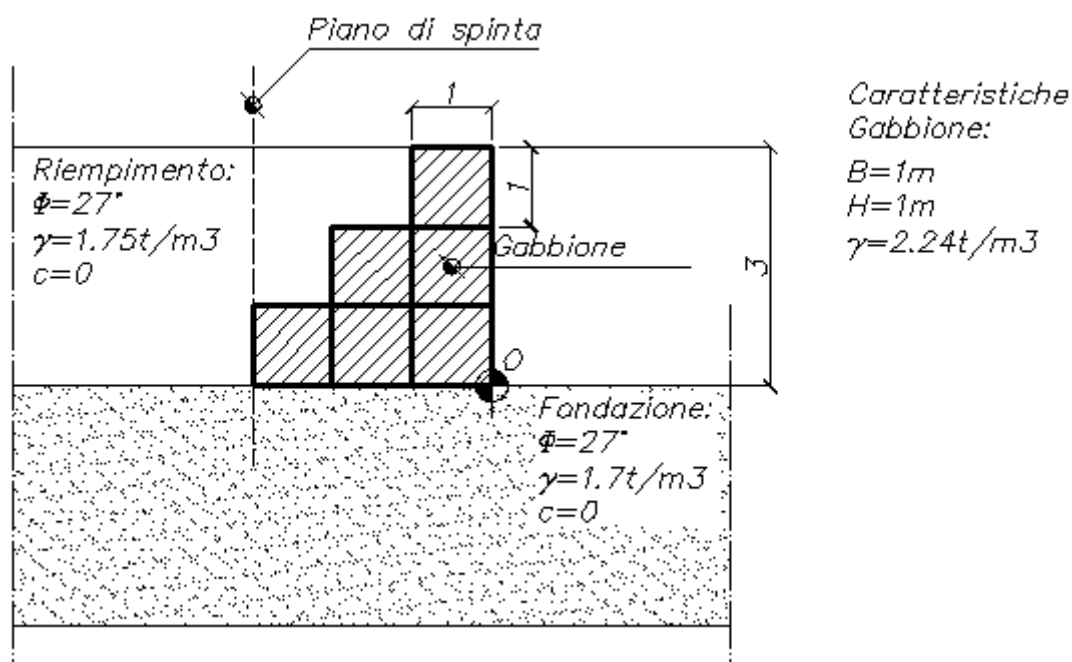
$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

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

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

**Esempio 1 – Briglia in gabbioni h=300 cm (-) [FILE: BrGab\_H300.gdw]**

Si supponga di dover eseguire la verifica a ribaltamento di una briglia in gabbioni di altezza  $H$  pari a 3 m, posta a sostegno di un terreno di riempimento sabbioso di peso pari a  $1.75 \text{ t/m}^3$ , caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio  $\phi'=27^\circ$  e da coesione nulla. Il terreno di fondazione è caratterizzato da un peso pari a  $1.7 \text{ t/m}^3$  e da un angolo di resistenza a taglio pari a  $26^\circ$ . Lo schema di analisi è quello mostrato nella seguente figura:

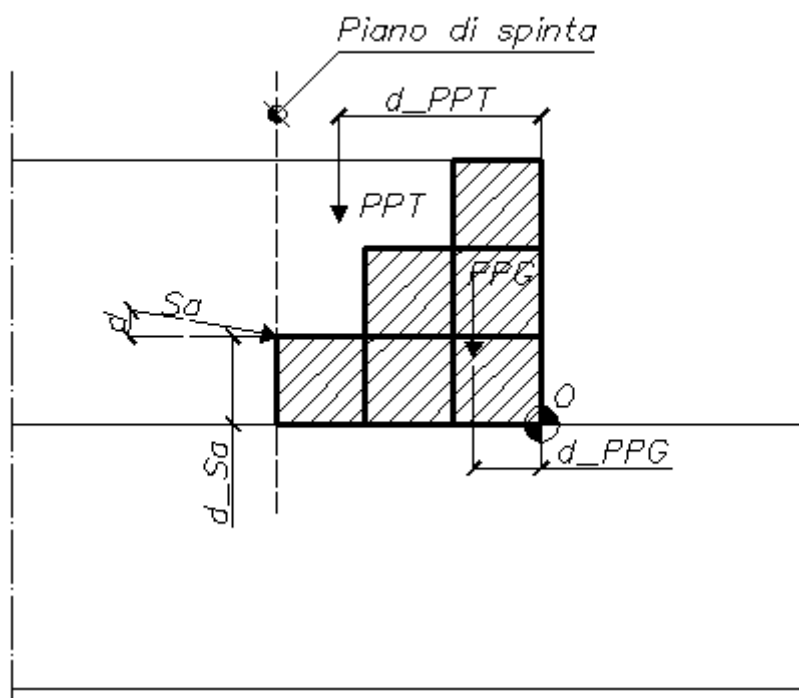


**Figura 1:** Schema di calcolo della briglia

Il calcolo del fattore di sicurezza a ribaltamento è determinato con riferimento al centro di rotazione "O". Lo schema delle forze da considerare nel calcolo è il seguente:



## SCHEMA DELLE FORZE



**Figura 2:** Schema delle forze

I simboli utilizzati nella precedente figura hanno il seguente significato:

- $S_a$  è la spinta del terreno di riempimento in condizioni di stato limite attivo (calcolata secondo la teoria di Coulomb) e  $d_{S_a}$  è la relativa distanza dal punto O;
- $d$  è l'angolo di attrito all'interfaccia terra muro (o terra – terra se il piano di spinta è immerso nel terreno come nel caso attuale);
- PPT è il peso proprio del terreno posto sulla parte di monte dei gabbioni e  $d_{PPT}$  è la relativa distanza dal punto O;
- PPG è il peso globale dei gabbioni e  $d_{PPG}$  è la relativa distanza dal punto O;

Per mezzo del calcolo manuale si perviene ai seguenti risultati:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a = 25.5157 \frac{\text{kN}}{\text{m}} [k_a = 0.3304]$$

$$d_{S_a} = \frac{H}{3} = 3\text{m}$$

$$PPT = 1 \cdot B_{Gab} \cdot H_{Gab} \cdot \gamma + 2 \cdot B_{Gab} \cdot H_{Gab} \cdot \gamma = 51.4815 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{PPT} = \frac{34.3210 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2\text{m} + 17.1605 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2.5\text{m}}{51.4815 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 2.1666\text{m}$$

$$PPG = 1 \cdot BGab \cdot HGab \cdot \gamma_g + 2 \cdot BGab \cdot HGab \cdot \gamma_g + 3 \cdot BGab \cdot HGab \cdot \gamma_g = 132.0000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d\_PPG = \frac{22.0000 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.5\text{m} + 44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.0\text{m} + 66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5\text{m}}{132.0000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1.1666\text{m}$$

Il momento ribaltante vale:

$$Mr = Sa \cdot \cos(\delta) \cdot d\_Sa = 22.7346 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$Ms = Sa \cdot \sin(\delta) \cdot d\_VSa + PPT \cdot d\_PPT + PPG \cdot d\_PPG = 300.2826 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Dai precedenti calcoli deriva il seguente fattore di sicurezza:

$$Fs\_Rib = \frac{Ms}{Mr} = \frac{300.2826 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}}{22.7346 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}} = 13.2081$$

Il software GDW fornisce per il fattore di sicurezza pari a 13.20, e quindi (a meno di approssimazioni dei risultati) i fattori di sicurezza coincidono con uno scarto prossimo allo 0%.

## Esempio 2 – Briglia in gabbioni h=300 cm (-) [FILE: BrGab\_H300\_Qlim.gdw]

Per lo stesso schema di calcolo di cui al paragrafo precedente eseguire la verifica nei confronti del collasso per carico limite ultimo della fondazione. Con i simboli utilizzati nell'esempio precedente, si calcolano innanzi tutto i fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{1.6007} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{27}{2} \right) = 4.9565 \cdot 2.6629 = 13.1986$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = 12.1986 \cdot \cot(27) = 12.1986 \cdot 1.9627 = 23.9422$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' = 2 \cdot 14.1986 \cdot 0.5095 = 14.4683$$

Si calcola quindi il termine correttivo dovuto all'inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1} = \left( 1 - \frac{22.7346 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{195.0653 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right)^{m+1} = \left( 1 - \frac{22.7346 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{195.0653 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right)^{2+1} = 0.6895$$

$m = 2$

Si calcola quindi l'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione. Portando in conto i calcoli fatti all'esempio precedente risulta:

$$e = -0.039\text{m}$$

E quindi la base efficace risulta essere:

$$B' = B - 2 \cdot e = 3\text{m} - 0.078\text{m} = 2.922\text{m}$$

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} = 0.5 \cdot 16.6702 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.922\text{m} \cdot 14.4690 \cdot 0.6895 = 242.9762 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La tensione di esercizio è valutata con la seguente formula:

$$Q_e = \frac{V}{B} - \frac{6 \cdot R \cdot e}{B^2} + \frac{12 \cdot R \cdot e}{B^3} x$$

Le tensioni massime in valore assoluto si hanno in corrispondenza degli estremi della fondazione:

$$Q_e(x = 0) = \frac{V}{B} = 66.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} Q_e(x = B') &= \frac{V}{B'} - \frac{6 \cdot R \cdot e}{B'^2} + \frac{12 \cdot R \cdot e}{B'^2} = \frac{195.0653 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{3\text{m}} + \frac{6 \cdot 195.0653 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.039\text{m}}{9\text{m}} - \frac{12 \cdot 195.0653 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.039}{9\text{m}} = \\ &= 65.0217 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 5.0716 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 10.1433 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 59.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Il fattore di sicurezza risulta essere:

$$F_s_{Q_{lim}} = \frac{Q_{lim}}{Q_{e\_max}} = \frac{242.9762}{66.75} = 3.64$$

Con uno scarto del 6% rispetto al valore fornito dal programma che è 3.43.

## Conclusioni

Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi rispetto al calcolo effettuato manualmente.