

*Consorzio della Bonifica Renana - Unione Comuni Valli Reno Lavino Samoggia
Intervento finanziato dal FSC 2014-2020 - Delibera CIPE n.75 del 07/08/2017*

INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO PENDICI IN LOCALITÀ CALDERINO NEL COMUNE DI MONTE SAN PIETRO (BO)

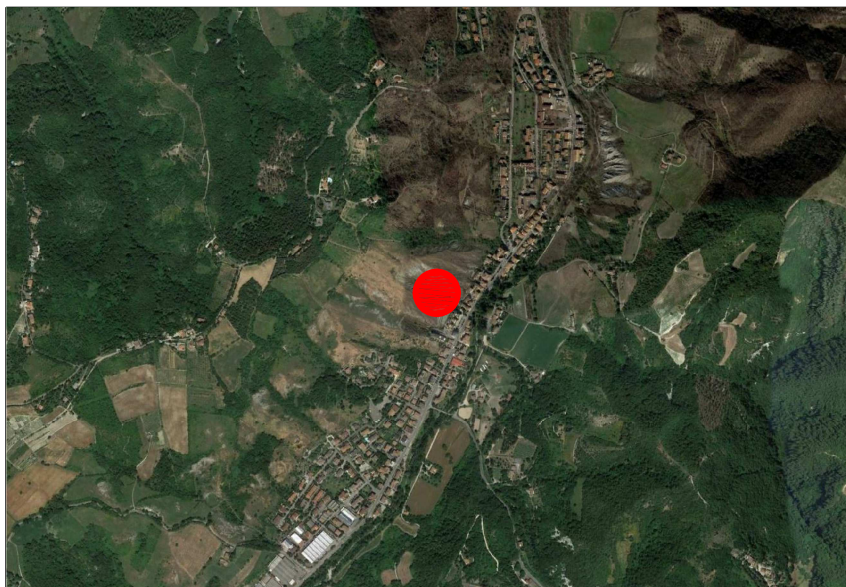
PROGETTO ESECUTIVO

Denominazione:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Elaborato:

S1



IL PROGETTISTA

*I&A Idraulica & Ambiente SRL
ing. Giacomo Furlani*

Revisione:

n° del oggetto

01 __/__/__

02 __/__/__

N° progetto: FLU4040018

Data: 14/10/2019

Nome file: S1_Relazione_tecnica_di_calcolo.pdf

INDICE

1. DOCUMENTI DI SINTESI	3
1.1 SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	3
1.2 CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE	4
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI PROGETTO STRUTTURALE	4
2.1 DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO.....	4
2.2 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.....	5
2.2.1 Descrizione generale della struttura	5
2.2.2 Tipologia di intervento previsto	6
2.2.3 Consistenza dell'intervento	6
2.2.4 Destinazione d'uso previste	6
2.2.5 Difetti strutturali rilevati	6
2.2.6 Livelli di sicurezza della costruzione	6
2.2.7 Limitazioni dovute a carenze strutturali	7
2.2.8 Interazioni con strutture adiacenti	7
2.2.9 Osservazioni tecniche strutturali	7
2.3 ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	7
2.3.1 Analisi storico-critica	7
2.3.2 Esito del rilievo geometrico-strutturale	7
2.3.1 Documentazione fotografica	7
2.3.1 Difetti strutturali rilevati	8
2.4 NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI.....	9
2.4.1 Normativa di riferimento.....	9
2.4.2 Documenti tecnici applicativi adottati ad integrazione delle vigenti norme tecniche per le costruzioni	9
2.5 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO	9
2.5.1 Identificazione del sito di realizzazione dell'intervento.....	9
2.5.2 Tipologia strutturale.....	10
2.5.3 Parametri di definizione dell'azione sismica.....	10
2.5.4 Azioni di progetto sulla costruzione.....	10
2.5.5 Carichi Permanenti.....	11
2.5.6 Carichi Permanenti Non Strutturali.....	11
2.6 DESCRIZIONE DEI MATERIALI	14
2.6.1 Materiali adottati	14
2.7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	14
2.7.1 Illustrazione dei criteri di progettazione e modellazione.....	14
2.7.2 Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici.....	14
2.7.3 Requisiti delle strutture di fondazione.....	14
2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni	14
2.8 ANALISI SVOLTE	14
2.8.1 Tipo di analisi – muretto su micropali	14
2.8.2 Tipo di analisi – terre rinforzate	15
2.8.3 Principali risultati dell'analisi	16
2.8.4 Metodologia di verifica degli elementi strutturali	16
2.8.5 Modellazione delle azioni	16
2.8.6 Combinazioni di carico	16
2.8.7 Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico	16
2.8.8 Reazioni vincolari	17
2.8.9 Giudizio motivato ed accettabilità dei risultati.....	17
2.9 STRUTTURE GEOTECNICHE E DI FONDAZIONE.....	17
2.10 CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	17
2.10.1 Software utilizzato - muretto su micropali	17
2.10.2 Software utilizzato - terre rinforzate	18
2.11 VALIDAZIONE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	18
3. PRINCIPALI RISULTATI E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	19
3.1 PRINCIPALI RISULTATI	19

3.1.1	Modello 1 - muretto su micropali.....	19
3.1.2	Modello 2 – Terre rinforzate	28
4.	RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE	38
4.1	RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	38
4.2	RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO	38
4.2.1	Descrizione delle opere e degli interventi	38
4.2.2	Problemi geotecnici e scelte tipologiche	38
4.2.1	Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche	38
4.2.2	Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici	39
4.2.1	Verifica della sicurezza e delle prestazioni e identificazione dei relativi stati limite	40
4.2.1	Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici	40
4.3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	40
4.3.1	Caratteristiche geometriche delle opere di fondazione.....	40
4.3.1	Verifiche delle opere di fondazione	40
4.4	RELAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE	41

ALLEGATO I

ALLEGATO II

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1 Sintesi del percorso progettuale

La presente relazione è relativa al progetto denominato “INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO PENDICI IN LOCALITÀ CALDERINO” e riguarda il consolidamento di una porzione di versante interessato da una forma di erosione concentrata di tipo calanchiva su due impluvi sovrastanti l'abitato di Calderino, in Comune di Monte San Pietro (BO) (Figura 1).

Figura 1: Inquadramento generale



Gli interventi consistono nella realizzazione di muretti d'ala fondati su micropali per favorire il convogliamento delle acque all'interno della condotta esistente e nella riprofilatura del canale di impluvio attraverso un sistema terramesh verde - terre rinforzata.

Sulla natura dei terreni e per ulteriori considerazioni geologiche e morfologiche si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica appositamente redatta dal geologo incaricato a seguito di una profonda campagna di indagini e riportate nell'elaborato "G1 – RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA".

Tali interventi rientrano nella categoria di interventi di nuova costruzione di cui al D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le costruzioni. In particolare il secondo intervento riguardante la riprofilatura mediante terre rinforzate può essere ricondotto all'interno degli "Interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici", di cui all'Allegato 1-Elenco A della Delibera di Giunta della Regione Emilia Romagna n°2272 del 21 dicembre 2016 al punto A.2.1.a *"opere di sostegno in genere (muri in c.a., gabbionate, muri cellulari, terre rinforzate), di altezza fuori terra $\leq 1,50\text{m}$, con inclinazione media del terrapieno sull'orizzontale $\leq 15^\circ$ e per le quali non siano presenti carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta (L0)"*.

Di seguito si riportano i criteri di modellazione e verifica del muretto su micropali e per completezza si riportano anche quelli delle terre rinforzate rientranti tra le opere IPRIPI.

1.2 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Per la tipologia di struttura in esame si è adottata una classe d'uso II e tempo di ritorno delle azioni sismiche pari a 50 anni.

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI PROGETTO STRUTTURALE

2.1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche del sito oggetto di intervento

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici e strutturali relativi alla realizzazione delle opere in progetto.

Le verifiche sono state eseguite in accordo con il D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e con la Circolare 21 gennaio 2019 n°7 del C.S.LL.PP..

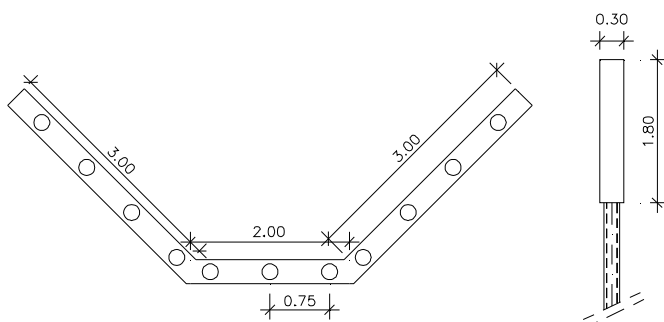
Per le verifiche sono stati definiti due modelli di calcolo: il primo (Modello 1) per il dimensionamento e la verifica del muretto su micropali, il secondo (Modello 2) per il dimensionamento e la verifica delle terre rinforzate, secondo le azioni statiche e sismiche in cui sono state definite le combinazioni di carico di cui al paragrafo 2.5.3 delle N.T.C. 2018.

2.2 Descrizione generale delle opere

2.2.1 Descrizione generale della struttura

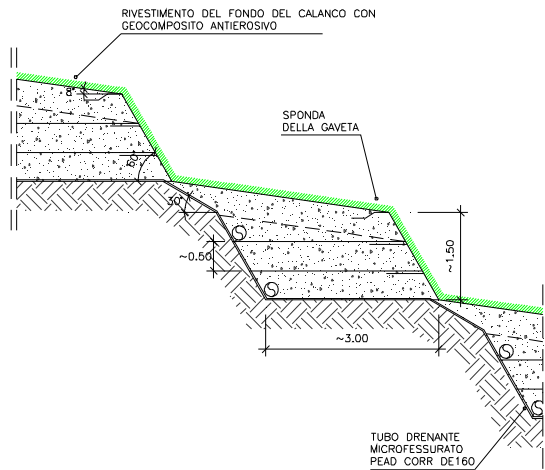
Il muretto su micropali (Figura 2) sarà realizzato in calcestruzzo armato ed avrà uno sviluppo complessivo di 8.00m fondato su micropali aventi diametro 0.20m posti ad interasse di circa 0.75m. Il muretto avrà uno spessore di 0.30m ed un'altezza di 1.80m, così come meglio rappresentato negli elaborati grafici architettonici e strutturali allegati.

Figura 2: Pianta e sezione muretto su micropali



Le terre rinforzate sono opere di ingegneria naturalistica con funzione di stabilizzare il terreno. Saranno costituite da elementi in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tessuta con filo d'acciaio e un ulteriore rivestimento polimerico ad elevate prestazioni. Tale sistema consente di sopperire alla mancanza di resistenza a trazione del terreno migliorandone le caratteristiche soprattutto dal punto di vista elastico. Le terre saranno realizzate gradonando il pendio in oggetto per uno sviluppo complessivo di circa 230mq ed avranno un'altezza di 1.50m con uno sviluppo laterale variabile sulla base della configurazione del terreno. In pratica si andrà a realizzare un rilevato strutturale inclinato con un'armatura metallica in rete metallica a doppia torsione per strati di circa 0.50m con un massimo di tre strati ogni gradone (Figura 3). I gradoni, e quindi le singole terre rinforzate, lavorano indipendentemente l'una dall'altra ed ognuna risente della sola pressione del terreno di monte. Per la rappresentazione grafica si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Figura 3: Sezione tipo Terra rinforzata



2.2.2 Tipologia di intervento previsto

Nuova costruzione.

2.2.3 Consistenza dell'intervento

Di seguito si riportano le principali fasi che andranno a comporre gli interventi.

- scavo di sbancamento;
- realizzazione dei micropali;
- realizzazione del paramento verticale;
- riprofilatura e consolidamento dell'asse di impluvio attraverso la realizzazione di terremesh accoppiate a biosuoie antierosive e drenati;
- la posa in opera di tubi microfessurati per il convogliamento delle acque di infiltrazione;
- la stabilizzazione di tutta la scarpata interessata dal fenomeno erosivo di tipo calanchivo attraverso la messa in opera di geostuoie rinforzate con rete metallica chiodata rinverditata.

2.2.4 Destinazione d'uso previste

Non necessita la loro definizione per l'intervento in progetto

2.2.5 Difetti strutturali rilevati

L'opera in progetto mira a consolidare la zona soggetta a dissesto.

2.2.6 Livelli di sicurezza della costruzione

Si rimanda alla lettura dei capitoli successivi e degli Allegati I e II.

2.2.7 Limitazioni dovute a carenze strutturali

Non necessita la loro definizione per l'intervento in progetto.

2.2.8 Interazioni con strutture adiacenti

Assenti.

2.2.9 Osservazioni tecniche strutturali

Non necessarie.

2.3 Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

In questo capitolo si descrivono i risultati dell'analisi storico-critico e del rilievo geometrico e strutturale eseguito ai fini della definizione del modello di calcolo in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e successiva Circolare 21 gennaio 2019 n°7 del C.S.LL.PP..

2.3.1 Analisi storico-critica

Non necessita la loro definizione per l'intervento in progetto.

2.3.2 Esito del rilievo geometrico-strutturale

Per quanto riguarda il rilievo strutturale, visto che trattasi di una nuova costruzione, non risulta necessario, mentre per quanto riguarda quello geometrico, è stato eseguito un rilievo topografico con strumentazione GPS e Stazione Totale al fine di ricostruire l'andamento del terreno di stato di fatto, individuare l'area in dissesto e quindi definire la tipologia, le dimensioni e l'esatta posizione degli interventi di progetto.

Per maggior dettaglio si rimanda agli elaborati grafici architettonici e strutturali che descrivono in maniera completa ed esaustiva lo stato di fatto dei luoghi e gli interventi di progetto.

2.3.1 Documentazione fotografica

Di seguito si riportano alcune immagini dell'area in oggetto rimandando all'elaborato "D2 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA" per una maggior visione d'insieme.

Figura 4: Vista calanco Est da valle verso monte



Figura 5: Vista calanco Est da monte verso valle



2.3.1 Difetti strutturali rilevati

Si rimanda la precedente paragrafo 2.2.5.

2.4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

2.4.1 Normativa di riferimento

La normativa a cui si è fatto riferimento nel presente progetto è la seguente:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

2.4.2 Documenti tecnici applicativi adottati ad integrazione delle vigenti norme tecniche per le costruzioni

Nessuno.

2.5 Definizione dei parametri di progetto

Di seguito si descrivono i parametri di progetto che stanno alla base del dimensionamento e delle verifiche strutturali delle opere di progetto.

2.5.1 Identificazione del sito di realizzazione dell'intervento

Le opere saranno realizzate in via Lavino in Comune di Monte San Pietro in Provincia di Bologna distinta al foglio n.23 mappali 215, 216 e 217 del catasto terreni della provincia di Bologna.

Coordinate geografiche: 44.437978 (latitudine);
11.131507 (longitudine).

2.5.2 Tipologia strutturale

Il manufatto di convogliamento delle acque meteoriche staticamente si schematizza come un muro su micropali in calcestruzzo armato, mentre le terre rinforzate sono opere di ingegneria naturalistica con funzione di stabilizzare il terreno mediante la realizzazione di rilevati strutturali armati.

2.5.3 Parametri di definizione dell'azione sismica

Per le opere sono stati dimensionate considerando le ipotesi di seguito riportate.

Tipo di costruzione: Opera ordinaria;

Vita nominale: 50 anni;

Classe d'uso: II;

Vita di riferimento: 50 anni;

Categoria del sottosuolo: B;

Categoria topografica: T2;

Zona sismica: 3.

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	30	0.533	2.493	0.256
SLD	50	0.661	2.494	0.269
SLV	475	1.590	2.431	0.293
SLC	975	2.001	2.431	0.307

2.5.4 Azioni di progetto sulla costruzione

Il calcolo e le verifiche delle opere sono stati effettuati attraverso due modelli di calcolo: il primo (Modello 1) per il dimensionamento e la verifica del muretto su micropali, il secondo (Modello 2) per il dimensionamento e la verifica delle terre rinforzate, secondo le azioni statiche e sismiche in cui sono state definite le combinazioni di carico di cui al paragrafo 2.5.3 delle N.T.C. 2018.

Per lo sviluppo completo dei calcoli e le verifiche si rimanda all'Allegato I per il muretto su pali, e all'Allegato II per le terre rinforzate, mentre per la rappresentazione grafica si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Le azioni che sollecitano le opere, sulla base di quanto riportato nel “D.M. del 17/1/2018 - Norme tecniche per le costruzioni al punto 3.1 – Opere civili e industriali”, si distinguono in:

- CARICHI PERMANENTI;
- CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI;
- CARICHI VARIABILI;
- AZIONI SISMICHE.

2.5.5 Carichi Permanenti

Peso proprio

Il peso proprio della struttura (W) è stato valutato sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi costituenti la medesima e dei pesi specifici direttamente in automatico dal programma di calcolo impiegato nell’analisi. In particolare il peso specifico del calcestruzzo armato assunto è pari a 25 kN/mc.

2.5.6 Carichi Permanenti Non Strutturali

A questa categoria appartengono i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione e che non danno alcun contributo strutturale. Di seguito si riportano i carichi agenti più significativi.

Spinta delle terre

La determinazione della spinta del terreno sulla struttura è stata effettuata sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno stesso.

In particolare per quanto riguarda il muro su micropali, questo non svolge una funzione di sostegno vera e propria del terreno, ma favorisce il convogliamento delle acque di scolo del canale. Tuttavia in occasione di colate detritiche importanti, il materiale potrebbe accumularsi contro il paramento. nel calcolo si è considerata l’ipotesi che il materiale colato si accumuli per tutta l’altezza del paramento.

Di seguito si riporta una sintesi delle caratteristiche del terreno sulle quali verranno ubicate le opere sulla base della stratigrafia considerata (Figura 6 e Figura 7) rimandando per maggiori approfondimenti alla relazione geologica.

Figura 6: Sezione stratigrafica tipo muretto su micropali

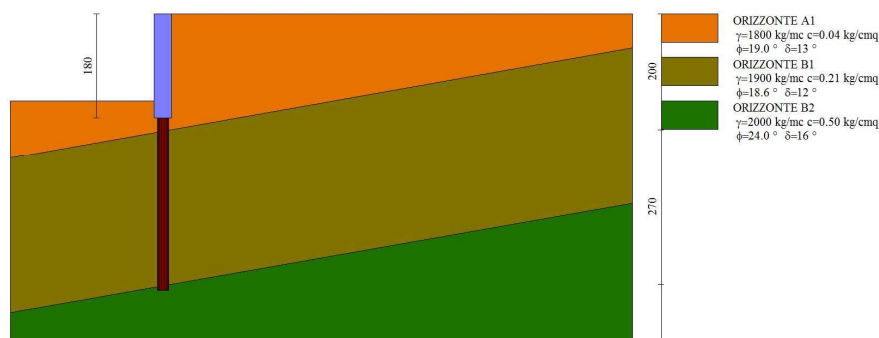
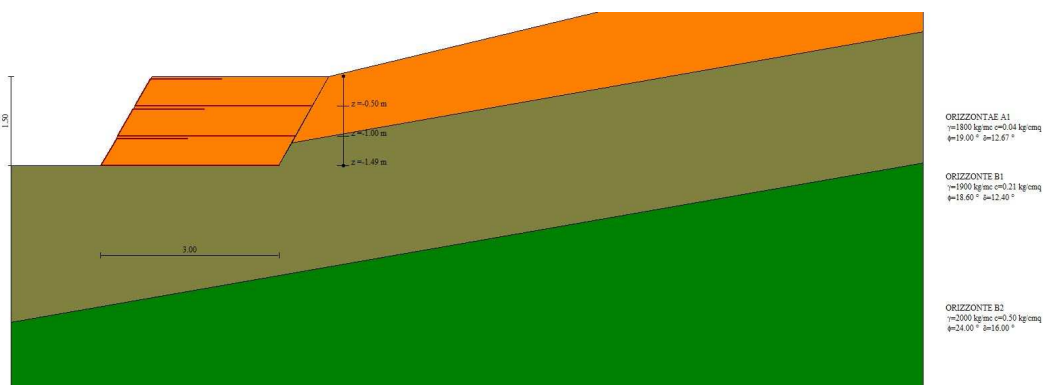


Figura 7: Sezione stratigrafica tipo terre rinforzate



Il calcolo della spinta del terreno è stato condotto mediante il metodo di Culmann il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura e resistenza per coesione lungo la parete;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Azione della temperatura

Nel caso in oggetto non risulta influente sulle opere in oggetto.

Azione della Neve e del Vento

L'azione del vento viene trascurata rispetto a quella della neve.

Il capitolo 3.4 – Azioni della Neve delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 17/1/2018 definisce il carico neve q_s dalla seguente formula:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

μ_i = 0.8 coefficiente di forma della copertura;

C_E = 1 coefficiente di esposizione;

C_t = 1 coefficiente termico;

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico della neve al suolo.

Poichè il sito oggetto di intervento si trova in Zona I ad un'altitudine di circa 130 m s.l.m.m. il valore di q_{sk} è pari a:

$$q_{sk} = 1.5 \text{ kN/mq}$$

Pertanto il carico neve q_s è pari a 1.20 kN/mq

Azione sismica

Per la valutazione delle azioni sismiche di progetto rispetto ai vari stati limite considerati occorre valutare la pericolosità sismica di base del sito in cui verrà ubicata l'opera in accordo a quanto previsto al paragrafo 3.2 del "D.M. del 17/1/2018. L'azione sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR e nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La progettazione per azioni sismiche è stata eseguita secondo quanto riportato al cap.7 d del "D.M. del 17/1/2018 e calcolata in automatico direttamente dal programma di calcolo impiegato nell'analisi.

Tipo di costruzione: Opera ordinaria;

Vita nominale: 50 anni;

Classe d'uso: II;

Vita di riferimento: 50 anni;

Categoria del sottosuolo: B;

Categoria topografica: T2;

Zona sismica: 3.

Per lo sviluppo dei calcoli si rimanda agli allegati I e II rispettivamente per il muretto su micropali e per le terre rinforzate.

2.6 Descrizione dei materiali

2.6.1 Materiali adottati

Per la realizzazione delle opere in calcestruzzo armato verrà adottato un calcestruzzo di classe di resistenza

2.7 Criteri generali di progettazione e modellazione

2.7.1 Illustrazione dei criteri di progettazione e modellazione

Si rimanda alla lettura del successivo capitolo 3 ed agli Allegati I e II.

2.7.2 Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici

Vista la natura del manufatto non sono state sviluppate analisi particolari tenuto conto del fatto che le varie componentistiche non influenzano il comportamento globale della struttura.

2.7.3 Requisiti delle strutture di fondazione

L'opera di fondazione è costituita da micropali aventi diametro "d" pari a 0.20m e lunghezza pari a 3.30m.

2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Si rimanda alla lettura del successivo capitolo 3 e agli Allegati I e II.

2.8 Analisi svolte

2.8.1 Tipo di analisi – muretto su micropali

Le analisi svolte e le verifiche dei modelli di calcolo sono eseguite mediante il codice numerico denominato MAX15, della ditta AZTEC INFORMATICA.

Il programma esegue il calcolo utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie usualmente adottate in geotecnica ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, sia in condizioni statiche che sismiche.

E' possibile stratificare il terreno a monte e valle del muro ed il profilo del terreno di monte viene definito mediante una spezzata. Il programma consente di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul terreno e sul muro, in qualunque posizione e gestire gli stessi per condizioni.

Definite le condizioni di carico, si possono definire le combinazioni di carico manualmente o in modo automatico previa definizione del tipo di Normativa da utilizzare (NTC 2018).

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo del rilevato in terra rinforzata viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento;
- Verifica a carico limite;
- Verifica della stabilità globale;

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

2.8.2 Tipo di analisi – terre rinforzate

Le analisi svolte e le verifiche dei modelli di calcolo sono eseguite mediante il codice numerico denominato GRETA14, della ditta AZTEC INFORMATICA.

Il programma esegue il calcolo utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie usualmente adottate in geotecnica ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, sia in condizioni statiche che sismiche.

Nella fase di progettazione è possibile definire il profilo topografico che definisce il pendio, la sua stratigrafia con le relative caratteristiche, la geometria e la struttura della Terra Armata ed i carichi.

Definite le condizioni di carico, si possono definire le combinazioni di carico manualmente o in modo automatico previa definizione del tipo di Normativa da utilizzare (NTC 2018).

Saranno eseguite delle verifiche interne all'opera nei confronti di potenziali superfici di rottura prendendo in considerazione tre possibili meccanismi di rottura: cuneiforme (o planare), a doppio cuneo, rotazionale (circolare o spirale logaritmica). Le superfici di rottura circolare/spirale logaritmica saranno analizzate utilizzando dei metodi dell'equilibrio limite per la verifica di stabilità di pendii in terra.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

2.8.3 Principali risultati dell'analisi

Si rimanda alla lettura del capitolo 3 ed agli Allegati I e II per lo sviluppo e dettaglio tutte le verifiche svolte.

2.8.4 Metodologia di verifica degli elementi strutturali

Nello svolgimento dei calcoli, che porteranno poi ai risultati oggetto di verifica, verranno applicati principi classici della Scienza delle Costruzioni tenendo conto dei parametri geotecnici ipotizzati e nel pieno rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalla vigente normativa.

In particolare per la valutazione delle capacità prestazionali ultime delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e cls;
- deformazione massima del cls compresso pari a 3,5 ‰ nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro che interseca la sezione;
- deformazione massima del cls compresso variabile da 2,0 ‰ a 3,5 ‰ nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro che esterno alla sezione con distanza dal baricentro che tende all' infinito (compressione semplice);
- massima resistenza del cls pari a f_{cd} ;
- diagramma di calcolo tensione-deformazione del cls di tipo parabola-rettangolo;
- diagramma di calcolo tensione-deformazione dell' acciaio di tipo bilineare.

Per maggior dettaglio e precisazioni si rimanda alla lettura dei capitoli successivi.

2.8.5 Modellazione delle azioni

Per la determinazione delle spinte dei terreni agenti sulla struttura si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica riportata nel capitolo 6 del D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Per quanto riguarda la modellazione dei carichi si rimanda al capitolo 3 del presente elaborato e agli Allegati I e II.

2.8.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni dei carichi sono state definite nel rispetto del D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni). Per il dettaglio si rimanda al capitolo 3 ed agli allegati I e II.

2.8.7 Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Si rimanda alla lettura del successivo capitolo 3 e allegati I e II.

2.8.8 Reazioni vincolari

Si rimanda alla lettura del successivo capitolo 3 e allegati I e II.

2.8.9 Giudizio motivato ed accettabilità dei risultati

Considerando che:

- le eventuali approssimazioni introdotte sono state preventivamente valutate in modo da non poter falsare la validità qualitativa e quantitativa dei risultati, ma hanno il solo scopo di agevolare la lettura degli stessi permettendo di fissare l'attenzione sui reali aspetti strutturali da trattare;
- è stato effettuato un controllo visivo del comportamento del modello che non ha portato in evidenza anomalie che potessero far credere ad errori di introduzione dei dati;
- non sono state trascurate reali condizioni di carico, di vincolo o di interazione con il terreno che avrebbero potuto falsare i risultati;
- sono state rispettate tutte le prescrizioni della vigente normativa;
- sono state effettuate tutte le verifiche ritenute necessarie tralasciando quelle palesemente soddisfatte per non appesantire la lettura dei risultati con elaborazioni empiriche senza significato;

Data la semplicità delle strutture, i risultati ottenuti dall'elaborazione tramite software sono stati confrontati con i risultati di lavori analoghi eseguiti anche con gli ordinari metodi di verifica della tecnica delle costruzioni e della geotecnica che forniscono una sostanziale convergenza dei risultati.

2.9 Strutture geotecniche e di fondazione

Si rimanda ai successivi capitoli 3 e 4 e agli allegati I e II per lo sviluppo e i risultati delle verifiche condotte.

2.10 Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo

2.10.1 Software utilizzato - muretto su micropali

Nello svolgimento dei calcoli e delle verifiche è stato utilizzato il seguente software (Figura 8) del quale si possiede regolare licenza d'uso e tutta la documentazione esplicativa (teorica e pratica consultabile a richiesta):

Figura 8: Versione programma di calcolo impiegato



2.10.2 Software utilizzato - terre rinforzate

Nello svolgimento dei calcoli e delle verifiche è stato utilizzato il seguente software (Figura 9) del quali si possiede regolare licenza d'uso e tutta la documentazione esplicativa (teorica e pratica consultabile a richiesta):

Figura 9: Versione programma di calcolo impiegato



2.11 Validazione ed affidabilità del codice di calcolo

In base a quanto richiesto al paragrafo 10.2 del D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore Max 15.0 e GRETA 14.0 della ditta Aztec informatica con sede in Corso Umberto 43 – 87050 Casole Bruzio (CS), dichiara che i suddetti pacchetti software sono stati elaborati e realizzati facendo riferimento ad una estesa bibliografia esistente cui si rimanda per maggiori dettagli.

Il produttore, inoltre, dichiara che l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo è stata verificata attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. Le funzioni presenti nel programma consentono all'utente il controllo immediato di tutti i dati inseriti e dei risultati ottenuti.

Da un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software è stato possibile valutarne l'affidabilità, inoltre nei manuali a corredo dei software viene fornita una dettagliata ed esauriente descrizione dei modelli teorici, degli algoritmi impiegati e dell'individuazione dei campi di impiego.

3. PRINCIPALI RISULTATI E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

3.1 Principali risultati

3.1.1 Modello 1 - muretto su micropali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_r l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_r + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i_\gamma}$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_b + Q_L - W_p$$

dove:

Q_T portata totale del palo
 Q_b portata di base del palo
 Q_L portata per attrito laterale del palo
 W_p peso proprio del palo

e le due componenti Q_b e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portata alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portata per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_s = \frac{Q_b}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_t = \frac{Q_L}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo

N_c , N_q , N_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

Nel caso in oggetto è stato trascurato il contributo della resistenza laterale ponendo $Q_L=0$.

Normativa

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Monte San Pietro
Provincia	Bologna
Regione	Emilia Romagna
Latitudine	44.437978
Longitudine	11.131507
Indice punti di interpolazione	16949 - 17171 - 17172 - 16950
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.590	0.661
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.162	0.067
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.431	2.494
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.293	0.269
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	1.000	23.343	11.672
Ultimo - Ribaltamento	1.000	23.343	11.672
Esercizio	1.000	9.706	4.853

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Di seguito si riportano gli involucri delle sollecitazioni ed i risultati delle principali verifiche rimandando all'Allegato I per una visione di insieme e per tutti gli approfondimenti.

Le verifiche sono state condotte considerando un paramento armato con $\phi 14/25$ sia verticalmente che orizzontale e sia in zona tesa tesa che in quella compressa, mentre i micropali sono stati considerati armati con un tubolare DN 125 sp 4.5 mm.

Per quanto riguarda la rappresentazione grafica e la disposizione delle armature si rimanda al relativo elaborato grafico S2 – Pianta e sezioni opere strutturali.

Figura 10: Diagramma sollecitazioni paramento

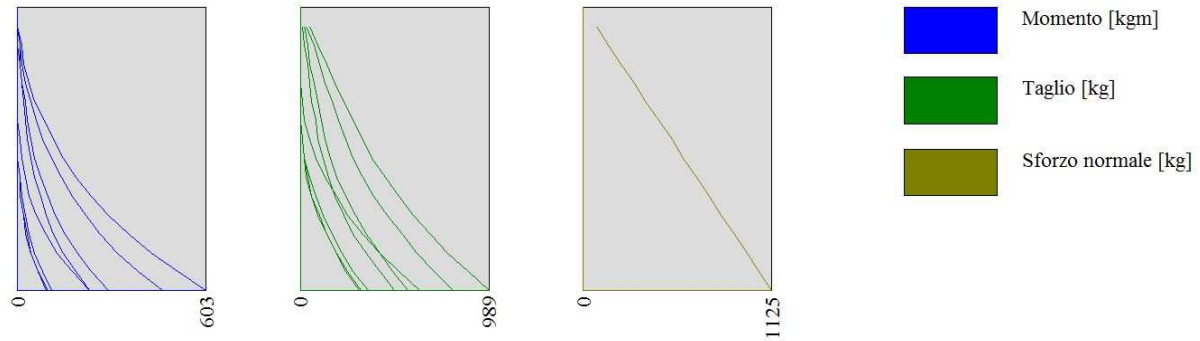


Figura 11: Diagramma sollecitazioni micropali

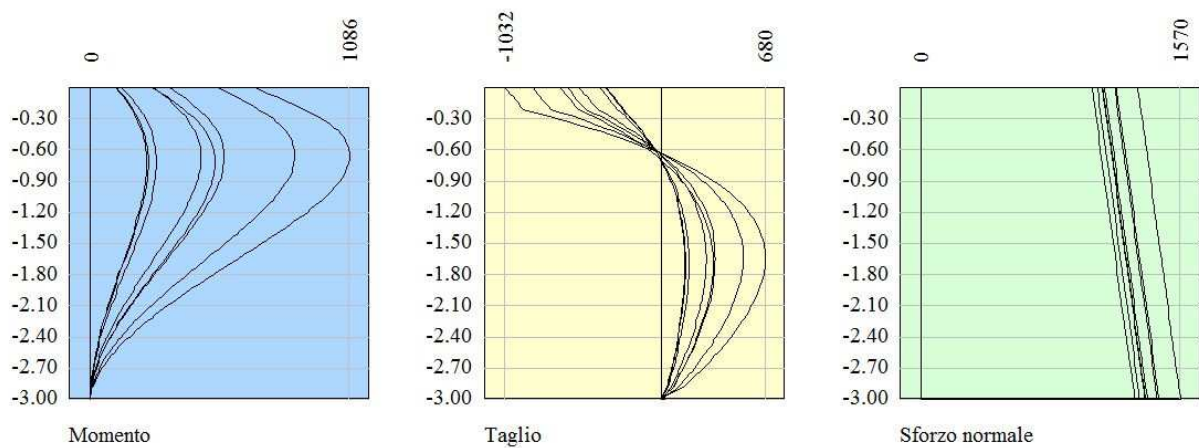
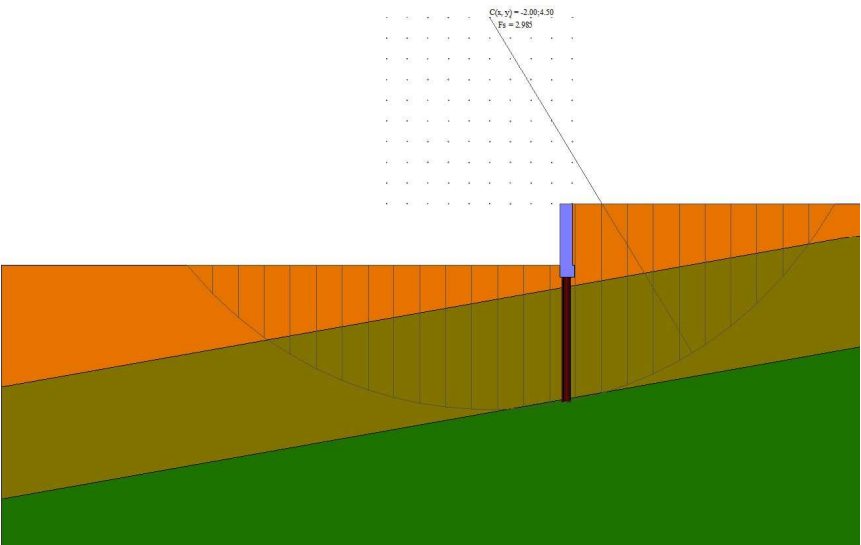


Figura 12: Fattori di sicurezza

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab
1	STR (A1-M1-R3)		3.681	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	2.040	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	2.524	--	--	--
4	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	5.826
5	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	3.043
6	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	2.985
7	EQU (A1-M1-R3)		--	--	2.632	--
8	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	1.144	--
9	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	1.359	--

Figura 13: Verifica di stabilità A2+M2+R2 $F_s=2.985$



3.1.2 Modello 2 – Terre rinforzate

Calcolo della spinta sulla parete

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite le NTC 2018 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità:

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_H W \quad F_{IV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifiche

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$M_s / M_r \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$F_r / F_s \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_r l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_r + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma_i} i_\gamma$$

Indicando con:

c , la coesione del terreno in fondazione;

ϕ , l'angolo di attrito del terreno in fondazione;

γ , il peso di volume del terreno in fondazione;

B , la larghezza della fondazione;

D , la profondità del piano di posa;

q , la pressione geostatica alla quota del piano di posa.

N_c, N_q, N_γ , i coefficienti di capacità portante;

$d_{c_i}, d_{q_i}, d_{\gamma_i}$, i fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = [N_q - 1] \tan(1.4\phi)$$

Fattori di profondità

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$d_q = 1 + 0.2 D K_p^{0.5} / B$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 D K_p^{0.5} / B \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = (1 - \theta^\circ/\phi^\circ)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta}\right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W è il peso della striscia i -esima, c e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Verifiche interne

Le verifiche interne riguardano la determinazione del non superamento delle resistenze date dai rinforzi per i meccanismi di:

- scorrimento diretto;
- sfilamento;
- resistenza a trazione.

Con S verrà indicata la spinta agente alla quota del rinforzo considerato.

La verifica a scorrimento diretto consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo scivolamento del blocco di terra armata al di sopra del rinforzo stesso. La resistenza allo scorrimento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor}} = L_{\text{scor}} \times B \times \tau_{\text{scor}}$$

L_{scor} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor}}/S \geq FS_{\text{scor}}$$

La verifica a sfilamento consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo sfilamento del rinforzo dalla terra armata. La resistenza allo sfilamento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{sfil}} = \sigma'_v \times f_{po} \times \tan \phi'$$

con f_{po} coeff. di resistenza allo sfilamento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{sfil}} = L_{\text{sfil}} \times B \times 2 \tau_{\text{sfil}}$$

L_{sfil} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{sfil}}/S \geq FS_{\text{sfil}}$$

La verifica a trazione consiste nell'assicurare che la tensione nel rinforzo non superi quella ammissibile. La verifica è soddisfatta se:

$$P / T \geq FS_{\text{traz}}$$

con P resistenza ammissibile impiegata per il dimensionamento:

$$P = LTDS / (FS_{\text{giunzione}} \times FS_{\text{chimico}} \times FS_{\text{biologico}} \times FS_{\text{danni ambientali}})$$

$LTDS$: resistenza di progetto a lungo termine;

T : sforzo agente nel rinforzo.

La *verifica del risvolto* consiste nel prevenire spancamenti della facciata. La resistenza allo scorrimento del risvolto è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor,risv}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor,risv}} = L_{\text{risv}} \times B \times \tau_{\text{scor,risv}}$$

L_{risv} : Lunghezza del rinforzo;

B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor,risv}}/S \geq F_{\text{Scor}}$$

Verifiche composte

Le verifiche composte riguardano la ricerca dei cinematismi di rottura che riguardano l'insieme terreno rinforzi. Il programma analizza delle famiglie di superfici circolari.

Il calcolo del fattore di sicurezza della superficie circolare è effettuato con il metodo delle strisce tenendo conto del contributo di resistenza dei rinforzi contenuti.

Normativa

Spinte e verifiche secondo: N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\text{tan}\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{\text{c'}}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{r}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.30	1.00
Permanenti NS	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.80
Permanenti NS	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili TF	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili TF	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\text{tan}\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{\text{c'}}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{r}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\text{tan}\phi'}$	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{\text{c'}}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{r}	1.00	1.00

Verifiche esterne - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Verifiche interne - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento dei rinforzi	1.50
Coefficiente di sicurezza allo sfilamento del rinforzo	3.00
Coefficiente di sicurezza alla trazione del rinforzo	1.30
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento del risvolto	1.30

Verifiche compound - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale	1.30
Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale sismica	1.30

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

 Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 Coefficienti di combinazioneCondizione n° 1 - Condizione 1 * VARIABILE - (Condizione 1)*Carichi distribuiti*

X _i	X _f	Q _i	Q _f
[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]
0.00	3.00	2000.00	2000.00

Condizione n° 2 - Condizione 2 * VARIABILE - (Condizione 2)*Carichi distribuiti*

X _i	X _f	Q _i	Q _f
[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]
0.00	10.00	120.00	120.00

Coeff. di combinazione

Ic	Descrizione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	Condizione 1	0.70	0.70	0.60
2	Condizione 2	0.50	0.20	0.00

Dati parametri sisma**Identificazione del sito**

Latitudine 44.437978

Longitudine 11.131507

Comune Monte San Pietro

Provincia Bologna

Regione Emilia Romagna

Punti di interpolazione del reticolo 16949 - 17171 - 17172 - 16950

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso II - Normali affollamenti e industrie non pericolose

Vita di riferimento 50 anni	Descrizione	Simbolo	Tipo	SLU	SLE	U.M.
Accelerazione al suolo		a_g		1.59	0.66	[m/s ²]
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale		F_0		2.43	2.43	
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante		T_{c*}		0.29	0.27	[s]
Tipo di sottosuolo e Coefficiente stratigrafico		S_s	B	1.20	1.20	
Categoria topografica e Coefficiente amplificazione topografica		S_T	T2	1.20	1.20	
Coefficiente di riduzione		β_m		0.38	0.47	

Intensità sismica Verticale/Orizzontale
 Forma diagramma incremento sismico

0.50
Stessa forma diagramma statico

Opzioni di calcolo

Le verifiche di capacità portante sono state eseguite con il metodo di MEYERHOF.
 Le verifiche di stabilità globale e di compound sono state eseguite con il metodo di BISHOP.
 Per le verifiche interne sono stati analizzati i meccanismi:
 - rottura planare
 - rottura doppio cuneo
 - rottura superficie curvilinea (Circolare)

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STAB - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - STAB - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLE (Quasi Permanente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Di seguito si riportano gli involuppi delle sollecitazioni ed i risultati delle principali verifiche rimandando all'Allegato II per una visione di insieme e per tutti gli approfondimenti.

Le verifiche sono state condotte considerando il rilevato strutturale con armatura metallica in rete metallica a doppia torsione per strati di circa 0.50m con un massimo di tre strati ogni gradone in modo che l'altezza non sia superiore a 1.50m così come meglio rappresentato negli elaborati grafici allegati.

Figura 14: Pressione in fondazione

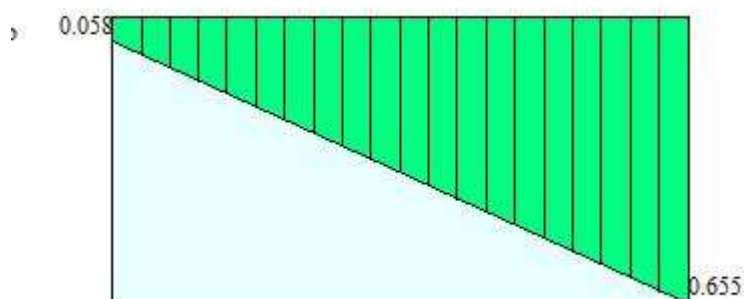
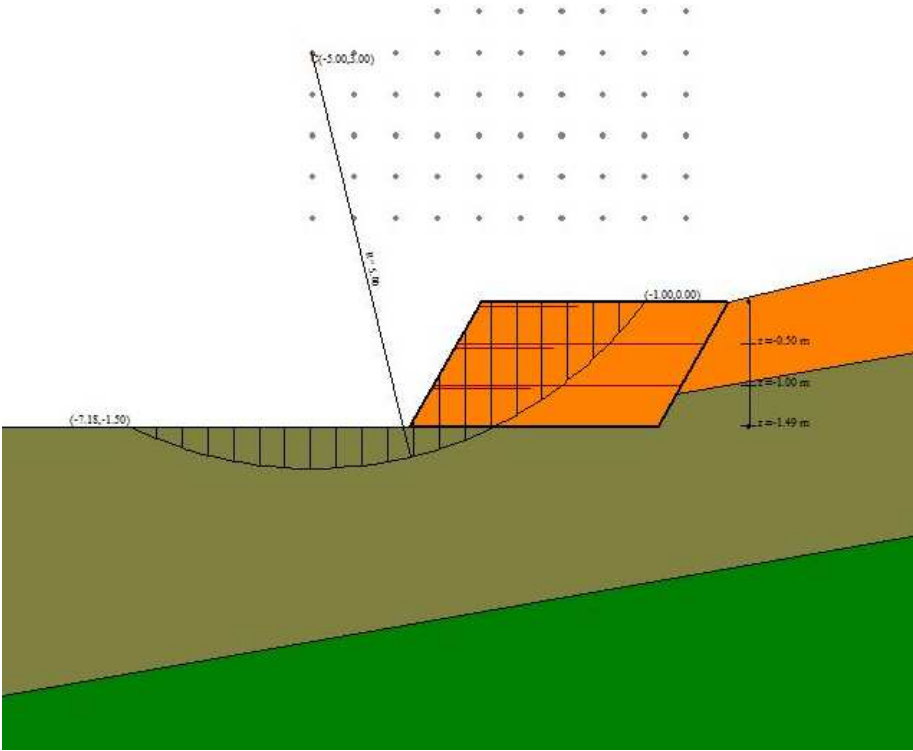


Figura 15: Stabilità globale



4. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE

4.1 RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Per quanto le indagini ed i risultati della campagna geologica si rimanda alla relazione geologica appositamente redatta.

4.2 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

4.2.1 Descrizione delle opere e degli interventi

Per quanto riguarda la tipologia e la descrizione delle opere e degli interventi si rimanda al precedente capitolo 1 e capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

4.2.2 Problemi geotecnici e scelte tipologiche

La realizzazione delle strutture in progetto necessita di un attento studio geologico/geotecnico che consenta di individuare le condizioni morfologiche dell'area in esame, di caratterizzare dal punto di vista litostratigrafico i terreni costituenti il sottosuolo e di identificarne i parametri geotecnici maggiormente significativi.

Per l'analisi degli aspetti legati alla caratterizzazione geologica del sito si rimanda alla relazione geologica.

4.2.1 Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche

Di seguito si riporta in sintesi il percorso della campagna di indagine geologica – geotecnica eseguita rimandando alla relazione geologica per maggiori approfondimenti.

- rilievi di superficie;
- reperimento di dati esistenti di indagini precedenti;
- prove penetrometriche dinamiche pesanti del tipo DPSH;
- n.2 campioni da sottoporre a prove di laboratorio;
- indagine sismica.

4.2.2 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state definite attraverso l'osservazione diretta dei terreni, l'elaborazione delle misure di resistenza alla penetrazione sulla base della campagna di indagini.

Sulla base delle indagini effettuate la stratigrafia dell'area è stata schematizzata attraverso tre orizzonti principali così come riportato nella sottostante Figura 16 e Figura 17.

Figura 16: Schematizzazione stratigrafica dell'area

ORIZZONTE "A1"	Spessore da 0.40 - 1.0 m Terreno a bassa consistenza, composto da argille e limi di colore nocciola scuro talora con inclusi calcare decimetrici
ORIZZONTE "A2"	Spessore 1.40 - 2.20 m Coltre detritica colluviale a consistenza medio bassa costituita da argille marnose di colore grigio scuro con inclusioni di blocchi calcarei decimetrici
ORIZZONTE "B1"	Spessore 0.40 - 5.40 m Coltre detritica eluviale abbastanza consistenti costituita da argille marnose di colore grigio scuro con inclusioni di blocchi calcarei decimetrici
ORIZZONTE "B2"	A partire da 0.40 - 6.0 m dal p.c. Formazione geologica di base abbastanza consistente contraddistinta da argille marnose alterate nella porzione sommitale con inclusi lapidei

L'orizzonte A è stato suddiviso in due orizzonti in funzione della loro resistenza alla penetrazione: l'Orizzonte A1, la porzione più superficiale è contraddistinta da una coltre detritica colluviale molto degradata costituita da terreni poco consolidati e caratterizzati da una bassa resistenza alla penetrazione con spessori maggiori, dell'ordine di circa 1 m rilevati nella prova DIN 10, nella porzione terminale dell'area calanchiva posta più a Sud Ovest.

L'orizzonte A2 è contraddistinto da depositi sempre di origine colluviale, leggermente più consolidati: questi, infatti, si distinguono per una maggiore resistenza rispetto ai terreni precedentemente descritti e rilevati solamente nella parte bassa del calanco di Sud Ovest.

Figura 17: Parametri geotecnici

ORIZZONTE "A1"	$c = 0.04-0.06 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 19-21^\circ$ $\gamma = 1.80 - 1.95 \text{ g/cm}^3$ $c_u = 0.1-0.2 \text{ kg/cm}^2$ $E' = 190-210 \text{ kg/cm}^2$
ORIZZONTE "A2"	$c = 0.14-0.18 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 19-21^\circ$ $\gamma = 1.85 - 2.0 \text{ g/cm}^3$ $c_u = 0.25-0.35 \text{ kg/cm}^2$ $E' = 220-240 \text{ kg/cm}^2$
ORIZZONTE "B1"	$c = 0.21-0.27 \text{ kg/cm}^2$ $c_u = 0.8-1.0 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 18.6-24.3^\circ$ $\gamma = 1.9 - 2.1 \text{ g/cm}^3$ $E' = 250-350 \text{ kg/cm}^2$ Valori residui $c_{res} = 0.16 - 0.17 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi_{res} = 12.6 - 14.3^\circ$
ORIZZONTE "B2"	$c = 0.5-1.5 \text{ kg/cm}^2$ $c_u = 2.5-5.0 \text{ g/cm}^3$ $\varphi = 24-26^\circ$ $\gamma = 2.0-2.2 \text{ g/cm}^3$ $E' = 500-700 \text{ kg/cm}^2$

Per maggiori approfondimenti, si rimanda alla relazione geologica.

4.2.1 Verifica della sicurezza e delle prestazioni e identificazione dei relativi stati limite

Per quanto riguarda le verifiche si rimanda al precedente capitolo 1.2 e capitolo 2.

4.2.1 Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici

L'analisi dei carichi, le verifiche di sezione ed il calcolo delle spinte dei terreni sono state effettuate in accordo con le Norme Tecniche 2018.

Per quanto riguarda le spinte sono stati considerati i risultati derivanti dalle combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

4.3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

4.3.1 Caratteristiche geometriche delle opere di fondazione

Il paramento verticale sarà fondato su fondazioni profonde realizzate con micropali del diametro di 200mm armati con un tubolare d'acciaio avente DN pari a 125 e spessore pari a 4.5mm e lunghezza pari a 3.30.

I micropali avranno un interasse longitudinale di 0.75m come meglio evidenziato nell'elaborato grafico "TAV S2 – PIANTE E SEZIONE OPERE STRUTTURALI".

4.3.1 Verifiche delle opere di fondazione

Di seguito si riportano le verifiche della capacità portante dei micropali, rimandando all'Allegato I per maggiori approfondimenti.

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FSv	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N	Pd	FSv
		[kg]	[kg]	
1 - STR (A1-M1-R3)	1	1172	2870	2.449
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	1312	2870	2.187
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	1035	2870	2.774

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti
Zc	Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kg]
A	Attrito negativo, espresso in [kg]
Wp	Peso palo, espresso in [kg]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc	Pp	Pl	A	Wp
					[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	15.815	36.656	7.071	7.940	--	7177 7177	0 0	0	257

4.4 RELAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Di seguito si riporta una sintesi delle caratteristiche sismiche del sito e si rimanda alla lettura del capitolo “RISCHIO SISMICO” E CAPITOLO “INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE “della relazione geologica “G1 – RELAZIONE GEOLOGICA” redatta dal geologo incaricato per maggiori dettagli ed approfondimenti.

Tipo di costruzione: Opera ordinaria;

Vita nominale: 50 anni;

Classe d'uso: II;

Vita di riferimento: 50 anni;

Categoria del sottosuolo: B;

Categoria topografica: T2;

Zona sismica: 3.

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	30	0.533	2.493	0.256
SLD	50	0.661	2.494	0.269
SLV	475	1.590	2.431	0.293
SLC	975	2.001	2.431	0.307

IL PROGETTISTA

ing. Giacomo Furlani

ALLEGATO I

Dimensionamento e verifiche muretto su micropali

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_H = k_h W \quad F_V = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_p + Q_L - W_p$$

dove:

Q_T portata totale del palo
 Q_p portata di base del palo
 Q_L portata per attrito laterale del palo
 W_p peso proprio del palo

e le due componenti Q_p e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portata alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portata per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_s = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_s = \frac{Q_L}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo

N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_s \tau_s ds$$

dove τ_s è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_s = c_s + \sigma_s \tan \delta$$

dove:

c_s è l'adesione palo-terreno
 δ è l'angolo di attrito palo-terreno
 γ è il peso specifico del terreno
 z è la generica quota a partire dalla testa del palo
 L è la lunghezza del palo
 P è il perimetro del palo

K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo. Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3×3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N , T , M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo.

Se, le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per 'rottura' del terreno.

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kg/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm ²]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm ²]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R _{ck}	E	ν	n	ntc
				[kg/mc]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]			
1	C25/30	C25/30	B450C	2500.00	305.91	320666	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
B450C	4588.65	5506.38

Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia palo
Descr	Descrizione tipologia palo
P	Contributo portanza palo (laterale e/o punta)
T	Tecnologia costruttiva (trivellato, infisso o elica continua)
V	Vincolo palo-fondazione: Cerniera o Incastro (libero o impedito di ruotare in testa)
Imat	Indice materiale che lo costituisce
BD	usa metodo di Bustamante-Doix
PN	Portanza nota
Pp, PI	Portanza di punta e laterale caratteristica, espressa in [kg]

n°	Descr	P	T	V	Imat	BD	PN	Pp	PI
1	Tipologia palo	Punta	Trivellato	Incastro	1	NO	NO	--	--

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	8.00	0.00	0.000

Geometria muro

Materiale	C25/30	
Altezza paramento	1.50	[m]
Spessore	0.30	[m]

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
I	interasse tra i pali, espressa in [m]

f franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
 Np Numero di pali della fila
 D diametro dei pali della fila espresso in [cm]
 L lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
 α inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
 ALL allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

n°	Tipologia	X	I	f	Np	D	L	α	ALL
		[m]	[m]	[m]		[cm]	[m]	[°]	
1	Tipologia palo	0.20	0.75	0.05	3	20.00	3.00	0.00	Centrati

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n° Indice del terreno
 Descr Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]
 Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
 Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
 τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm²]

n°	Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	c _a	Cesp	τ_l	
		[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		[kg/cm ²]	
1	ORIZZONTE A1	1800.00	1950.00	19.000	12.667	0.04	0.00	1.000	0.00	(CAR)
				19.000	12.667	0.04	0.00		0.00	(MIN)
				19.000	12.667	0.04	0.00		0.00	(MED)
				18.600	12.400	0.21	0.00		0.00	(CAR)
2	ORIZZONTE B1	1900.00	2100.00	18.600	12.400	0.21	0.00	1.000	0.00	(MIN)
				18.600	12.400	0.21	0.00		0.00	(MED)
				18.600	12.400	0.21	0.00		0.00	(MED)
				24.000	16.000	0.50	0.00		0.00	(CAR)
3	ORIZZONTE B2	2000.00	2200.00	24.000	16.000	0.50	0.00	1.000	0.00	(MIN)
				24.000	16.000	0.50	0.00		0.00	(MIN)
				24.000	16.000	0.50	0.00		0.00	(MED)
				24.000	16.000	0.50	0.00		0.00	(MED)

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 α Inclinazione espressa in [°]
 Terreno Terreno dello strato
 Kwn, Kwt Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm²/cm
 Per calcolo pali (solo se presenti)
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)
 Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')
 Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H	α	Terreno	Kwn	Kwt	Kw	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
	[m]	[°]		[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]				
1	2.00	10.000	ORIZZONTE A1	0.000	0.000	2.500	0.000	1.000	0.000	0.000
2	2.70	10.000	ORIZZONTE B1	0.000	0.000	3.600	0.000	1.000	0.000	0.000
3	10.00	10.000	ORIZZONTE B2	0.000	0.000	7.000	0.000	1.000	0.000	0.000

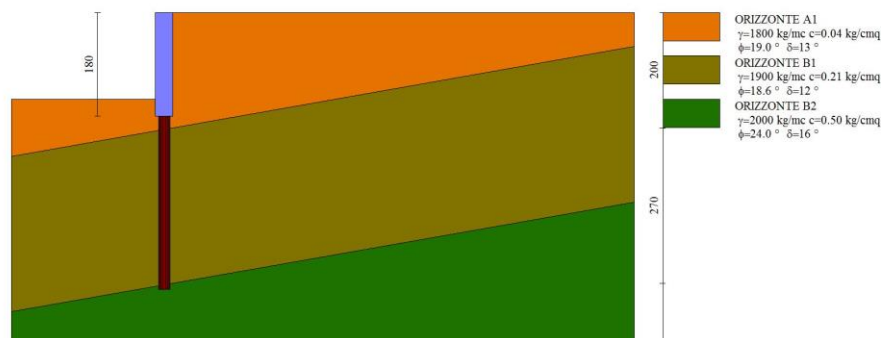


Fig. 1 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kg]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.50$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
		[m]	[kg]	[kg]	[kgm]	[m]	[m]	[kg]	[kg]
1	Distribuito					0.00	8.00	120.00	120.00

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Monte San Pietro
Provincia	Bologna
Regione	Emilia Romagna
Latitudine	44.437978
Longitudine	11.131507
Indice punti di interpolazione	16949 - 17171 - 17172 - 16950
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.590	0.661
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.162	0.067
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.431	2.494
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.293	0.269
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	1.000	23.343	11.672
Ultimo - Ribaltamento	1.000	23.343	11.672
Esercizio	1.000	9.706	4.853

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Modello a blocchi	
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti	
Spostamento limite	5.00 [cm]

Opzioni calcolo pali

Portanza verticale

Metodo di calcolo della portanza alla punta	Vesic
Metodo di calcolo della portanza alla laterale	Integrazione delle tensioni tangenziali ($k_s \sigma_v \tan(\delta) + c_a$)
Correzione angolo di attrito in funzione del tipo di palo (infisso/trivellato)	Attiva
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza alla punta σ_v con la profondità	Pressione geostatica
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza laterale	Pressione geostatica

Portanza trasversale

Criterio rottura palo-terreno	
- Spostamento limite	Non attivo
- Pressione limite	Pressione passiva con moltiplicatore $M=3.00$
- Palo infinitamente elastico	Non attivo

Cedimenti

Metodo di calcolo	Metodo agli elementi finiti
Spostamento limite alla punta	1.00 [cm]
Spostamento limite laterale	0.50 [cm]

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD NO

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura	Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:

$$w_1=0.20$$

$$w_2=0.30$$

$$w_3=0.40$$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kg]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	1032	12.67	1007	226	0.05	-1.33
	Peso/Inerzia muro			0	1387/0	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			0	144/0	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-3706			
2	Spinta statica	562	12.67	549	123	0.05	-1.41
	Incremento di spinta sismica		661	644	145	0.05	-0.90
	Peso/Inerzia muro			324	1387/162	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			32	135/16	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-3159			
3	Spinta statica	562	12.67	549	123	0.05	-1.41
	Incremento di spinta sismica		382	373	84	0.05	-0.90
	Peso/Inerzia muro			324	1387/-162	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			32	135/-16	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-3224			
10	Spinta statica	629	12.67	614	138	0.05	-1.38
	Peso/Inerzia muro			0	1387/0	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			0	141/0	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-5021			
11	Spinta statica	574	12.67	560	126	0.05	-1.40
	Peso/Inerzia muro			0	1387/0	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			0	136/0	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-5096			
12	Spinta statica	562	12.67	549	123	0.05	-1.41
	Peso/Inerzia muro			0	1387/0	-0.15	-0.92
	Peso/Inerzia terrapieno			0	135/0	0.03	-0.75
	Resistenza pali			-5103			

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kg]
M	Momento, espresso in [kgm]
T	Taglio, espresso in [kg]

Cmb	Ip	N [kg]	M [kgm]	T [kg]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	1172	261	-671
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	1312	684	-1032
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	1035	534	-851
10 - SLER	1	1111	132	-409
11 - SLEF	1	1100	111	-374
12 - SLEQ	1	1097	107	-366

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.681					
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.040					
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.524					
4 - GEO (A2-M2-R2)					5.826		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				3.043		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.985		
7 - EQU (A1-M1-R3)			2.632				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.144				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.359				

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]
FS _o	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T	Td	FS _o
		[kg]	[kg]	
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-671	2470	3.681
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-1032	2106	2.040
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-851	2149	2.524

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N	Pd	FS _v
		[kg]	[kg]	
1 - STR (A1-M1-R3)	1	1172	2870	2.449
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	1312	2870	2.187
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	1035	2870	2.774

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti
Zc	Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kg]
A	Attrito negativo, espresso in [kg]
Wp	Peso palo, espresso in [kg]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc	Pp	Pl	A	Wp
					[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	15.815	36.656	7.071	7.940	--	7177 7177	0 0	0	257

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kgm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kgm]	[kgm]	
7 - EQU (A1-M1-R3)	1233	468	2.632
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	1275	1114	1.144
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	1223	900	1.359

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 2.50	7.35	5.826
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2.00; 4.50	9.48	3.043
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2.00; 4.50	9.48	2.985

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
 W peso della striscia espresso in [kg]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kg]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm]q
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm]q
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm]q

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cm]q	[kg/cm]q	[kg]
1	527	82	5.92 - 0.52	64.868	15.401	0.03	0.000	
2	1452	82	0.52	56.790	15.068	0.17	0.000	
3	2155	82	0.52	49.888	15.068	0.17	0.000	
4	2710	82	0.52	43.883	15.068	0.17	0.000	
5	3163	82	0.52	38.441	15.068	0.17	0.000	
6	3537	82	0.52	33.387	15.068	0.17	0.000	
7	3846	82	0.52	28.614	15.068	0.17	0.000	
8	4100	82	0.52	24.051	15.068	0.17	0.000	
9	4305	82	0.52	19.645	15.068	0.17	0.000	
10	4467	82	0.52	15.359	19.605	0.40	0.000	
11	4587	82	0.52	11.159	19.605	0.40	0.000	
12	4880	25	0.52	7.019	19.605	0.40	0.000	
13	3289	0	0.52	2.916	19.605	0.40	0.000	
14	3291	0	0.52	-1.172	15.068	0.17	0.000	
15	3256	0	0.52	-5.265	15.068	0.17	0.000	
16	3184	0	0.52	-9.386	15.068	0.17	0.000	
17	3074	0	0.52	-13.558	15.068	0.17	0.000	
18	2922	0	0.52	-17.804	15.068	0.17	0.000	
19	2728	0	0.52	-22.154	15.068	0.17	0.000	
20	2486	0	0.52	-26.644	15.068	0.17	0.000	
21	2191	0	0.52	-31.321	15.068	0.17	0.000	
22	1837	0	0.52	-36.244	15.068	0.17	0.000	
23	1415	0	0.52	-41.504	15.401	0.03	0.000	
24	927	0	0.52	-47.241	15.401	0.03	0.000	
25	323	0	-7.17 - 0.52	-53.168	15.401	0.03	0.000	

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cm]q	[kg/cm]q	[kg]
1	561	0	6.36 - 0.63	57.665	19.000	0.04	0.000	
2	1592	0	0.63	51.547	18.600	0.21	0.000	
3	2443	0	0.63	45.770	18.600	0.21	0.000	
4	3142	0	0.63	40.548	18.600	0.21	0.000	

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg]
5	3726	0	0.63	35.710	18.600	0.21	0.000	
6	4215	0	0.63	31.152	18.600	0.21	0.000	
7	4625	0	0.63	26.805	18.600	0.21	0.000	
8	4963	0	0.63	22.621	18.600	0.21	0.000	
9	5239	0	0.63	18.560	18.600	0.21	0.000	
10	5458	0	0.63	14.595	24.000	0.50	0.000	
11	5322	0	0.63	10.700	24.000	0.50	0.000	
12	4033	0	0.63	6.855	24.000	0.50	0.000	
13	4088	0	0.63	3.041	18.600	0.21	0.000	
14	4095	0	0.63	-0.760	18.600	0.21	0.000	
15	4054	0	0.63	-4.564	18.600	0.21	0.000	
16	3961	0	0.63	-8.388	18.600	0.21	0.000	
17	3818	0	0.63	-12.250	18.600	0.21	0.000	
18	3620	0	0.63	-16.171	18.600	0.21	0.000	
19	3367	0	0.63	-20.171	18.600	0.21	0.000	
20	3053	0	0.63	-24.277	18.600	0.21	0.000	
21	2673	0	0.63	-28.521	18.600	0.21	0.000	
22	2219	0	0.63	-32.946	18.600	0.21	0.000	
23	1703	0	0.63	-37.606	19.000	0.04	0.000	
24	1103	0	0.63	-42.582	19.000	0.04	0.000	
25	381	0	-9.35 - 0.63	-47.510	19.000	0.04	0.000	

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg]
1	561	0	6.36 - 0.63	57.665	19.000	0.04	0.000	
2	1592	0	0.63	51.547	18.600	0.21	0.000	
3	2443	0	0.63	45.770	18.600	0.21	0.000	
4	3142	0	0.63	40.548	18.600	0.21	0.000	
5	3726	0	0.63	35.710	18.600	0.21	0.000	
6	4215	0	0.63	31.152	18.600	0.21	0.000	
7	4625	0	0.63	26.805	18.600	0.21	0.000	
8	4963	0	0.63	22.621	18.600	0.21	0.000	
9	5239	0	0.63	18.560	18.600	0.21	0.000	
10	5458	0	0.63	14.595	24.000	0.50	0.000	
11	5322	0	0.63	10.700	24.000	0.50	0.000	
12	4033	0	0.63	6.855	24.000	0.50	0.000	
13	4088	0	0.63	3.041	18.600	0.21	0.000	
14	4095	0	0.63	-0.760	18.600	0.21	0.000	
15	4054	0	0.63	-4.564	18.600	0.21	0.000	
16	3961	0	0.63	-8.388	18.600	0.21	0.000	
17	3818	0	0.63	-12.250	18.600	0.21	0.000	
18	3620	0	0.63	-16.171	18.600	0.21	0.000	
19	3367	0	0.63	-20.171	18.600	0.21	0.000	
20	3053	0	0.63	-24.277	18.600	0.21	0.000	
21	2673	0	0.63	-28.521	18.600	0.21	0.000	
22	2219	0	0.63	-32.946	18.600	0.21	0.000	
23	1703	0	0.63	-37.606	19.000	0.04	0.000	
24	1103	0	0.63	-42.582	19.000	0.04	0.000	
25	381	0	-9.35 - 0.63	-47.510	19.000	0.04	0.000	

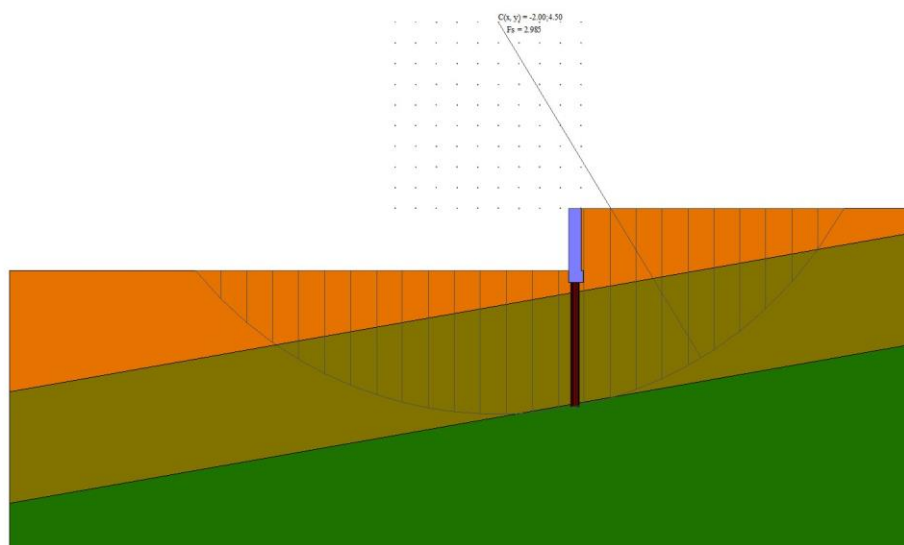


Fig. 2 - Stabilità - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Cedimenti pali

Simbologia adottata

Ic Indice combinazione
Ip Indice palo
w Cedimento, espresso in [cm]

Ic	Ip	w
		[cm]
10	1	0.1565
11	1	0.1549
12	1	0.1546

Spostamenti

Simbologia adottata

Cmb Tipo combinazione

Modello a blocchi

X Spostamento in direzione X (positivo verso monte), espresso in [cm]
Y Spostamento in direzione Y (positivo verso l'alto), espresso in [cm]
Phi Rotazione (positiva antioraria), espresso in [°]

Spostamenti ottenuti con il modello a blocchi

Cmb	X	Y	Phi
	[cm]	[cm]	[°]
1 - STR (A1-M1-R3)	-0.45567	-0.16401	0.13169
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	-0.89525	-0.18269	0.26621
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	-0.70472	-0.14404	0.20965
7 - EQU (A1-M1-R3)	-0.45567	-0.16401	0.13169
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	-0.89525	-0.18269	0.26621
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	-0.70472	-0.14404	0.20965
10 - SLER	-0.24208	-0.15595	0.06987
11 - SLEF	-0.21284	-0.15444	0.06124
12 - SLEQ	-0.20727	-0.15410	0.05960
13 - SLEQ H + V	-0.46750	-0.16545	0.13816
14 - SLEQ H - V	-0.38744	-0.14930	0.11425

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

Mx, My Momenti flettenti, espresso in [kgm]
Mxy Momento torcente, espresso in [kgm]. Positivo se diretto da monte verso valle
Tx, Ty Tagli, espresso in [kg]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)
I momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori (intradosso fondazione, paramento esterno)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	0	0
3	-0.20	150	0	0
4	-0.30	225	0	0
5	-0.40	300	0	0
6	-0.50	375	7	0
7	-0.60	450	22	2
8	-0.70	525	48	5
9	-0.80	600	83	12
10	-0.90	675	129	22
11	-1.00	750	185	38
12	-1.10	825	252	59
13	-1.20	900	329	88
14	-1.30	975	416	126
15	-1.40	1050	514	172
16	-1.50	1125	622	229

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	46	2
3	-0.20	150	91	9
4	-0.30	225	137	20
5	-0.40	300	182	36
6	-0.50	375	228	57
7	-0.60	450	274	82
8	-0.70	525	324	112
9	-0.80	600	380	147
10	-0.90	675	443	188
11	-1.00	750	514	236
12	-1.10	825	593	291
13	-1.20	900	680	355
14	-1.30	975	775	427
15	-1.40	1050	878	510
16	-1.50	1125	989	603

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	33	2
3	-0.20	150	66	7
4	-0.30	225	99	15
5	-0.40	300	132	26
6	-0.50	375	166	41
7	-0.60	450	199	60
8	-0.70	525	237	81
9	-0.80	600	280	107
10	-0.90	675	331	138
11	-1.00	750	390	174
12	-1.10	825	456	216
13	-1.20	900	531	265
14	-1.30	975	614	322

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
15	-1.40	1050	704	388
16	-1.50	1125	803	463

Combinazione n° 10 - SLER

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	0	0
3	-0.20	150	0	0
4	-0.30	225	0	0
5	-0.40	300	0	0
6	-0.50	375	0	0
7	-0.60	450	1	0
8	-0.70	525	8	0
9	-0.80	600	23	2
10	-0.90	675	47	5
11	-1.00	750	78	12
12	-1.10	825	116	21
13	-1.20	900	163	35
14	-1.30	975	218	54
15	-1.40	1050	281	79
16	-1.50	1125	352	111

Combinazione n° 11 - SLEF

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	0	0
3	-0.20	150	0	0
4	-0.30	225	0	0
5	-0.40	300	0	0
6	-0.50	375	0	0
7	-0.60	450	0	0
8	-0.70	525	6	0
9	-0.80	600	17	1
10	-0.90	675	36	4
11	-1.00	750	62	9
12	-1.10	825	97	17
13	-1.20	900	140	28
14	-1.30	975	190	45
15	-1.40	1050	249	67
16	-1.50	1125	315	95

Combinazione n° 12 - SLEQ

n°	X	N	T	M
	[m]	[kg]	[kg]	[kgm]
1	0.00	0	0	0
2	-0.10	75	0	0
3	-0.20	150	0	0
4	-0.30	225	0	0
5	-0.40	300	0	0
6	-0.50	375	0	0
7	-0.60	450	0	0
8	-0.70	525	5	0
9	-0.80	600	15	1
10	-0.90	675	33	4
11	-1.00	750	59	8
12	-1.10	825	92	15
13	-1.20	900	134	27
14	-1.30	975	183	43
15	-1.40	1050	241	64
16	-1.50	1125	306	91

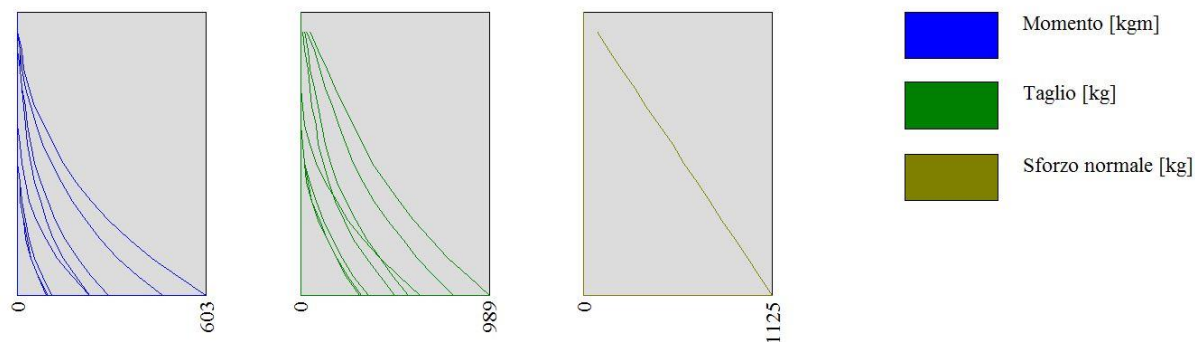


Fig. 3 - Paramento (Inviluppo)

Sollecitazioni pali

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	Ne [kg]	Nr [kg]	Te [kg]	Tr [kg]	Me [kgm]	Mr [kgm]
1	0.00	1172	7177	-671	-3212	261	1249
25	0.72	1234	7177	12	-1728	522	3176
57	1.68	1316	7177	335	1754	302	3312
101	3.00	1429	7177	12	153	0	0

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y [m]	Ne [kg]	Nr [kg]	Te [kg]	Tr [kg]	Me [kgm]	Mr [kgm]
1	0.00	1312	7177	-1032	-2737	684	1815
23	0.66	1369	7177	32	-1428	1086	3316
56	1.65	1454	7177	680	2108	616	3137
101	3.00	1570	7177	24	153	0	0

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y [m]	Ne [kg]	Nr [kg]	Te [kg]	Tr [kg]	Me [kgm]	Mr [kgm]
1	0.00	1035	7177	-851	-2794	534	1754
23	0.66	1091	7177	27	-1482	856	3292
56	1.65	1176	7177	536	2057	485	3165
101	3.00	1292	7177	19	153	0	0

Combinazione n° 10 - SLER

n°	Y [m]	Ne [kg]	Nr [kg]	Te [kg]	Tr [kg]	Me [kgm]	Mr [kgm]
1	0.00	1111	7177	-409	-3347	132	1076
25	0.72	1173	7177	6	-1864	277	3101
58	1.71	1258	7177	178	1746	155	3319
101	3.00	1368	7177	7	153	0	0

Combinazione n° 11 - SLEF

n°	Y [m]	Ne [kg]	Nr [kg]	Te [kg]	Tr [kg]	Me [kgm]	Mr [kgm]
1	0.00	1100	7177	-374	-3398	111	1011
25	0.72	1162	7177	2	-1914	242	3073
58	1.71	1247	7177	156	1696	136	3340
101	3.00	1357	7177	6	153	0	0

Combinazione n° 12 - SLEQ

n°	Y	Ne	Nr	Te	Tr	Me	Mr
	[m]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]
1	0.00	1097	7177	-366	-3402	107	999
25	0.72	1159	7177	2	-1919	235	3063
58	1.71	1244	7177	152	1691	133	3335
101	3.00	1355	7177	6	153	0	0

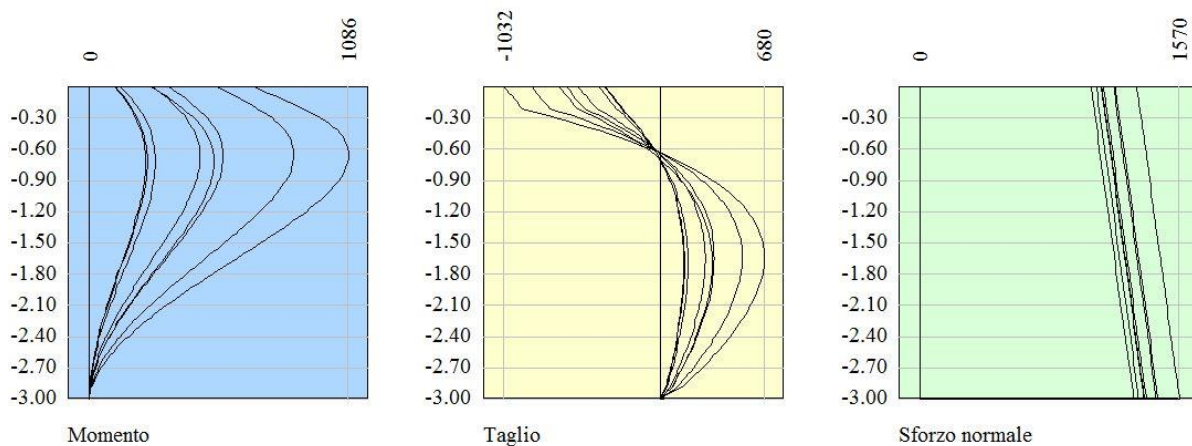


Fig. 4 - Sollecitazioni micropalo (Involuppo)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente espressa in [kg]
Mu	momento ultimi espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [cmq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kgm]
Mu	momento ultimi espresso in [kgm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0	0	1000.000
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	0	75	0	0	1000.000
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	0	150	0	0	1000.000
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	0	225	0	0	1000.000
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	0	300	0	0	1000.000
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	0	375	0	0	1000.000
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	2	450	0	0	1000.000
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	5	525	0	0	1000.000

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	12	600	8268	431304	718.840
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	22	675	13048	399782	592.270
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	38	750	17586	350099	466.799
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	59	825	21388	296738	359.682
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	88	900	24143	245703	273.004
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	126	975	25910	201099	206.255
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	172	1050	24852	151657	144.435
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	229	1125	22510	110687	98.388

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0	0	1000.000
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	2	75	0	0	1000.000
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	9	150	0	0	1000.000
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	20	225	0	0	1000.000
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	36	300	25578	210581	701.938
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	57	375	25369	167086	445.562
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	82	450	23800	130621	290.270
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	112	525	21984	103212	196.594
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	147	600	20282	82821	138.034
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	188	675	18579	66709	98.829
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	236	750	17327	55118	73.491
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	291	825	16274	46125	55.909
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	355	900	15468	39250	43.611
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	427	975	14834	33840	34.708
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	510	1050	14325	29491	28.087
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	603	1125	13908	25933	23.052

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0	0	1000.000
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	2	75	0	0	1000.000
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	7	150	0	0	1000.000
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	15	225	0	0	1000.000
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	26	300	23267	263564	878.545
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	41	375	25015	226694	604.516
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	60	450	25988	196247	436.105
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	81	525	25227	162836	310.164
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	107	600	23989	134376	223.959
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	138	675	22485	110311	163.424
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	174	750	20913	90379	120.505
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	216	825	19370	74060	89.770
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	265	900	17963	60989	67.765
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	322	975	16839	50949	52.255
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	388	1050	15915	43062	41.011
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	463	1125	15191	36885	32.787

Micropali

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar	M	N	Mu	Nu	FS
		[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	25	19.11	522	1234	3731	8821	7.151

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	Ar	M	N	Mu	Nu	FS
		[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	23	19.11	1086	1369	3700	4666	3.409

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	Ar	M	N	Mu	Nu	FS
		[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	23	19.11	856	1091	3700	4718	4.324

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y	B	H	A _{sw}	s	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16772	0	100.000
2	-0.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16782	0	100.000
3	-0.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16792	0	100.000
4	-0.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16802	0	100.000
5	-0.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16812	0	61742.093
6	-0.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16822	7	2471.171
7	-0.60	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16833	22	759.333
8	-0.70	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16843	48	354.467
9	-0.80	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16853	83	202.645
10	-0.90	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16863	129	130.584
11	-1.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16873	185	90.992
12	-1.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16883	252	66.976
13	-1.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16893	329	51.337
14	-1.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16903	416	40.593
15	-1.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16914	514	32.898
16	-1.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16924	622	27.201

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y	B	H	A _{sw}	s	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16772	0	100.000
2	-0.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16782	46	368.432
3	-0.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16792	91	184.327
4	-0.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16802	137	122.959
5	-0.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16812	182	92.275
6	-0.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16822	228	73.864
7	-0.60	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16833	274	61.507
8	-0.70	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16843	324	52.013
9	-0.80	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16853	380	44.402
10	-0.90	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16863	443	38.078
11	-1.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16873	514	32.822
12	-1.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16883	593	28.459
13	-1.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16893	680	24.831
14	-1.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16903	775	21.800
15	-1.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16914	878	19.256
16	-1.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16924	989	17.107

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y	B	H	A _{sw}	s	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16772	0	100.000
2	-0.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16782	33	506.944
3	-0.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16792	66	253.625
4	-0.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16802	99	169.185
5	-0.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16812	132	126.965
6	-0.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16822	166	101.633
7	-0.60	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16833	199	84.588
8	-0.70	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16843	237	71.158
9	-0.80	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16853	280	60.192
10	-0.90	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16863	331	50.969

n°	Y	B	H	A _{sw}	s	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
11	-1.00	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16873	390	43.305
12	-1.10	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16883	456	36.997
13	-1.20	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16893	531	31.815
14	-1.30	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16903	614	27.549
15	-1.40	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16914	704	24.021
16	-1.50	100	30	0.00	0.00	--	0	0	16924	803	21.086

Micropali

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione effettiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per $2 / \pi$.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw}	V _{Rd}	T	FS
		[cmq]	[kg]	[kg]	
1	1	12.17	30701	671	45.748

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _{sw}	V _{Rd}	T	FS
		[cmq]	[kg]	[kg]	
1	1	12.17	30701	1032	29.739

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _{sw}	V _{Rd}	T	FS
		[cmq]	[kg]	[kg]	
1	1	12.17	30701	851	36.056

Verifica a punzonamento

Simbologia adottata

OP	Oggetto che viene punzonato
P	Oggetto che punzona
c ₁ , c ₂	Dimensioni pilastro nelle due direzioni, espressa in [mm]
d	Altezza utile della fondazione, espressa in [mm]
u ₀	Lunghezza perimetro di verifica a faccia pilastro, espresso in [mm]
u ₁	Lunghezza perimetro di verifica per effetto della diffusione, espresso in [mm]
ρ _y , ρ _z	Percentuali di armatura piastra in zona tesa
dpc, duc	distanza della prima e dell'ultima cucitura dalla faccia del pilastro
V _{Ed,i}	Tensione di taglio sul perimetro del pilastro, espressa in [kg/cm ²]
V _{Rd,max}	Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente, espressa in [kg/cm ²]
V _{Ed,f}	Tensione di taglio sul perimetro di verifica u ₁ , espresso in [kg/cm ²]
V _{Rd,cf}	Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente senza armature sul perimetro di verifica u ₁ , espresso in [kg/cm ²]
V _{Rd,cs}	Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente con armature, espresso in [kg/cm ²]
n _{sc}	Numero di serie di cuciture
n _c	Numero di cuciture
FS	Fattore di sicurezza (minore tra i rapporti $V_{Rd,max}/V_{Ed,i}$, $V_{Rd,cf}/V_{Ed,f}$ e $V_{Rd,cs}/V_{Ed,f}$)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori, espresso in [cm ²]
A _{fs}	area ferri superiori, espresso in [cm ²]
M	momento agente, espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kg]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kg/cm ²]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kg/cm ²]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kg/cm ²]

Combinazioni SLER

Paramento

Combinazione n° 10 - SLER

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	152.34	[kg/cm ²]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	3670.92	[kg/cm ²]

n°	Y	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
	[m]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[kgm]	[kg]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	0	75	0.02	0.34	0.34
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	0	150	0.05	0.68	0.68
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	0	225	0.07	1.02	1.02
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	0	300	0.09	1.35	1.35
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	0	375	0.11	1.69	1.69
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	0	450	0.14	2.03	2.03
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	0	525	0.16	2.34	2.40
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	2	600	0.19	2.58	2.84
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	5	675	0.23	2.69	3.40
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	12	750	0.29	2.62	4.15
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	21	825	0.37	2.32	5.13
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	35	900	0.46	1.74	6.39
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	54	975	0.59	0.81	7.99
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	79	1050	0.77	1.08	10.16
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	111	1125	1.04	5.38	13.23

Combinazione n° 11 - SLEF

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

253.91

[kg/cmq]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

4588.65

[kg/cmq]

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	0	75	0.02	0.34	0.34
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	0	150	0.05	0.68	0.68
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	0	225	0.07	1.02	1.02
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	0	300	0.09	1.35	1.35
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	0	375	0.11	1.69	1.69
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	0	450	0.14	2.03	2.03
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	0	525	0.16	2.35	2.39
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	1	600	0.19	2.62	2.79
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	4	675	0.22	2.79	3.30
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	9	750	0.27	2.81	3.96
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	17	825	0.34	2.63	4.82
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	28	900	0.43	2.19	5.94
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	45	975	0.54	1.44	7.37
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	67	1050	0.69	0.23	9.19
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	95	1125	0.90	2.56	11.76

Combinazione n° 12 - SLEQ

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo

114.26

[kg/cmq]

Tensione massima di trazione dell'acciaio

4588.65

[kg/cmq]

n°	Y	B	H	Afi	Afs	M	N	σc	σfi	σfs
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1	0.00	100	30	10.78	10.78	0	0	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	100	30	10.78	10.78	0	75	0.02	0.34	0.34
3	-0.20	100	30	10.78	10.78	0	150	0.05	0.68	0.68
4	-0.30	100	30	10.78	10.78	0	225	0.07	1.02	1.02
5	-0.40	100	30	10.78	10.78	0	300	0.09	1.35	1.35
6	-0.50	100	30	10.78	10.78	0	375	0.11	1.69	1.69
7	-0.60	100	30	10.78	10.78	0	450	0.14	2.03	2.03
8	-0.70	100	30	10.78	10.78	0	525	0.16	2.35	2.38
9	-0.80	100	30	10.78	10.78	1	600	0.19	2.63	2.79
10	-0.90	100	30	10.78	10.78	4	675	0.22	2.81	3.28
11	-1.00	100	30	10.78	10.78	8	750	0.27	2.85	3.92
12	-1.10	100	30	10.78	10.78	15	825	0.33	2.70	4.75
13	-1.20	100	30	10.78	10.78	27	900	0.42	2.29	5.83
14	-1.30	100	30	10.78	10.78	43	975	0.53	1.58	7.22
15	-1.40	100	30	10.78	10.78	64	1050	0.67	0.48	8.97
16	-1.50	100	30	10.78	10.78	91	1125	0.87	1.99	11.42

Combinazioni SLEF

Paramento

Combinazione n° 11 - SLEF

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.40$

n°	Y	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kgm]	[%]	[mm]	[mm]
1	0.00	100	30	0.00	0.00	0	0	0.000000	0.00	0.000
2	-0.10	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
3	-0.20	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
4	-0.30	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
5	-0.40	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
6	-0.50	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
7	-0.60	100	30	0.00	0.00	0	1	0.000000	0.00	0.000
8	-0.70	100	30	0.00	0.00	0	42	0.000000	0.00	0.000
9	-0.80	100	30	0.00	0.00	1	198	0.000000	0.00	0.000
10	-0.90	100	30	0.00	0.00	4	557	0.000000	0.00	0.000
11	-1.00	100	30	0.00	0.00	9	1284	0.000000	0.00	0.000
12	-1.10	100	30	0.00	0.00	17	2782	0.000000	0.00	0.000
13	-1.20	100	30	0.00	0.00	28	6517	0.000000	0.00	0.000
14	-1.30	100	30	0.00	0.00	45	25438	0.000000	0.00	0.000
15	-1.40	100	30	0.00	0.00	67	33777	0.000000	0.00	0.000
16	-1.50	100	30	10.78	750.00	95	13506	0.000000	0.00	0.000

Combinazioni SLEQ

Paramento

Combinazione n° 12 - SLEQ

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	Y	B	H	Af	Aeff	M	Mpf	ε	Sm	w
	[m]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kgm]	[%]	[mm]	[mm]
1	0.00	100	30	0.00	0.00	0	0	0.000000	0.00	0.000
2	-0.10	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
3	-0.20	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
4	-0.30	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
5	-0.40	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
6	-0.50	100	30	0.00	0.00	0	0	100000.000000	1000.00	0.000
7	-0.60	100	30	0.00	0.00	0	1	0.000000	0.00	0.000
8	-0.70	100	30	0.00	0.00	0	38	0.000000	0.00	0.000
9	-0.80	100	30	0.00	0.00	1	178	0.000000	0.00	0.000
10	-0.90	100	30	0.00	0.00	4	504	0.000000	0.00	0.000
11	-1.00	100	30	0.00	0.00	8	1165	0.000000	0.00	0.000
12	-1.10	100	30	0.00	0.00	15	2509	0.000000	0.00	0.000
13	-1.20	100	30	0.00	0.00	27	5714	0.000000	0.00	0.000
14	-1.30	100	30	0.00	0.00	43	19113	0.000000	0.00	0.000
15	-1.40	100	30	0.00	0.00	64	47107	0.000000	0.00	0.000
16	-1.50	100	30	10.78	750.00	91	14629	0.000000	0.00	0.000

ALLEGATO II

Dimensionamento e verifiche terre rinforzate

Richiami teorici

Calcolo della spinta sulla parete

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite le NTC 2018 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità:

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = A S' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_H W \quad F_{IV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifiche

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r . Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$M_s / M_r \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$F_r / F_s \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c1} c + q N_q d_{q1} q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma1} \gamma$$

Indicando con:

c , la coesione del terreno in fondazione;
 ϕ , l'angolo di attrito del terreno in fondazione;
 γ , il peso di volume del terreno in fondazione;
 B , la larghezza della fondazione;
 D , la profondità del piano di posa;
 q , la pressione geostatica alla quota del piano di posa.
 N_c , N_q , N_γ , i coefficienti di capacità portante;
 d_{c1} , d_{q1} , $d_{\gamma1}$, i fattori di profondità;

i_c, i_q, i_r , i fattori di inclinazione del carico;

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_r = [N_q - 1] \tan(1.4\phi)$$

Fattori di profondità

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$d_q = 1 + 0.2 D K_p^{0.5} / B$$

$$d_q = d_r = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_r = 1 + 0.1 D K_p^{0.5} / B \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_r = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Verifiche interne

Le verifiche interne riguardano la determinazione del non superamento delle resistenze date dai rinforzi per i meccanismi di:

- scorrimento diretto;
- sfilamento;
- resistenza a trazione.

Con S verrà indicata la spinta agente alla quota del rinforzo considerato.

La verifica a scorrimento diretto consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo scivolamento del blocco di terra armata al di sopra del rinforzo stesso. La resistenza allo scorrimento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor}} = L_{\text{scor}} \times B \times \tau_{\text{scor}}$$

L_{scor} : Lunghezza del rinforzo;

B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor}}/S \geq FS_{\text{scor}}$$

La verifica a sfilamento consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo sfilamento del rinforzo dalla terra armata. La resistenza allo sfilamento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{sfil}} = \sigma'_v \times f_{po} \times \tan \phi'$$

con f_{po} coeff. di resistenza allo sfilamento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{sfil}} = L_{\text{sfil}} \times B \times 2 \tau_{\text{sfil}}$$

L_{sfil} : Lunghezza del rinforzo;

B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{sfil}}/S \geq FS_{\text{sfil}}$$

La verifica a trazione consiste nell'assicurare che la tensione nel rinforzo non superi quella ammissibile. La verifica è soddisfatta se:

$$P / T \geq FS_{\text{traz}}$$

con P resistenza ammissibile impiegata per il dimensionamento:

$$P = LTDS / (FS_{\text{giunzione}} \times FS_{\text{chimico}} \times FS_{\text{biologico}} \times FS_{\text{danni ambientali}})$$

LTDS: resistenza di progetto a lungo termine;

T: sforzo agente nel rinforzo.

La *verifica del risvolto* consiste nel prevenire spanciamenti della facciata. La resistenza allo scorrimento del risvolto è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor,risv}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor,risv}} = L_{\text{risv}} \times B \times \tau_{\text{scor,risv}}$$

L_{risv} : Lunghezza del rinforzo;

B: Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor,risv}}/S \geq FS_{\text{scor}}$$

Verifiche composte

Le verifiche composte riguardano la ricerca dei cinematismi di rottura che riguardano l'insieme terreno rinforzi. Il programma analizza delle famiglie di superfici circolari.
Il calcolo del fattore di sicurezza della superficie circolare è effettuato con il metodo delle strisce tenendo conto del contributo di resistenza dei rinforzi contenuti.

Dati

Normativa

Spinte e verifiche secondo: N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c'	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.30	1.00
Permanenti NS	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.80
Permanenti NS	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30
Variabili TF	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili TF	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c'		1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r		1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c'		1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r		1.00	1.00

Verifiche esterne - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Verifiche interne - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento dei rinforzi	1.50
Coefficiente di sicurezza allo sfilamento del rinforzo	3.00
Coefficiente di sicurezza alla trazione del rinforzo	1.30
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento del risvolto	1.30

Verifiche compound - Coefficienti di sicurezza richiesti

Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale	1.30
Coefficiente di sicurezza alla stabilità locale sismica	1.30

Descrizione terreni

Caratteristiche fisico meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in [°]
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
ORIZZONTAE A1	1800.00	1950.00	19.000	12.670	0.040	0.000
ORIZZONTE B1	1900.00	2100.00	18.600	12.400	0.210	0.000
ORIZZONTE B2	2000.00	2200.00	24.000	16.000	0.500	0.000

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
E	Modulo elastico ,espresso in [kg/cm ^q]
v	Coefficiente di Poisson
G	Modulo tangenziale, espresso in [kg/cm ^q]
Vs	Velocità onde di taglio, espressa in [m/s]

Descrizione	E [kg/cm ^q]	v	G [kg/cm ^q]	Vs [m/s]
ORIZZONTAE A1	190.00	0.000	0.00	0.00
ORIZZONTE B1	250.00	0.000	0.00	0.00
ORIZZONTE B2	500.00	0.000	0.00	0.00

Stratigrafia terreno spingente

Simbologia adottata

n°	Identificativo strato
Sp	Spessore dello strato, espresso in [m]
α	Inclinazione dello strato, espresso in [°]
Terreno	Terreno dello strato

n°	Sp [m]	α [°]	Terreno
1	1.00	10.000	ORIZZONTAE A1
2	2.20	10.000	ORIZZONTE B1
3	5.40	10.000	ORIZZONTE B2

Profilo terreno

Profilo terreno a monte

Simbologia adottata

n°	Indice punto
X	Ascissa punto, espresso in [m]
Y	Ordinata punto, espresso in [m]

n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]
1	10.00	2.40	2	--	--	3	--	--	4	--	--

Profilo terreno a valle

Quota terreno rispetto al piano di posa	[m]	0.00
Inclinazione terreno a valle	[°]	0.000

Caratteristiche rinforzi

Simbologia adottata

Rinforzo	Identificativo del rinforzo
LTDS	Resistenza di progetto di lungo termine, espresso in [kg/m]
FS _{DG}	Fattore di sicurezza per danni di giunzione
FS _{DC}	Fattore di sicurezza per danni chimici
FS _{DB}	Fattore di sicurezza per danni biologici
FS _{DA}	Fattore di sicurezza per danni ambientali
LTDS _A	Resistenza di progetto di lungo termine ammissibile, espresso in [kg/m]

Rinforzo	LTDS	FS _{DG}	FS _{DC}	FS _{DB}	FS _{DA}	LTDS _A
	[kg/m]					[kg/m]
rinforzo 1	4000.00	1.00	1.00	1.00	1.30	3076.92

Geometria terra armata

Simbologia adottata

Il sistema di riferimento è il punto in alto a destra della terra armata	
n°	Indice punto
X	Ascissa, espresso in [m]
Y	Ordinata, espresso in [m]

Materiale di riempimento della terra armata: ORIZZONTAE A1

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	2	-2.97	0.00	3	-3.84	-1.50	4	-0.84	-1.50

Descrizione rinforzi della Terra armata

Simbologia adottata

n°	Indice rinforzo
Y	Quota del rinforzo
Rinforzo	Identificativo del rinforzo
L	Lunghezza del rinforzo, espresso in [m]
L _{rv}	Lunghezza tratto di risvolto verticale (facciata del risvolto), espresso in [m]
L _{ro}	Lunghezza tratto di risvolto orizzontale (interno del risvolto), espresso in [m]
F _{ds}	Parametro di interazione rinforzo-terra utilizzato per la verifica interna a scorrimento diretto
F _{po}	Parametro di interazione rinforzo-terra utilizzato per la verifica interna a sfilamento del rinforzo dal terreno

n°	Y	Rinforzo	L	L _{rv}	L _{ro}	F _{ds}	F _{po}
	[m]		[m]	[m]	[m]		
1	-0.50	rinforzo 1	2.98	0.45	1.20	0.90	0.90
2	-1.00	rinforzo 1	2.99	0.45	1.20	0.90	0.90
3	-1.49	rinforzo 1	3.00	0.45	1.20	0.90	0.90

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Simbologia e convenzioni di segno adottate	
Carichi verticali positivi verso il basso.	
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.	
Momento positivo senso antiorario.	
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kg/m]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato
Ψ ₀ , Ψ ₁ , Ψ ₂	Coefficienti di combinazione

Condizione n° 1 - Condizione 1 * VARIABILE - (Condizione 1)

Carichi distribuiti

X _i	X _f	Q _i	Q _f
[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]
0.00	3.00	2000.00	2000.00

Condizione n° 2 - Condizione 2 * VARIABILE - (Condizione 2)

Carichi distribuiti

X_i	X_r	Q_i	Q_r
[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]
0.00	10.00	120.00	120.00

Coeff. di combinazione

Ic	Descrizione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	Condizione 1	0.70	0.70	0.60
2	Condizione 2	0.50	0.20	0.00

Dati parametri sisma

Identificazione del sito

Latitudine 44.437978

Longitudine 11.131507

Comune Monte San Pietro

Provincia Bologna

Regione Emilia Romagna

Punti di interpolazione del reticolo 16949 - 17171 - 17172 - 16950

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso II - Normali affollamenti e industrie non pericolose

Vita di riferimento	50 anni	Descrizione	Simbolo	Tipo	SLU	SLE	U.M.
Accelerazione al suolo			a_g		1.59	0.66	[m/s ²]
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale			F_0		2.43	2.43	
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante			T_{c*}		0.29	0.27	[s]
Tipo di sottosuolo e Coefficiente stratigrafico			S_s	B	1.20	1.20	
Categoria topografica e Coefficiente amplificazione topografica			S_T	T2	1.20	1.20	
Coefficiente di riduzione			β_m		0.38	0.47	

Intensità sismica Verticale/Orizzontale 0.50

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Le verifiche di capacità portante sono state eseguite con il metodo di MEYERHOF.

Le verifiche di stabilità globale e di compound sono state eseguite con il metodo di BISHOP.

Per le verifiche interne sono stati analizzati i meccanismi:

- rottura planare
- rottura doppio cuneo
- rottura superficie curvilinea (Circolare)

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.30	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Favorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STAB

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STAB - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - STAB - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLE (Rara)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLE (Quasi Permanente)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso proprio	1.00	1.00	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Risultati

Sintesi - Fattori di sicurezza

Verifiche esterne

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
FS _{Rib}	Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS _{Scor}	Fattore di sicurezza a scorrimento
FS _{Qlim}	Fattore di sicurezza a carico limite
FS _{Stab}	Fattore di sicurezza a stabilità globale

IC	FS _{Scor}	FS _{Qlim}	FS _{Rib}	FS _{Stab}
1	3.847	1.995	--	--
2	6.334	2.225	--	--
3	2.082	2.179	--	--
4	2.009	2.352	--	--
5	--	--	32.026	--
6	--	--	56.663	--
7	--	--	15.891	--
8	--	--	7.795	--
9	--	--	--	1.509
10	--	--	--	1.757
11	--	--	--	2.189
12	--	--	--	2.217
13	3.902	2.788	--	--
14	8.309	2.984	--	--
15	26.664	3.201	--	--
16	20.338	3.169	--	--
17	42.639	3.240	--	--
18	45.935	3.245	--	--
19	3.910	2.662	--	--

Verifiche interne

Simbologia adottata

n°	Indice rinforzo
FS _{Scor}	Fattore di sicurezza a scorrimento
FS _{Sfil}	Fattore di sicurezza a sfilamento
FS _{Traz}	Fattore di sicurezza a trazione
FS _{ScorR}	Fattore di sicurezza a scorrimento del risvolto

Combinazione n° 1

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	91.350	182.700	100.818	21.729

Combinazione n° 2

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	91.350	182.700	100.818	21.729

Combinazione n° 3

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	147.886	295.772	701.538	7.572
2	142.366	284.733	302.017	31.070
3	134.120	268.240	192.430	31.903

Combinazione n° 4

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	219.743	439.486	1037.525	11.198
2	244.998	489.996	519.145	53.407
3	241.282	482.565	346.182	57.394

Combinazione n° 13

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	357.763	715.526	1649.899	17.807

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
2	556.419	1112.838	1172.275	120.598
3	633.633	1267.267	909.102	150.723

Combinazione n° 14

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	100.000	100.000	100.000	1000.000

Combinazione n° 15

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	100.000	100.000	100.000	1000.000

Combinazione n° 16

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	100.000	100.000	100.000	1000.000

Combinazione n° 17

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	100.000	100.000	100.000	1000.000

Combinazione n° 18

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	100.000	100.000	100.000	1000.000
2	100.000	100.000	100.000	1000.000
3	100.000	100.000	100.000	1000.000

Combinazione n° 19

n°	FS _{Scor}	FS _{Sfil}	FS _{Traz}	FS _{ScorR}
1	291.135	582.270	1345.538	14.522
2	375.214	750.428	790.926	81.367
3	390.364	780.727	560.072	92.856

Verifiche composte

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione
FS_{Comp} Coefficiente di sicurezza a stabilità locale (compound)

IC	FS _{Comp}
1	4.001
2	4.001
3	3.917
4	3.713
13	4.103
14	4.621
15	4.621
16	4.621
17	4.621
18	4.621
19	4.232

Verifiche esterne

Risultati spinta

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione

S Spinta statica, incremento sismico della spinta e spinta falda, espresse in [kg]
So Componente orizzontale della spinta statica, espresse in [kg]
Sv Componente verticale della spinta statica, dell'incremento sismico o la sottospinta della falda, espresse in [kg]
P Punto di applicazione della spinta, dell'incremento sismico e della spinta della falda, espresse in [kg]
Is Inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

n°	Descrizione	S	So	Sv	P	Is
		[kg]	[kg]	[kg]	[m]	[°]
1	Spinta statica	650	611	221	0.00; -0.66	19.91
2	Spinta statica	375	366	78	0.00; -0.74	12.09
3	Spinta statica	40	39	9	0.00; -0.96	12.42
	Incremento sismico	143	140	31	0.00; -0.57	
4	Spinta statica	40	39	9	0.00; -0.96	12.42
	Incremento sismico	95	93	20	0.00; -0.57	
13	Spinta statica	40	39	9	0.00; -0.96	12.42
	Incremento sismico	39	39	8	0.00; -0.57	
14	Spinta statica	220	214	47	0.00; -0.78	12.30
15	Spinta statica	68	67	15	0.00; -0.92	12.40
16	Spinta statica	89	87	19	0.00; -0.90	12.39
17	Spinta statica	43	42	9	0.00; -0.96	12.42
18	Spinta statica	40	39	9	0.00; -0.96	12.42
19	Spinta statica	40	39	9	0.00; -0.96	12.42
	Incremento sismico	60	59	13	0.00; -0.57	

Risultanti al piano di posa

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione
Rp Risultante al piano di posa, espressa in [kg]
β Inclinazione della risultante rispetto al piano di posa, espresse in [°]
Rn Risultante normale al piano di posa, espressa in [kg]
Rt Risultante tangente al piano di posa, espressa in [kg]
Rx Risultante in direzione X, espressa in [kg]
Ry Risultante in direzione Y, espressa in [kg]
e Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione, espressa in [m]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]

n°	Rp	β	Rn	Rt	Rx	Ry	e	Mr	Ms
	[kg]	[°]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[m]	[kgm]	[kgm]
1	10716	3.27	10699	611	611	10699	-0.419		
2	10562	1.99	10556	366	366	10556	-0.415		
3	8503	6.03	8456	893	893	8456	-0.355		
4	7777	6.24	7731	846	846	7731	-0.351		
5	8304	4.22	8281	611	611	8281	-0.416	511	16379
6	8146	2.58	8138	366	366	8138	-0.411	279	15830
7	8766	8.95	8660	1363	1363	8660	-0.319	1058	16808
8	7677	9.61	7570	1282	1282	7570	-0.309	2015	15706
13	7905	3.22	7893	445	445	7893	-0.389		
14	8109	1.52	8106	214	214	8106	-0.419		
15	8074	0.47	8074	67	67	8074	-0.425		
16	8079	0.62	8079	87	87	8079	-0.425		
17	8069	0.30	8069	42	42	8069	-0.426		
18	8068	0.27	8068	39	39	8068	-0.426		
19	8278	3.22	8265	465	465	8265	-0.389		

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione
Rn Risultante normale al piano di posa, espressa in [kg]
Qu Carico ultimo della fondazione, espressa in [kg]
Pv Pressione terreno allo spigolo di valle, espressa in [kg/cm²]
Pm Pressione terreno allo spigolo di monte, espressa in [kg/cm²]
Lr Lunghezza fondazione reagente, espressa in [m]
Nc, Nq, N_g Coeff. di capacità portante
N'c, N'q, N'_g Coeff. di capacità portante corretti dai coeff. di forma, profondità, inclinazione del piano di posa e inclinazione del piano campagna a valle

n°	N	Qu	Pv	Pm	Lr	Nc	Nq	N _g	N'c	N'q	N' _g
	[kg]	[kg]	[kg/cm²]	[kg/cm²]	[m]						
1	10699	21344	0.058	0.655	3.00	13.93	5.80	2.40	12.94	5.38	1.65
2	10556	23487	0.060	0.644	3.00	13.93	5.80	2.40	13.32	5.54	1.93
3	8456	18426	0.082	0.482	3.00	13.93	5.80	2.40	12.13	5.05	1.12
4	7731	18185	0.077	0.439	3.00	13.93	5.80	2.40	12.07	5.02	1.08
13	7893	22003	0.058	0.468	3.00	13.93	5.80	2.40	12.95	5.39	1.66
14	8106	24188	0.044	0.497	3.00	13.93	5.80	2.40	13.47	5.60	2.03
15	8074	25844	0.040	0.498	3.00	13.93	5.80	2.40	13.79	5.74	2.28
16	8079	25601	0.041	0.498	3.00	13.93	5.80	2.40	13.74	5.72	2.25

n°	N	Qu	Pv	Pm	Lr	Nc	Nq	N _g	N'c	N'q	N'g
	[kg]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[m]						
17	8069	26143	0.040	0.498	3.00	13.93	5.80	2.40	13.84	5.76	2.33
18	8068	26180	0.040	0.498	3.00	13.93	5.80	2.40	13.85	5.76	2.33
19	8265	22003	0.061	0.490	3.00	13.93	5.80	2.40	12.95	5.39	1.66

Stabilità globale terra armata + terreno

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla terra armata (spigolo contro terra)

Is Indice della striscia

W peso della striscia espresso in [kg]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

l lunghezza della base della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

N sforzo normale alla base della striscia espressa in [kg]

T sforzo tangenziale alla base della striscia espressa in [kg]

Rt, Rn Resistenza tangenziale e normale del rinforzo alla base della striscia espressa in [kg]

Combinazione n° 9

Superficie di scorrimento n° 62 - $F_s = 1.51$

Is	W	α	φ	c	l	u	N	T	El	Er	Rt	Rn
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[m]	[kg/cmq]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	173	-24.750	15.401	320.00	0.33	0.00	243	98	0	191	0	0
2	356	-21.048	15.401	320.00	0.32	0.00	438	128	191	468	0	0
3	411	-17.365	15.401	320.00	0.31	0.00	479	138	468	743	0	0
4	456	-13.800	15.401	320.00	0.31	0.00	509	146	743	1006	0	0
5	491	-10.304	15.401	320.00	0.30	0.00	528	152	1006	1250	0	0
6	515	-6.861	15.401	320.00	0.30	0.00	538	157	1250	1470	0	0
7	530	-3.453	15.401	320.00	0.30	0.00	540	160	1470	1662	0	0
8	535	-0.064	15.401	320.00	0.30	0.00	535	161	1662	1823	0	0
9	530	3.324	15.401	320.00	0.30	0.00	522	160	1823	1952	0	0
10	516	6.727	15.401	320.00	0.30	0.00	501	157	1952	2050	0	0
11	493	10.161	15.401	320.00	0.30	0.00	561	169	2050	2117	0	0
12	482	13.644	15.401	320.00	0.31	0.00	1246	292	2117	2107	0	0
13	476	17.191	15.401	320.00	0.31	0.00	1242	288	2107	2015	0	0
14	459	20.821	15.401	320.00	0.32	0.00	1233	282	2015	1840	0	0
15	431	24.552	15.401	320.00	0.33	0.00	1217	273	1840	1583	0	0
16	390	28.399	15.401	320.00	0.34	0.00	1193	262	1583	1246	0	0
17	335	32.379	15.401	320.00	0.35	0.00	1159	249	1246	836	0	0
18	264	36.505	15.401	320.00	0.37	0.00	1112	234	836	363	0	0
19	174	40.786	15.401	320.00	0.39	0.00	1047	218	363	-156	0	0
20	63	45.225	15.401	320.00	0.42	0.00	956	200	-156	-693	0	0

Combinazione n° 10

Superficie di scorrimento n° 62 - $F_s = 1.76$

Is	W	α	φ	c	l	u	N	T	El	Er	Rt	Rn
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[m]	[kg/cmq]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	173	-24.750	15.401	320.00	0.33	0.00	235	84	0	175	0	0
2	356	-21.048	15.401	320.00	0.32	0.00	429	110	175	432	0	0
3	411	-17.365	15.401	320.00	0.31	0.00	472	118	432	686	0	0
4	456	-13.800	15.401	320.00	0.31	0.00	503	125	686	928	0	0
5	491	-10.304	15.401	320.00	0.30	0.00	524	131	928	1150	0	0
6	515	-6.861	15.401	320.00	0.30	0.00	535	135	1150	1348	0	0
7	530	-3.453	15.401	320.00	0.30	0.00	539	137	1348	1517	0	0
8	535	-0.064	15.401	320.00	0.30	0.00	535	138	1517	1656	0	0
9	530	3.324	15.401	320.00	0.30	0.00	523	137	1656	1763	0	0
10	516	6.727	15.401	320.00	0.30	0.00	504	135	1763	1838	0	0
11	493	10.161	15.401	320.00	0.30	0.00	542	141	1838	1881	0	0
12	482	13.644	15.401	320.00	0.31	0.00	1048	219	1881	1846	0	0
13	476	17.191	15.401	320.00	0.31	0.00	1046	216	1846	1744	0	0
14	459	20.821	15.401	320.00	0.32	0.00	1037	212	1744	1573	0	0
15	431	24.552	15.401	320.00	0.33	0.00	1020	205	1573	1335	0	0
16	390	28.399	15.401	320.00	0.34	0.00	994	197	1335	1035	0	0
17	335	32.379	15.401	320.00	0.35	0.00	957	186	1035	680	0	0
18	264	36.505	15.401	320.00	0.37	0.00	905	175	680	282	0	0
19	174	40.786	15.401	320.00	0.39	0.00	833	162	282	-139	0	0
20	63	45.225	15.401	320.00	0.42	0.00	732	149	-139	-554	0	0

Combinazione n° 11

Superficie di scorrimento n° 61 - $F_s = 2.19$

Is	W	α	ϕ	c	l	u	N	T	El	Er	Rt	Rn
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	138	-19.978	19.000	400.00	0.29	0.00	169	73	0	114	0	0
2	366	-16.680	19.000	400.00	0.28	0.00	399	107	114	298	0	0
3	419	-13.450	19.000	400.00	0.28	0.00	440	115	298	475	0	0
4	446	-10.274	19.000	400.00	0.28	0.00	456	119	475	634	0	0
5	467	-7.140	19.000	400.00	0.27	0.00	465	123	634	773	0	0
6	480	-4.035	19.000	400.00	0.27	0.00	468	125	773	887	0	0
7	486	-0.948	19.000	400.00	0.27	0.00	466	126	887	978	0	0
8	484	2.135	19.000	400.00	0.27	0.00	459	126	978	1043	0	0
9	476	5.225	19.000	400.00	0.27	0.00	446	124	1043	1084	0	0
10	460	8.334	19.000	400.00	0.27	0.00	427	122	1084	1102	0	0
11	437	11.474	19.000	400.00	0.28	0.00	403	118	1102	1098	0	0
12	407	14.658	19.000	400.00	0.28	0.00	373	113	1098	1077	0	0
13	374	17.898	19.000	400.00	0.28	0.00	549	139	1077	1007	0	0
14	357	21.207	19.000	400.00	0.29	0.00	654	153	1007	882	0	0
15	333	24.596	19.000	400.00	0.30	0.00	637	148	882	722	0	0
16	300	28.078	19.000	400.00	0.31	0.00	611	143	722	534	0	0
17	256	31.664	19.000	400.00	0.32	0.00	577	136	534	324	0	0
18	200	35.363	19.000	400.00	0.33	0.00	530	128	324	104	0	0
19	131	39.183	19.000	400.00	0.35	0.00	469	119	104	-112	0	0
20	47	43.126	19.000	400.00	0.37	0.00	386	110	-112	-299	0	0

Combinazione n° 12

Superficie di scorrimento n° 61 - $F_s = 2.22$

Is	W	α	ϕ	c	l	u	N	T	El	Er	Rt	Rn
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	138	-19.978	19.000	400.00	0.29	0.00	182	72	0	118	0	0
2	366	-16.680	19.000	400.00	0.28	0.00	434	105	118	311	0	0
3	419	-13.450	19.000	400.00	0.28	0.00	479	113	311	496	0	0
4	446	-10.274	19.000	400.00	0.28	0.00	497	118	496	660	0	0
5	467	-7.140	19.000	400.00	0.27	0.00	507	121	660	802	0	0
6	480	-4.035	19.000	400.00	0.27	0.00	511	123	802	919	0	0
7	486	-0.948	19.000	400.00	0.27	0.00	509	124	919	1008	0	0
8	484	2.135	19.000	400.00	0.27	0.00	502	124	1008	1071	0	0
9	476	5.225	19.000	400.00	0.27	0.00	488	123	1071	1106	0	0
10	460	8.334	19.000	400.00	0.27	0.00	468	120	1106	1116	0	0
11	437	11.474	19.000	400.00	0.28	0.00	442	116	1116	1104	0	0
12	407	14.658	19.000	400.00	0.28	0.00	409	112	1104	1072	0	0
13	374	17.898	19.000	400.00	0.28	0.00	583	137	1072	990	0	0
14	357	21.207	19.000	400.00	0.29	0.00	687	151	990	851	0	0
15	333	24.596	19.000	400.00	0.30	0.00	668	147	851	677	0	0
16	300	28.078	19.000	400.00	0.31	0.00	640	141	677	473	0	0
17	256	31.664	19.000	400.00	0.32	0.00	602	134	473	248	0	0
18	200	35.363	19.000	400.00	0.33	0.00	551	126	248	15	0	0
19	131	39.183	19.000	400.00	0.35	0.00	483	118	15	-211	0	0
20	47	43.126	19.000	400.00	0.37	0.00	393	109	-211	-404	0	0

Verifiche interne

Risultati rinforzi

Simbologia adottata

Ir Indice rinforzo
Sft Sforzo nel rinforzo per meccanismo planare, espressa in [kg/m]
Sfdc Sforzo nel rinforzo per meccanismo doppio cuneo, espressa in [kg/m]
Sfr Sforzo nel rinforzo per meccanismo rotazionale, espressa in [kg/m] (sforzo che ha determinato il fattore di sicurezza minore a scorrimento)
Gli sforzi nei rinforzi possono essere nulli. In tal caso la stabilità della superficie analizzata è garantita a meno del contributo dei rinforzi.

Combinazione n° 1

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	30.52	0.00	0.00

Combinazione n° 2

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	30.52	0.00	0.00

Combinazione n° 3

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	4.39	0.00	0.00
2	10.19	0.00	0.00
3	15.99	0.00	0.00

Combinazione n° 4

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	2.97	0.00	0.00
2	5.93	0.00	0.00
3	8.89	0.00	0.00

Combinazione n° 13

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	1.86	0.00	0.00
2	2.62	0.00	0.00
3	3.38	0.00	0.00

Combinazione n° 14

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 15

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 16

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 17

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 18

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00

Combinazione n° 19

Ir	Sft	Sfdc	Sfr
	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	2.29	0.00	0.00
2	3.89	0.00	0.00
3	5.49	0.00	0.00

Meccanismi di rottura

Simbologia adottata

n°	Indice del rinforzo
Sf	Sforzo nel rinforzo per meccanismo planare, espressa in [kg/m]
RSCO	Resistenza allo scorrimento, espressa in [kg/m]
FSsco	Fattore di sicurezza allo scorrimento
Rsfi	Resistenza allo sfilamento, espressa in [kg/m]
FSsfi	Fattore di sicurezza allo sfilamento
Rtra	Resistenza a trazione, espressa in [kg/m]
FStr	Fattore di sicurezza a trazione
LI, Lf	Lunghezza libera e di fondazione, espresse in [m]

Meccanismo rottura planare

Combinazione n° 1

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	871.08	100.000	1742.15	100.000	3076.92	100.000	0.58	2.40
2	0.00	1900.58	100.000	3801.17	100.000	3076.92	100.000	0.29	2.70
3	30.52	2787.96	91.350	5575.91	182.700	3076.92	100.818	0.01	2.99

Combinazione n° 2

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	871.08	100.000	1742.15	100.000	3076.92	100.000	0.58	2.40
2	0.00	1900.58	100.000	3801.17	100.000	3076.92	100.000	0.29	2.70
3	30.52	2787.96	91.350	5575.91	182.700	3076.92	100.818	0.01	2.99

Combinazione n° 3

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	4.39	648.62	147.886	1297.24	295.772	3076.92	701.538	0.65	2.33
2	10.19	1450.41	142.366	2900.83	284.733	3076.92	302.017	0.33	2.66
3	15.99	2144.55	134.120	4289.11	268.240	3076.92	192.430	0.01	2.99

Combinazione n° 4

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	2.97	651.68	219.743	1303.35	439.486	3076.92	1037.525	0.64	2.34
2	5.93	1452.08	244.998	2904.16	489.996	3076.92	519.145	0.32	2.67
3	8.89	2144.56	241.282	4289.12	482.565	3076.92	346.182	0.01	2.99

Combinazione n° 13

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	1.86	667.20	357.763	1334.39	715.526	3076.92	1649.899	0.59	2.39
2	2.62	1460.46	556.419	2920.91	1112.838	3076.92	1172.275	0.29	2.70
3	3.38	2144.58	633.633	4289.16	1267.267	3076.92	909.102	0.01	2.99

Combinazione n° 14

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStr	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	681.91	100.000	1363.82	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.44
2	0.00	1467.73	100.000	2935.45	100.000	3076.92	100.000	0.27	2.72
3	0.00	2144.60	100.000	4289.19	100.000	3076.92	100.000	0.01	2.99

Combinazione n° 15

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	681.91	100.000	1363.82	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.44
2	0.00	1467.73	100.000	2935.45	100.000	3076.92	100.000	0.27	2.72
3	0.00	2144.60	100.000	4289.19	100.000	3076.92	100.000	0.01	2.99

Combinazione n° 16

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	681.91	100.000	1363.82	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.44
2	0.00	1467.73	100.000	2935.45	100.000	3076.92	100.000	0.27	2.72
3	0.00	2144.60	100.000	4289.19	100.000	3076.92	100.000	0.01	2.99

Combinazione n° 17

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	681.91	100.000	1363.82	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.44
2	0.00	1467.73	100.000	2935.45	100.000	3076.92	100.000	0.27	2.72
3	0.00	2144.60	100.000	4289.19	100.000	3076.92	100.000	0.01	2.99

Combinazione n° 18

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	681.91	100.000	1363.82	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.44
2	0.00	1467.73	100.000	2935.45	100.000	3076.92	100.000	0.27	2.72
3	0.00	2144.60	100.000	4289.19	100.000	3076.92	100.000	0.01	2.99

Combinazione n° 19

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	2.29	665.75	291.135	1331.51	582.270	3076.92	1345.538	0.59	2.39
2	3.89	1459.68	375.214	2919.37	750.428	3076.92	790.926	0.30	2.69
3	5.49	2144.58	390.364	4289.15	780.727	3076.92	560.072	0.01	2.99

Meccanismo rottura doppio cuneo

Combinazione n° 1

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	1205.32	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 2

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	1205.32	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 3

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 4

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 13

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 14

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 15

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 16

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 17

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 18

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Combinazione n° 19

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	0.00	100.000	2.98	0.00
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	927.17	100.000	2.16	0.83
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.54	2.46

Meccanismo rottura rotazionale

Combinazione n° 1

Cerchio n° 96 - Centro (-4.04; 3.29) - Raggio 4.80 - Intersezione profilo valle (-3.84; -1.50) - Intersezione profilo monte (-0.55; 0.00)

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FSTra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	594.61	100.000	2.16	0.82
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	1938.67	100.000	1.65	1.34
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.16	2.84

Combinazione n° 2

Cerchio n° 96 - Centro (-4.04; 3.29) - Raggio 4.80 - Intersezione profilo valle (-3.84; -1.50) - Intersezione profilo monte (-0.55; 0.00)

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	457.39	100.000	2.16	0.82
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	1491.29	100.000	1.65	1.34
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.16	2.84

Combinazione n° 19

Cerchio n° 96 - Centro (-4.04; 3.29) - Raggio 4.80 - Intersezione profilo valle (-3.84; -1.50) - Intersezione profilo monte (-0.55; 0.00)

Ir	Sf	RSCO	FSsco	Rsfi	FSsfi	Rtra	FStra	LI	Lf
	[kg/m]	[kg/m]		[kg/m]		[kg/m]		[m]	[m]
1	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	457.39	100.000	2.16	0.82
2	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	1491.29	100.000	1.65	1.34
3	0.00	0.00	100.000	0.00	100.000	3076.92	100.000	0.16	2.84

Verifiche composte

Stabilità globale della terra armata

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla terra armata (spigolo contro terra)

Is Indice della striscia

W peso della striscia espresso in [kg]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm²]

N sforzo normale alla base della striscia espressa in [kg]

T sforzo tangenziale alla base della striscia espressa in [kg]

Combinazione n° 1

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.00$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
1	55	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	55	21
2	163	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	163	30
3	268	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	268	40
4	372	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	369	48
5	472	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	467	57
6	540	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	530	62
7	530	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	516	61
8	514	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	494	60
9	494	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	470	58
10	472	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	442	56
11	447	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	411	53
12	418	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	377	51
13	386	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	341	48
14	351	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	302	45
15	311	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	260	42
16	267	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	215	39
17	218	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	169	36
18	164	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	122	33
19	104	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	73	30
20	36	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	24	27

Combinazione n° 2

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.00$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
1	55	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	55	21
2	163	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	163	30
3	268	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	268	40
4	372	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	369	48
5	472	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	467	57
6	540	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	530	62
7	530	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	516	61
8	514	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	494	60
9	494	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	470	58
10	472	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	442	56
11	447	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	411	53

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
12	418	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	377	51
13	386	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	341	48
14	351	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	302	45
15	311	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	260	42
16	267	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	215	39
17	218	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	169	36
18	164	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	122	33
19	104	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	73	30
20	36	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	24	27

Combinazione n° 3

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 3.92$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	20
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	28
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	35
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	42
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	49
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	53
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	52
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	51
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	49
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	48
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	46
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	44
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	42
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	40
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	38
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	35
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	33
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	31
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	29
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	27

Combinazione n° 4

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 3.71$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	22
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	29
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	37
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	44
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	51
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	56
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	55
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	54
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	52
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	50
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	49
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	47
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	44
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	42
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	40
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	37
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	35
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	33
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	30
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	28

Combinazione n° 13

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.10$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[m]	[kg/cm ²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	20
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	27
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	33
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	40
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	46

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	51
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	50
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	49
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	47
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	46
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	44
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	42
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	40
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	38
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	36
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	34
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	32
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	29
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	27
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	26

Combinazione n° 14

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.62$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	17
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	24
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	30
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	35
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	41
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	45
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	44
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	43
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	42
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	41
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	39
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	37
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	36
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	34
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	32
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	30
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	28
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	26
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	24
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	23

Combinazione n° 15

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.62$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	17
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	24
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	30
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	35
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	41
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	45
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	44
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	43
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	42
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	41
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	39
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	37
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	36
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	34
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	32
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	30
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	28
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	26
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	24
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	23

Combinazione n° 16

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.62$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
----	---	----------	--------	---	---	---	---	---

	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	17
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	24
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	30
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	35
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	41
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	45
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	44
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	43
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	42
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	41
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	39
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	37
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	36
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	34
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	32
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	30
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	28
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	26
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	24
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	23

Combinazione n° 17

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.62$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	17
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	24
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	30
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	35
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	41
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	45
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	44
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	43
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	42
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	41
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	39
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	37
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	36
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	34
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	32
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	30
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	28
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	26
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	24
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	23

Combinazione n° 18

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.62$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	17
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	24
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	30
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	35
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	41
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	45
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	44
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	43
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	42
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	41
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	39
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	37
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	36
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	34
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	32
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	30
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	28
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	26
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	24
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	23

Combinazione n° 19

Superficie di scorrimento n° 71 - $F_s = 4.23$

Is	W	α	ϕ	c	b	u	N	T
	[kg]	[°]	[°]	[kg/cm²]	[m]	[kg/cm²]	[kg]	[kg]
1	42	-0.280	19.000	0.04	0.16	0.00	42	19
2	125	1.963	19.000	0.04	0.16	0.00	125	26
3	206	4.209	19.000	0.04	0.16	0.00	206	32
4	286	6.464	19.000	0.04	0.17	0.00	284	39
5	363	8.734	19.000	0.04	0.17	0.00	359	45
6	415	11.023	19.000	0.04	0.17	0.00	408	49
7	408	13.337	19.000	0.04	0.17	0.00	397	48
8	395	15.683	19.000	0.04	0.17	0.00	380	47
9	380	18.067	19.000	0.04	0.17	0.00	361	46
10	363	20.494	19.000	0.04	0.18	0.00	340	44
11	344	23.090	19.000	0.04	0.18	0.00	316	43
12	322	25.571	19.000	0.04	0.18	0.00	290	41
13	297	28.107	19.000	0.04	0.19	0.00	262	39
14	270	30.702	19.000	0.04	0.19	0.00	232	37
15	239	33.380	19.000	0.04	0.20	0.00	200	35
16	206	36.310	19.000	0.04	0.20	0.00	166	33
17	168	39.208	19.000	0.04	0.21	0.00	130	31
18	126	42.192	19.000	0.04	0.22	0.00	94	29
19	80	45.262	19.000	0.04	0.23	0.00	56	27
20	28	48.418	19.000	0.04	0.25	0.00	18	25