



PROVINCIA DI FERMO

SETTORE VIABILITA' - INFRASTRUTTURE - URBANISTICA

COMUNE DI AMANDOLA

S.P. N. 239 (EX S.S. 210) FERMANA FALERIENSE
- S.P. N. 237 (EX S.S. 78) PICENA. LAVORI DI
AMMODERNAMENTO - BYPASS DI AMANDOLA

PROGETTO DEFINITIVO

Ufficio Tecnico Servizio Viabilità

Ing. Giuseppe LAURETI

Ing. Filippo LANZI

Elaborazione dati cartografici:

Dott. Ivan Ciarma

Indagini geologiche:

Geol. Costantino Berardini

Data: Febbraio 2014

scala: -

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ivano Pignoloni

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO

TERRE RINFORZATE - TERRE ARMATE

R4

RELAZIONE DI CALCOLO

Introduzione.

Le opere di sostegno in terra rinforzata sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione nella stabilizzazione di versanti o nel sostegno di rilevati di terreno. Da un punto di vista tecnologico si tratta della realizzazione di opere in cui l'organismo strutturale resistente è un mezzo bifase, costituito da terreno e materiali geosintetici. I materiali geosintetici di cui si parla nelle opere di sostegno in terra rinforzata altro non sono che fogli di materiale polimerico, opportunamente trattato e assemblato mediante trame di diverso tipo, come ad esempio geotessuti (fogli di materiale geosintetico senza fori), o geogriglie (fogli di materiale geosintetico la cui trama di assemblaggio genera una rete con fori). Dal punto di vista del calcolo statico dell'opera è da tenere presente la complicazione che deriva dall'inserimento di un materiale che ha caratteristiche totalmente diverse dal terreno. In particolare il materiale geosintetico possiede buone caratteristiche di resistenza rispetto a sollecitazioni di trazione, compensando quindi ciò che al materiale terreno manca (ossia la resistenza a trazione). Nella figura che segue è mostrato uno schema di un'opera in terra rinforzata, con tutti gli elementi che la caratterizzano:

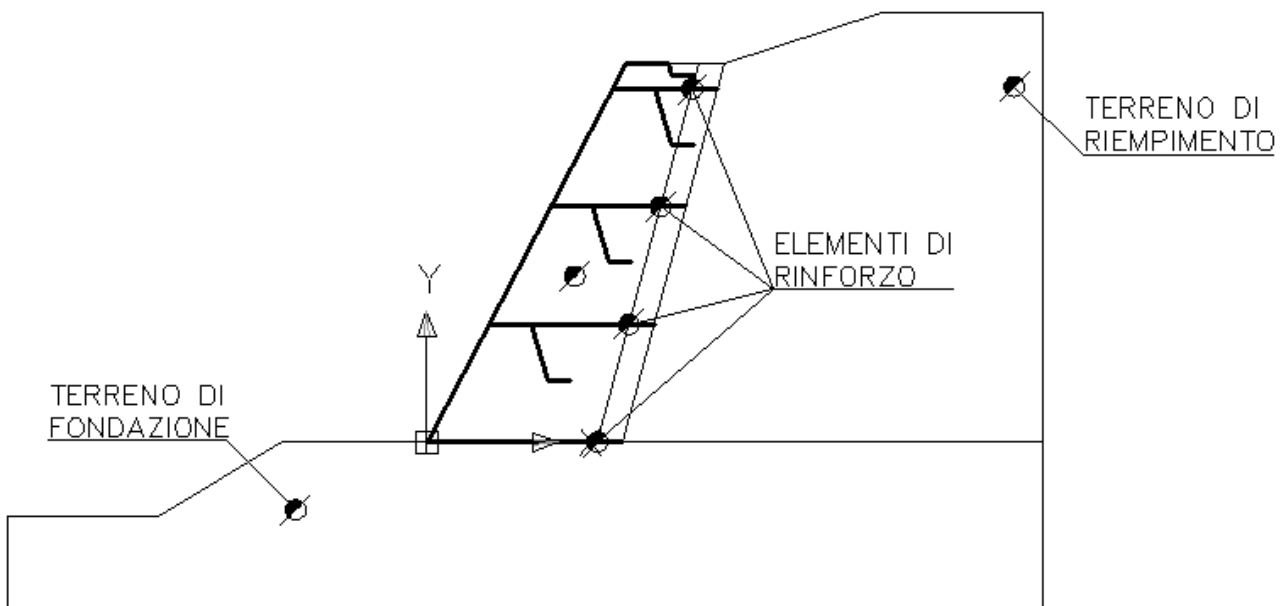


Figura: Schematizzazione di un'opera di sostegno in terra rinforzata

Verifiche da eseguire.

Le verifiche che solitamente si eseguono su opere di questo tipo appartengono a due categorie distinte e separate:

1. Verifiche interne:

Sono delle verifiche che hanno come obiettivo la verifica della stabilità interna, intesa come stabilità legata alla presenza dei materiali geosintetici. La stabilità interna è assicurata per mezzo delle seguenti verifiche:

Verifica a rottura dei geosintetici:

Per mezzo di questa verifica viene assicurato che per ogni geosintetico presente nell'opera non sia raggiunta la soglia di resistenza limite a trazione. In pratica si tratta di una verifica strutturale nei riguardi della rottura del geosintetico. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_R} \leq FS_{rupt}$$

Dove T_{allow} è la resistenza utilizzabile del rinforzo e T_R è lo sforzo calcolato nel rinforzo. FS_{rupt} è il fattore di sicurezza imposto nei confronti della rottura.

Verifica a sfilamento dei geosintetici (Verifica a pullout):

Per mezzo di questa verifica viene assicurato che per ogni geosintetico presente nell'opera non sia raggiunta la resistenza limite a sfilamento. La resistenza limite allo sfilamento è definita come quello sforzo, cui è sottoposto il geosintetico, in corrispondenza del quale il geosintetico si sfilava senza raggiungere la sua soglia di resistenza. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{pullout}}{T_R} \leq FS_{pullout}$$

Dove $T_{pullout}$ è la resistenza a pullout del rinforzo oggetto di verifica mentre T_R è lo sforzo calcolato nel rinforzo. $FS_{pullout}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti dello sfilamento.

Entrambe le verifiche precedenti sono fatte con riferimento a due meccanismi di collasso differenti. Un meccanismo considera superfici di scivolamento circolari completamente interne all'ammasso di terreno rinforzato (si parla di analisi di stabilità interna), mentre l'altro meccanismo considera superfici di scivolamento circolari che possono anche essere esterne all'ammasso di terreno rinforzato (si parla di analisi di stabilità composta).

2. Verifiche esterne:

Le verifiche esterne hanno l'obiettivo di assicurare che l'opera sia stabile nel suo complesso, a prescindere da quello che è il contributo di resistenza offerto dalla presenza dei rinforzi. La stabilità globale è assicurata per mezzo delle seguenti verifiche:

Verifica a scorrimento:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di appoggio al terreno di fondazione. Si tratta della classica verifica a scorrimento realizzata anche per le opere di sostegno in calcestruzzo. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{S_R}{S_S} \leq FS_{\text{scorrimento}}$$

Dove S_R è la risultante delle forze orizzontali che tendono a stabilizzare l'opera, mentre S_S è la risultante delle forze che tendono a destabilizzare l'opera. $FS_{\text{scorrimento}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per scorrimento.

Verifica a ribaltamento:

Anche se non necessaria (in quanto l'opera di sostegno in terra rinforzata è un'opera piuttosto flessibile) per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera tende a ruotare intorno ad un polo prefissato. Il polo prefissato va a coincidere con il punto dell'opera più basso e più a sinistra dell'opera (piede sinistro dell'opera). La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{M_S}{M_R} \leq FS_{\text{ribaltamento}}$$

Dove M_S è il momento risultante stabilizzante mentre M_R è il momento risultante ribaltante. $FS_{\text{ribaltamento}}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per ribaltamento.

Verifica a carico limite:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui si ha la rottura del complesso terreno-opera. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{Q_u}{Q_E} \leq FS_{q \text{ lim}}$$

Dove Q_u è il carico ultimo di collasso (Carico limite della fondazione) mentre Q_e è il carico di esercizio da verificare. FSQ_{lim} è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per carico limite.

Verifica di stabilità globale:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità globale (intesa come stabilità di pendio) del complesso opera di sostegno pendio. Viene utilizzato, per l'analisi di stabilità globale, il metodo delle strisce di Fellenius.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva è stata calcolata con il metodo di Coulomb, metodo capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

Carico uniforme sul terrapieno

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

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

K_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Spinta in presenza di falda acquifera

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

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

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

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a $2/3$ dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{Ka}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

Ka = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

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

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

K_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

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 β 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:

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

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Calcolo del tiro nei rinforzi.

Il tiro nei rinforzi è calcolato con un procedimento iterativo, che prende in considerazione la definizione di superficie critica. In pratica lo sforzo nel rinforzo viene calcolato assumendo situazioni di utilizzo del rinforzo al limite nei riguardi della stabilità interna dell'opera. Si fa in modo che in corrispondenza del tiro calcolato il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità interna (o composta) sia unitario. Per maggiori dettagli consultare il manuale d'uso del programma.

Valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale.

Per l'analisi di stabilità globale è utilizzato il metodo di FELLENIUS. Nel calcolo della stabilità globale si tiene in conto sia la presenza del sisma che la presenza della falda.

DATI GENERALI

Comune: Amandola
Provincia: Fermo
Descrizione: Bypass di Amandola
Ambito normativo: NTC2008

DATI SPINTA SISMICA

Accelerazione massima al suolo (amax/g): 0,09
Coefficiente di intensità sismico Kh: 0,02
Coefficiente di intensità sismico Kv: 0,01
Punto di applicazione y/h: 0,67

Proprietà di interazione tra opera e terreno

Adesione in fondazione: 1,00 [kN/m²]
Attrito in fondazione: 0,60 [-]
Angolo di attrito terra muro: 18,00 [°]

Metodo per il calcolo del fattore di sicurezza

Metodo di Bishop

Fattori di sicurezza richiesti

Stabilità interna
Fattore di sicurezza a rottura del rinforzo: 1,00 [-]
Fattore di sicurezza a pullout del rinforzo: 1,00 [-]
Fattore di sicurezza a scivolamento diretto: 1,00 [-]
Stabilità globale
Fattore di sicurezza a ribaltamento dell'opera: 1 [-]
Fattore di sicurezza a scorrimento dell'opera: 1 [-]
Fattore di sicurezza a carico limite dell'opera: 1 [-]
Fattore di sicurezza a stabilità globale dell'opera: 1 [-]

CONDIZIONE DI CARICO

NUMERO DI CONDIZIONI PRESENTI NEL MODELLO 1

CONDIZIONE 1 (CONDIZIONE DI CARICO 1)

CARICHI CONCENTRATI

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Carico dis 1	0,00	Vero	Vero	Falso

CARICHI DISTRIBUITI

Nome	Q [kN/m]	x0 [m]	x1 [m]
Carico con 1	-20,00	7,60	16,10

COMBINAZIONI DI CARICO

NUMERO DI COMBINAZIONI PRESENTI NEL MODELLO 1

COMBINAZIONE 1 (Combinazione 1)

Fat. parziali caratteristiche terreno

Angolo di attrito: 1,00

Peso terreno: 1,00

Resistenza ammissibile del geosintetico: 1,00

Resistenza ammissibile: 1,00

Azione statica 1,00

Azione dinamica 1,00

Azione idrostatica 1,00

Peso proprio 1,00

Sottospinta 1,00

Condizione	Fattore di combinazione
CONDIZIONE DI CARICO 1	1,00

Opzioni analisi

RAGGIO DELLA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO

Raggio massimo: 10,00 [m]

Raggio minimo: 5,00 [m]

Passo di incremento del raggio: 5,00 [m]

Opzioni per l'analisi di stabilità

Stabilità interna

x iniziale: 0,00 [m]

y iniziale: 0,00 [m]

x finale: 10,51 [m]

y finale: 6,57 [m]

limite sul minimo: 0,00 [m]

limite sul massimo: 0,00 [m]

passo di ricerca: 0,30 [m]

Stabilità composta

x iniziale: 0,00 [m]

y iniziale: 0,00 [m]

x finale: 18,66 [m]

y finale: 6,57 [m]

limite sul minimo: 10,51 [m]

limite sul massimo: 0,00 [m]

passo di ricerca: 0,30 [m]

Stabilità globale

x iniziale: -6,50 [m]

y iniziale:	-5,03 [m]
x finale:	18,00 [m]
y finale:	6,57 [m]
limite sul minimo:	10,51 [m]
limite sul massimo:	0,00 [m]
passo di ricerca:	0,30 [m]

FATTORI DI SICUREZZA VERIFICHE INTERNE

Combinazione 1 (Combinazione 1)

SFORZI NEI RINFORZI (Analisi interna) :

z [m]	T [kN/m]	FS-rupt [-]	FS-pull [-]
5,84	1,11	45,06	6,84
5,11	4,45	11,27	9,87
4,38	10,02	5,00	8,59
3,65	8,47	5,91	9,52
2,92	14,66	3,42	9,13
2,19	25,09	2,00	8,01
1,46	25,59	1,96	11,17
0,73	36,03	1,39	11,87
0,00	48,53	1,03	13,91

SFORZI NEI RINFORZI (Analisi composta) :

z [m]	T [kN/m]	FS-rupt [-]	FS-pull [-]
5,84	--	--	--
5,11	--	--	--
4,38	--	--	--
3,65	--	--	--
2,92	--	--	--
2,19	--	--	--
1,46	--	--	--
0,73	--	--	--
0,00	10708782,20	0,00	--

FATTORI DI SICUREZZA VERIFICHE GLOBALI

Combinazione 1 (Combinazione 1)

FS Ribaltamento:	35,52 [-]
FS Scorrimento:	14,58 [-]
FS Carico limite:	19,42 [-]
FS Scorrimento diretto:	9,95 [-]