

COMMITTENTE:



COMUNE DI CASTELBUONO

PROVINCIA DI PALERMO

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

INTERVENTO:

OPERE DI DRENAGGIO E CONSOLIDAMENTO IN VIA TENENTE ERNESTO FORTE IN CASTELBUONO

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

ELABORATO N°:

R5

SCALA:

RIF N°: -

IL PROGETTISTA DELL'U.T.C.

IL PROGETTISTA

Geom. VINCENZO VIGNIERI



Dott. Ing. LUIGI GANGITANO



CIVIL DESIGN GROUP
C.D.G. INGEGNERIA



Società di Ingegneria a S.R.L.
Via G. Leopardi, 24 90144 - Palermo

REV:	DATA:	REDATTO:	VERIFICATO:	APPROVATO:
0	02/10/2017	Ing. Luigi Gangitano	Ing. Ignazio Cavarretta	Ing. Luigi Gangitano

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. SANTI SOTTILE



Il Sindaco
Alessandro

INDICE

1. INTRODUZIONE
2. MODELLO GEOTECNICO-STRUTTURALE
3. CRITERI PROGETTUALI SULLA BASE DEL NUOVO TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI. (D.Min. 14/01/2008)
4. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA
5. CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO E DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE
 - 5.1 Valori caratteristici e valori di calcolo
 - 5.2 Metodo di Culmann
 - 5.3 Spinta in presenza di sisma
 - 5.4 Verifica alla stabilità globale
 - 5.5 Analisi dei pali
6. RISULTATI DEI CALCOLI
7. CONCLUSIONI

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli geotecnico-strutturali di dimensionamento dell'opera di sostegno prevista nell'ambito degli interventi di consolidamento del versante descritti nella relazione geotecnica.

2. MODELLO GEOTECNICO-STRUTTURALE

Con riferimento ai calcoli per il dimensionamento dell'opera di sostegno a valle della Via Ten. E. Forte si fa riferimento allo schema riportato in Fig. 1.

I terreni che rientrano nel volume geotecnicamente significativo di tale opera (Terreni di Riporto R, Argille Alterate Aa e Argille indisturbate A) sono già stati caratterizzati da punto di vista fisico-meccanico nella relazione geotecnica allegata al presente progetto. Nei calcoli per il dimensionamento delle opere di sostegno sono stati adottati i parametri riportati in Tab. 1.

Tab. 1. Parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento dell'opera di sostegno

PARAMETRI GEOTECNICI	Riporto (R)	$\gamma = 16.67 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19.61 \text{ kN/m}^3$	$c' = 0$	$\phi' = 30^\circ$
	Argilla alterata (Aa)	$\gamma = 18.83 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 20.10 \text{ kN/m}^3$	$c' = 0$	$\phi' = 32.8^\circ$
	Argilla indisturbata (A)	$\gamma = 20.40 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 20.40 \text{ kN/m}^3$	$c' = 0$	$\phi' = 33.5^\circ$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	Statico	Stradale : $q = 20 \text{ kPa}$ sulla sede stradale		
	Sismico	$K_h = 0.259$ $K_v = \pm 0.13$		

Il calcolo della spinta sul muro di sostegno e del carico limite ad azioni verticali ed orizzontali è stato eseguito in condizioni di lungo termine più gravose di quelle a breve termine anche in considerazione della permeabilità sia dei terreni a tergo muro che di quelli di fondazione ormai interessati da fenomeni franosi con permeabilità in grande a causa delle discontinuità ormai presenti.

Per il dettaglio dei calcoli sismici validi per il dimensionamento del muro di sostegno si rimanda al paragrafo 4 della presente.

L'opera di sostegno consiste in un muro di sostegno in calcestruzzo armato (Fig. 2), avente altezza massima fuori terra di 4.7 m, fondato su una doppia fila di pali trivellati ($\phi = 1000$, $i = 1.4 \text{ m}$), di

profondità tale ($L = 16$ m) da fornire un incremento di resistenza sulla superficie di scivolamento. Il muro sarà realizzato a conci di 10 m. La disposizione dei pali è riportata in Fig. 3.

Al fine ridurre l'intensità delle pressioni interstiziali all'interno del pendio è prevista la realizzazione di drenaggi sia a tergo del muro che nello spazio tra le due file di pali trivellati. Preliminarmente alla realizzazione della nuova opera, sarà necessario demolire il muro attualmente esistente e provvedere, seppure in maniera provvisoria, al sostentamento del fronte di scavo ed evitare così che i fabbricati ubicati subito a monte possano risentire del completo scarico tensionale così indotto. Verranno installati tiranti passivi a barre di acciaio ad aderenza migliorata $\phi 30$ mm e lunghezza variabile tra 8 e 12 m, canne di drenaggio suborizzontali $\phi 100$ mm e lunghezza 6 m e rivestimento con spritz beton ($s = 10$ cm) armato con doppia rete elettrosaldata ($\phi 8 \times 10$). In seguito alla realizzazione del nuovo muro di sostegno, il fronte di scavo verrà rinterrato insieme all'opera di sostegno provvisoria.

Per quanto riguarda il livello idrico raggiunto dalla falda, si può fare affidamento al drenaggio realizzato tra le file di pali trivellati e pertanto, la falda, in corrispondenza del muro, è stata ubicata a 3 m di profondità dal piano di posa del muro di sostegno.

A tergo del muro, è stata considerata l'azione della spinta a riposo per simulare la capacità del muro di impedire spostamenti orizzontali.

Il calcestruzzo da utilizzare per il muro e per i pali di fondazione sarà classe C20/25 mentre l'acciaio sarà classe B450C. Il paramento del muro di sostegno sarà armato, per ogni metro, con una doppia armatura costituita da barre $7\phi 18$ e barre longitudinali $\phi 10/20$ cm. La platea sarà armata, per ogni metro, con una doppia armatura costituita da barre $9\phi 22$ di acciaio B450C e ferri piegati $2\phi 22$ di acciaio B450C mentre longitudinalmente saranno disposte barre $\phi 10/40$ cm. Verranno utilizzati dei ferri di ripresa dello stesso diametro per consentire la lavorazione in fasi successive e $6\phi 8$ /mq, come spilli, sia sul paramento che sulla fondazione.

I pali di fondazione ($\phi = 1000$, $i = 1.4$ m, $L = 16$ m) saranno armati con $36\phi 36$ e spirali di acciaio $\phi 10/20$ cm.

Il dettaglio dei calcoli è riportato nel paragrafo 5. Risulta sempre verificata la condizione dettata dalle NTC 2008 secondo la quale:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

In fase esecutiva risulterà conveniente eseguire delle prove di carico sui pali per validare il calcolo analitico del carico limite dei pali di fondazione e per collaudare l'opera eseguita.

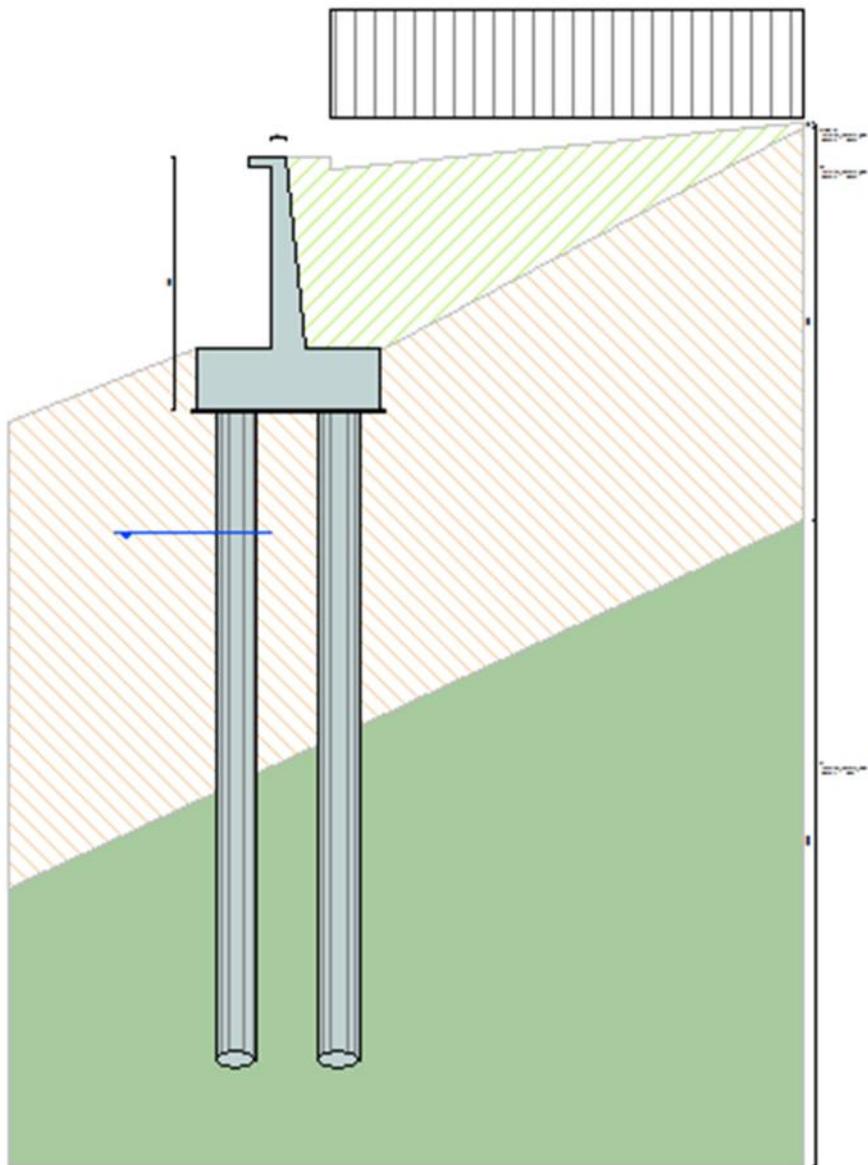


Fig. 1. Modello geotecnico-strutturale dell'opera di sostegno.

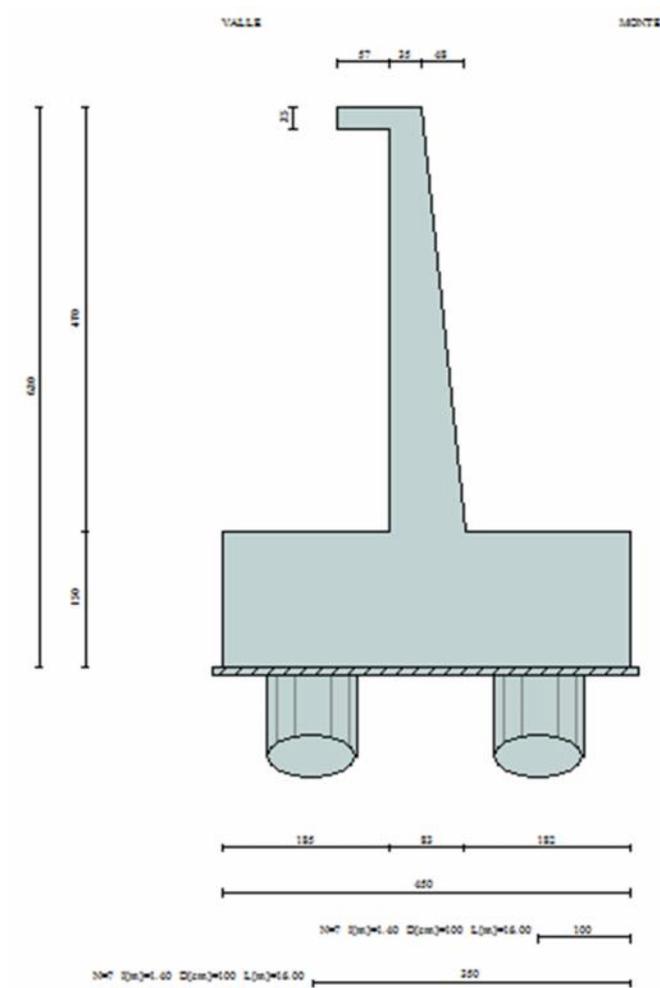


Fig. 2. Particolare del muro di sostegno.

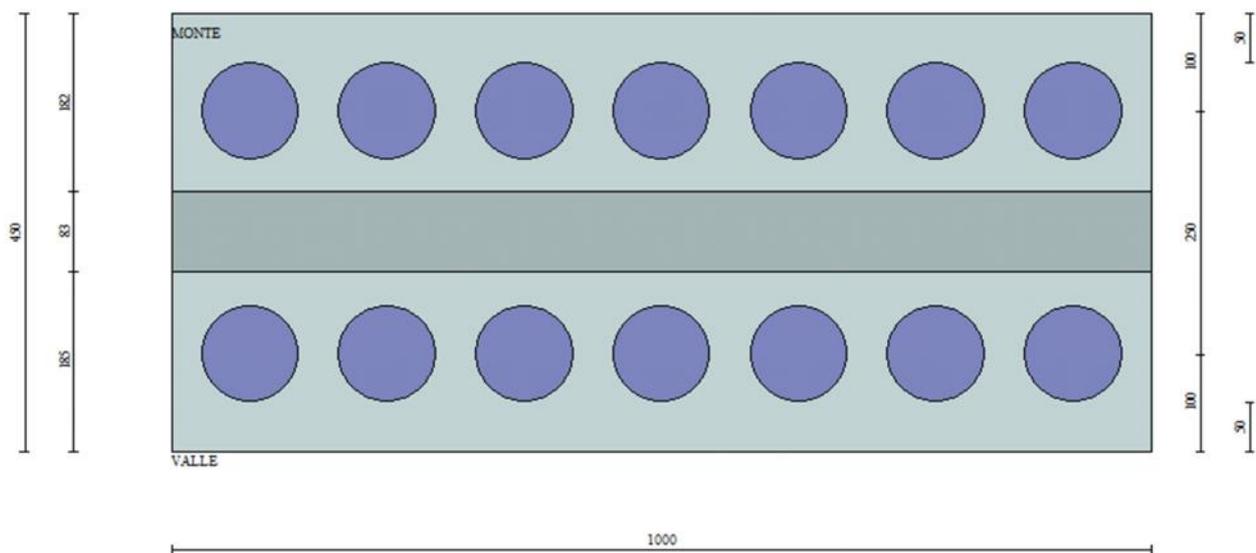


Fig. 3. Particolare dell'ubicazione dell'ubicazione planimetrica dei pali di fondazione.

3. CRITERI PROGETTUALI SULLA BASE DEL NUOVO TESTO UNICO SULLE COSTRUZIONI. (D.Min. 14/01/2008)

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità.

Questo strumento normativo rappresenta la più avanzata espressione a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni secondo un'impostazione che valuta in maniera puntuale la pericolosità sismica del territorio nazionale e considerando quindi le esigenze di una moderna progettazione sismoresistente nelle opere di ingegneria civile in Italia.

Le norme tecniche per le costruzioni definiscono quindi i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità. Inoltre, esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti, e più in generale trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prestazioni indicate dalle nuove norme tecniche per le costruzioni, per quanto non espressamente specificato, le stesse norme rimandano a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel capitolo 12 delle norme con particolare riferimento agli Eurocodici.

Di fatto le Nuove norme tecniche per le costruzioni, nel capitolo 6 relativo alla progettazione geotecnica, recepiscono l'Eurocodice 7, per quanto concerne gli approcci progettuali e l'adozione dei coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici del terreno e sulle resistenze. In realtà sono adottati solo alcuni degli approcci progettuali indicati dall'EC7 e, in alcuni casi, differenti e più cautelativi valori dei coefficienti parziali, indicati, come peraltro indicato dall'EC7 una apposita appendice nazionale.

Nel paragrafo 6.5 delle NTC vengono dettati i criteri di progetto per le opere di sostegno. Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);

- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;

- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

- scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- ribaltamento;

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)

- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione 1 (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nel caso di muri di sostegno ancorati al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo Approccio 1.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento (EQU) non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I (pag. 168) e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte (EQU+ M2).

Gli stati ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno a al raggiungimento della resistenza degli

elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- stati limite ultimi (SLU) di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale;
 - collasso per carico limite nei riguardi del carico trasversale;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale devono essere effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle N.T.C. per le azioni e i parametri geotecnici e nella tabella 6.4.II per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

- approccio 1:
 - combinazione 1 ($A_1 + M_1 + R_1$)
 - combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$)
- approccio 2 ($A_1 + M_1 + R_3$).

Nelle verifiche strutturali effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto.

La resistenza di progetto R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k , applicando i coefficienti parziali γ_r della tabella 6.4.II delle N.T.C. Tali coefficienti dipendono anche dalla modalità costruttiva dei pali e dai contributi di resistenza (laterale o di punta).

La resistenza caratteristica R_k può essere dedotta da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota, da metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche utilizzando direttamente i risultati di prove

in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.) oppure attraverso i risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

In funzione del numero di prove statiche o dinamiche e del numero di verticali indagate (tramite sondaggi con prelievo di campioni indisturbati, o prove in sito) spinte fino a profondità adeguata, si ottiene la resistenza caratteristica R_k dividendo il valore della resistenza calcolata per dei fattori di correlazione ξ riportati nelle tabelle 6.4.IV, 6.4.V e 6.4.VI delle N.T.C.

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni precedenti, applicando i coefficienti parziali γ_t i cui valori sono indicati in tabella 6.4.VI delle N.T.C. Questa inoltre deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE) si devono tenere conto i seguenti stati limite, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificatamente si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (paragrafi 2.2.2. e 2.6.2 delle N.T.C.), nel rispetto delle condizione che $E_d \leq C_d$ è di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Inoltre, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) ed individuati, riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno (v. Par. 6.2.2 e fig. 1 NTC), le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

Se mancano espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

-nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD; $SLE \Rightarrow SLD$

-nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV; $SLU \Rightarrow SLV$

Fanno eccezione le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti, delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Per il calcolo della spinta sul muro di sostegno e delle strutture di fondazione, nella presente relazione, è stato utilizzato l'approccio 2 riportato in seguito.

N.T.C. 2008 - Approccio 2

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
$\gamma_{c'}$	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_{γ}	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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali χ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	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	

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1.00	1.60	1.30

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

Numero di verticali indagate	2	$\xi_3=1.65$	$\xi_4=1.55$
------------------------------	---	--------------	--------------

4. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Secondo il D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008, le azioni sismiche dipendono dalle coordinate geografiche del sito, a cui corrispondono i parametri sismici, e da coefficienti di amplificazione locale relativi alla topografia e alla categoria del suolo presente nel sito.

Adottando il metodo pseudostatico previsto nel citato D.M., l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale F_h e verticale F_v di tale forza sono pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Le espressioni dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono le seguenti:

$$k_h = s \times a_{\max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

essendo:

- s , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla "categoria di sottosuolo" e dal tipo di opera;
- a_{\max} , l'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto;
- g , l'accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, si può assumere:

$$a_{\max} = S \times a_g = SS \times ST \times a_g$$

dove:

- S_s , coefficiente d'amplificazione stratigrafica, che dipende dalla "categoria di sottosuolo";
- ST , coefficiente d'amplificazione topografica, che dipende dalla "categoria topografica";
- a_g , accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico valgono le seguenti considerazioni

1. Sono stati individuati i parametri sismici locali.

Le costruende strutture rientrano nella Classe d'uso II; per esse è prevista una Vita nominale 50 di anni ($cu = 1$)

Le Coordinate del Sito (WGS84) sono:

$$\text{Longitudine} = 14.091493^\circ;$$

$$\text{Latitudine} = 37.925739^\circ$$

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 46074	Lat: 37,9335	Lon: 14,0597	Distanza: 2959,551
Sito 2	ID: 46075	Lat: 37,9332	Lon: 14,1229	Distanza: 2773,562
Sito 3	ID: 46297	Lat: 37,8832	Lon: 14,1224	Distanza: 5524,614
Sito 4	ID: 46296	Lat: 37,8835	Lon: 14,0593	Distanza: 5619,834

Facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo SLU, risultano i parametri sismici locali appresso indicati:

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [-]	F_o	T_c^* [s]
--------------	-----------	-----------	-------	-------------

SLV (SLU)	475	0,180	2,382	0,311
-----------	-----	-------	-------	-------

2. È stata definita la “categoria di sottosuolo”.

I calcoli riguardano la stabilità di un pendio costituito di terreni che, mediamente, possono farsi rientrare nella “categoria di sottosuolo B”, come ricavato dall’interpretazione delle prova MASW.

Ne deriva (v. Tab. 3.2.V del D.M.):

$$1,00 \leq S_s = 1,40 - 0,40 \times F_o \times a_{g/g} \leq 1,20$$

Facendo riferimento ai parametri sopra riportati, si ottiene:

$$S_s = 1,2$$

Il coefficiente s è anch’esso funzione del tipo di terreno. Infatti, dalla tab. 7.11.I del più volte menzionato D.M., essendo:

– la categoria di sottosuolo B;

$$0,1 < a_{g/g} = 0,176 \leq 0,2,$$

si ricava:

$$s = 0,24$$

3. È stato determinato il coefficiente di “amplificazione topografica”.

Sulla base della categoria topografica (v. Tab. 3.2.IV del D.M.) e dell’ubicazione degli interventi di consolidamento si è assunto un valore del coefficiente di amplificazione topografica pari a (v. Tab. 3.2.VI del D.M.):

$$S_T = 1,2$$

Per quanto riguarda i muri di sostegno, le NTC 2008 (par. 7.11.6.2.1) prevedono che i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v possono essere valutati secondo le espressioni:

$$k_h = m \times a_{\max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

essendo:

– m , il coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla “categoria di sottosuolo”, secondo la tab 7.11.II delle NTC2008;

– a_{\max} , l’accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che coincide con il valore precedentemente riportato;

– g , l’accelerazione di gravità.

In particolare, nel caso il muro sia impedito di traslare, il parametro m assume valore unitario

I coefficienti sismici risultano, quindi, pari a:

$$k_h = 1 \times 1,2 \times 1,2 \times 0,18 = 0,259 = 25,9\%$$

$$k_v = 0,5 \times 25,9\% = 0,130 = 13\%$$

5. CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO E DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

5.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici (o NTC 2008) 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.

5.2 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 di resistenza a taglio 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.

5.3 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.

5.4 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.

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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.

5.5 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 portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza 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 portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q + 1/2B\gamma N'_\gamma)$$

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 ed i coefficienti N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

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:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a 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 e P sono rispettivamente la lunghezza ed 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 rigidità 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 rigidità.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati a tale piastra. Nel calcolo dei muri di contenimento i pali sono stati considerati come incernierati rispetto alla base del muro.

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 rigidità del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidità 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., 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.

Per i terreni uniformi i due casi principali a cui si fa riferimento sono quello di k_h costante con la profondità, adoperato per simulare i terreni argillosi sovraconsolidati), e quello di k_h linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h z/d$$

introdotta da Reese e Matlock (1956) e viene adottata per terreni incoerenti e terreni argillosi normalconsolidati.

Per la stima di k_h si possono eseguire prove di carico orizzontale su pali in vera grandezza oppure prove pressiometriche. Secondo Baguelin et al. (1978) il coefficiente di reazione del terreno risulta correlato al modulo pressiometrico con un coefficiente che dipende dal tipo di terreno. Altri metodi per la stima del coefficiente di reazione orizzontale del terreno sono funzione del modulo secante E_{50} determinato in prove di compressione triassiale non drenate oppure della coesione non drenata.

5. TABULATO DEI CALCOLI

Normative di riferimento

- 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 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

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

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	4.70 [m]
Spessore in sommità	0.35 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.83 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.80 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
 <u>Mensola di marciapiede</u>	
Lunghezza mensola	0.57 [m]
Spessore all'estremità libera	0.25 [m]
Spessore all'incastro	0.25 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1.85 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.82 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.50 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.50 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.	
Numero di file di pali	2
Vincolo pali/fondazione	Incastro
Tipo di portanza	Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
nr.	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
alfa	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	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	1.00	7	100.00	16.00	0.00	Centrati
2	3.50	7	100.00	16.00	0.00	Centrati

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	24.517 [kN/mc]
Classe di Resistenza	Rck 250
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	24517 [kPa]
Modulo elastico E	30073438 [kPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449936 [kPa]

Calcestruzzo utilizzato per i pali

Classe di Resistenza	Rck 250
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	24517 [kPa]
Modulo elastico E	30073438 [kPa]

Acciaio utilizzato per i pali

Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	449936 [kPa]
Tensione di snervamento σ_{fa}	449936 [kPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(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
1	1.08	0.01	0.53
2	1.09	-0.29	-88.09

3 12.64 0.86 5.69

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 22.00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

Falda

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione -3.00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
 Descrizione Descrizione terreno
 X Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 X_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 W Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 U Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	X	X _s	W	U	c	c _a
Riporto	16.67	19.61	30.00	20.00	0.0	0.0
Aa	18.83	20.10	32.80	21.87	0.0	0.0
A	20.40	20.40	33.50	0.00	0.0	0.0

Parametri medi

Descrizione	X	X _s	W	U	c	c _a
Riporto	16.67	19.61	30.00	20.00	0.0	0.0
Aa	18.83	20.10	32.80	21.87	0.0	0.0
A	20.40	20.40	33.50	0.00	0.0	0.0

Parametri minimi

Descrizione	X	X _s	W	U	c	c _a
Riporto	16.67	19.61	30.00	20.00	0.0	0.0
Aa	18.83	20.10	32.80	21.87	0.0	0.0
A	20.40	20.40	33.50	0.00	0.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	6.00	28.00	0.00	0.50	Riporto
2	8.80	25.00	12.23	0.46	Aa
3	10.00	0.00	26.40	0.45	A

Condizioni di carico

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 [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
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 [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D/C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Carico stradale)

D	Profilo	$X_i=1.09$	$X_f=12.64$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
x	Coefficiente di partecipazione della condizione
j	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Carico stradale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Rara (SLE)

	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 8 - Frequente (SLE)</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 9 - Quasi Permanente (SLE)</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 10 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 11 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 12 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 13 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 14 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00
<u>Combinazione n° 15 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo</u>				
	S/F	x	j	x * j
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Carico stradale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni analisi pali

<u>Numero elementi palo</u>	40
<u>Tipo carico palo</u>	Distribuito
<u>Calcolo della portanza</u>	metodo di Berezantzev ridotto

Criterio di rottura del sistema terreno-palo
Pressione limite passiva con moltiplicatore pari a 3.00

Andamento pressione verticale

Geostatica

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali
Armatura ad aderenza migliorata

Ordinarie

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni
Terreno a monte a elevata permeabilità

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
$C_{S_{SCO}}$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
$C_{S_{RIB}}$	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
$C_{S_{QLIM}}$	Coeff. di sicurezza a carico limite
$C_{S_{STAB}}$	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	$C_{S_{SCO}}$	$C_{S_{RIB}}$	$C_{S_{QLIM}}$	$C_{S_{STAB}}$
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	STAB - [1]	--	--	--	--	2.91
3	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
5	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.57
6	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.26
7	SLER - [1]	--	--	--	--	--
8	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
9	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
10	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
11	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
12	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
13	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
14	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
15	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta a riposo

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	37.925739
Longitudine	14.091493
Comune	
Provincia	
Regione	

Punti di interpolazione del reticolo	46075 - 46074 - 46296 - 46297
--------------------------------------	-------------------------------

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

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.77 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 25.91$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 12.96$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.65 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.50$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.75$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Peso muro	236.7246 [kN]
Baricentro del muro	X=0.01 Y=-4.57

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 2.30 Y = -6.20
Punto superiore superficie di spinta	X = 2.30 Y = -0.17
Altezza della superficie di spinta	6.03 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 5

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 [kN]
 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 [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36
 Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -4.55 Y[m]= 4.55
 Raggio del cerchio R[m]= 27.38
 Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -24.84
 Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 22.71
 Larghezza della striscia dx[m]= 1.90
 Coefficiente di sicurezza C= 1.57

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	W	c	u
1	133.7139	76.04	129.7643	0.0773	27.34	0	0
2	338.1503	63.37	302.2835	0.0416	27.90	0	0
3	455.8310	55.42	375.2980	0.0329	27.90	0	17
4	542.1937	48.88	408.4753	0.0284	27.90	0	41
5	609.5955	43.13	416.7426	0.0256	27.90	0	61
6	689.0357	37.88	423.0664	0.0236	27.90	0	77
7	740.0431	32.98	402.8866	0.0222	27.90	0	90
8	771.0950	28.35	366.1562	0.0212	27.90	0	101
9	794.5591	23.91	322.0464	0.0204	27.90	0	110
10	811.2686	19.62	272.4159	0.0198	27.90	0	118
11	826.0609	15.44	219.9587	0.0194	27.90	0	124
12	837.5440	11.35	164.7989	0.0190	27.90	0	128
13	821.8380	7.31	104.5860	0.0188	27.90	0	131
14	793.5341	3.31	45.8307	0.0187	27.90	0	133
15	781.5409	-0.67	-9.1809	0.0187	27.90	0	134
16	766.9207	-4.66	-62.3121	0.0187	27.90	0	133
17	749.0063	-8.67	-112.9156	0.0189	27.90	0	130
18	725.7852	-12.72	-159.8620	0.0191	27.90	0	127
19	697.0148	-16.84	-201.9756	0.0195	27.90	0	122
20	457.3341	-21.06	-164.3159	0.0200	27.39	0	116
21	471.7079	-25.39	-202.2774	0.0206	27.27	0	108
22	422.7971	-29.89	-210.7063	0.0215	27.27	0	98
23	366.0563	-34.61	-207.8939	0.0227	27.27	0	86
24	147.8201	-39.61	-94.2399	0.0242	24.79	0	72
25	128.8420	-45.01	-91.1167	0.0264	24.79	0	55

$\Sigma W_i = 14879.2881$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 2437.5133$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 7835.5017$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.47$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

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 [kN]
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 [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -4.55 Y[m]= 4.55

Raggio del cerchio R[m]= 27.38

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -24.84

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 22.71

Larghezza della striscia dx[m]= 1.90

Coefficiente di sicurezza C= 1.26

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	r(°)	Wsinr	b/cosr	w	c	u
1	133.7139	76.04	129.7643	0.0773	27.34	0	0
2	338.1503	63.37	302.2835	0.0416	27.90	0	0
3	455.8310	55.42	375.2980	0.0329	27.90	0	17
4	542.1937	48.88	408.4753	0.0284	27.90	0	41
5	609.5955	43.13	416.7426	0.0256	27.90	0	61
6	689.0357	37.88	423.0664	0.0236	27.90	0	77
7	740.0431	32.98	402.8866	0.0222	27.90	0	90
8	771.0950	28.35	366.1562	0.0212	27.90	0	101
9	794.5591	23.91	322.0464	0.0204	27.90	0	110
10	811.2686	19.62	272.4159	0.0198	27.90	0	118
11	826.0609	15.44	219.9587	0.0194	27.90	0	124
12	837.5440	11.35	164.7989	0.0190	27.90	0	128
13	821.8380	7.31	104.5860	0.0188	27.90	0	131
14	793.5341	3.31	45.8307	0.0187	27.90	0	133
15	781.5409	-0.67	-9.1809	0.0187	27.90	0	134
16	766.9207	-4.66	-62.3121	0.0187	27.90	0	133
17	749.0063	-8.67	-112.9156	0.0189	27.90	0	130
18	725.7852	-12.72	-159.8620	0.0191	27.90	0	127
19	697.0148	-16.84	-201.9756	0.0195	27.90	0	122
20	457.3341	-21.06	-164.3159	0.0200	27.39	0	116
21	471.7079	-25.39	-202.2774	0.0206	27.27	0	108
22	422.7971	-29.89	-210.7063	0.0215	27.27	0	98
23	366.0563	-34.61	-207.8939	0.0227	27.27	0	86
24	147.8201	-39.61	-94.2399	0.0242	24.79	0	72
25	128.8420	-45.01	-91.1167	0.0264	24.79	0	55

$\Sigma W_i = 14879.2881$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 2437.5133$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 7835.5017$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.47$

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.47	9.9999	14.9509	1.5642	3.2683	4.5489	14.9703
2	1.18	22.5250	33.8224	7.2707	20.0102	14.9672	40.4575
3	1.88	38.0580	55.2924	20.9154	54.8191	29.0559	69.0877
4	2.58	58.9761	81.1894	46.1457	110.7364	51.7326	104.6438
5	3.29	83.0621	109.8079	87.7915	191.7130	78.4107	143.5975
6	4.00	110.1438	141.0155	148.3688	299.9200	108.7341	185.6749
7	4.70	140.1734	174.7753	230.3044	437.4597	142.6037	230.7998

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.47	9.4924	11.1490	1.4446	2.0142	3.4992	6.9919
2	1.18	20.8552	24.7479	5.9002	10.2282	11.5132	20.3425
3	1.88	34.8165	40.9453	16.5293	28.2593	22.3507	36.6337
4	2.58	53.2049	61.5697	36.1479	59.0059	39.7943	59.6482
5	3.29	74.3147	84.9156	68.4817	106.2762	60.3159	85.8578
6	4.00	98.0136	110.8506	115.4762	172.0985	83.6416	114.9886
7	4.70	124.2647	139.3378	179.0084	258.4323	109.6952	146.9644

Inviluppo sollecitazioni mensola di marciapiede

L'ascissa X (espressa in [m]) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola
 Momento positivo se tende le fibre superiori, espresso in [kNm]
 Taglio positivo se diretto verso il basso, espresso in [kN]
 Sforzo Normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
0	-0.92	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	-0.82	0.0000	0.0000	0.0277	0.0312	0.5823	0.6577
2	-0.73	0.0000	0.0000	0.1106	0.1250	1.1646	1.3155
3	-0.64	0.0000	0.0000	0.2489	0.2812	1.7468	1.9732
4	-0.54	0.0000	0.0000	0.4425	0.4999	2.3291	2.6309
5	-0.45	0.0000	0.0000	0.6915	0.7810	2.9114	3.2886
6	-0.35	0.0000	0.0000	0.9957	1.1247	3.4937	3.9464

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
0	-0.92	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	-0.82	0.0000	0.0000	0.0277	0.0290	0.5823	0.6099
2	-0.73	0.0000	0.0000	0.1106	0.1159	1.1646	1.2198
3	-0.64	0.0000	0.0000	0.2489	0.2607	1.7468	1.8298
4	-0.54	0.0000	0.0000	0.4425	0.4635	2.3291	2.4397
5	-0.45	0.0000	0.0000	0.6915	0.7243	2.9114	3.0496
6	-0.35	0.0000	0.0000	0.9957	1.0430	3.4937	3.6595

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_s area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_v area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
 τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]

σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.47	100, 40	17.81	17.81	1942.99	-398.43	129.96	162.75	--	--
2	1.18	100, 47	17.81	17.81	655.18	-387.62	19.37	178.88	--	--
3	1.88	100, 54	17.81	17.81	410.27	-406.76	7.42	194.48	--	--
4	2.58	100, 61	17.81	17.81	329.84	-449.88	4.06	210.09	--	--
5	3.29	100, 68	17.81	17.81	284.97	-497.54	2.60	225.56	--	--
6	4.00	100, 76	17.81	17.81	257.48	-547.62	1.83	240.96	--	--
7	4.70	100, 83	17.81	17.81	239.35	-599.10	1.37	256.35	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	† _c	† _c	† _{fs}	† _{fi}
1	0.47	100, 40	17.81	17.81	105	24	1064	-1197
2	1.18	100, 47	17.81	17.81	396	57	8898	-4165
3	1.88	100, 54	17.81	17.81	843	88	24934	-8819
4	2.58	100, 61	17.81	17.81	1411	125	48288	-14987
5	3.29	100, 68	17.81	17.81	2094	159	80018	-22623
6	4.00	100, 76	17.81	17.81	2857	192	119017	-31389
7	4.70	100, 83	17.81	17.81	3679	222	164524	-41060

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della mensola di marciapiede

L'ascissa X, espressa in [m], è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	-0.92	100, 25	10.18	10.18	0.00	0.00	1000.00	105.38	--	--
2	-0.82	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	2334.70	105.38	--	--
3	-0.73	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	583.68	105.38	--	--
4	-0.64	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	259.41	105.38	--	--
5	-0.54	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	145.92	105.38	--	--
6	-0.45	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	93.39	105.38	--	--
7	-0.35	100, 25	10.18	10.18	0.00	-72.94	64.85	105.38	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	τ _c	τ _c	τ _{fi}	τ _{fs}
1	-0.92	100, 25	10.18	10.18	0	0	0	0
2	-0.82	100, 25	10.18	10.18	5	4	161	-14
3	-0.73	100, 25	10.18	10.18	19	7	644	-56
4	-0.64	100, 25	10.18	10.18	43	11	1449	-126
5	-0.54	100, 25	10.18	10.18	77	14	2576	-224
6	-0.45	100, 25	10.18	10.18	121	18	4025	-351
7	-0.35	100, 25	10.18	10.18	174	22	5796	-505

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.17	100, 150	41.81	34.21	0.00	-2280.69	729.49	405.47	--	--
2	0.50	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	212.10	405.47	--	--
3	0.83	100, 150	34.21	34.21	0.00	1871.75	41.29	3706.45	3706.45	5764.12
4	1.16	100, 150	34.21	34.21	0.00	1871.75	13.31	3706.45	3706.45	5764.12
5	1.50	100, 150	34.21	34.21	0.00	1871.75	6.03	3706.45	3706.45	5602.29
6	1.85	100, 150	34.21	41.81	0.00	2280.69	4.15	3706.45	3706.45	10898.59

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	† _c	† _c	† _{fi}	† _{fs}
7	0.17	100, 150	41.81	34.21	7	0	331	327
8	0.50	100, 150	34.21	34.21	28	12	587	1575
9	0.83	100, 150	34.21	34.21	97	98	5485	-1209
10	1.16	100, 150	34.21	34.21	318	213	18078	-3986
11	1.50	100, 150	34.21	34.21	720	328	40879	-9014
12	1.85	100, 150	34.21	41.81	1197	317	60199	-15266

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.17	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	827.81	405.47	--	--
2	0.50	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	92.09	405.47	--	--
3	0.83	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	31.51	0.00	--	--
4	1.17	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	14.55	0.00	--	--
5	1.50	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	8.10	0.00	--	--
6	1.82	100, 150	34.21	34.21	0.00	-1871.75	5.24	0.00	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	† _c	† _c	† _{fi}	† _{fs}
7	0.17	100, 150	34.21	34.21	7	0	-93	420
8	0.50	100, 150	34.21	34.21	64	0	-807	3659
9	0.83	100, 150	34.21	34.21	163	0	-2043	9265
10	1.17	100, 150	34.21	34.21	298	0	-3727	16900
11	1.50	100, 150	34.21	34.21	466	0	-5833	26454
12	1.82	100, 150	34.21	34.21	681	0	-8525	38662

Inviluppo armature e tensioni piastre

X	ascissa sezione espressa in [m]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Piastra fondazione monte

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	-5.00	1.96	1.96	0.00	110.28	89.20
2	-4.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	41.82
3	-4.45	1.96	1.96	0.00	-110.28	17.78
4	-4.20	1.96	1.96	0.00	-110.28	17.24
5	-3.95	1.96	1.96	0.00	-110.28	26.48
6	-3.70	1.96	1.96	0.00	110.28	43.67
7	-3.30	1.96	1.96	0.00	110.28	39.23
8	-3.05	1.96	1.96	0.00	-110.28	44.44
9	-2.80	1.96	1.96	0.00	110.28	14.63
10	-2.30	1.96	1.96	0.00	110.28	25.00
11	-1.90	1.96	1.96	0.00	110.28	30.62
12	-1.65	1.96	1.96	0.00	-110.28	51.64
13	-1.40	1.96	1.96	0.00	-110.28	33.08
14	-1.15	1.96	1.96	0.00	-110.28	53.26
15	-0.90	1.96	1.96	0.00	110.28	34.52
16	-0.50	1.96	1.96	0.00	110.28	34.27
17	-0.25	1.96	1.96	0.00	-110.28	51.40
18	0.00	1.96	1.96	0.00	-110.28	31.59
19	0.25	1.96	1.96	0.00	-110.28	51.29
20	0.50	1.96	1.96	0.00	110.28	34.16
21	0.90	1.96	1.96	0.00	110.28	34.21
22	1.15	1.96	1.96	0.00	-110.28	51.07

23	1.40	1.96	1.96	0.00	-110.28	31.42
24	1.65	1.96	1.96	0.00	-110.28	50.57
25	1.90	1.96	1.96	0.00	110.28	34.67
26	2.30	1.96	1.96	0.00	110.28	35.13
27	2.55	1.96	1.96	0.00	-110.28	47.03
28	2.80	1.96	1.96	0.00	-110.28	29.19
29	3.05	1.96	1.96	0.00	-110.28	41.39
30	3.30	1.96	1.96	0.00	110.28	38.47
31	3.70	1.96	1.96	0.00	110.28	42.46
32	3.95	1.96	1.96	0.00	-110.28	25.80
33	4.20	1.96	1.96	0.00	-110.28	17.11
34	4.45	1.96	1.96	0.00	-110.28	17.74
35	4.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	41.77
36	5.00	1.96	1.96	0.00	110.28	89.18

Piastra fondazione valle

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	-5.00	1.96	1.96	0.00	110.28	171.34
2	-4.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	12.11
3	-4.45	1.96	1.96	0.00	-110.28	4.37
4	-4.20	1.96	1.96	0.00	-110.28	4.08
5	-3.95	1.96	1.96	0.00	-110.28	5.97
6	-3.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.44
7	-3.30	1.96	1.96	0.00	-110.28	8.23
8	-3.05	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.39
9	-2.80	1.96	1.96	0.00	-110.28	4.11
10	-2.30	1.96	1.96	0.00	-110.28	5.94
11	-1.90	1.96	1.96	0.00	110.28	6.80
12	-1.65	1.96	1.96	0.00	-110.28	11.25
13	-1.40	1.96	1.96	0.00	-110.28	7.04
14	-1.15	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.79
15	-0.90	1.96	1.96	0.00	110.28	7.26
16	-0.50	1.96	1.96	0.00	110.28	7.27
17	-0.25	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.72
18	0.00	1.96	1.96	0.00	-110.28	6.96
19	0.25	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.72
20	0.50	1.96	1.96	0.00	110.28	7.27
21	0.90	1.96	1.96	0.00	110.28	7.29
22	1.15	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.65
23	1.40	1.96	1.96	0.00	-110.28	6.91
24	1.65	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.53
25	1.90	1.96	1.96	0.00	110.28	7.42
26	2.30	1.96	1.96	0.00	110.28	7.57
27	2.55	1.96	1.96	0.00	-110.28	9.76
28	2.80	1.96	1.96	0.00	-110.28	6.39
29	3.05	1.96	1.96	0.00	-110.28	8.74
30	3.30	1.96	1.96	0.00	-110.28	8.90
31	3.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	10.61
32	3.95	1.96	1.96	0.00	-110.28	5.91
33	4.20	1.96	1.96	0.00	-110.28	4.07
34	4.45	1.96	1.96	0.00	-110.28	4.37
35	4.70	1.96	1.96	0.00	-110.28	12.10
36	5.00	1.96	1.96	0.00	110.28	171.09

Inviluppo sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Nr.	numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
Y	ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in [m])
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzo normale espresso in [kN]
T	taglio espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
T _u	taglio ultimo espresso in [kN]
CS	coefficiente di sicurezza

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 1

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0.00	114.9991	230.1647	119.0206	304.9275	-235.5499	205.1298
2	0.40	67.3909	108.1937	94.6538	274.5235	-227.4837	212.6783

3	0.80	-8.4177	30.2913	72.9348	213.7156	-218.6895	219.9193
4	1.20	-91.9666	0.3555	54.0246	149.7048	-209.1674	226.8526
5	1.60	-150.2246	-21.2544	37.9316	96.5304	-198.9173	233.4785
6	2.00	-187.5082	-36.4270	24.5509	53.4469	-187.9392	239.7968
7	2.40	-207.8285	-46.2474	13.6978	19.5043	-176.2332	245.8076
8	2.80	-214.8131	-51.7266	-7.8783	5.1357	-163.7993	251.5108
9	3.20	-212.2320	-53.7808	-26.3262	-1.4014	-150.6786	256.9239
10	3.60	-202.1290	-53.2203	-38.9761	-6.1908	-137.1186	262.1514
11	4.00	-186.8165	-50.7439	-46.8692	-9.5075	-123.1605	267.2107
12	4.40	-168.2254	-46.9409	-50.9671	-11.6139	-108.8042	272.1018
13	4.80	-147.8988	-42.2954	-52.1696	-12.7536	-94.0499	276.8247
14	5.20	-127.0310	-37.1939	-51.3056	-13.1458	-78.8975	281.3795
15	5.60	-106.5087	-31.9356	-48.8851	-12.9838	-63.3470	285.7660
16	6.00	-86.9547	-26.7421	-45.4627	-12.4337	-47.3984	289.9844
17	6.40	-68.7696	-21.7686	-41.4914	-11.6346	-31.0517	294.0346
18	6.80	-52.1730	-17.1148	-37.3302	-10.7000	-14.3068	297.9166
19	7.20	-37.2409	-12.8348	-33.2517	-9.7192	2.8361	301.6304
20	7.60	-23.9402	-8.9471	-29.4508	-8.7592	20.3771	305.1760
21	8.00	-12.1599	-5.4434	-22.1145	-6.8324	38.1860	308.6085
22	8.40	-3.3141	-2.7087	-15.7913	-5.1142	45.8883	316.3107
23	8.80	-0.6648	3.3185	-10.5232	-3.6364	53.5905	324.0129
24	9.20	0.7898	7.4283	-6.2805	-2.4076	61.2928	331.7152
25	9.60	1.7529	9.8595	-2.9852	-1.4198	68.9950	339.4174
26	10.00	2.3208	10.9900	-0.7233	-0.4113	76.6972	347.1197
27	10.40	2.5824	11.1546	-0.0848	1.2887	84.3995	354.8219
28	10.80	2.6163	10.6490	0.3163	2.3977	92.1017	362.5242
29	11.20	2.4898	9.7126	0.5785	3.0342	99.8040	370.2264
30	11.60	2.2584	8.5122	0.7295	3.3064	107.5062	377.9287
31	12.00	1.9666	7.1956	0.7945	3.3092	115.2085	385.6309
32	12.40	1.6487	5.8723	0.7956	3.1315	122.9107	393.3332
33	12.80	1.3305	4.6198	0.7512	2.8276	130.6130	401.0354
34	13.20	1.0300	3.4887	0.6763	2.4487	138.3152	408.7377
35	13.60	0.7595	2.5092	0.5826	2.0342	146.0175	416.4399
36	14.00	0.5264	1.6955	0.4787	1.6124	153.7197	424.1422
37	14.40	0.3350	1.0506	0.3704	1.2029	161.4220	431.8444
38	14.80	0.1868	0.5694	0.2617	0.8176	169.1242	439.5467
39	15.20	0.0821	0.2424	0.1548	0.4632	176.8265	447.2489
40	15.60	0.0202	0.0571	0.0506	0.1428	184.5287	454.9512
41	16.00	0.0000	0.0000	0.0506	0.1428	192.2310	462.6534

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 1

Nr.	Y	A _f	M _u	N _u	T _u	CS
1	0.00	366.44	3302.23	-2281.20	454.31	15.05
2	0.40	366.44	2580.56	-3935.82	454.31	25.95
3	0.80	366.44	179.71	-12734.67	454.31	58.23
4	1.20	366.44	33.78	-4041.51	454.31	28.13
5	1.60	366.44	1669.10	-2433.88	454.31	20.78
6	2.00	366.44	2388.66	-1726.38	454.31	17.90
7	2.40	366.44	2711.63	-1277.83	454.31	16.76
8	2.80	366.44	2846.89	-911.86	454.31	16.56
9	3.20	366.44	2873.55	-548.57	454.31	17.02
10	3.60	366.44	2827.32	-139.91	454.31	18.05
11	4.00	366.44	2725.72	366.08	454.31	19.65
12	4.40	366.44	2580.01	1020.05	454.31	21.92
13	4.80	366.44	2397.28	1904.08	454.31	25.04
14	5.20	366.44	2183.21	-2311.99	454.31	29.30
15	5.60	366.44	1942.78	-2232.27	454.31	35.24
16	6.00	366.44	1685.59	-2075.97	454.31	43.80
17	6.40	366.44	1420.19	-1766.69	454.31	55.51
18	6.80	366.44	1152.45	-1130.26	454.31	62.05
19	7.20	366.44	888.92	344.26	454.31	67.75
20	7.60	366.44	618.63	3979.97	454.31	69.14
21	8.00	366.44	375.52	11247.16	454.31	68.99
22	8.40	366.44	183.71	19773.87	454.31	67.78
23	8.80	366.44	34.28	19818.51	454.31	66.50
24	9.20	366.44	51.29	16976.27	454.31	64.94
25	9.60	366.44	111.01	16080.81	454.31	63.33
26	10.00	366.44	143.55	16065.40	454.31	61.85
27	10.40	366.44	156.19	16517.27	454.31	60.48
28	10.80	366.44	154.89	17219.49	454.31	59.20

29	11.20	366.44	144.38	18052.41	454.31	57.99
30	11.60	366.44	128.37	18942.71	454.31	56.84
31	12.00	366.44	109.62	19814.01	454.31	55.74
32	12.40	366.44	90.17	20624.93	454.31	54.69
33	12.80	366.44	71.42	21010.13	454.31	53.68
34	13.20	366.44	54.28	21171.73	454.31	52.70
35	13.60	366.44	39.31	21301.25	454.31	51.75
36	14.00	366.44	26.76	21401.27	454.31	50.83
37	14.40	366.44	16.73	21475.20	454.31	49.95
38	14.80	366.44	9.17	21526.73	454.31	49.08
39	15.20	366.44	3.96	21559.51	454.31	48.25
40	15.60	366.44	0.96	21576.93	454.31	47.44
41	16.00	366.44	0.00	21581.99	454.31	46.65

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 2

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0.00	115.0186	230.2237	118.9404	304.6933	480.5178	986.5147
2	0.40	67.4424	108.3464	94.5689	274.2893	487.9895	993.5924
3	0.80	-8.1718	30.4037	72.8465	213.4814	495.0000	999.4211
4	1.20	-91.6273	0.4762	53.9346	149.4296	501.5495	1004.0007
5	1.60	-149.7757	-21.0976	37.8423	96.2298	507.6378	1007.3313
6	2.00	-186.9396	-36.2346	24.4654	53.1387	513.2650	1009.4128
7	2.40	-207.1375	-46.0207	13.6202	19.2095	518.4310	1010.2453
8	2.80	-214.0051	-51.4688	-8.1332	5.0714	523.1360	1009.8288
9	3.20	-211.3177	-53.4974	-26.5149	-1.4457	527.4059	1008.2339
10	3.60	-201.1385	-52.9191	-39.0655	-6.2070	531.3975	1005.8853
11	4.00	-185.7898	-50.4363	-46.8209	-9.4858	535.1370	1002.8535
12	4.40	-167.2179	-46.6419	-50.7377	-11.5432	538.6243	999.1387
13	4.80	-146.9834	-42.0247	-51.7080	-12.6209	541.8594	994.7408
14	5.20	-126.3002	-36.9763	-50.5591	-12.9369	544.8423	989.6599
15	5.60	-106.0765	-31.8016	-47.7964	-12.6835	547.5731	983.8958
16	6.00	-86.9580	-26.7282	-43.9721	-12.0259	550.0516	977.4487
17	6.40	-69.3691	-21.9178	-39.5397	-11.1034	552.2780	970.3186
18	6.80	-53.5532	-17.4764	-34.8613	-10.0302	554.2522	962.5053
19	7.20	-39.6087	-13.4643	-30.2168	-8.8975	555.9743	954.0090
20	7.60	-27.5220	-9.9054	-25.8138	-7.7756	557.4441	944.8296
21	8.00	-17.1965	-6.7951	-21.7969	-6.7166	558.6618	934.9672
22	8.40	-8.4777	-4.1085	-18.2567	-5.7560	559.6273	924.4216
23	8.80	-1.9706	-0.8292	-15.2388	-4.9155	560.3407	913.1930
24	9.20	0.1601	5.1539	-9.8647	-3.3810	561.5230	903.2348
25	9.60	1.5125	9.0089	-5.5824	-2.1261	569.2252	910.9371
26	10.00	2.3629	11.1711	-2.2954	-1.1349	576.9275	918.6393
27	10.40	2.8169	12.0365	-0.3824	0.2114	584.6297	926.3416
28	10.80	2.9695	11.9701	0.1650	1.8525	592.3320	934.0438
29	11.20	2.9035	11.2534	0.5376	2.8928	600.0342	941.7461
30	11.60	2.6885	10.1102	0.7686	3.4572	607.7365	949.4483
31	12.00	2.3811	8.7330	0.8881	3.6594	615.4387	957.1506
32	12.40	2.0258	7.2692	0.9227	3.6051	623.1410	964.8528
33	12.80	1.6567	5.8272	0.8950	3.3617	630.8432	972.5551
34	13.20	1.2987	4.4825	0.8237	2.9950	638.5455	980.2573
35	13.60	0.9693	3.2845	0.7234	2.5554	646.2477	987.9596
36	14.00	0.6799	2.2624	0.6051	2.0801	653.9500	995.6618
37	14.40	0.4378	1.4303	0.4766	1.5950	661.6522	1003.3641
38	14.80	0.2472	0.7923	0.3427	1.1164	669.3545	1011.0663
39	15.20	0.1102	0.3457	0.2064	0.6536	677.0567	1018.7686
40	15.60	0.0276	0.0843	0.0690	0.2108	684.7590	1026.4708
41	16.00	0.0000	0.0000	0.0690	0.2108	692.4612	1034.1730

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 2

Nr.	Y	A _f	M _u	N _u	T _u	CS
1	0.00	366.44	3037.23	12528.42	454.31	13.19
2	0.40	366.44	1886.00	16201.19	454.31	17.62
3	0.80	366.44	29.54	19931.12	454.31	21.57
4	1.20	366.44	20.48	18026.01	454.31	18.49
5	1.60	366.44	868.87	15458.51	454.31	15.86
6	2.00	366.44	1366.86	14093.79	454.31	14.44
7	2.40	366.44	1637.32	13436.82	454.31	13.75
8	2.80	366.44	1769.67	13223.91	454.31	13.52

9	3.20	366.44	1810.21	13316.15	454.31	13.61
10	3.60	366.44	1785.69	13640.05	454.31	13.94
11	4.00	366.44	1713.60	14147.96	454.31	14.47
12	4.40	366.44	1606.44	14803.48	454.31	15.16
13	4.80	366.44	1473.80	15574.96	454.31	15.97
14	5.20	366.44	1323.78	16428.87	454.31	16.88
15	5.60	366.44	1163.07	17319.46	454.31	17.85
16	6.00	366.44	998.77	18229.60	454.31	18.86
17	6.40	366.44	830.86	19146.03	454.31	19.91
18	6.80	366.44	664.22	20029.57	454.31	20.95
19	7.20	366.44	513.00	20869.25	454.31	21.91
20	7.60	366.44	378.27	21088.05	454.31	22.34
21	8.00	366.44	260.05	21270.11	454.31	22.76
22	8.40	366.44	157.54	21428.67	454.31	23.18
23	8.80	366.44	20.79	21524.21	454.31	23.61
24	9.20	366.44	6.15	21480.85	454.31	23.79
25	9.60	366.44	57.23	21407.38	454.31	23.51
26	10.00	366.44	88.11	21367.79	454.31	23.27
27	10.40	366.44	103.60	21353.38	454.31	23.07
28	10.80	366.44	107.78	21356.93	454.31	22.88
29	11.20	366.44	104.04	21372.56	454.31	22.71
30	11.60	366.44	95.15	21395.59	454.31	22.54
31	12.00	366.44	83.25	21422.39	454.31	22.39
32	12.40	366.44	69.99	21450.28	454.31	22.24
33	12.80	366.44	56.56	21477.29	454.31	22.09
34	13.20	366.44	43.83	21502.13	454.31	21.94
35	13.60	366.44	32.33	21523.97	454.31	21.79
36	14.00	366.44	22.42	21542.37	454.31	21.64
37	14.40	366.44	14.27	21557.16	454.31	21.49
38	14.80	366.44	7.97	21568.36	454.31	21.33
39	15.20	366.44	3.51	21576.10	454.31	21.18
40	15.60	366.44	0.87	21580.57	454.31	21.02
41	16.00	366.44	0.00	21581.99	454.31	20.87

6. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati illustrati i calcoli di verifica dell'opera di sostegno prevista nell'ambito degli interventi di consolidamento del versante in dissesto.

I calcoli condotti dimostrano che in tutte le condizioni di carico le resistenze di progetto sono sempre superiori alle azioni di progetto per tutti gli elementi dell'opera nei diversi stati limite ultimi di tipo sia geotecnico che strutturale previste dalla normativa vigente.

CDG INGEGNERIA SRL

Ing. Luigi Gangitano

