

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**OPERE D'ARTE MINORI
MURI DI SOSTEGNO SVILUPPO 4
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCÉ (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	R	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	8	0	8	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4. CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE DELLE PALANCOLE	6
5. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	7
6. AZIONI DI PROGETTO	8
6.1 Parametri del rilevato esistente	8
6.2 Terreno di infissione	8
6.3 Carichi variabili a tergo	10
6.4 Azioni sismiche	10
7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	11
8. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	13
9. VERIFICHE DELLA PALANCOLATA.....	16
9.1 Calcolo profondità di infissione - GEO	16
9.2 Verifica di stabilità globale - GEO	18
9.3 Verifica sollecitazioni interne alla palanca - STR	20
9.4 Verifica di resistenza della palanca - STR.....	23
9.5 Controllo infissione della palanca.....	27

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 2: Condizioni di installabilità delle palancole in terreni incoerenti	6
Figura 3 – Sezione opera provvisoria	7
Figura 4: Risultati sondaggio SC4 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27).....	9
Figura 5: Sintesi parametri meccanici per le UG del sito	10
Figura 6: Comportamento di un'opera flessibile senza tiranti.....	11
Figura 7: Schema di calcolo LEM per opera flessibile non intrantata	12
Figura 8: Condizioni di verifica per la palanca	14
Figura 9: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.I NTC08).....	14
Figura 10: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC08)	15
Figura 11: Vista modello di calcolo per l'analisi di stabilità della palanca	18
Figura 12: Fattori di sicurezza per maglie di verifica	19
Figura 13: Superficie critica al piede della palanca	19
Figura 14: Momento flettente di calcolo STR Msd nella palanca per ml di estensione	21
Figura 15: Taglio di calcolo STR Vsd nella palanca per ml di estensione	22
Figura 16: Sezione tipologica palanca Larssen 23	23
Figura 17: Classe di sezione secondo EC3.....	23
Figura 18: tabelle di produzione palancole	24
Figura 19: Calcolo area di taglio secondo EC3.....	26

Figura 20: Schema di carico stradale a tergo scavo	27
Figura 21: Modello base per la verifica delle inflessioni	28
Figura 22: Determinazione della rigidezza delle molle secondo Pfister et. al (1982).....	29
Figura 23: Azioni del dal tandem stradale	30

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Sintesi unità geologiche dell'area (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT).....	9
---	---

1. Premessa

Il presente elaborato riporta le verifiche geotecniche e strutturali relative alle opere provvisionali necessarie per l'esecuzione degli allargamenti dell'impalcato relativo alla realizzazione dei muri di sostegno.

Tale opera fa parte del Progetto di Delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO). Nel seguito vengono quindi riportate la descrizione delle strutture, la modellazione e le verifiche effettuate. Per le valutazioni analitiche sarà utilizzato il codice di calcolo Midas GEN, quando necessario.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni";

- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione"*

Oltre alle predette norme, quando non in contrasto con esse, sono stati utilizzati i seguenti riferimenti di letteratura tecnica consolidata

- R. Lancellotta – J. Calavera *"Fondazioni"* McGraw-Hill 1999
- Manuale CALTRANS 2015 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- Manuale FHWA 1999 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- V. Pane – C. Tamagnini *"Analisi dei diaframmi multiancorati"* Hevelius 2004
- V. Mosco – G Marconi *"Progettazione e calcolo di pali di fondazione e paratie in acciaio"* Siderservizi 1982

- B. Cordova “Costruzioni in acciaio” Hoepli 2012

3. Caratteristiche dei materiali

E' previsto l'uso dei seguenti materiali:

A) Palancole

Per la realizzazione delle palancole, in accordo alle vigenti norme si utilizza un acciaio di classe S275JR

I parametri di resistenza sono i seguenti

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_t = 430 \text{ N/mm}^2;$$

Il fattore parziale di sicurezza è pari a $\gamma_{M0} = 1.05$

La tensione limite di calcolo è $f_{yd} = 275/1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2 \sim 2238 \text{ kg/cmq}$

Per la verifica a taglio si ha $f_{vd} = 275/\sqrt{3}/1.05 = 151.2 \text{ N/mm}^2 \sim 1512 \text{ kg/cmq}$

B) Strutture di contrasto

Per i profili di contrasto si prevede la classe di acciaio come al punto precedente.

4. Condizioni di installazione delle palancole

Per la verifica della possibilità di installazione della palanca si considerano le indicazioni previste dalle norme inglesi, quale documento di comprovata validità, non essendo presenti indicazioni in tal senso nelle norme italiane. Nello specifico, la norma, in relazione ai parametri meccanici del terreno, sintetizzati nel numero di colpi SPT, individua per ogni classe di acciaio il modulo di resistenza flessionale per ml della palanca minimo necessario e la lunghezza massima della stessa:

Table 5 — Selection of pile size to suit driving conditions in granular soils using impact hammers

Dominant SPT N Value	Minimum wall modulus cm ³ /m		Recommended maximum driving length m
	Grade 5275P mild steel to BS EN 10025:1990	Grade 5355P high yield steel to BS EN 10025:1990	
0 to 10	450		7
11 to 20		450	9
21 to 25	850		11
26 to 30		850	14
31 to 35	1 300		16
36 to 40		1 300	18
41 to 45	2 300		20
46 to 50		2 300	22
51 to 60	3 000		24
61 to 70		3 000	26
71 to 80	4 200		30
81 to 140		4 200	30+

NOTE 1 N is the standard penetration test (SPT) blow count. Dominant means the high average for the soils. Where piles are to be driven only to a toe hold in rock, the SPT value should be divided by a factor of 4 for that stratum only.

NOTE 2 For SPT values exceeding 50, pile damage, declutching and/or refusal may occur. Additional consideration should be given to the presence of cobbles or boulders, which may give rise to obstructed driving, damage and/or declutching.

Figura 1: Condizioni di installabilità delle palancole in terreni incoerenti

Con riferimento alla tabella precedente (rettangolo evidenziato) e con le palancole previste si ha:

$$W = 2000 \text{ cm}^3/\text{m} > W_{\min}$$

$$L < 14\text{m}$$

Le condizioni di installabilità sono soddisfatte.

5. Descrizione delle strutture

Per la realizzazione dell'allargamento di cui alla successiva figura, è necessario prevedere la realizzazione di una palancolata provvisoria in grado di contenere gli scavi per le sole fasi di esecuzione delle fondazioni e della porzione di spalla in allargamento.

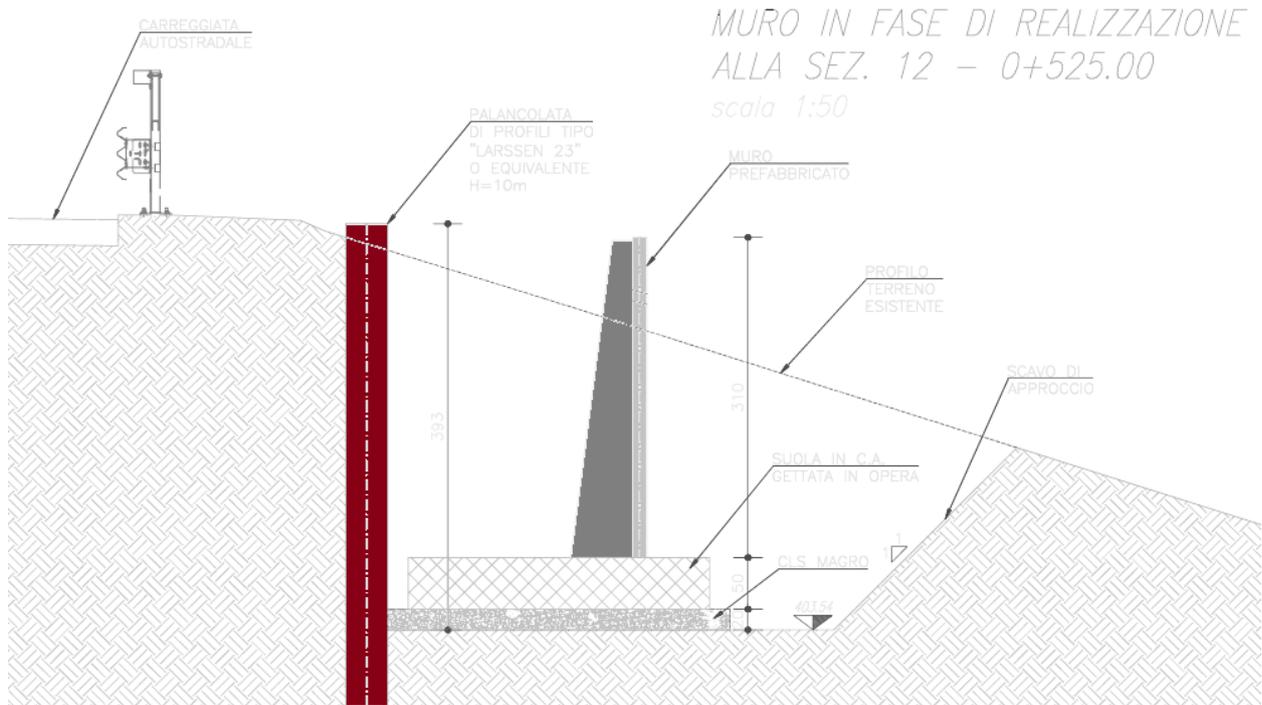


Figura 2 – Sezione opera provvisoria

L'opera provvisoria è costituita dal palancole tipo "Larsen 23", o equivalenti, che realizzano una parete continua in grado di contenere, per l'usuale meccanismo di infissione nel terreno le spinte dello scavo a paramento verticale.

La struttura si comporta, a tutti gli effetti, come una paratia provvisoria. E come tale ne verrà valutata la sua stabilità.

6. Azioni di progetto

Le azioni che cimentano l'opera sono essenzialmente:

- Le spinte del terreno a tergo: si assume una altezza massima della palancolata da fondo scavo di 4.0m;
- L'azione indotta da eventuale sovraccarico a tergo: si assume un carico in fase transitoria pari a 20 kN/mq distrutto a tergo scavo.

Per quanto riguarda le azioni indotte dal terreno occorre valutare la stratigrafia in sito e considerare che la palancolata sarà installata all'interno di un rilevato esistente.

Rispetto alle usuali installazioni in campo libero, il caso specifico differisce poiché il paramento da sostenere è proprio una porzione di rilevato che sarà successivamente affidata, con l'allargamento della piattaforma stradale, alla presenza dei muri prefabbricati da realizzare.

Le spinte del terreno dunque dipendono dal tipo di rilevato su cui si opera.

6.1 Parametri del rilevato esistente

Per il rilevato si assumono i seguenti parametri meccanici, dedotti considerando l'inclinazione dell'attuale scarpata:

- Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 35^\circ$
- Peso unitario $\gamma' = 20.00 \text{ kN/m}^3$

6.2 Terreno di infissione

Per il terreno di infissione occorre fare riferimento alle indagini geognostiche di corredo a progetto. Segnatamente si fa riferimento ai seguenti documenti:

- Relazione geologico geotecnica progetto definitivo PD2-C3A-MUS-1200-A-AP-NOT
- Tavola di localizzazione dei sondaggi PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA
- Integrazione campagna diagnostica relativa al progetto esecutivo

Dal documento ii) si deduce che l'area oggetto di intervento è ben individuata, dal punto di vista stratigrafico, dai sondaggi indicati con SC4 e B14.

Gli esiti delle risultanze di tali prospezioni sono dedotti dal doc. i) e sono qui di seguito riassunti.

La caratterizzazione del terreno in sito è sintetizzata alla successiva Tabella 1.

I parametri necessari per il calcolo sono esposti alla Figura 3 successiva.

In base alle unità litostratigrafiche principali descritte più nel dettaglio nel capitolo 5.1, in base ai risultati delle prove in foro ed in laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- unità geotecnica UG1: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa.
- unità geotecnica UG2: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell'UG1; orizzonti sabbiosi discontinui di potenza ridotta sono rinvenibili a differenti profondità intervallati alle ghiaie dominanti.
- unità geotecnica UG3: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto.
- unità geotecnica UG4: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15 m di profondità.

Tabella 1: Sintesi unità geologiche dell'area (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT)

I parametri meccanici relativi ai sondaggi eseguiti sono qui di seguito riportati.

Codice sondaggio	Progetto	Straumentazione in foro	Profondità prova (m)	Litotipo	Prove SPT			
					N1	N2	N3	NSPT
Sc4	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	10	12	12	24
			6	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	17	20	23	43
			9	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	18	21	25	46
			12	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa nocciola	19	26	27	53
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa nocciola	21	25	24	49
			18	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore da nocciola a grigio	22	27	29	56
			21	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore da nocciola a grigio	10	10	11	21
			24	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbioso-limosa di colore nocciola	6	6	7	13
			27	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbioso-limosa di colore nocciola	18	21	27	48
B14	autostrada Torino- Bardonecchia	piezometro	1,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	22	34	39	73
			3	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	31	40	48	88
			4,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	26	36	42	78
			6	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	23	29	36	65
			7,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	25	27	32	59
			9	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	20	25	30	55
			10,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	17	23	28	51
			12	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	21	23	25	48
			13,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	18	24	32	56
			15	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	26	29	40	69
			16,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	25	31	38	69
			18	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	22	34	37	71
			19,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	24	26	33	59
21	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	21	28	37	65			

Figura 3: Risultati sondaggio SC4 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27)

Si nota che il terreno di imposta della palancolata ha una sensibile capacità meccanica, come evidente dai risultati del numero di colpi SPT emersi dalle prove.

In relazione ai parametri meccanici, si farà riferimenti a quanto esposto nelle Tab. 7 ed 8 del doc. i), per comodità riportate alla successiva figura:

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (sondaggi PD 2013)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
1	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso	15	UG1	25	31	19	41
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	51	UG2	35	41	56	86
20 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	43	UG3	33	39	48	76
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	15	UG4	24	31	19	40

Tab. 7 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi per il Progetto Definitivo 2013

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (SPT sondaggi Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
no valori	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso		UG1				
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	15	UG2	25	31	19	41
39 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	50	UG3	35	41	55	83
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	8	UG4	22	29	12	28

Tab. 8 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi della Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte

Figura 4: Sintesi parametri meccanici per le UG del sito

Alla luce delle tabelle precedenti, si assumono i seguenti parametri meccanici:

- Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 33^\circ\text{-}39^\circ$
- Peso unitario $\gamma' = 20.00 \text{ kN/m}^3$

La falda è risultata interessare strati tendenzialmente superficiali, tra 1.2-3.8 m con media a circa 2.5m dal p.c. (cfr. pag. 17 del doc. i)).

6.3 Carichi variabili a tergo

Carico che simula il traffico stradale e pari a $q = 20 \text{ kN/mq}$

6.4 Azioni sismiche

Essendo l'opera provvisoria l'azione sismica non è pertinente, dato che le NTC2008 al Capitolo 2.4.1 indicano che: “le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.”

Quindi, nel caso in esame, non verranno eseguite le verifiche sismiche.

7. Modellazione della struttura

Per le verifiche di cui al successivo paragrafo, la palancolata è modellata come opera di sostegno flessibile. Nello specifico essa rappresenta una paratia sbalzo che è calcolata con gli usuali metodi della Geotecnica nei riguardi del calcolo della profondità di infissione.

Il comportamento usuale di tale opera di sostegno è rappresentato nella successiva figura:

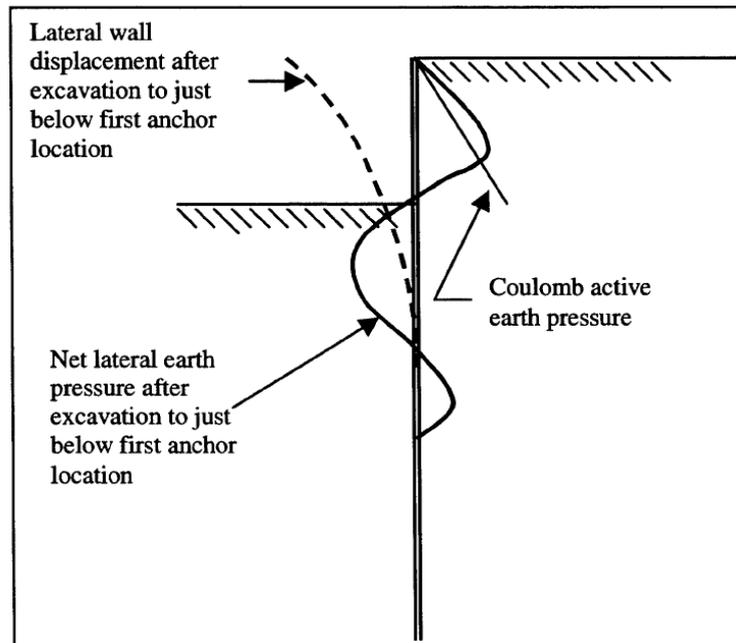


Figura 5: Comportamento di un'opera flessibile senza tiranti

Il metodo di calcolo qui utilizzato è quello dell'equilibrio limite; in tale contesto è usuale l'utilizzo dello schema di calcolo di cui alla Figura 6.

Il problema è di equilibrio isostatico e quindi sono sufficienti le equazioni cardinali della statica per dedurre le incognite del problema (cfr. Mosco, Marconi tra gli altri):

- Profondità di infissione $d (=1.2d_0)$;
- Controspinta R al piede.

Pertanto sarà sufficiente impostare le equazioni che definiscono le spinte attiva e passiva a monte ed a valle della palancolata, considerando eventuale sovraccapito a tergo (con incremento di spinta attiva) ed eventualmente battente idraulico o moto di filtrazione se in presenza di gradiente tra monte e valle (variazione delle pressioni efficaci).

Data la semplicità della stratigrafia le equazioni risultanti sono implementate in uno specifico foglio elettronico che consente di risolvere il problema numericamente.

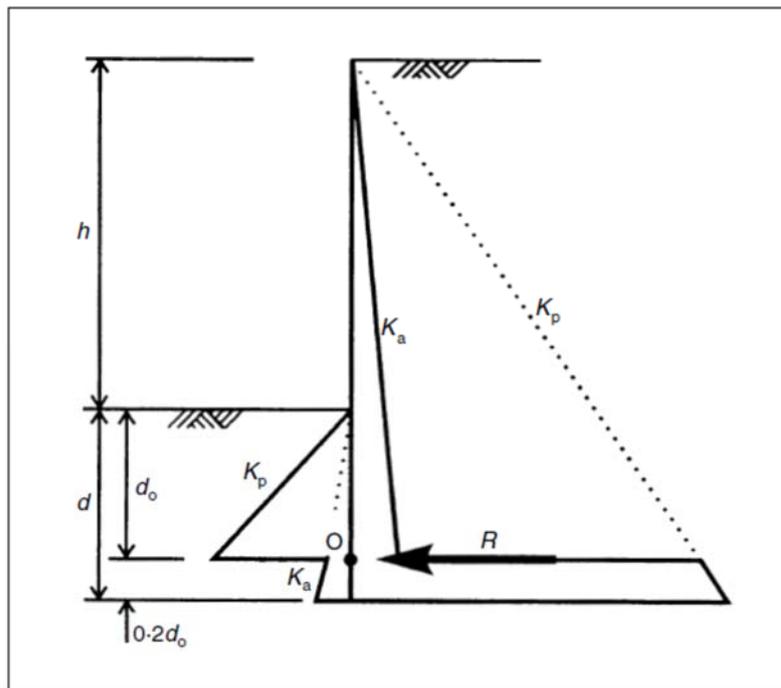


Figura 6: Schema di calcolo LEM per opera flessibile non intirantata

Nello specifico, si utilizzano le equazioni di equilibrio nel modo seguente

Eq. rotazione attorno al polo O → calcolo profondità di infissione d_0 , quindi $d = 1.2d_0$;

Eq. alla traslazione orizzontale → calcolo della contropinta R e verifica della capacità dell'approfondimento $y = 0.2d_0$ di mobilitarla.

Per la verifica di stabilità globale dell'opera si utilizza il codice di calcolo Aspen, prodotto dalla Newsoft s.a.s. (Cosenza) che analizza la stabilità dei pendii, comprese eventuali opere di sostegno, col metodo dell'equilibrio limite.

Per le valutazioni numeriche si rimanda ai successivi paragrafi.

8. Condizioni e combinazioni di carico

Ai sensi delle vigenti norme (NTC 2008 §6.5.3.1.2) per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

A) Condizione GEO

Le condizioni in esame sono rappresentate dai seguenti stati limite

- Collasso per rotazione intorno ad un punto (atto di moto rigido, realistico per paratie a sbalzo o con 1 solo ordine di vincolamento)
- Collasso per carico limite verticale
- Collasso per sfilamento di uno o più ancoraggi
- Instabilità globale del complesso terreno-struttura

B) Condizione UPL-HYD

Nel caso in esame non vengono considerate in quanto le opere strutturali non sono interessate dalla presenza di falda che soggiace mediamente a -2.50 m dal p.c.).

C) Condizione STR

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- C1: A1+ M1+ R1 → Verifiche STR
- C2: A2+ M2+ R2 → Verifiche GEO

Le seguenti figure riportano la sintesi dei fattori parziali di sicurezza da applicare come previsti dalle norme:

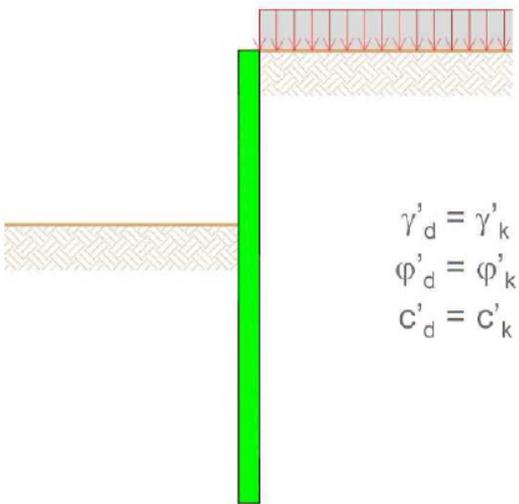
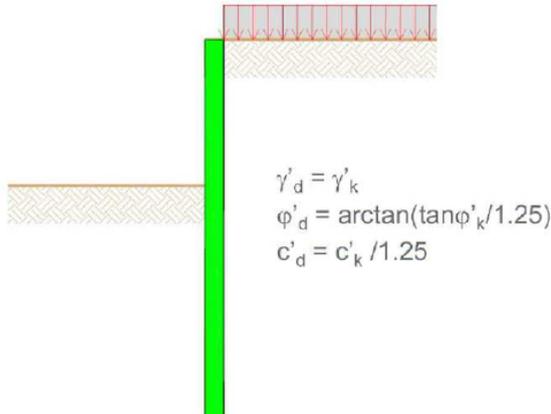
<u>Verifiche di tipo STR</u>		<u>Verifiche di tipo GEO</u>	
COMBINAZIONE C1 – A1 M1 R1		COMBINAZIONE C2 – A2 M2 R1	
			
Fattori parziali di sicurezza		Fattori parziali di sicurezza	
Carichi	Parametri	Carichi	Parametri
$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_{\tan \phi} = 1,25$	$\gamma_G = 1,0/1,3$	$\gamma_{\tan \phi} = 1,0$
$\gamma_Q = 1,3$	$\gamma_c = 1,25$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_c = 1,0$
Calcolo profondità di infissione		Verifica strutturale delle palncola	

Figura 7: Condizioni di verifica per la palancolata

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 8: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.I NTC08)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 9: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC08)

9. Verifiche della palancolata

9.1 Calcolo profondità di infissione - GEO

Il calcolo della profondità di infissione è effettuato secondo l'approccio definito in letteratura come metodo dell'Equilibrio limite (cfr. Figura 6).

Le equazioni di equilibrio sono implementate in uno specifico foglio elettronico.

Il calcolo della profondità di infissione si effettua con l'approccio 1, condizione A2+M2+R2

Per la valutazione dei regimi di spinta si utilizzano i seguenti coefficienti di spinta

Spinta attiva secondo Coulomb $K_a = \text{tg}^2(45-\phi/2)$

Spinta passiva secondo Coulomb $K_p = \text{tg}^2(45+\phi/2)$

Dati terreno a tergo			
$\phi' =$	35 °	=	0,6109 rad
$\phi'_d =$	29,3 °	=	0,5106 rad
$K_a =$	0,343		coeff. spinta attiva Coulomb
$\gamma' =$	2000 kg/mc		
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc		
Dati terreno di infissione			
$\phi' =$	33 °	=	0,5760 rad
$\phi'_d =$	27,5 °	=	0,4791 rad
$K_p =$	2,711		coeff. spinta passiva Coulomb
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc		
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc		
Dati scavo			
H =	4,0 m		
q =	1500 kg/mq		
$q_{sd} =$	1950 kg/mq		
Stima infissione			
x =	4,93 m		
$M_{t+q} =$	648763 kg*m/m		
$M_{fp} =$	648430 kg*m/m		
$\Delta M =$	333 kg*m/m		

La profondità di infissione teorica sarà $d_0 = x = 4.93\text{m} \rightarrow d = 1.2 * 4.93 = 5.92\text{ m}$

Si assume una infissione $d = 6.0\text{ m}$

La contropinta R si ottiene per equilibrio orizzontale:

Contropinta		
$S_{at} =$	27369 kg	Sp. Att. Terreno per ml di muro
$S_{aq} =$	5979 kg	Sp. Att. Sovraccarico per ml di muro
$S_{pt} =$	65804 kg	Sp. Passiva valle per ml di muro
$C_d =$	32456 kg	Contropinta per ml di muro

La palancolata risulterà quindi alta $L = (4+6)m = 10m$

9.2 Verifica di stabilità globale - GEO

In questo paragrafo si effettua la verifica di stabilità globale del rilevato, sottoposto alla fase di scavo. L'analisi è effettuata col consueto approccio di stabilità dei pendii, utilizzando uno specifico codice di calcolo numerico, che segue i metodi canonici dell'equilibrio limite.

Si riportano qui solo i risultati sintetici rimandando all'allegato 2 per il tabulato completo.

Le viste del Modello di calcolo per analisi di stabilità in fase transitoria sono di seguito riportate:

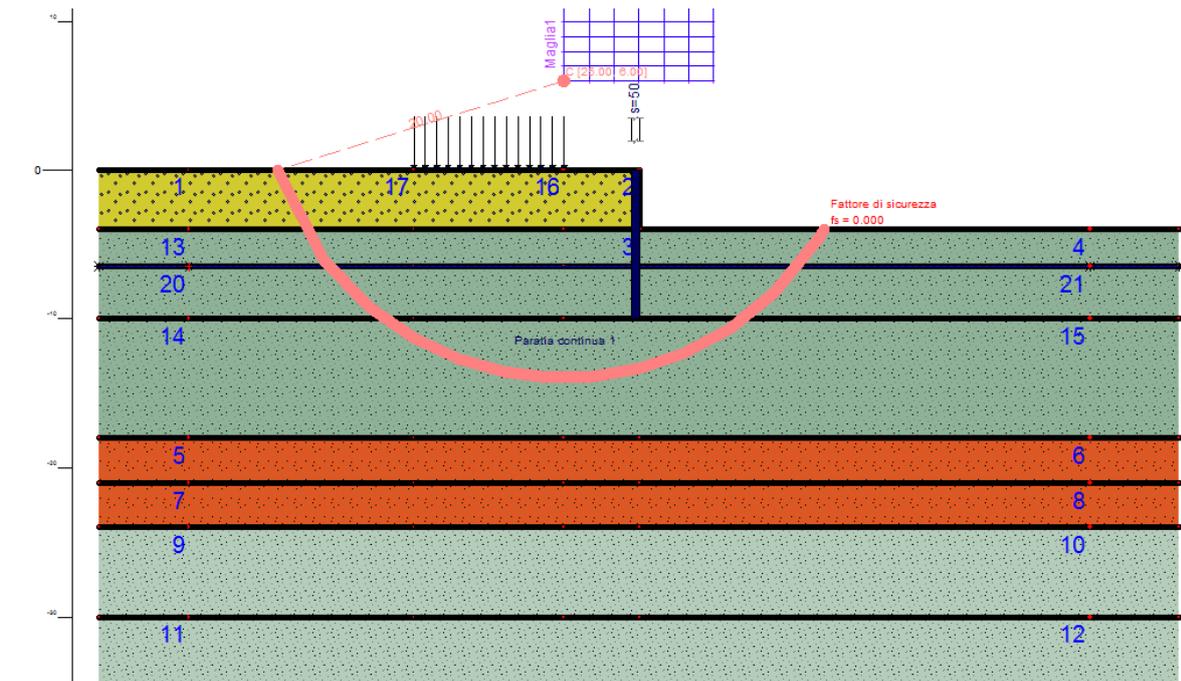


Figura 10: Vista modello di calcolo per l'analisi di stabilità della palancoata

Per quanto riguarda le stratigrafie sono state utilizzate quelle riportate al sondaggio SC4.

La figura successiva riporta il risultato, sintetico delle verifiche di stabilità, e da essa si deduce che il minimo fattore di sicurezza, identificato da una superficie di scivolamento passante per il piede della palancoata è pari a 2.86.

n°	nome	geometria	soluzione	fs	ok
2	Circolare 2-1 MC1	C: [28.66 6.00] R:20.00	regolare	4.416	si
3	Circolare 3-1 MC1	C: [30.32 6.00] R:20.00	regolare	4.000	si
4	Circolare 4-1 MC1	C: [31.98 6.00] R:20.00	regolare	3.718	si
5	Circolare 5-1 MC1	C: [33.64 6.00] R:20.00	regolare	3.502	si
6	Circolare 6-1 MC1	C: [35.30 6.00] R:20.00	regolare	3.436	si
7	Circolare 7-1 MC1	C: [36.96 6.00] R:20.00	regolare	3.452	si
8	Circolare 1-2 MC1	C: [27.00 7.00] R:20.00	regolare	4.756	si
9	Circolare 2-2 MC1	C: [28.66 7.00] R:20.00	regolare	4.200	si
10	Circolare 3-2 MC1	C: [30.32 7.00] R:20.00	regolare	3.793	si
11	Circolare 4-2 MC1	C: [31.98 7.00] R:20.00	regolare	3.485	si
12	Circolare 5-2 MC1	C: [33.64 7.00] R:20.00	regolare	3.300	si
13	Circolare 6-2 MC1	C: [35.30 7.00] R:20.00	regolare	3.224	si
14	Circolare 7-2 MC1	C: [36.96 7.00] R:20.00	regolare	3.223	si
15	Circolare 1-3 MC1	C: [27.00 8.00] R:20.00	regolare	4.587	si
16	Circolare 2-3 MC1	C: [28.66 8.00] R:20.00	regolare	3.989	si
17	Circolare 3-3 MC1	C: [30.32 8.00] R:20.00	regolare	3.611	si
18	Circolare 4-3 MC1	C: [31.98 8.00] R:20.00	regolare	3.282	si
19	Circolare 5-3 MC1	C: [33.64 8.00] R:20.00	regolare	3.098	si
20	Circolare 6-3 MC1	C: [35.30 8.00] R:20.00	regolare	3.034	si
21	Circolare 7-3 MC1	C: [36.96 8.00] R:20.00	regolare	3.017	si
22	Circolare 1-4 MC1	C: [27.00 9.00] R:20.00	regolare	4.428	si
23	Circolare 2-4 MC1	C: [28.66 9.00] R:20.00	regolare	3.819	si
24	Circolare 3-4 MC1	C: [30.32 9.00] R:20.00	regolare	3.406	si
25	Circolare 4-4 MC1	C: [31.98 9.00] R:20.00	regolare	3.096	si
26	Circolare 5-4 MC1	C: [33.64 9.00] R:20.00	regolare	2.917	si
27	Circolare 6-4 MC1	C: [35.30 9.00] R:20.00	regolare	2.856	si
28	Circolare 7-4 MC1	C: [36.96 9.00] R:20.00	regolare	3.145	si
29	Circolare 1-5 MC1	C: [27.00 10.00] R:20.00	regolare	4.409	si
30	Circolare 2-5 MC1	C: [28.66 10.00] R:20.00	regolare	3.674	si
31	Circolare 3-5 MC1	C: [30.32 10.00] R:20.00	regolare	3.231	si
32	Circolare 4-5 MC1	C: [31.98 10.00] R:20.00	regolare	2.967	si
33	Circolare 5-5 MC1	C: [33.64 10.00] R:20.00	regolare	3.041	si
34	Circolare 6-5 MC1	C: [35.30 10.00] R:20.00	regolare	3.829	si
35	Circolare 7-5 MC1	C: [36.96 10.00] R:20.00	regolare	8.816	si
36	Circolare 1-6 MC1	C: [27.00 11.00] R:20.00	regolare	12.743	si
37	Circolare 2-6 MC1	C: [28.66 11.00] R:20.00	regolare	6.528	si
38	Circolare 3-6 MC1	C: [30.32 11.00] R:20.00	regolare	5.362	si
39	Circolare 4-6 MC1	C: [31.98 11.00] R:20.00	regolare	5.656	si
40	Circolare 5-6 MC1	C: [33.64 11.00] R:20.00	regolare	9.138	si
41	Circolare 6-6 MC1	C: [35.30 11.00] R:20.00	regolare	9.597	si
42	Circolare 7-6 MC1	C: [36.96 11.00] R:20.00	regolare	12.009	si

Figura 11: Fattori di sicurezza per maglie di verifica

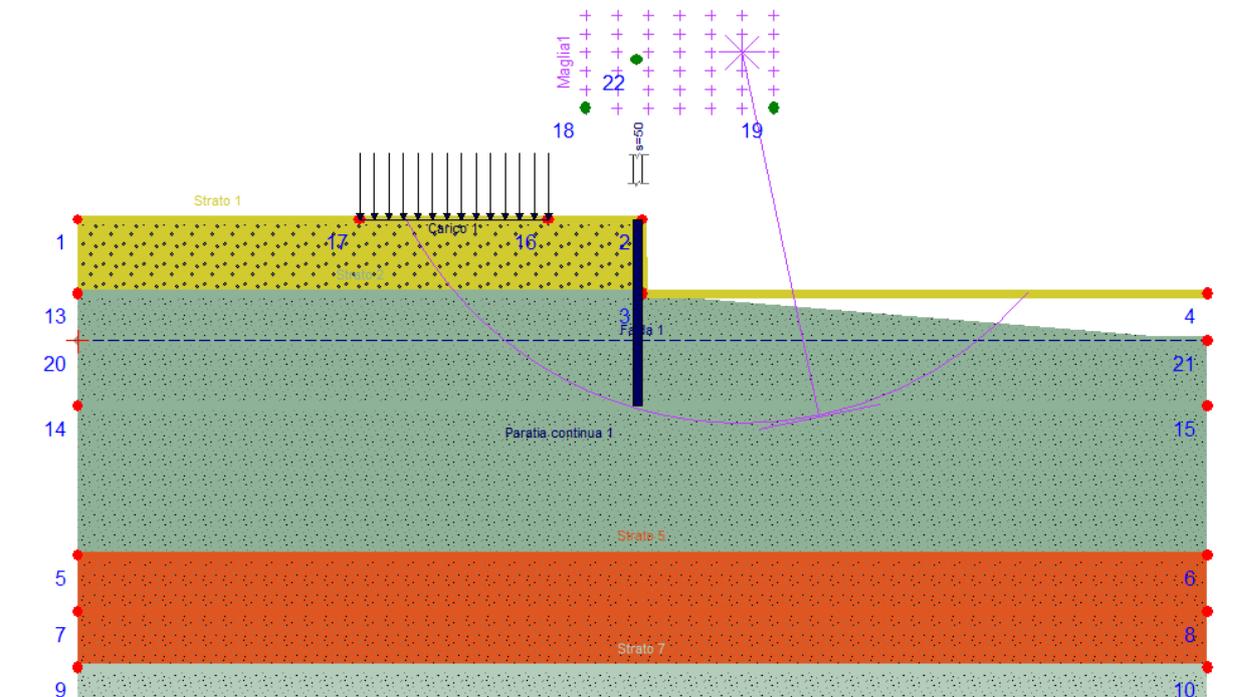


Figura 12: Superficie critica al piede della palanca

9.3 Verifica sollecitazioni interne alla panacola - STR

Lo schema teorico riportato alla Figura 6 consente di ottenere i diagrammi delle azioni interne $\{M(x), V(x)\}$ nella palancolata calcolando le risultanti nette delle pressioni ad ogni quota sino alla profondità di annullamento del momento flettente (nel caso C2 pari alla profondità di infissione d_0 ; nel caso C1 tale profondità è inferiore poiché l'equilibrio si instaura con una infissione minore per effetto della riduzione non applicata ai parametri meccanici).

Dati terreno a tergo				Condizione A1+M1+R1			
ϕ' =	35 °	=	0,6109 rad	$\gamma_{\tan(\phi)}$ =	1,00	γ_γ =	1,30
ϕ'_d =	35,0 °	=	0,6109 rad			γ_Q =	1,50
K_a =	0,271		coeff. spinta attiva Coulomb			γ_R =	1,00
γ' =	20 kN/mc						
γ'_{sd} =	20 kN/mc						
Dati terreno di infissione							
ϕ' =	33,0 °	=	0,5760 rad				
ϕ'_d =	33,0 °	=	0,5760 rad				
K_p =	3,392		coeff. spinta passiva Coulomb				
γ'_{sd} =	20 kN/mc						
γ'_{sd} =	26 kN/mc						
Dati scavo							
H =	4,0 m						
q =	15 kN/mq		sovraccarico su terrapieno				
q_{sd} =	22,5 kN/mq		val. di calcolo				
Infissione							
x =	4,93		infissione minima				
Di =	5,91	m	infissione teorica totale (1,2*x)				
Dd =	6,00	m	infissione reale				
Lp =	10,00	m	lunghezza elemento				
h+x =	8,93	m	estensione diagramma momenti				
C_d =	324,6	kN	Controspinta per ml di muro				
Sollecitazioni massime							
M_{sd} =	194 kN*m		per ml di muro				
V_{sd} =	275 kN		per ml di muro				

Con i calcoli di cui sopra si riportano i diagrammi delle sollecitazioni successivii

Diagramma dei momenti

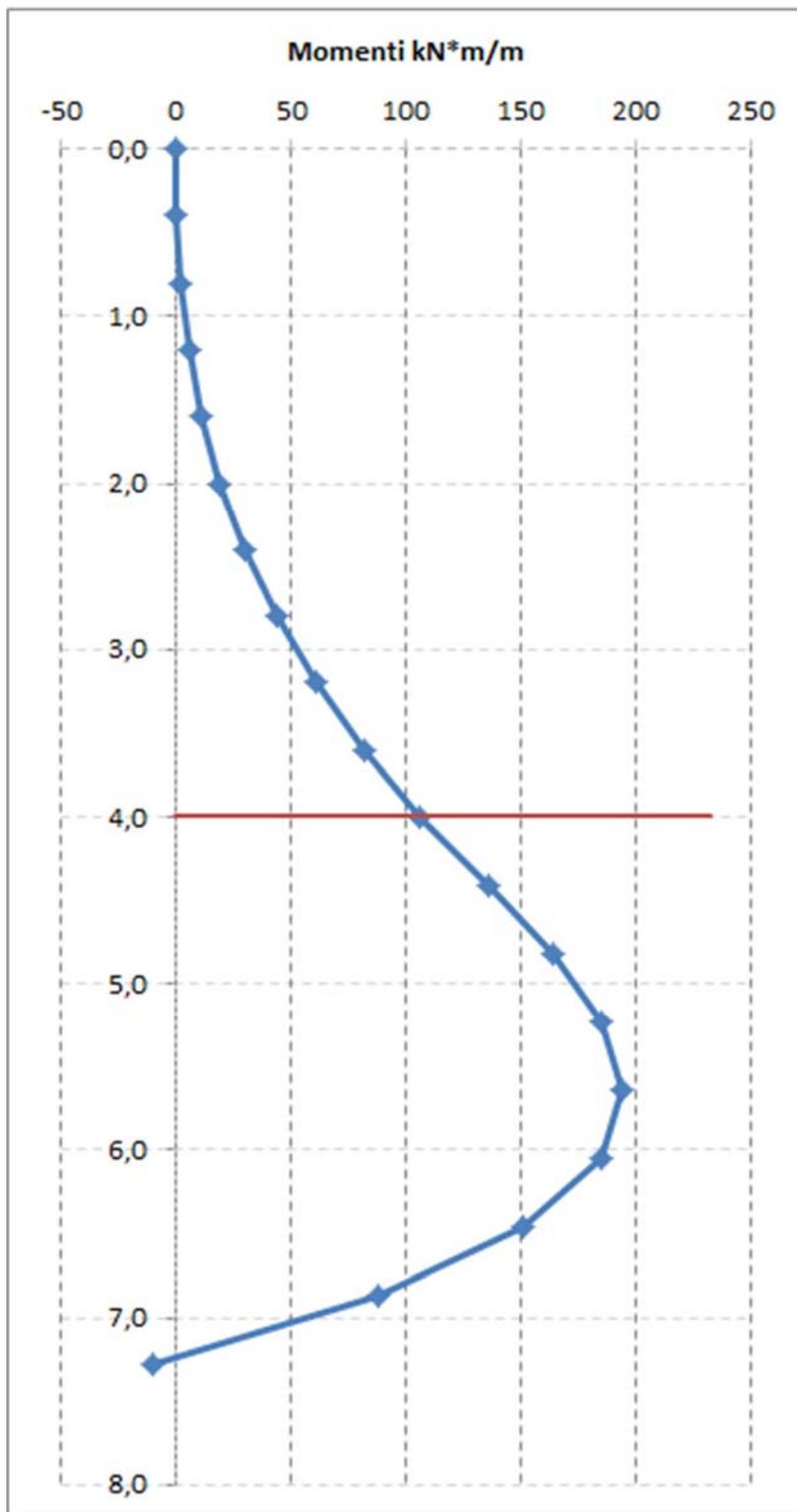


Figura 13: Momento flettente di calcolo STR Msd nella palancola per ml di estensione

$$M_{sd} = 194 \text{ kN*m/m}$$

Diagramma del taglio

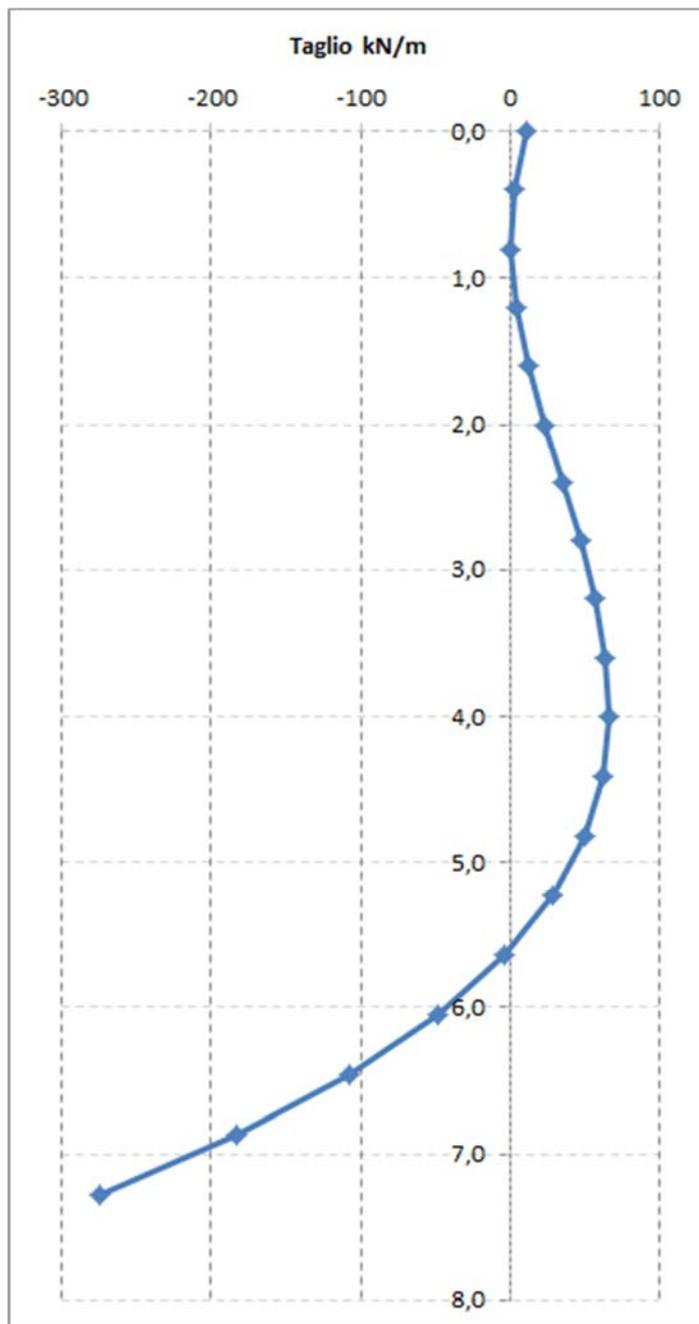


Figura 14: Taglio di calcolo STR V_{sd} nella palancola per ml di estensione

$$V_{sd} = 275 \text{ kN/m}$$

Con le sollecitazioni appena calcolate si esegue la verifica di resistenza della palancola.

9.4 Verifica di resistenza della palancolata - STR

Le sollecitazioni calcolate al paragrafo precedente sono riferite al ml di muro; considerata la geometria della palancolata, di seguito esposta, esse andranno riferite all'interasse Δx di calcolo.

La geometria della sezione di palancolata utilizzata è riportata alla successiva figura:

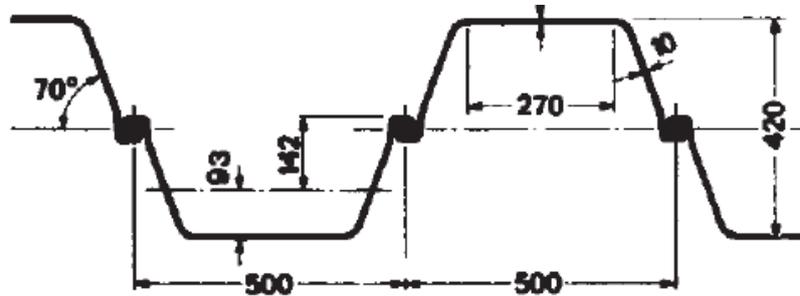


Figura 15: Sezione tipologica palancolata Larssen 23

La classificazione della sezione è svolta in relazione alla seguente figura:

Table 5-1: Classification of cross-sections

Classification	Z-profile	U-profile					
Class 1	<ul style="list-style-type: none"> - the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out 						
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Key:							
<p>b: width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio t/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used;</p> <p>t_f: thickness of the flange for flanges with constant thickness;</p> <p>r: midline radius of the corners between the webs and the flanges;</p> <p>f_y: yield strength.</p>							
<p>Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.</p>							

Figura 16: Classe di sezione secondo EC3

Per la verifica di resistenza si seguono le indicazioni dell'EC3.

Dalle tabelle di produzione si hanno i seguenti dati statici e geometrici:

Profilo	B mm	H mm	t mm	s mm	b mm	PESO kg/m	PESO PARATIA kg/m ²	MODULO DI RESISTENZA Wy cm ³ /m	MOMENTO DI INERZIA Iy cm ⁴ /m
GU 16-400	400	290	12,7	9,4		62,0	154,9	1.560	22.580
Illn	400	290	13,0	9,0	250	62,2	155,5	1.600	23.200
G62	400		13,0	9,5	320	62,0		1.600	23.200
GU 18-400	400	292	15,0	9,7		69,3	173,3,9	1.785	26.090
GU 12-500	500	340	9,0	8,5		56,6	113,2	1.155	19.640
GU 13-500	500	340	10,0	9,0		60,8	121,7	1.260	21.390
GU 15-500	500	340	12,0	10,0		69,3	138,6	1.460	24.810
VL 503	500	340	9,7	8,4	266	58,7	117,3	1.250	21.191
G61	500		10,0	9,0	285	61,0		1.275	21.900
VL 503 K	500	340	10,0	8,0	266	61,4	122,8	1.300	22.054
VL 503 Z	500	340	10,0	10,0	265	65,3	130,6	1.315	22.719
Larssen 22 10/10	500	310	10,0	10,0	340	65,4	130,0	1.300	21.100
Larssen 43	500	420	12,0	12,0		83,0	166,0	1.660	34.900
Larssen 23	500	420	9,7	8,2		77,5	155,0	2.000	42.000
Larssen 24	500	420	9,7	8,2		87,5	175,0	2.500	52.500
Larssen 24/12	500	420	10,0	9,0		92,7	185,4	2.550	53.610
Larssen 25	500	420	10,0	10,0		103,0	206,0	3.040	63.840

Figura 17: tabelle di produzione palancole

A) Verifica a flessione

La palanca è classificabile come sezione in classe 3; infatti si ha

$$B = 500 \text{ mm}$$

$$b = 270 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.7 \text{ mm}$$

$$a = b/t_f = 270/9.7 = 27.8$$

$$\varepsilon = 0.99$$

Quindi $a/\varepsilon = 28 < 49 \rightarrow$ sezione in classe 3

Per la verifica dovrà risultare

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Il momento resistente è dedotto dall'espressione: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_{yd}/\gamma_{M0}$.

Il parametro $\beta_B < 1$ tiene conto del comportamento specifico delle palancole nel loro assemblaggio.

Per la determinazione di β_B si può fare riferimento solo alla letteratura tecnica consolidata o a versioni NAD dell'EC3 (esempio quella tedesca o inglese).

Si ritrova che il parametro in esame varia nell'intervallo [0.6; 0.9].

Per il calcolo in oggetto si porrà $\beta_B = 0.6$.

Il momento di calcolo vale $M_{Sd} = 194 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} = 1940000 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$

Il modulo di resistenza elastico vale $W_{el} = 2000 \text{ cm}^3/\text{m}$

Il momento resistente vale $M_{c,Rd} = 0.6 \cdot 2000 \cdot 2238 = 2685600 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$

Si ha $M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

B) Verifica a taglio

Per il calcolo del taglio resistente, secondo l'EC3 si ha:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{vd}$$

Per il calcolo dell'area resistente a taglio A_v vale quanto riportato alla successiva figura:

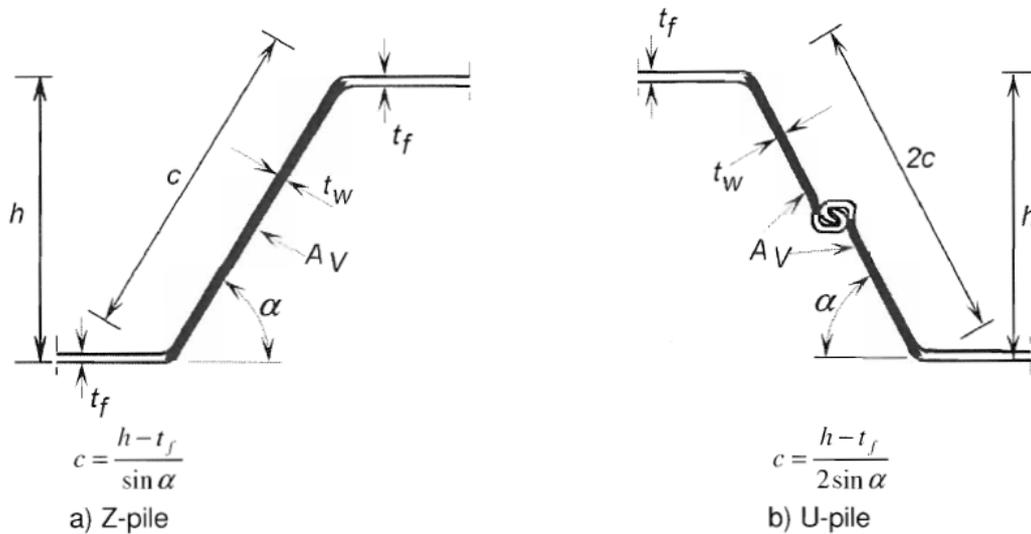


Figure 5-1: Definition of the shear area

Figura 18: Calcolo area di taglio secondo EC3

Con la figura di cui sopra alla mano l'area di taglio vale

$$A_v = t_w(h - t_f)$$

Il taglio agente è

$$V_{Sd} = 275 \text{ kN}$$

con

$$t_w = 10 \text{ mm} \quad h = 420 \text{ mm} \quad t_f = 9.7 \text{ mm} \sim 10 \text{ mm}$$

si ha

$$A_v = 1 \cdot (42 - 1) = 41 \text{ cm}^2$$

Il taglio resistente vale

$$V_{pl,Rd} = 1292 \cdot 41 = 52979 \text{ kg} \sim 530 \text{ kN}$$

Si ha $V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

Dato che risulta $V_{Sd} > 0.5 V_{pl,Rd}$ occorrerebbe ridurre il momento resistente per effetto del taglio.

$$\rho = (2V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1)^2 = [2 \cdot 275/530 - 1]^2 = 0.0014$$

$$(A_v)^2/4/t_w/\sin(\alpha) = 41^2/4/1/\sin(70) = 447 \text{ cm}^3$$

$$\text{La riduzione del } W_{pl} \text{ sarebbe di } R = 0.0014 \cdot 447 = 0.63 \text{ cm}^3$$

Tale valore è certamente trascurabile, anche alla luce del fatto che nel calcolo di M_{Rd} è stato usato il W_{el} in luogo del W_{pl} .

La verifica di resistenza si conclude complessivamente con esito positivo.

9.5 Controllo inflessione della palancolata

Per questioni di funzionalità della tracciato, si esegue il controllo dell'inflessione della palancolata, imponendo che essa si deformi al massimo per un valore di $1/100L$.

A tal fine, con i dati dei paragrafi precedenti, approfonditi nel presente paragrafo per la specifica valutazione, si esegue tale controllo.

Per la valutazione si considera una striscia di 1m di palancolata soggetta alle seguenti azioni

- Spinta del terreno a tergo;
- Azione indotta dal carico stradale.

a) Spinta delle azioni a tergo

Si considera il carico distribuiti con legge triangolare in regime di spinta attiva; la palancolata dovrà sostenere la porzione di rilevati residuo.

b) Azione indotta dal carico stradale

Per il carico stradale si assume il tandem utilizzato per le verifiche locali:

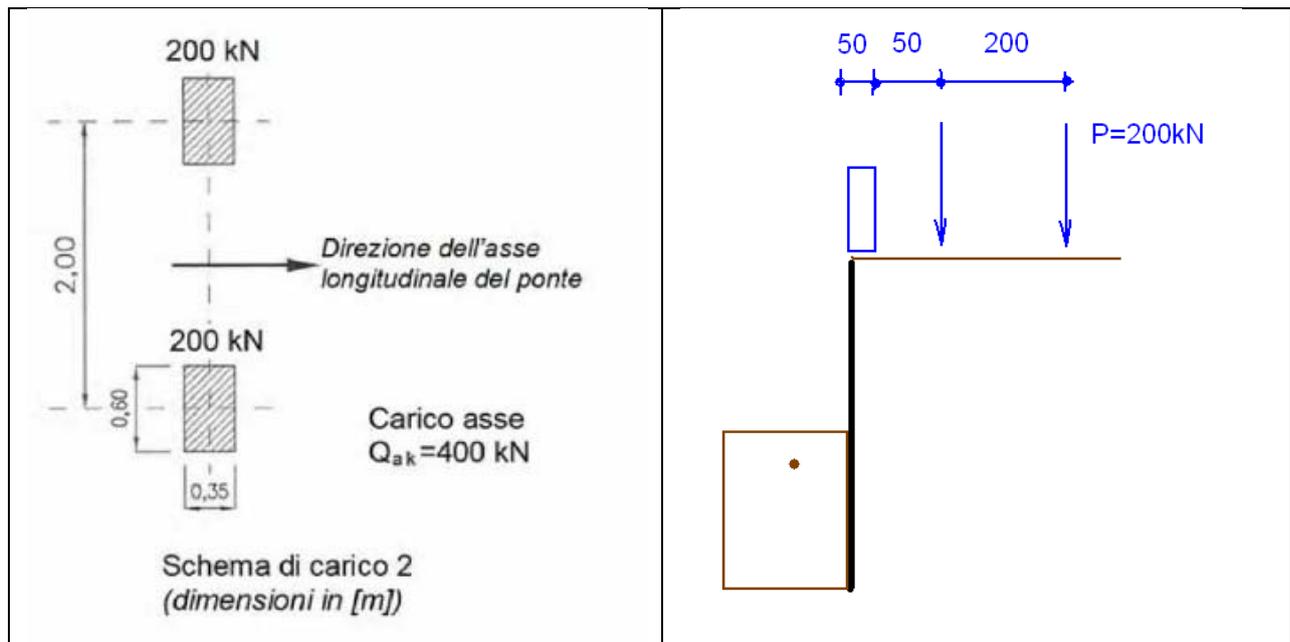


Figura 19: Schema di carico stradale a tergo scavo

Il tandem si considera applicato, cautelativamente a filo scavo considerando la larghezza della colonna di carico pari a 3.0m, pertanto esso si assumerà posto a 50cm da una barriera che venisse collocata a filo scavo, per cui si assume minimo 1m da filo scavo.

Tale situazione è evidentemente molto gravosa per la verifica in oggetto, per la presenza di tutte le opere di presidio degli scavi e quindi è certamente un limite superiore che non potrà essere superato dalle inflessioni stesse.

Con tali dati si imposta un modello di calcolo di trave a sbalzo immersa su suolo elastico.

La rigidezza delle molle è tarata secondo le indicazioni di letteratura, nello specifico e coerentemente con le altre valutazioni svolte, si segue l'approccio suggerito CALTRANS/FHWA (e riferimenti ivi contenuti):

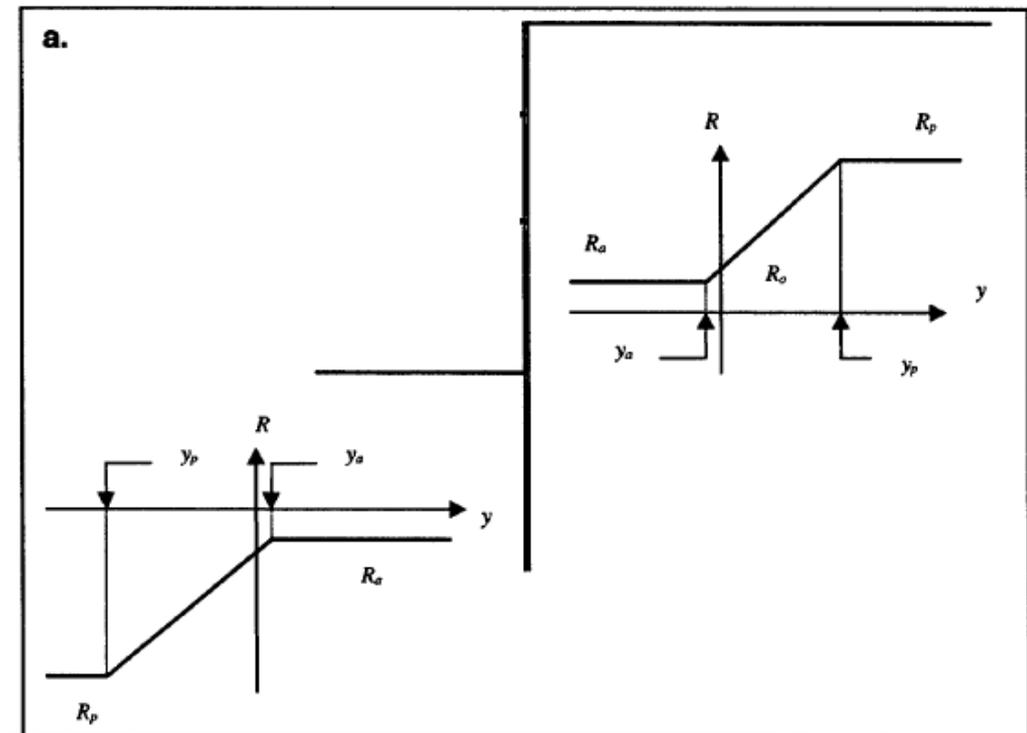


Figura 20: Modello base per la verifica delle inflessioni

Per determinare la rigidezza della molla, si utilizza l'approccio di Pfister, contenuto nei precedenti documenti.

Dalla Figura 21, per $\varphi' = 33^\circ$ si ha

$$k_h \sim 3500 \text{ t/mc} = 3.5 \text{ kg/cm}^3.$$

La rigidezza della molla concentrata ad un passo Δz sarà

$$K = k_{h1} * \Delta z$$

Per i fini pratici qui esposti, il legame delle molle è semplificato, assunto un comportamento bilaterale definito dalla rigidezza prima esposta, data la modelsta influenza dei rami di elasticità lato spinta attiva, rispetto a quello che tende verso la spinta passiva.

Inoltre, trattandosi di verifiche di carattere strutturale non si applicano fattori di riduzione ai parametri meccanici del terreno.

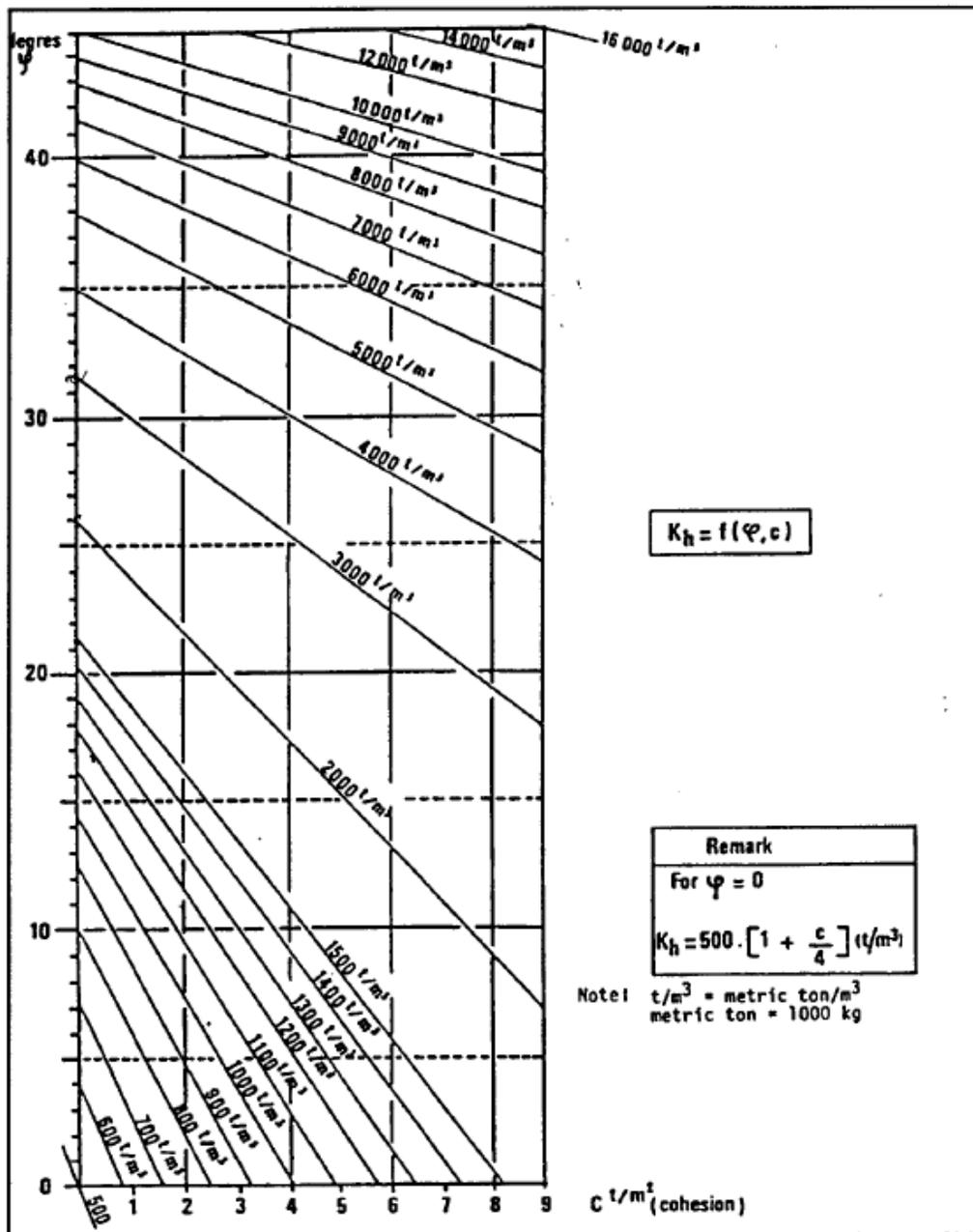


Figura 21: Determinazione della rigidità delle molle secondo Pfister et. al (1982)

Il modello di calcolo che si utilizza prevede per il tratto di infissione ($D=6\text{m}$) un passo delle molle pari a $Dz = 50\text{ cm}$;

l'altezza del tratto a sbalzo vale $h = 4.0\text{ m}$

la rigidità della molla vale $K = 100 \cdot 50 \cdot 3.5 = 17500\text{ kg/cm} = 175\text{ kN/cm}$

Per il rilevato si pone $\varphi' = 35^\circ$

Il coefficiente di spinta vale $K_a = 0.271$

La spinte del terreno valgono $p_a = 2000 \cdot 0.271 \cdot 4 = 2168\text{ kg/mq} = 21.68\text{ kN/mq}$

Per le spinte del carico tandem si assumono le azioni concentrate secondo l'approccio suggerito da Lancellota, basato su un angolo di diffusione pari a 40° dal punto di applicazione; la forza orizzontale è $F_{hj} = K_a * P$

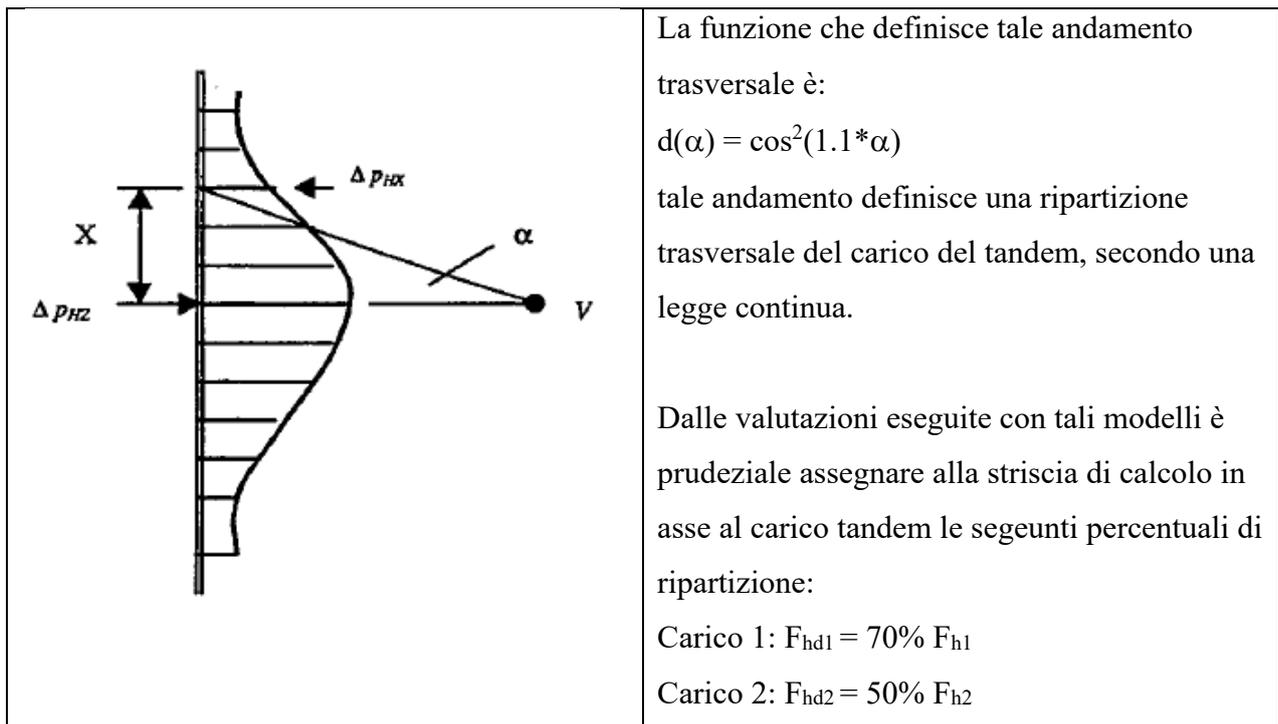
Per il tandem si hanno le azioni risultanti applicate al tratto a sbalzo in termini di risultanti e punto di applicazione dalla testa della palancola indicate alla successiva tabella:

carico	P	x	z	Fh
	kN	m	m	kN
1	200	1.00	0.84	54.2
2	200	3.00	2.52	54.2

Figura 22: Azioni del dal tandem stradale

Tali azioni sono applicate come carichi concentrati alle quote z indicate a partire dalla testa della palancolata.

Per considerare la diffusione del carico tandem nel verso dell'asse, si considera che esso diffonda con una legge del tipo Indicato in figura:



Con i carichi precedentemente definiti si ottengono gli spostamenti parziali sono di seguito riportati:

- Effetto del terreno a tergo $s = 1.0\text{cm}$
- Carico 1 del tandem $s = 1.9 \text{ cm}$
- Carico 2 del tandem $s = 0.7 \text{ cm}$

- Spostamento complessivo $w = 3.6 \text{ cm}$
- Spostamento limite $f = 400/100 = 4\text{cm} > w$

L'inflessione della palanca è nel limite fissato.

Come si nota il massimo contributo (72%) è fornito dal carico tandem, aspetto da gestire in fase di layout del cantiere.

Allegato 1: Foglio elettronico calcolo palanca

Calcolo infissione A2+M2+R2 - GEO

Dati terreno a tergo				Condizione A2+M2+R2			
$\phi' =$	35 °	=	0.6109 rad	$\gamma_{tan(\phi)} =$	1.25	$\gamma_{\gamma} =$	1.00
$\phi'_{sd} =$	29.3 °	=	0.5106 rad			$\gamma_{\alpha} =$	1.30
$K_a =$	0.343	coeff. spinta attiva Coulomb					
$\gamma' =$	2000 kg/mc						
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc			$D_x =$	0.2		
Dati terreno di infissione				x	ΔM	M_{t-q}	M_{tp}
$\phi' =$	33 °	=	0.5760 rad	4.0	133296	480269	346973
$\phi'_{sd} =$	27.5 °	=	0.4791 rad	4.2	112155	513820	401664
$K_p =$	2.711	coeff. spinta passiva Coulomb		4.4	87062	548883	461821
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc			4.6	57790	585492	527702
$\gamma'_{sd} =$	2000 kg/mc			4.8	24110	623679	599569
				5.0	-14203	663478	677681
				5.2	-57378	704921	762299
Dati scavo				5.4	-105642	748041	853683
$H =$	4.0 m			5.6	-159221	792872	952093
$q =$	1500 kg/mq			5.8	-218343	839446	1057790
$q_{sd} =$	1950 kg/mq			6.0	-283236	887797	1171033
				6.2	-354126	937956	1292083
				6.4	-431242	989958	1421200
Stima infissione				6.6	-514809	1043835	1558645
$x =$	4.93 m			6.8	-605056	1099621	1704677
$M_{t-q} =$	648763 kg*m/m			7.0	-702210	1157347	1859557
$M_{tp} =$	648430 kg*m/m			7.2	-806497	1217048	2023545
$\Delta M =$	333 kg*m/m			7.4	-918146	1278755	2196901
				7.6	-1037383	1342503	2379886
				4.85	14975	633476	618501
				5.00	-14203	663478	677681
Controspinta							
$S_{at} =$	27369 kg	Sp. Att. Terreno per ml di muro					
$S_{aq} =$	5979 kg	Sp. Att. Sovraccarico per ml di muro					
$S_{pt} =$	65804 kg	Sp. Passiva valle per ml di muro					
$C_d =$	32456 kg	Controspinta per ml di muro					
Stima zero DM							
	4.85	14975.3	$K =$	194523.1			
	5.00	-14203.19					
$x_0 =$	4.93 m	punto di nullo di DM					
$x_0 + y =$	5.91 m	infissione +20%					

Calcolo sollecitazioni STR – A1+M1+R1

Dati terreno a tergo			
$\phi' =$	35 °	=	0.6109 rad
$\phi'_d =$	29.3 °	=	0.5106 rad
$K_a =$	0.343		coeff. spinta attiva Coulomb
$\gamma' =$	20 kN/mc		
$\gamma'_{sd} =$	20 kN/mc		
Dati terreno di infissione			
$\phi' =$	33.0 °	=	0.5760 rad
$\phi'_d =$	27.5 °	=	0.4791 rad
$K_p =$	2.711		coeff. spinta passiva Coulomb
$\gamma'_{sd} =$	20 kN/mc		
$\gamma'_{sd} =$	20 kN/mc		
Dati scavo			
H =	4.0 m		
q =	15 kN/mq		sovraccarico su terrapieno
$q_{sd} =$	19.5 kN/mq		val. di calcolo
Infissione			
x =	4.93		infissione minima
Di =	5.91	m	infissione teorica totale (1,2*x)
Dd =	6.00	m	infissione reale
Lp =	10.00	m	lunghezza elemento
h+x =	8.93	m	estensione diagramma momenti
$C_d =$	324.6	kN	Controspinta per ml di muro
Sollecitazioni massime			
$M_{sd} =$	316 kN*m		per ml di muro
$V_{sd} =$	354 kN		per ml di muro

Condizione A2+M2+R2								
	$\gamma_{\tan(\phi)} =$	1.25		$\gamma_{\gamma} =$	1.00		$\gamma_R =$	1.00
				$\gamma_Q =$	1.30			
	N1 =	10	N2 =	12				
	Dx =	0.4	Du =	0.41				
	x	M_{t+q}	x	M_{fp}	M(x)	x	V(x)	
	m	kN*m/m	m	kN*m/m	kN*m/m	m	kN/m	
p.c.	0.0	0			0	0.0	7	
	0.4	1			1	0.4	3	
	0.8	3			3	0.8	4	
	1.2	7			7	1.2	9	
	1.6	13			13	1.6	17	
	2.0	23			23	2.0	28	
	2.4	35			35	2.4	39	
	2.8	51			51	2.8	51	
	3.2	72			72	3.2	63	
	3.6	97			97	3.6	73	
h	4.0	127	0.0	0	127	4.0	81	
	4.4	163	0.4	1	163	4.4	86	
	4.8	206	0.8	5	201	4.8	86	
	5.2	256	1.2	17	239	5.2	82	
	5.6	312	1.6	40	272	5.6	71	
	6.1	377	2.1	78	298	6.1	53	
	6.5	449	2.5	135	314	6.5	27	
	6.9	530	2.9	215	316	6.9	-9	
	7.3	620	3.3	320	300	7.3	-54	
	7.7	720	3.7	456	264	7.7	-110	
	8.1	830	4.1	625	204	8.1	-178	
	8.5	950	4.5	832	118	8.5	-259	
h+x	8.9	1081	4.9	1081	1	8.9	-354	
	9.3	1224	5.3	1374	-17	9.3	-464	
	9.7	1379	5.7	1716	-71	9.7	-590	
zmax	10.2	1546	6.2	2111	-165	10.2	-733	
	m	kN*m/m	m	kN*m/m	kN*m/m	m	kN/m	

Dati terreno a tergo			
$\phi' =$	35 °	=	0.6109 rad
$\phi'_d =$	35.0 °	=	0.6109 rad
$K_a =$	0.271		coeff. spinta attiva Coulomb
$\gamma' =$	20 kN/mc		
$\gamma'_{sd} =$	20 kN/mc		
Dati terreno di infissione			
$\phi' =$	33.0 °	=	0.5760 rad
$\phi'_d =$	33.0 °	=	0.5760 rad
$K_p =$	3.392		coeff. spinta passiva Coulomb
$\gamma'_{sd} =$	20 kN/mc		
$\gamma'_{sd} =$	26 kN/mc		
Dati scavo			
$H =$	4.0 m		
$q =$	15 kN/mq		sovraccarico su terrapieno
$q_{sd} =$	22.5 kN/mq		val. di calcolo
Infissione			
$x =$	4.93		infissione minima
$D_i =$	5.91	m	infissione teorica totale (1,2*x)
$D_d =$	6.00	m	infissione reale
$L_p =$	10.00	m	lunghezza elemento
$h+x =$	8.93	m	estensione diagramma momenti
$C_d =$	324.6	kN	Controspinta per ml di muro
Sollecitazioni massime			
$M_{sd} =$	194 kN*m		per ml di muro
$V_{sd} =$	275 kN		per ml di muro

Condizione A1+M1+R1								
	$\gamma_{\tan(\phi)} =$	1.00		$\gamma_{\gamma} =$	1.30		$\gamma_R =$	1.00
				$\gamma_Q =$	1.50			
	N1 =	10	N2 =	12				
	Dx =	0.4	Du =	0.41				
	x	M_{t+q}	x	M_{fp}	$M(x)$	x	$V(x)$	
	m	kN*m/m	m	kN*m/m	kN*m/m	m	kN/m	
p.c.	0.0	0			0	0.0	11	
	0.4	1			1	0.4	3	
	0.8	2			2	0.8	1	
	1.2	6			6	1.2	5	
	1.6	12			12	1.6	13	
	2.0	19			19	2.0	24	
	2.4	30			30	2.4	36	
	2.8	44			44	2.8	47	
	3.2	61			61	3.2	57	
	3.6	82			82	3.6	64	
h	4.0	107	0.0	0	107	4.0	66	
	4.4	137	0.4	1	136	4.4	62	
	4.8	172	0.8	8	164	4.8	50	
	5.2	213	1.2	27	185	5.2	29	
	5.6	259	1.6	65	194	5.6	-4	
	6.1	312	2.1	127	185	6.1	-49	
	6.5	371	2.5	220	152	6.5	-108	
	6.9	437	2.9	349	88	6.9	-183	
	7.3	511	3.3	521	-10	7.3	-275	
	7.7	592	3.7	742	-150	7.7	-386	
	8.1	681	4.1	1017	-336	8.1	-518	
	8.5	779	4.5	1354	-575	8.5	-671	
h+x	8.9	886	4.9	1758	-873	8.9	-849	
	9.3	1001	5.3	2235	-1101	9.3	-1051	
	9.7	1126	5.7	2792	-1399	9.7	-1280	
zmax	10.2	1262	6.2	3434	-1772	10.2	-1537	
	m	kN*m/m	m	kN*m/m	kN*m/m	m	kN/m	

Allegato 2: Tabulato verifica stabilità pendio

Relazione di calcolo

La seguente relazione riporta i risultati dei calcoli di stabilità eseguiti sul pendio , composto da 8 strati.

Nell'esecuzione dei calcoli, il tecnico responsabile ha utilizzato il programma Aspen 2000, prodotto dalla Newsoft s.a.s. di Cosenza. Il programma Aspen di Newsoft è diffuso su tutto il territorio nazionale ed è assistito dalla ditta produttrice. Il responsabile dei calcoli ne è licenziatario registrato.

Riferimenti legislativi

L'analisi del pendio è stata condotta in accordo alle seguenti disposizioni legislative:

Legge 02/02/74 n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

D.M. 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni."

C.M. 02/02/09 n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni."

Modellazione del pendio

Il programma utilizzato per l'analisi ha consentito di descrivere in maniera accurata la situazione stratigrafica del pendio, il profilo di falda, di assegnare i carichi esterni agenti su di esso e le opere di consolidamento presenti. Il pendio è stato quindi analizzato sotto l'azione dei carichi da peso proprio, di quelli dei manufatti presenti, dell'eventuale spinta dell'acqua sulla frattura di monte e dell'accelerazione sismica assegnata, tenendo conto del contributo alla stabilità offerto dagli interventi strutturali disposti sul pendio.

L'analisi di stabilità è stata condotta utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, nell'ipotesi di stato di deformazione piano.

L'ipotesi di stato di deformazione piano ha consentito di descrivere il pendio assegnando le caratteristiche geometriche e meccaniche della striscia di larghezza unitaria, parallela alla direzione di scorrimento. La suddetta ipotesi prescinde dall'aspetto tridimensionale in cui avviene il fenomeno franoso e da tutte le altre irregolarità in concreto presenti, quali l'anisotropia del materiale e la forma quasi sempre irregolare del pendio in senso trasversale. Comunque, in situazioni di frane aventi forma approssimativamente cilindrica e molto allungata in direzione ortogonale al piano di deformazione, l'ipotesi di stato di deformazione piano è ritenuta sufficientemente accurata per rappresentare il fenomeno franoso che avviene nella parte centrale della frana. In queste condizioni i metodi di equilibrio limite portano ad una valutazione in genere sotto stimata del reale fattore di sicurezza del pendio.

Criterio di Mohr-Coulomb

Posizione base del metodo dell'equilibrio limite è che, in condizioni di incipiente scivolamento la tensione tangenziale T_f agente sulla superficie di scivolamento in opposizione al movimento sia espressa dalla formula di Mohr-Coulomb:

$$T_f = c' + (S_n - U_w) \operatorname{tg} F_i'$$

in cui:

- c' è la coesione in termini di pressioni effettive,
- S_n è la pressione normale totale,
- U_w è la pressione neutra,
- F_i' è l'angolo di attrito interno.

Le quantità c' e F_i' sono ovviamente caratteristiche del terreno, mentre S_n e U_w dipendono dalla superficie di rottura considerata.

L'applicazione di un fattore di sicurezza $F > 1$ fa sì che nella impostazione dell'equilibrio ci si riferisca alla tensione ridotta:

$$T = [c' + (S_n - U_w) \operatorname{tg} F_i'] / F$$

Sarà questa la tensione resistiva da considerare nell'equilibrio della massa in frana.

Discretizzazione in strisce

Per tener conto in modo semplice ma sufficientemente accurato dell'andamento variabile delle tensioni lungo la superficie di scivolamento, l'intero pendio viene suddiviso in un insieme opportunamente fitto di strisce verticali.

La generica striscia è sottoposta ad un sistema di forze derivanti sia da azioni interne (peso proprio ed eventuale carico sismico) sia da azioni di contatto agenti sul piano di campagna, sulle due interfacce (di sinistra e di destra) che la collegano alle strisce adiacenti e sulla parte della superficie di scivolamento che taglia la striscia.

Assumendo uno spessore trasversale unitario, possiamo distinguere:

- Wv Carico verticale totale sulla striscia (peso terreno, interventi, carichi agenti, azioni di tiranti, muri e paratie);
- Wo Carico orizzontale totale (azione sismica, azione di tiranti);
- E' Risultante delle tensioni normali effettive sull'interfaccia;
- Eu Risultante delle tensioni neutre sull'interfaccia;
- T Risultante delle tensioni tangenziali sull'interfaccia;
- N' Risultante delle tensioni normali effettive agenti lungo la superficie di scivolamento;
- Nu Risultante delle tensioni neutre agenti lungo la superficie di scivolamento;
- S Risultante delle tensioni tangenziali agenti lungo la superficie di scivolamento.

Termini noti

Le risultanti dei carichi Wv e Wo e le risultanti delle tensioni neutre Eu ed Nu sono in generale note sia in intensità sia in posizione (sono infatti o direttamente definite o facilmente calcolabili dai dati del problema).

Termini incogniti

Tutte le altre risultanti sono da considerare incognite sia in termini di intensità sia di posizione. Per l'intero pendio, che pensiamo suddiviso in n strisce.

Abbiamo così le seguenti variabili:

- $n-1$ risultanti normali E' agenti sulle $(n-1)$ interfacce;
- $n-1$ risultanti tangenziali T agenti sulle $(n-1)$ interfacce;
- n risultanti normali N' agenti sulle n intercette della superficie di scivolamento;
- n risultanti tangenziali S agenti sulle n intercette della superficie di scivolamento;
- $n-1$ ascisse di applicazione delle forze orizzontali E';
- n ascisse di applicazione delle forze normali N';
- 1 fattore di sicurezza F del pendio.

per un totale quindi di $(6n-2)$ incognite.

Le equazioni disponibili

Per ciascuna delle n strisce del pendio, possiamo scrivere tre equazioni di equilibrio di corpo rigido (in direzione orizzontale, verticale e alla rotazione) e una condizione di Mohr-Coulomb.

Il problema sotto determinato

Il problema, così caratterizzato da $4n$ equazioni e $(6n-2)$ incognite, risulta ovviamente sottodeterminato e richiede pertanto $(2n-2)$ assunzioni indipendenti per poter essere risolto in modo univoco.

Comparazione dei metodi risolutivi

La maggior parte dei metodi dell'equilibrio limite assumono come noto il punto di applicazione della forza normale N agente alla base della striscia (generalmente posizionato nel punto medio). In tal modo restano ancora $(n-2)$ assunzioni da effettuare. Un modo semplice di introdurre ulteriori assunzioni è quello di definire la posizione delle forze orizzontali di interfaccia E' (come nel metodo di Janbu) o il rapporto T/E' tra le forze verticali ed orizzontali di interfaccia (come nei metodi di Bishop e di Spencer).

Metodi parzialmente equilibrati

Ciò conduce però ad un totale di $(n-1)$ assunzioni e pertanto rende sovradeterminato il problema: diventa cioè impossibile verificare contemporaneamente tutte le equazioni di equilibrio del problema di cui almeno una viene ad essere ignorata (ad esempio l'equazione globale alla traslazione orizzontale nel metodo di Bishop o quella alla rotazione globale nel metodo di Janbu).

Metodi totalmente equilibrati

Metodi totalmente equilibrati, che verificano cioè tutte le equazioni del problema, possono essere ottenuti introducendo un ulteriore parametro incognito che permetta di pareggiare il numero di equazioni e di incognite.

I vari metodi per l'analisi di stabilità dei pendii disponibili in letteratura, a parte differenze di dettaglio relative al modo con cui sono calcolate le varie quantità in gioco o per come viene condotta la sequenza iterativa necessaria alla soluzione del problema, si differenziano sostanzialmente per il numero e tipo di assunzioni operate, come mostrato in tabella.

Metodo	Assunzioni operate	Equilibri mancanti
Fellenius	Non sono considerate le forze di interstriscia	rotazione
Bishop	Si assumono nulle le forze e i tagli di interstriscia	traslazione orizzontale
Janbu	Si assume la posizione delle forze orizzontali di interstriscia E in funzione dell'altezza totale del concio	rotazione
Bell	Viene ipotizzata la distribuzione delle tensioni normali sulla superficie di scivolamento	nessuno
Morgenstern & Price	La direzione della risultante delle forze di interstriscia è definita usando una funzione arbitraria	nessuno

I metodi di tipo totalmente equilibrato, come quello di Morgenstern Price, risultano ovviamente di utilizzo più complesso ma sono allo stesso tempo più accurati ed affidabili.

Metodo utilizzato nell'analisi

Nell'analisi è stato utilizzato il metodo di Morgenstern & Price.

Il metodo, sviluppato da Morgenstern, Price ed altri autori inglesi dell'Imperial College nella seconda metà degli anni '60, assume la sola ipotesi che il rapporto T/E tra le forze verticali ed orizzontali di interstriscia sia esprimibile attraverso una funzione incognita i cui parametri sono ricavati dall'equilibrio globale del corpo in frana. Diviene così possibile definire una soluzione totalmente equilibrata, che rispetta cioè tutte le equazioni di equilibrio del problema; tuttavia il metodo non conduce ad una formula finale semplice, come nei metodi precedenti, ma ad un sistema di equazioni nonlineari da risolvere mediante uno schema iterativo alla Newton-Raphson e risulta pertanto sensibilmente più complesso ed oneroso. Il metodo resta comunque caratterizzato da una elevata accuratezza ed affidabilità e viene assunto come riferimento in tutti i metodi successivi che propongono solo differenze di dettaglio, spesso originate da sole esigenze di semplificazioni di calcolo. La sua maggiore complessità ne ha tuttavia limitato la diffusione nella pratica professionale.

L'implementazione contenuta in ASPEN è caratterizzata da un calcolo molto accurato delle forze in gioco e da alcune varianti nello schema iterativo di soluzione che ne migliorano sensibilmente l'affidabilità numerica e la velocità di esecuzione.

Considerazioni conclusive

L'analisi di stabilità è stata condotta con l'Approccio 1 Combinazione 2, indicata al p. 6.8.2 delle Ntc 2008.

Nell'analisi sono stati assunti fattori di sicurezza parziali differenziati per i contributi di attrito, di coesione e per la resistenza globale, assunti rispettivamente pari a 1.25, 1.25, 1.10.

La definizione dei fattori di sicurezza è in accordo con le disposizioni di normativa e tiene conto di considerazioni relative al livello di conoscenze raggiunto, al grado di affidabilità dei dati disponibili, alla complessità della situazione geologica e geotecnica, alla esperienza locale su pendii naturali in situazione simile, nonché alle conseguenze di una eventuale frana.

I risultati della verifica di stabilità, eseguita col metodo di Morgenstern-Price, mostrano che il pendio in esame, sotto l'azione del peso proprio, dei carichi applicati, tenendo conto dei contributi di stabilità offerti dagli interventi di consolidamento applicati, considerando i fattori di sicurezza parziali sui contributi di attrito e coesione indicati, è caratterizzato da un coefficiente di sicurezza minimo allo scorrimento pari a 2.86 registrato sulla superficie di rottura 27 di forma circolare.

Tale valore è maggiore al limite minimo accettabile per la sicurezza, assunto pari a 1.10.

La verifica di stabilità è pertanto soddisfatta.

Materiali

n.	Nome	ps kg/mc	pw kg/mc	c kg/mq	fi gradi
1	Rillevato	1900	2000	0	35.0
2	Ghiaia_Sup	1900	2000	0	33.0
3	Ghiaia_L	1900	2000	0	30.0
4	Ghiaia_b	1900	2000	0	35.0

Strati

n.	Nome	Sequenza nodi	Materiale	Falda
	OCA0_R_G_E_GC_RE_0808_B			

1	PC	1 17 16 2 3 4	1: Rilevato	0: Assente
2	Base Rilevato	13 3	2: Ghiaia_Sup	0: Assente
3	QFalda	20 21	2: Ghiaia_Sup	1: falda
4	Str1	14 15	2: Ghiaia_Sup	1: falda
5	Str2	5 6	3: Ghiaia_L	1: falda
6	Str3	7 8	3: Ghiaia_L	1: falda
7	Str4	9 10	4: Ghiaia_b	1: falda
8	Str5	11 12	4: Ghiaia_b	1: falda

Carichi

n.	Ap	Nome	Nodi	Forza kg/mq
1	si	stradale	17 16	2000

Paratie

n.	Ap	Nome	tipo	xo m	yo m	hp m	sp m	it m	alfa gradi	ps kg/mc	tau kg/cmq	fsic
1	si	Palancola	continua	30.00	0.00	10.00	0.50		270.0	7850	10.6	1.50

Risultati di analisi

Parametri di analisi del pendio

Metodo utilizzato: Morgenstern-Price

Normativa adottata: Ntc 2008

Fattore di sicurezza applicato su contributi di attrito: 1.25

Fattore di sicurezza applicato su contributi di coesione: 1.25

Fattore di sicurezza richiesto su resistenza globale in assenza di sisma: 1.10

Fattore di sicurezza richiesto su resistenza globale in presenza di sisma: 1.10

Zona sismica: nessuna

Quadro sintetico dei coefficienti di sicurezza

n.	Nome	geometria	vol mc	soluzione	Swi kg	fs	ok
1	Circolare 1-1 MC1	C: [27.00 6.00] R:20.00 [m]	334	regolare	0	4.952	si
2	Circolare 2-1 MC1	C: [28.66 6.00] R:20.00 [m]	327	regolare	0	4.416	si
3	Circolare 3-1 MC1	C: [30.32 6.00] R:20.00 [m]	320	regolare	0	4.000	si
4	Circolare 4-1 MC1	C: [31.98 6.00] R:20.00 [m]	314	regolare	0	3.718	si
5	Circolare 5-1 MC1	C: [33.64 6.00] R:20.00 [m]	307	regolare	0	3.502	si
6	Circolare 6-1 MC1	C: [35.30 6.00] R:20.00 [m]	301	regolare	0	3.436	si
7	Circolare 7-1 MC1	C: [36.96 6.00] R:20.00 [m]	293	regolare	0	3.452	si
8	Circolare 1-2 MC1	C: [27.00 7.00] R:20.00 [m]	298	regolare	0	4.756	si
9	Circolare 2-2 MC1	C: [28.66 7.00] R:20.00 [m]	292	regolare	0	4.200	si
10	Circolare 3-2 MC1	C: [30.32 7.00] R:20.00 [m]	285	regolare	0	3.793	si
11	Circolare 4-2 MC1	C: [31.98 7.00] R:20.00 [m]	278	regolare	0	3.485	si
12	Circolare 5-2 MC1	C: [33.64 7.00] R:20.00 [m]	271	regolare	0	3.300	si
13	Circolare 6-2 MC1	C: [35.30 7.00] R:20.00 [m]	265	regolare	0	3.224	si
14	Circolare 7-2 MC1	C: [36.96 7.00] R:20.00 [m]	258	regolare	0	3.223	si
15	Circolare 1-3 MC1	C: [27.00 8.00] R:20.00 [m]	263	regolare	0	4.587	si
16	Circolare 2-3 MC1	C: [28.66 8.00] R:20.00 [m]	257	regolare	0	3.989	si
17	Circolare 3-3 MC1	C: [30.32 8.00] R:20.00 [m]	250	regolare	0	3.611	si
18	Circolare 4-3 MC1	C: [31.98 8.00] R:20.00 [m]	244	regolare	0	3.282	si
19	Circolare 5-3 MC1	C: [33.64 8.00] R:20.00 [m]	237	regolare	0	3.098	si
20	Circolare 6-3 MC1	C: [35.30 8.00] R:20.00 [m]	230	regolare	0	3.034	si
21	Circolare 7-3 MC1	C: [36.96 8.00] R:20.00 [m]	224	regolare	0	3.017	si
22	Circolare 1-4 MC1	C: [27.00 9.00] R:20.00 [m]	230	regolare	0	4.428	si
23	Circolare 2-4 MC1	C: [28.66 9.00] R:20.00 [m]	224	regolare	0	3.819	si
24	Circolare 3-4 MC1	C: [30.32 9.00] R:20.00 [m]	217	regolare	0	3.406	si
25	Circolare 4-4 MC1	C: [31.98 9.00] R:20.00 [m]	210	regolare	0	3.096	si
26	Circolare 5-4 MC1	C: [33.64 9.00] R:20.00 [m]	204	regolare	0	2.917	si
27	Circolare 6-4 MC1	C: [35.30 9.00] R:20.00 [m]	197	regolare	0	2.856	si
28	Circolare 7-4 MC1	C: [36.96 9.00] R:20.00 [m]	190	regolare	0	3.145	si
29	Circolare 1-5 MC1	C: [27.00 10.00] R:20.00 [m]	198	regolare	0	4.409	si
30	Circolare 2-5 MC1	C: [28.66 10.00] R:20.00 [m]	191	regolare	0	3.674	si
31	Circolare 3-5 MC1	C: [30.32 10.00] R:20.00 [m]	185	regolare	0	3.231	si
32	Circolare 4-5 MC1	C: [31.98 10.00] R:20.00 [m]	178	regolare	0	2.967	si
33	Circolare 5-5 MC1	C: [33.64 10.00] R:20.00 [m]	171	regolare	0	3.041	si
34	Circolare 6-5 MC1	C: [35.30 10.00] R:20.00 [m]	165	regolare	0	3.829	si
35	Circolare 7-5 MC1	C: [36.96 10.00] R:20.00 [m]	158	regolare	0	8.816	si
36	Circolare 1-6 MC1	C: [27.00 11.00] R:20.00 [m]	168	regolare	0	12.743	si
37	Circolare 2-6 MC1	C: [28.66 11.00] R:20.00 [m]	161	regolare	0	6.528	si
38	Circolare 3-6 MC1	C: [30.32 11.00] R:20.00 [m]	154	regolare	0	5.362	si
39	Circolare 4-6 MC1	C: [31.98 11.00] R:20.00 [m]	147	regolare	0	5.656	si
40	Circolare 5-6 MC1	C: [33.64 11.00] R:20.00 [m]	141	regolare	0	9.138	si
41	Circolare 6-6 MC1	C: [35.30 11.00] R:20.00 [m]	134	regolare	0	9.597	si
42	Circolare 7-6 MC1	C: [36.96 11.00] R:20.00 [m]	128	regolare	0	12.009	si