

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale in
Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi di un caso di instabilità di muri di sostegno su versante e proposta di interventi di ripristino



Relatori:

Monica Barbero.....

Marta Castelli.....

Maria Lia Napoli.....

Candidato

Giampiero Costanza

Indice

Indice delle figure.....	4
Indice delle tabelle.....	7
1 Stabilità dei muri di sostegno.....	11
1.1 Calcolo delle spinte	15
1.1.1 Metodo di Rankine.....	15
1.1.2 Metodo di Coulomb.....	21
1.1.3 Metodo di Lancellotta.....	24
1.2 Stabilità degli scavi e dei pendii	26
1.2.1 Metodo delle strisce	26
1.2.1.1 Metodo di Bishop semplificato.....	29
1.2.1.2 Metodo di Janbu semplificato	32
2 Metodi di stabilizzazione dei versanti.....	34
2.1 Opere di drenaggio.....	34
2.1.1 Modalità costruttive dei tubi sub-orizzontali.....	39
2.2 Terre rinforzate	41
2.2.1 Modalità costruttive delle terre rinforzate	43
2.2.2 Dimensionamento delle terre rinforzate	47
2.3 Palificate a doppia parete.....	50
2.3.1 Modalità costruttive della palificata	52
2.3.2 Dimensionamento della palificata	53
3 Descrizione caso di studio	54
3.1 Analisi del problema	55
3.2 Verifica stabilità dei muri	66
3.2.1 Verifica stabilità globale del muro	67
3.2.1.1 Pendio saturo	67
3.2.1.2 Pendio secco.....	71
3.2.2 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Rankine in condizioni asciutte	72
3.2.2.1 Primo livello del muro di sostegno condizioni asciutte	74
3.2.2.2 Secondo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte.....	78
3.2.3 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Rankine in condizioni sature.....	82
3.2.3.1 primo livello del muro di sostegno in condizioni sature.....	82
3.2.3.2 secondo livello del muro di sostegno in condizioni sature.....	85
3.2.4 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Lancellotta in condizioni asciutte ..	89
3.2.4.1 Verifica primo livello del muro in condizioni asciutte	89
3.2.4.2 Verifica secondo livello del muro in condizioni asciutte	90
3.2.5 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Lancellotta in condizioni sature.....	90
3.2.5.1 Verifica primo livello del muro in condizioni sature	90
3.2.5.2 Verifica secondo livello del muro in condizioni sature	91
3.2.6 Confronto dei metodi.....	91
4 Interventi proposti.....	94
4.1 Terre rinforzate	94
4.1.1 Verifiche interne	95
4.1.2 Verifiche esterne.....	98
4.1.2.1 Condizioni asciutte	99
4.1.2.2 Condizioni sature.....	101

4.1.2.3	Verifica a stabilità globale delle terre rinforzate	103
4.2	Palificate	109
4.2.1	Verifiche palificate	110
4.2.1.1	Condizioni asciutte	111
4.2.1.2	Condizioni sature	112
4.2.1.3	Verifica a stabilità globale delle palificate	114
Conclusioni		118
Bibliografia		121

Indice delle figure

Figura 1.1: muro a gravità (Lancellotta, Geotecnica, 2012)	11
Figura 1.2: muro a mensola (Lancellotta, Geotecnica, 2012).....	11
Figura 1.3: condizione di espansione laterale di un terreno incoerente.....	16
Figura 1.4: condizione di compressione laterale di un terreno incoerente	17
Figura 1.5: condizione di stato limite del terreno con indicazione delle giaciture dei piani di rottura	18
Figura 1.6: distribuzione delle tensioni di un terreno con coesione e sovraccarico .	19
Figura 1.7: distribuzione delle tensioni di un terreno con coesione, sovraccarico e acqua.....	20
Figura 1.8: metodo dell'equilibrio limite globale di Coulomb	22
Figura 1.9: punto di applicazione della spinta, terrapieno irregolare (Lancellotta, Costanzo, & Foti, Progettazione geotecnica, 2011)	23
Figura 1.10: discontinuità statica (Lancellotta, Geotecnica, 2012)	24
Figura 1.11: metodo delle strisce (Facciorusso, Madaï, & Vannucchi.G, 2011)	26
Figura 1.12: concio i-esimo (Farulla, 2001).....	27
Figura 1.13: metodo delle strisce superficie di scivolamento circolare (Farulla, 2001)	29
Figura 1.14: metodo di Bishop semplificato (Farulla, 2001).....	30
Figura 1.15: fattore di correzione f_0 di Janbu semplificato (Farulla, 2001)	33
Figura 2.1: schema di installazione dei dreni (Desideri, Miliziano, & Rampello, 2002)	36
Figura 2.2: grafici dimensionamento tubi sub-orizzontali (Desideri, Miliziano, & Rampello, 2002).....	38
Figura 2.3: perforazione per installazione dreni sub-orizzontali.....	39
Figura 2.4: tubo drenante finestrato con geotessuto (System Group)	40
Figura 2.5: sistema di drenaggio di un pendio.....	40
Figura 2.6: composizione terra rinforzata (Harpo)	41
Figura 2.7: prova di taglio diretta in assenza di rinforzo (Tsystem)	42
Figura 2.8: prova di taglio diretta di una terra rinforzata (Tsystem).....	43
Figura 2.9: terra rinforzata con cassero a perdere (Harpo).....	45
Figura 2.10: terra rinforzata con cassero rimovibile (Harpo)	46
Figura 2.11: inclinazione β del paramento della terra rinforzata con geogriglia	47
Figura 2.12: Determinazione Kreq_diagramma di Jewell (Comedini & Rimondi, 2013)	48
Figura 2.13: Jewell_lunghezza minima sfilamento griglie (Comedini & Rimondi, 2013).....	48

Figura 2.14: Jewell_lunghezza minima scivolamento base (Comedini & Rimondi, 2013).....	48
Figura 2.15: equilibrio locale di ciascuno strato di rinforzo (Comedini & Rimondi, 2013).....	49
Figura 2.16: palificata a doppia parete.....	50
Figura 2.17: sistema di una palificata doppia (APAT, 10/2002).....	51
Figura 2.18: palificata a doppia parete con pioli infissi nel terreno (Regione Piemonte).....	52
Figura 2.19: fase costruttiva della palificata (manuale tecnico provincia di Terni)...	52
Figura 2.20: palificata a gradoni (Arpa Piemonte).....	53
Figura 3.1: collocazione del comune di Bagnolo Piemonte.....	54
Figura 3.2: pioggia cumulata regione Piemonte novembre 2016 (Arpa Piemonte) .	55
Figura 3.3: PRG Bagnolo Piemonte.....	56
Figura 3.4: planimetria zona in esame.....	56
Figura 3.5: posizione dei muri crollati.....	57
Figura 3.6: posizione orizzontale dei muri crollati.....	57
Figura 3.7: curve di livello con passo 5m.....	58
Figura 3.8: profilo della zona in esame.....	58
Figura 3.9: casseri per il getto di contenimento dei muri.....	59
Figura 3.10: stima altezza muro.....	59
Figura 3.11: geometria muri di sostegno.....	60
Figura 3.12: blocchi edificio.....	61
Figura 3.13: descrizione solaio.....	62
Figura 3.14: solaio di copertura.....	63
Figura 3.15: schema trave continua su appoggi.....	64
Figura 3.16: diametro serbatoio imhoff.....	65
Figura 3.17: modello zona in esame.....	66
Figura 3.18: F_s pendio con $c=0$	67
Figura 3.19: infiltrazione dell'acqua piovana.....	68
Figura 3.20: suddivisione e caratteristiche degli strati.....	68
Figura 3.21: F_S Bishop semplificato pendio saturo con $c=3$	69
Figura 3.22: F_S Janbu semplificato pendio saturo con $c=3$	70
Figura 3.23: F_S Bishop asciutto.....	71
Figura 3.24: F_S Janbu asciutto.....	71
Figura 3.25: geometria dei muri.....	72
Figura 3.26: aree, pesi e distanze del muro.....	73
Figura 3.27: diagrammi della distribuzione delle pressioni di progetto del primo livello del muro in condizioni asciutte.....	75
Figura 3.28: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni asciutte.....	75
Figura 3.29: base ridotta della fondazione nastriforme.....	77

Figura 3.30: coefficienti di capacità portante (Lancellotta & Calavera, Fondazioni, 1999)	78
Figura 3.31: disposizione dei due livelli dei muri di sostegno	79
Figura 3.32: diagrammi della distribuzione delle pressioni di progetto del secondo livello del muro in condizioni asciutte	80
Figura 3.33: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del secondo livello del muro in condizioni asciutte.....	80
Figura 3.34: livello di falda	82
Figura 3.35: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni sature.....	83
Figura 3.36: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni sature.....	86
Figura 4.1: geometria del modulo della terra rinforzata	94
Figura 4.2: profilo con terre rinforzate	95
Figura 4.3: determinazione di K_{req} con diagramma di Jewell	96
Figura 4.4: determinazione della lunghezza minima per scivolamento con diagramma di Jewell	96
Figura 4.5: determinazione della lunghezza minima per sfilamento	97
Figura 4.6: disposizione delle due terre rinforzate.....	98
Figura 4.7: geometria e distanze terra rinforzata.....	99
Figura 4.8: distribuzione delle tensioni, spinte e distanze di applicazione in condizioni sature.....	101
Figura 4.9: proprietà della geogriglia nelle terre rinforzate	103
Figura 4.10: FS Bishop semplificato pendio asciutto terra rinforzata	104
Figura 4.11: FS Janbu semplificato pendio asciutto terra rinforzata.....	104
Figura 4.12: FS Bishop semplificato pendio saturo terre rinforzate.....	105
Figura 4.13: FS Janbu semplificato pendio saturo terra rinforzata	105
Figura 4.14: grafici dimensionamento dreni.....	107
Figura 4.15: posizionamento e dimensioni dreni	108
Figura 4.16: sezione modulo palificata a doppia parete	109
Figura 4.17: profilo sistema di palificate vive a doppia parete sul versante	110
Figura 4.18: FS Bishop semplificato del pendio asciutto delle palificate	114
Figura 4.19: FS Janbu semplificato del pendio asciutto delle palificate	115
Figura 4.20: FS Bishop semplificato del pendio saturo delle palificate	115
Figura 4.21: FS Janbu semplificato del pendio saturo delle palificate	116
Figura 4.22: posizione piani drenanti per le palificate	116

Indice delle tabelle

Tabella 1.1: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC, 2018)	13
Tabella 1.2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC, 2018)	13
Tabella 1.3: coefficienti parziali per le verifiche da applicare alle resistenze (NTC, 2018)	14
Tabella 3.1: pesi permanenti strutturali solaio tipo del piano	62
Tabella 3.2: pesi permanenti non strutturali solaio tipo del piano	62
Tabella 3.3: carichi variabili solaio tipo del piano	62
Tabella 3.4: pesi permanenti strutturali solaio di copertura	63
Tabella 3.5: pesi permanenti non strutturali solaio di copertura	63
Tabella 3.6: carichi variabili solaio di copertura	63
Tabella 3.7: pesi del solaio e della copertura dell'edificio	64
Tabella 3.8: peso intero edificio	65
Tabella 3.9: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 1 kPa	69
Tabella 3.10: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 2 kPa	69
Tabella 3.11: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 3 kPa	69
Tabella 3.12: geometria dei due muri di sostegno	73
Tabella 3.13: caratteristiche dei due muri di sostegno	73
Tabella 3.14: componenti del carico orizzontale "i" del secondo livello del muro, secondo Rankine in condizioni asciutte	81
Tabella 3.15: componenti del carico orizzontale "i" del primo livello del muro, secondo Rankine in condizioni sature	85
Tabella 3.16: componenti del carico orizzontale "i" del primo livello del muro, secondo Rankine in condizioni sature	88
Tabella 3.17: verifiche secondo livello del muro in condizioni asciutte col metodo di Lancellotta	90
Tabella 3.18: verifiche secondo livello del muro in condizioni sature col metodo di Lancellotta	91
Tabella 3.19: confronto delle verifiche con il metodo di Rankine e quello di Lancellotta	93
Tabella 4.1: valori abachi di Jewell	97
Tabella 4.2: momento resistente di progetto a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni asciutte	99
Tabella 4.3: momento sollecitante di progetto a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni asciutte	100
Tabella 4.4: componenti del carico orizzontale "i" della terra rinforzata in condizioni asciutte	100

Tabella 4.5: spinte e momento sollecitante di progetto delle terre rinforzate in condizioni sature.....	102
Tabella 4.6: componenti del carico orizzontale “i” della terra rinforzata in condizioni sature	102
Tabella 4.7: fattore di sicurezza con sistema di drenaggio nelle terre rinforzate ...	108
Tabella 4.8: peso della palificata.....	111
Tabella 4.9: momento resistente di progetto della palificata	111
Tabella 4.10: momento sollecitante di progetto della palificata	111
Tabella 4.11: componenti del carico orizzontale “i” della palificata in condizioni asciutte.....	112
Tabella 4.12: spinte e momento sollecitante della palificata in condizioni sature .	113
Tabella 4.13: componenti del carico orizzontale “i” della palificata in condizioni sature	113
Tabella 4.14: fattore di sicurezza con sistema di drenaggio nelle palificate	117

Introduzione

L'obiettivo della tesi è lo studio di un caso di instabilità di due muri di sostegno in calcestruzzo su un versante in terra, nel comune di Bagnolo Piemonte (provincia di Cuneo), verificatasi a fine novembre del 2016, conseguentemente ad un evento meteorico di piogge intense che ha interessato tutta la regione Piemonte. La zona in esame è composta da un edificio di civile abitazione, delimitato da tre muri di sostegno, uno verso monte e gli altri due a valle del versante. Della zona del dissesto fanno parte il cortile antistante l'edificio e i due muri di sostegno in calcestruzzo a valle del versante, che si trovano su due livelli diversi, realizzati per sostenere il piazzale. Il muro di sostegno a monte non ha subito nessuno spostamento e nessun danno strutturale, a differenza dei due muri a valle del versante per i quali si è avuto il crollo, con una superficie di scivolamento che ha interessato anche parte del cortile, non intaccando l'edificio.

Per lo studio della stabilità dei muri di sostegno è necessario calcolare la spinta attiva del terreno. In questa tesi il calcolo è stato condotto sulla base dei metodi di Rankine, Coulomb e Lancellotta in modo da consentire un utile confronto tra le diverse soluzioni.

Le verifiche a ribaltamento, scorrimento, capacità portante e stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno sono poi state calcolate tramite l'applicazione delle norme tecniche NTC del 2018.

Sulla base dei calcoli effettuati è poi possibile definire degli interventi di ripristino sia sul versante, sia sulle opere che potrebbero sostituire i due muri di sostegno in calcestruzzo crollati, in maniera da avere un impatto meno aggressivo sul territorio, proponendo un sistema di terre rinforzate e una palificata viva a doppia parete, quest'ultima rivolta all'ingegneria naturalistica. In entrambe si è pensato di agire anche con un sistema di drenaggio di tubi sub-orizzontali inseriti nel versante, in maniera da ridurre la forza esercitata dalla componente idrostatica, causata principalmente dalle piogge.

La tesi è sviluppata secondo i seguenti capitoli:

1. Stabilità dei muri di sostegno, nel quale si introduce lo studio dell'instabilità dei muri e le verifiche relative alle norme tecniche delle costruzioni del 2018. Per il calcolo delle spinte del terreno si riportano brevemente le teorie di Rankine, Coulomb e Lancellotta. Per il calcolo della stabilità globale del pendio si discute il metodo delle strisce;

2. Metodi per il ripristino della stabilità dei versanti in terra, con riferimento ai sistemi di drenaggio, ai sistema di terre rinforzate e alla palificata doppia, indicando i metodi di dimensionamento e le modalità costruttive.
3. Descrizione del caso studio e verifiche effettuate in condizioni asciutte e saturate del versante, utilizzando le teorie di Rankine e Lancellotta, tramite le NTC 2018 in vigore. Si discute inoltre la stabilità globale del complesso muro-terreno.
4. Interventi proposti di progettazione del sistema di terre rinforzate e della palificata viva a doppia parete, eseguendo per ognuna il dimensionamento e le verifiche richieste e includendo il sistema di drenaggio con tubi sub-orizzontali per la stabilità dei versanti in terra.

1 Stabilità dei muri di sostegno

I muri di sostegno fanno parte della categoria delle strutture o delle opere in grado di garantire la necessaria stabilità a un versante potenzialmente instabile o ad uno scavo in terra.

Si definiscono muri a gravità come mostrato in Figura 1.1 , quelle strutture in pietra o calcestruzzo, la cui stabilità è garantita dal peso proprio, con un meccanismo che porta in fondazione la spinta sub-orizzontale esercitata dal terreno, componendola con il peso proprio del muro e trasformandola in una forza sub-verticale, la cui retta d'azione deve intersecare l'area d'impronta della fondazione stessa per non avere delle sezioni in cui si producano sforzi di trazione (Lancellotta, Geotecnica, 2012).

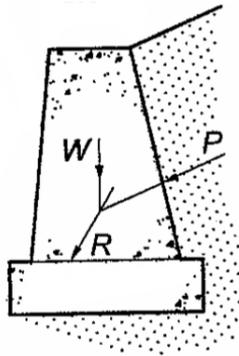


Figura 1.1: muro a gravità (Lancellotta, Geotecnica, 2012)

Con l'introduzione di armatura nella zona tesa è possibile realizzare strutture con sezioni più snelle, ottenendo una configurazione di muro a mensola in Figura 1.2, (Lancellotta, Geotecnica, 2012).

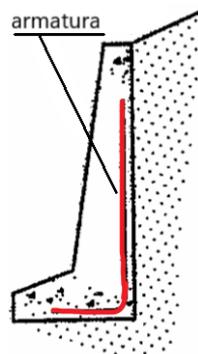


Figura 1.2: muro a mensola (Lancellotta, Geotecnica, 2012)

Per quanto riguarda la stabilità delle opere di sostegno delle terre e nel caso specifico dei muri di sostegno, si fa riferimento al concetto di stato limite, introdotto dall'eurocodice e dalle NTC (norme tecniche delle costruzioni nazionali), nelle quali si definisce il concetto stesso di stato limite, come "la condizione

superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata" (NTC, 2018).

Gli stati limite si distinguono in:

- Stato limite ultimo SLU: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali.
- Stato limite di esercizio SLE: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

In maniera cautelativa si introducono, nel calcolo del progetto e delle verifiche dei muri di sostegno, dei coefficienti di sicurezza tali per cui è possibile ridurre la probabilità di superamento dello stato limite.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata confrontando la resistenza di progetto R_d , con le azioni sollecitanti di progetto E_d , secondo la formula(1) :

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione espresse dalle formule (2) e (3)

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (2)$$

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (3)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (4)$$

Con:

$\gamma_F = \gamma_E$ coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle forze;

γ_M = coefficiente parziale di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici (Tabella 1.2);

γ_R = coefficiente parziale di sicurezza della resistenza (Tabella 1.3);

$\gamma_F F_k$ = azioni di progetto;

$\frac{X_k}{\gamma_M}$ = parametri geotecnici di progetto;

a_d = parametri geometrici di progetto.

Nella fase della progettazione, le NTC prevedono diversi approcci in funzione dell'opera in esame, con l'utilizzo di diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali γ , i quali si applicano alle azioni (A1 e A2), ai parametri geotecnici (M1 e M2) e alle resistenze (R1, R2 e R3).

Per le verifiche geotecniche di un muro di sostegno, bisogna che siano sempre rispettate le condizioni di equilibrio, di congruenza e le condizioni di compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. Le seguenti verifiche devono perciò essere condotte in funzione al ribaltamento dell'opera, allo scorrimento, alla capacità portante del muro di sostegno e alla stabilità globale terreno-struttura.

Per le verifiche dei muri di sostegno a ribaltamento, scorrimento e capacità portante, si applica l'approccio 2, con l'unica combinazione (A1+M1+R3), tramite la definizione delle azioni in funzione della spinta del terreno, in questo caso, definita secondo le teorie di Rankine e Lancellotta.

Per la verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno si applica l'approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 1.1: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC, 2018)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 1.2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC, 2018)

Nelle verifiche a ribaltamento i coefficienti γ da applicare sono riferiti alle resistenze R3 della Tabella 1.3 e si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 1.3: coefficienti parziali per le verifiche da applicare alle resistenze (NTC, 2018)

Gli approcci sono:

- Approccio 1: si eseguono le verifiche in funzione di due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti.
 - Combinazione 1 (A1+M1+R1): tiene conto solo dei coefficienti da applicare alle azioni ($\gamma_M = 1$; $\gamma_R = 1$)
 - Combinazione 2 (A2+M2+R2): tiene conto dei coefficienti da applicare ai parametri geotecnici e alle resistenze globali
- Approccio 2: le verifiche vengono eseguite con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) che tengono conto dei coefficienti da applicare alle azioni e alle resistenze globali

1.1 Calcolo delle spinte

Il calcolo delle azioni, viene effettuato in questa tesi tramite la determinazione della spinta del terreno agente sui muri di sostegno, secondo la teoria di Rankine e quella di Coulomb.

1.1.1 Metodo di Rankine

Il metodo di Rankine si basa sulla determinazione di un campo di tensioni che soddisfi in ogni punto le condizioni di equilibrio del terreno, senza violarne il criterio di rottura.

Le ipotesi fondamentali alla base della teoria di Rankine per terreni incoerenti sono:

- Superficie del piano campagna piana, orizzontale;
- Criterio di rottura di Mohr-Coulomb (assenza di coesione):

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' \quad (5)$$

τ = tensione tangenziale;

σ' = tensione efficace normale;

φ' = angolo di attrito del terreno;

- Paramento del muro verticale;
- Assenza di attrito tra muro e terreno ($\delta = 0$) sul paramento.

Con queste condizioni, ogni sezione verticale risulta essere sezione di simmetria e pertanto i piani verticali e orizzontali sono piani principali.

Alla generica profondità z , se si ipotizza che lo stato tensionale sia lontano dalla rottura, la tensione verticale efficace è definita dalla condizione di equilibrio e vale $\sigma'_{v0} = \gamma' z$.

Se si immagina di produrre un'espansione laterale mantenendo costante la tensione verticale efficace σ'_{v0} e riducendo progressivamente quella orizzontale σ'_h , fino al raggiungimento del valore minimo individuato dall'intersezione del cerchio di Mohr con l'inviluppo di rottura (Figura 1.3), si genera uno stato limite attivo caratterizzato da una tensione orizzontale σ'_a (Lancellotta, Geotecnica, 2012):

$$\sigma'_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_{v0} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \sigma'_{v0} = K_a \sigma'_{v0} \quad (6)$$

Con K_a coefficiente di spinta attiva, funzione dell'angolo di resistenza al taglio, definito come rapporto delle tensioni principali a rottura:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (7)$$

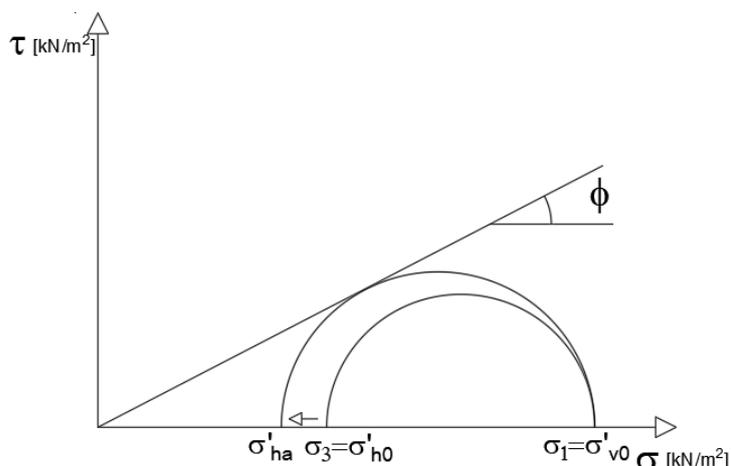


Figura 1.3: condizione di espansione laterale di un terreno incoerente

Dalla risultante della distribuzione della σ'_a è possibile determinare il valore della spinta attiva S_t tramite il coefficiente K_a nel quale si ipotizza che questo stato tensionale appartenga sia al cerchio di Mohr sia al criterio di resistenza.

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (8)$$

S_t = spinta attiva del terreno;
 γ = peso specifico del terreno;
 H = profondità rispetto il piano campagna;
 K_a = coefficiente di spinta attiva.

Se si considera una compressione laterale mantenendo costante la tensione verticale efficace σ'_{v0} e aumentando progressivamente quella orizzontale σ'_h , fino al raggiungimento del valore minimo individuato dall'intersezione del cerchio di Mohr con l'involuppo di rottura (Figura 1.4), si genera uno stato limite passivo caratterizzato da una tensione orizzontale σ'_p (Lancellotta, Geotecnica, 2012):

$$\sigma'_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_{v0} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \sigma'_{v0} = K_p \sigma'_{v0} \quad (9)$$

Con K_p coefficiente di resistenza passiva.

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (10)$$

Dalla risultante della distribuzione della σ'_p è possibile determinare il valore della spinta passiva S_t tramite il coefficiente K_a nel quale si ipotizza che questo stato tensionale appartenga sia al cerchio di Mohr sia al criterio di resistenza.

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (11)$$

S_t = spinta attiva del terreno;
 γ = peso specifico del terreno;
 H = profondità rispetto il piano campagna;
 K_p = coefficiente di resistenza passiva.

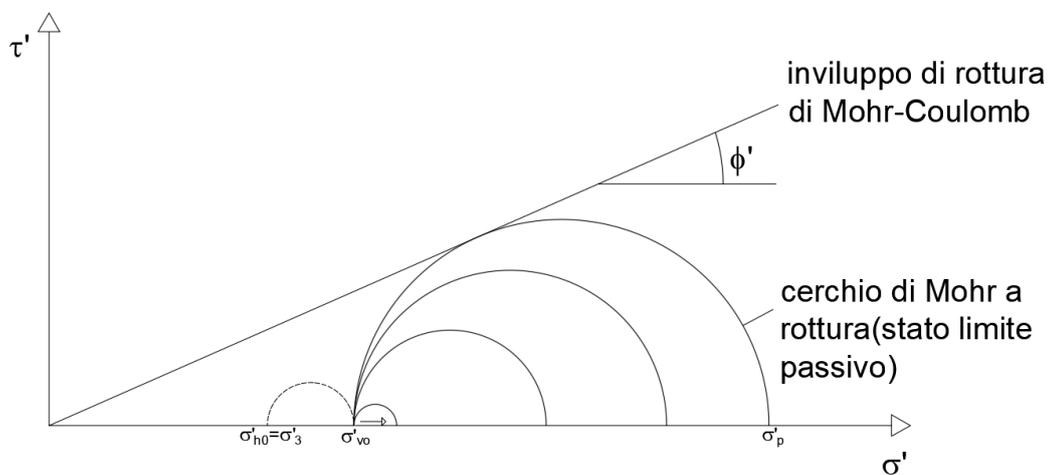


Figura 1.4: condizione di compressione laterale di un terreno incoerente

Si determinano i valori delle due inclinazioni dei piani di rottura α e β per raggiungimento dei rispettivi stati limite attivo e passivo (Figura 1.5):

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \quad (12)$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \quad (13)$$

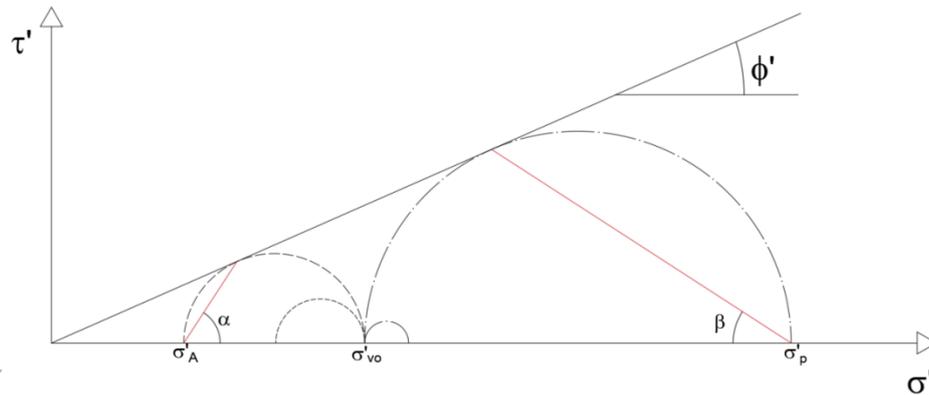


Figura 1.5: condizione di stato limite del terreno con indicazione delle giaciture dei piani di rottura

Nell'ambito delle opere rigide la spinta passiva viene trascurata.

Nel caso del muro di sostegno in esame, si considera il terreno sottoposto a sola espansione laterale limitandoci a considerare solo la spinta attiva, in presenza di coesione e senza sovraccarico.

Il calcolo della spinta attiva dovuta dalla risultante della distribuzione, avviene tramite la definizione di un'altezza critica z_c in funzione alla coesione, nella quale si ha una distribuzione delle tensioni negativa, perché il terreno è soggetto a degli sforzi di trazione e che per ragioni di sicurezza non vengono considerati. La profondità critica z_c viene calcolata nel seguente modo:

$$z_c = \frac{2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)}{\gamma} \quad (14)$$

Si determina la distribuzione delle tensioni:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{v0} - 2c' \sqrt{K_a} \quad (15)$$

e si definisce la spinta attiva S_a come la risultante della distribuzione delle tensioni:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (H^2 - z_c^2) - 2c'(H - z_c) \sqrt{K_a} \quad (16)$$

Con:

c' = coesione del terreno;

H = altezza del muro di sostegno;

φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno.

Si rappresentano le formule per il calcolo della distribuzione della tensione qK_a e la risultante della spinta attiva in presenza di sovraccarico verticale distribuito uniformemente che si somma al peso del terreno:

$$S_q = qHK_a \quad (17)$$

S_q = spinta attiva dovuta alla presenza del sovraccarico distribuito;

q = sovraccarico distribuito;

H = profondità rispetto il piano campagna;

K_a = coefficiente di spinta attivo.

Per terreni dotati di coesione si ha una distribuzioni di tensioni negative $-2c'\sqrt{K_a}$ perché il terreno è soggetto a degli sforzi di trazione e la presenza della coesione sposta il criterio di resistenza riducendo la spinta

$$S_c = -2cH\sqrt{K_a} \quad (18)$$

S_c = spinta attiva dovuta alla presenza di coesione nel terreno;

c = coesione del terreno;

H = profondità rispetto il piano campagna;

K_a = coefficiente di spinta attivo.

Si determina la spinta attiva totale S_{tot} in presenza di sovraccarico e di coesione che il terreno esercita sul muro di sostegno:

$$S_{tot} = S_t + S_q + S_c \quad (19)$$

Nella Figura 1.6 si nota la distribuzione delle tensioni di spinte attive positive per quanto riguarda il terreno e il sovraccarico mentre negative per la coesione, e si rappresentano i punti di applicazione delle tre componenti delle spinte che agiscono secondo le distanze " d_i " rispetto al piede del muro.

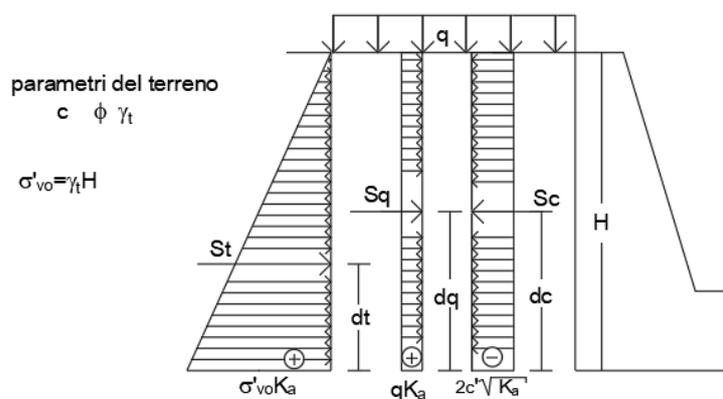


Figura 1.6: distribuzione delle tensioni di un terreno con coesione e sovraccarico

In presenza di falda al livello del piano campagna, la spinta idrostatica dovuta alle pressioni interstiziali la si calcola sommando la spinta dovuta all'acqua al peso dell'unità di volume alleggerito γ' :

$$\gamma' = \gamma_t - \gamma_w \quad (20)$$

Con:

γ_t = peso dell'unità di volume del terreno;

γ_w = peso dell'unità di volume dell'acqua.

$$S'_t = \frac{1}{2} \gamma' H^2 k_A = \frac{1}{2} (\gamma_t - \gamma_w) H^2 k_A \quad (21)$$

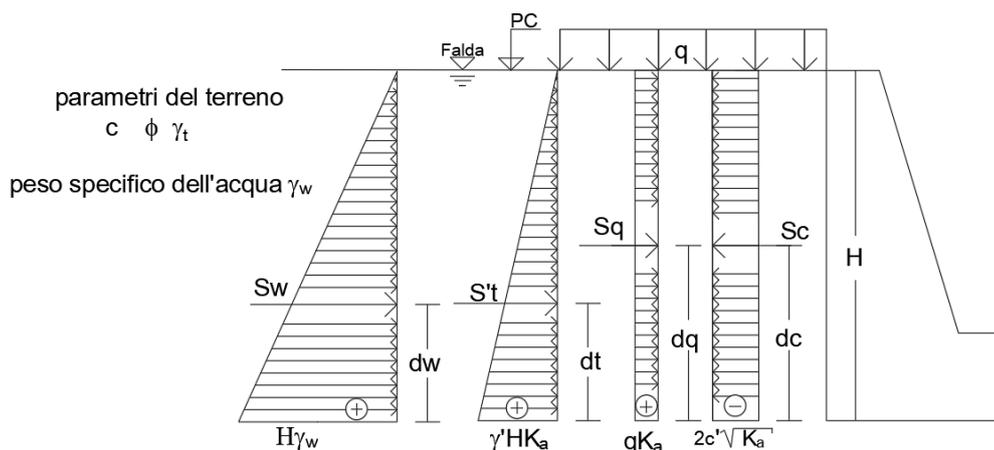
S'_t = spinta efficace con peso dell'unità di volume alleggerito

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (22)$$

S_w = spinta dovuta alla presenza di acqua

Con la presenza della spinta dovuta all'acqua, l'azione del terreno esercitata sul muro è data dalla sommatoria di tutte le spinte presenti in Figura 1.7, come mostra la formula di seguito:

$$S_{tot} = S'_t + S_q + S_c + S_w \quad (23)$$



con:
 peso alleggerito del terreno $\gamma' = (\gamma_t - \gamma_w)$

Figura 1.7: distribuzione delle tensioni di un terreno con coesione, sovraccarico e acqua

Il terreno a monte del muro subisce un percorso di compressione per scarico quando si ha uno spostamento del muro stesso che provoca la rottura del terreno.

Tutte le ipotesi della teoria di Rankine sono finalizzate a poter considerare la σ'_a come tensione principale e quindi il coefficiente di spinta attiva $K_a = \frac{1-\sin \varphi'}{1+\sin \varphi'}$, ma si portano dietro delle approssimazioni sulla forma del cuneo di rottura che in realtà non è lineare ma a causa della rotazione delle tensioni principali intorno al muro si ha un andamento curvilineo e l'ipotesi più forte nella teoria di Rankine che è anche quella meno realistica di considerare un attrito muro-terreno nullo ($\delta=0$) ma tramite l'utilizzo di quest'ipotesi, l'errore che si compie è a favore di sicurezza perché si sovrastima la spinta.

1.1.2 Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb è basata sul metodo dell'equilibrio limite globale, cioè considera l'equilibrio di un cuneo di terreno, delimitato dal paramento interno del muro, dalla superficie limite del terreno (BC) e dalla potenziale superficie di scorrimento, tenendo conto anche dell'attrito muro-terreno (Figura 1.8).

Le ipotesi fondamentali alla base della teoria di Coulomb per terreni incoerenti sono:

- Superficie del piano campagna piana, orizzontale;
- Presenza di attrito tra muro e terreno δ ;
- Criterio di rottura di Mohr-Coulomb (assenza di coesione):

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (24)$$

τ = tensione tangenziale;

σ = tensione normale;

φ = angolo di attrito del terreno;

- Superficie di scorrimento piana.

Il procedimento, consiste nell'individuare un meccanismo di collasso e nel derivare il carico di collasso da considerazioni di equilibrio limite globale considerando il cuneo di terreno ABC (Figura 1.8), come un corpo rigido, delimitato dalla parete del muro AB e dall'ipotesi di superficie di scivolamento piana AC (di inclinazione incognita α). (Lancellotta, Costanzo, & Foti, Progettazione geotecnica, 2011).

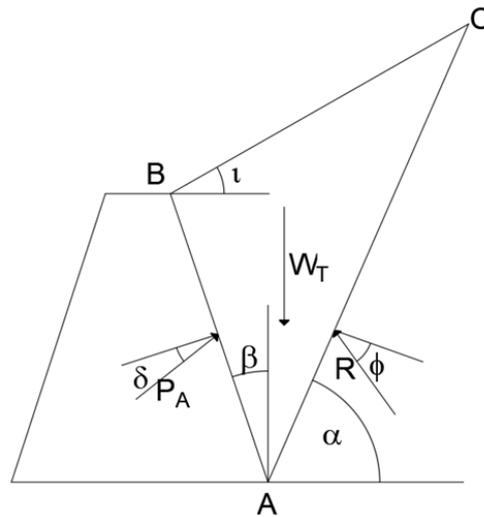


Figura 1.8: metodo dell'equilibrio limite globale di Coulomb

Nell'ipotesi di materiale puramente attritivo, la risultante R che agisce sulla superficie di scivolamento AC è caratterizzata da un'obliquità ϕ (angolo di attrito del terreno) con la direzione normale rispetto la superficie stessa. La spinta P_A agisce con un'inclinazione δ (attrito muro-terreno) rispetto la normale al paramento del muro. Il peso W_T del cuneo di spinta è un vettore noto, così come sono note le rette d'azione δ e ϕ , una volta fissata l'inclinazione del piano di scivolamento α ; al contrario, non sono noti i moduli delle componenti di R e P_A . Utilizzando il poligono delle forze, si ricava il modulo di P_A e di R . Il valore della spinta attiva, dipende dall'inclinazione del piano di scorrimento (non nota a priori) e occorrerà procedere per tentativi in modo da individuare la superficie alla quale corrisponde il massimo valore della spinta (Lancellotta, Costanzo, & Foti, Progettazione geotecnica, 2011). Se il cuneo di spinta che si viene a formare è triangolare, è possibile ricavare in maniera analitica il valore della spinta massima P_A , utilizzando il coefficiente di spinta attiva K_A secondo Muller-Breslau:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (25)$$

- P_A = Spinta attiva del terreno;
- γ = peso specifico del terreno;
- H = altezza del muro di sostegno;
- K_A =coefficiente di spinta attiva (Muller-Breslau)

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (26)$$

Con, riferimento alla Figura 1.8 si definiscono i seguenti angoli:

φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno;

β = inclinazione paramento

δ = angolo di attrito muro-terreno;

i = pendenza del terrapieno

Nel caso particolare in cui $\beta = i = 0$, l'espressione (27) diventa:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi')}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin \varphi'}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (27)$$

Con il metodo di Coulomb, la distribuzione delle tensioni non è nota, ma ipotizzando che il cuneo di spinta sia triangolare, in analogia con il metodo di Rankine, si può ipotizzare che le tensioni tra parete e terreno siano linearmente crescenti con la profondità e il punto di applicazione di P_A sia ad $H/3$ dalla base del muro.

Se la superficie del terreno ha forma irregolare, Terzaghi suggerì di assumere che il punto di applicazione della spinta del terreno P_A corrisponda al punto di intersezione tra la parete del muro e la retta passante per il baricentro del cuneo tracciata parallelamente alla superficie di scivolamento (Lancellotta, Costanzo, & Foti, Progettazione geotecnica, 2011).

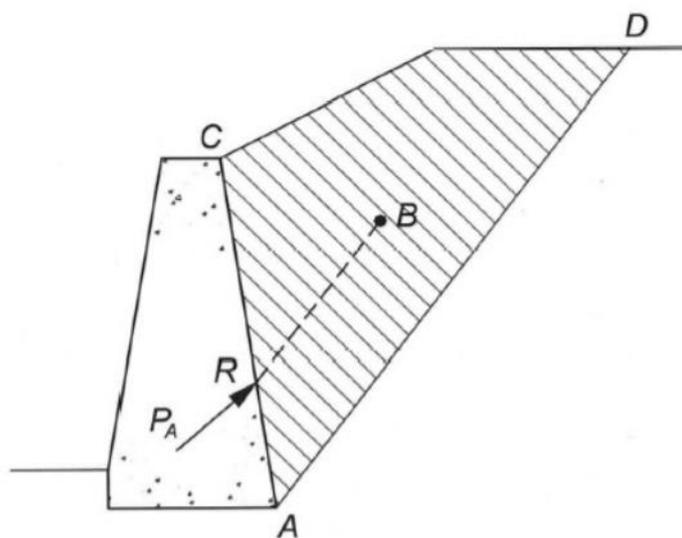


Figura 1.9: punto di applicazione della spinta, terrapieno irregolare (Lancellotta, Costanzo, & Foti, Progettazione geotecnica, 2011)

La teoria di Coulomb è basata sulle equazioni all'equilibrio globale alla traslazione e non consente di determinare la distribuzione delle tensioni sul paramento del muro ma solo la forza risultante, una volta fissato l'angolo dell'inclinazione della superficie di rottura che non è noto a priori e che si determina per tentativi, massimizzando il valore della spinta attiva.

Il metodo di Coulomb ipotizza una superficie di scorrimento piana, ma a causa della presenza di attrito fra la parete del muro e il terreno ($\delta \neq 0$) la superficie reale di scorrimento sarà in parte curvilinea.

1.1.3 Metodo di Lancellotta

Si considera la determinazione della spinta su una parete ruvida ($\delta \neq 0$) e si immagina una superficie piana che delimita due regioni distinte (Figura 1.10), lo stato di sforzo relativo degli elementi A e B non è omogeneo perchè caratterizzato da tensioni principali diverse tra loro (Lancellotta, Analytical solution of passive earth pressure, 2002).

Le ipotesi alla base del metodo, all'interno di ogni regione sono:

- Coesione nulla;
- Stato tensionale continuo
- Condizioni di equilibrio e criterio di rottura soddisfatti
- Direzioni principali costanti

mentre nel passaggio da una regione all'altra si ha una discontinuità statica, la quale comporta una rotazione delle direzioni principali.

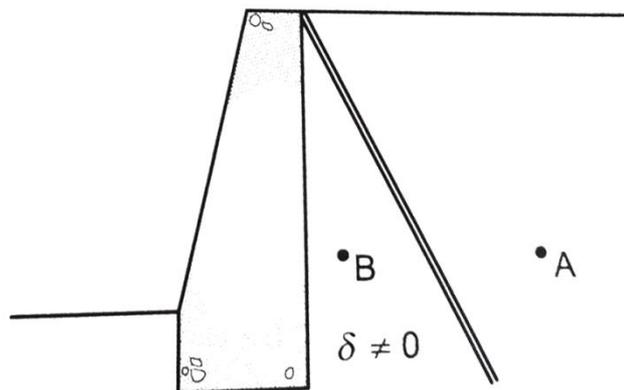


Figura 1.10: discontinuità statica (Lancellotta, Geotecnica, 2012)

Per soddisfare le condizioni di equilibrio, i cerchi di Mohr relativi a queste due regioni, devono avere un punto in comune. La discontinuità produce un salto del modulo e della direzione della tensione principale maggiore.

Se si assume:

- rotazione piccola;

- ventaglio di discontinuità.

E' possibile determinare il coefficiente di spinta attiva K_a :

$$K_a = \left[\frac{\cos \delta}{1 + \sin \varphi'} \left(\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta} \right) \right] \exp(-2\vartheta \tan \varphi') \quad (28)$$

$$2\vartheta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) - \delta \quad (29)$$

ϑ rotazione della direzione principale dello stato di sforzo

φ' angolo di resistenza al taglio

δ angolo di attrito muro-terreno

Con questa soluzione, con l'ipotesi di terreno incoerente, si supera l'ipotesi dell'attrito nullo tra muro- terreno di Rankine e si determina una soluzione più realistica rispetto a quella di Coulomb che ipotizza una superficie di scorrimento piana.

1.2 Stabilità degli scavi e dei pendii

L'analisi delle condizioni di stabilità degli scavi e dei pendii richiede un attento e scrupoloso studio di aspetti di natura geologica, geomorfologica, idrogeologica e geotecnica attraverso indagini approfondite in sito e in laboratorio. In questa tesi, per valutare la stabilità globale muro-pendio si utilizza il metodo dell'equilibrio limite perché è il più semplice da utilizzare e d'altra parte perché non si hanno a disposizione dati riguardanti la stratigrafia e la permeabilità del terreno.

Il metodo dell'equilibrio limite, ipotizza un comportamento rigido perfettamente plastico del terreno, in maniera tale che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura, e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate (Facciorusso, Madiati, & Vannucchi.G, 2011). Ne consegue che:

- la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile in condizioni di deformazione piana;
- lungo la superficie di scorrimento si mobilita la resistenza al taglio;
- non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana.

Si trova il fattore di sicurezza FS, come rapporto tra la resistenza disponibile, valutata secondo il criterio di Mohr-Coulomb e il valore della sollecitazione al taglio che si mobilita lungo la superficie di rottura, il quale dà indicazioni sulla stabilità del versante

1.2.1 Metodo delle strisce

Il metodo delle strisce si applica in genere a pendii naturali, e viene utilizzato quando la superficie di scorrimento del terreno non è piana, suddividendo il terreno potenzialmente instabile in strisce (o conci) e ricavando le equazioni per il calcolo del coefficiente di sicurezza a partire dalle equazioni di equilibrio delle singole strisce. Il terreno può avere diverse condizioni stratigrafiche e può essere caratterizzato da pressioni interstiziali (Figura 1.11).

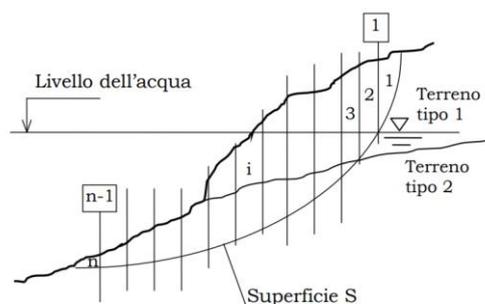


Figura 1.11: metodo delle strisce (Facciorusso, Madiati, & Vannucchi.G, 2011)

Si analizza un concio i -esimo in Figura 1.12, con una larghezza Δx_i , peso W_i e inclinazione della base del concio di un angolo α_i rispetto la direzione orizzontale. Si osserva dalla Figura 1.12 che per mantenere lo stato di equilibrio dell'intero blocco, bisogna applicare sui lati e sulla base delle strisce le risultanti degli sforzi efficaci (E'_i , E'_{i-1} , X_i, X_{i-1} , N'_i , T_i) e delle pressioni interstiziali (U_i , U_{i-1} , $U_{b,i}$) che si trasmettono mutuamente tra i blocchi e tra questi e il terreno di imposta (Farulla, 2001). In particolare dalla Figura 1.12:

- E'_i , E'_{i-1} sono le forze mutue che si scambiano i conci in direzione normale;
- b_i distanza di applicazione delle forze E'_i , E'_{i-1} rispetto la superficie di scorrimento;
- X_i e X_{i-1} sono le forze tangenziali tra i conci;
- U_i , U_{i-1} sono le forze delle pressioni interstiziali sulle superfici dei conci;
- N_i e T_i sono le componenti normali e tangenziali della reazione del concio sulla superficie di scorrimento.
- a_i distanza alla quale agisce N_i , lungo la superficie di scivolamento;
- α_i angolo di inclinazione della superficie di scivolamento;
- $U_{b,i}$ risultante delle pressioni interstiziali alla base del concio.

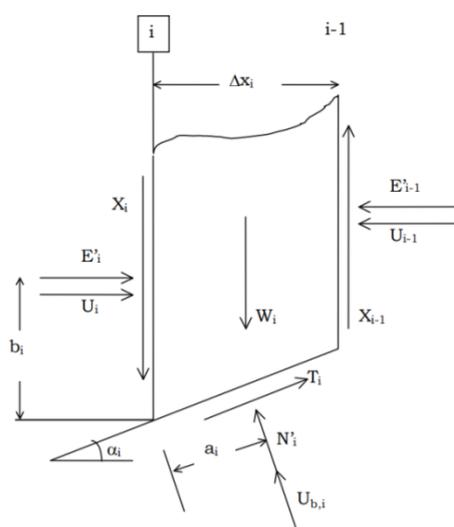


Figura 1.12: concio i -esimo (Farulla, 2001)

Le ipotesi alla base del metodo delle strisce sono:

- stato di deformazione piano;
- comportamento del terreno rigido perfettamente plastico;
- criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- coefficiente di sicurezza F_s unico per tutti i conci:

$$\circ T_i = \frac{T_{fi}}{F_s} = \frac{1}{F_s} * (c'_i * \Delta l_i + N_i \tan \varphi'_i) \quad (30)$$

Con Δl_i la lunghezza della superficie di scorrimento dell' i -esimo concio

$$\Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

Se n è il numero dei conci, il problema risulta essere $n-2$ volte iperstatico perché si hanno:

- n forze N_i normali alla base di ciascun concio;
- n forze T_i tangenziali sulla base di ogni concio;
- n distanze a_i per definire il punto di applicazione delle forze normali N_i per ogni concio;
- $(n-1)$ forze di interfaccia laterali E_i tra i conci;
- $(n-1)$ forze di interfaccia tangenziali X_i tra i conci;
- $(n-1)$ distanze b_i per definire il punto di applicazione delle forze laterali E_i rispetto la superficie di scivolamento;
- 1 fattore di sicurezza F_s

Avendo così un totale di $6n-2$ equazioni incognite.

Inoltre se per ogni concio si applicano le 3 equazioni di equilibrio cioè le due traslazioni (verticale e orizzontale), l'equilibrio alla rotazione e si introduce il criterio di rottura di Mohr-Coulomb che tiene conto della relazione tra T_i e N_i si ottiene:

$$T_i = c'_i * \Delta l_i + (N'_i - u_i * l_i) * \tan \varphi'_i \quad (31)$$

Infine, se si considera N'_i centrata per ogni concio, il problema si riduce a :

- $6n-2$ equazioni incognite;
- $3n$ equazioni di equilibrio (due traslazioni e una rotazione);
- n applicazione del criterio di Mohr-Coulomb;
- n forza normale N centrata per ogni concio

in definitiva si hanno $n-2$ incognite sovrabbondanti.

La principale differenza tra i diversi metodi per risolvere il problema, consiste nel modo in cui ciascun metodo cerca di superare l'indeterminatezza statica. I metodi proposti in letteratura si possono classificare in:

- metodi rigorosi, che cercano le $n-2$ equazioni facendo delle ipotesi sulle forze che si scambiano i conci e sul loro braccio, che servono per pareggiare il numero delle incognite, in maniera che il sistema sia matematicamente soddisfatto, come i metodi di Morgenstern e Price o Janbu rigoroso (Lancellotta, Geotecnica, 2012).
- metodi semplificati di Janbu e Bishop in cui si eguagliano a zero le forze di interstriscia verticali X_i tra i conci, eliminando così $(n-1)$ incognite e rendendo il problema sovradeterminato (Lancellotta, Geotecnica, 2012).

1.2.1.1 Metodo di Bishop semplificato

Il metodo di Bishop semplificato, non vale per qualsiasi superficie e fissa i criteri da seguire per la scelta dei valori delle forze tangenziali X_i tra i conci.

Le ipotesi alla base del metodo sono:

- superfici di scivolamento circolari;
- Per ogni concio la risultante delle componenti delle forze agenti sulle facce laterali (X_i) nella direzione verticale è nulla:
 - forze tangenziali X_i tra i conci:

$$\sum (X_i - X_{i-1}) = 0 \quad (32)$$

Il calcolo del fattore di sicurezza F_s avviene considerando l'equazione di equilibrio al momento dell'intero ammasso attorno al punto "O" di raggio "r" e trovando le forze tangenziali agenti sulla superficie di scorrimento che viene poi sostituita nell'equazione di traslazione verticale della singola striscia.

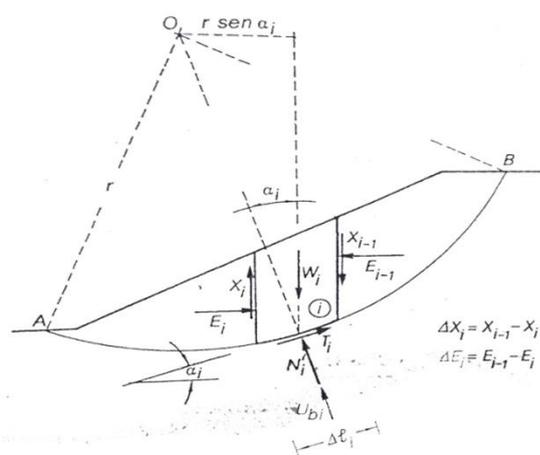


Figura 1.13: metodo delle strisce superficiali di scivolamento circolare (Farulla, 2001)

Dalla Figura 1.13, si nota come si applica questo metodo, considerando che N_i e U_{bi} costituiscono momento nullo rispetto al centro "O" della superficie di scorrimento circolare, le forze tangenziali X_i e quelle normali E_i tra i conci, non intervengono nel calcolo del momento perché sono forze interne al sistema. Le forze di taglio T_i lungo la superficie di scorrimento hanno una distanza dal centro "O", pari al raggio "r", mentre la forza peso delle singole strisce W_i ha braccio rispetto al polo "O" pari a $r \sin \alpha_i$ con α_i inclinazione del concio i-esimo rispetto all'orizzontale della base della striscia. Considerando l'equazione di equilibrio limite, si può scrivere la resistenza mobilitata:

$$T_i = \frac{T_{fi}}{F_S} = \frac{c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi'}{F_S} \quad (33)$$

T_{fi} = resistenza a taglio disponibile

T_i = sollecitazione a taglio mobilitata;

c' = coesione del terreno;

Δl_i = lunghezza della superficie di scorrimento dell' i -esimo concio;

- **Equazione di momento in "O"**

Dall'equazione di momento attorno al polo "O" si ricava la forza tangenziale, espressa dalla formula (35)

$$\sum W_i x_i - \sum T_i r = 0 \quad (34)$$

$$\sum W_i r \sin \alpha_i - \sum T_i r = 0 \quad (35)$$

$$\sum T_i = \sum W_i \sin \alpha_i \quad (36)$$

- **Equilibrio alla traslazione verticale della singola striscia**

$$W_i + \Delta X_i = (N'_i + U_{bi}) \cos \alpha_i + \frac{1}{F_S} (c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi') \sin \alpha_i \quad (37)$$

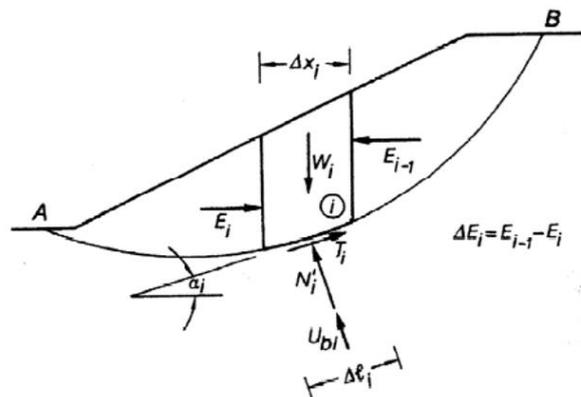


Figura 1.14: metodo di Bishop semplificato (Farulla, 2001)

In assenza di forze concentrate $\Delta X_i = 0$ applicate sulle sezioni di estremità della superficie di scivolamento in Figura 1.14, la formula (36) diventa:

$$W_i = N_i \cos \alpha_i + U_{bi} \cos \alpha_i + \frac{1}{F_S} (N'_i \tan \varphi' + c' \Delta l_i) \sin \alpha_i \quad (38)$$

$$N'_i = \frac{W_i - U_{bi} \cos \alpha_i - \frac{1}{F_S} c' \Delta l_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_S} \sin \alpha_i \tan \varphi'} \quad (39)$$

Per semplicità di scrittura, si impone:

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{1}{F_S} \sin \alpha_i \tan \varphi' \quad (40)$$

di conseguenza, sostituendo l'espressione (39) nell'equazione(38), si ha:

$$N'_i = \frac{W_i - U_{bi} \cos \alpha_i - \frac{1}{F_S} c' \Delta l_i \sin \alpha_i}{m_{\alpha i}} \quad (41)$$

Si determina il fattore di sicurezza F_S :

$$F_S = \frac{\sum [c' \Delta l_i + (W_i - U_{bi} \cos \alpha_i) \tan \varphi'] \frac{1}{m_{\alpha i}}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (42)$$

L'espressione del fattore di sicurezza non è lineare e siccome F_S è contenuto nell'espressione di $m_{\alpha i}$ è necessario procedere per tentativi:

- Si assegna un valore iniziale a F_S ;
- Si calcola il valore di $m_{\alpha i}$;
- Si ricalcola il fattore di sicurezza;
- Si procede in modo iterativo finchè la differenza tra F_S calcolato e F_S iniziale di ogni ciclo sia all'interno di un valore di tolleranza prefissato.

1.2.1.2 Metodo di Janbu semplificato

Il metodo di Janbu semplificato considera superfici di scivolamento di qualsiasi forma e il fattore di sicurezza si determina applicando solo le due equazioni di traslazione, orizzontale e verticale. Per ogni concio sono nulle le componenti delle forze agenti sulle facce laterali (E_i, X_i).

- **Equilibrio alla traslazione verticale della striscia**

$$W_i = (N'_i + U_{bi}) \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (43)$$

$$(N'_i + U_{bi}) = \frac{W_i}{\cos \alpha_i} - T_i \tan \alpha_i \quad (44)$$

Se si inserisce la condizione di equilibrio limite globale:

$$T_i = \frac{1}{F_S} (c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi') \quad (45)$$

- **Equilibrio alla traslazione orizzontale della striscia**

$$T_i \cos \alpha_i - (N_i + U_{bi}) \sin \alpha_i = 0 \quad (46)$$

Sostituendo la (44) nella (46), si ha:

$$T_i \cos \alpha_i - \left(\frac{W_i}{\cos \alpha_i} - T_i \tan \alpha_i \right) \sin \alpha_i = 0 \quad (47)$$

$$T_i \frac{1}{\cos \alpha_i} - W_i \tan \alpha_i = \frac{1}{F_S} (c' \Delta l_i + N'_i \tan \varphi') \frac{1}{\cos \alpha_i} - W_i \tan \alpha_i \quad (48)$$

Si determina così il fattore di sicurezza globale

$$F_S = \frac{\sum [c' \Delta l_i + (W_i - U_{bi} \cos \alpha_i) \tan \varphi'] \frac{1}{n_{\alpha i}}}{\sum W_i \tan \alpha_i} \quad (49)$$

Per semplicità di scrittura si impone:

$$n_{\alpha i} = \cos \alpha_i m_{\alpha i} \quad (50)$$

Anche questo metodo come quello di Bishop semplificato non è esplicito e bisogna risolverlo in maniera iterativa. Il metodo di Janbu semplificato, fornisce dei valori inferiori rispetto a quelli dei metodi rigorosi e Janbu stesso propose di moltiplicare il fattore di sicurezza finale con un valore di correzione f_0 , funzione del rapporto di

curvatura tra la profondità della superficie di scivolamento “d” e la lunghezza del versante “L”, e funzione anche della resistenza a taglio del terreno in termini di coesione c' e angolo di attrito φ' come mostrato dalla Figura 1.15.

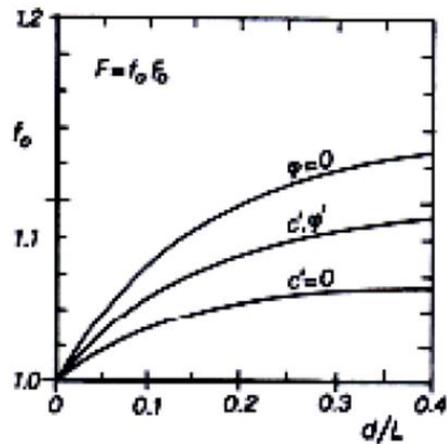


Figura 1.15: fattore di correzione f_0 di Janbu semplificato (Farulla, 2001)

Come già detto il metodo di Bishop semplificato viene limitato perché prende in considerazione una superficie di scivolamento circolare, mentre nel metodo di Janbu semplificato la superficie di scivolamento può avere una forma qualunque. Nel capitolo 3 sono riportati i risultati delle analisi svolte sulla verifica di stabilità globale.

2 Metodi di stabilizzazione dei versanti

Per stabilizzare un versante in frana è possibile intervenire facendo aumentare il fattore di sicurezza F_S , che nel caso di fenomeni di scivolamento, è il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile τ_r e la resistenza al taglio mobilitata τ_m lungo la superficie di rottura, come indicato nella formula (51):

$$F_S = \frac{\tau_r}{\tau_m} = \frac{c' + (\sigma_n - u_0) \tan \varphi}{\tau_m} \quad (51)$$

Con:

c' = coesione del terreno;

σ_n = tensione totale normale sulla superficie di scorrimento;

u_0 = pressione interstiziale sulla superficie di scorrimento.

Gli interventi di stabilizzazione si suddividono in funzione del modo con cui si aumenta il fattore di sicurezza F_S :

- Aumentando la resistenza al taglio del materiale
 - Incremento dei valori dell'angolo di attrito ϕ o della coesione c' , tramite dei trattamenti di consolidamento del terreno;
 - Riduzione delle pressioni interstiziali, con opere di drenaggio superficiali e profonde;
- Riducendo lo sforzo di taglio mobilitato
 - Riprofilatura del terreno con riduzione della pendenza e alleggerimento della sommità del versante;
 - Trasferimento dello sforzo di taglio mobilitato a materiali con caratteristiche migliori tramite l'inserimento di opere quali muri, terre rinforzate, paratie, palificate e reticoli di micropali.

2.1 Opere di drenaggio

Le opere di drenaggio hanno il compito di ridurre le pressioni idrauliche, migliorando le condizioni di stabilità del pendio e possono essere suddivise in:

- **drenaggi di piccolo diametro** costituiti da tubi forati sub-orizzontali per ridurre la quantità di acqua presente sul versante, allontanandola per gravità;
- **drenaggi di grande diametro** come pozzi o gallerie drenanti, sono drenaggi profondi e più costosi, che necessitano di opere e di attrezzature più complesse per la loro installazione.

Il sistema drenante di piccolo diametro consiste nell'installazione di tubi sub-orizzontali lungo il versante, solitamente verso il piede. La progettazione di un sistema drenante si basa sull'efficienza idraulica E valutata dopo un periodo di tempo t , data dal rapporto tra la riduzione di pressione interstiziale ottenuta con il sistema stesso ($-\Delta u$) e la massima riduzione possibile (u_0):

$$E_t = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u_{(t)}}{u_0} = \quad (52)$$

con:

$-\Delta u$ riduzione di pressione interstiziale

u_0 pressione interstiziale lungo la superficie di scorrimento in assenza di sistema drenante;

u_t riduzione della pressione idraulica tramite il sistema drenante dopo un certo periodo di tempo.

L'incremento del coefficiente di sicurezza ΔF , ottenuto mediante la riduzione delle pressioni interstiziali è ottenuto come:

$$\Delta F = \frac{-\Delta u \tan \varphi}{\tau_m} \quad (53)$$

il fattore di sicurezza massimo ottenibile ΔF_{max} , può essere valutato mediante un'analisi di stabilità del modello del versante, nell'ipotesi che le pressioni interstiziali siano nulle lungo la superficie di scorrimento.

$$\Delta F_{max} = \frac{u_0 \tan \varphi}{\tau_m} \quad (54)$$

essendo τ_m resistenza al taglio mobilitata;

L'efficienza idraulica E può anche essere calcolata in termini di rapporto tra l'incremento ottenuto del coefficiente di sicurezza ΔF e l'incremento massimo ΔF_{max}

$$E = \frac{\Delta F}{\Delta F_{max}} \quad (55)$$

La distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno è influenzata da molti parametri come:

- regime delle precipitazioni;
- livelli d'infiltrazione;
- anisotropia del terreno nei confronti della permeabilità

per questi motivi, non è possibile modellare il problema in maniera rigorosa e si può far affidamento ai modelli di dimensionamento semplificati, come quello proposto da Di Maio (Desideri, Miliziano, & Rampello, 2002). Questa procedura permette di ottenere in maniera quantitativa l'efficienza idraulica media e consente di valutare l'incremento del coefficiente di sicurezza indotto dal sistema dei dreni.

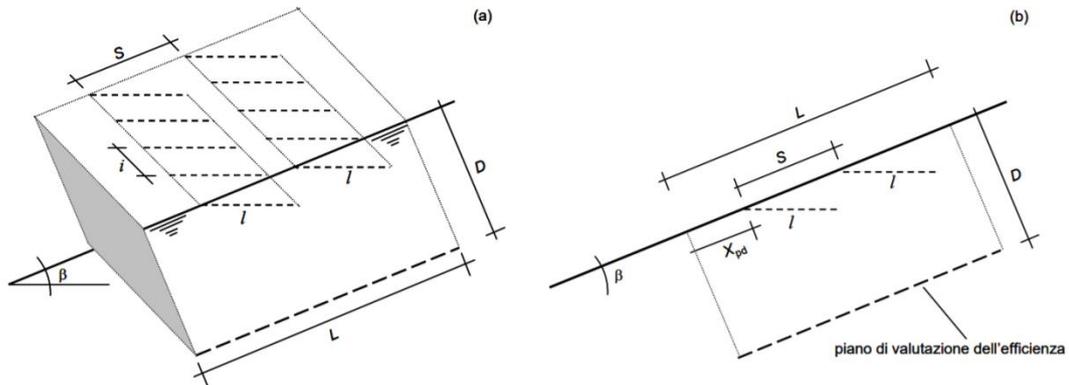


Figura 2.1: schema di installazione dei dreni (Desideri, Miliziano, & Rampello, 2002)

Si considera la falda idrica in moto uniforme, con superficie libera coincidente con il piano del pendio, con terreno omogeneo e isotropo. Il dominio è delimitato da piani paralleli e ortogonali alla superficie del pendio nel quale si è assunto un valore costante del carico idraulico, simulando la condizione di moto uniforme preesistente.

Nella Figura 2.1 si identificano:

L = lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare;

D = profondità alla quale calcolare l'efficienza idraulica;

l = lunghezza del tubo drenante;

i = interasse tra i tubi drenanti;

S = distanza tra i piani drenanti;

β = inclinazione del versante rispetto l'orizzontale;

X_{pd} = distanza del primo livello drenante a partire dalla base del fronte del versante che si intende drenare.

Il metodo prevede l'utilizzo dei grafici tipo quelli di Figura 2.2 per valutare l'efficienza idraulica E , l'interasse tra due dreni successivi " S " e la distanza del primo livello drenante dalla base del versante " X_{pd} ".

Le considerazioni che si possono fare dai grafici sono:

- i due livelli devono essere allontanati al crescere della lunghezza relativa di ogni singolo tubo;
- la velocità del processo si riduce con la profondità;
- a parità di condizioni geometriche, l'efficienza idraulica aumenta all'aumentare della pendenza.

Con riferimento alla Figura 2.2, i dati di ingresso sono:

- I/L rapporto tra la lunghezza del tubo drenante “I” e la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare L;
- D/L rapporto tra la profondità alla quale calcolare l’efficienza idraulica D con la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare L.

Dai diagrammi si ricavano:

- La distanza del primo livello drenante rispetto la base del pendio “Xpd”
- la distanza tra i piani drenanti “S”
- l’efficienza energetica “E” dell’intero sistema di dreni sub-orizzontali

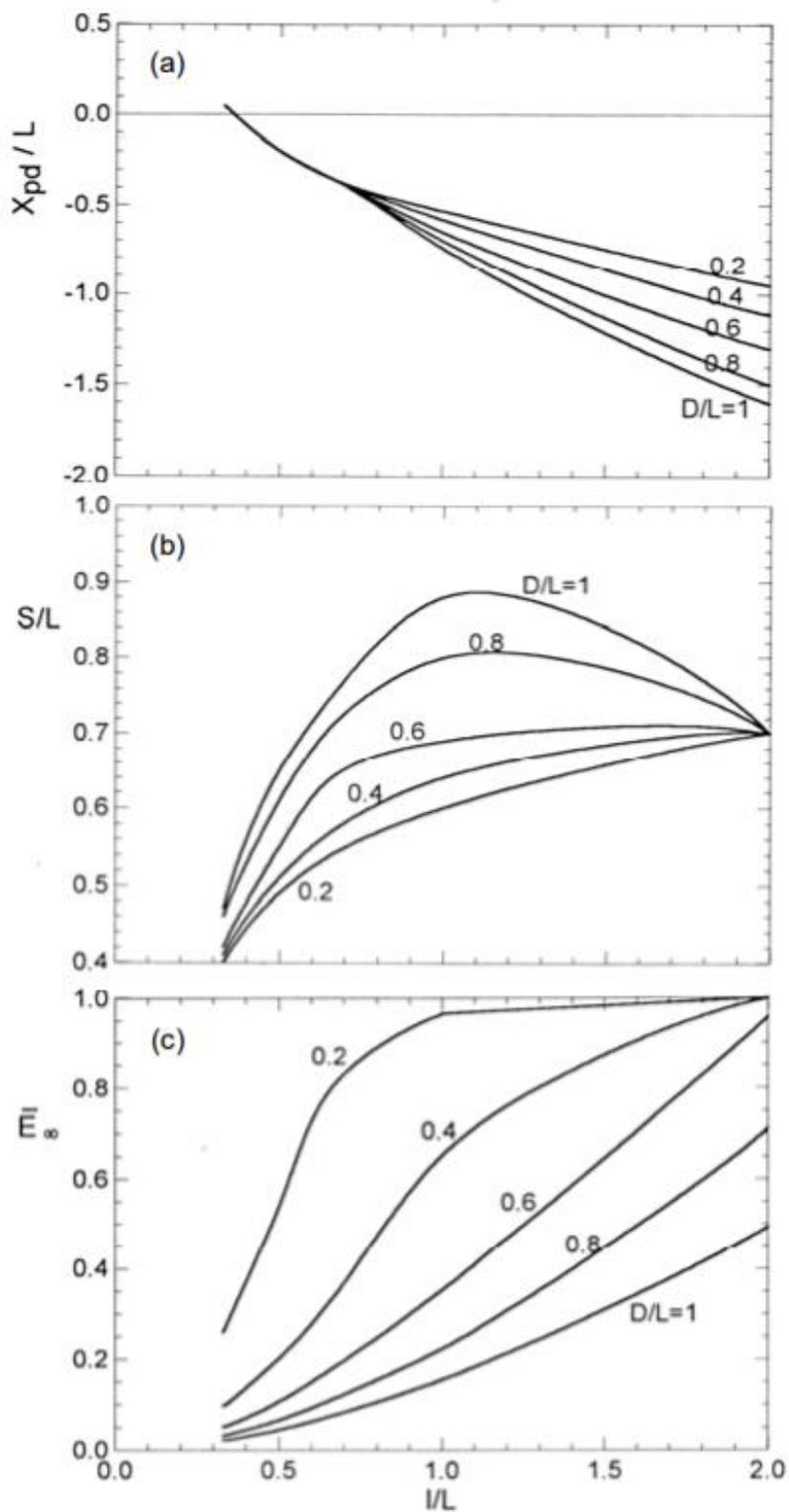


Figura 2.2: grafici dimensionamento tubi sub-orizzontali (Desideri, Miliziano, & Rampello, 2002)

2.1.1 Modalità costruttive dei tubi sub-orizzontali

L'installazione del sistema di drenaggio tramite tubi sub-orizzontali, prevede diverse fasi di lavoro, di seguito riportate:

- esecuzione delle perforazioni sub-orizzontali o inclinate verso l'alto con un angolo compreso fra 5-10° per favorire per gravità il deflusso dell'acqua;



Figura 2.3: perforazione per installazione dreni sub-orizzontali

- inserimento dei tubi, generalmente in PVC finestrati con diametri compresi tra 80 mm e 180 mm.
- I tubi vengono normalmente puliti con aria compressa per evitare fenomeni di intasamento e vengono rivestiti da un geotessuto per evitare fenomeni di degrado a contatto con il terreno.



Figura 2.4: tubo drenante finestrato con geotessuto (System Group)

Oltre al sistema di drenaggio sub-orizzontale è di giusta regola andare ad inserire nel pendio stesso delle cunette per la raccolta e l'allontanamento delle acque drenate. Queste si possono realizzare semplicemente sagomando la zona del pendio interessata e inserendo un sistema di canalizzazione in legname.

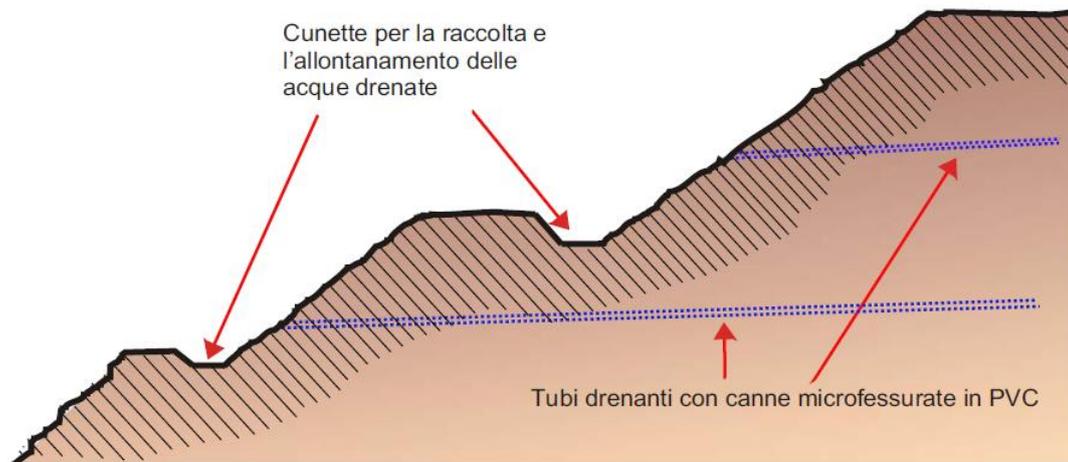


Figura 2.5: sistema di drenaggio di un pendio

2.2 Terre rinforzate

Le terre rinforzate sono un sistema di stabilizzazione del versante in grado di impedire il movimento di masse di terreno potenzialmente instabile. Esse sono delle strutture di sostegno costituite da strati sovrapposti di terreno compattato tra i quali vengono posizionati degli elementi di rinforzo sintetici, geogriglie o geotessuti caratterizzati da un'elevata resistenza a trazione.

L'inserimento dei materiali geosintetici (come geogriglie o geotessuti) all'interno del terreno consente di creare un materiale pseudo naturale composito, le cui caratteristiche meccaniche risultano più performanti rispetto al terreno originario "non armato". L'effetto che si genera nel terreno rinforzato, dipende dalla rigidità flessionale del rinforzo impiegato. L'inclusione di elementi flessibili, quali le geogriglie, determina, qualora si pensi a una superficie di rottura nella massa di terreno potenzialmente instabile, l'insorgere di tensioni di natura tangenziale, per effetto dell'attrito che si genera all'interfaccia tra il terreno e il geosintetico. Nel caso di inclusioni rigide (tipo barre, profilati metallici), l'interazione tra i due materiali determina l'insorgere non solo di sollecitazioni di tipo tangenziale e di stati tensionali di tipo flessionale e di taglio (Tsystem).

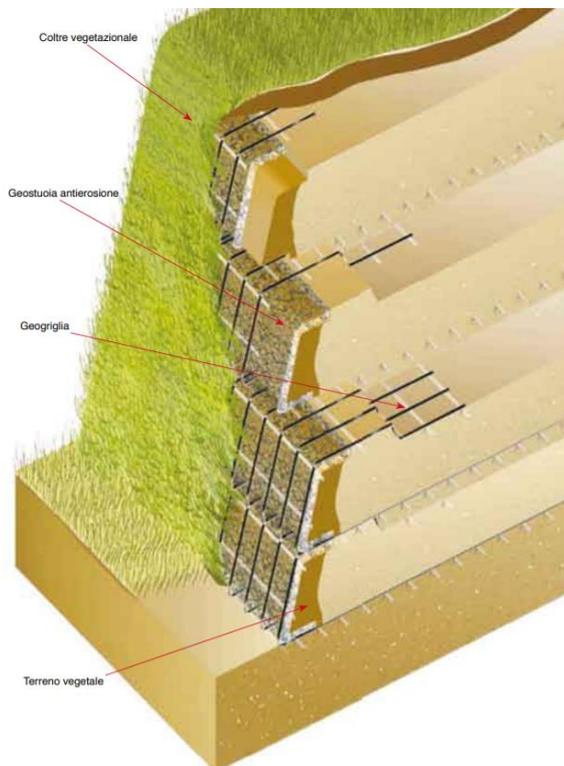


Figura 2.6: composizione terra rinforzata (Harpo)

Funzionamento del sistema terreno-rinforzo

Ipotizzando di sottoporre un provino di terreno privo di rinforzo a una prova di taglio diretto e applicando i carichi esterni (P_v e P_s) come in Figura 2.7, si nota che il campione è in grado di sostenere le sollecitazioni esternamente trasmesse, fino a quando non vengono raggiunte le condizioni di incipiente rottura.

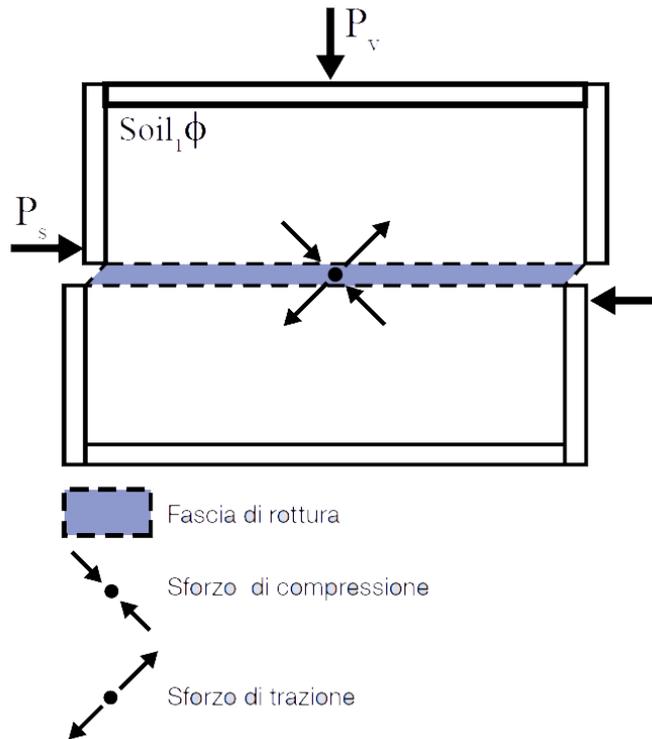


Figura 2.7: prova di taglio diretta in assenza di rinforzo (Tsystem)

La resistenza a rottura per taglio P_{res} in assenza di rinforzo vale:

$$P_{res} = P_v \tan \varphi \quad (56)$$

P_v sollecitazione di sforzo normale;

φ angolo di resistenza al taglio del terreno.

Effettuando invece una prova di taglio diretto di una terra rinforzata Figura 2.8 si instaurano due componenti di resistenza aggiuntive dovute al rinforzo, che si sommano alla resistenza del terreno, migliorando la resistenza a taglio globale del sistema.

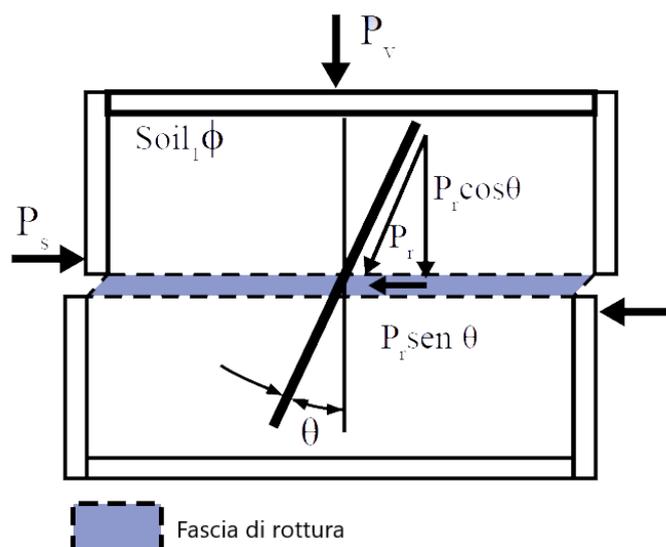


Figura 2.8: prova di taglio diretta di una terra rinforzata (Tsystem)

La resistenza a rottura per taglio sarà dunque:

$$P_{res} = P_V \tan \varphi + P_R \cos \vartheta \tan \varphi \quad (57)$$

2.2.1 Modalità costruttive delle terre rinforzate

La realizzazione delle terre rinforzate con facciata rinverdita prevede le seguenti fasi:

- realizzazione delle piste di cantiere per l'accesso dei mezzi d'opera;
- preparazione della base della terra rinforzata, tramite livellamento e compattazione del piano di fondazione;
- posa dei casseri in rete elettrosaldata;
- taglio e stesa dei teli di geogriglie, lasciando la lunghezza di risvolto all'esterno dei casseri;
- taglio e posa della geostuoia per il contenimento del materiale, all'interno del risvolto delle geogriglie;
- stesa di uno spessore di 20-30 cm di terreno vegetale a ridosso dei paramenti;

- stesa del terreno di riempimento dello strato;
- compattazione dello strato realizzato e risvolto della geogriglia.

Il processo si ripete fino al raggiungimento dell'altezza di progetto della terra rinforzata e viene concluso con l'esecuzione delle opere di rinverdimento, attraverso l'idrosemina che è una tecnica eseguita per effettuare l'inerbimento di superfici ampie e in pendenza, irrorando il versante attraverso una miscela composta da acqua, semi, collanti e sostanze miglioratrici del terreno, tramite l'utilizzo di speciali macchine irroratrici a forte pressione.

E' possibile effettuare una scelta della modalità di esecuzione della terra rinforzata, in funzione del tipo di cassero che si utilizza:

- cassero a perdere, realizzato in rete elettrosaldata e mantenuto nella struttura della terra rinforzata come mostrato nella Figura 2.9;
- cassero removibile, utilizzato per la realizzazione dello strato e successivamente sfilato ed utilizzato per gli strati sovrastanti come mostrato nella Figura 2.10.

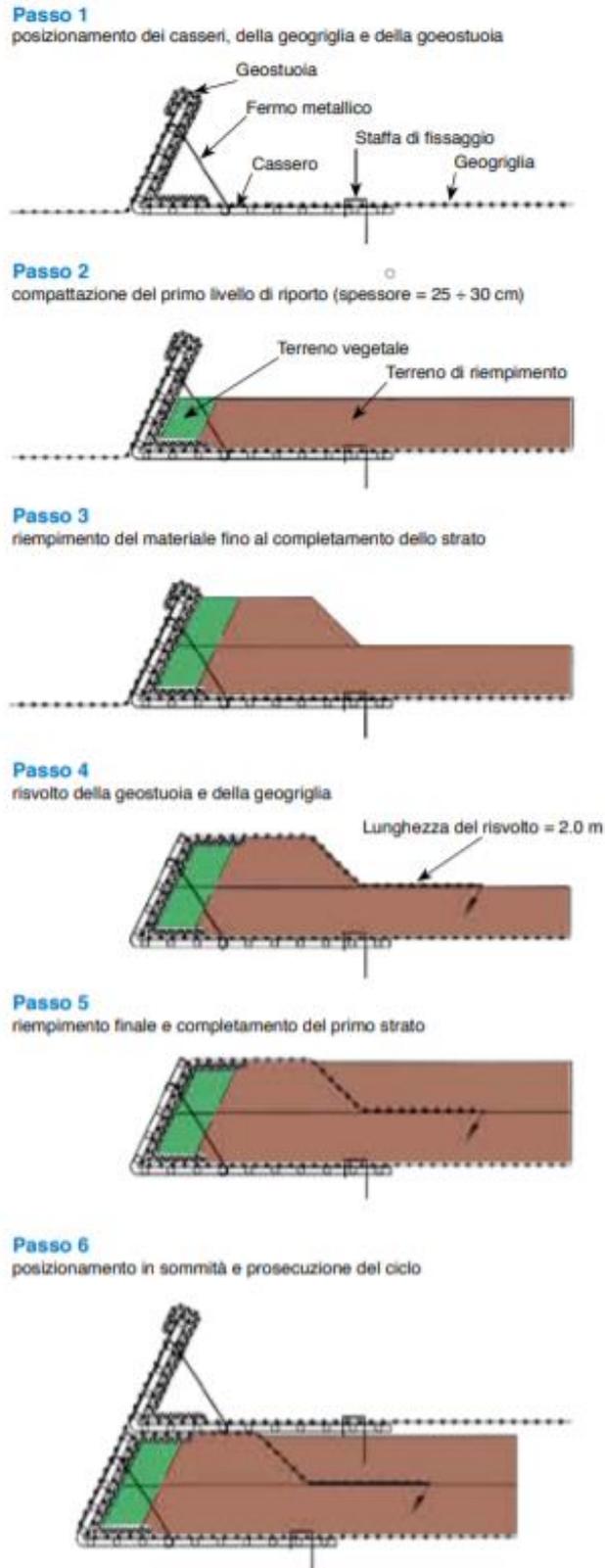
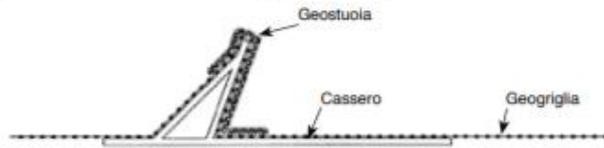


Figura 2.9: terra rinforzata con cassero a perdere (Harpo)

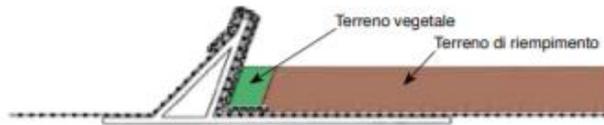
Passo 1

posizionamento dei casseri, della geogriglia e della geostuoia



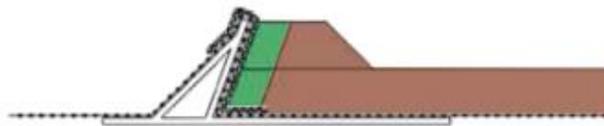
Passo 2

compattazione del primo livello di riporto (spessore = 25 + 30 cm)



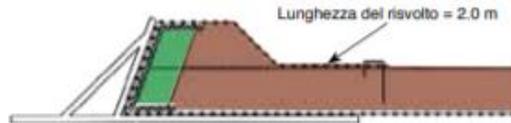
Passo 3

riempimento del materiale fino al completamento dello strato



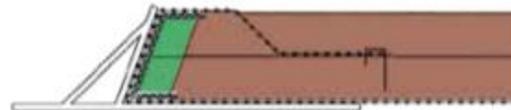
Passo 4

risvolto della geostuoia e della geogriglia



Passo 5

riempimento finale e completamento del primo strato



Passo 6

sfilamento del cassero, posizionamento in sommità e prosecuzione del ciclo

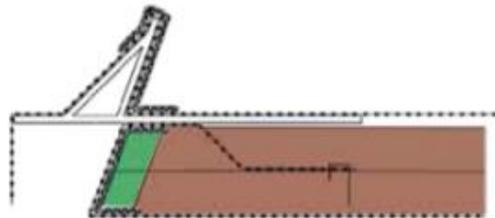


Figura 2.10: terra rinforzata con cassero rimovibile (Harpo)

2.2.2 Dimensionamento delle terre rinforzate

Per le terre rinforzate, bisogna effettuare le verifiche interne e le verifiche esterne. Le verifiche esterne sono le stesse dei muri di sostegno ossia ribaltamento, scorrimento, capacità portante e stabilità globale, applicando i coefficienti parziali con riferimento alle NTC 2018. Con le verifiche interne si garantisce la resistenza della geogriglia, in particolare:

- Non vi sia rottura della geogriglia;
- Non vi sia sfilamento della geogriglia;
- Non vi sia instabilità locale del paramento esterno;
- Non si generi instabilità all'interno della terra rinforzata.

Per la valutazione dei parametri necessari ad effettuare le verifiche interne, è possibile usare il metodo proposto da Jewell, basato sull'uso di diagrammi adimensionali. L'instabilità locale e la verifica allo sfilamento sono garantite dalla lunghezza minima di ancoraggio mentre la verifica a rottura è soddisfatta quando lo sforzo di trazione, al quale è sottoposta la geogriglia, è inferiore allo sforzo di trazione massimo di progetto della geogriglia stessa.

Mediante i diagrammi di Jewell si individuano:

- valore del coefficiente di spinta K_{req} ;
- $(L/H)_{oval}$, lunghezza minima per evitare lo sfilamento delle geogriglie;
- $(L/H)_{ds}$ lunghezza minima per evitare lo scivolamento alla base.

La determinazione di questi parametri è ottenuta dai rispettivi abachi (Figura 2.12, Figura 2.13 e Figura 2.14) in funzione dei parametri di ingresso:

- Inclinazione β del paramento della terra rinforzata;
- angolo di attrito interno ϕ' del materiale costituente la terra rinforzata.

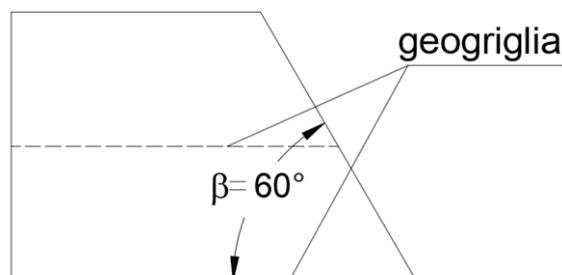


Figura 2.11: inclinazione β del paramento della terra rinforzata con geogriglia

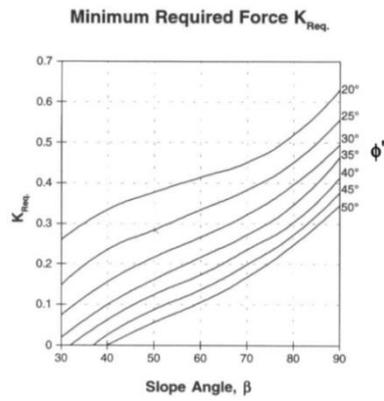


Figura 2.12: Determinazione K_{req} diagramma di Jewell (Comedini & Rimondi, 2013)

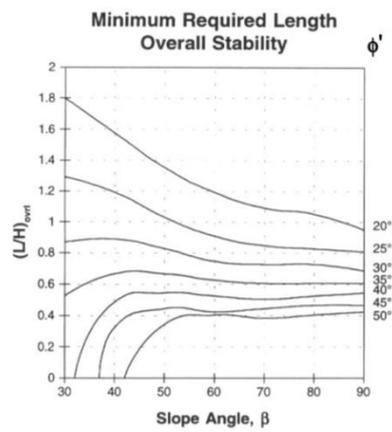


Figura 2.13: Jewell_lunghezza minima sfilamento griglie (Comedini & Rimondi, 2013)

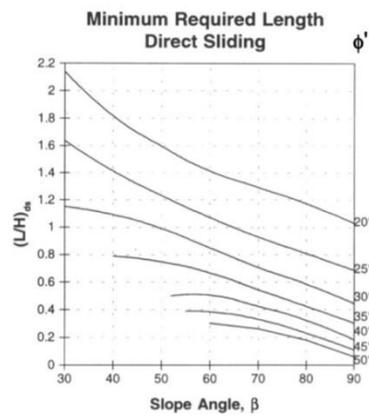


Figura 2.14: Jewell_lunghezza minima scivolamento base (Comedini & Rimondi, 2013)

Considerando una spaziatura verticale fra le geogriglie S_v (Figura 2.15), e determinato il parametro del coefficiente di spinta K_{req} che permette di definire le tensioni agenti sulle geogriglie σ_{hreq} , occorre verificare che:

$$\sigma_{hreq} = K_{req}\gamma z \quad (58)$$

$$T_d > S_v\sigma_{hreq} \quad (59)$$

con:

- γ unità di peso di volume del terreno di riempimento;
- z profondità a cui si calcolano le tensioni;
- T_d resistenza a trazione di progetto della geogriglia utilizzata.

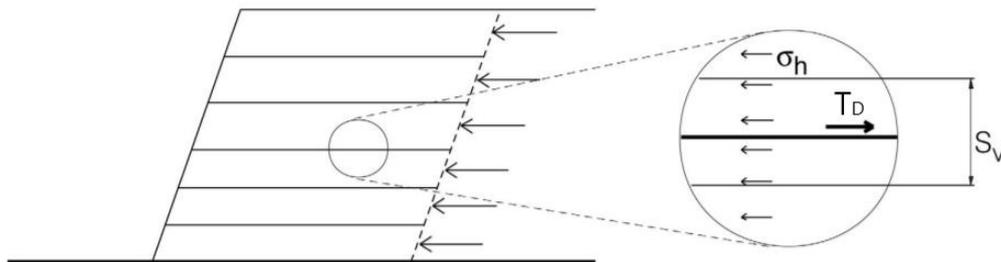


Figura 2.15: equilibrio locale di ciascuno strato di rinforzo (Comedini & Rimondi, 2013)

La resistenza a trazione di progetto di una geogriglia è determinata mediante il rapporto tra la resistenza a trazione di picco T_{ult} e il prodotto di una serie di fattori di riduzione parziali, forniti dal produttore dei rinforzi:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{RF_{CR}RF_DRF_bRF_WRF_{CH}f_s} \quad (60)$$

Nella formula (60) viene indicato con:

- T_{ult} = resistenza a trazione longitudinale ultima;
- RF_{CR} = fattore di riduzione per creep;
- RF_D = fattore di riduzione per errori di costruzione;
- RF_b = fattore di riduzione per danni da aggressione di agenti biologici;
- RF_W = fattore di riduzione per degradazione atmosferica;
- RF_{CH} = fattore di riduzione per degradazione chimica;
- f_s = fattore di resistenza a trazione della geogriglia di rinforzo.

2.3 *Palificate a doppia parete*

Le palificate vive a doppia parete (Figura 2.16) sono strutture autoportanti, utilizzate nella ricostruzione e risagomatura dei versanti che sono stati interessati da fenomeni franosi. Le palificate possono svolgere una funzione di sostegno, contenimento al piede e consolidamento strutturale dei pendii, in maniera efficace in quanto:

- sopportano piccoli assestamenti del terreno;
- non necessitano di una struttura di fondazione;
- possono essere messe in opera a varie quote del versante, anche su pendii di difficile accesso;
- consentono numerose varianti costruttive al fine di migliorare ulteriormente le funzioni drenanti e/o consolidanti;
- s’inseriscono in modo ottimale nell’ambiente, risolvendo problemi di consolidamento dei terreni, ottenendo al tempo stesso buoni risultati in termini naturalistici e paesaggistici.



Figura 2.16: palificata a doppia parete

La palificata a doppia parete è un'opera a gravità realizzata disponendo i correnti, (tronchi longitudinali) su due file orizzontali sia all'esterno che all'interno della struttura e sovrapponendo dei traversi in modo tale da formare un reticolo di pali, al cui interno vi è la presenza di materiale di riempimento (inerte e materiale vegetale) (Figura 2.17). Lo spessore della struttura è caratterizzato dalla distanza dell'interasse dei correnti con un'altezza non superiore al doppio della base.

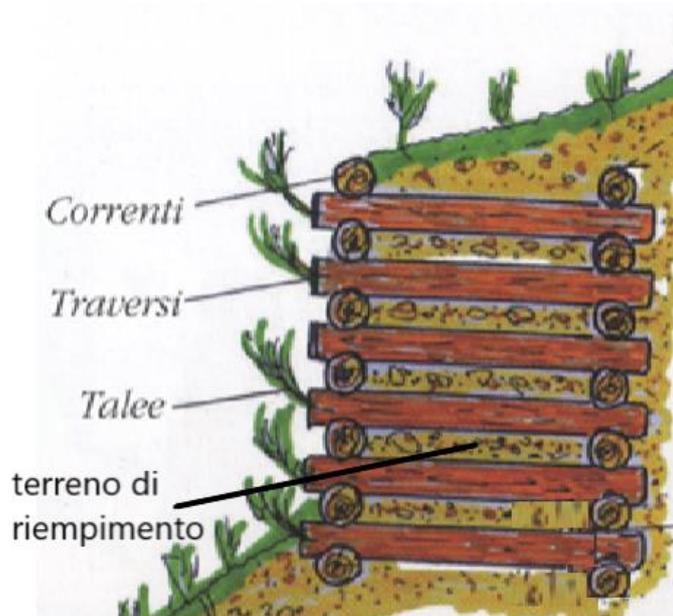


Figura 2.17: sistema di una palificata doppia (APAT, 10/2002)

Altezze maggiori possono essere raggiunte con la disposizione delle palificate di sostegno a gradoni. I materiali impiegati per la costruzione sono pali di legno durevole di latifolia o conifera, privi della corteccia, caratterizzati da un diametro minimo di 20-25 cm.

Il materiale di riempimento che viene inserito all'interno del reticolo tra correnti e traversi, può essere quello derivante dagli scavi, eventualmente con l'aggiunta di pietrame per migliorare le condizioni di drenaggio o massa specifica.

La funzione drenante può essere ulteriormente migliorata usando esclusivamente materiale ghiaioso o sabbioso-ghiaioso, eventualmente avvolto in geotessile nontessuto con specifica azione filtrante. In presenza di formazioni detritiche fini, bisogna prevedere un adeguato ancoraggio mediante piloti in legno o acciaio, con tondini di diametro minimo di 32 mm o profilati, posti anteriormente al paramento di monte e/o al paramento di valle: in casi particolari possono prevedersi ancoraggi profondi con impiego di micropali trivellati o a rapida infissione Figura 2.18.

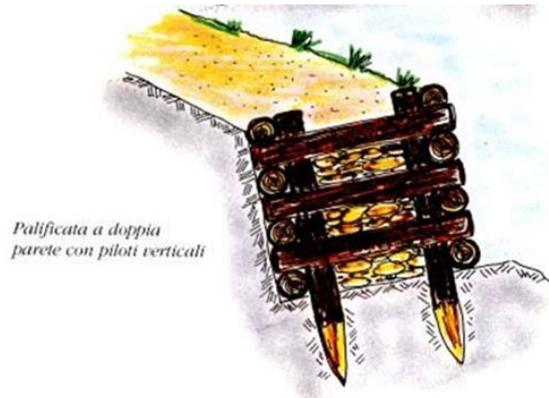


Figura 2.18: palificata a doppia parete con pioli infissi nel terreno (Regione Piemonte)

2.3.1 Modalità costruttive della palificata

La tecnica per la realizzazione della palificata a parete doppia inizia con lo sbancamento del terreno nel versante in maniera da formare la base d'appoggio della palificata con una contropendenza trasversale dello scavo di un angolo compreso tra 5° e 20°, in grado di garantire più stabilità all'opera. Si posiziona il primo ordine di correnti di pali in legno scortecciati di diametro tra i 20-25 cm su due file parallele in funzione dell'interasse, successivamente si posizionano i traversi, fissandoli ai correnti sottostanti tramite chiodi, tondini, graffe metalliche o fili di ferro. Si procede con l'immissione del terreno di riempimento nella struttura creata e la messa a dimora di talee o di piantine arbustive/arboree, disposte a pettine una accanto all'altra, con un numero variabile da 5 a 10 per metro lineare (Figura 2.19). Si procede nella realizzazione dell'opera in elevazione fino all'altezza di progetto rieffettuando gli step precedenti.

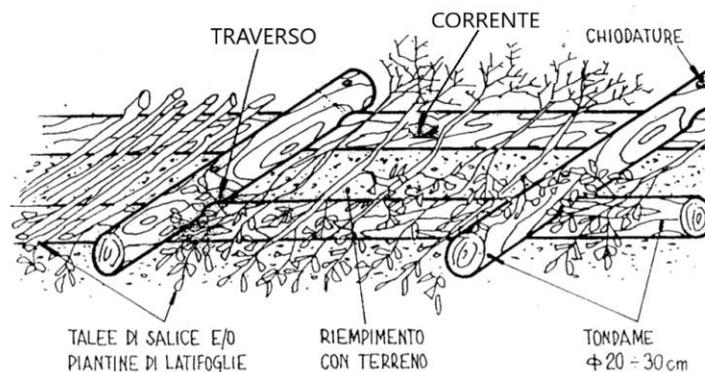


Figura 2.19: fase costruttiva della palificata (manuale tecnico provincia di Terni)

2.3.2 Dimensionamento della palificata

Per la stabilità dell'opera, l'altezza non deve superare il doppio della base, fatta eccezione per l'opera a gradoni costituita da palificate unite e sovrapposte in altezza con un traverso che permette di dare continuità ai gradoni, aumentando la resistenza a ribaltamento (Figura 2.20) .

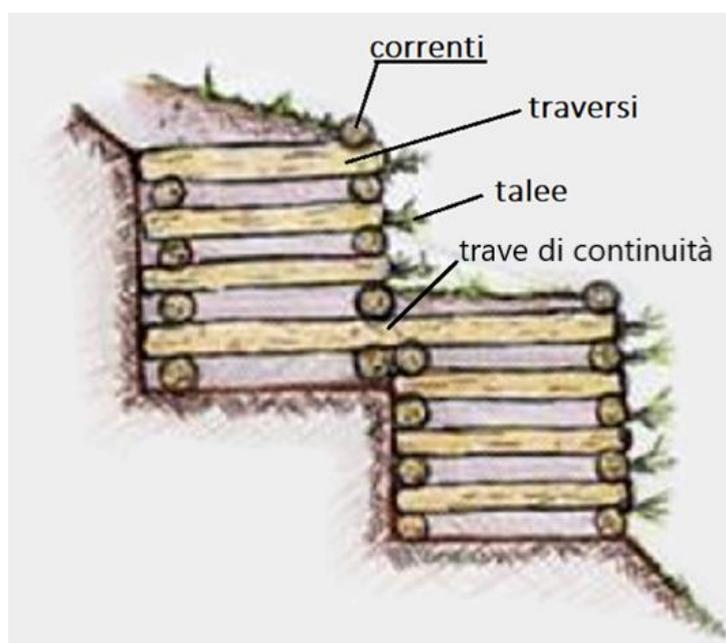


Figura 2.20: palificata a gradoni (Arpa Piemonte)

Le verifiche di stabilità della palificata a doppia parete sono le stesse dei muri di sostegno:

- Ribaltamento;
- Scorrimento;
- capacità portante;

considerando il peso della palificata, dato dalla sommatoria dei pesi dei pali (correnti e traversi) e aggiungendo il peso del terreno di riempimento, ottenendo così il peso complessivo dell'opera, mentre la spinta del terreno che agisce sulla palificata può essere calcolata secondo la teoria di Rankine applicando i coefficienti parziali con riferimento alle NTC 2018.

Per la verifica di stabilità globale dell'opera struttura-terreno, si determina il coefficiente di sicurezza globale, tramite il metodo dell'equilibrio limite e l'applicazione delle NTC 2018.

3 Descrizione caso di studio

Il caso studio analizzato nella tesi è ubicato nel comune di Bagnolo Piemonte (provincia di Cuneo). Esso si trova nel settore pedemontano delle Alpi Cozie settentrionali e presenta uno sviluppo allungato in direzione Est-Ovest, corrispondente al bacino idrografico del corso d'acqua principale, il torrente Grana. Il territorio comunale ricade anche in misura minore nell'area di pertinenza dei più piccoli bacini del Rio Secco e del torrente Rio Marrone, scorrenti al confine settentrionale.

I comuni confinanti sono: Barge, Bibiana, Cavour, Crissolo, Luserna San Giovanni, Ostana, Rorà, Villar Pellice (wikipedia).



Figura 3.1: collocazione del comune di Bagnolo Piemonte

Il territorio di Bagnolo è caratterizzato da una complessa morfologia e ospita una grande varietà di ambienti ed ecosistemi.

In particolar modo si distinguono alcune fasce altimetriche, corrispondenti ad orizzonti naturalistici ben definiti. Si nota un settore montano molto esteso, che raggiunge le sue quote maggiori con il Monte Frioland (2720 m s.l.m.) e la Punta Ostanetta (2375 m s.l.m.), un'ampia area di pianura, circa un terzo del territorio comunale, con un'altezza media all'incirca pari a 350-400 m s.l.m. ed una zona collinare di raccordo tra i versanti e la pianura.

Il settore di pianura si presenta esteso in special modo verso il limitrofo comune di Cavour, mentre rilievi collinari caratterizzano il confine con i vicini comuni di Barge e Bibiana (wikipedia).

3.1 *Analisi del problema*

A fine novembre del 2016, tutta la zona del Piemonte è stata interessata da precipitazioni intense registrando nei giorni del 22 e 23 dello stesso mese, 586.6 mm di pioggia cumulata a Barge (Figura 3.2).

Conseguentemente a quest'evento si è verificato il crollo di due muri di sostegno a gravità in cemento armato a valle del versante, che si sono trovati a una distanza verticale di 11 m (Figura 3.5) e orizzontale di 18 metri (Figura 3.6) dal piano del cortile, anch'esso interessato dal dissesto con una riduzione delle dimensioni.

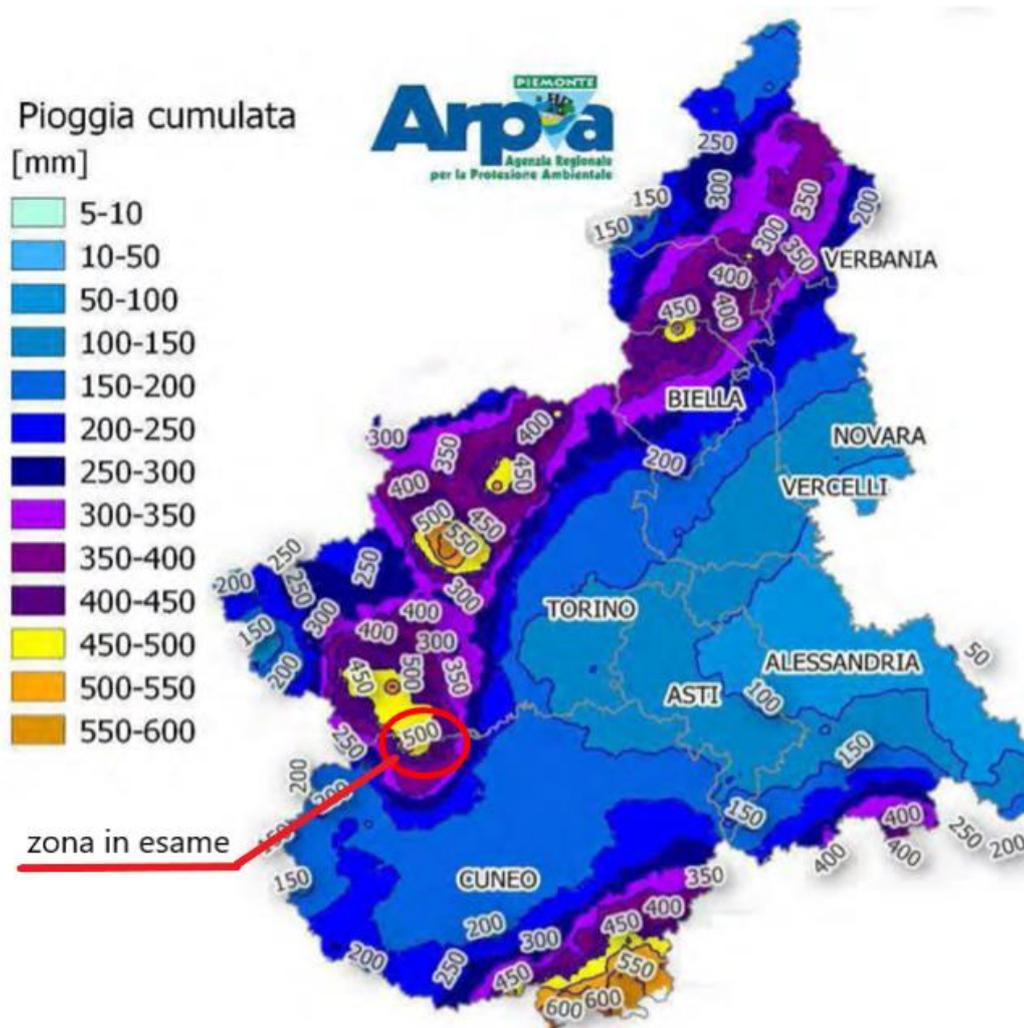


Figura 3.2: pioggia cumulata regione Piemonte novembre 2016 (Arpa Piemonte)

In Figura 3.3 viene riportato un estratto del PRG (piano regolatore generale) della zona interessata dal fenomeno, con indicazione della zona di studio.



Figura 3.3: PRG Bagnolo Piemonte

Si riporta in Figura 3.4 la planimetria della zona in esame, relativa alla particella 432 indicata nel PRG, che comprende la presenza dell'edificio con annesso cortile, i serbatoi di tipo imhoff per la raccolta delle acque nere posizionati alla stessa quota del primo dei due livelli dei muri di sostegno a valle del versante.

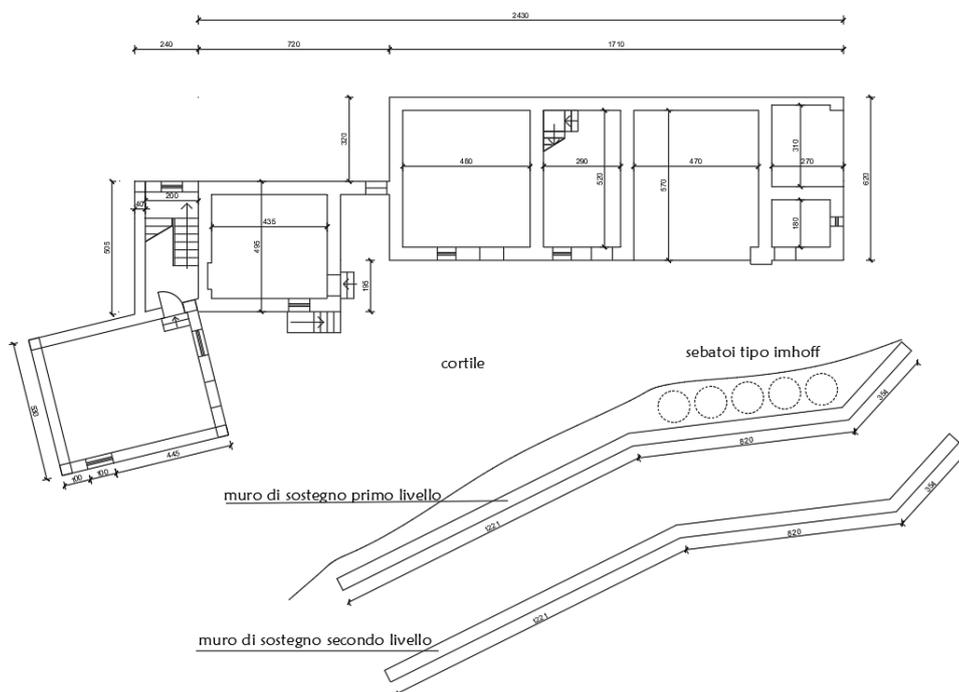


Figura 3.4: planimetria zona in esame

Non avendo a disposizione nessun dato riguardante la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche del terreno, dal punto di vista prettamente visivo, si è notato, nella Figura 3.5, una terra con granulometria variabile, contenente elevate percentuali di materiale fine assimilabile a un materiale costituito da sabbia limosa. Dalla modifica della geometria della scarpata principale del pendio, a seguito del dissesto, si è venuto a creare un fronte quasi verticale e per questo motivo si è preso in considerazione la presenza di coesione all'interno del terreno. Per quel che riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno, si sono considerati dei parametri con dei valori medi riguardanti la sabbia limosa, con un angolo di resistenza al taglio ϕ di 32 gradi e un peso specifico di 20 kN/m^3 .



Figura 3.5: posizione dei muri crollati



Figura 3.6: posizione orizzontale dei muri crollati

La falda acquifera è molto profonda e per questa ragione la presenza di acqua all'interno del terreno si attribuisce all'attività meteorica.

Il profilo del versante è stato ottenuto utilizzando uno shape file contenente il DTM (modello digitale del terreno) che riproduce l'andamento della superficie geodetica

e si sono estrapolate in questo caso le curve di livello a 5m della regione Piemonte, (Figura 3.7).



Figura 3.7: curve di livello con passo 5m

Si ha così (Figura 3.8), la ricostruzione del profilo del versante nella zona del caso in esame compreso tra i 760 e i 750m sopra il livello del mare (slm).

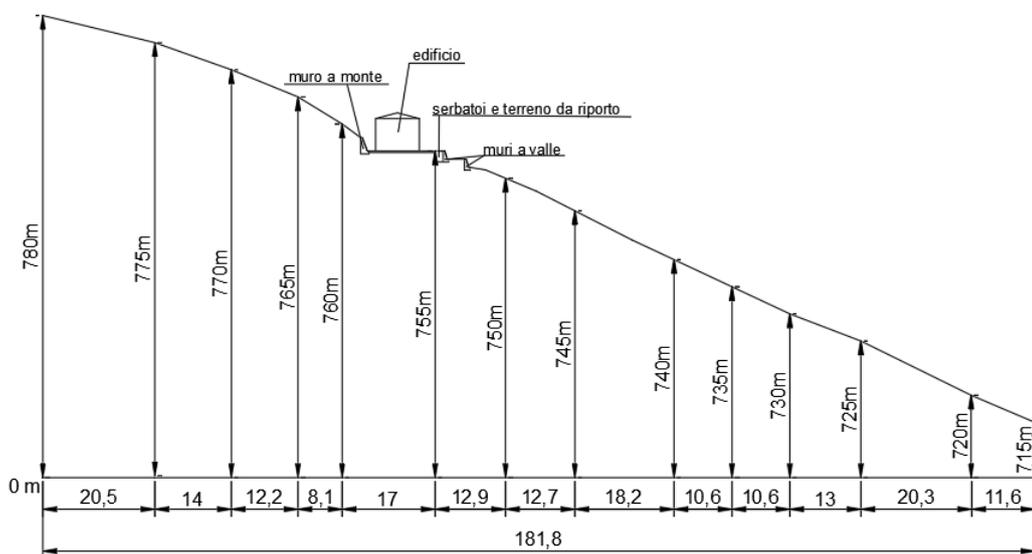


Figura 3.8: profilo della zona in esame

Muri di sostegno

In assenza di un progetto dei muri di sostegno esistenti, si sono determinate le dimensioni geometriche dei muri di sostegno, uguali per entrambi i livelli a valle del versante, in maniera quanto più realistica possibile dai dati fotografici presenti, prendendo in considerazione le dimensioni dell'altezza dei pannelli del getto di contenimento o casseri in legno che servono nella fase realizzativa dell'opera come mostra la Figura 3.9. Si notano 5 sagome lasciate dai pannelli di contenimento dei getti, con un'altezza di 40cm ciascuno, nella Figura 3.10 e si è stimata l'altezza complessiva dei muri di sostegno pari a 2 metri.



Figura 3.9: casseri per il getto di contenimento dei muri

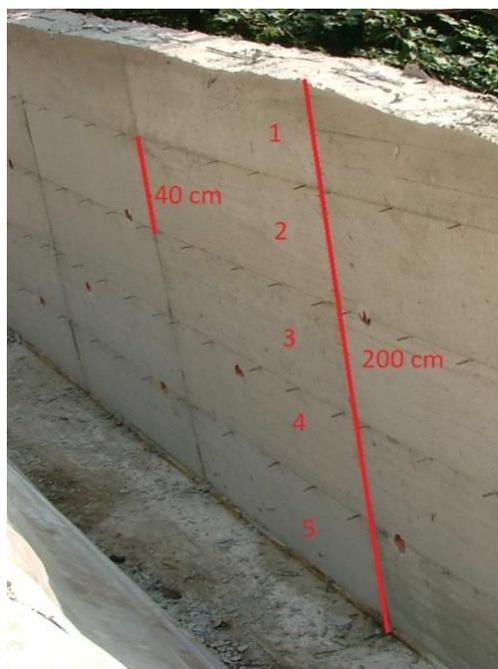


Figura 3.10: stima altezza muro

Si riporta nella Figura 3.11, la dimensione geometrica dei due muri in cemento armato a valle del versante, caratterizzati dalla stessa geometria.

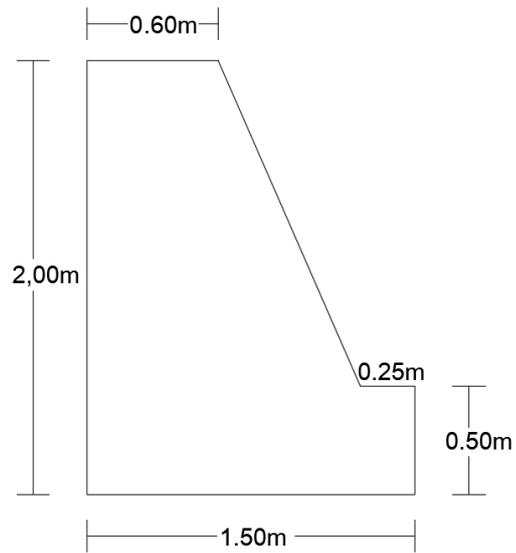


Figura 3.11: geometria muri di sostegno

Carichi edificio

Non avendo a disposizione il progetto dell'edificio, si sono calcolati i carichi relativi agenti sul terreno di fondazione, usando un modello come un assemblaggio della suddivisione in 3 blocchi di dimensioni diverse tra loro dell'intero edificio, come si può vedere nella Figura 3.12. Il primo blocco (B1) e il secondo (B2) sono costituiti da due piani in elevazione più la copertura, mentre il terzo blocco (B3) è caratterizzato da un piano e la copertura.

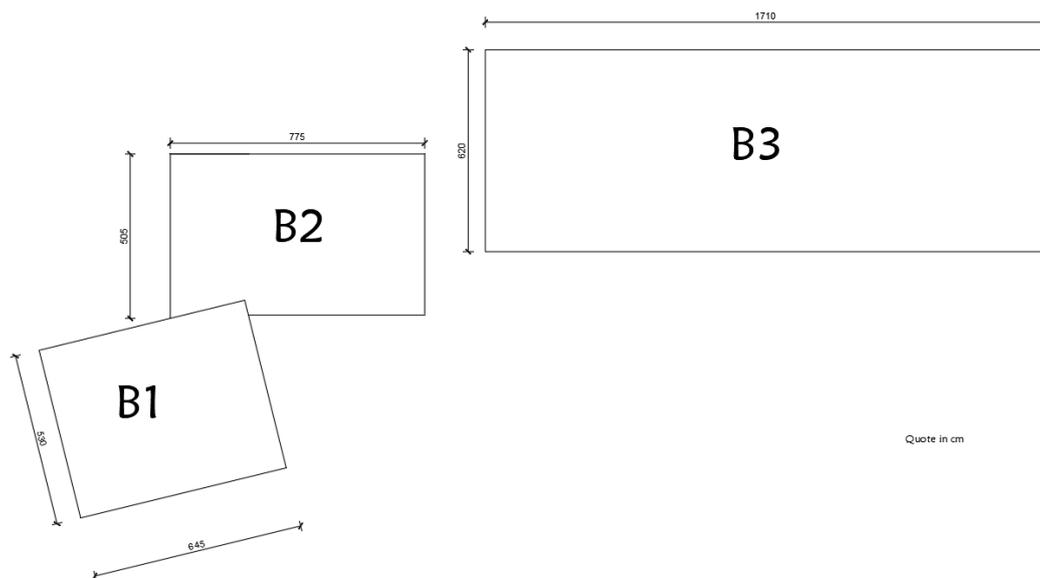


Figura 3.12: blocchi edificio

Si è dunque ipotizzato un edificio in calcestruzzo armato, costituito da un solaio tipo, in riferimento al primo e al secondo piano di elevazione uguali tra di loro e un solaio di copertura.

Solaio tipo del piano

Per la definizione dei pesi del solaio tipo relativo ai piani, si è assunto un solaio in latero-cemento, mostrato nella Figura 3.13 con un'altezza di 20 cm e una base di 100 cm, composto da laterizi di alleggerimento con dimensioni 40x16 cm, nervature in cemento armato di 10 cm di base (b_0), con una soletta collaborante di spessore 4 cm, sopra la quale viene messo in posa un massetto di 4 cm, concludendo con una pavimentazione in ceramica.

Si sono così definiti i valori dei:

- pesi permanenti strutturali (G_{1k}), (Tabella 3.1) moltiplicando lo spessore dello strato considerato per il peso unitario dei materiali (tab. 3.1.I NTC 2018),

- pesi permanenti non strutturali (G_{2k}) (Tabella 3.2) sono derivati dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione (tab. 3.1.I NTC 2018).
- carichi variabili (Q_k) del solaio tipo, relativo ai due livelli di piani, per civile abitazione (Tabella 3.3).

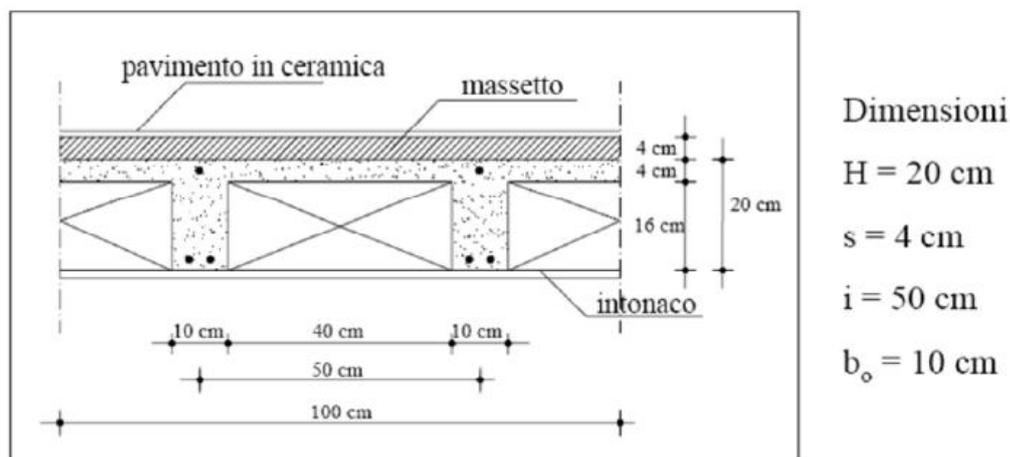


Figura 3.13: descrizione solaio

Pesi permanenti strutturali (G_{1k})

Strato	Spessore	Peso unitario	Peso
Soletta collaborante in c.a.	0.04m	25 kN/m ³	=0.04*25=1,00 kN/m ²
Nervature in c.a.	0.2m Interasse 0.5m	25 kN/m ³	=0.2m*25 kN/m ³ *0.1/0.5 =1.00 kN/m ²
Laterizi di alleggerimento	0.2m Interasse 0.5m	11 kN/m ³	=0.2m*11 kN/m ³ *0.4/0.5 =1.76 kN/m ²
			3.76 kN/m²

Tabella 3.1: pesi permanenti strutturali solaio tipo del piano

Pesi permanenti non strutturali (portati G_{2k})

Pavimento in piastrelle		0.40 kN/m ²
Sottofondo in cls magro	0.04m*20 kN/m ³ =	0.80 kN/m ²
Intonaco civile	0.02m*20 kN/m ³ =	0.40 kN/m ²
Divisori ripartiti		2.00 kN/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali solaio tipo del piano		3.60 kN/m²

Tabella 3.2: pesi permanenti non strutturali solaio tipo del piano

Carichi variabili (Q_k)

Solaio tipo del piano, destinazione: civile abitazione	2 kN/m²
---	---------------------------

Tabella 3.3: carichi variabili solaio tipo del piano

Solaio di copertura

Per la definizione dei pesi del solaio di copertura, si è assunto un solaio latero-cemento, composto pignatte nervature soletta collaborante, sopra la quale viene messo in posa un massetto di 4 cm con sopra uno strato di impermeabilizzante e le tegole, come mostra la Figura 3.14.

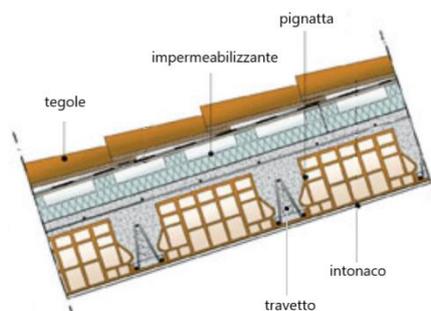


Figura 3.14: solaio di copertura

Secondo lo stesso criterio del solaio tipo del piano, si sono definiti i pesi permanenti strutturali (G_{1k}) e quelli non strutturali (G_{2k}) dalle tabelle 3.1.I NTC 2018, mentre, per il carico variabile (Q_k) si è assunta una copertura non praticabile dalla tabella 3.1.II delle NTC 2018.

Pesi permanenti strutturali (G_{1k})

Strato	Spessore	Peso unitario	Peso
Soletta collaborante in c.a.	0.04m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Nervature in c.a.	0.2m Interasse 0.5m	25 kN/m ³	=0.2m*25 kN/m ³ *0.1/0.5 =1.00 kN/m ²
Laterizi di alleggerimento	0.2m Interasse 0.5m	11 kN/m ³	=0.2m*11 kN/m ³ *0.4/0.5 =1.76 kN/m ²
			3.76 kN/m²

Tabella 3.4: pesi permanenti strutturali solaio di copertura

Pesi permanenti non strutturali (portati G_{2k})

Tegole		0.40 kN/m ²
Massetto delle pendenze in cls magro	0.04m*20 kN/m ³ =	1.00 kN/m ²
Intonaco civile	0.02m*20 kN/m ³ =	0.40 kN/m ²
impermeabilizzante		0.20 kN/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali copertura		2.00 kN/m²

Tabella 3.5: pesi permanenti non strutturali solaio di copertura

Carichi variabili (Q_k)

Copertura in civile abitazione non praticabile	0.5 kN/m²
---	-----------------------------

Tabella 3.6: carichi variabili solaio di copertura

Si riporta nella Tabella 3.7 i pesi trovati.

	G_{1k} [kN/m ²]	G_{2k} [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Solaio livello 1	3.76	3.60	2.00
Solaio livello 2	3.76	3.60	2.00
Copertura	3.76	2.00	0.50

Tabella 3.7: pesi del solaio e della copertura dell'edificio

Per determinare il valore della combinazione fondamentale delle azioni di progetto q_d allo stato limite ultimo (SLU), si isola una fascia di solaio di 1 metro e si considera lo schema statico di una trave continua su più appoggi, come mostrato in Figura 3.15 e si moltiplicano i valori dei pesi strutturali (G_{1k}), non strutturali (G_{2k}) e variabili (Q_k), per il valore dei coefficienti γ nei casi sfavorevoli (A1) come mostrato nella Tabella 1.1 del capitolo 1, sia per quanto riguarda il calcolo del solaio tipo sia per la copertura.

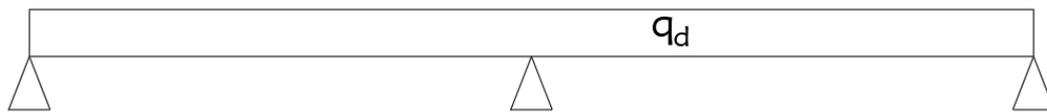


Figura 3.15: schema trave continua su appoggi

$$q_d = \gamma_{G1}G_{1k} + \gamma_{G2}G_{2k} + \gamma_Q Q_k \quad (61)$$

Calcolo del carico distribuito del piano tipo “ $q_{d,PT}$ ” che è valido per i due livelli di elevazione:

$$\begin{aligned} q_{d,PT} &= 1.3 * 3.76 + 1.5 * 3.60 + 1.5 * 2 = \\ &= 4.90 + 5.40 + 3.00 = \mathbf{13.30 \text{ kN/m}^2} \end{aligned} \quad (62)$$

Calcolo del carico distribuito della copertura “ $q_{d,c}$ ”

$$\begin{aligned} q_{d,c} &= 1.3 * 3.76 + 1.5 * 2 + 1.5 * 0.5 = \\ &= 4.90 + 3.00 + 0.75 = \mathbf{8.70 \text{ kN/m}^2} \end{aligned} \quad (63)$$

In definitiva, per ogni blocco si ha:

- Blocco 1 formato da 2 solai piano tipo più copertura;
- Blocco 2 formato da 2 solai piano tipo più copertura;
- Blocco 3 formato da 1 solaio piano tipo più copertura.

	$q_{d,PT}=13.30 \text{ kN/m}^2$	$q_{d,c}=8.70 \text{ kN/m}^2$	$q_{d,Totale}$ [kN/m ²]
Blocco 1	2	1	35.30
Blocco 2	2	1	35.30
blocco 3	1	1	22.00
Peso complessivo dell'intero edificio			92.60

Tabella 3.8: peso intero edificio

Nel calcolo del carico distribuito riguardante la copertura non si è tenuto conto dell'influenza del carico neve e degli eventuali carichi orizzontali accidentali, per questo motivo nella Tabella 3.8, in maniera del tutto cautelativa si approssima il peso complessivo dell'intero edificio, come un carico distribuito pari a **100 kN/m²**.

Carichi serbatoi

A causa della mancanza della fognatura comunale nella zona in esame, si sono inserite nel versante, tramite uno scavo dello stesso, 5 vasche biologiche, costituite da serbatoi cilindrici di tipo imhoff in calcestruzzo per la raccolta delle acque nere, adiacenti al primo livello del muro di sostegno a valle del pendio.



Figura 3.16: diametro serbatoio imhoff

Tramite l'altezza del pannello di contenimento del muro è possibile stimare il diametro ϕ di uno dei serbatoio imhoff

Per il peso dei serbatoi cilindrici, si è interpretata la foto in Figura 3.16, relativa alla fase di posa, avendo già considerato l'altezza del pannello di contenimento del getto del muro di sostegno pari a 40 cm, è stato possibile effettuare un confronto con la vasca per stimare il diametro del serbatoio di 150 cm. Inoltre dopo aver visionato diversi cataloghi di diversi produttori di vasche imhoff in calcestruzzo, si è deciso di assumere come peso di ciascun serbatoio, un valore medio, pari a 1 kN/m² con un peso complessivo di 5 kN/m² agente su una lunghezza di 1.5 m come un carico distribuito.

3.2 Verifica stabilità dei muri

Si intende effettuare la verifica di stabilità dei due muri di sostegno a valle dell'edificio. La stabilità globale muro-terreno si determina in funzione alla definizione del valore del fattore di sicurezza in condizioni sature e asciutte del versante e si è scelto di considerare il metodo all'equilibrio limite perché è il metodo più semplice da adottare. Inoltre in mancanza di dati riguardanti la stratigrafia e la permeabilità del terreno non è possibile effettuare un modello più dettagliato nei confronti dell'infiltrazione. Si ottengono così i valori dei fattori di sicurezza con il metodo di Bishop e di Janbu semplificati per poi eseguire un confronto tra loro.

Le ulteriori verifiche di stabilità dei due muri di sostegno, vengono effettuate nei confronti del ribaltamento, scorrimento e capacità portante, in relazione alle NTC 2018, in condizioni asciutte e sature del terreno. Per il calcolo delle azioni, (la spinta attiva del terreno), si utilizza la teoria di Rankine e la teoria di Lancellotta in modo tale da poter effettuare un utile confronto. Le verifiche di stabilità non vengono eseguite per il muro di sostegno a monte dell'edificio perché in tale muro non si sono verificati né danni strutturali né spostamenti in conseguenza all'evento franoso.

Per poter effettuare le verifiche di stabilità globale, bisogna prima costruire il modello rappresentativo del pendio, nel caso specifico tramite l'utilizzo del software slide che permette una modellazione bidimensionale, considerando un metro di profondità. Si sono definite le proprietà dei tre muri di sostegno, quello a monte dell'edificio e i due a valle con un peso di volume di 25 kN/m^3 .

Il peso complessivo dell'edificio pari a 100 kN/m e il peso totale dei serbatoi di 5 kN/m , assimilabili a carichi distribuiti (Figura 3.17).

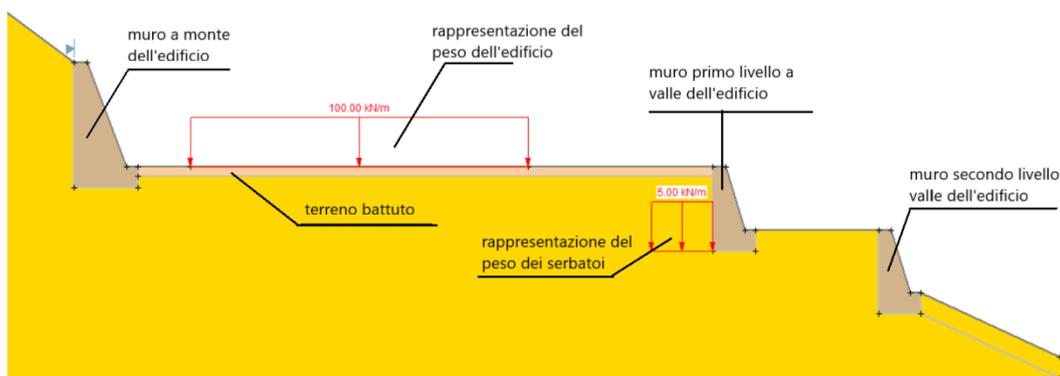


Figura 3.17: modello zona in esame

Per quel che riguarda il terreno, come si è già detto si prende in considerazione una sabbia limosa assumendo un peso specifico di 20 kN/m^3 e un angolo di resistenza al

taglio pari a 32 gradi, mentre bisogna determinare il valore della coesione (successivamente affrontata).

3.2.1 Verifica stabilità globale del muro

Con l'utilizzo del metodo dell'equilibrio limite globale, si identifica il fattore di sicurezza globale in condizioni asciutte, considerando un valore di coesione nullo su tutto il pendio, per capire se il versante è stabile o meno.

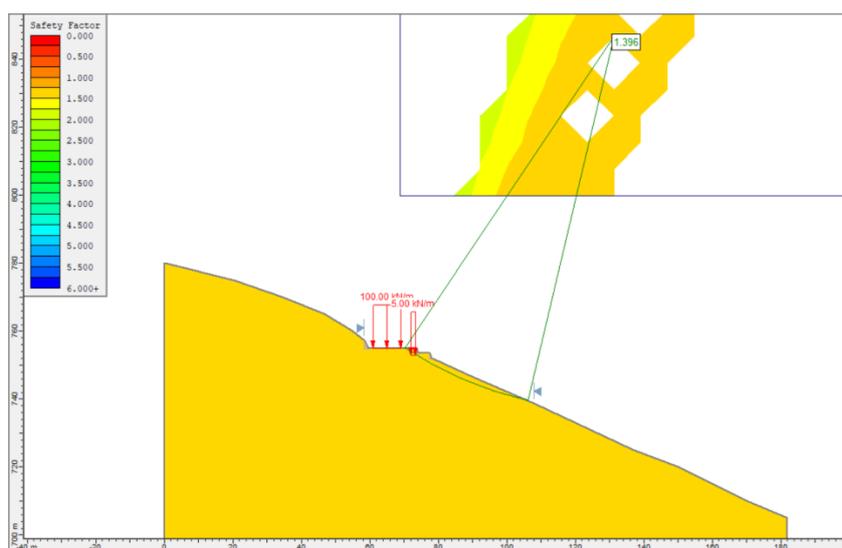


Figura 3.18: Fs pendio con c=0

Dalla Figura 3.18, si nota che il fattore di sicurezza globale minimo ottenuto è $F_s=1.396$ maggiore dell'unità, come ci si aspettava. In condizioni asciutte e in assenza di coesione il versante risulta stabile. Di conseguenza a questo fatto, determinato il valore della coesione, mi aspetto che il valore del coefficiente di sicurezza del versante in presenza di coesione in condizioni asciutte, sia maggiore del fattore di sicurezza con coesione nulla, perché la coesione tende a far aumentare la resistenza del terreno, come indicato con il metodo di Bishop semplificato (paragrafo 1.2.1.1 del capitolo 1) e il metodo di Janbu semplificato (1.2.1.2 del capitolo 1), per il calcolo del fattore di sicurezza nelle formule (42) e (49).

3.2.1.1 Pendio saturo

Si procede quindi, con la determinazione della coesione tramite una back analysis (analisi a ritroso), considerando impermeabili tutti i muri di sostegno e lo strato al di sotto dell'edificio e del cortile, perché caratterizzato da terra battuta come si vede dalla Figura 3.19. Si assume che la filtrazione nel terreno, avvenga per condizione di saturazione progressiva del pendio a monte dell'edificio, dall'alto verso il basso per la sola infiltrazione dell'acqua piovana.

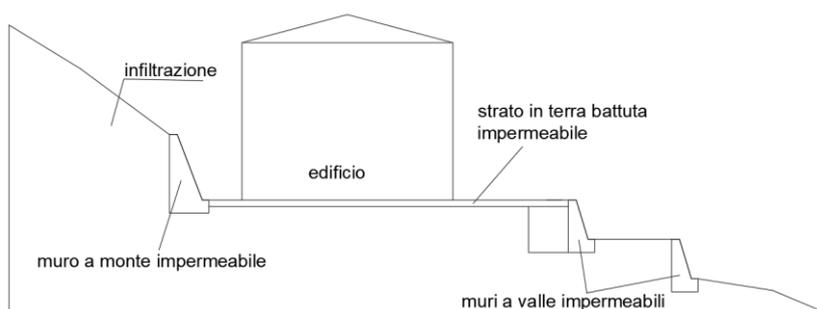


Figura 3.19: infiltrazione dell'acqua piovana

Dalla Figura 3.20, si è deciso di suddividere lo stesso versante in fittizi strati di spessore 1.5m con le stesse caratteristiche geotecniche del terreno a partire dal piede del muro di sostegno a monte, in maniera da avere una suddivisione dei primi strati che coincida con la base dei due muri a valle.

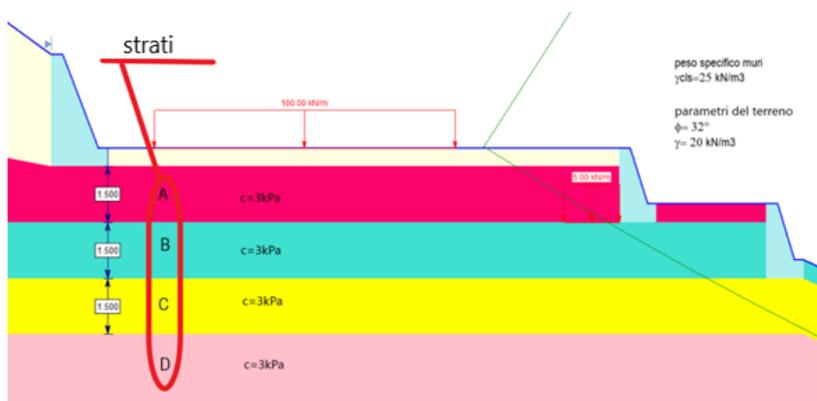


Figura 3.20: suddivisione e caratteristiche degli strati

Si è suddiviso il pendio in strati per simulare l'infiltrazione dell'acqua piovana nel terreno, dall'alto verso il basso, in grado di saturare in maniera progressiva gli strati superficiali. Il valore della coesione "c", omogenea su tutto il versante, è stata variata parametricamente con la saturazione dei diversi strati del pendio (Tabella 3.9, Tabella 3.10, Tabella 3.11) fin quando non si trova che il punto finale della superficie di rottura coincide con la posizione finale nella quale si sono trovati i muri a crollo avvenuto (Tabella 3.11), distanti rispetto la posizione del piano campagna di 18m in direzione orizzontale e 11m in direzione verticale. Inoltre deve essere rispettata la condizione che la stessa superficie di rottura sia compresa all'interno e non oltre il cortile antistante l'edificio. In queste condizioni, come si vede dalla Figura 3.21 si trova un valore di coesione uguale per tutti gli strati del versante pari a 3 kPa, con un fattore di sicurezza globale minimo $F_S = 0.850$ secondo il metodo di Bishop semplificato.

strati	A	B	C	D	E	FS
coesione	1	1	1	1	1	
saturazione	si	no				1,471
	si		no			1,426
	si			no		0,995
	si				no	0,672

Tabella 3.9: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 1 kPa

strati	A	B	C	D	E	FS
coesione	2	2	2	2	2	
saturazione	si	no				1,532
	si		no			1,504
	si			no		1,324
	si				no	0,761

Tabella 3.10: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 2 kPa

strati	A	B	C	D	E	FS
coesione	3	3	3	3	3	
saturazione	si	no				1,577
	si		no			1,557
	si			no		1,424
	si				no	0,85

Tabella 3.11: fattori di sicurezza globali del versante con coesione 3 kPa

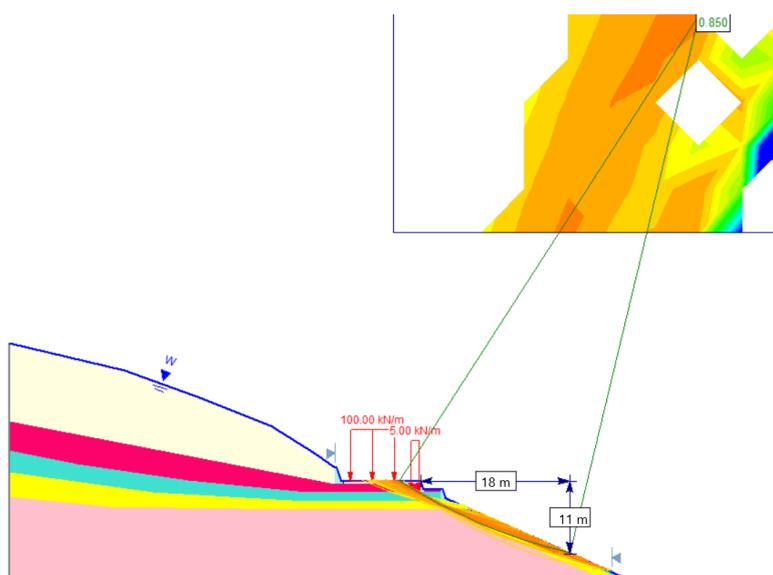


Figura 3.21: FS Bishop semplificato pendio saturo con c=3

La Figura 3.22 mostra invece il fattore di sicurezza globale minimo del pendio saturo, secondo il metodo di Janbu semplificato $F_5=0.840$

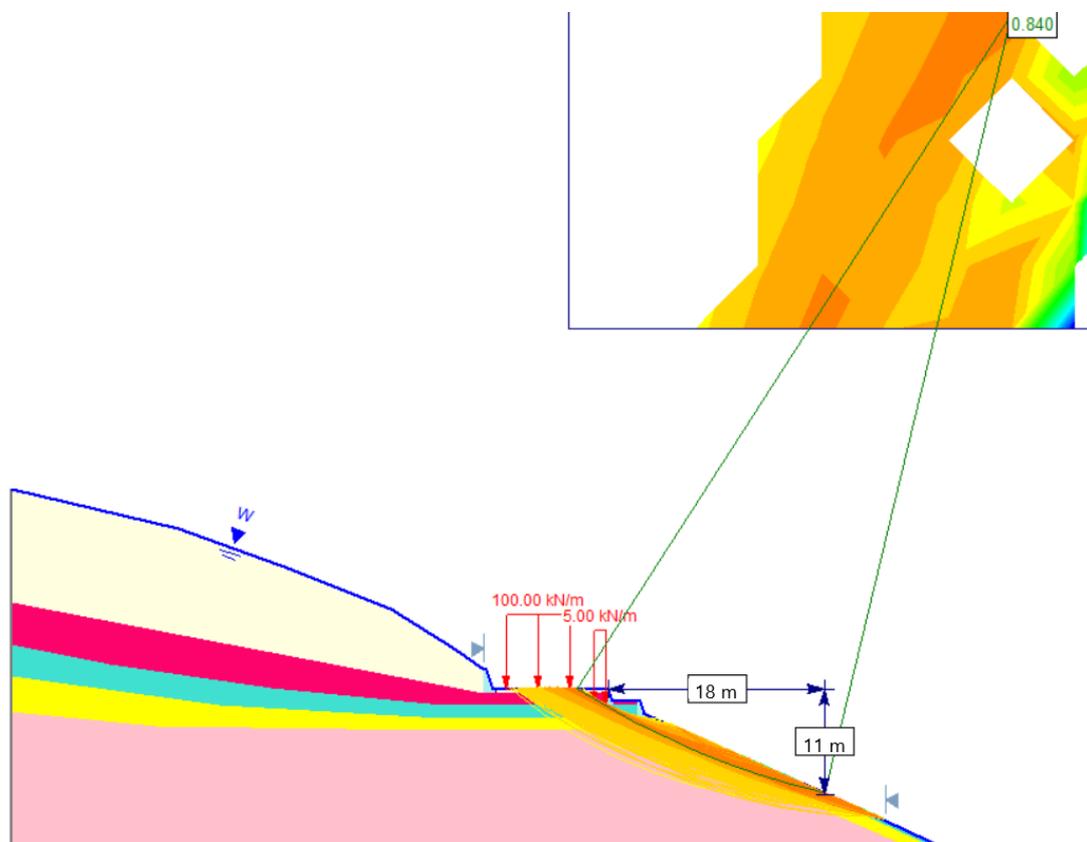


Figura 3.22: FS Janbu semplificato pendio saturo con $c=3$

Dal confronto dei due fattori di sicurezza trovati, si nota che entrambi siano inferiori dell'unità. La differenza dei metodi è dovuta alla presenza di un numero maggiore di superfici di scorrimento trovate con il metodo di Janbu semplificato come si vede dalla Figura 3.22 con un fattore di sicurezza leggermente inferiore rispetto al metodo di Bishop semplificato.

3.2.1.2 Pendio secco

Determinato il valore della coesione tramite back analysis in condizioni sature, è stato possibile, inserendo i parametri geotecnici del terreno $\phi=32^\circ$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$ e $c=3\text{kPa}$, definire il fattore di sicurezza in condizioni asciutte secondo il metodo di Bishop e verificare che lo stesso, sia maggiore al fattore di sicurezza in assenza di coesione $F_S=1.578$ come mostrato in Figura 3.23.

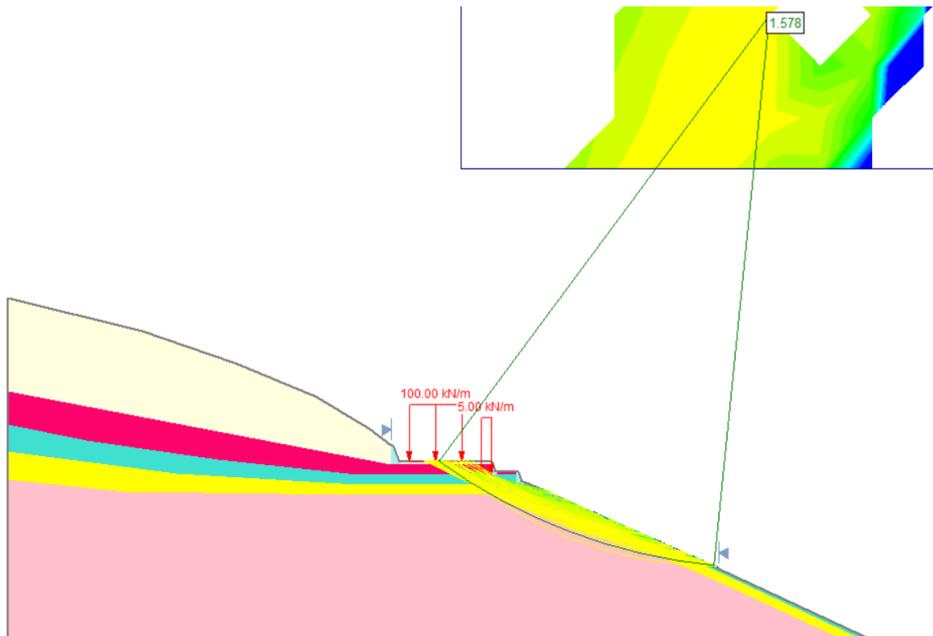


Figura 3.23: F_S Bishop asciutto

Allo stesso modo, dalla Figura 3.24 si è definito il valore del fattore di sicurezza con il metodo di Janbu semplificato pari a $F_S=1.520$.

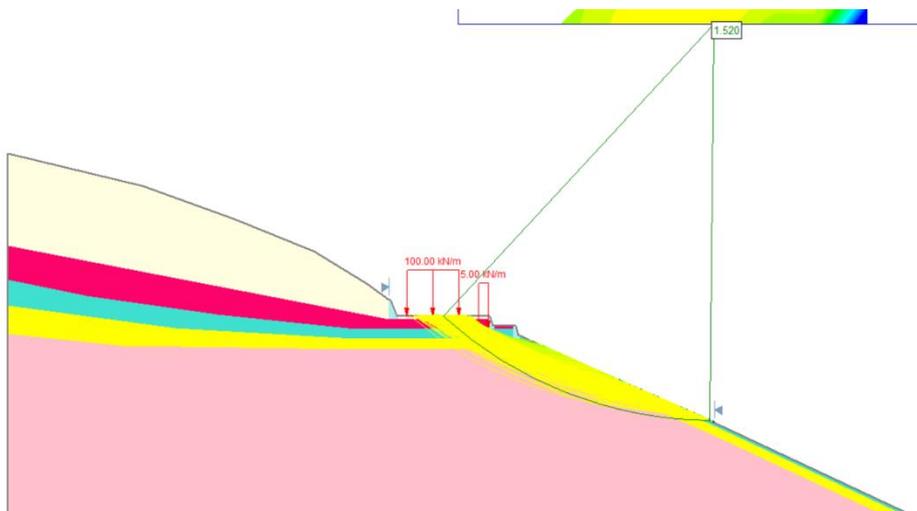


Figura 3.24: F_S Janbu asciutto

Anche in questo caso effettuando il confronto dei due metodi, le considerazioni nei confronti delle superfici sono le medesime a quelle già citate per il pendio saturo, con un numero di superfici di scorrimento maggiori nel caso di Janbu semplificato, perché usa superfici di qualsiasi forma.

3.2.2 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Rankine in condizioni asciutte

Per le verifiche dei muri di sostegno per quanto riguarda il ribaltamento, lo scorrimento e la capacità portante, si è calcolata l'azione della spinta del terreno secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3) in accordo alle NTC 2018.

Di seguito, si analizza prima la spinta del terreno tramite la teoria di Rankine per i due muri di sostegno, in condizioni asciutte, con le ipotesi fatte sulla coesione del terreno ($c=3\text{kPa}$), sull'angolo di attrito ($\phi=32^\circ$) e sul peso dell'unità di volume ($\gamma=20\text{kN/m}^3$).

Dalle ipotesi di Rankine (capitolo 1 paragrafo 1.1.1):

- Piano campagna orizzontale;
- Angolo di attrito muro-terreno $\delta=0$;
- Coefficiente di spinta attiva $K_A = \frac{1-\sin \phi'_k}{1+\sin \phi'_k} = \frac{1-\sin 32^\circ}{1+\sin 32^\circ} = 0.3073$

della colonna M1.

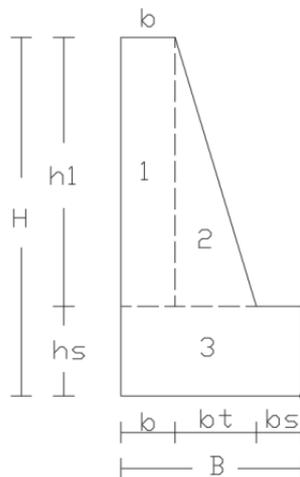


Figura 3.25: geometria dei muri

Dalla Figura 3.25 e in Tabella 3.12 si vede la suddivisione della geometria del muro di sostegno in tre parti. La parte 1 è costituita da un rettangolo di base b e altezza h_1 , la parte 2 è un triangolo di base b_t e altezza h_1 e infine la parte 3 è un rettangolo di base B e altezza h_s .

Geometria muro di sostegno	
H [m]	2,00
h1 [m]	1,50
hs [m]	0,50
B [m]	1,50
b [m]	0,60
bt [m]	0,65
bs [m]	0,25

Tabella 3.12: geometria dei due muri di sostegno

Dalla suddivisione della geometria del muro, si calcolano le aree A1, A2, A3 che moltiplicate per il peso specifico del muro in calcestruzzo, assunto γ_{cls} pari a 25 kN/m³, si determinano i pesi P1, P2, P3, che agiscono alle distanze d_{1m} , d_{2m} e d_{3m} rispetto al polo di rotazione "O" del muro in Figura 3.26.

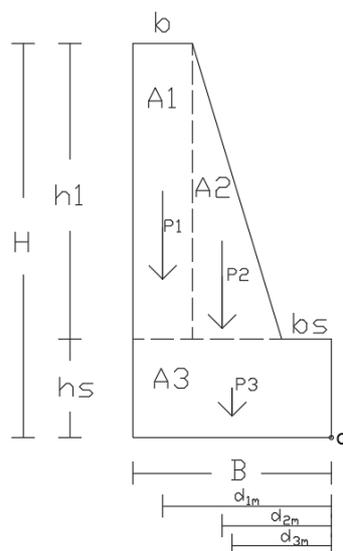


Figura 3.26: aree, pesi e distanze del muro

In Tabella 3.13 si riportano i pesi caratteristici $P_{i,k}$ e quelli di progetto $P_{i,d}$, questi ultimi moltiplicati per i coefficienti favorevoli γ_{G1} della colonna A1 della Tabella 1.1.

Aree [m ²]	Pesi caratteristici [kN/m]	Coefficienti favorevoli γ_{G1}	Pesi di progetto [kN/m]	Distanze da "O" [m]
A1	0.90	$P_{1,k}$ 22.5	$P_{1,d}$ 22.5	d_{1m} 1.20
A2	0.49	$P_{2,k}$ 12.2	$P_{2,d}$ 12.2	d_{2m} 0.70
A3	0.75	$P_{3,k}$ 18.8	$P_{3,d}$ 18.8	d_{3m} 0.75

Tabella 3.13: caratteristiche dei due muri di sostegno

Si calcola il peso caratteristico del muro di sostegno $P_{k,tot}$, come sommatoria dei vari pesi caratteristici

$$P_{k,tot} = P_{1,k} + P_{2,k} + P_{3,k} = 22.5 + 12.2 + 18.8 = 53.5 \text{ kN/m} \quad (64)$$

Si determina il peso di progetto totale del muro di sostegno $P_{d,tot}$ e come si può vedere dalla formula (65). In questo caso esso coincide con il peso caratteristico del muro $P_{k,tot}$ perché il coefficiente γ_{G1} della Tabella 1.1 è pari all'unità.

$$\begin{aligned} P_{d,tot} &= P_{1,k} * \gamma_{G1} + P_{2,k} * \gamma_{G1} + P_{3,k} * \gamma_{G1} \\ &= 22.5 * 1 + 12.2 * 1 + 18.8 * 1 = 53.5 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (65)$$

Il momento resistente $M_{Rd,r}$ si ottiene infine come sommatoria tra i prodotti dei pesi di progetto moltiplicati per le rispettive distanze dal polo di rotazione "O" e dividendo il risultato ottenuto per il coefficiente γ a ribaltamento in Tabella 1.3 delle NTC.

$$\begin{aligned} M_{Rd,r} &= (P_{1,d} * d_{1m} + P_{2,d} * d_{2m} + P_{3,d} * d_{3m}) / \gamma_R \\ &= 2(2.5 * 1.20 + 12.2 * 0.70 + 18.8 * 0.75) / 1.15 \\ &= 49.6 / 1.15 = 42.90 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (66)$$

3.2.2.1 Primo livello del muro di sostegno condizioni asciutte

Si determinano le distribuzioni delle singole componenti (Figura 3.27), moltiplicando le tensioni del terreno e del sovraccarico per i coefficienti sfavorevoli ($\gamma_{G1} = 1.3$, $\gamma_Q = 1.5$) della colonna A1 Tabella 1.1 mentre il valore della tensione della coesione per il coefficiente favorevole ($\gamma_{G1} = 1$) della colonna A1 Tabella 1.1:

$$\begin{aligned} \sigma'_{d,t} &= \sigma'_{v0} K_a \gamma_{G1,sfav} = \gamma' H K_a \gamma_{G1,sfav} = 20 * 2 * 0.3073 * 1.3 \\ &= 15.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (67)$$

$$\sigma'_{d,c} = -2c \sqrt{K_a} \gamma_{G1,fav} = -2 * 3 * \sqrt{0.3073} * 1 = -3.3 \text{ kN/m}^2 \quad (68)$$

$$\sigma'_{d,q} = q K_a \gamma_{Q,sfav} = 5 * 0.3073 * 1.5 = 2.3 \text{ kN/m}^2 \quad (69)$$

$$\sigma'_{d,tot} = \sigma'_{d,t} + \sigma'_{d,c} + \sigma'_{d,q} = 15.9 - 3.3 + 2.3 = 14.9 \text{ kN/m}^2 \quad (70)$$

$\sigma'_{d,t}$ = distribuzione della pressione di progetto del terreno;

$\sigma'_{d,c}$ = distribuzione della pressione di progetto della coesione;

$\sigma'_{d,q}$ = distribuzione della pressione di progetto del sovraccarico;

$\sigma'_{d,tot}$ = distribuzione della pressione di progetto totale;

H = 2m, altezza del muro di sostegno;

$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;

$K_a = 0.3073$ coefficiente di spinta attiva secondo Rankine.

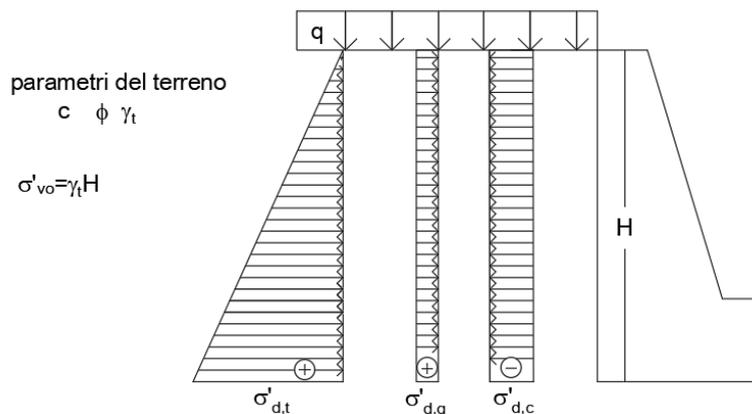


Figura 3.27: diagrammi della distribuzione delle pressioni di progetto del primo livello del muro in condizioni asciutte

Si determina la spinta di progetto Figura 3.28, come risultante delle tre componenti della distribuzione delle pressioni di progetto e il suo punto di applicazione a $1/3 h_1$ dal piede del muro di sostegno.

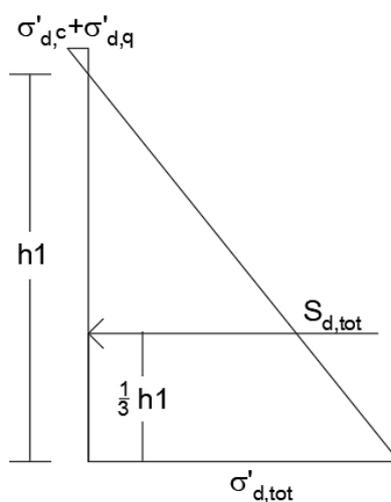


Figura 3.28: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni asciutte

Con:

$h_1 = 1.87$ m;

la risultante è:

$$S_{d,tot} = \frac{1}{2} h_1 \sigma'_{d,tot} = \frac{1}{2} * 1.87 * 14.9 = 13.9 \text{ kN/m} \quad (71)$$

Si calcola infine il momento sollecitante M_{sd} :

$$M_{sd} = S_{d,tot} * \frac{1}{3} h_1 = 13.9 * \frac{1}{3} * 1.87 = 8.66 \text{ kNm} \quad (72)$$

Eseguendo il confronto tra il momento sollecitante e il momento resistente $M_{Sd} < M_{Rd,r} = 8.66 \text{ kNm} < 42.90 \text{ kNm}$, si può concludere che la verifica a ribaltamento del primo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte è soddisfatta.

Per la verifica a scorrimento, si determina la resistenza R_d di progetto, ottenuta come rapporto tra il prodotto di un coefficiente di attrito terra-muro assunto pari a $f = \frac{2}{3} \tan \varphi = \frac{2}{3} \tan 32^\circ = 0.42$, per il peso del muro di progetto totale $P_{d,tot} = 53.5 \text{ kN/m}$ (formula 65) diviso il coefficiente $\gamma_R = 1.1$ (Tabella 1.3), relativo allo scorrimento, calcolando R_d nel seguente modo:

$$R_d = \frac{f * P_{d,tot}}{\gamma_R} = \frac{0.42 * 53.5}{1.1} = 20.4 \text{ kN/m} \quad (73)$$

Le sollecitazioni E_d , sono ottenute dalla spinta di progetto totale del terreno $S_{d,tot} = 13.9 \text{ kN/m}$ (formula 71), quindi:

$$E_d = S_{d,tot} = 13.9 \text{ kN/m} \quad (74)$$

Si effettua il confronto tra le forze sollecitanti e le forze resistenti $E_d < R_d = 13.9 \text{ kN/m} < 20.4 \text{ kN/m}$, e si può concludere che la verifica a scorrimento del primo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte è soddisfatta.

Per la verifica a capacità portante del primo livello del muro di sostegno si utilizzano i coefficienti sfavorevoli per il calcolo della forza di sollecitazione E_d . In questo caso, la forza sollecitante è ottenuta come prodotto tra il peso caratteristico totale del muro $P_{k,tot} = 53.5 \text{ kN/m}$ (formula 64) per il coefficiente sfavorevole A1 della Tabella 1.1, ottenendo il peso di progetto totale $P_{d,m,tot}$ del muro di sostegno.

$$P_{d,m,tot} = (P_{1,k} + P_{2,k} + P_{3,k})\gamma_{G1} = (22.5 + 12.2 + 18.8) * 1.3 \quad (75) \\ = 53.5 * 1.3 = 69.5 \text{ kN/m}$$

Si determina il nuovo valore del momento resistente di progetto M_{Rd} , a capacità portante,

$$M_{Rd} = (P_{1,k} * d_{1,m} + P_{2,k} * d_{2,m} + P_{3,k} * d_{3,m}) * \gamma_{G1} \quad (76) \\ = (22.5 * 1.2 + 12.2 * 0.7 + 18.2 * 0.75) * 1.30 \\ = 64.5 \text{ kNm}$$

Si calcola la distanza del punto di applicazione della sollecitazione rispetto al bordo della fondazione "u" come rapporto tra la differenza del momento resistente di progetto, appena ottenuto $M_{Rd} = 64.5 \text{ kNm}$ e quello sollecitante $M_{Sd} = 8.66 \text{ kNm}$ (formula 72) dividendo il tutto per il peso di progetto totale del muro di sostegno $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula 75):

$$u = \frac{(M_{Rd} - M_{Sd})}{P_{d,m,tot}} = \frac{(64.5 - 8.66)}{69.5} = \frac{55.8}{69.5} = 0.80 \text{ m} \quad (77)$$

Si considera il caso bidimensionale della fondazione nastriforme di larghezza B con carico limite verticale eccentrico, Q_{lim} (Figura 3.29).

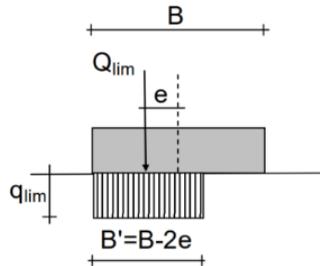


Figura 3.29: base ridotta della fondazione nastriforme

Si determina la mezzeria della fondazione e il punto di applicazione della risultante delle forze Q_{lim} tramite l'eccentricità $e = 0.05 \text{ m}$, calcolando la base ridotta B' :

$$B' = B - 2e = 1.5 - 2 * 0.05 = 1.40 \text{ m} \quad (78)$$

Si calcola la pressione limite con la formula di Brinch-Hansen, trascurando il sovraccarico del terreno ai lati del muro di sostegno:

$$\begin{aligned} q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q \\ &= \frac{1}{2} * 20 * 1.40 * 30.22 * 1 * 0.51 * 1 * 1 + 3 * 35.49 \\ &\quad * 1 * 1 * 0.62 * 1 * 1 + 0 * 23.18 * 1 * 1 * 0.63 * 1 * 1 \\ &= 280.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (79)$$

Con:

coesione c pari a 3kPa;

base ridotta $B' = 1.40 \text{ m}$ (formula 78);

peso specifico del terreno γ pari a 20 kN/m³;

s_i rappresentano i coefficienti di forma della fondazione, in questo caso pari all'unità, perché si considera una fondazione infinitamente lunga;

b_i è il valore dell'inclinazione della base della fondazione che risulta pari a 1 perché non è inclinata;

g_i è il valore dell'inclinazione del piano campagna pari all'unità perché è orizzontale;

Nella Figura 3.30 sono rappresentati i valori dei coefficienti di capacità portante N_{γ}, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza φ , adottati.

$\varphi(^{\circ})$	0	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
N_c	5.14	16.88	19.32	22.25	25.80	30.14	35.49	42.16	50.59	61.35	75.31	93.71
N_q	1.00	7.82	9.60	11.85	14.72	18.40	23.18	29.44	37.75	48.83	64.20	85.38
N_{γ}	0.00	7.13	9.44	12.54	16.72	22.40	30.22	41.08	56.31	78.03	109.4	155.6

Figura 3.30: coefficienti di capacità portante (Lancellotta & Calavera, Fondazioni, 1999)

i valori dei fattori “i” che riguardano le componenti orizzontali del carico, considerando la lunghezza della fondazione L infinitamente lunga, H pari alla spinta di progetto totale $S_{d,tot} = 13.9 \text{ kN/m}$ (formula 71) ed N componente orizzontale data dal peso di progetto totale del muro $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$, (formula 74) , sono:

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = 2 \quad (80)$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} = 0.51 \quad (81)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \varphi}\right)^m = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^2 = 0.63 \quad (82)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} = 0.62 \quad (83)$$

Il carico verticale limite eccentrico Q_{lim} si ottiene:

$$Q_{lim} = q_{lim} B' = 280.4 * 1.40 = 392.6 \text{ kN/m} \quad (84)$$

Si determina la resistenza della fondazione R_d come rapporto tra il carico verticale limite eccentrico Q_{lim} e il coefficiente γ_R dovuto alla capacità portante nella Tabella 1.3, ottenendo:

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{392.6}{1.4} = 280.4 \text{ kN/m} \quad (85)$$

e lo si confronta con la sollecitazione $E_d = P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ formula(75). La capacità portante della fondazione risulta verificata perchè $E_d < R_d = 69.5 \text{ kN/m} < 280.4 \text{ kN/m}$.

3.2.2.2 Secondo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte

Analizzando l'angolo che si viene a formare tra il paramento verticale del secondo livello del muro e la base della fondazione del primo livello del muro, si nota dalla Figura 3.31 che l'angolo è maggiore e quindi al di fuori rispetto la formazione del

cuneo di scivolamento per raggiungimento dello stato di equilibrio limite del terreno che inizia a scorrere lungo i piani di rottura, secondo la teoria di Rankine, con un angolo di $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 29^\circ$ dal paramento verticale del muro. Quest'analisi permette di assumere, oltre a non avere sovraccarichi per l'assenza dei serbatoi, che il peso del primo livello del muro di sostegno non incide come sovraccarico per le verifiche del secondo livello del muro di sostegno.

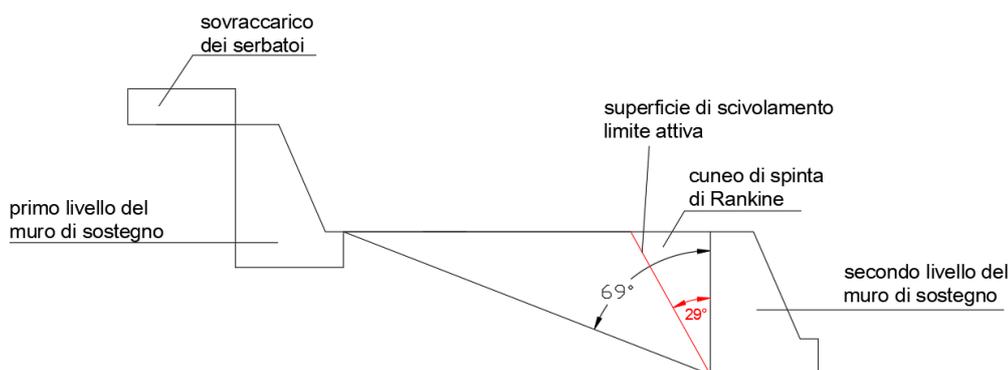


Figura 3.31: disposizione dei due livelli dei muri di sostegno

Nel secondo livello del muro di sostegno, il valore del sovraccarico distribuito $q=0$, la coesione è pari a 3 kPa mentre la geometria del muro è uguale a quella del primo livello in Figura 3.25 e Tabella 3.12.

Il peso caratteristico e il peso di progetto del muro, avendo la stessa geometria non cambiano e sono quindi pari a $P_{k,tot} = 53.5 \text{ kN/m}$ (formula 64) e $P_{d,tot} = 53.5 \text{ kN/m}$ (formula 65) e anche il momento resistente $M_{Rd,r} = 42.90 \text{ kNm}$ (formula 66).

Si segue lo stesso ragionamento del muro del primo livello per il calcolo della distribuzione delle pressioni di progetto delle singole componenti (Figura 3.32), moltiplicando le tensioni del terreno per il coefficiente sfavorevoli ($\gamma_{G1} = 1.3$) della colonna A1 Tabella 1.1 mentre il valore della tensione della coesione per il coefficiente favorevole ($\gamma_{G1} = 1$) della colonna A1 Tabella 1.1.

$$\sigma'_{d,t} = \sigma'_{v0} K_a \gamma_{G1, sfav} = \gamma' H K_a \gamma_{G1, sfav} = 20 * 2 * 0.3073 * 1.3 = 15.9 \text{ kN/m}^2 \quad (86)$$

$$\sigma'_{d,c} = -2c \sqrt{K_a \gamma_{G1, fav}} = -2 * 3 * \sqrt{0.3073} * 1 = -3.3 \text{ kN/m}^2 \quad (87)$$

$$\sigma'_{d,tot} = \sigma'_{d,t} + \sigma'_{d,c} = 15.9 - 3.3 = 12.6 \text{ kN/m}^2 \quad (88)$$

$\sigma'_{d,t}$ = distribuzione della pressione di progetto del terreno;

$\sigma'_{d,c}$ = distribuzione della pressione di progetto della coesione;

$\sigma'_{d,tot}$ = distribuzione della pressione di progetto totale;
 H = 2m, altezza del muro di sostegno;
 $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;
 $K_a = 0.3073$ coefficiente di spinta attiva secondo Rankine.

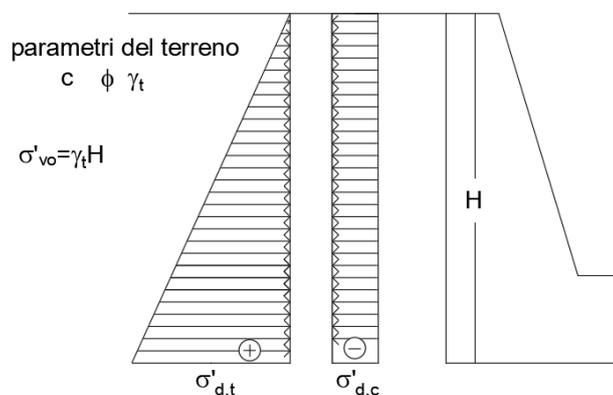


Figura 3.32: diagrammi della distribuzione delle pressioni di progetto del secondo livello del muro in condizioni asciutte

Si determina la spinta di progetto Figura 3.33, come risultante delle componenti della distribuzione delle pressioni di progetto e il suo punto di applicazione a $1/3 h_1$ dal piede del muro di sostegno.

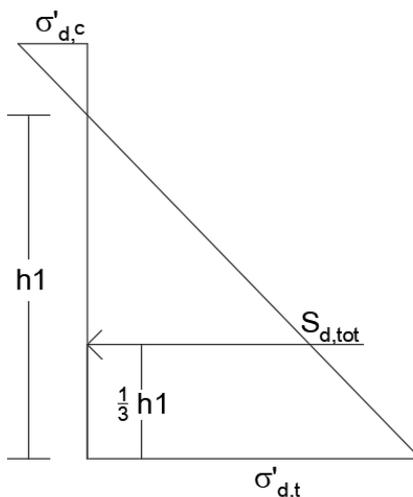


Figura 3.33: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del secondo livello del muro in condizioni asciutte

Con:

$h_1 = 1.58 \text{ m}$;

la risultante è:

$$S_{d,tot} = \frac{1}{2} h_1 \sigma'_{d,tot} = \frac{1}{2} * 1.58 * 12.6 = 9.9 \text{ kN/m} \quad (89)$$

Si calcola infine il momento sollecitante M_{sd} :

$$M_{Sd} = S_{d,tot} * \frac{1}{3} h1 = 9.9 * \frac{1}{3} 1.58 = 5.2 \text{ kNm} \quad (90)$$

Eseguendo il confronto tra il momento sollecitante e il momento resistente $M_{Sd} < M_{Rd,r} = 5.2 \text{ kNm} < 42.90 \text{ kNm}$, si può concludere che la verifica a ribaltamento del secondo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte è soddisfatta.

Per la verifica a scorrimento si sono messi a confronto le forze resistenti di progetto $R_d = 20.4 \text{ kN/m}$ (formula73) con le forze sollecitanti di progetto $E_d = S_{d,t} = 9.9 \text{ kN/m}$ formula (89);

Dal confronto delle due forze, $E_d < R_d = 9.9 \text{ kN/m} < 20.4 \text{ kN/m}$, la verifica a scorrimento del secondo livello del muro di sostegno in condizioni asciutte risulta soddisfatta.

Per il calcolo della verifica a capacità portante, il ragionamento e le ipotesi sono uguali a quelle affrontate per la capacità portante del primo livello del muro di sostegno, con la differenza che $q=0$.

Si riportano i dati fondamentali per il calcolo della capacità portante.

- Sollecitazione di calcolo $E_d = P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula75);
- base ridotta $B' = 1.33 \text{ m}$;
- N_γ, N_c in funzione dell'angolo di attrito $\varphi = 32^\circ$, in Figura 3.30;
- valori "i" relativi alla componente orizzontale del carico nella Tabella 3.14.

i_γ	0.57
i_q	0.69
i_c	0.67

Tabella 3.14: componenti del carico orizzontale "i" del secondo livello del muro, secondo Rankine in condizioni asciutte

Si calcola la pressione limite:

$$\begin{aligned}
 q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q \\
 &= \frac{1}{2} * 20 * 1.33 * 30.22 * 1 * 0.57 * 1 * 1 + 3 * 35.49 \\
 &\quad * 1 * 1 * 0.67 * 1 * 1 + 0 = 300 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned} \quad (91)$$

Il carico verticale limite Q_{lim} si ottiene:

$$Q_{lim} = q_{lim} B' = 300 * 1.33 = 399 \text{ kN/m} \quad (92)$$

Si determina la resistenza della fondazione $R_d = 285.6 \text{ kN/m}$ e lo si confronta con la sollecitazione $E_d = P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula75). La capacità portante della fondazione del secondo livello del muro in condizioni asciutte risulta verificata perchè $E_d < R_d = 69.5 \text{ kN/m} < 285.6 \text{ kN/m}$.

In condizioni asciutte entrambi i muri sono stabili.

3.2.3 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Rankine in condizioni sature

Si sono eseguite le verifiche in condizioni sature, calcolando la spinta attiva del terreno sulla base della teoria di Rankine nell'ipotesi che la saturazione avvenga dall'alto verso il basso, per effetto dell'infiltrazione dovuta alla presenza dell'acqua meteorica (Figura 3.34).

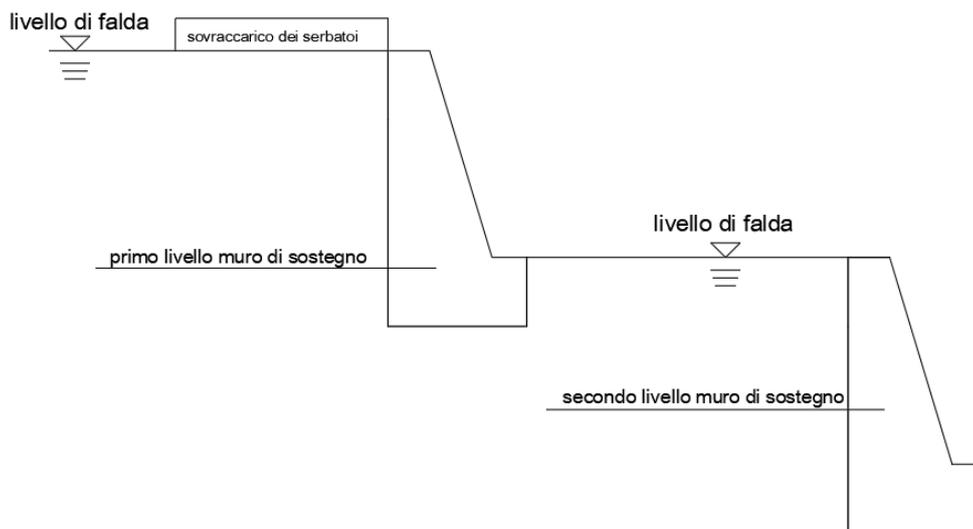


Figura 3.34: livello di falda

La differenza fondamentale rispetto alle condizioni asciutte, sta nel considerare la spinta dell'acqua in aggiunta a quella del terreno. Quest'ultima viene calcolata, tramite le tensioni efficaci, con il peso del terreno alleggerito γ' :

$$\gamma' = \gamma_t - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ m kN/m}^3 \quad (93)$$

Con:

γ_t = unità di peso del terreno;

γ_w = unità di peso dell'acqua

3.2.3.1 primo livello del muro di sostegno in condizioni sature

Si determinano le distribuzioni delle singole componenti (Figura 3.27), tenendo conto della distribuzione delle tensioni efficaci del terreno e aggiungendo la distribuzione delle pressioni idrostatiche. Per il calcolo delle tensioni di progetto si moltiplicano le tensioni del terreno, del sovraccarico e dell'acqua per i coefficienti sfavorevoli ($\gamma_{G1} = 1.3$, $\gamma_Q = 1.5$) della colonna A1 Tabella 1.1 mentre il valore della tensione della coesione per il coefficiente favorevole ($\gamma_{G1} = 1$) della colonna A1 Tabella 1.1:

$$\begin{aligned}\sigma'_{d,t} &= \sigma'_{v0} K_a \gamma_{G1, sfav} = \gamma' H K_a \gamma_{G1, sfav} = (\gamma_t - \gamma_w) H K_a \gamma_{G1, sfav} \\ &= (20 - 10) * 2 * 0.3073 * 1.3 = 8 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\quad (94)$$

$$\sigma'_{d,c} = -2c\sqrt{K_a}\gamma_{G1, sfav} = -2 * 3 * \sqrt{0.3073} * 1 = -3.3 \text{ kN/m}^2 \quad (95)$$

$$\sigma'_{d,q} = qK_a\gamma_{Q, sfav} = 5 * 0.3073 * 1.5 = 2.3 \text{ kN/m}^2 \quad (96)$$

$$\sigma'_{d,1} = \sigma'_{d,t} + \sigma'_{d,c} + \sigma'_{d,q} = 8 - 3.3 + 2.3 = 7 \text{ kN/m}^2 \quad (97)$$

$$\sigma_w = H_w * \gamma_w \gamma_{Q, sfav} = 2 * 10 * 1.5 = 30 \text{ kN/m}^2 \quad (98)$$

$\sigma'_{d,t}$ = distribuzione della pressione di progetto del terreno;

$\sigma'_{d,c}$ = distribuzione della pressione di progetto della coesione;

$\sigma'_{d,q}$ = distribuzione della pressione di progetto del sovraccarico;

$\sigma'_{d,1}$ = somma della distribuzione della pressione di progetto del terreno, del sovraccarico e della coesione;

$\sigma_{d,w}$ = distribuzione delle pressioni dell'acqua;

H = 2m, altezza del muro di sostegno;

$K_a = 0.3073$ coefficiente di spinta attiva secondo Rankine.

H_w = profondità spinta idrostatica;

In Figura 3.35 si ha una risultante $S_{d,1}$ relativa alle tre componenti (terreno alleggerito, coesione e sovraccarico), con un punto di applicazione pari a $1/3h_1$ dalla base del muro di sostegno in più si ha la risultante della spinta idrostatica $S_{d,w}$ applicata ad $1/3H_w$ dalla base del muro.

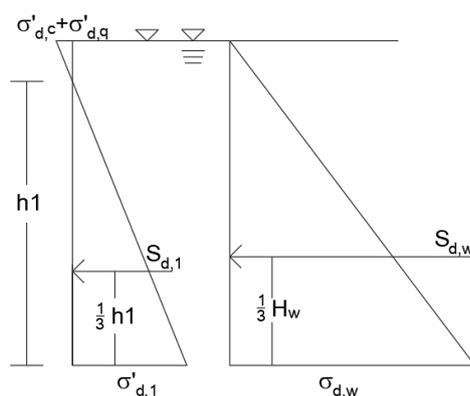


Figura 3.35: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni sature

Con:

$h_1 = 1.75$ m

$H_w = 2$ m

La risultante è:

$$S'_{d,tot} = S'_{d,1} + S_w = \frac{1}{2} h_1 \sigma'_{d,1} + \frac{1}{2} H_w \sigma_w = \frac{1}{2} * 1.75 * 7 + \frac{1}{2} * 2 * 30 \quad (99)$$

$$= 6.1 + 30 = 36.1 \text{ kN/m}$$

Si calcola il momento sollecitante di progetto M_{Sd} , come sommatoria dei prodotti delle risultanti delle due distribuzioni moltiplicate per le rispettive distanze dalla base del muro di sostegno.

$$M_{Sd} = S'_{d,1} * \frac{1}{3} h_1 + S_{d,w} * \frac{1}{3} H_w = 6.1 * \frac{1}{3} * 1.75 + 30 * \frac{1}{3} * 2 \quad (100)$$

$$= 3.4 + 20 = 23.4 \text{ kNm}$$

$M_{Rd,r} = 42.9 \text{ kNm}$ (formula 66). Dalla formula (1), eseguendo il confronto tra il momento sollecitante e il momento resistente $M_{Sd} < M_{Rd,r} = 23.4 \text{ kNm} < 42.9 \text{ kNm}$, si può concludere che la verifica a ribaltamento del primo livello muro in condizioni sature è soddisfatta.

Per la **verifica a scorrimento** si sono messi a confronto le forze resistenti di progetto $R_d = 20.4 \text{ kN/m}$ (formula 73), con le forze sollecitanti di progetto $E_d = S'_{d,tot} = 36.1 \text{ kN/m}$ (formula 99), dal confronto delle due forze, $E_d < R_d = 36.1 \text{ kN/m} > 20.4 \text{ kN/m}$, **la verifica a scorrimento del primo livello del muro in condizioni sature non risulta soddisfatta.**

Per la verifica a capacità portante, si trova la distanza “u” dal bordo della fondazione come rapporto tra la differenza del momento resistente $M_{Rd} = 64.5 \text{ kNm}$ (formula 76) e quello sollecitante $M_{Sd} = 23.4 \text{ kNm}$ (formula 100), diviso il peso di progetto del muro $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula 75):

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{P_{d,m,tot}} = \frac{64.5 - 23.4}{69.5} = 0.59 \text{ m} \quad (101)$$

con un’eccentricità :

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{1.5}{2} - 0.59 = 0.16 \text{ m} \quad (102)$$

e una base ridotta pari a :

$$B' = B - 2e = 1.5 - 2 * 0.16 = 1.18 \text{ m} \quad (103)$$

si calcola la pressione limite q_{lim} con la formula di Brinch-Hansen formula (79) con: coefficienti di forma $s_i=1$ perché si considera una fondazione infinitamente lunga;

bi =1 perchè non si ha nessuna inclinazione della base della fondazione;
gi =1 perchè l'inclinazione del piano campagna è orizzontale;
i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza φ , adottati, sono indicati nella Figura 3.30,
i valori dei fattori "i" che riguardano le componenti orizzontali del carico, considerando la lunghezza della fondazione L infinitamente lunga, H pari alla spinta di progetto totale $S'_{d,tot} = 36.1 \text{ kN/m}$ (formula 99) ed N componente orizzontale data dal peso di progetto totale del muro $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$, (formula 75); dalla Tabella 3.15 si ottengono i seguenti valori:

i_γ	0.11
i_q	0.22
i_c	0.19

Tabella 3.15: componenti del carico orizzontale "i" del primo livello del muro, secondo Rankine in condizioni sature

$$\begin{aligned}
 q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q \\
 &= \frac{1}{2} * (20 - 10) * 1.18 * 30.22 * 1 * 0.11 * 1 * 1 + 3 \\
 &\quad * 35.49 * 1 * 1 * 0.19 * 1 * 1 + 0 * 23.18 * 1 * 1 * 0.22 \\
 &\quad * 1 * 1 = 38.8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned} \quad (104)$$

Il carico verticale limite eccentrico Q_{lim} si ottiene:

$$Q_{lim} = q_{lim} B' = 38.8 * 1.18 = 45.7 \text{ kN/m} \quad (105)$$

Si determina la resistenza della fondazione R_d come rapporto tra il carico verticale limite Q_{lim} e il coefficiente γ_R dovuto alla capacità portante nella Tabella 1.3, ottenendo:

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{45.7}{1.4} = 32.6 \text{ kN/m} \quad (106)$$

e lo si confronta con la sollecitazione $E_d = P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula 75). **La capacità portante della fondazione del primo livello del muro in condizioni sature non risulta verificata perchè $E_d > R_d = 69.5 \text{ kN/m} > 32.6 \text{ kN/m}$.**

3.2.3.2 secondo livello del muro di sostegno in condizioni sature

Nel secondo livello del muro di sostegno, come già detto, il valore del sovraccarico distribuito $q=0$, la coesione è pari a 3 kPa, la geometria del muro è uguale a quella del primo livello in Figura 3.25 e Tabella 3.12 e vi è la presenza di acqua.

Come per il primo livello in condizioni sature, si calcolano distribuzioni delle tensioni di progetto

$$\begin{aligned}\sigma'_{d,t} &= \sigma'_{v0} K_a \gamma_{G1,sfav} = \gamma' H K_a \gamma_{G1,sfav} = (\gamma_t - \gamma_w) H K_a \gamma_{G1,sfav} \\ &= (20 - 10) * 2 * 0.3073 * 1.3 = 8 \text{ kN/m}^2\end{aligned}\quad (107)$$

$$\sigma'_{d,c} = -2c\sqrt{K_a} \gamma_{G1,fsav} = -2 * 3 * \sqrt{0.3073} * 1 = -3.3 \text{ kN/m}^2 \quad (108)$$

$$\sigma'_{d,2} = \sigma'_{d,t} + \sigma'_{d,c} = 8 - 3.3 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \quad (109)$$

$$\sigma_w = H_w * \gamma_w \gamma_{Q,fsav} = 2 * 10 * 1.5 = 30 \text{ kN/m}^2 \quad (110)$$

$\sigma'_{d,t}$ = distribuzione della pressione di progetto del terreno;

$\sigma'_{d,c}$ = distribuzione della pressione di progetto della coesione;

$\sigma'_{d,q}$ = distribuzione della pressione di progetto del sovraccarico;

$\sigma'_{d,2}$ = somma della distribuzione della pressione di progetto del terreno e della coesione;

$\sigma_{d,w}$ = distribuzione delle pressioni dell'acqua;

H = 2m, altezza del muro di sostegno;

$K_a = 0.3073$ coefficiente di spinta attiva secondo Rankine.

H_w = profondità spinta idrostatica;

In Figura 3.35 si ha una risultante $S_{d,1}$ relativa alle componenti (terreno alleggerito, e coesione), con un punto di applicazione pari a $1/3h_1$ dalla base del muro di sostegno in più si ha la risultante della spinta idrostatica $S_{d,w}$ applicata ad $1/3H_w$ dalla base del muro.

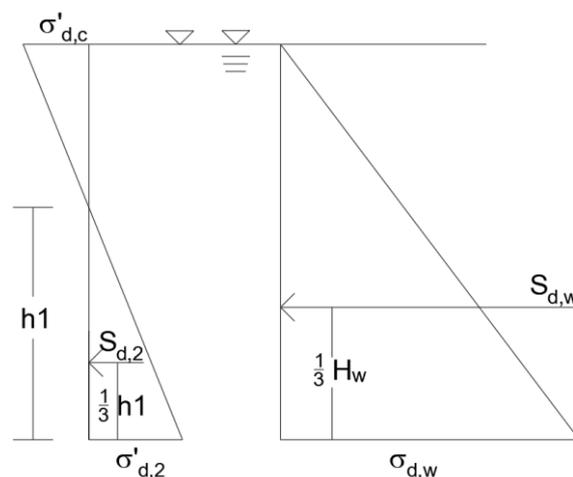


Figura 3.36: spinta di progetto totale del terreno e punto di applicazione del primo livello del muro in condizioni sature

Con:

$h_1 = 1.17 \text{ m}$

$H_w = 2 \text{ m}$

La risultante è:

$$\begin{aligned} S'_{d,tot} &= S'_{d,2} + S_w = \frac{1}{2} h \sigma'_{d,2} + \frac{1}{2} H_w \sigma_w \\ &= \frac{1}{2} * 1.17 * 4.7 + \frac{1}{2} * 2 * 30 = 2.7 + 30 \\ &= 32.7 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (111)$$

Si calcola il momento sollecitante di progetto M_{Sd} , come sommatoria dei prodotti delle risultanti delle due distribuzioni moltiplicate per le rispettive distanze dalla base del muro di sostegno.

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= S'_{d,2} * \frac{1}{3} h + S_{d,w} * \frac{1}{3} H_w = 2.7 * \frac{1}{3} * 1.17 + 30 * \frac{1}{3} * 2 \\ &= 1.1 + 20 = 21.1 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (112)$$

$M_{Rd,r} = 42.9 \text{ kNm}$ (formula 66). Dalla formula (1), eseguendo il confronto tra il momento sollecitante e il momento resistente $M_{Sd} < M_{Rd,r} = 21.1 \text{ kNm} < 42.9 \text{ kNm}$, si può concludere che la verifica a ribaltamento del secondo livello del muro in condizioni sature è soddisfatta.

Per la verifica a scorrimento si sono messi a confronto le forze resistenti di progetto $R_d = 20.4 \text{ kN/m}$ (formula 73), con le forze sollecitanti di progetto $E_d = S'_{d,tot} = 32.7 \text{ kN/m}$ (formula 111), dal confronto delle due forze, $E_d > R_d = 32.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 20.4 \text{ kN/m}$, la verifica a scorrimento del secondo livello del muro in condizioni sature non risulta soddisfatta.

Per la verifica a capacità portante, si trova la distanza “u” dal bordo della fondazione come rapporto tra la differenza del momento resistente $M_{Rd} = 64.5 \text{ kNm}$ (formula 76) e quello sollecitante $M_{Sd} = 21.1 \text{ kNm}$ (formula 112), diviso il peso di progetto del muro $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula 75):

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{P_{d,m,tot}} = \frac{64.5 - 21.1}{69.5} = 0.62 \text{ m} \quad (113)$$

con un’eccentricità :

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{1.5}{2} - 0.62 = 0.14 \text{ m} \quad (114)$$

e una base ridotta pari a :

$$B' = B - 2e = 1.5 - 2 * 0.14 = 1.22 \text{ m} \quad (115)$$

si calcola la pressione limite q_{lim} con la formula di Brinch-Hansen formula (79) con:
 coefficienti di forma $s_i=1$ perché si considera una fondazione infinitamente lunga;
 $b_i=1$ perchè non si ha nessuna inclinazione della base della fondazione;
 $g_i=1$ perché l'inclinazione del piano campagna è orizzontale;
 i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza φ , adottati, sono indicati nella Figura 3.30,
 i valori dei fattori "i" che riguardano le componenti orizzontali del carico, considerando la lunghezza della fondazione L infinitamente lunga, H pari alla spinta di progetto totale $S'_{d,tot} = 32.7 \text{ kN/m}$ (formula 111) ed N componente orizzontale data dal peso di progetto totale del muro $P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$, (formula 75); dalla Tabella 3.15 si ottengono i seguenti valori:

i_γ	0.13
i_q	0.25
i_c	0.22

Tabella 3.16: componenti del carico orizzontale "i" del primo livello del muro, secondo Rankine in condizioni sature

$$\begin{aligned}
 q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q \\
 &= \frac{1}{2} * (20 - 10) * 1.22 * 30.22 * 1 * 0.13 * 1 * 1 + 3 \quad (116) \\
 &\quad * 35.49 * 1 * 1 * 0.22 * 1 * 1 + 0 * 23.18 * 1 * 1 * 0.25 \\
 &\quad * 1 * 1 = 47.3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Il carico verticale limite eccentrico Q_{lim} si ottiene:

$$Q_{lim} = q_{lim} B' = 47.3 * 1.22 = 57.7 \text{ kN/m} \quad (117)$$

Si determina la resistenza della fondazione R_d come rapporto tra il carico verticale limite Q_{lim} e il coefficiente γ_R dovuto alla capacità portante nella Tabella 1.3, ottenendo:

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{57.7}{1.4} = 41.2 \text{ kN/m} \quad (118)$$

e lo si confronta con la sollecitazione $E_d = P_{d,m,tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula 75). **La capacità portante della fondazione del secondo livello del muro in condizioni sature risulta non verificata** perchè $E_d > R_d = 69.5 \text{ kN/m} > 41.2 \text{ kN/m}$.

3.2.4 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Lancellotta in condizioni asciutte

Si analizza adesso, la spinta del terreno tramite la teoria di Lancellotta per i due livelli dei muri di sostegno, in condizioni asciutte e sature.

Le ipotesi alla base del metodo sono:

- Angolo di attrito tra muro-terreno $\delta \neq 0$;
- Assenza di coesione

Il terreno è caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, un angolo di attrito $\phi'=32^\circ$, con un angolo di attrito muro-terreno pari a:

$$\delta = \frac{2}{3}\phi' = 21^\circ \quad (119)$$

I due muri di sostegno, del primo e secondo livello hanno la geometria indicata in Figura 3.25e Tabella 3.12. Il primo muro ha un sovraccarico di 5 kPa.

3.2.4.1 Verifica primo livello del muro in condizioni asciutte

Dalla formula (28) si determina il coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.1565$.

Per la verifica a ribaltamento, si calcolano le spinte di progetto tramite i coefficienti $\gamma_{G1} = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$ (Tabella 1.1):

- la spinta del terreno di progetto

$$S_{d,t} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \gamma_{G1} = \frac{1}{2} * 20 * 2^2 * 0.1565 * 1.3 = 8.14 \text{ kN/m} \quad (120)$$

- la spinta del sovraccarico di progetto

$$S_{d,q} = q H K_a \gamma_Q = 5 * 2 * 0.1565 * 1.5 = 2.35 \text{ kN/m} \quad (121)$$

Dal confronto tra il valore del momento sollecitante di progetto $M_{sd} = 7.78 \text{ kNm}$ con il momento resistente di progetto $M_{Rd} = 42.90 \text{ kNm}$ (formula 66), la verifica a ribaltamento del primo livello del muro in condizioni asciutte risulta soddisfatta.

Per la verifica a scorrimento si sono messi a confronto le forze resistenti di progetto $R_d = 20.4 \text{ kN/m}$ (formula 73), con le forze sollecitanti di progetto $E_d = S_{d,tot} = S_{d,t} + S_{d,q} = 8.14 + 2.35 = 10.49 \text{ kN/m}$. La verifica a scorrimento del primo livello del muro in condizioni asciutte risulta soddisfatta.

Per la verifica a capacità portante, si trova:

- la base ridotta $B' = 1.38 \text{ m}$;
- la pressione limite $q_{lim} = 329.7 \text{ kN/m}^2$;

- Il carico verticale limite $Q_{lim} = 453.5 \frac{kN}{m}$;
- La resistenza della fondazione $R_d = 323.9 kN/m$

Quest'ultima, si confronta con $E_d = P_{d.m.tot} = 69.5 kN/m$ (formula 75). La capacità portante della fondazione del primo livello del muro in condizioni asciutte risulta verificata perchè $E_d < R_d = 69.5 \frac{kN}{m} < 323.9 kN/m$.

3.2.4.2 Verifica secondo livello del muro in condizioni asciutte

Allo stesso modo si determinano le verifiche del secondo livello del muro, che è privo di sovraccarico $q=0$.

Verifica a ribaltamento		Verifica a scorrimento		Verifica a capacità portante	
Msd [kNm]	5.43	Ed [kN/m]	8.14	Ed [kN/m]	69.5
MRd [kNm]	42.90	Rd [kN/m]	20.40	Rd [kN/m]	330.5
Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta	

Tabella 3.17: verifiche secondo livello del muro in condizioni asciutte col metodo di Lancellotta

3.2.5 Verifica dei muri di sostegno secondo la teoria di Lancellotta in condizioni sature

3.2.5.1 Verifica primo livello del muro in condizioni sature

Per la verifica a ribaltamento in condizioni sature, si calcolano le spinte di progetto efficaci tramite i coefficienti $\gamma_{G1} = 1.3$ e $\gamma_Q = 1.5$ (Tabella 1.1):

- la spinta del terreno di progetto

$$\begin{aligned}
 S'_{d,t} &= \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_a \gamma_{G1} = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) K_a \gamma_{G1} \\
 &= \frac{1}{2} * (20 - 10) * 2^2 * 0.1565 * 1.3 = 4.07 kN/m
 \end{aligned} \tag{122}$$

- la spinta del sovraccarico di progetto

$$S_{d,q} = q H K_a \gamma_Q = 5 * 2 * 0.1565 * 1.5 = 2.35 kN/m \tag{123}$$

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2 \gamma_Q = \frac{1}{2} * 10 * 2^2 * 1.5 = 30 kN/m \tag{124}$$

Dal confronto tra il valore del momento sollecitante di progetto $M_{sd} = 25.06 kNm$ con il momento resistente di progetto $M_{Rd} = 42.90 kNm$ (formula 66), la verifica a ribaltamento del primo livello del muro in condizioni sature risulta soddisfatta.

Per la verifica a scorrimento si sono messi a confronto le forze resistenti di progetto $R_d = 20.4 \text{ kN/m}$ (formula73), con le forze sollecitanti di progetto $E_d = S_{d,tot} = S'_{d,t} + S_{d,q} + S_w = 4.07 + 2.35 + 30 = 36.42 \text{ kN/m}$. La verifica a scorrimento del primo livello del muro in condizioni sature risulta non soddisfatta.

Per la verifica a capacità portante, si trova:

- la base ridotta $B' = 1.13 \text{ m}$;
- la pressione limite $q_{lim} = 38.7 \text{ kN/m}^2$;
- Il carico verticale limite $Q_{lim} = 43.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- La resistenza della fondazione $R_d = 31.2 \text{ kN/m}$

Quest'ultima, si confronta con $E_d = P_{d.m.tot} = 69.5 \text{ kN/m}$ (formula75). La capacità portante della fondazione del primo livello del muro in condizioni sature risulta non verificata perchè $E_d > R_d = 69.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 31.2 \text{ kN/m}$.

3.2.5.2 Verifica secondo livello del muro in condizioni sature

Allo stesso modo si determinano le verifiche del secondo livello del muro, che è privo di sovraccarico $q=0$.

Verifica a ribaltamento		Verifica a scorrimento		Verifica a capacità portante	
Msd [kNm]	22.7	Ed [kN/m]	34	Ed [kN/m]	69.5
MRd [kNm]	42.90	Rd [kN/m]	20.40	Rd [kN/m]	40.9
Verifica soddisfatta		Verifica non soddisfatta		Verifica non soddisfatta	

Tabella 3.18: verifiche secondo livello del muro in condizioni sature col metodo di Lancellotta

3.2.6 Confronto dei metodi

Dal confronto delle verifiche effettuate secondo la teoria di Rankine e quella di Lancellotta, si nota che il primo e il secondo livello dei muri di sostegno in condizioni asciutte, risultano verificati a ribaltamento, scorrimento e capacità portante.

In condizioni sature il primo e il secondo livello dei muri di sostegno, risulta non soddisfatto nella verifica a scorrimento e capacità portante per entrambi i metodi. Quindi, nonostante la teoria di Rankine sia più cautelativa nei confronti della sicurezza, perché non considera l'attrito tra il muro e il terreno anche con la teoria di Lancellotta (che tiene conto dell'attrito muro-terreno) il risultato di queste due verifiche in condizioni sature non cambia, dimostrando che il caso in esame, oltre ad avere un problema di instabilità globale del complesso opera-terreno in condizioni sature con un fattore di sicurezza inferiore all'unità (capitolo 3 paragrafo 3.2.1.1), ha anche un problema nei riguardi della verifiche a scorrimento e capacità portante nelle stesse condizioni.

In conclusione, a causa dell'esistenza di questi due problemi si è avuto il crollo dei due muri di sostegno e non è possibile valutare quale dei due fenomeni si sia effettivamente verificato.

Metodi	Condizioni	Livelli muri	Verifica al ribaltamento			Verifica allo scorrimento			Verifica della capacità portante		
			M _{Rd}	M _{Sd}	Esito	Rd	Ed	Esito	Rd	Ed	Esito
			kNm			kN/m			kN/m		
Rankine	Condizione asciutta	Livello 1	42.9	8.66	Verificato	20.4	13.9	Verificato	280.4	69.5	Verificato
		Livello 2	42.9	5.2	Verificato	20.4	9.9	Verificato	285.6	69.5	Verificato
	Condizione satura	Livello 1	42.9	23.4	Verificato	20.4	36.1	NON verificato	32.6	69.5	NON verificato
		Livello 2	42.9	21.1	verificato	20.4	32.7	NON Verificato	41.2	69.5	NON Verificato
Lancellotta	Condizione asciutta	Livello 1	42.9	7.78	Verificato	20.4	10.5	Verificato	323.9	69.5	Verificato
		Livello 2	42.9	5.43	Verificato	20.4	8.14	Verificato	330.5	69.5	Verificato
	Condizione satura	Livello 1	42.9	25.1	Verificato	20.4	36.42	NON verificato	31.2	69.5	NON Verificato
		Livello 2	42.9	22.7	verificato	20.4	34	NON Verificato	40.9	69.5	NON Verificato

Tabella 3.19: confronto delle verifiche con il metodo di Rankine e quello di Lancellotta

4 Interventi proposti

Per garantire la stabilità delle strutture presenti sul versante, si propongono due tipi di interventi, atti a una salvaguardia dell'ambiente e del territorio. Terre rinforzate e palificate vive a doppia parete.

Le palificate vive o palizzate, fanno parte della branca dell'ingegneria naturalistica, perché viene utilizzato solo materiale naturale vegetale vivo e legname come materiale da costruzione, in abbinamento a materiale inerte, a differenza delle terre rinforzate che oltre l'utilizzo della terra richiedono geotessuti o geogriglie sintetiche che non rendono l'intervento completamente naturale ma permettono comunque di avere un impatto ambientale diverso dall'uso del calcestruzzo.

In oltre, occorre ridurre le pressioni interstiziali nel versante con l'inserimento di un sistema di drenaggio formato da tubi sub-orizzontali in PVC .

4.1 Terre rinforzate

La terra rinforzata pensata per questo tipo di intervento, è costituita da 2 moduli di uguale geometria e caratteristiche meccaniche. Come mostrato in Figura 4.1, ogni modulo ha la forma di un trapezio, con un'altezza pari a 2,00 metri, un angolo di inclinazione del paramento esterno $\beta = 60^\circ$, una base minore di 1.35 m e una base maggiore di 2.50 m. Nel corpo della struttura, con una spaziatura S_V di 1,00 m, sono riposte le geogriglie di rinforzo di tipo PET, ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di poliestere rivestiti da uno strato protettivo di materiale termoplastico in PVC , con una resistenza a trazione ultima di 35 kN/m, come riportato nella scheda tecnica del produttore (riportata in allegato).

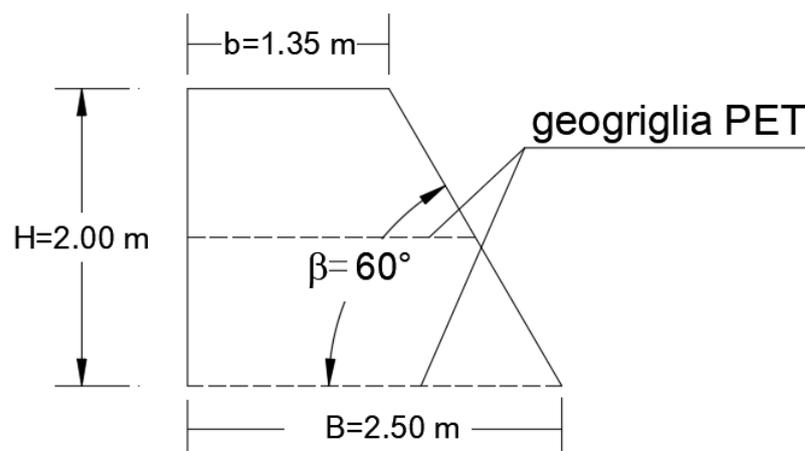


Figura 4.1: geometria del modulo della terra rinforzata

Si è modellato il profilo del versante per una profondità di 4m dal piano del cortile. Dopo il crollo dei muri di sostegno, si è cercato innanzitutto di progettare delle opere con dei sistemi che aiutino a ridurre la pressione interstiziale nel terreno. In Figura 4.2 si riportano i sistemi di drenaggio da posizionare a tergo delle opere, con dei tubi per la raccolta delle acque e, al piede di ogni modulo di terra rinforzata, un sistema di canalette in legname per l'allontanamento dell'acqua piovana.

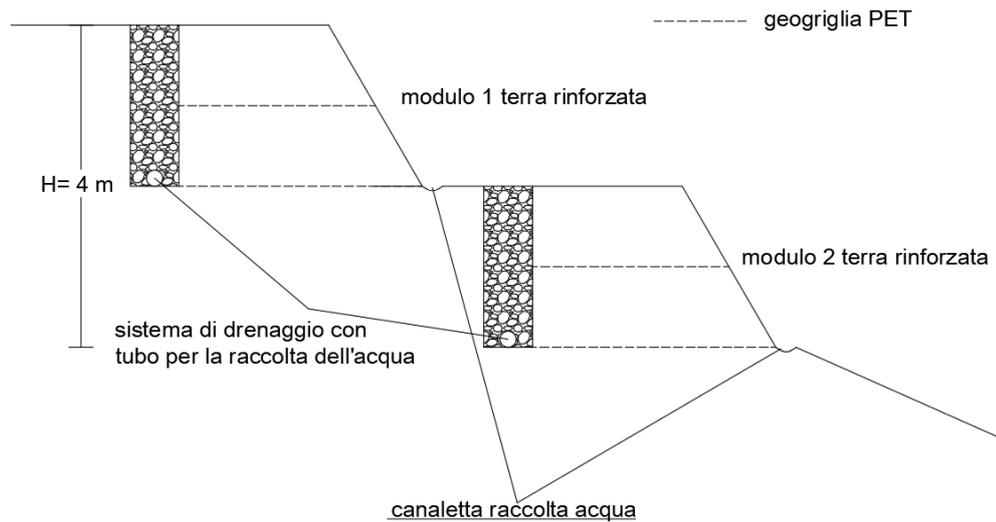


Figura 4.2: profilo con terre rinforzate

4.1.1 Verifiche interne

Si è utilizzato l'approccio di Jewell. Dai diagrammi si ottengono:

- il coefficiente di spinta K_{req} (Figura 4.3);
- la spinta T che deve essere assorbita dai rinforzi;
- la lunghezza minima per prevenire lo scivolamento dei rinforzi alla base del blocco, tramite $(L/H)_{ds}$ (Figura 4.4) e la lunghezza minima che i rinforzi devono avere alla sommità per non avere sfilamento, con $(L/H)_{ovrl}$ (Figura 4.5).

Nel caso in esame si hanno i seguenti parametri di ingresso:

- angolo di attrito del terreno $\varphi = 32^\circ$
- inclinazione del paramento rispetto l'orizzontale $\beta = 60^\circ$
- spaziatura $S_V = 1,00 \text{ m}$
- peso specifico terreno vegetale $\gamma_{tv} = 12 \text{ kN/m}^3$

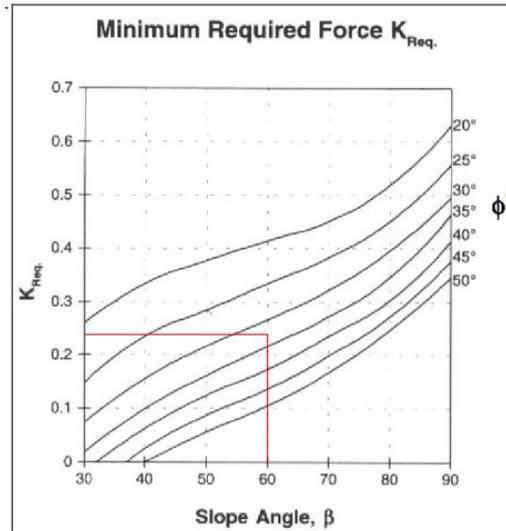


Figura 4.3: determinazione di K_{req} con diagramma di Jewell

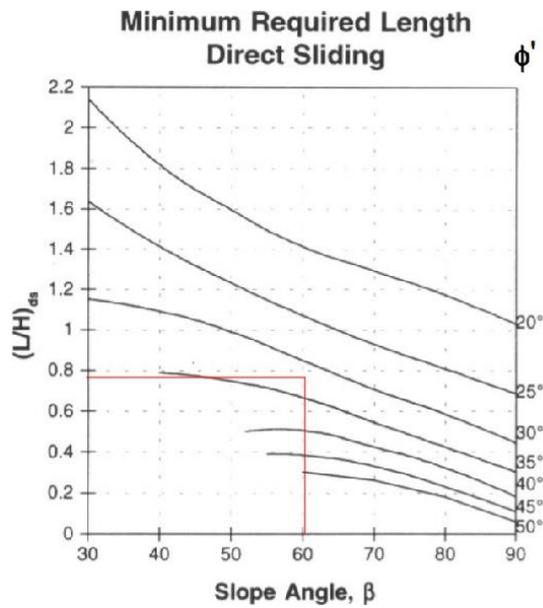


Figura 4.4: determinazione della lunghezza minima per scivolamento con diagramma di Jewell

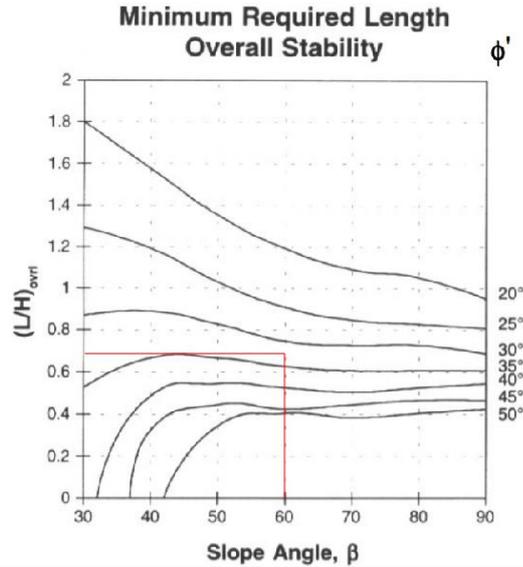


Figura 4.5: determinazione della lunghezza minima per sfilamento

Nella Tabella 4.1 si sono riportati i valori letti negli abachi di Jewell.

K_{req}	$(L/H)_{ds}$	$(L/H)_{ovrl}$
0.24	0.79	0.70

Tabella 4.1: valori abachi di jewell

Si può quindi determinare la resistenza a trazione di progetto necessaria, tramite la seguente formula:

$$T_d = \frac{1}{2} \gamma_{tR} H^2 \sigma_{req} = \frac{1}{2} * 20 * 2^2 * 0.24 = 9.60 [kN/m] \quad (125)$$

Si determina la lunghezza minima per evitare lo sfilamento e lo scivolamento, prendendo tra le due la lunghezza maggiore, in questo caso quella di scivolamento L_{min} e la si confronta con la lunghezza della geogriglia che nella parte centrale è di 2.00 m e alla base della terra rinforzata di 2.50 m:

$$L_{min} = 0.79 * 2 = 1.60 \text{ m} \quad (126)$$

Essendo la lunghezza minima inferiore della lunghezza della geogriglia che si installa, questa verifica risulta soddisfatta. La geogriglia PET, inizialmente ipotizzata è idonea a questo tipo di problema, con una resistenza ultima alla quale vengono applicati i fattori riduttivi:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{RF_{CR}RF_DRF_{ID}} = \frac{35}{1.43 * 1.15 * 1.1} = 19.3 \text{ kN/m} \quad (127)$$

Fattori riduttivi, in allegato:

$RF_{CR}=1.43$ fattore riduttivo per creep;

$RF_D=1.15$ fattore riduttivo per durabilità;

$RF_{ID}=1.1$ fattore riduttivo per installazione prodotto

La resistenza trovata è maggiore della resistenza a trazione di progetto $T_d = 9.60 \text{ kN/m}$ (formula 125).

4.1.2 Verifiche esterne

Le verifiche esterne per le terre rinforzate sono le stesse verifiche che si effettuano per i muri di sostegno in calcestruzzo.

Si sono considerate le condizioni secche e le condizioni sature del versante, e sono state effettuate le verifiche a stabilità globale, a ribaltamento, a scorrimento e a capacità portante, secondo le NTC 2018 di riferimento.

La spinta del terreno è stata valutata secondo la teoria di Rankine (capitolo 1 paragrafo 1.1.1), valutando la spinta attiva secondo le NTC 2018. Si prende in considerazione un solo modulo della terra rinforzata, perché come si vede dalla Figura 4.6 non vi è la presenza del sovraccarico relativo ai serbatoi (che saranno posizionati eventualmente da un'altra parte). Inoltre il modulo 1 della terra rinforzata non influisce sul modulo 2, perché si trova al di fuori del cuneo di rottura delimitato dalla superficie di scivolamento limite attiva avente un angolo di inclinazione rispetto al paramento verticale della terra rinforzata pari a $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 29^\circ$.

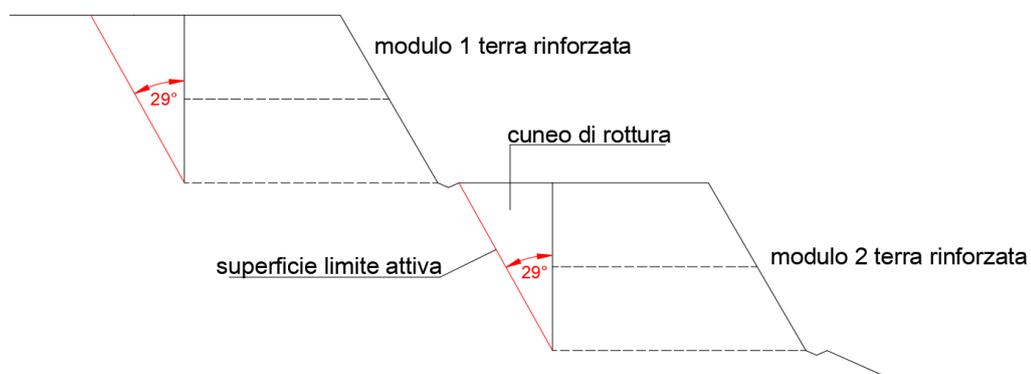


Figura 4.6: disposizione delle due terre rinforzate

4.1.2.1 Condizioni asciutte

Verifica a ribaltamento

Avendo supposto le caratteristiche del terreno con $c=3$ kPa, $\gamma_t=20$ kN/m³ e $\phi=32^\circ$, si determina il coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.3073$ già precedentemente calcolato (capitolo 3 paragrafo 3.2.2). Dalla geometria della terra rinforzata, mostrata in Figura 4.7, si può calcolare il momento resistente di progetto e il momento sollecitante di progetto e fare il confronto tra i due.

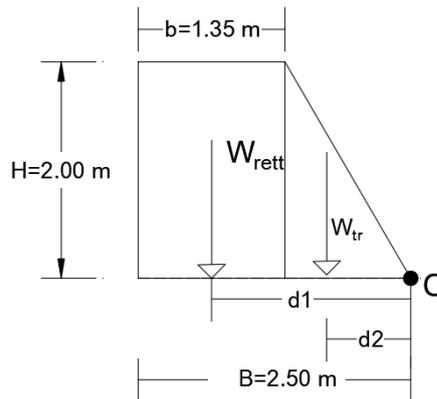


Figura 4.7: geometria e distanze terra rinforzata

Nella Tabella 4.2, sono riportati i valori per determinare il momento resistente M_{Rd} , che si calcola come prodotto tra il momento caratteristico della terra rinforzata moltiplicato per il coefficiente favorevole della Tabella 1.1, e diviso per il coefficiente di sicurezza al ribaltamento, ricordando che il peso specifico della terra rinforzata $\gamma_{tr}=12$ kN/m³

Suddivisione geometria terra rinforzata	Peso caratteristico terra rinforzata P_k [kN/m]	Distanze dal polo "O" [m]	Momento caratteristico [kNm]	Peso di progetto della terra rinforzata P_d [kNm]	Momento resistente di progetto M_{Rd} [kNm]
Rettangolo	54	1.83	98.8	54	101
triangolo	23	0.77	17.7	23	
$P_{k,totTR}=77$			$M_{k,totTR}=116.5$	$P_{d,tot,TR}=77$	

Tabella 4.2: momento resistente di progetto a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni asciutte

Nella Tabella 4.3, si riportano i valori della spinta caratteristica del terreno $S_{k,t}$, la spinta di progetto $S_{d,t}$ che viene calcolata con il coefficiente sfavorevole γ_{G1} della NTC 2018 e il momento sollecitante di progetto $M_{S,d}$

Spinta caratteristica del terreno $S_{k,t}$ [kN/m]	Momento caratteristico [kNm]	Spinta di progetto del terreno $S_{d,t}$ [kN/m]	Momento sollecitante di progetto M_{Sd} [kNm]
5.9	3.7	7.7	4.9

Tabella 4.3: momento sollecitante di progetto a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni asciutte

Dal confronto, $M_{Rd} > M_{Sd} = 101kNm > 4.9kNm$ la verifica a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni asciutte risulta soddisfatta.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento della terra rinforzata, si è determinato il valore della forza resistente di progetto R_d , moltiplicando il peso di progetto della terra rinforzata per il coefficiente di attrito terra-terra “ $f=0.62$ ”, assunto pari alla tangente dell’angolo di attrito del terreno e dividendo il tutto per il coefficiente di scorrimento γ_R delle NTC 2018.

$$R_d = \frac{f * P_{d,totTR}}{\gamma_R} = \frac{0.62 * 77}{1.1} = 43.4 \text{ kN/m} \quad (128)$$

Confrontando $R_d = 43.4 \text{ kN/m}$ con la sollecitazione di progetto dovuta alla spinta del terreno $E_d = S_{d,t} = 7.7 \text{ kN/m}$ in Tabella 4.3, si nota che la verifica a scorrimento della terra rinforzata in condizioni asciutte, risulta soddisfatta, perché $R_d > E_d = 43.4 \text{ kN/m} > 7.7 \text{ kN/m}$.

Verifica a capacità portante

Per la verifica a capacità portante si è trovata la base ridotta $B_R = 2.3 \text{ m}$ e la pressione limite q_{lim} con la formula di Brinch-Hansen. Con la determinazione dei valori di questi due dati, si trova il valore della resistenza di progetto R_d , che agisce in maniera centrale rispetto la base ridotta tramite la determinazione di Q_{lim} .

Per la determinazione della q_{lim} le considerazioni assunte sono uguali a quelle dei muri di sostegno in condizioni asciutte, con i coefficienti di forma s_i , i coefficienti dell’inclinazione della base b_i e quelli relativi all’inclinazione del piano campagna g_i , pari all’unità, si sono utilizzati i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell’angolo di resistenza $\varphi = 32^\circ$ nella Figura 3.30 e si sono calcolati i valori “ i ” relativi alla componente orizzontale del carico nella Tabella 4.4

i_γ	0.72
i_c	0.80
i_q	0.81

Tabella 4.4: componenti del carico orizzontale “ i ” della terra rinforzata in condizioni asciutte

Dal calcolo, si trova:

$$q_{lim} = 651.3 \text{ kN/m}^2 \quad (129)$$

$$Q_{lim} = q_{lim} B_R = 651.3 * 2.3 = 1498 \text{ kN/m} \quad (130)$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{1498}{1.4} = 1070 \text{ kN/m} \quad (131)$$

Si determina la sollecitazione di progetto E_d data dal peso della terra rinforzata $P_{k,tot,TR} = 77 \text{ kN/m}$ in Tabella 4.2, moltiplicato per il coefficiente di sicurezza sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$:

$$E_d = P_{k,tot,TR} * \gamma_{G1} = 77 * 1.3 = 100.1 \text{ kN/m} \quad (132)$$

Dal confronto $R_d > E_d = 1070 \text{ kN/m} > 100.1 \text{ kN/m}$ la verifica a capacità portante della terra rinforzata in condizioni asciutte è soddisfatta.

4.1.2.2 Condizioni sature

Verifica a ribaltamento

In condizioni sature, si prende in considerazione la presenza di acqua nel terreno con un'altezza H_w pari all'altezza della terra rinforzata di 2m e un peso specifico $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Il momento sollecitante M_{Sd} viene calcolato come prodotto del momento caratteristico del terreno per i coefficienti sfavorevoli della Tabella 1.1 e tiene in considerazione il peso specifico alleggerito $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3$ e l'aggiunta della spinta dovuta alla sola componente idrostatica, come mostrato in Figura 4.8. Nella Tabella 4.5 sono rappresentate le spinte caratteristiche e di progetto e il valore del momento sollecitante di progetto M_{Sd} .

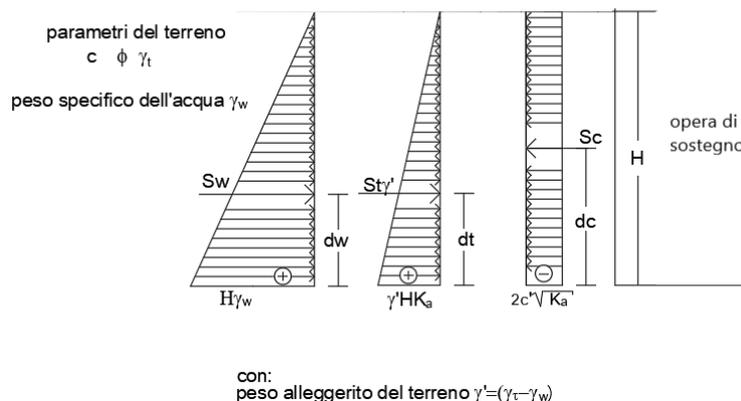


Figura 4.8: distribuzione delle tensioni, spinte e distanze di applicazione in condizioni sature

Spinte caratteristiche S_k [kN/m]	Distanze [m]	Spinte di progetto S_d [kN/m]	Momento sollecitante di progetto M_{sd} [kNm]	
$S_{k,t\gamma}$	6.1	0.67	$S_{d,t\gamma}$	8
$S_{k,c}$	-6.7	1.00	$S_{d,c}$	-8.6
$S_{k,w}$	20	0.67	$S_{d,w}$	30
$S_{k,tot}$	19.5		$S_{d,tot}$	29.3

Tabella 4.5: spinte e momento sollecitante di progetto delle terre rinforzate in condizioni sature

Il momento resistente di progetto non cambia ed è sempre uguale a $M_{Rd} = 101 \text{ kNm}$ in Tabella 4.2, così essendo quest'ultimo maggiore di $M_{sd} = 16.7 \text{ kNm}$ la verifica a ribaltamento della terra rinforzata in condizioni sature, risulta soddisfatta.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento della terra rinforzata in condizioni sature, si è determinato il valore della forza resistente di progetto $R_d = 43.4 \text{ kN/m}$ (formula 128) e si è confrontato con il valore della sollecitazione di progetto dovuta alla spinta del terreno $E_d = S_{d,tot} = 29.3 \text{ kN/m}$ in Tabella 4.5. La verifica a scorrimento della terra rinforzata in condizioni sature risulta soddisfatta, perché $R_d > E_d = 43.4 \text{ kN/m} > 29.3 \text{ kN/m}$.

Verifica a capacità portante

Per la verifica a capacità portante si è trovata la base ridotta $B_R = 2 \text{ m}$, la pressione limite $q_{lim} = 150.2 \text{ kN/m}^2$ con la formula di Brinch-Hansen, considerando i coefficienti di forma s_i , i coefficienti dell'inclinazione della base b_i e quelli relativi all'inclinazione del piano campagna g_i , pari all'unità e si sono utilizzati i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza $\varphi = 32^\circ$ nella Figura 3.30. Inoltre si sono calcolati i valori "i" relativi alla componente orizzontale del carico nella Tabella 4.6

i_γ	0.23
i_c	0.36
i_q	0.37

Tabella 4.6: componenti del carico orizzontale "i" della terra rinforzata in condizioni sature

Dal calcolo, si trova:

$$q_{lim} = 154 \text{ kN/m}^2 \quad (133)$$

$$Q_{lim} = q_{lim}B_R = 154 * 2 = 308 \text{ kN/m} \quad (134)$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{308}{1.4} = 220 \text{ kN/m} \quad (135)$$

Il valore della sollecitazione di progetto $E_d = 100.1 \text{ kN/m}$ (formula 132) viene confrontato con $R_d = 220 \text{ kN/m}$ (formula 135) e la verifica a capacità portante della terra rinforzata in condizioni sature è soddisfatta, perché $R_d > E_d = 200 \text{ kN/m} > 100.1 \text{ kN/m}$.

4.1.2.3 Verifica a stabilità globale delle terre rinforzate

La verifica a stabilità globale dell'opera-terreno, è stata effettuata con l'ausilio del software slide, utilizzando lo stesso criterio e gli stessi strati di saturazione del versante già usati nel capitolo 3 paragrafo 3.2.1.1 e posizionando il sistema di terre rinforzate, con 4 livelli di geogriglia PET per ogni metro di elevazione dell'opera, in particolare 2 livelli di geogriglia per ogni modulo di terra rinforzata. In Figura 4.9 viene rappresentata la simulazione della geogriglia, definendo l'angolo di attrito del terreno $\phi=32^\circ$, l'orientazione delle forze che agiscono in direzione parallela al rinforzo e la forza di trazione della geogriglia di 35kN/m.

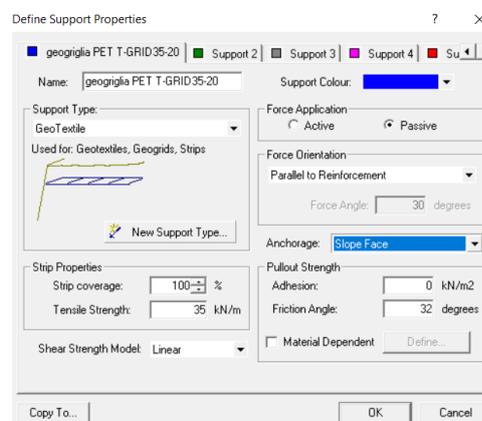


Figura 4.9: proprietà della geogriglia nelle terre rinforzate

Si sono inseriti i dati riguardanti i parametri della terra rinforzata con un peso specifico del terreno vegetale di 20 kN/m^3 e si è calcolato il fattore di sicurezza in condizioni asciutte. I fattori di sicurezza globali sia di Bishop in Figura 4.10 sia di Janbu in Figura 4.11, risultano il primo di 1.580 e il secondo di 1.522, entrambi ovviamente maggiori dell'unità perché in assenza di acqua nel terreno il versante con il sistema delle terre rinforzate è stabile.

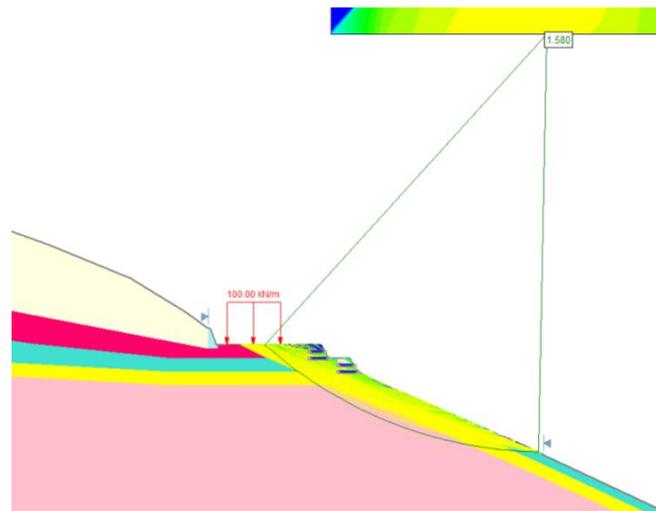


Figura 4.10: FS Bishop semplificato pendio asciutto terra rinforzata

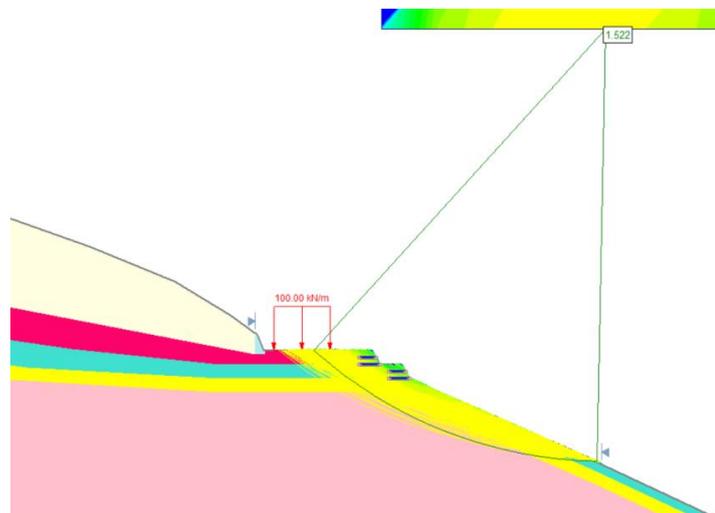


Figura 4.11: FS Janbu semplificato pendio asciutto terra rinforzata

Si sono determinati i fattori di sicurezza globale in condizioni sature secondo il metodo dell'equilibrio limite di Bishop semplificato pari a 0.962, come mostra la Figura 4.12, e nella Figura 4.13 si è determinato il fattore di sicurezza globale secondo Janbu semplificato pari a 0.953

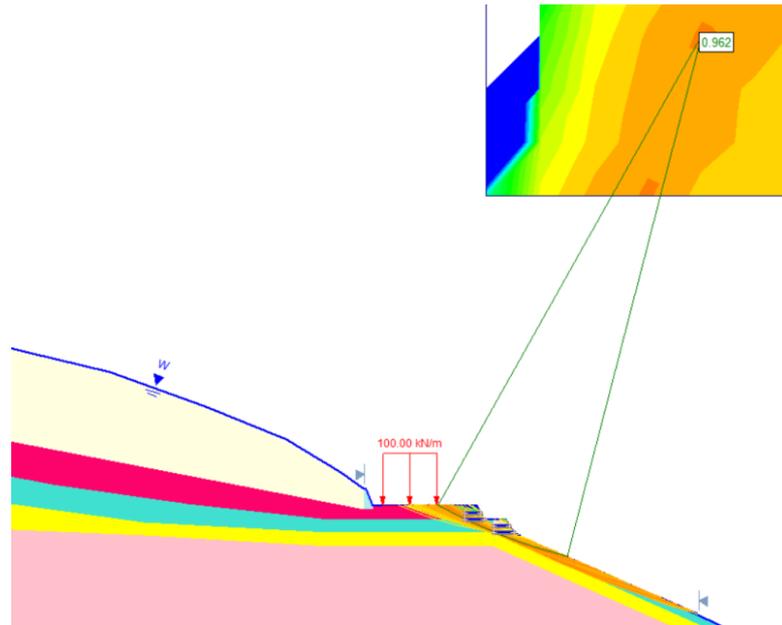


Figura 4.12: FS Bishop semplificato pendio saturo terre rinforzate

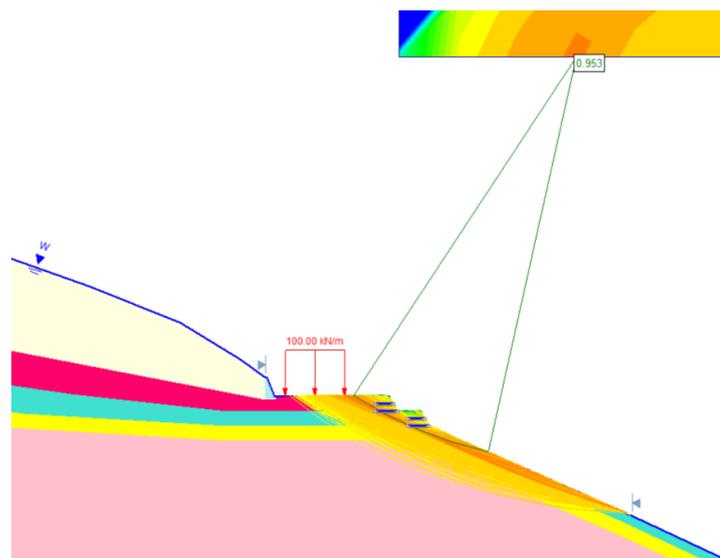


Figura 4.13: FS Janbu semplificato pendio saturo terra rinforzata

Dal confronto dei due metodi analizzati, si può notare una differenza minima nei fattori di sicurezza globali, mentre per quello che riguarda la fascia critica delle superfici con $FS < 1$ questa risulta maggiore in Janbu rispetto a quelle di Bishop.

Nelle condizioni sature, con dei coefficienti inferiori all'unità, il versante è instabile e per stabilizzare il pendio e quindi migliorare il fattore di sicurezza, si è pensato ad un sistema di dreni sub-orizzontali che prevede l'utilizzo di tubi in PVC, che dovranno essere installati all'interno del versante. Il diametro dei tubi va dimensionato in funzione della portata di acqua dovuta all'infiltrazione. Data la difficoltà di stima della

portata, poiché la permeabilità del terreno e l'intensità della pioggia non sono note, si è ipotizzato un diametro dei tubi drenanti in PVC di 160mm.

Per il dimensionamento del sistema drenante, si considerano i parametri normalizzati rispetto la lunghezza del fronte del versante e si utilizzano i grafici nella Figura 4.14.

Nel caso in esame si sono assunti:

- Lunghezza del versante da stabilizzare $L = 20,00$ m;
- Lunghezza del tubo sub-orizzontale $l = 25,00$ m;
- Profondità alla quale calcolare l'efficienza idraulica $D = 10,00$ m;

Si calcolano come dati di ingresso, $\frac{l}{L} = \frac{25m}{20m} = 1.25$ rapporto tra la lunghezza del tubo drenante "l" e la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare "L", si considera $\frac{D}{L} = \frac{10m}{20m} = 0.5$ rapporto tra la profondità alla quale calcolare l'efficienza idraulica "D" con la lunghezza del tratto di pendio da stabilizzare "L", con questi due rapporti, si determinano i valori:

- S = distanza dei piani drenanti

$$\frac{S}{L} = 0.68 \quad (136)$$
$$S = 0.68 * L = 0.68 * 20 = 13.60 \text{ m}$$

- x_{pd} posizionamento del primo livello drenante

$$\frac{x_{pd}}{L} = -0.80 \quad (137)$$
$$x_{pd} = -0.80 * L = -0.80 * 20 = -16 \text{ m}$$

- E efficienza idraulica

$$E = 0.65 \quad (138)$$
$$E = 65\%$$

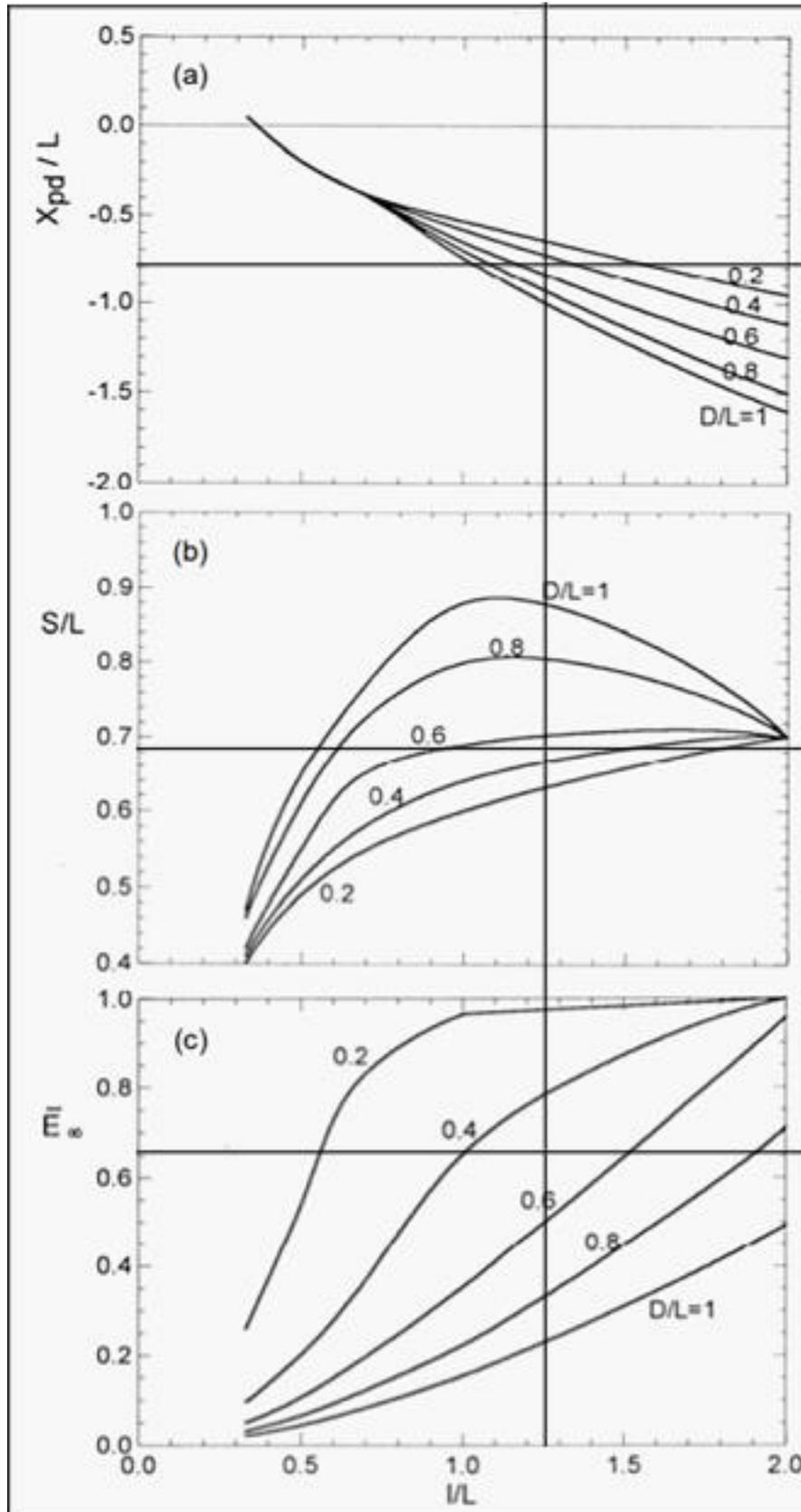


Figura 4.14: grafici dimensionamento dreni

Dalla Figura 4.15 si ha un'immagine più chiara sul posizionamento dei due livelli di dreni e la distanza che devono avere i due piani drenanti.

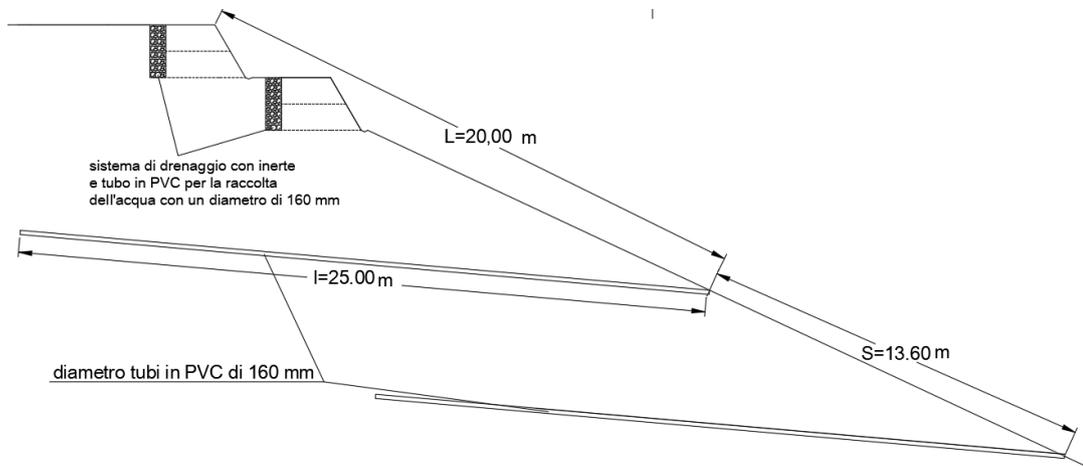


Figura 4.15: posizionamento e dimensioni dreni

Si ottiene il fattore di sicurezza finale $F_{S,finale}$, come differenza tra i rispettivi fattori di sicurezza in condizioni secche e sature, precedentemente calcolati e si considera l'efficienza energetica trovata. La Tabella 4.7 mostra i risultati ottenuti tramite l'apporto del sistema di drenaggio a doppio livello:

F_S	Condizioni asciutte	Condizioni sature	$\Delta F_{S,max}$	65% $\Delta F_{S,max}$	$F_{S,finale}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
F_S Bishop semplificato	1.580	0.963	0.617	0.400	1.363
F_S Janbu semplificato	1.522	0.953	0.569	0.370	1.323

Tabella 4.7: fattore di sicurezza con sistema di drenaggio nelle terre rinforzate

Si nota che il fattore di sicurezza globale finale è maggiore dell'unità, quindi si deduce che tramite l'inserimento di un opportuno sistema di drenaggio, si può stabilizzare il versante. Nelle terre rinforzate si è prevista una parte di drenaggio dell'acqua tramite un tubo che si trova alla base di ogni livello di terra rinforzata dove la circolazione dell'acqua avviene tramite inerte, in più si sono predisposte delle canalette laterali per l'allontanamento delle acque meteoriche in terra e legname.

4.2 Palificate

Si è scelto un sistema di palificate vive a doppia parete, costituita da 2 moduli di uguale geometria e caratteristiche meccaniche. Come mostra la sezione della Figura 4.16 ogni modulo della palificata è costituito da 8 correnti e 4 traversi di legno di larice con un diametro 25 cm e un peso specifico di 8 kN/m^3 , mentre il materiale di riempimento è costituito da terra vegetale e inerte con un peso specifico di 16 kN/m^3 .

L'altezza complessiva di ogni modulo della palificata raggiunge i 2 m, mentre ha una base trasversale pari alla lunghezza dei traversi di 3 m, con un interasse dei correnti di 2.5 m nella sezione trasversale.

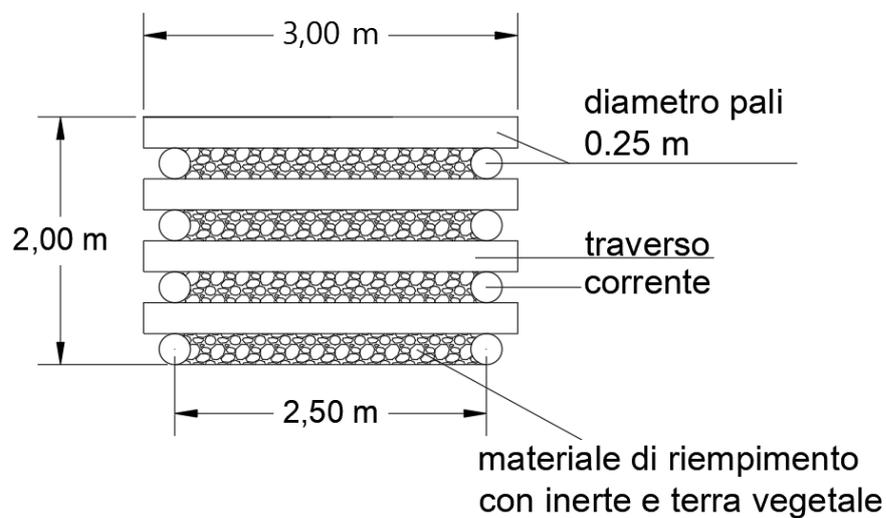


Figura 4.16: sezione modulo palificata a doppia parete

In Figura 4.17 è riportato uno spezzone del profilo del versante in cui sono inseriti i due moduli delle palificate, su due livelli diversi, con una profondità di 4m dal piano del cortile, (così come erano disposti i muri di sostegno). Così come le terre rinforzate, il sovraccarico dovuto al peso della palificata del primo livello non si prende in considerazione nel calcolo della palificata del secondo livello, perché si trova al di fuori del cuneo di rottura, delimitato da una superficie di scivolamento limite attiva di $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} = 29^\circ$ e non essendoci altri sovraccarichi, i due moduli delle palificate sono nelle stesse condizioni; per cui nei calcoli successivi si parlerà solamente di un modulo di palificata che sarà uguale all'altro.

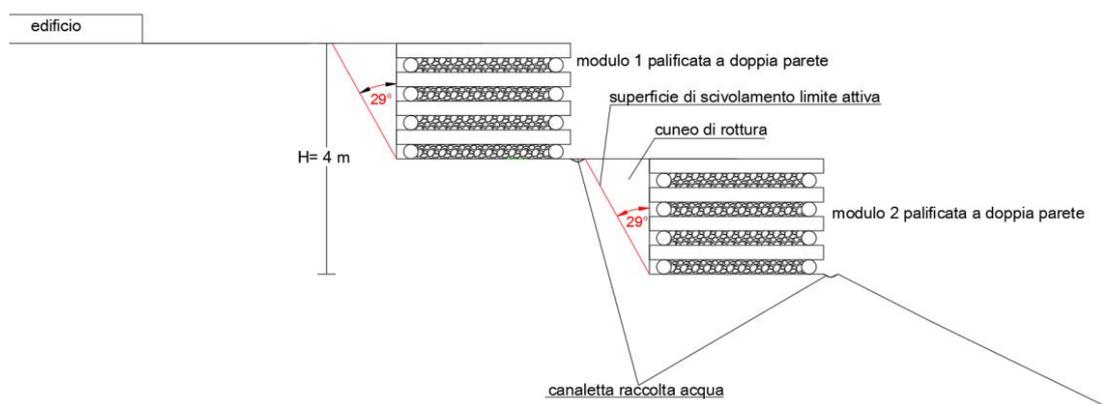


Figura 4.17: profilo sistema di palificate vive a doppia parete sul versante

Nelle palificate, così come nelle terre rinforzate, si ha già un buon sistema drenante, caratterizzato dall'inerte che viene inserito come materiale di riempimento, per migliorare l'allontanamento delle acque si è pensato di inserire un sistema di canalette in legname al piede di ogni palificata.

4.2.1 Verifiche palificate

Si calcolano le verifiche a ribaltamento, scorrimento e capacità portante di un modulo della palificata in condizioni asciutte e sature, basate sulle ipotesi citate nel capitolo 1 paragrafo 1.1.1.

Si sono ipotizzate le caratteristiche del terreno con $c=3$ kPa, $\gamma_t=20$ kN/m³ e $\phi=32^\circ$, e si sono assunte le caratteristiche geometriche e meccaniche della palificata, citate precedentemente, con 8 correnti e 4 traversi in legname di diametro 0.25m peso specifico del legname $\gamma_L = 8$ kN/m³, materiale di riempimento drenante con peso specifico $\gamma_r = 16$ kN/m³, base dell'opera di 3m e altezza 2 m.

Per determinare il peso caratteristico della palificata, si sono calcolate le aree degli 8 correnti e dei 4 traversi in legname e dei 4 riempimenti di terreno vegetale e inerte, moltiplicandoli per i pesi specifici, i quali vengono poi moltiplicati per i coefficienti favorevoli delle azioni per ottenere il peso di progetto della palificata, come mostrato in Tabella 4.8.

Aree [m ²]		Peso specifico [kN/m ³]	Peso caratteristico [kN/m]	Peso di progetto [kN/m]		
Area correnti	A_C	0.39	$P_{k,C}$	3.1	$P_{d,C}$	3.1
Area traversi	A_T	0.59	$P_{k,T}$	4.7	$P_{d,T}$	4.7
Area riempimenti	A_r	2.80	$P_{k,r}$	44.9	$P_{d,r}$	44.9
			$P_{k,tot}$	52.7	$P_{d,tot}$	52.7

Tabella 4.8: peso della palificata

Inoltre, si è determinato il coefficiente di spinta attiva di Rankine $K_a = 0.3073$ (precedentemente calcolato, nel capitolo 3 paragrafo 3.2.2)

4.2.1.1 Condizioni asciutte

Verifica a ribaltamento

Si calcola il momento resistente di progetto e il momento sollecitante di progetto e si esegue il confronto tra i due.

Nella Tabella 4.9, è riportato il momento resistente di progetto M_{Rd} , che si calcola come prodotto tra il peso totale di progetto della palificata, per la distanza dal baricentro della struttura di $\frac{B}{2} = \frac{3m}{2} = 1.5m$ diviso per il coefficiente di sicurezza al ribaltamento, riportato nelle NTC 2018.

Peso di progetto [kN/m]	Distanza [m]	Momento resistente di progetto M_{Rd} [kNm]
52.7	1.5	68.8

Tabella 4.9: momento resistente di progetto della palificata

Nella Tabella 4.10, si riportano i valori della spinta caratteristica del terreno $S_{k,t}$, che agisce a una distanza $d = \frac{H}{3} = \frac{2m}{3} = 0.67m$ dal piede dell'opera, la spinta di progetto $S_{d,t}$ che viene calcolata con il coefficiente sfavorevole γ_{G1} della NTC 2018 e il momento sollecitante di progetto $M_{S,d}$

Spinta caratteristica $S_{k,t}$ [kN/m]	Spinta di progetto $S_{d,t}$ [kN/m]	Momento sollecitante di progetto M_{Sd} [kNm]
5.9	7.7	4.9

Tabella 4.10: momento sollecitante di progetto della palificata

Dal confronto, $M_{Rd} > M_{Sd} = 68.8kNm > 4.9kNm$ la verifica a ribaltamento della palificata in condizioni asciutte risulta soddisfatta.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento della palificata, si è determinato il valore della forza resistente di progetto R_d , moltiplicando il peso di progetto della palificata per il coefficiente di attrito terra-terra "f=0.62", assunto pari alla tangente dell'angolo di attrito del terreno e dividendo il tutto per il coefficiente di scorrimento γ_R delle NTC 2018.

$$R_d = \frac{f * P_{d,tot}}{\gamma_s} = \frac{0.62 * 52.7}{1.1} = 29.7 \text{ kN/m} \quad (139)$$

Confrontando $R_d = 29.7 \text{ kN/m}$ con la sollecitazione di progetto dovuta alla spinta del terreno $E_d = S_{d,t} = 7.7 \text{ kN/m}$ in Tabella 4.10, si nota che la verifica a scorrimento della palificata in condizioni asciutte, risulta soddisfatta, perché $R_d > E_d = 29.7 \text{ kN/m} > 7.7 \text{ kN/m}$.

Verifica a capacità portante

Per la verifica a capacità portante si è trovata la base ridotta $B_R = 1.86 \text{ m}$ e la pressione limite q_{lim} con la formula di Brinch-Hansen, con le stesse considerazioni assunte nei muri di sostegno in condizioni asciutte, con i coefficienti di forma s_i , dell'inclinazione della base b_i e quello relativo all'inclinazione del piano campagna g_i pari all'unità, si sono utilizzati i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza $\varphi = 32^\circ$ nella Figura 3.30 e si sono calcolati i valori "i" relativi alla componente orizzontale del carico nella Tabella 4.11

i_γ	0.70
i_c	0.78
i_q	0.79

Tabella 4.11: componenti del carico orizzontale "i" della palificata in condizioni asciutte

Dal calcolo, si trova:

$$q_{lim} = 476.4 \text{ kN/m}^2 \quad (140)$$

$$Q_{lim} = q_{lim} B_R = 476.4 * 1.86 = 887.9 \text{ kN/m} \quad (141)$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_{cp}} = \frac{887.9}{1.4} = 634.2 \text{ kN/m} \quad (142)$$

Si determina la sollecitazione di progetto E_d data dal peso della palificata moltiplicato per il coefficiente di sicurezza sfavorevole $\gamma_{G1} = 1.3$:

$$E_d = P_{d,tot} * \gamma_{G1} = 52.7 * 1.3 = 68.5 \text{ kN/m} \quad (143)$$

Dal confronto $R_d > E_d = 634.2 \text{ kN/m} > 68.5 \text{ kN/m}$ la verifica a capacità portante della palificata in condizioni asciutte è soddisfatta.

4.2.1.2 Condizioni sature

Verifica a ribaltamento

In condizioni sature, si prende in considerazione la presenza di acqua nel terreno con un'altezza H_w pari all'altezza della palificata di 2m e un peso specifico $\gamma_w = 10 \text{ kN/}$

m^3 . Nella Tabella 4.12 si sono calcolate le spinte caratteristiche del terreno S_k , le spinte di progetto del terreno S_d e il momento sollecitante di progetto M_{Sd} .

Spinte caratteristiche del terreno S_k [kN/m]	Spinte di progetto del terreno S_d [kN/m]	Momento sollecitante di progetto M_{Sd} [kNm]
$S_{k,t}=6.1$	$S_{d,t}=8$	16.7
$S_{k,c}=-6.7$	$S_{d,c}=-8.6$	
$S_{k,w}=20$	$S_{d,w}=30$	
$S_{k,tot_P}=19.4$	$S_{d,tot_P}=29.4$	

Tabella 4.12: spinte e momento sollecitante della palificata in condizioni sature

Il momento resistente di progetto è sempre uguale a $M_{Rd} = 68.8 \text{ kNm}$ in Tabella 4.9 ed effettuando il confronto con $M_{Sd} = 16.7 \text{ kNm}$ la verifica a ribaltamento della palificata in condizioni sature, risulta soddisfatta.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento della palificata, si è determinato il valore della forza resistente di progetto $R_d = 29.7 \text{ kN/m}$ (formula 164) e si è confrontato con il valore della sollecitazione di progetto dovuta alla spinta del terreno $E_d = S_{d,tot_P} = 29.4 \text{ kN/m}$ in Tabella 4.12 e dal confronto, si nota che la verifica a scorrimento della palificata in condizioni sature risulta soddisfatta, perché $R_d > E_d = 29.7 \text{ kN/m} > 29.4 \text{ kN/m}$.

Verifica a capacità portante

Per la verifica a capacità portante si è trovata la base ridotta $B_R = 1.52 \text{ m}$ e la pressione limite $q_{lim} = 74.5 \text{ kN/m}^2$ con la formula di Brinch-Hansen, si sono assunti i coefficienti di forma s_i , dell'inclinazione della base b_i e quelli relativi all'inclinazione del piano campagna g_i pari all'unità; si utilizzano i valori dei coefficienti di capacità portante N_γ, N_c, N_q in funzione dell'angolo di resistenza $\varphi = 32^\circ$ nella Figura 3.30 e si sono calcolati i valori "i" relativi alla componente orizzontale del carico nella Tabella 4.13

i_γ	0.19
i_c	0.30
i_q	0.33

Tabella 4.13: componenti del carico orizzontale "i" della palificata in condizioni sature

Dal calcolo, si trova:

$$Q_{lim} = q_{lim}B_R = 74.5 * 1.52 = 113.2 \text{ kN/m} \quad (144)$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{113.2}{1.4} = 80.9 \text{ kN/m} \quad (145)$$

La sollecitazione di progetto $E_d = 68.5 \text{ kN/m}$ (formula 168) e dal confronto $R_d > E_d = 80.9 \text{ kN/m} > 68.5 \text{ kN/m}$ la verifica a capacità portante della palificata in condizioni sature è soddisfatta.

4.2.1.3 Verifica a stabilità globale delle palificate

Per la verifica a stabilità globale dell'opera-terreno, si sono assunti i due scenari possibili in condizioni asciutte e sature e tramite l'utilizzo del software slide, si è rappresentato il modello, ricostruendo il profilo del pendio con una coesione di 3kPa, un angolo di attrito $\phi=32^\circ$ e un peso specifico del terreno $\gamma= 20\text{kN/m}^3$ e simulando il sistema delle due palificate vive a doppia parete come dei carichi distribuiti con un peso per ogni modulo di palificata di 52.70 kN/m.

Nella Figura 4.18 si è trovata la superficie di rottura che individua il fattore di sicurezza di Bishop in condizioni asciutte, $F_S = 1.219$.

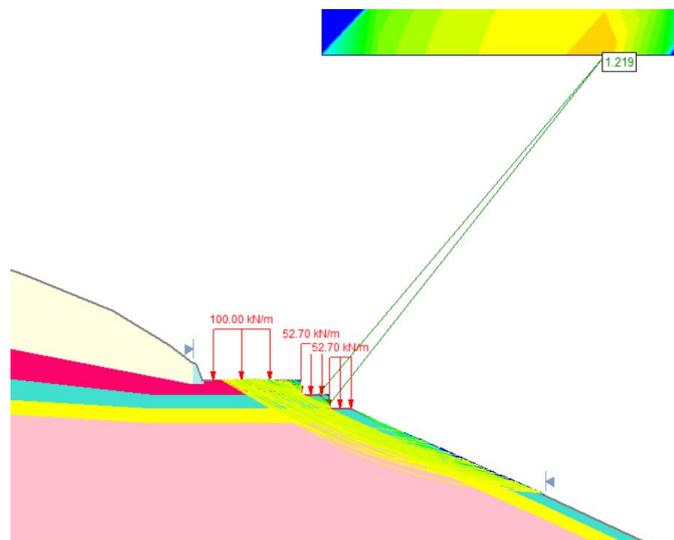


Figura 4.18: FS Bishop semplificato del pendio asciutto delle palificate

Si riporta in Figura 4.19 il fattore di sicurezza globale secondo Janbu semplificato $F_S = 1.187$. Entrambi i fattori di sicurezza, sono maggiori dell'unità e per questo motivo, in condizioni asciutte si ha la stabilità globale delle palificate e del terreno.

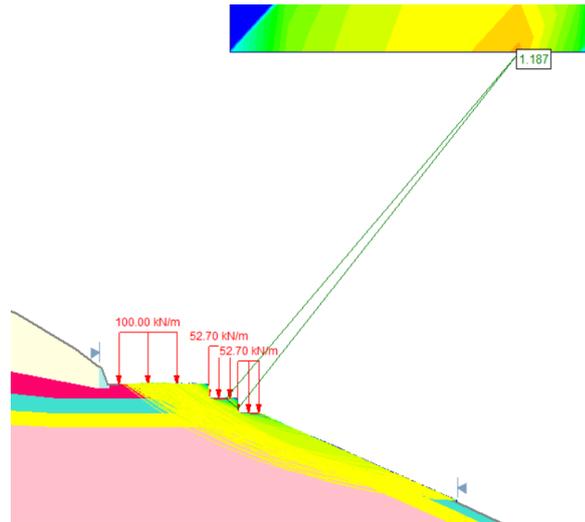


Figura 4.19: FS Janbu semplificato del pendio asciutto delle palificate

La stessa verifica è stata eseguita per analizzare le condizioni sature e dalla Figura 4.20, si può notare che con il metodo di Bishop semplificato si ha un fattore di sicurezza globale $F_S = 0.941$ e nella Figura 4.21 si rappresenta il fattore di sicurezza secondo Janbu semplificato $F_S = 0.887$

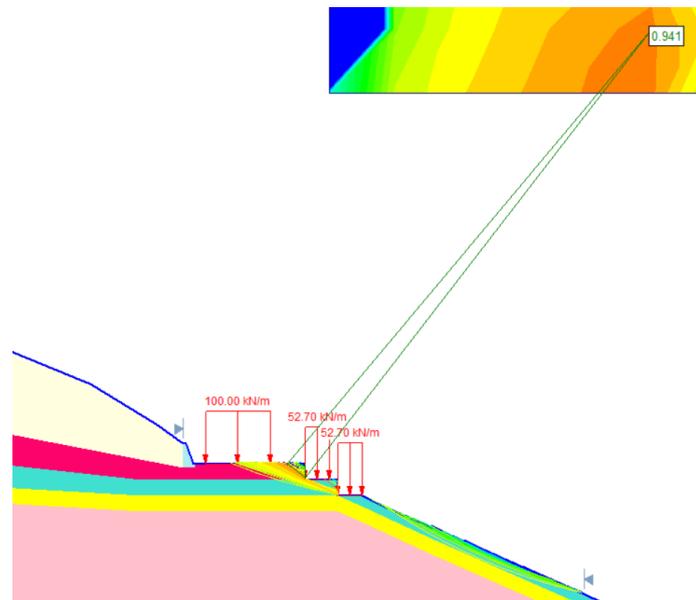


Figura 4.20: FS Bishop semplificato del pendio saturo delle palificate

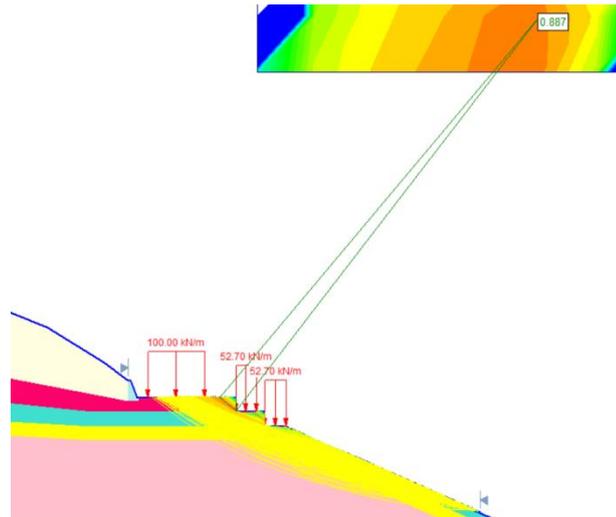


Figura 4.21: FS Janbu semplificato del pendio saturo delle palificate

In condizioni sature essendo i due fattori di sicurezza inferiori di 1, il versante risulta instabile, per questo motivo, si è pensato, così come nelle terre rinforzate, di installare un sistema di drenaggio sub-orizzontale nel versante in maniera da diminuire la pressione interstiziale.

Come già detto, i tubi andrebbero dimensionati in funzione della portata di acqua dovuta all'infiltrazione e per mancanza di dati, non conoscendo la portata, la permeabilità del terreno e l'intensità della pioggia, si è assunto un diametro dei tubi drenanti in PVC di 160mm.

Nella Figura 4.22, sono rappresentate le posizioni dei piani drenanti scelti in base alle ipotesi:

- Lunghezza del versante da stabilizzare $L = 20,00$ m;
- Lunghezza del tubo sub-orizzontale $l = 25,00$ m;
- Profondità alla quale calcolare l'efficienza idraulica $D = 10,00$ m;

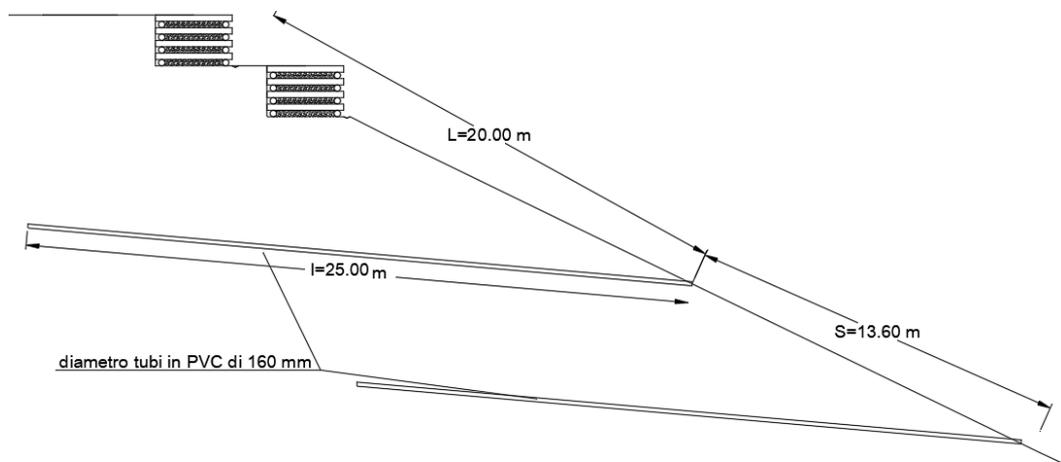


Figura 4.22: posizione piani drenanti per le palificate

Dalla Figura 4.14, con i dati di ingresso, $\frac{l}{L} = \frac{25m}{20m} = 1.25$ e $\frac{D}{L} = \frac{10m}{20m} = 0.5$, si determinano i valori

- distanza dei piani drenanti “S”

$$\frac{S}{L} = 0.68 \quad (146)$$

$$S = 0.68 * L = 0.68 * 20 = 13.60 \text{ m}$$

- posizionamento del primo livello drenante “Xpd”

$$\frac{x_{pd}}{L} = -0.80 \quad (147)$$

$$x_{pd} = -0.80 * L = -0.80 * 20 = -16 \text{ m}$$

- efficienza energetica “E”

$$E = 0.65 \quad (148)$$

$$E = 65\%$$

Nella Tabella 4.14, si sono calcolati i valori dei fattori di sicurezza dei metodi dell’equilibrio limite semplificati di Bishop e Janbu della palificata e del sistema drenante di tubi sub-orizzontali:

F_s	Condizioni asciutte	Condizioni sature	$\Delta F_{s_{max}}$	50% $\Delta F_{s_{max}}$	$F_{s,finale}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
F_s Bishop semplificato	1.219	0.941	0.278	0.181	1.122
F_s Janbu semplificato	1.187	0.887	0.300	0.195	1.08

Tabella 4.14: fattore di sicurezza con sistema di drenaggio nelle palificate

I due fattori di sicurezza globali, con il sistema drenante scelto, in condizioni sature, sono maggiori dell’unità, e per questo motivo il versante risulta stabile.

Di conseguenza, i due sistemi scelti di terre rinforzate e palificate vive a doppia parete con sistema di drenaggio di tubi sub-orizzontali inseriti nel versante, risolvono il problema della stabilità del versante in esame.

In conclusione, il miglior sistema drenante è quello con la presenza delle terre rinforzate perché ha dei fattori di sicurezza maggiori rispetto al sistema drenante delle palificate.

Conclusioni

La presente tesi è dedicata allo studio dell'instabilità di muri di sostegno in un versante in terra che ha avuto origine a fine novembre del 2016, conseguentemente ad un evento meteorico di piogge intense nella provincia di Cuneo. Il crollo ha interessato due muri di sostegno in calcestruzzo armato posizionati su livelli diversi a sostegno del piazzale di un edificio di civile abitazione ed ha interessato parte del cortile in terra battuta antistante l'edificio, coinvolgendo i serbatoi per la raccolta delle acque nere posizionati a tergo del primo livello del muro crollato.

Si è determinato il valore della coesione tramite una back analysis (analisi a ritroso), considerando che la filtrazione nel terreno avvenga per condizione di saturazione progressiva del pendio a monte dell'edificio, dall'alto verso il basso per la sola infiltrazione dell'acqua piovana e per questo motivo si è deciso di suddividere il versante in strati. Il valore della coesione "c", omogenea su tutto il versante, è stata variata parametricamente con la saturazione dei diversi strati del pendio fin quando non si è trovato che il punto finale della superficie di rottura coincida con la posizione finale nella quale si sono trovati i muri a crollo avvenuto e che la superficie di rottura sia compresa all'interno e non oltre il cortile antistante l'edificio.

Per mancanza di dati, soprattutto per quel che riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno e le condizioni idrauliche si sono introdotte alcune ipotesi semplificative:

- progressiva saturazione del terreno dovuta alla pioggia intensa;
- parametri geotecnici del terreno;
- muri di contenimento;
- calcolo del peso dell'edificio.

Da analisi visive si è considerato il terreno come una sabbia limosa ipotizzando un angolo di resistenza al taglio $\phi=32^\circ$, un peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e un valore di coesione del terreno $c=3\text{kPa}$. Per le condizioni idrauliche si è ipotizzata una saturazione progressiva dall'alto verso il basso imputabile alle piogge meteoriche:

- il livello della falda non ha inciso sul problema perché si trova a una profondità molto elevata rispetto il piano del cortile.

Si sono ipotizzate, cercando di avvicinarsi il più possibile alla realtà, la geometria dei muri di contenimento e il peso dell'edificio, perché non vi è la presenza dei relativi progetti.

Per le verifiche a ribaltamento, scorrimento e capacità portante dei muri di sostegno si è scelto di utilizzare la teoria di Rankine e la soluzione di Lancellotta per il calcolo delle spinte attive del terreno mentre si è utilizzato il metodo all'equilibrio limite per la

verifica a stabilità globale opera-terreno. Tutte le verifiche sono state effettuate con riferimento alle NTC 2018.

Dai calcoli, si nota per entrambe le teorie una verifica allo scorrimento e alla capacità portante dei muri in condizioni sature non rispettata. Inoltre anche il fattore di sicurezza globale dell'insieme muro-terreno, in condizioni sature con l'applicazione del metodo all'equilibrio limite risulta inferiore all'unità e di conseguenza si ha una instabilità globale del versante. Questo giustifica il crollo dei due muri di sostegno ma non è possibile valutare quale dei fenomeni si sia verificato effettivamente. Infine si sono proposti degli interventi di ripristino sia sul versante, sia sulle opere che potrebbero sostituire i due muri di sostegno in calcestruzzo crollati. Per avere un impatto meno aggressivo sul territorio si è proposto un sistema di terre rinforzate e una palificata viva a doppia parete, entrambe accompagnate da un sistema di drenaggio di tubi sub-orizzontali inseriti nel versante, in maniera da ridurre la forza esercitata dalla componente idrostatica, causata principalmente dalle piogge. Il sistema di terre rinforzate scelto è costituito da terreno vegetale con un peso di volume $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$ e una geogriglia di rinforzo di tipo PET, ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di poliestere rivestiti da uno strato protettivo di materiale termoplastico in PVC, posizionata alla base della terra rinforzata e alla mezzaria della stessa con una distanza di 1m dalla base. Si sono effettuati i calcoli per le verifiche a ribaltamento, scorrimento e capacità portante delle terre rinforzate, secondo le NTC 2018 e tutte risultano essere soddisfatte. A tergo delle terre rinforzate si è deciso di creare un sistema di drenaggio costituito da materiale grossolano e un tubo in PVC al quale confluisce l'acqua di circolazione, in maniera da diminuire la spinta idraulica dell'acqua. Si è ipotizzato un sistema drenante costituito da 2 tubi in PVC, i quali dovrebbero essere progettati in funzione della permeabilità del terreno e dell'intensità di pioggia. In mancanza di questi dati, si è assunto un diametro di 160mm per ogni tubo drenante, determinando un'efficienza idraulica del 65%. Solo in queste condizioni anche la verifica a stabilità globale, risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza globale, sia con il metodo di Bishop semplificato sia con quello di Janbu semplificato, maggiore dell'unità, in maniera da garantire una condizione di stabilità del pendio. Per la palificata viva a doppia parete, si suggerisce l'utilizzo di correnti e traversi in legno di larice con un peso specifico $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$ e un riempimento costituito da terreno vegetale e inerte per diminuire la spinta idraulica. Dall'analisi delle verifiche svolte in condizioni asciutte e sature, il sistema di palificata risulta soddisfare tutte le condizioni. Anche per quest'intervento si è utilizzato lo stesso sistema drenante dimensionato per le terre rinforzate e si è verificato che il fattore di sicurezza globale sia, seppur di poco, maggiore dell'unità. In conclusione, entrambi gli interventi proposti, stabilizzano il versante e le opere stesse ma il sistema di terre rinforzate risulta essere più adatto rispetto il sistema di palificate, in quanto si determina un valore più alto del fattore di sicurezza globale minimo.

Allegato



T-GRID 35/20

Anno di ultima
revisione: **2016**

Funzione: **Rinforzo**

STRUTTURA: Geogriglia di rinforzo ottenuta da tessitura di filamenti sintetici di PET rivestiti da strato protettivo di PVC

PROPRIETA' DELLA MATERIA PRIMA

		<i>toll</i>
Materia prima	PET	
Rivestimento	PVC	

CARATTERISTICHE FISICHE / MECCANICHE

				<i>toll</i>
Resistenza a trazione MD - T_{ULT}	EN ISO 10319	kN/m	≥ 35	
Allungamento a carico max MD	EN ISO 10319	%	12	+/-2,5
Resistenza a trazione CMD	EN ISO 10319	kN/m	≥ 20	
Allungamento a carico max CMD	EN ISO 10319	%	12	+/-2,5

CARATTERISTICHE CHIMICHE DELLA MATERIA PRIMA

				<i>toll</i>
Carboxyl End Group - CEG	GRI GG7	mmol/k g	16,6	
Peso molecolare	GRI GG8	Mn	40000	

FATTORI RIDUTTIVI

				<i>toll</i>
Fattore riduttivo per creep - RF_{CR} 120 anni	ASTM D 6992	-	1,43	
Fattore riduttivo per creep - RF_{CR} 75 anni	ASTM D 6992	-	1,41	
Fattore riduttivo per installazione prodotto - RF_{ID}	ASTM D 5818			
- ghiaia (tipo 1)		-	1,15	
- ghiaia sabbiosa (tipo 2)		-	1,11	
- sabbia (tipo 3)		-	1,1	
Fattore riduttivo per durabilita' - RF_D	FHWA NHI-00-043			
- $5 < pH < 8$		-	1,15	
- $3 < pH < 5$ oppure $8 < pH < 9$		-	1,3	
Resistenza a trazione di lungo termine MD - T_{AL} (*)	FHWA NHI-00-043	kN/m	19,23	
(vita utile 120 anni, 20°, $5 < pH < 8$, tipo 2)				

DIMENSIONI CARATTERISTICHE

				<i>toll</i>
Dimensione della maglia MD/CMD		mm	25x25	+/-2
Larghezza rotolo		m	5	+/-0,1
Lunghezza rotolo		m	100	+/-0,5

ASPETTI DI DURABILITA'

Il prodotto deve essere ricoperto entro **15 giorni** dall'installazione (EN 12224).

Prev. di durabilità min. per tutte le applicazioni in terreni naturali con $4 < pH < 9$ e $T < 25^\circ$: 25 anni (EN 12447)

Bibliografia

- APAT. (10/2002). *Atlante delle opere e sistemazione dei versanti*.
- Arpa Piemonte. (s.d.). *il clima in Piemonte 2016*.
- Cetraro, F. (2007). *Ingegneria geotecnica e geologia applicata*. II.
- Comedini, M., & Rimondi, P. (2013). *Terre rinforzate*. Dario Flaccovio.
- Desideri, a., Miliziano, S., & Rampello, S. (2002). *Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii*. Hevelius.
- Facciorusso, J., Madaia, C., & Vannucchi, G. (2011). *Università degli studi di Firenze - sezione geotecnica*. Tratto da http://people.dicea.unifi.it/johannf/disp_18.pdf
- Farulla, C. A. (2001). *Analisi di stabilità dei pendii*. Hevelius.
- Harpo. (s.d.). Tratto da http://downloads.ntanet.it/public/Depliant_SITO/SEIC/Enkagrid.pdf
- Lancellotta, R. (2002). *Analytical solution of passive earth pressure*.
- Lancellotta, R. (2012). *Geotecnica*. Zanichelli.
- Lancellotta, R., & Calavera, J. (1999). *Fondazioni*. McGraw-Hill.
- Lancellotta, R., Costanzo, D., & Foti, S. (2011). *Progettazione geotecnica*. Hoepli. manuale tecnico provincia di Terni. (s.d.).
- NTC. (2018). *norme tecniche delle costruzioni*. Roma.
- Regione Piemonte. (s.d.). Tratto da <http://www.regione.piemonte.it/parchi/cms/salvaguardia-ambientale/documentazione>
- System Group. (s.d.). Tratto da <https://tubi.net/prodotto/listino-fildren-italiana-corrugati/>
- Tsystem. (s.d.). *Tema system*. Tratto da Technologies and materials: <http://www.terrerinforzate.it/documenti/BROCHURE%20TERRE%20RINFORZATE.pdf>
- wikipedia. (s.d.). Tratto da https://it.wikipedia.org/wiki/Bagnolo_Piemonte