

# **OPERE di SOSTEGNO**

## **FLESSIBILI in GABBIONATE**

*Criteria di Dimensionamento e Progettazione*  
estratto dal “Manuale di Progettazione” in fase di realizzazione



*Ing. Piero Bongio*



---

## Indice

<i>Premessa</i> .....	3
<i>Determinazione della spinta esercitata sulle gabbionate</i> .....	5
Effetto attrito muro-terreno .....	6
<i>Verifica allo slittamento</i> .....	7
<i>Verifica al ribaltamento</i> .....	9
<i>Verifica di capacità portante</i> .....	10
<i>Verifica di stabilità interna</i> .....	13
<i>Analisi di stabilità globale</i> .....	17
<i>Analisi in Condizioni Sismiche</i> .....	21
<b>Analisi Pseudo-Statica</b> .....	22
Modelli di Riferimento.....	22
Azioni Sismiche .....	23
Spinta di calcolo del terreno e dell'acqua .....	24



## **Premessa**

Il presente lavoro vuole fornire i criteri generali necessari per la progettazione di strutture di sostegno che ricorrono all'utilizzo di gabbioni.

Esso costituisce una breve sintesi del "Manuale di Progettazione" in via di realizzazione e presto messo a disposizione dei Progettisti dalla Borghi Azio S.p.A. come strumento completo ed esaustivo per il dimensionamento e le verifiche necessarie per la costruzione di un muro in gabbioni.

I gabbioni non sono altro che elementi di forma prismatica (parallelepipedo) costituiti da una rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale e riempiti con materiale lapideo di idonea pezzatura.

All'interno dei singoli parallelepipedi sono, a volte, inseriti degli elementi di rete (diaframmi) allo scopo di rinforzare la struttura e facilitarne il riempimento con i sassi.

I gabbioni arrivano in cantiere opportunamente piegati, in modo da occupare il minor spazio possibile, rendendo economico il trasporto. All'arrivo nel punto dove occorre realizzare l'intervento di sostegno, i gabbioni vengono aperti e attraverso operazioni di legatura con filo metallico lungo gli spigoli si provvede alla formazione degli elementi scatolari. Infine si procede con il riempimento con materiale lapideo adeguato.

I vari elementi sono saldamente unite tra loro mediante legatura con filo metallico al fine di ottenere una struttura di natura monolitica.

La scelta di utilizzare i gabbioni per la struttura di sostegno è dettata dalle seguenti motivazioni:

### *a) Economicità*

Sono strutture che hanno un costo ridotto per una serie di ragioni:

- Assenza di costi per la manutenzione
- Non occorre prevedere costosi interventi per il drenaggio



- Facile reperimento del materiale lapideo di riempimento, reperito in loco.
- Elevata facilità realizzativa (non occorre manodopera specializzata)
- Non occorre prevedere fondazioni particolari

*b) Permeabilità*

Data la pezzatura del materiale lapideo di riempimento, le strutture in gabbioni si presentano altamente permeabili all'acqua inibendo la formazione di pericolose spinte idrostatiche in grado di minacciare la stabilità della struttura stessa.

*c) Flessibilità ed Elasticità*

Le strutture in gabbioni sono estremamente elastiche e flessibili, nel senso che sono in grado di sopportare deformazioni e cedimenti differenziali senza che ne venga compromessa la stabilità e la funzionalità.

Al fine della loro progettazione, le strutture di sostegno in gabbioni vengono assimilate a classici muri a gravità.

L'opera di sostegno in gabbioni si dimensiona, dunque, verificando la sua stabilità nei confronti di cinematismi di rotazione e slittamento, nel rispetto dei margini di sicurezza fissati da normativa e abitualmente accettati nella pratica professionale. Viene spesso trascurata, a favore della sicurezza la spinta passiva della terra agente a valle del muro.



## Determinazione della spinta esercitata sulle gabbionate

La pressione agente sulla gabbionata ad una generica quota  $z$ , misurata a partire dalla sommità dell'opera, è determinata con la seguente espressione:

$$p'(z) = [\sigma'(z) + q] \cdot K_a(z)$$

dove:

- $\sigma'(z)$  è la tensione verticale efficace
- $K_a(z)$  è il coefficiente di spinta attiva alla generica quota  $z$
- $q$  è il sovraccarico uniformemente distribuito

Per quanto riguarda il punto di applicazione della spinta si assumerà che esso sia concedente con il baricentro del diagramma delle pressioni.

I valori del coefficiente di spinta attiva possono essere dedotti dall'equazione di Muller-Breslau (1924):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_{gab}) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta_{gab} + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta_{gab}) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]}$$

dove:

- $\beta$  è l'inclinazione rispetto alla verticale del paramento interno del muro;
- $\delta_{gab}$  è l'angolo d'attrito terrano-gabbione.



- $i$  è l'angolo d'inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno.

La spinta calcolata risulta inclinata di un angolo pari a  $\delta_{gab}$  rispetto alla normale della superficie sulla quale si intende esercitata la spinta.

La risultante di spinta attiva sarà data dall'espressione seguente:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{terreno} \cdot H^2 \cdot K_a + q \cdot H \cdot K_a$$

dove  $H$  è la lunghezza della superficie sulla quale si intende agente la spinta  $S$ , generalmente l'altezza del muro.

### **Effetto attrito muro-terreno**

Per effetto degli spostamenti relativi tra il muro in gabbioni ed il terreno posto a tergo di esso, insorgono sforzi di taglio in corrispondenza della loro interfaccia. Il terreno di rinfiango, in condizioni di spinta attiva, si sposta verso l'esterno: per effetto di questo spostamento, il terreno a tergo del muro si sposta verso il basso rispetto alla struttura di sostegno.

Se siamo in presenza di attrito non nullo tra muro e terreno ( $\delta_{gab} \neq 0$  vale a dire interfaccia muro-terreno non liscia), gli spostamenti relativi sopraccitati determinano una forza di tipo tangenziale diretta verso il basso sul muro e per ovvie ragioni verso l'alto sul terreno.

L'esistenza di forze d'attrito in corrispondenza dell'interfaccia terreno-muro in gabbioni riduce, dunque, considerevolmente la componente orizzontale della spinta che si esercita sulla struttura di sostegno e conseguentemente il momento ribaltante.



Per i muri in gabbioni si può assumere  $\delta_{gab} = \phi'$ , vale a dire l'angolo d'attrito terreno-gabbione può essere confuso con l'angolo di resistenza al taglio del terreno, o in via del tutto cautelativa e prudenziale  $\delta_{gab} = 2/3 \phi'$ .

### Verifica allo slittamento

Viene eseguita, confrontando la risultante delle forze orizzontali che tendono a far slittare il muro in gabbioni verso valle (forze instabilizzanti) e la risultante delle forze di verso contrario, che si oppongono a tale movimento (forze stabilizzanti).

La risultante delle forze stabilizzanti che si oppongono allo scivolamento verso l'esterno della struttura  $R$  e la risultante delle forze instabilizzanti  $S_{scivolamento}$  risultano essere uguale rispettivamente a :

$$R = \mu \cdot \left[ (W_{gabbioni} + W_{mensola}) \cdot \cos \alpha_{base} + S_{\perp} \right] + c' \cdot B_{base} + (W_{gabbioni} + W_{mensola}) \cdot \sin \alpha_{base}$$

$$S_{scivolamento} = S_{=}$$

dove:

- $\mu$  è il coefficiente d'attrito muro-terreno, uguale alla tangente dell'angolo d'attrito muro-terreno, posto coincidente con una frazione  $d$  dell'angolo d'attrito del terreno,  $\mu = \tan(\delta \cdot \phi')$ .
- $W_{gabbioni}$  è il peso dell'opera.
- $W_{mensola}$  è il peso dell'eventuale terreno a "mensola"
- $S_{\perp}$  è la componente della spinta dovuta al terreno ed ai sovraccarichi accidentali ortogonale alla base del muro.
- $S_{=}$  è la componente della spinta dovuta al terreno ed ai sovraccarichi parallela alla base del muro.



- 
- $\alpha_{base}$  è l'inclinazione del piano di posa della struttura.
  - $c'$  è la coesione del terreno presente sotto la fondazione dell'opera.
  - $B_{base}$  è la larghezza della base della struttura.

Il fattore di sicurezza allo scorrimento è definito come rapporto tra  $R$  e  $S_{scivolamento}$

$$F_{S_{scivolamento}} = \frac{R}{S_{scivolamento}}$$

la verifica allo scorrimento dell'opera si intende superata nel caso in cui si ottenga un  $F_{S_{scivolamento}} > 1.3$ .





## Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nello stimare i momenti ribaltanti e quelli stabilizzanti agenti sull'opera in gabbioni, riferiti al punto più esterno della base del muro. Momento stabilizzante  $M_{stab}$  e momento ribaltante  $M_{instab}$  sono forniti dalle espressioni seguenti:

$$M_{stab} = W_{gabbioni} \cdot b_{gabbioni} + W_{mensola} \cdot b_{mensola} + S_{ver} \cdot b_{ver}$$

$$M_{instab} = S_{or} \cdot b_{or}$$

dove:

- $W_{gabbioni}$  è il peso dell'opera.
- $W_{mensola}$  è il peso dell'eventuale terreno a "mensola"
- $S_{ver}$  è la componente verticale della spinta del terreno e dei sovraccarichi.
- $S_{or}$  è la componente orizzontale della spinta del terreno e dei sovraccarichi.
- $b_i$  sono i bracci delle forze  $W_{gab}$ ,  $S_{oriz}$  e  $S_{ver}$  misurati dal punto più esterno (verso valle) dell'opera.

Il fattore di sicurezza al ribaltamento è definito come rapporto tra  $M_{stab}$  e  $M_{instab}$

$$Fs_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{instab}}$$

la verifica al ribaltamento dell'opera si intende superata nel caso in cui si ottenga un  $Fs_{rib} > 1.5$ .



## Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante consiste nel confronto tra la  $\sigma_{amm}$  e lo sforzo  $\sigma$  dovuto alla somma delle componenti verticali delle forze agenti sull'area efficace equivalente del "gabbione di base".

La valutazione della capacità portante limite e ammissibile si effettua con la formula trinomia di Terzaghi nella quale le espressioni dei coefficienti sono forniti da diversi autori (Hansen, Meyerhof, Skempton, Vesic):

$$q_{lim} = q_{lim\gamma} + q_{limq}$$

$$q_{amm} = \frac{q_{lim}}{F_s}$$

$$q_{lim\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_B \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$q_{limq} = q' \cdot B' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

$$\gamma'_B = \gamma + \frac{z_w - D}{D} \cdot (\gamma - \gamma') \quad \text{con } \gamma' \leq \gamma'_B \leq \gamma$$

$$B' = B - 2 \cdot e_g$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

$$q' = \gamma'_B \cdot D$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{\alpha_R}{\pi/2} \right)^2$$



$$i_{\gamma} = \left( 1 - \frac{\alpha_R}{\phi'} \right)^2$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.1 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi'$$

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

$$d_{\gamma} = 1$$

dove:

- $q_{lim}$  è la capacità portante limite.
- $F_s$  è il fattore di sicurezza, posto uguale a 2.
- $q_{amm}$  è la capacità portante ammissibile.
- $B'$  è la larghezza efficace equivalente del gabbione di base
- $\phi'$  è l'angolo d'attrito del terreno.
- $N_q$  e  $N_{\gamma}$  sono coefficienti di capacità portante.
- $D$  è l'affondamento da piano campagna della fondazione
- $z_w$  è l'affondamento della falda freatica da piano campagna
- $q'$  è la pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della gabbionata
- $i_{\gamma}$  e  $i_q$  sono coefficienti di inclinazione del carico
- $s_{\gamma}$  e  $s_q$  sono coefficienti di forma
- $L$  è la lunghezza del muro, posta = 1 m in quanto si prende in considerazione una porzione unitaria di gabbionata.



- 
- $\alpha_R$  è l'inclinazione della retta d'azione della risultante delle forze agenti sul piano di posa della gabbionata.
  - $d_q$  e  $d_\gamma$  sono coefficienti di profondità.

La verifica di capacità portante si intende superata quando lo sforzo ottenuto dividendo la risultante  $N$  delle forze normali al piano di posa per l'area equivalente efficace  $B \cdot L$  risulta minore della capacità portante ammissibile.

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot L} \leq q_{\text{amm}} = \frac{q_{\text{lim}}}{F_s}$$

con fattore di sicurezza posto uguale a 2.



## Verifica di stabilità interna

Tale verifica risulta necessaria per controllare che gli sforzi normali  $\sigma_i$  e tangenziali  $\tau_i$  indotti all'interno della struttura (il pedice "i" sta ad indicare interno) devono risultare inferiori ai corrispondenti valori ammissibili  $\sigma_{iamm}$  e  $\tau_{iamm}$ , in modo tale da scongiurare la possibilità di registrare deformazioni eccessive in grado di minare la stabilità dell'opera. I valori degli sforzi  $\sigma_{iamm}$  e  $\tau_{iamm}$  sono deducibili da formule di natura empirica:

$$\sigma_{iamm} = 5 \cdot \gamma_{gabbioni} - 3$$

$$\tau_{iamm} = N \cdot \tan \phi^* + C_{gab}$$

dove:

- $\gamma_{gabbioni}$  è il peso di volume del riempimento, il quale dipende dalla natura litologica dello stesso e dal grado di addensamento, [ t/m<sup>3</sup> ].
- $\phi^*$  è l'angolo d'attrito interno fittizio dei gabbioni, il quale viene valutato attraverso una formula di natura empirica  $\phi^* = 25 \cdot \gamma_{gab} - 10^\circ$ . Tale parametro dipende, per ovvie ragioni, dall'addensamento del materiale lapideo di riempimento (il peso specifico dello stesso ne fornisce indicazioni).
- $C_{gab}$  è la coesione fittizia, imputabile alla presenza della rete metallica. Essa si stima attraverso una formula di natura empirica,  $C_{gab} = 0.03 \cdot Pu - 0.05$ , dove Pu è il peso di rete metallica presente in un metro cubo di opera, [ Kg/m<sup>3</sup> ]. Questo parametro si può dedurre dalle Tabelle riportate di seguito, dove è deducibile il peso approssimato dei vari gabbioni in funzione del tipo di maglia, del diametro del filo utilizzato, dalla presenza o meno di diaframmi, ecc.



Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 6x8						
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg		Diaframmi
				Senza diaframmi	Con diaframmi	
				Filo	Filo	
m	m	m	m <sup>3</sup>	Ø 2,7 mm	Ø 2,7 mm	n
1,5	1	0,5	0,75	11,3	-	-
2	1	0,5	1,00	13,3	15,6	1
3	1	0,5	1,50	19,0	22,5	1
1,5	1	1	1,50	15,3	-	2
2	1	1	2,00	18,60	21,5	3
1	1	1	1,00	13,0	-	4
3	1	1	3,00	25,8	29,2	-

Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio Maglia cm 8x10								
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg				Diaframmi
				Senza diaframmi		Con diaframmi		
				Filo	Filo	Filo	Filo	
m	m	m	m <sup>3</sup>	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	Ø 2,7 mm	Ø 3,0 mm	n
1,5	1	0,5	0,75	9,5	11,5	-	-	-
2	1	0,5	1,00	11,4	14,6	12,6	15,5	1
3	1	0,5	1,50	16,0	20,0	17,5	21,5	2
4	1	0,5	2,00	20,7	26,0	23,0	28,0	3
1,5	1	1	1,50	12,8	16,1	-	-	-
2	1	1	2,00	15,3	19,3	17,0	21,0	1
1	1	1	1,00	10,5	12,5	-	-	-
3	1	1	3,00	21,3	26,8	24,5	30,0	2
4	1	1	4,00	26,3	34,0	31,5	39,0	3

Gabbioni a scatola in lega zinco alluminio plastificati Maglia cm 8x10						
Lunghezza	Larghezza	Altezza	Capacità	Peso approssimato per gabbione - Kg		Diaframmi
				Senza diaframmi	Con diaframmi	
				Filo	Filo	
m	m	m	m <sup>3</sup>	Ø 2,7 mm	Ø 2,7 mm	n
1,5	1	0,5	0,75	11,3	-	-
2	1	0,5	1,00	13,6	14,8	1
2,5	1	0,5	1,25	16,4	17,7	1
3	1	0,5	1,50	18,7	21,0	2
4	1	0,5	2,00	22,5	26,0	3
5	1	0,5	2,50	27,0	32,2	4
1,5	1	1	1,50	15,3	-	-
2	1	1	2,00	18,2	20,0	1
2,5	1	1	2,50	20,4	23,1	1
3	1	1	3,00	24,3	28,4	2
4	1	1	4,00	31,2	37,0	3



Alla determinazione degli sforzi normali agenti allo spigolo di valle  $\sigma_{vi}$  e allo spigolo di monte  $\sigma_{mi}$  della sezione di verifica, si perviene osservando che tali sforzi sono causati da una sollecitazione composta di pressoflessione:

$$\sigma_{vi} = \frac{N}{B_{base}} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B_{base}} \right)$$

$$\sigma_{mi} = \frac{N}{B_{base}} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B_{base}} \right)$$

dove:

- N è la somma di tutte le forze normali al piano di base dell'opera agenti sulla gabbionata.
- $B_{base}$  è la lunghezza del piano di base dell'opera.
- e è l'eccentricità della risultante delle forze agenti sull'opera, ossia la distanza del suo punto di incontro con la sezione di verifica misurata dal baricentro della sezione stessa.

$$e = \frac{B_{base}}{2} - u$$

- u rappresenta la distanza del punto di intersezione tra la retta d'azione della risultante delle forze agenti sulla gabbionata ed il piano di base, misurata a partire dallo spigolo di valle.

$$u = \frac{M_{stab} - M_{instab}}{N}$$

il momento stabilizzante  $M_{stab}$  ed il momento ribaltante  $M_{instab}$  sono valutati rispetto allo spigolo di valle dell'opera.



Lo sforzo di taglio agente in corrispondenza della sezione di verifica risulta essere:

$$\tau_i = \frac{T}{B_{\text{base}}}$$

dove:

- T è la risultante di tutte le forze tangenziali agenti nella sezione di verifica.
- $B_{\text{base}}$  è la lunghezza della sezione di verifica.

Indicato con  $\sigma_{\text{max}}$  e  $\sigma_{\text{min}}$  rispettivamente il valore massimo ed il valore minimo tra  $\sigma_{\text{vi}}$  e  $\sigma_{\text{mi}}$ , la verifica in oggetto risulta superata se sono verificate le seguenti tre condizioni:

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{iamm}}$$

$$\sigma_{\text{min}} \geq 0$$

$$\tau_i \leq \tau_{\text{iamm}}$$





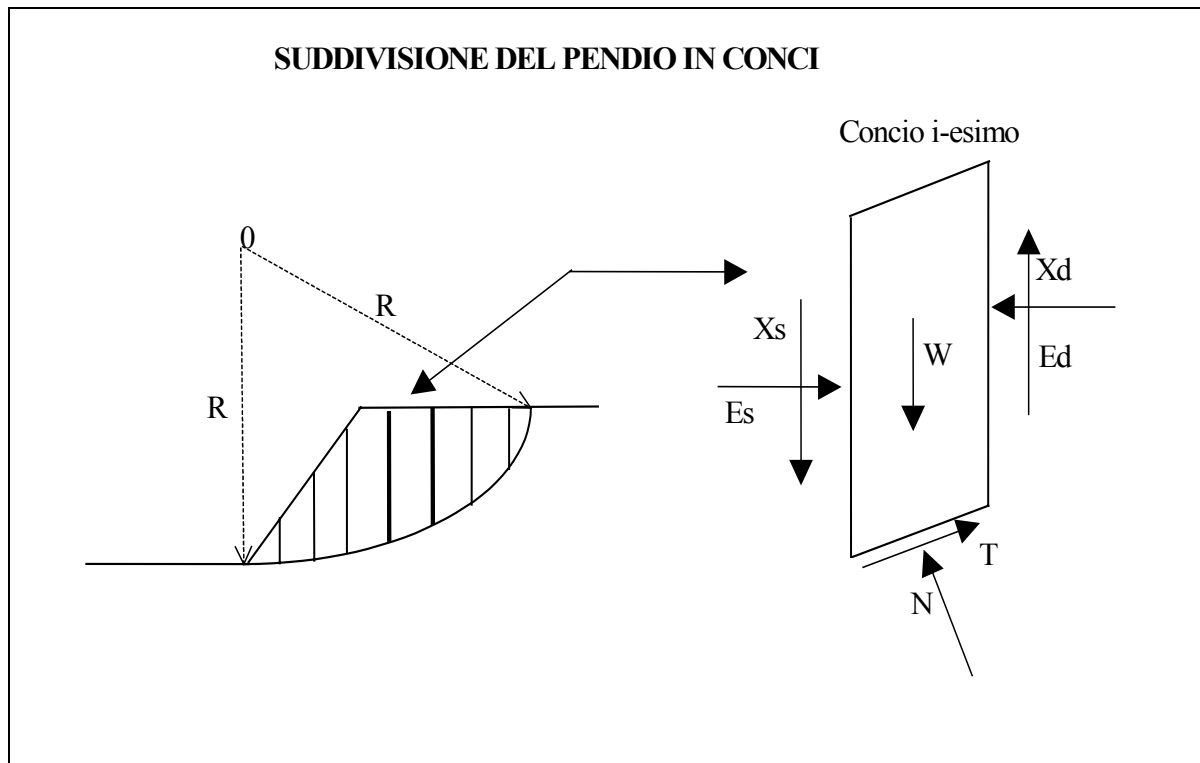
## **Analisi di stabilità globale**

Le analisi di stabilità globale dell'opera sono state effettuate con il metodo dell'equilibrio limite proposto da Bishop., considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinematismi di rottura attesi. Le verifiche di stabilità globale devono fornire adeguati margini di sicurezza nei confronti della "rottura del terreno", in altre parole devono fornire fattori di sicurezza maggiori di 1.3.

Le opere di stabilizzazione superficiali, come le gabbionate, vanno considerati, nella verifica di stabilità del pendio, sia per il loro effetto come sovraccarichi verticali sia per l'azione di contenimento che esercitano sul terreno a monte. I due effetti vanno calcolati come segue:

- il sovraccarico verticale è dato dalla somma del peso dell'opera e della componente verticale della spinta delle terre a tergo dell'opera stessa;
- l'azione di contenimento va posta uguale alla componente orizzontale della spinta delle terre.

Va tenuto presente che quest'ultima spinta entra in azione solo per superfici potenziali di scivolamento che vadano ad intersecare la base dell'opera: per superfici più profonde la gabbionata agisce solo come sovraccarico, senza espletare funzione di contenimento.



**Figura** Analisi di stabilità globale. Suddivisione in conci della porzione instabile e forze agenti sul singolo concio.

Nel metodo di Bishop si assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza, dunque, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$F_s = \frac{M_s}{M_r}$$

in cui  $M_r$  è il momento delle forze ribaltanti:

$$M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$



$M_s$  è il momento stabilizzante dato da:

$$M_s = r \cdot \sum_{i=1}^n (c' + \sigma' \cdot \tan \phi') \cdot \Delta l_i = r \cdot c' \cdot L + r \cdot \tan \phi' \cdot \sum_{i=1}^n N'_i$$

dove:

- $r$  è il raggio dell'arco di circonferenza che rappresenta la superficie di scivolamento.
- $L$  è la lunghezza dell'arco di circonferenza
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno
- $c'$  è la coesione, posta uguale 0 KPa
- $\Delta l_i$  è la lunghezza della corda approssimante l'arco di circonferenza che costituisce la base dei conci.
- $N'_i$  è la risultante delle forze normali agenti sulla base del concio considerato.
- $T'_i$  è la risultante delle forze tangenziali agenti sulla base del concio considerato.
- $\alpha'_i$  è l'angolo di inclinazione della corda che rappresenta la base di ogni concio

Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, per cui se si esprime  $T_i$  come un'aliquota della resistenza al taglio tramite un fattore di sicurezza  $F_s$  (assunto coincidente con quello dell'equazione generale di equilibrio alla rotazione), si ricava  $N'$  dall'equilibrio alla traslazione verticale:



$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{F_s} \cdot (c' \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i)}{\cos \alpha_i \cdot \left[ 1 + \frac{(\tan \alpha' \cdot \tan \phi')}{F_s} \right]}$$

sostituendo nell'equazione globale di equilibrio alla rotazione si ha:

$$F_s = \frac{\sum \left\{ \left[ c' \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x) \cdot \tan \phi' \right] \cdot \frac{1}{M(\alpha_i)} \right\}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha}$$

con 
$$M(\alpha_i) = \cos \alpha_i \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F_s} \right)$$

Per la determinazione del fattore di sicurezza  $F_s$  è richiesta una procedura iterativa, la condizione di uscita dal ciclo iterativo si ha quando  $F_s$  ipotizzato risulta uguale a quello calcolato con un grado di approssimazione adeguato (<0.1%).



---

## Analisi in Condizioni Sismiche

*(conforme a nuova Normativa sismica – Fondazioni ed opere di sostegno – Bozza aggiornata 25/03/2003)*

E' necessario che le opere di sostegno in gabbioni debbano essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante sia dopo il *terremoto di progetto*.

La Normativa ammette eventuali spostamenti permanenti, legati a cinatismi di traslazione e di rotazione, provocati da deformazioni di carattere irreversibile del terreno di fondazione, a patto che i sopraccitati spostamenti risultino compatibili con i requisiti statici, funzionali ed estetici dell'opera di sostegno.

Comunque, le strutture in gabbioni sono estremamente elastiche e flessibili, nel senso che sono in grado di sopportare deformazioni e cedimenti differenziali senza che ne venga compromessa la stabilità e la funzionalità.

Per quanto riguarda i sistemi di drenaggio la Normativa cita quanto segue: “... *I sistemi di drenaggio dietro la struttura devono essere in grado di assorbire movimenti transitori e permanenti, senza che venga pregiudicata la loro funzione. In particolare, nel caso di terreni non coesivi in presenza di acqua, il drenaggio deve risultare efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di rottura dietro l'opera di sostegno....*”

Va ricordato al proposito che data la pezzatura del materiale lapideo di riempimento, le strutture in gabbioni si presentano altamente permeabili all'acqua inibendo la formazione di pericolose spinte idrostatiche in grado di minacciare la stabilità della struttura stessa, per tale ragione, generalmente non occorre prevedere sistemi di drenaggio.

Per quanto concerne le verifiche e le analisi necessarie al dimensionamento di un'opera di sostegno in gabbioni occorre fare riferimento al metodo pseudo-statico, descritto nel dettaglio successivamente.

Nel caso in cui si debba progettare una struttura di geometria particolare e di rilevante importanza, è preferibile ricorrere a procedure consolidate basate

---



sulla teoria della dinamica di strutture e terreno, in grado di prendere in considerazione almeno i seguenti fattori:

- Comportamento non lineare del terreno
- Effetti inerziali
- Effetti idrodinamici in presenza di acqua.
- Analisi di deformazioni indotte dal sisma nel terreno di fondazione e nella struttura.

In queste circostanze, sarà cura del progettista verificare che il metodo scelto sia *comprovato dall'esperienza o da osservazioni di tipo sperimentale*.

## **Analisi Pseudo-Statica**

### **Modelli di Riferimento**

Al fine di dimensionare un muro di sostegno in gabbioni in condizioni sismiche, occorre fare riferimento ad un modello di base costituito dagli elementi elencati di seguito:

- Opera di sostegno in gabbioni
- Eventuale calcestruzzo magro di regolarizzazione
- Cuneo di terreno a tergo della struttura
- Sovraccarichi agenti

Per quanto riguarda il cuneo di terreno, si ipotizza che esso si trovi in condizioni di spinta attiva: le strutture in gabbioni sono sufficientemente flessibili e, durante le azioni sismiche, gli slittamenti e le rotazioni a cui risulta soggetta l'opera risultano sufficienti per generare lo stato di spinta attiva.

---



---

Si sconsiglia, a favore della sicurezza, di supporre in condizioni di stato di equilibrio passivo il terreno posto alla base dell'opera.

### **Azioni Sismiche**

Gli effetti del terremoto di progetto, in termini di azioni sismiche, sono rappresentate da una serie di forze di tipo statico che agiscono sia in direzione orizzontale sia in condizione verticale. Il modulo di tali forze si ottiene moltiplicando il modulo delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici.

Per quanto riguarda la componente verticale dell'azione sismica, si considererà agente sia verso l'alto e sia verso il basso in modo da considerare nel progetto il verso in grado di produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche deve dipendere dall'entità dello spostamento permanente ammissibile della struttura di sostegno; in mancanza di studi specifici e approfonditi, i coefficienti sismici orizzontali e verticali, rispettivamente  $k_h$  e  $k_v$ , possono essere calcolati con le formule seguenti:

Coefficiente Sismico Orizzontale: 
$$k_h = \frac{Sa_g}{r}$$

Coefficiente Sismico Verticale: 
$$k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

$Sa_g$  non è altro che l'azione sismica di progetto per la cui definizione si rimanda alla Normativa.

Nel caso di opere di sostegno in gabbionata metalliche, al fattore  $r$  è possibile assegnare il valore  $r=2$ , valido per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

I coefficienti sismici introdotti possono ritenersi costanti lungo l'intera altezza del muro.



---

## Spinta di calcolo del terreno e dell'acqua

La forza complessiva  $E_d$  a cui risulta sollecitata l'opera di sostegno deve intendersi come la risultante delle spinte di tipo statico e di tipo dinamico del terreno.

In prima approssimazione e in assenza di approfonditi studi in merito, si deve assumere che la forza dovuta alla spinta dinamica del terrapieno sia applicata a metà altezza dell'opera di sostegno; in presenza di muri di sostegno liberi di ruotare intorno al piede, si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

In presenza di sisma, occorre assumere che la risultante delle azioni di tipo statico e dinamico agisca con una inclinazione rispetto alla normale al muro non superiore a  $2/3$  dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Particolare importanza riveste il livello freatico a tergo dell'opera, in quanto occorre distinguere tra condizioni di permeabilità dinamica, nelle quali l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, e condizioni di impermeabilità, in cui non si verifica il drenaggio durante il terremoto.

Generalmente in presenza di terreni caratterizzati da una permeabilità inferiore a  $5.0 \times 10^{-4}$  m/s, l'acqua interstiziale non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido: l'azione sismica avviene dunque in condizioni non drenate, ed il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

La spinta complessiva di progetto esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno è data dalla formula seguente:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:





- H è l'altezza del muro in gabbioni;
- $E_{ws}$  è la spinta idrostatica.
- $\gamma^*$  è il peso specifico del terreno (definito successivamente)
- K è il coefficiente di spinta del terreno (complessivo statico + dinamico)

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula proposta di Mononobe e Okabe.

In condizioni di spinta attiva si ha:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

- $\phi$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace.
- $\psi$  è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte
- $\beta$  è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno
- $\delta$  è l'angolo di resistenza al taglio tra terreno e muro in gabbioni.



---

*Considerazioni: Angolo  $\theta$ , Peso Specifico del terreno e condizioni di falda*

1. *Livello di falda al di sotto del terreno*

$\gamma^*$  coincide con il peso specifico del terreno in sito

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

In alternativa alle espressioni riportate precedentemente per il coefficiente di spinta  $K$ , è possibile ricorrere agli usuali grafici, formule, tabelle valide per condizioni statiche con l'avvertenza di considerare applicata all'intero sistema terreno-muro una rotazione addizionale data dagli angoli  $\theta_A$  o  $\theta_B$ :

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

In definitiva, l'accelerazione di gravità viene modificata come segue:

$$g_A = \frac{g \cdot (1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad \text{oppure} \quad g_B = \frac{g \cdot (1 - k_v)}{\cos \theta_A}$$



---

2. *Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda*

$\gamma^*$  coincide con il peso specifico alleggerito:  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso specifico del terreno sturo e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua.

Essendo le strutture in gabbioni altamente permeabili, non occorre prendere in considerazione l'eventuale sovrappressione dell'acqua sul muro, dovuta all'effetto idrodinamico, in quanto è altamente improbabile che vi sia presenza di acqua libera tra muro in gabbioni e terreno tergo.

Resta inteso che le verifiche da eseguire in condizioni sismiche risultano le stesse esposte per la trattazione statica del problema.