



Provincia di Novara



COMUNE DI PARUZZARO



Regione Piemonte

Committente

**SBS s.r.l.**

Via Circonvallazione sn – 28010 Miasino (NO)

Progettista

**Arch. Giancarlo PRIMATESTA**

**Piano Regolatore Generale Comunale  
Variante Semplificata ex art. 17bis comma 4 - L.R. 56/1977 e s.m.i.**

**AMPLIAMENTO SEDE LOGISTICA**



**RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA**

(D.M. 17.01.2018 – L.R. 45/1989)

**NOVEMBRE 2023**

Dott. Geol. Corrado Caselli



**CORRADO CASELLI**  
**GEOLOGYCONSULTING**  
28887 Omegna VB Italia



## **SOMMARIO**

<b><u>1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE</u></b>	<b><u>3</u></b>
<b><u>2. DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE MODIFICHE PROGETTUALI</u></b>	<b><u>4</u></b>
<b><u>3. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</u></b>	<b><u>6</u></b>
3.1. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI (FK)	6
<b><u>4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI</u></b>	<b><u>8</u></b>
4.1. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE TERRE RINFORZATE	8
4.1.1. ANALISI DI STABILITA' DEL PENDIO	18
<b><u>5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</u></b>	<b><u>21</u></b>

## **1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE**

---

Nell'ambito della procedura autorizzativa ex L.R. 45/1989 per le aree sottoposte a vincolo idrogeologico, la Regione Piemonte, Direzione Ambiente, Energia e Territorio – Settore Tecnico Piemonte Nord, ha formalizzato le seguenti richieste di integrazioni:

In riferimento alla richiesta di autorizzazione ex L.R. 45/89 di cui in oggetto, lo scrivente Ufficio, presc  
atto:

- a) di quanto è stato possibile evincere dall'istruttoria documentale e di quanto emerso nel corso del sopralluogo esperito il 27/04/2023 in cui erano state chieste verbalmente, ai tecnici e progettisti convenuti, di produrre delle integrazioni documentali al fine di consentire il completamento dell'istruttoria;
- b) del fatto che ad oggi, rispetto a quanto stabilito nel corso del sopralluogo ed alla corrispondenza ufficiosa intercorsa, nessuna delle integrazioni richieste verbalmente è ancora pervenuta;

chiede che la documentazione progettuale presentata venga integrata con una relazione tecnica dettagliata, comprensiva di planimetrie e disegni esplicativi, che dimostri l'assenza di interferenze tra il progetto dell'area di parcheggio posta a sud-est e la sottostante opera di sostegno.

Al fine di ottemperare alla richiesta si è proceduto alla redazione del presente elaborato tecnico, nel quale, in estrema sintesi, saranno descritte le modifiche progettuali intervenute nell'area specifica di interesse, valutati i rapporti con le opere di sostegno esistenti ed eseguite le verifiche geotecniche di stabilità ai sensi del D.M. 17.01.2018.

### **Normativa di riferimento**

#### **Legge regionale n. 45 del 09 agosto 1989**

Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 agosto 1981, n. 27.

#### **Circolare del Presidente della Giunta Regionale del 10.09.2018 N. 3/AMB**

*Legge regionale 9 agosto 1989, n. 45 (Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici). Note interpretative e indicazioni procedurali. Revoca della circolare 4/AMD/2012*

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

*Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018*

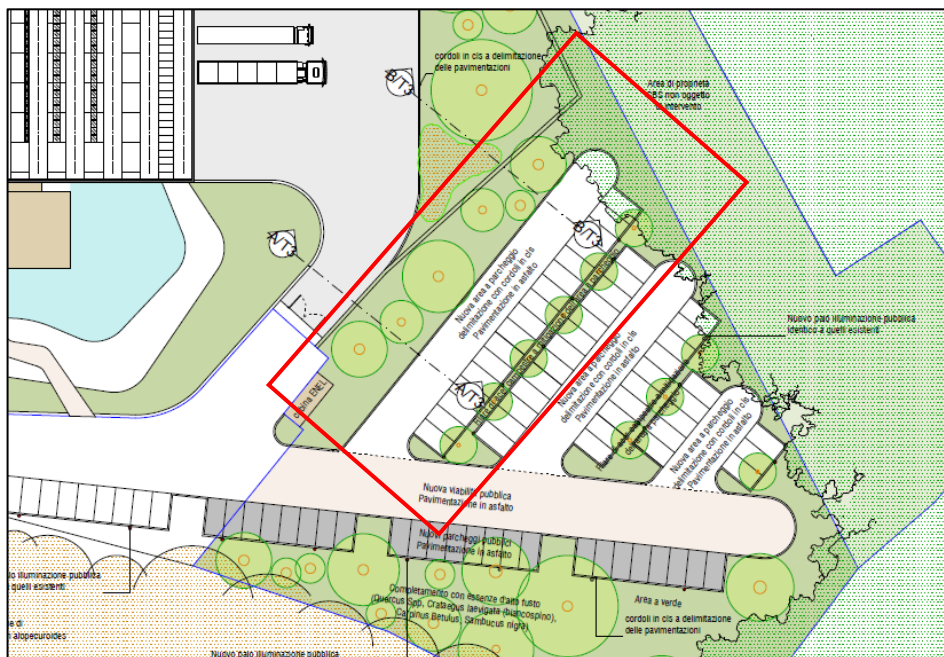
## 2. DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE MODIFICHE PROGETTUALI

A seguito di una più attenta valutazione delle esigenze logistiche della ditta, è stato parzialmente modificato l'assetto dell'area a parcheggio situata a Sud-Est dell'insediamento produttivo.

In particolare, come si evince dagli stralci grafici che seguono, nella versione del progetto più recente (aprile 2023) è stato eliminato l'allineamento di posti auto più prossimo all'area dello stabilimento SBS, che inizialmente incombeva sulle opere di sostegno in terre rinforzate esistenti che attualmente delimitano l'area interna e gli spazi di manovra.

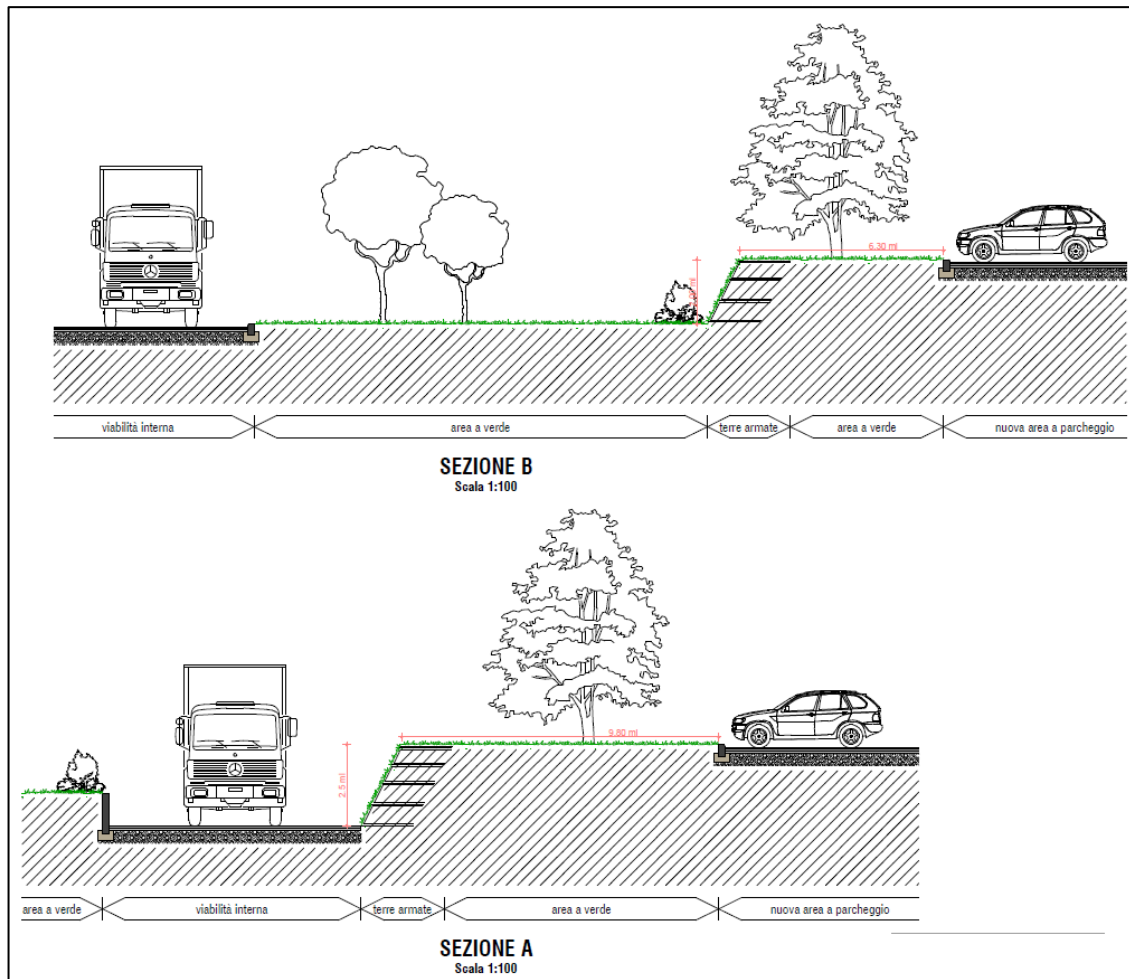


*Planimetria di progetto – Ottobre 2021*



*Planimetria di progetto – Aprile 2023*

Nelle sezioni che seguono è possibile apprezzare la posizione dell'area parcheggio rispetto al piano sottostante e valutare i rapporti con le opere di sostegno esistenti.



*Sezioni di progetto*

Dalla sezione B, che si riferisce al settore di parcheggio più prossimo alle opere di sostegno, si può evincere che la distanza minima risulta superiore a 6 m e che i sovraccarichi indotti dalla presenza della nuova infrastruttura non andranno a interferire con le opere esistenti.

La modifica progettuale ha di fatto eliminato le interferenze tra la nuova opera infrastrutturale (area a parcheggio) e le opere di sostegno esistenti (terre rinforzate), in ogni caso si è proceduto a eseguire le verifiche geotecniche di stabilità delle opere, tenendo conto della presenza dei sovraccarichi a monte.

### 3. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico dei parametri di terreno è stato assunto da quanto emerso dalle indagini effettuate durante la stesura della Relazione Geologica, a cui si rimanda per ulteriori precisazioni.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali (cap. 6.2.2. – NTC 2008).

Il modello geotecnico di riferimento deriva dalla sintesi dei dati ottenuti dalle indagini eseguite e per analogia con prove eseguite su materiali dello stesso tipo:

Unità geotecnica	Descrizione	$\varphi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\mu$
A	Terreno vegetale	20-25	10-30	1.60	0.35
A/1	Depositi rimaneggiati	20-25	10-100	1.60-1.80	0.33-0.35
B	Sabbie fini deb. Argillose	25-30	50-100	1.70	0.33
C	Sabbie con ghiaia e ciottoli	30-35	200-400	1.80	0.30

$\varphi$	=	Angolo di attrito
E	=	Modulo elastico (Young)
$\gamma$	=	Peso di volume secco
$\mu$	=	Coefficiente di Poisson

#### 3.1. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI (fk)

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Relativamente ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici. Il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo (quale può essere ad esempio il peso specifico del terreno) è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.

Il valore caratteristico k rappresenta la soglia al di sotto del quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove

Ad esempio asserire che il peso dell'unità di volume di un terreno è pari a 20 kN/m<sup>3</sup>, ed insieme dire che esso è il suo valore caratteristico, vuol dire che esiste una probabilità del 5% che il peso sia inferiore 20 kN/m<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda il calcolo geotecnico esistono due approcci seguiti per la determinazione dei parametri caratteristici:

- approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove.
- valutazione dei parametri caratteristici in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato.

Questo secondo approccio si basa sul presupposto che l'approccio probabilistico non sia adatto a modellare il reale comportamento del terreno; per esempio, nel caso di stato limite ultimo si dovranno considerare i parametri di resistenza (angolo di attrito e coesione) relativi alla fase post-critica del materiale, cioè quelli relativi ad elevati livelli di deformazione.

Nella Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.7 del 21.01.2019, relativa alle istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle N.T.C. 2018, viene al proposito riportato come nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, mentre valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti

volumi di terreno (es.: fronti di scavo di modesta ampiezza, plinti e travi non collegati), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

In particolare in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

Volumi di terreno interessati	Verifica	Parametri geotecnici caratteristici
Elevati	Stabilità pendii Capacità portante fondazioni	VALORI MEDI
Piccoli	Scorrimento muro di contenimento	VALORI MINIMI

Nel caso in oggetto, scartato l'approccio probabilistico in assenza di un numero adeguato di dati sperimentali, tenuto conto che le verifiche geotecniche si riferiscono alla stabilità globale del pendio, si ritiene corretto utilizzare i valori medi definiti dai range di variazione di cui al capitolo precedente.

Unità geotecnica	Descrizione	$\varphi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\mu$
A	Terreno vegetale	22.5	20	1.60	0.35
A/1	Depositi rimaneggiati	22.5	55	1.70	0.34
B	Sabbie fini deb. Argillose	27.5	75	1.70	0.33
C	Sabbie con ghiaia e ciottoli	32.5	300	1.80	0.30

(\*) : la coesione viene sempre considerata pari a zero nelle verifiche

Nelle verifiche di stabilità che seguono, tenuto conto della stratigrafia dell'area di interesse verificata in fase di realizzazione dell'edificio esistente e delle opere di sostegno, è stato considerata la presenza di un monostrato con le caratteristiche dell'unità C, non essendo stata riscontrata nell'area la presenza oppure essendo state rimosse in fase di scavo le unità geotecniche A, A/1 e B.

## 4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

In ottemperanza ai disposti del D.M. 17.01.2018, si procederà di seguito alla verifica e al dimensionamento dell'opera in terra rinforzata nonché alla verifica di stabilità globale riferita alla sezione B-B'.

### 4.1. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE TERRE RINFORZATE

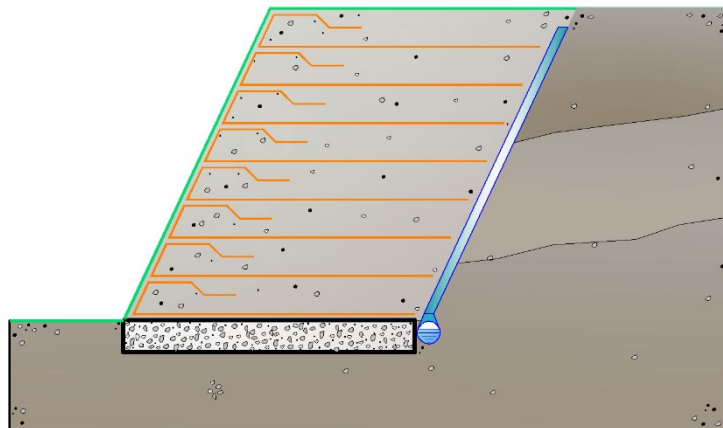
Le opere in progetto sono caratterizzate da dimensioni modeste, tuttavia si procederà, come previsto dal D.M. 17.01.2018, alla verifica della soluzione progettuale attraverso l'esecuzione delle verifiche di stabilità delle terre armate rispetto al **ribaltamento**, allo **scorrimento** ed al **carico limite**.

Le **verifiche interne** sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

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

Le verifiche effettuate comprendono:

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



#### Verifica a rottura

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

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

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

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

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

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



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

### Verifica a sfilamento

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

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

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

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

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

dove:

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

$f_b$  Coefficiente di Pullout;

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

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

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

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

## Posizione e caratteristiche rinforzi

### Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0117
Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0058

### Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0.0	0.0
2	0.73	2.1
3	2.73	2.1
4	2.0	0.0

Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
XGrid PET PVC 80/30 IT	Geosintetici	47.11 kN/m

### Terreno rinforzo

Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza a taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Angolo attrito terreno rinforzo	22 °

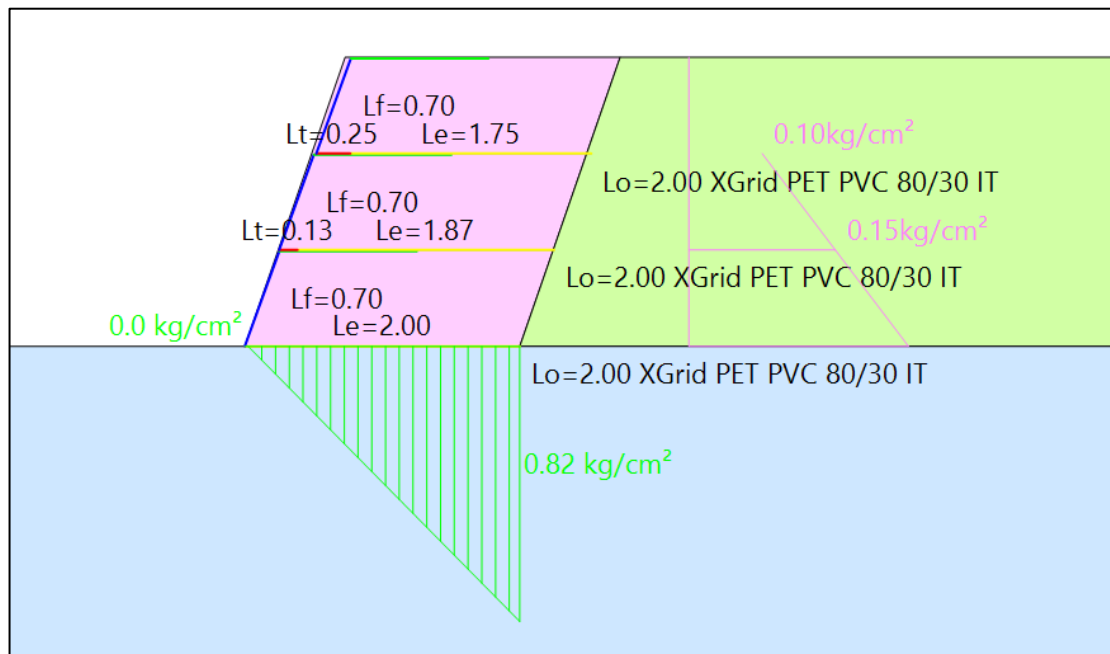
**Terreno riempimento**

Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza a taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terra muro	22 °

**Terreno fondazione**

Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza a taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>

Nr.	X (m)	y (m)	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Fs sfilamento	Fs rottura
1	0.0	0.0	1	0.7	0	2	2	9.3	4.64
2	0.25	0.7	1	0.7	0.13	1.87	2	8.68	6.96
3	0.52	1.4	1	0.7	0.25	1.75	2	8.15	13.92



**Sezione di verifica**

**Combinazioni di calcolo**

**Combinazione 1 (A1+M1+R3)**

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Spinta falda	1.30
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00

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

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.4
3	Scorrimento	1.1
4	Resistenza terreno	1.4
5	Ribaltamento	1.15

**Combinazione 2 (A\_Unitari+M1+R)**

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00

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

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1.2
5	Ribaltamento	1

**Combinazione 2 (A\_Unitari+M1+Beta(50%))**

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	1.50
5	Spinta sismica in y	0.00

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

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1.2
5	Ribaltamento	1

**Combinazione 1 (A1+M1+R3)**

Nr.	X (m)	y (m)	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	1	0.7	0	2	2	9.3	4.64
2	0.25	0.7	1	0.7	0.13	1.87	2	8.68	6.96
3	0.52	1.4	1	0.7	0.25	1.75	2	8.15	13.92

**VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2.7/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2.7/2.1) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

**Discretizzazione terreno**

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2.1	0.0	1800.0	0.0	32.5	22.0	0.0	0.0

**Coefficienti di spinta ed inclinazioni**

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

μ	Ka	Kd	Dk
68.0	0.27	0.28	0.01

**Spinte risultanti e punto di applicazione**

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	1289.81	521.12	2.73	0.7
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	2.73	0.7
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Peso muro	0.0	7560.0	1.37	1.05
Momento stabilizzante		11742.05	Kgm	
Momento ribaltante		902.86	Kgm	

---

### Verifica alla traslazione

---

Sommatoria forze orizzontali	1289.807 Kg
Sommatoria forze verticali	8081.115 Kg
Coefficiente di attrito	0.6370703
Adesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	8081.115 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	1289.808 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>3.63</b>
<b>Traslazione verificata Csd &gt; 1</b>	

---

### Verifica al ribaltamento

---

Momento stabilizzante	11742.05 Kgm
Momento ribaltante	902.8646 Kgm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>14.96</b>
<b>Muro verificato a ribaltamento Csv&gt;1</b>	

---

### Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

---

Somma forze in direzione x	1289.807 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	8081.115 Kg
Somma momenti	-10839.18 Kgm
Larghezza fondazione	2 m
Eccentricità su B	0.3412977 m
Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	24.58455
Nc	37.02033
Ng	32.59831
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	0.7062595
ic	0.6938047
ig	0.5935352
Carico limite verticale (Qlim)	21587.11 Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>2.67</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>	

---

### Tensioni sul terreno

---

Ascissa centro sollecitazione	1.341298 m
Larghezza della fondazione	2 m
x = 0.02	Tensione... 0 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2.0	Tensione... 0.8178825 kg/cm <sup>2</sup>

**Combinazione 2 (A\_Unitari+M1+R)**

Nr.	X (m)	y (m)	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	1	0.7	0	2	2	12.1	6.03
2	0.25	0.7	1	0.7	0.13	1.87	2	11.28	9.05
3	0.52	1.4	1	0.7	0.25	1.75	2	10.59	18.1

**VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2.7/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2.7/2.1) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

**Discretizzazione terreno**

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2.1	0.0	1800.0	0.0	32.5	22.0	0.0	0.0

**Coefficienti di spinta ed inclinazioni**

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

μ	Ka	Kd	Dk
68.0	0.27	0.28	0.01

**Spinte risultanti e punto di applicazione**

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	992.16	400.86	2.73	0.7
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incremento sismico	0.0	0.0	2.73	0.7
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Peso muro	0.0	7560.0	1.37	1.05
Momento stabilizzante		11413.74	Kgm	
Momento ribaltante		694.51	Kgm	

---

### Verifica alla traslazione

---

Sommatoria forze orizzontali	992.159 Kg
Sommatoria forze verticali	7960.858 Kg
Coefficiente di attrito	0.6370703
Adesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	7960.858 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	992.1604 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>5.11</b>
<b>Traslazione verificata Csd &gt; 1</b>	

---

### Verifica al ribaltamento

---

Momento stabilizzante	11413.74 Kgm
Momento ribaltante	694.5113 Kgm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>16.43</b>
<b>Muro verificato a ribaltamento Csv&gt;1</b>	

---

### Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

---

Somma forze in direzione x	992.159 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	7960.858 Kg
Somma momenti	-10719.23 Kgm
Larghezza fondazione	2 m
Eccentricità su B	0.3464919 m
Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	24.58455
Nc	37.02033
Ng	32.59831
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	0.7662733
ic	0.7563631
ig	0.6707729
Carico limite verticale (Qlim)	28015.2 Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>3.52</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>	

---

### Tensioni sul terreno

---

Ascissa centro sollecitazione	1.346492 m
Larghezza della fondazione	2 m
x = 0.04	Tensione... 0 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2.0	Tensione... 0.8121153 kg/cm <sup>2</sup>

**Combinazione 2 (A\_Unitari+M1+Beta(50%))**

Nr.	X (m)	y (m)	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	1	0.7	0	2	2	11.71	5.84
2	0.25	0.7	1	0.7	0.13	1.87	2	10.93	8.76
3	0.52	1.4	1	0.7	0.25	1.75	2	10.26	17.53

**VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2.7/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2.7/2.1) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

**Discretizzazione terreno**

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2.1	0.0	1800.0	0.0	32.5	22.0	0.0	0.0

**Coefficienti di spinta ed inclinazioni**

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

μ	Ka	Kd	Dk
68.0	0.27	0.28	0.01

**Spinte risultanti e punto di applicazione**

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	992.16	400.86	2.73	0.7
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incremento sismico	38.2	0.0	2.73	0.7
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	2.73	1.05
Peso muro	0.0	7560.0	1.37	1.05

Momento stabilizzante	11413.74 Kgm
Momento ribaltante	721.25 Kgm



---

### Verifica alla traslazione

---

Sommatoria forze orizzontali	1030.359 Kg
Sommatoria forze verticali	7960.858 Kg
Coefficiente di attrito	0.6370703
Adesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	7960.858 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	1030.361 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>4.92</b>
<b>Traslazione verificata Csd &gt; 1</b>	

---

### Verifica al ribaltamento

---

Momento stabilizzante	11413.74 Kgm
Momento ribaltante	721.2515 Kgm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>15.82</b>
<b>Muro verificato a ribaltamento Csv&gt;1</b>	

---

### Carico limite: BRINCH HANSEN - VESIC

---

Somma forze in direzione x	1030.359 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	7960.858 Kg
Somma momenti	-10692.49 Kgm
Larghezza fondazione	2 m
Eccentricità su B	0.343133 m
Peso unità di volume	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	32.5 °
Coesione	0 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1800 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	24.58455
Nc	37.02033
Ng	32.59831
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	0.7578953
ic	0.7476299
ig	0.6598023
Carico limite verticale (Qlim)	27841.02 Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>3.5</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>	

---

### Tensioni sul terreno

---

Ascissa centro sollecitazione	1.343133 m
Larghezza della fondazione	2 m
x = 0.03	Tensione... 0 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2.0	Tensione... 0.8079624 kg/cm <sup>2</sup>

#### 4.1.1. ANALISI DI STABILITA' DEL PENDIO

##### Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Lat./Long.	45.734412/8.502464 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.0
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

##### Maglia dei Centri

Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

##### Coefficienti sismici [N.T.C.]

###### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

###### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.147	2.578	0.159
S.L.D.	50.0	0.186	2.557	0.168
S.L.V.	475.0	0.382	2.681	0.278
S.L.C.	975.0	0.461	2.744	0.305

##### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.2205	0.2	0.0045	0.0022
S.L.D.	0.279	0.2	0.0057	0.0028
S.L.V.	0.573	0.2	0.0117	0.0058
S.L.C.	0.6915	0.2	0.0141	0.0071

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.0117
Coefficiente azione sismica verticale	0.0058

##### Coefficienti parziali azioni

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

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (Kg)	Resistenza sfilamento (Kg)
1	XGrid PET PVC 80/30 IT	4803.807	4816.251
2	XGrid PET PVC 80/30 IT	4803.807	3210.834
3	XGrid PET PVC 80/30 IT	4803.807	1605.417

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm <sup>2</sup> )
1	38	16.31	43	16.15925	0.2

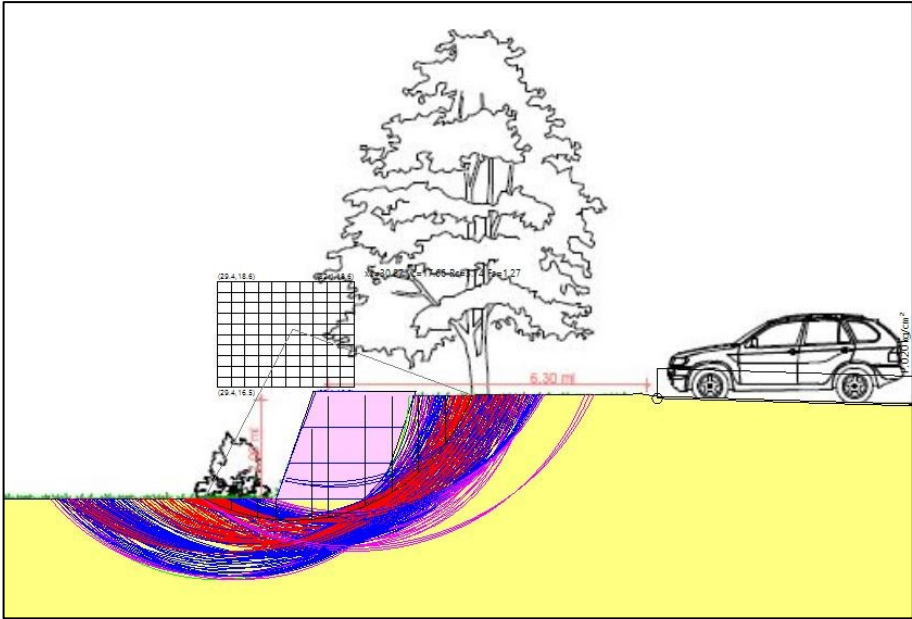
**Risultati analisi pendio [NTC 2018]**

<b>Fs minimo individuato</b>	<b>1.27</b>
Raggio superficie	3.74 m

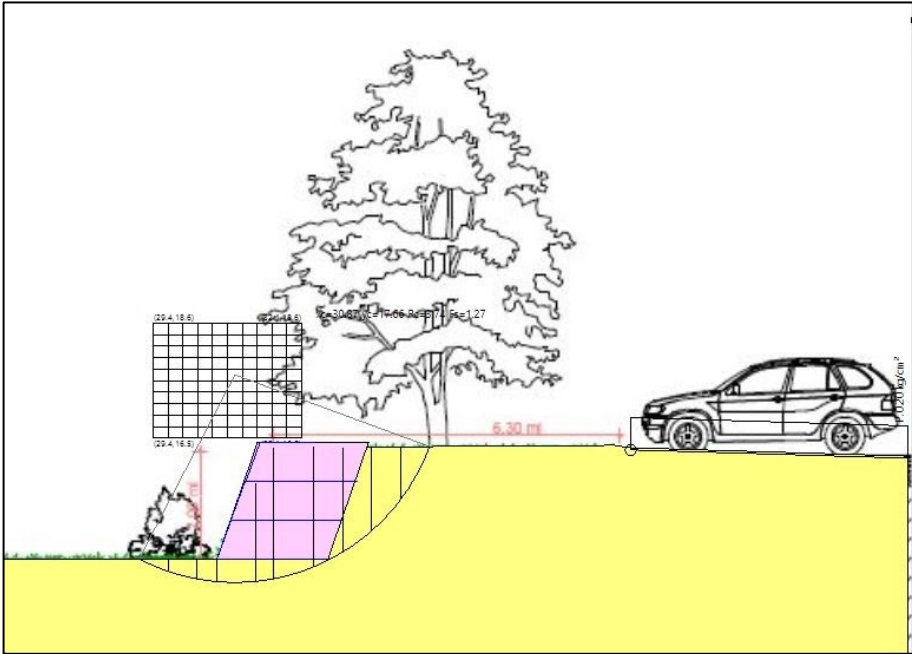
$x_c = 30.865$   $y_c = 17.662$   $R_c = 3.739$  **Fs=1.267**

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0.52	-23.1	0.6	117.14	1.37	0.68	0.0	27.0	0.0	151.0	55.2
2	0.52	-14.6	0.5	286.54	3.35	1.66	0.0	27.0	0.0	327.4	119.7
3	0.36	-7.7	0.4	253.44	2.97	1.47	0.0	27.0	0.0	269.0	98.4
4	0.69	0.4	0.7	1374.71	16.08	7.97	0.0	27.0	0.0	1371.6	501.5
5	0.32	8.1	0.3	1184.43	13.86	6.87	0.0	27.0	0.0	1137.2	415.8
6	0.73	16.4	0.8	2992.21	35.01	17.35	0.0	27.0	0.0	2816.2	1029.6
7	0.52	26.7	0.6	1918.93	22.45	11.13	0.0	27.0	0.0	1814.4	663.3
8	0.52	36.2	0.6	1622.05	18.98	9.41	0.0	27.0	0.0	1585.7	579.7
9	0.52	47.1	0.8	1190.81	13.93	6.91	0.0	27.0	0.0	1255.0	458.8
10	0.52	61.4	1.1	527.58	6.17	3.06	0.0	27.0	0.0	659.4	241.1

Nelle grafiche che seguono è rappresentata la sezione di verifica tutte le superfici di scivolamento calcolate e la sezione di verifica con la superficie a factor minimo.



Verifica di stabilità – Superfici calcolate



Verifica di stabilità – Superficie a fattore minimo  $8F_s = 1,27$

## **5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

---

Le verifiche geotecniche effettuate sull'intervento in oggetto, considerando i parametri di riferimento e la categoria di suolo individuata nella Relazione Geologica hanno permesso di verificare le opere utilizzando il metodo degli stati limite, così come previsto dal D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Le modifiche progettuali, con l'eliminazione dell'allineamento di stalli per il parcheggio più prossimo alle opere di sostegno esistenti, hanno permesso di minimizzare le interferenze tra le infrastrutture in progetto, con specifico riferimento all'area parcheggio prevista al margine Sud-Est dell'insediamento produttivo, e le opere di sostegno esistenti, rappresentate nello specifico dalle terre rinforzate che attualmente delimitano la zona di accesso all'area interna e agli spazi di manovra.

Le verifiche di stabilità eseguite ai sensi del D.M. 17.01.2018 hanno permesso di accertare la correttezza delle previsioni progettuali e le condizioni necessarie di stabilità dell'insieme opere/terreno considerando le condizioni al contorno più gravose (sovraccarico massimo e azione sismica).

---

Omegna, Novembre 2023

Dott. Geol. Corrado Caselli

