Firmato digitalmente da:
SANSONE FRANCESCO
Firmato il 03/04/2026 17:39
Serial#: 1d0276387
Valido dal 29/12/2025 al 29/12/2028
Namirial CA Firma Qualificata

PROVINCIA DELL'AQUILA
COMUNE DI AVEZZANO



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

TITOLO PROGETTO: **MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER ADEGUAMENTO E MESSA IN SICUREZZA DEL PERCORSO PEDONALE ADIACENTE LA S.R. 82 DELLA VALLE DEL LIRI ALL'INTERNO DELLA RISERVA NATURALE MONTE SALVIANO NEL COMUNE DI AVEZZANO**

INDIRIZZO: **PERCORSO PEDONALE DEL SALVIANO**
Comune di AVEZZANO (AQ)

COMMITTENTE: **PROVINCIA DELL'AQUILA**
R.U.P: Geom. Luca COLELLA

DATA: **02/04/2026**

SCALA: **/**

TAVOLA: **s01**

TITOLO: **RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA**

PROGETTAZIONE DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE:

NUIMA PROGETTI
Via Sabotino, 42
67051 - Avezzano (AQ)
P.IVA 02117910667
web: *www.nuima.it*
email: *info@nuima.it*

P.Ing. Pietro BELMAGGIO
Arch. Sara COLACICCHI
Ing. Francesco SANSONE

Sommario

1. Premessa....2
2. Normativa di riferimento....2
3. Verifiche sulla palificata in legno....3
3.1. Verifiche geotecniche e di resistenza....3
3.2. Verifiche di stabilità globale....12
4. Verifiche sulle gabbionate....17
4.1. Verifiche geotecniche e di resistenza....17
4.2. Verifiche di stabilità globale....37

1. Premessa

La presente relazione espone i criteri di calcolo, le verifiche geotecniche e strutturali condotte per le opere di mitigazione del rischio idrogeologico lungo il percorso pedonale del Monte Salviano. Gli interventi sono finalizzati al consolidamento di alcuni tratti di versante sconnessi e al ripristino della sede del sentiero attraverso tecniche di ingegneria naturalistica e opere flessibili a gravità.

Il documento analizza nel dettaglio due tipologie costruttive principali:

- **Gabbionate metalliche:** impiegate per il ripristino dei tratti profondamente incisi dall'erosione, con funzione di sostegno del terreno e protezione idraulica.
- **Palificata in legno di castagno a singola parete:** finalizzata alla stabilizzazione superficiale del ciglio di valle e al contenimento delle coltri detritiche presenti lungo il percorso pedonale.

Le opere sono state modellate come strutture deformabili. Questa scelta progettuale è motivata dalla natura del versante del Monte Salviano:

- Le Gabbionate sono considerate opere a gravità che, grazie alla loro intrinseca flessibilità, assorbono eventuali piccoli assestamenti del terreno senza compromettere la stabilità globale. La porosità della cassa garantisce inoltre l'assenza di pressioni idrostatiche eccessive a tergo del muro.
- La Palificata a singola parete è modellata come una struttura di contenimento leggera. Il calcolo geotecnico si concentra sulla resistenza a taglio dei pali di castagno infissi e sulla stabilità del cuneo di spinta, verificando che l'opera sia in grado di prevenire il creep superficiale tipico delle coltri detritiche locali.

Le verifiche condotte, i cui esiti sono riportati nei capitoli successivi, riguardano:

1. Stabilità globale del complesso opera-terreno.
2. Verifiche a SLU (Stato Limite Ultimo) di tipo GEO (geotecnico) e STR (strutturale) per ribaltamento, scorrimento e capacità portante.
3. Verifiche in condizioni sismiche, considerando le spinte inerziali del terreno e il sovraccarico derivante dal ricarico del percorso.

2. Normativa di riferimento

- **D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 (NTC 2018):** Costituisce la norma primaria per le "Norme tecniche per le costruzioni" in Italia.
- **Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP.:** Fornisce le istruzioni applicative per l'aggiornamento delle NTC 2018.
- **Eurocodici (UNI EN):** Vengono richiamati per specifici ambiti progettuali, tra cui i criteri generali (**Eurocodice 0**), le strutture in acciaio (**Eurocodice 3**), la progettazione geotecnica (**Eurocodice 7**) e la resistenza sismica di fondazioni e strutture di contenimento (**Eurocodice 8**).

3. Verifiche sulla palificata in legno

3.1. Verifiche geotecniche e di resistenza

Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).

Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod_{i=1}^{n} FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i, profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell'opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

Avendo indicato con T_{zi} la resistenza richiesta, alla quota z_i, per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilizzare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{pullout} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan\varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

$T_{pollout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza Le all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{pullout}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

Dove T_{zi} è la resistenza richiesta, alla quota z_i, per garantire la stabilità del manufatto.

Verifiche Interne sui rinforzi

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).

Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod_{i=1}^{n} FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i, profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto al piano campagna, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

Avendo indicato con T_{zi} la resistenza richiesta, alla quota z_i, per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilizzare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.
In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).
La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{pollout} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan\varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

$T_{pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza Le all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{pullout}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

Dove T_{zi} è la resistenza richiesta, alla quota z_i, per garantire la stabilità del manufatto.

$$F_s = \frac{R_s(n) + V_u(n)}{P_a(n)}$$

dove

$R_S(n)$ Resistenza a taglio disponibile sulla superficie del rinforzo;

$V_U(n)$ Forza di taglio generata al contatto blocco-blocco;

$P_a(n)$ Forza instabilizzante.

Ribaltamento localizzato del muro

Si verifica che esiste un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rotazione rigida del sistema, delimitato inferiormente dal piano di contatto blocco-blocco. Il coefficiente di sicurezza verrà calcolato dall'equilibrio dei momenti delle forze agenti rispetto al punto di valle più esterno.

$$F_s = \frac{W_{wall}(n) \cdot b_w + W_{soil}(n) \cdot b_h + P_{a(vert.)}(n) \cdot b_{Pa(vert.)} + \sum_{i=1}^{n-1} R_{si} \cdot b_{si}}{P_{a(orizz.)}(n) \cdot b_{Pa(orizz.)}}$$

dove:

W_{wall} (n) Peso del muro rispetto al piano di contatto blocco-blocco;

b_w Braccio della forza peso del blocco;

W_{soill} (n) Peso del terreno e del sovraccarico rispetto al piano di contatto blocco-blocco;

b_h Braccio della forza peso del terreno;

$P_{a(orizz.)}(n)$ Componente orizzontale della spinta sui blocchi;

$b_{Pa(orizz.)}(n)$ Braccio della componente orizzontale di spinta;
$P_{a(vert.)}(n)$ Componente verticale della spinta sui blocchi;
$b_{Pa(vert.)}(n)$ Braccio della componente verticale di spinta;
$R_{si}(n)$ Resistenza a taglio disponibile sulla superficie dell' i-esimo rinforzo;
b_{si} Braccio dell'azione tagliante dell'i-esimo rinforzo.

Stabilità Globale

La stabilità dell'opera viene verificata nel suo insieme considerandola come un corpo rigido; essa risulta assicurata, quando è verificata la sicurezza nei confronti del:

Ribaltamento
Scorrimento
Carico limite

Verifica a ribaltamento

Il ribaltamento è rappresentato dalla possibile rotazione dell'opera rispetto al punto di valle. L'azione che determina il ribaltamento è data dalla componente orizzontale delle spinta del terreno più eventuali azioni esterne; l'azione stabilizzante è data dalla componente verticale della spinta del terreno e dal peso proprio dell'opera. Si trascura la spinta passiva del terreno a valle del sistema a vantaggio di sicurezza. In termini analitici la verifica a ribaltamento si esprime con la condizione che il momento stabilizzante *Ms*, rispetto al centro di rotazione, non sia inferiore al momento indotto dalle forze ribaltanti *Mr*.

$$F_s = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} \geq \frac{W_{wall}(n) \cdot b_w + W_{soil}(n) \cdot b_h}{P_{a(orizz.)}(n) \cdot b_{Pa(orizz.)} - P_{a(vert.)} \cdot b_{pa(vert.)}}$$

dove:

W_{wall} (n) Peso del muro rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
b_w Braccio della forza peso del muro;
W_{soill} (n) Peso del terreno e del sovraccarico rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
b_h Braccio della forza peso del terreno;
$P_{a(orizz.)}(n)$ Componente orizzontale della spinta sui blocchi;
$b_{Pa(orizz.)}(n)$ Braccio della componente orizzontale di spinta;
$P_{a(vert.)}(n)$ Componente verticale della spinta sui blocchi;
$b_{Pa(vert.)}(n)$ Braccio della componente verticale di spinta;

Verifica a scorrimento

Lo scorrimento dipende dalla possibilità che le forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno siano superiori alle forze di attrito terreno-fondazione.
La forza che determina lo scorrimento *T* è la componente orizzontale della spinta più eventuali sovraccarichi, mentre la forza che si oppone allo scorrimento è data dalla risultante delle forze normali *N* al piano di contatto moltiplicate per il coefficiente di attrito.
Il coefficiente di attrito *f* è la tangente dell'angolo di attrito fondazione-terreno.
In termini analitici, la verifica, si esprime come:

$$N \cdot f > FS \cdot T$$

$$F_s \geq \frac{W_{soil}(n) \cdot \tan\delta + C_a \cdot B_{soil}}{P_a(n)}$$

dove:

W_{wall} (n) Peso del muro più eventuale sovraccarico rispetto al piano di contatto terreno-fondazione;

P_a(n) Forza instabilizzante;

tanδ Coefficiente d'attrito terreno fondazione;

C_a Adesione del terreno;

B_{soil} Superficie di contatto terreno fondazione;

Verifica a carico limite

Si effettua confrontando la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione con la tensione limite di rottura del terreno. Si ritiene verificata questa condizione se il rapporto tra la tensione limite e la tensione massima è superiore ad un prefissato fattore di sicurezza.

Si assume che il terreno abbia un comportamento di tipo rigido-plastico con rottura di tipo generale.

Il carico limite viene calcolato sfruttando i fattori correttivi proposti da Vesic (1975), ai fini del calcolo della tensione sollecitante la sezione di contatto terreno-fondazione si considera parzialmente reagente.

Sisma

In tutte le verifiche, sia locali che globali, in presenza di sisma se ne terrà conto introducendo le forze d'inerzia e l'incremento di spinta per effetto del sisma.

Nel calcolo del carico limite, l'effetto sisma, verrà valutato introducendo i fattori correttivi di inclinazione della risultante agente sul piano di posa della fondazione.

Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.1491
Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0746

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0.0	0.0
2	0.14	0.99
3	2.36	1.0
4	2.0	0.0

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	1750	kg/m³
Peso unità di volume saturo	0	kg/m³
Angolo di resistenza a taglio	30	°
Coesione	0	kg/cm²
Angolo attrito terreno rinforzo	24	°

Terreno riempimento

Peso unità di volume	1650	kg/m³
Peso unità di volume saturo	0	kg/m³
Angolo di resistenza a taglio	21	°
Coesione	0	kg/cm²
Angolo di attrito terra muro	12	°

Terreno fondazione

Peso unità di volume	1780	kg/m³
Peso unità di volume saturo	0	kg/m³
Angolo di resistenza a taglio	31	°
Coesione	0	kg/cm²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(19) palificata	---	---	0	2.5	2.5	1	5.47	146.85
2	0.06	0.4	(19) palificata	---	---	0.17	2.33	2.5	1	5.5	235.16
3	0.11	0.8	(19) palificata	---	---	0.35	2.15	2.5	1	8.81	748.68

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	STRIP 15x5	Strisce Larghezza, Spessore=15/5	370 N/mm²
2	BAR ⌀20	Barre Diametro=20	370 N/mm²
3	SHEET 330	Geosintetici	330 kN/m
4	SHEET 401	Geosintetici	401 kN/m
5	Xgrid PET PVC 40/30 IT	Geosintetici	23.55 kN/m
6	XGrid PET PVC 60/30 IT	Geosintetici	35.33 kN/m
7	XGrid PET PVC 80/30 IT	Geosintetici	47.11 kN/m
8	XGrid PET PVC 110/30 IT	Geosintetici	64.77 kN/m
9	XGrid PET PVC 150/30 IT	Geosintetici	88.32 kN/m
10	Xgrid PET PVC 500/30 IT	Geosintetici	294.41 kN/m

11	Xgrid PET PVC 600/30 IT	Geosintetici	353.29 kN/m
12	Xgrid PET PVC 700/30 IT	Geosintetici	412.17 kN/m
13	Xgrid PET PVC 900/30 IT	Geosintetici	529.94 kN/m
14	Xgrid PET PVC 900/30 IT	Geosintetici	529.94 kN/m
15	Xgrid PET PVC 1000/30 IT	Geosintetici	588.82 kN/m
16	Xgrid PET PVC 1100/30 IT	Geosintetici	588.82 kN/m
17	Xgrid PET PVC 1200/30 IT	Geosintetici	706.58 kN/m
18	Xgrid PET PVC 1300/30 IT	Geosintetici	765.46 kN/m
19	palificata	Barre Diametro=200	15 N/mm²

Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del mouse	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kg/cm²)
1	####0.0#	0.36	1	2	1	0.03

Combinazione 1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	1.00
5	Spinta sismica in y	1.00
6	traffico pedoni	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1
5	Ribaltamento	0

Combinazione 1

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(19) palificata	---	---	0	2.5	2.5	1	5.47	146.85
2	0.06	0.4	(19) palificata	---	---	0.17	2.33	2.5	1	5.5	235.16
3	0.11	0.8	(19) palificata	---	---	0.35	2.15	2.5	1	8.81	748.68

VERIFICHE LOCALI

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2.4/0.0) m
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2.4/1.0) m
Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kg/m³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm²);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	ß
1.0	0.0	1650.0	0.0	21.0	12.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

µ	Ka	Kd	Dk
78.0	0.43	0.57	0.15

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	343.56	73.03	2.36	0.33
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	2.36	0.5
Spinta incremento sismico	119.63	25.43	2.36	0.33
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	2.36	0.5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	2.36	0.5
Peso muro	438.07	2938.08	1.13	0.51

Momento stabilizzante 3546.74 kgm

Momento ribaltante	376.54	kgm

Verifica alla traslazione

==========

Sommatoria forze orizzontali	901.26	kg
Sommatoria forze verticali	3334.09	kg
Coefficiente di attrito	0.6	
Adesione	0	kg/cm²
Forze normali al piano di scorrimento	3334.09	kg
Forze parall. al piano di scorrimento	901.26	kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	**2.22**	

Traslazione verificata Csd > 1.3

Verifica al ribaltamento

==========

Momento stabilizzante	3546.74	kgm
Momento ribaltante	376.54	kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	**9.42**	

Muro verificato a ribaltamento Csv>1.5

Carico limite: TERZAGHI

==========

Somma forze in direzione x	901.26	kg
Somma forze in direzione y (Fy)	3334.09	kg
Somma momenti	-3170.2	kgm
Larghezza fondazione	2	m
Eccentricità su B	0.05	m
Peso unità di volume	1780	kg/m³
Angolo di resistenza al taglio	31	°
Coesione	0	kg/cm²
Terreno sulla fondazione	0	m
Peso terreno sul piano di posa	1780	kg/m³
Nq	25.28	
Nc	40.41	
Ng	23.42	
sq	1	
sc	1	
sg	1	
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1	
iq	1	
ic	1	
ig	1	
Carico limite verticale (Qlim)	83359.23	kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	**25**	

Carico limite verificato Csq>2

Tensioni sul terreno

==========

Ascissa centro sollecitazione	0.95	m
Larghezza della fondazione	2	m

x = 0.0	Tensione...	0.19 kg/cm²
x = 2.0	Tensione...	0.14 kg

3.2. Verifiche di stabilità globale

Definizione
Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità
La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.
Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo di Bishop (1955)
Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \frac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre ΔX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.
Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Calcolo eseguito secondo	British Standard
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	6.84 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	12.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	13.68 m
Ordinata vertice destro superiore ys	13.0 m
Passo di ricerca	10.0

Numero di celle lungo x 10.0
Numero di celle lungo y 10.0
==========

Sisma
==========
Coefficiente azione sismica orizzontale 0.1491
Coefficiente azione sismica verticale 0.0746
==========

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	10.0	10.0
3	10.14	10.99
4	12.36	11.0
5	17.36	11.0
6	27.36	11.0

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	12.0	10.0
3	12.36	11.0
4	27.36	11.0

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	12.0	10.0
3	12.36	10.0
4	27.36	10.0

Coefficienti parziali azioni
==========
Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno
==========
Tangente angolo di resistenza al taglio 1.0
Coesione efficace 1.0
Coesione non drenata 1.0
Riduzione parametri geotecnici terreno No
==========

====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m³)	Peso unità di volume saturo (kg/m³)	Litologia	
1	0		30	1750	1750	Terreno rinforzo	
2	0		21	1650	1650	Terreno riempimento	
3	0		31	1780	1780	Terreno fondazione	

Proprietà poligono

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kg)	Resistenza sfilamento (kg)				
1	palificata	48052.23	716.4507				
2	palificata	48052.23	482.92392				
3	palificata	48052.23	263.0008				

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	10.36	11	12.359993	11.005479	0.03

Risultati analisi pendio

==========

Fs minimo individuato 1.65
Ascissa centro superficie 10.26 m
Ordinata centro superficie 12.9 m
Raggio superficie 3.52 m

==========

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 10.26 yc = 12.90 Rc = 3.523 Fs=1.651

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kg)	Kh•Wi (kg)	Kv•Wi (kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kg)	N'i (kg)	Ti (kg)

---
1 0.5 -29.9 0.6 138.32 20.62 10.32 0.0 31.0 0.0 201.9 73.5
2 0.5 -20.9 0.5 346.34 51.64 25.84 0.0 31.0 0.0 430.8
156.8
3 0.5 -12.5 0.5 477.7 71.23 35.64 0.0 31.0 0.0 532.1
193.6
4 0.39 -5.1 0.4 422.42 62.98 31.51 0.0 31.0 0.0 438.5
159.6
5 0.6 3.0 0.61829.96 272.85 136.51 0.0 31.0 0.01798.5
654.6
6 0.5 12.0 0.51497.84 223.33 111.74 0.0 31.0 0.01421.3
517.3
7 0.5 20.5 0.51371.49 204.49 102.31 0.0 31.0 0.01288.8
469.1
8 0.62 30.7 0.71418.86 211.55 105.85 0.0 31.0 0.01356.8
493.8
9 0.37 40.6 0.5 477.03 71.13 35.59 0.0 21.0 0.0 523.7
121.8
10 0.5 50.9 0.8 279.43 41.66 20.85 0.0 21.0 0.0 344.7 80.1

Tiro geogriglie

Nr. conci	Tiro (kg)
1	--
2	--
3	--
4	--
5	--
6	--
7	--
8	186.47
9	--
10	--

4. Verifiche sulle gabbionate

4.1. Verifiche geotecniche e di resistenza

Il programma MDC esegue il calcolo dei muri di sostegno secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle sollecitazioni sulla mensola in elevazione;
- Calcolo delle sollecitazioni sul piano di spinta verticale a monte della fondazione;
- Verifica a ribaltamento, scorrimento, carico limite;
- Progetto delle armature;
- Verifica di stabilità globale.

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:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

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

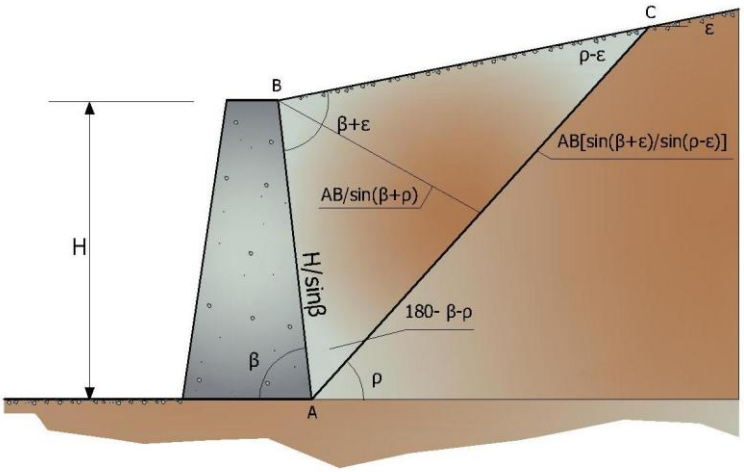
$$S_t = \frac{1}{2}\gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_a:

d < (b-φ-e) secondo Muller-Breslau
g_t= Peso unità di volume del terreno;
b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
j= Angolo di resistenza al taglio del terreno;
d= Angolo di attrito terra-muro;
e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
H= Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine
Se e = d = 0 e b = 90° (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2}\frac{(1-\sin\varphi)}{(1+\sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2}\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.
In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\varepsilon\frac{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

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 e, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo b, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h}\right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici
Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right);\ k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

β_m = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
β_m = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).
Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente βm possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.
Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume

valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{max}= Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g= Accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S= coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T.

a_g= accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - PVR)}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR}= Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;

γ_I= Fattore di importanza;

S= Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);

$a_g = a_{gR}\gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_V è definito in funzione di k_h, e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove
Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a H/2.

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

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

Per integrazione, una spinta pari a S_q:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

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

Spinta attiva in condizioni sismiche
In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

Dove:

H= Altezza muro;
k_V= Coefficiente sismico verticale;
g= 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 ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

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

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.

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:

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

Con risultante pari a:

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

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_W$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

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

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

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

Avendo indicato con:

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

(Muller-Breslau) con valori limiti di d pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

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

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

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

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:

$$V_d \le R_d$$

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:

$$\frac{R}{A'} \le (2+\pi)\cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

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;

$s_c = 0.2\cdot\left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_c= Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \;\; \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

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.

VESIC - Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \le c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot\varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot \left(N_q + 1\right) \cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

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

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$$ per forma rettangolare

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

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

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

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

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

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

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

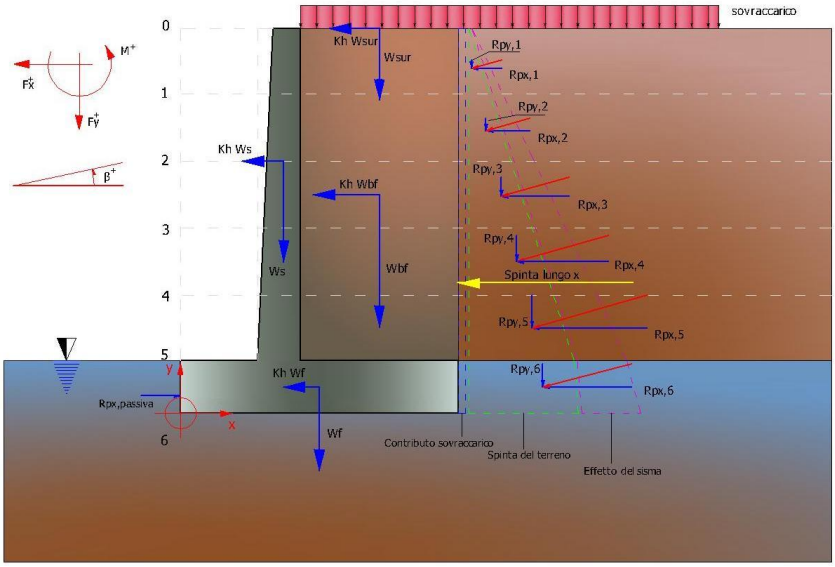
$$d_q = 1 + 2\tan\varphi \cdot \left(1 - \sin\varphi\right) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n-tratti.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorar

Dati generali muro

Gabbioni	8x10
Descrizione	8x10
Lunghezza	100.0 cm
Base	200.0 cm
Altezza	100.0 cm
Peso rete presente in un metro cubo di opera	35.0 kg
Peso di volume del riempimento	25.0 kN/m3
Capacita' volumetrica	2.0 m3
Angolo attrito interno fittizio gabbioni	53.13 °

Coesione fittizia	98.0 kPa
Rete	
Maglia	8x10
Filo	3.0 mm
Resistenza nominale a rottura	50.0 KN/m
Carico medio a punzonamento	70.0 KN/m
Elevazione	
Altezza muro	200.0 cm
Numero elementi per fila	1.0
Numero elementi per fila	1.0
Fondazione	
Larghezza valle, Suola monte	20x1 cm
Altezza valle, monte	20x20 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,696	2,417	0,273
S.L.D.	50,0	0,912	2,357	0,283
S.L.V.	475,0	2,305	2,355	0,338
S.L.C.	975,0	2,962	2,388	0,355

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe II

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,3363	0,0	0,0	0,0
S.L.D.	1,751	0,47	0,0839	0,042
S.L.V.	3,8477	0,38	0,1491	0,0746
S.L.C.	4,2886	0,0	0,0	0,0

Stratigrafia

Ns	Spesso	Inclinaz	Peso	Angolo	Coesio	Angolo	Presen	Litologi	Descriz	

	re strato (cm)	ione dello strato. (°)	unità di volume (KN/m³)	di resisten za a taglio (°)	ne (kPa)	di attrito terra muro (°)	za di falda (Si/No)	a	ione	
1	200	0	16.50	21	0.00	10	No		Argilla o argilla limosa molle	
2	200	0	17.80	31	0.00	21	No		Sabbia limosa media mente addens ata	

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale (cm)	Ascissa finale (cm)	Valore iniziale (kPa)	Valore finale (kPa)	Profondità (cm)
Permanenti strutturali	-200.0	0.0	3.0	3.0	0.0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Permanenti strutturali	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.4
2	Scorrimento	1.1
3	Partecipazione spinta passiva	1.4
	Ribaltamento	1.15

A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00

5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Permanenti strutturali	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Permanenti strutturali	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1.2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1.2
	Ribaltamento	1

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.1491
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0746

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
220.0	120.0	16.5	0.0	21.0	10.0	0.0	0.0	
120.0	20.0	16.5	0.0	21.0	10.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
10.0	0.43	0.58	0.19	0.42	0.07	0.19	0.03
10.0	0.43	0.58	0.19	0.42	0.07	0.19	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	220.0	120.0	11.9	2.1	165.77	165.77
2	120.0	20.0	17.94	3.16	67.19	67.19

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
120.0	7.45	50.0	120.0	170.0
20.0	14.91	100.0	120.0	120.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
120.0	19.35	52.1	7.07	200.0
20.0	44.74	105.26	35.46	200.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (221,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (221,0/220,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
220.0	120.0	16.5	0.0	21.0	21.0	0.0	0.0	
120.0	20.0	16.5	0.0	21.0	21.0	0.0	0.0	
20.0	0.0	17.8	0.0	31.0	21.3	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
21.0	0.41	0.58	0.21	0.38	0.15	0.19	0.07
21.0	0.41	0.58	0.21	0.38	0.15	0.19	0.07
21.3	0.29	0.41	0.15	0.27	0.1	0.14	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	220.0	120.0	11.94	4.59	166.46	166.46
2	120.0	20.0	17.01	6.53	67.51	67.52
3	20.0	0.0	3.83	1.47	9.94	9.93

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
20.0	0.0	17.8	180.0	31.0	21.3	0.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ Angolo di direzione della spinta.
Kp Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

µ	Kp	Kpx	Kpy
201.3	3.12	-2.91	-1.13

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	20.0	0.0	-1.04	-0.4	6.67	6.67

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	32.78	12.59	3.91
Peso muro	14.91	100.0	-102.11
Peso fondazione	1.65	11.05	-12.05
Sovraccarico	0.01	0.04	-0.08
Terr. fondazione	0.05	0.43	-0.89
Spinte fondazione	-1.04	-0.4	-0.07
	48.35	**123.71**	**-111.28**

Momento stabilizzante -161.08 kNm
Momento ribaltante 49.8 kNm
Nome Combinazione A1+M1+R3

Nr.	Quota [m]	Resistenza Scorrimento [kN/m]	Fattore sicurezza scorrimento	Resistenza schiacciamento [kN/m]	Fattore sicurezza schiacciamento	Fattore sicurezza rottura rete	Fattore sicurezza punzonamento
2	1	265.46	13.72	250	4.8	4.9	
3	2	336.34	7.52	250	2.36	3.52	.65

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.1491
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0746

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
220.0	120.0	16.5	0.0	21.0	10.0	0.0	0.0	
120.0	20.0	16.5	0.0	21.0	10.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
10.0	0.43	0.58	0.19	0.42	0.07	0.19	0.03
10.0	0.43	0.58	0.19	0.42	0.07	0.19	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	220.0	120.0	9.93	1.75	166.69	166.69
2	120.0	20.0	13.87	2.45	67.63	67.63

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
120.0	7.45	50.0	120.0	170.0
20.0	14.91	100.0	120.0	120.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
120.0	17.39	51.75	6.61	200.0
20.0	38.71	104.2	31.89	200.0

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (221,0/0,0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (221,0/220,0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
220.0	120.0	16.5	0.0	21.0	21.0	0.0	0.0	
120.0	20.0	16.5	0.0	21.0	21.0	0.0	0.0	
20.0	0.0	17.8	0.0	31.0	21.3	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

µ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
21.0	0.41	0.58	0.21	0.38	0.15	0.19	0.07
21.0	0.41	0.58	0.21	0.38	0.15	0.19	0.07
21.3	0.29	0.41	0.15	0.27	0.1	0.14	0.05

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	220.0	120.0	10.12	3.89	167.39	167.39
2	120.0	20.0	13.3	5.11	68.01	68.01
3	20.0	0.0	2.92	1.12	9.95	9.95

SPINTE IN FONDAZIONE
Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato (cm);
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);

Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
20.0	0.0	17.8	180.0	31.0	21.3	0.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Kp Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
201.3	3.12	-2.91	-1.13

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
Qf Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	20.0	0.0	-1.04	-0.4	6.67	6.67

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	26.34	10.12	3.92
Peso muro	14.91	100.0	-102.11
Peso fondazione	1.65	11.05	-12.05
Sovraccarico	0.0	0.03	-0.06
Terr. fondazione	0.05	0.33	-0.67
Spinte fondazione	-1.04	-0.4	-0.07
	41.92	**121.12**	**-111.03**

Momento stabilizzante -155.37 kNm
Momento ribaltante 44.34 kNm
Nome Combinazione A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Quota	Resistenza	Fattore	Resistenza	Fattore	Fattore	Fattore

	[m]	Scorrimento [kN/m]	sicurezza scorrimento	schiacciamento [kN/m]	sicurezza schiacciamento	sicurezza rottura rete	sicurezza punzonamento
2	1	265	15.24	250	4.83	5.23	
3	2	334.92	8.65	250	2.4	3.68	.66

4.2. Verifiche di stabilità globale

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.
Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

3. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

4. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\Sigma\left\{c_i \times b_i + \left(W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i\right) \times \tan\varphi_i\right\} \times \dfrac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare

pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.
Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.0
Coefficiente parziale resistenza	1.2
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4.17 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	7.45 m
Ascissa vertice destro superiore xs	6.23 m
Ordinata vertice destro superiore ys	9.51 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.1491
Coefficiente azione sismica verticale 0.0746

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	2.0	5.2
2	5.0	5.2
3	5.2	5.2
4	7.2	7.2
5	7.2	7.2
6	8.2	7.2
7	9.2	7.2
8	12.2	7.2

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	2.0	5.2
2	5.2	5.2
3	12.2	5.2

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.0
Coesione efficace 1.0
Coesione non drenata 1.0
Riduzione parametri geotecnici terreno Si

==========

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata	Angolo resistenza al taglio	Peso unità di volume	Peso unità di volume	Litologia	

		(kg/cm²)	(°)	(kg/m³)	saturo (kg/m³)		
1	0		21	1682.532	1682.532	Argilla o argilla limosa molle	
2	0.03		31	1815.095	1815.095	Sabbia limosa mediamente addensata	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	5.2	7.2	7.2	7.2	0.03976893

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2 (Sisma)]

==========

Fs minimo individuato 1.1
Ascissa centro superficie 5.2 m
Ordinata centro superficie 9.51 m
Raggio superficie 4.98 m

==========

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 5.20 yc = 9.507 Rc = 4.978 Fs=1.096

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kg)	Kh•Wi (kg)	Kv•Wi (kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (kg)	N'i (kg)	Ti (kg)
1	0.69	-25.7	0.82	28.71	34.1	17.06	0.03	31.0	0.0	432.9	372.5
2	0.69	-17.1	0.75	66.77	84.5	42.28	0.03	31.0	0.0	748.9	506.9
3	0.69	-8.9	0.77	66.23	114.25	57.16	0.03	31.0	0.0	862.4	553.4
4	0.69	-0.9	0.79	46.55	141.13	70.61	0.03	31.0	0.0	956.1	594.3
5	0.69	7.1	0.71	780.01	265.4	132.79	0.03	31.0	0.0	1678.7	925.6
6	0.69	15.2	0.72	412.54	359.71	179.98	0.03	31.0	0.0	2184.4	

7	1161.1 0.35	21.5	0.41	426.52	212.69	106.42	0.03	31.0	0.01 270.6
8	666.6 1.03	30.6	1.23	446.11	513.82	257.08	0.0	21.0	0.03 414.2
9	996.3 0.69	42.9	0.91	571.35	234.29	117.22	0.0	21.0	0.01 687.8
10	492.6 0.69	55.4	1.2	656.88	97.94	49.0			

xc=5.20 yc=9.51 Rc=4.98 Fs=1.10

