

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

BARRIERE ANTIFONICHE

Relazione di calcolo delle fondazioni dirette



INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1 Normativa di riferimento	6
2.2 Documentazione di progetto	7
2.3 Software	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1 Acciaio	8
3.2 Calcestruzzo	8
4. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	9
4.1 Condizioni stratigrafiche di riferimento	9
4.2 Livello della falda	11
4.3 Caratterizzazione sismica del sito	11
4.3.1 Categoria di sottosuolo	11
4.3.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
4.3.3 Azione sismica di riferimento	12
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE	13
5.1 Elemento prefabbricato tipo "T"	13
6. ANALISI DEI CARICHI	15
6.1 Azioni permanenti	15
6.1.1 Pesi propri	15
6.1.2 Spinta delle terre	15
6.2 Azioni variabili	17
6.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito	17
6.2.2 Carichi trasmessi dalle barriere foniche	17
6.3 Azione sismica	17
6.3.1 Azione sismica per analisi di stabilità	18
7. ANALISI FONDAZIONI DIRETTE DEI MURI REGGI FOA	20
7.1 Analisi agli stati limite	20
7.1.1 Verifiche agli SLU	20
7.1.2 Verifiche agli SLE	22
7.2 Metodologie di calcolo fondazione diretta	23

7.2.1	Stima degli spostamenti della fondazione diretta	24
7.3	Analisi del muro reggi FOA	28
7.3.1	Verifica cedimenti a testa barriera	31
7.3.2	Verifica strutturale fondazione diretta muri	31
8.	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	32

ALLEGATI

Allegato 1	Analisi muri reggi FOA e verifiche geotecniche muro e fondazione
Allegato 2	Analisi SLE fondazione diretta – Stima spostamenti in fondazione
Allegato 3	Analisi di stabilità globale

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è finalizzata al dimensionamento delle fondazioni dirette delle barriere FOA nell'ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^a corsia dell'autostrada A13 Bologna – Padova, tratto tra Bologna Arcoveggio e Ferrara Sud, dalla progr. Km 1+070 alla progr. Km 33+547.

La relazione, in particolare, ha per oggetto:

- l'esposizione dei criteri generali seguiti nel dimensionamento geotecnico della fondazione diretta dei muri reggi FOA;
- la presentazione dei risultati ottenuti in termini di:
 - dimensionamento 'interno' delle strutture (verifiche di ribaltamento, scorrimento, capacità portante, valutazione degli spostamenti orizzontali, verifiche strutturali);
 - valutazione dei cedimenti a testa barriera;
 - analisi di stabilità globale.

La presente relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti di riferimento;
- il capitolo 3 descrive i materiali (acciaio, calcestruzzo);
- il capitolo 4 esamina il quadro geotecnico in cui si inseriscono le opere, fornendo:
 - la stratigrafia, i parametri geotecnici di progetto ed il livello di falda;
 - le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della Normativa vigente;
- il capitolo 5 riporta una sintetica descrizione delle opere in progetto;
- il capitolo 6 contiene l'analisi dei carichi;
- il capitolo 7 riporta le metodologie di calcolo e verifica dei muri reggi FOA su fondazioni dirette ed i risultati delle analisi in termini di massime sollecitazioni per le verifiche strutturali e geotecniche e spostamenti massimi;

I risultati delle analisi sono riportati negli Allegati riportati in calce alla presente relazione, ed organizzati come di seguito descritto:

- Allegato 1 - Analisi dei muri reggi FOA e verifiche geotecniche muro e fondazione.
- Allegato 2 – Analisi fondazione diretta per carichi SLE e valutazione spostamenti.

Si richiama il fatto che come normative di riferimento sono state utilizzate le Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. del 14 gennaio 2008 (cfr. par. 2.1).

Lungo il tratto autostradale in esame, è prevista una sola situazione con fondazione diretta, denominata FOA16 dalla progressiva chilometrica 21+540 a 21+627, con altezza di rilevato di 5.0-6.0 m. Nella seguente figura è mostrato il tipologico di muro porta FOA su fondazione diretta, previsto per il caso in esame; l'altezza del muro da intradosso plinto a base barriera è di 1.80 m e la larghezza della fondazione diretta è di 2.80 m con spessore 0.40 m.

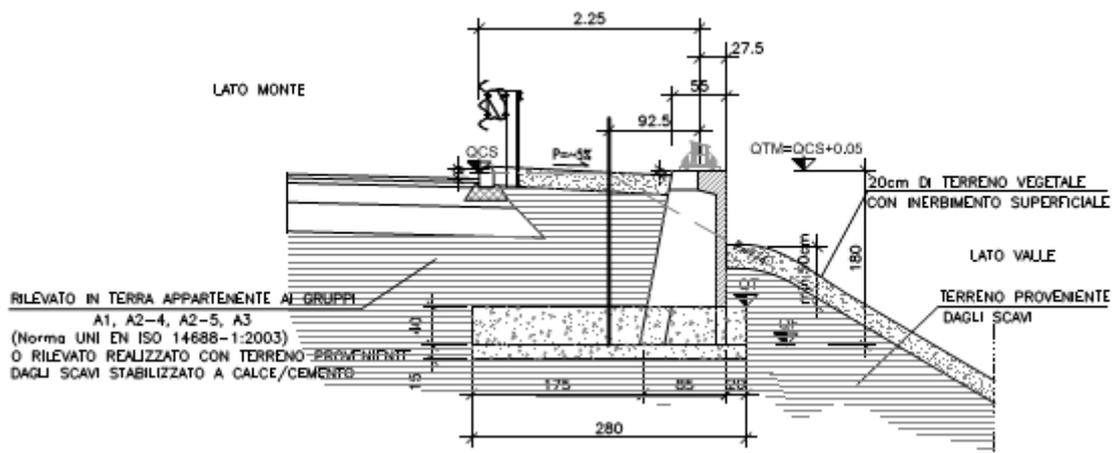


Figura 1 – Tipologico muro H=1.80 m porta FOA su fondazione diretta

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [1] D.M. 11/03/1998 - "Norme riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità
- [2] 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".
- [3] Legge 05/11/1971 n.1086 e relative istruzioni emanate con Circ. n.11951 del 4/2/1974 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed alla struttura metallica".
- [4] D.M. Lavori Pubblici 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [5] Legge 02/02/1974 n.64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari provvedimenti per le zone sismiche".
- [6] D.M. Lavori Pubblici 09/01/1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [7] D.M. Lavori Pubblici 16/01/1996 - "Norme tecniche relative ai criteri generali di verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [8] D.M. Lavori Pubblici 16/01/1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- [9] Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 04/07/1996 Istruzioni per l'applicazione delle - "Norme tecniche relative ai criteri generali di verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/1996.
- [10] D.M. Lavori Pubblici 03/12/1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- [11] Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.31104 del 16/03/1989 Istruzioni in merito alle - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

- [12] Ordinanza P.C.M. 3431 del 03/05/05 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [13] Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile 21/10/2003 - "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2,3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03".
- [14] D.M. Lavori Pubblici 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni". Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/08.
- [15] UNI EN 1992-1-1. Novembre 2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- [16] UNI EN 1998-1-1. Ottobre 1997 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1:Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.
- [17] UNI EN 1998-5. Ottobre 1994 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [18] UNI ENV 1997-1. Aprile 1997 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

2.2 Documentazione di progetto

- [19] Relazione Geotecnica di progetto
- [20] Profili Geotecnici di progetto
- [21] Elaborati grafici relativi all'opera in progetto

2.3 Software

- [22] MURI.xls (G. Furlani). Foglio di calcolo per analisi delle condizioni di equilibrio e di sollecitazione per opere di sostegno a gravità coerente con le NTC 2008.
- [23] FOND (G. Guiducci). Programma per l'analisi fondazioni dirette. Valutazione capacità portante, pressioni di contatto e stima dei cedimenti.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 Acciaio

Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

modulo elastico	$E_s = 2100000 \text{ kg/cmq}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cmq}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 5400 \text{ kg/cmq}$

3.2 Calcestruzzo

Calcestruzzo prefabbricato per pannelli – C35/45

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 350 \text{ kg/cmq}$
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck}(c) = 450 \text{ kg/cmq}$
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = 430 \text{ kg/cmq}$
valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 32.1 \text{ kg/cmq}$
modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 340771 \text{ kg/cmq}$

Calcestruzzo in opera per suola di stabilizzazione – C25/30

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 249 \text{ kg/cmq}$
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck}(c) = 300 \text{ kg/cmq}$
valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = 329 \text{ kg/cmq}$
valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 25.6 \text{ kg/cmq}$
modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 314471.6 \text{ kg/cmq}$

Calcestruzzo in opera per piano d'appoggio – C12/15

resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 120 \text{ kg/cmq}$
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck}(c) = 150 \text{ kg/cmq}$

4. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

4.1 Condizioni stratigrafiche di riferimento

La zona oggetto di studio è situata all'interno dell'ampio bacino sedimentario padano, al bordo settentrionale del Sistema Appenninico. Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici (elaborati APE0003 ÷ APE0026), cui si fa rimando per maggiori dettagli.

In particolare il tipologico in esame si riferisce alla barriera FOA16, ubicata tra le progressive chilometriche 21+540 e 21+627. Nella seguente tabella si riassumono le indagini eseguite in corrispondenza del tratto in esame.

Tabella 1 – Indagini di riferimento FOA16

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
DPSH – BF2 – B (*)	Imprefond B-2011	21+414.00	14.86	15.0	-
CPTU – BF20 – C (*)	Tecno-in C-2011	21+481.00	8.61	35.0	-
S – BF16 – A	Imprefond A-2009	21+550.00	11.26	40.0	C (7.70) C (27.80)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole
 (*) in sub-ordine: indagini ubicate nelle vicinanze.

Da un punto di vista stratigrafico le indagini eseguite in sito, hanno rilevato la predominanza di depositi di materiale alluvionale fine, poco permeabile, quali argille, argille limose e limi argillosi. La stratigrafia è stata dedotta dal sondaggio (S – BF16 – A) ed i parametri di resistenza sono stati individuati dalla scheda monografica dell'opera più vicina documentata nell'Appendice 3 della relazione geotecnica (OPERA N.135, Ampliamento Ponte sul canale Navile).

Nell'ambito delle profondità massime di interesse progettuale (15-20 m dal p.c.), le unità geotecniche intercettate sono:

- Unità 1: Limo - limo sabbioso - argilla limosa di color nocciola- ocra; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo;
- Unità 3: Argilla limosa o limo argilloso/sabbioso con torba o debolmente torbosa; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

Tabella 2 – Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

Profondità (Q.A. p.c.: 10.5 m s.l.m.)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	$\phi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0.0 – 5.4	1	2.0	5-7	-	19.5	-	22-25	0-5	40-80	-	-	4-8
5.4 – 6.4	3	2.0	-	-	18.0	-	20-24	0-5	20-40	-	-	2.4-4.8
6.4 – 7.5	1	2.0	13-17	-	19.5	-	22-25	0-5	80	-	-	8
7.5 – 11.0	3	2.0	10-18	-	18.0	-	20-24	0-5	20-40	-	-	2.4-4.8
11.0 – 14.00	1	2.0	23-26	-	19.5	-	22-25	5-10	70-110	-	-	7.0 -11
14.00-24.00	1	2.0	19-24	-	19.5	-	22-25	5-10	90-130	-	-	9.0 -15.6

NOTA: - intervallo di valori;
 -:linearmente variabile.

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);

z_w = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultata);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza;

ϕ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E_{25} = modulo elastico operativo E_{25} corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare.

Per il terreno costituente il rilevato autostradale esistente si assumono i seguenti parametri geotecnici di progetto:

Rilevato	
γ_t (kN/m ³)	19
c' (kPa)	0
φ' (°)	35
E' [MPa]	30

4.2 Livello della falda

Per quanto riguarda la soggiacenza del livello della falda freatica, le informazioni disponibili dalle indagini eseguite indicano un livello massimo a 8.5 m s.l.m. (circa 2 m dal p.c. locale, vedasi **Tabella 2**).

Per l'analisi del muro reggi FOA si è considerata cautelativamente la falda a p.c. locale.

4.3 Caratterizzazione sismica del sito

4.3.1 Categoria di sottosuolo

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base della $C_{u,30}$ ($C_{u,30} = 72$ kPa) e sulla base della Cross Hole S BF19-C (pk 20+447) risulta essere una classe di sottosuolo di tipo C ($V_{s,30} = 195$ m/s).

4.3.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso / Coefficiente d'uso $IV / C_U = 2$

in base a ciò risulta:

- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

4.3.3 Azione sismica di riferimento

Si verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%, ossia con riferimento al seguente periodo di ritorno dell'azione sismica T_R :

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949 \text{ anni}$$

Trattandosi di zone pianeggianti, si associa al sito di riferimento una categoria topografica T1.

Le accelerazioni orizzontali massime convenzionali su suolo di categoria A, riferite ai Comuni interessati dal tracciato autostradale, sono riportate nella tabella seguente, insieme ai principali parametri di interesse necessari per la definizione dell'azione sismica.

Tabella 3 – Parametri di riferimento per la progettazione sismica

COMUNE	PROV	a_g		cat.sottosuolo	S_s	S_t	a_{max}		β	k_h	k_v
Bologna	BO	0.21	g	D	1.633	1	0.343	g	0.28	0.096	0.048
Castelmaggiore	BO	0.2	g	D	1.642	1	0.328	g	0.28	0.092	0.046
Bentivoglio	BO	0.211	g	D	1.603	1	0.338	g	0.28	0.095	0.047
Malalbergo	BO	0.207	g	D	1.614	1	0.334	g	0.28	0.094	0.047
Poggio Renatico	FE	0.204	g	D	1.624	1	0.331	g	0.28	0.093	0.046
Ferrara	FE	0.237	g	D	1.535	1	0.364	g	0.28	0.102	0.051

Per i dimensionamenti, si fa riferimento al Comune di Ferrara, che presenta i valori maggiori di a_g .

Ne derivano i seguenti valori dei parametri sismici per lo stato limite SLV:

$a_g = 0.237 \text{ g}$ accel. orizz. max attesa al sito su suolo di cat. A

$S_s = 1.535$ coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1.00$ coefficiente di amplificazione topografica

L'accelerazione di picco risulta pertanto:

$a_{max} = a_g \times S_s \times S_T = 0.364 \text{ g}$ accelerazione massima orizzontale attesa al sito.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Lungo il tratto autostradale in esame, è prevista una sola situazione con fondazione diretta, denominata FOA16 dalla progressiva chilometrica 21+540 a 21+627, con altezza di rilevato di 5.0-6.0 m. Nella seguente figura è mostrato il tipologico di muro porta FOA su fondazione diretta, previsto per il caso in esame; l'altezza del muro da intradosso plinto a base barriera è di 1.80 m e la larghezza della fondazione diretta è di 2.80 m con spessore 0.40 m.

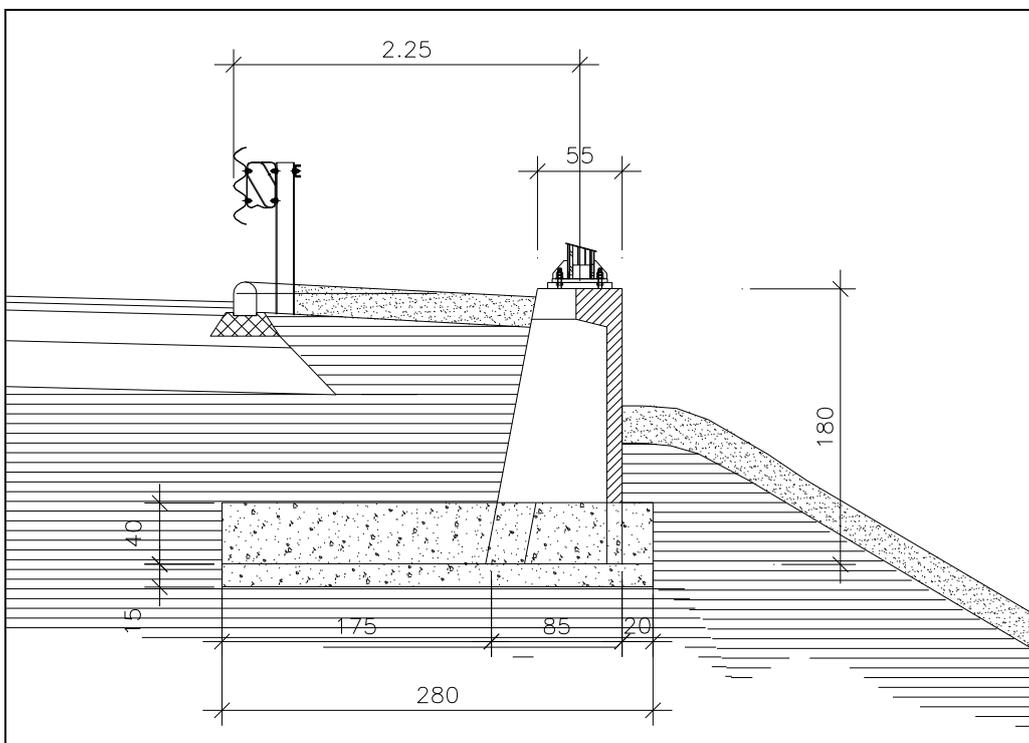


Figura 2 – Tipologico muro H=1.80 m porta FOA su fondazione diretta

5.1 Elemento prefabbricato tipo "T"

Il muro porta FOA è costituito da elementi modulari prefabbricati di larghezza 6 m, con il contributo di due nervature di irrigidimento a tergo del paramento verticale, di spessore pari a 50 cm.

Le due nervature sono collegate fra loro da una soletta di spessore costante $s=10$ cm.

I bordi presentano un giunto maschio-femmina in modo da trattenere i materiali e da permettere il montaggio degli elementi anche seguendo una curva, sia concava che convessa.

Alla base del muro le nervature presentano ciascuna un'apertura trasversale per il passaggio delle armature della trave di collegamento che si realizza fra i pannelli; l'altezza dell'apertura viene determinata in base all'altezza della suola di stabilizzazione, assicurando un adeguato ricoprimento dell'armatura superiore della trave.

L'elemento a "T" viene considerato, nelle applicazioni alle strutture oggetto della presente relazione, come un elemento strutturale di contenimento in grado di permettere la posa di barriere foniche semplici.

I dettagli ed i particolari costruttivi dei muri sono rappresentati negli elaborati grafici di progetto.

6. ANALISI DEI CARICHI

La valutazione delle azioni caratteristiche a intradosso plinto, viene eseguita facendo riferimento al seguente paragrafo della Normativa di riferimento - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008: par. 6.5.3.1.1 - Muri di Sostegno.

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

6.1 Azioni permanenti

6.1.1 Pesi propri

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

- Struttura in c.a. $\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Terreno di ritombamento: $\gamma_2 = 19.0 \text{ kN/m}^3$.

6.1.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari a $0.67\phi'$, con ϕ' angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

- $\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z;
- K_a = coefficiente di spinta attiva;
- q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;
- c' = coesione efficace.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – rif.[16]):

- per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

- ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno
- β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)
- ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)
- δ = angolo di attrito muro-terreno
- θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 6.4.1).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ..).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

6.2 Azioni variabili

6.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno.

6.2.2 Carichi trasmessi dalle barriere foniche

I carichi agenti alla base delle barriere, sono forniti dal progettista strutturale come azioni a metro lineare, distinti per barriere di bordo e correnti. Nella seguente tabella sono sintetizzati i carichi per le barriere in oggetto, per le varie combinazioni di carico.

Tabella 4 – Carichi agenti alla base della barriera (a metro lineare)

H FOA		Rilevato	GEOTECNICA													
			Sollecitazioni SLU-STR			Sollecitazioni SLU-GEO			Sollecitazioni SLE Rara			Combinazione ECC (urto)				
			N_SLU	M_SLU	V_SLU	N_SLU_GEO	M_SLU_GEO	V_SLU_GEO	N_SLE_Rara	M_SLE_Rara	V_SLE_Rara	N_SLE_ECC		M_SLE_ECC	V_SLE_ECC	
[N/m]	[Nm/m]	[N/m]	[N/m]	[Nm/m]	[N/m]	[N/m]	[Nm/m]	[Nm/m]	[N/m]	[N/m]	[Nm/m]	[N/m]				
3.00 m		3.00_bordo	c													
3.00 m	3.00_bordo	Rilevato_2,5+6,0	c	4.458	11.715	7.810	3.429	10.153	6.769	3.429	7.810	5.207	0	0	0	FOA16-a, FOA16-c
3.00 m		3.00_corrente	c													
3.00 m	3.00_corrente	Rilevato_2,5+6,0	c	4.359	8.438	5.625	3.353	7.313	4.875	3.353	5.625	3.750	0	0	0	FOA16-b

6.3 Azione sismica

Per il caso in esame, di barriera FOA disaccoppiata, l'azione dimensionante è data dall'azione del vento; quindi le azioni sismiche sulla barriera per il dimensionamento strutturale verranno trascurate. Viene comunque svolta cautelativamente, l'analisi di stabilità globale opera-rilevato in condizioni sismiche.

6.3.1 Azione sismica per analisi di stabilità

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 6.1.2.

I coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione
- g = accelerazione di gravità
- β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

- a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla tabella 7.11. II della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

Tabella 5 – Coefficiente riduttivo β_m per gli spostamenti dell'opera

Intervallo dell'accelerazione sismica	β_m	
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m viene assunto pari all'unità.

Per le analisi di stabilità globali si considera:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g = 0.11$$

coeff.sismico orizzontale

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.056$$

coeff.sismico verticale

7. ANALISI FONDAZIONI DIRETTE DEI MURI REGGI FOA

7.1 Analisi agli stati limite

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli “Stati Limite”.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all’Approccio 1: Combinazioni 1 (A1+M1+R1) e 2 (A2+M2+R2), rispettivamente per le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO).

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica.

7.1.1 Verifiche agli SLU

Secondo la normativa vigente si ha:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione

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

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

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.

Le verifiche allo SLU di scorrimento e capacità portante sono condotte per le condizioni statiche secondo l'approccio 1 e le combinazioni di seguito elencate:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 : (A2+M2+R2).

Per la sola verifica a ribaltamento si considera la sola combinazione (EQ+M2+R2).

La normativa vigente prevede i seguenti coefficienti:

Tabella 6 – Coefficienti parziali di normativa

COEFFICIENTI SULLE AZIONI γ_F

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

COEFFICIENTI SUI MATERIALI γ_M

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE γ_R

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

7.1.2 Verifiche agli SLE

Le verifiche geotecniche allo SLE sono riassunte e descritte nei paragrafi seguenti.

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dirette è stata condotta anche con riguardo agli spostamenti orizzontali alla testa della barriera per le condizioni di carico SLE.

Ai fini del dimensionamento delle opere in fondazione, si è assunto un limite di deformabilità della testa della fondazione tale da produrre uno spostamento a testa barriera pari a 1/500 della sua altezza.

7.2 Metodologie di calcolo fondazione diretta

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 7 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi$	Hansen
	N_γ	$1,5 * (N_q - 1) \tan \phi$	Hansen
	N_q	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$	Hansen
Fattori correttivi	forma		
	s_c	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	s_γ	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	s_q	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	approfondimento		
	d_c	$1 + 0,4k$	Hansen e Vesic
	d_γ	1	Hansen e Vesic
	d_q	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	Hansen e Vesic
	Inclinazione carico		
	i_c	$i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$	Hansen e Vesic
	i_γ	$(1 - (0,7 * H) / (N + B' * c * \cot \phi))^5$	Hansen
	i_q	$(1 - (0,5 * H) / (N + B' * c * \cot \phi))^5$	Hansen
	Inclinazione fondazione*		
	b_c	$1 - \eta / 147^\circ$	Hansen
	b_γ	$\exp(-2,7 * \eta \tan \phi)$	Hansen
	b_q	$\exp(-2 * \eta \tan \phi)$	Hansen
Inclinazione piano campagna**			
g_c	$g_q - [(1 - g_q) / (N_c * \tan \phi)]$	Hansen	
g_γ	$(1 - \tan \beta)^2$	Hansen	
g_q	g_γ	Hansen	

* η = inclinazione base fondazione

** β = inclinazione pendio (dipende dall'angolo d'inclinazione del rilevato e dall'altezza del rilevato)

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale (N) risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Il coefficiente di sicurezza a capacità portante è dato da:

$$F_s = \frac{q_{lim} - q}{q_{adm} - q}$$

dove:

q_{lim} = capacità portante limite del terreno

q = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

q_{adm} = pressione verticale uniforme sulla fondazione di area ridotta

F_s = coefficiente di sicurezza valutato con Approcci di normativa.

7.2.1 Stima degli spostamenti della fondazione diretta

Il calcolo dei cedimenti viene eseguito con formule dedotte dalla teoria della elasticità, considerando l'impronta rigida. Nel seguito si riportano le formule adottate, dedotte da: "Stochastic Response of Foundations" A. Pais, E. Kausel feb. 1985 – Research Report R85-6 – LNEC and INVOTAN Portugal); elaborate, con procedimento numerico approssimato, per impronte rigide su semispazi elastici.

per impronta circolare:

$d_z = F_z / K_z$	cedimento verticale,
$d_h = F_h / K_h$	cedimento orizzontale,
$r = M / K_r$	rotazione;
$K_z = 4 G R / (1-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$	
$K_h = 8 G R / (2-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$	
$K_r = 8 G R^3 / [3 (2-\nu)] \cdot [1 + 2.3 Df/R + 0.55 (Df/R)^3]$	

dove:

G = modulo di deformazione di taglio = $E / [2 (1+\nu)]$,
E = modulo elastico: operativo, per il livello di deformazione atteso,
ν = coefficiente di Poisson,
R = raggio dell'impronta circolare,

D_f = immorsamento della fondazione nel substrato.

per impronta rettangolare (vedasi figura seguente):

$$\begin{aligned}
 d_z &= F_z / K_z && \text{cedimento verticale,} \\
 d_x &= F_x / K_x; && d_y = F_y / K_y \quad \text{cedimenti orizzontali,} \\
 r_x &= M_x / K_{rx}; && r_{xy} = M_{xy} / K_{ry} \quad \text{rotazioni;} \\
 K_z &= G B / (1-\nu) \cdot [3.1 L/B^{0.75} + 1.6] \cdot [1 + (0.25 + 0.25 / (L/B)) \cdot (D_f/B)^{0.8}] \\
 d_h &= [1 + (0.33 + 1.34 / (1+L/B)) \cdot (D_f/B)^{0.8}] \\
 K_x &= G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4] \cdot d_h \\
 K_y &= G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4 + 0.8 (L/B - 1)] \cdot d_h \\
 K_{rx} &= G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.2 L/B + 0.8] \cdot [1 + D_f/B + 1.6 / (0.35 + L/B) (D_f/B)^2] \\
 K_{ry} &= G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.73 (L/B)^{2.4} + 0.27] \cdot [1 + D_f/B + 1.6 / (0.35 + (L/B)^4) (D_f/B)^2]
 \end{aligned}$$

dove, per i simboli non ancora definiti:

$$\begin{aligned}
 L &= B_x / 2 && \text{semilato maggiore} \\
 B &= B_y / 2 && \text{semilato minore.}
 \end{aligned}$$

Per aree di impronta parzializzate (parzialmente distaccate) si considerano aree equivalenti a quelle effettivamente reagenti.

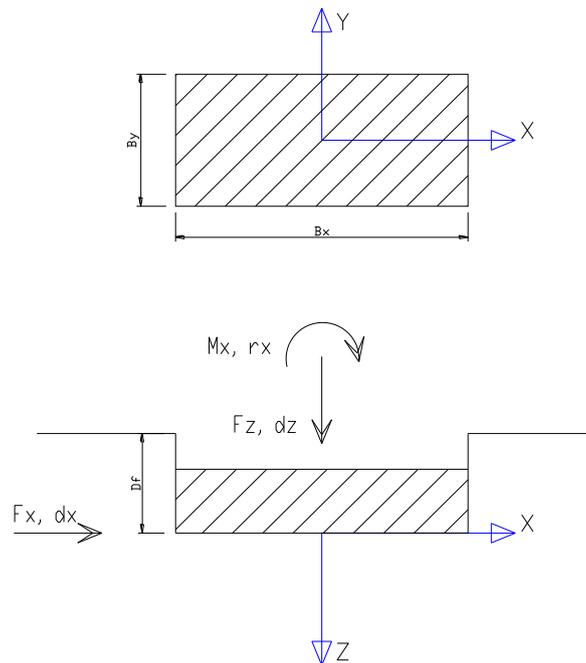


Figura 3 – schema convenzione forze

Per le condizioni di carico SLE, nelle fondazioni dirette vengono stimati gli spostamenti al fine di determinare lo spostamento massimo a testa barriera FOA.

Lo spessore della zona compressibile (H_c) verrà valutato sulla base delle seguenti considerazioni: il valore di H_c dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi.

In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, viene ipotizzato dal lato della sicurezza:

- Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$

dove B è la dimensione minore della fondazione (tratto di larghezza della fondazione in cui la pressione di contatto tra calcestruzzo e terreno risulta positiva) ed L è la dimensione maggiore.

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile H_c , il valore del modulo elastico di deformazione "operativo" (E'_{op}) per il terreno da rilevato e per il terreno naturale, viene valutato a partire del modulo elastico a piccole deformazioni (E_0) che deriva dalla caratterizzazione geotecnica, fatta sulla base delle indagini eseguite. Per quanto riguarda la scelta dei moduli operativi (E'_{op}), si è verificato che essi risultassero inferiori a quelli deducibili dalla curva di decadimento del modulo di elasticità proposta da Berardi (1999).

Si entra nella curva di **Figura 4** con il rapporto s/B in ascissa e si valuta il rapporto E'/E_0 , che nel caso in esame è circa 0.2. Quindi il modulo di Young "operativo" E'_{op} per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette è stato assunto pari a $E'_{op} = E_0 / 5$.

Nel capitolo 4 sono riportati i valori del modulo di deformazione per il terreno naturale e per il terreno del rilevato.

Nel caso in esame si stima uno spessore compressibile $H_c = 10$ m.

Al di sotto del piano di posa della fondazione diretta si ha:

terreno del rilevato	unità R	spessore 4.0 m	$E_0 = 300$ MPa
terreno argilloso	unità 1	spessore 2.0 m	$E_0 = 60$ MPa
terreno argilloso con torba	unità 3	spessore 4.0 m	$E_0 = 40$ MPa

Per cui nello spessore compressibile di 10 m, si stima un modulo di deformazione elastico iniziale mediato negli spessori di ciascuna unità geotecnica, di circa 150 MPa, da cui si stima un modulo di deformazione operativo pari a $E'_{op} = E_0 / 5 = 30$ MPa, che verrà utilizzato per la stima dei cedimenti della fondazione diretta.

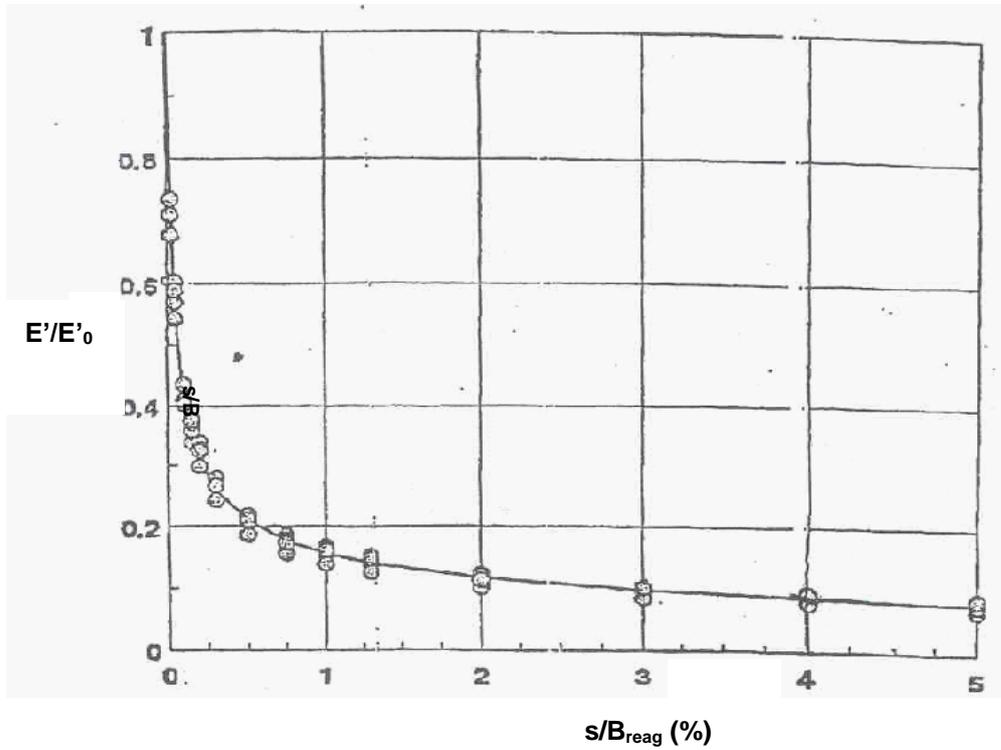


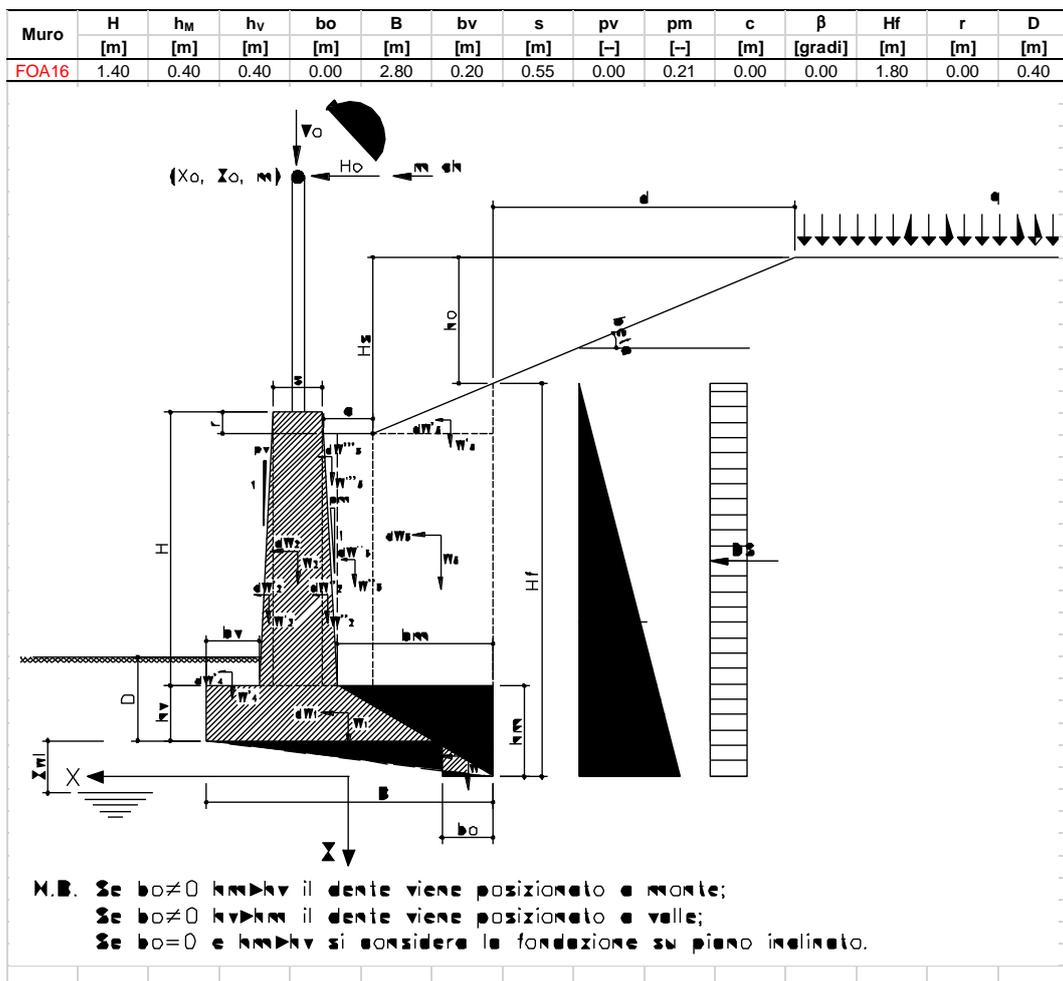
Figura 4 – curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

7.3 Analisi del muro reggi FOA

L'analisi del muro è stata svolta con un foglio elettronico con cui vengono valutate le sollecitazioni assiali massime in fondazione e per le sezioni lato valle, lato monte del muro, per le verifiche strutturali e geotecniche previste dalle combinazioni di carico di normativa.

In Allegato 2 al presente documento, sono riportate nel dettaglio tutte le analisi eseguite.

Nella seguente figura schematica sono indicate le caratteristiche geometriche del muro in esame.



Nella tabella seguente sono richiamati i coefficienti di sicurezza per la verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento relativamente al muro su fondazione diretta, per entrambe le condizioni di calcolo (condizioni statiche e sismiche SLU).

Tabella 8 – Risultati verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento

Muro di calcolo	condizioni di calcolo (SLU)	sicurezza a ribaltamento (SLU)	sicurezza allo slittamento (SLU)
(Hf = 1.8 m)	A1+M1+R1	3.20 (>1.0)	1.64 (>1.0)
	A2+M2+R2	3.10 (>1.0)	1.49 (>1.0)

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni risultanti in fondazione (V = risultante forze verticali; H = risultante forze orizzontali) per le successive verifiche di portanza della fondazione e la relativa eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

Tabella 9 – Risultati delle azioni ad intradosso fondazione

Sezione di calcolo	condizioni di calcolo (SLU)	V [kN]	H [kN]	e [m]
(Hf = 1.8 m)	A1+M1+R1	117.1	30.7	0.39
	A2+M2+R2	117.0	33.9	0.46
	SLE	112.9	20.2	0.18

Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti di sicurezza di portanza per le fondazioni dirette.

Tabella 10 – risultati delle verifiche di portanza della fondazione

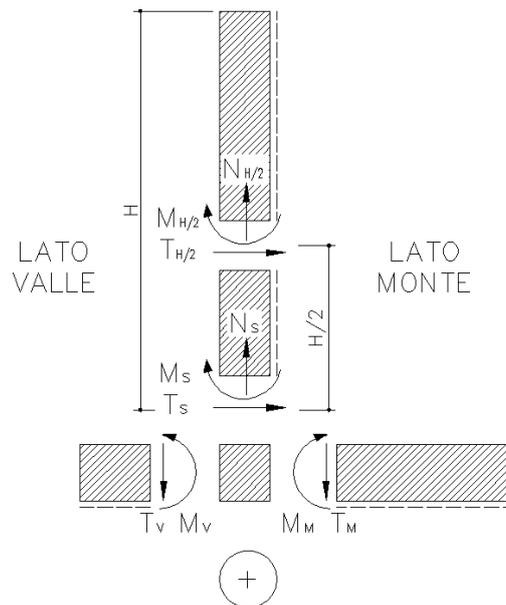
Sezione di calcolo	condizioni di calcolo (SLU)	FS
(Hf = 1.8 m)	A1+M1+R1	10.2 (>1.0)
	A2+M2+R2	3.5 (>1.0)

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Per i dettagli delle analisi si rimanda Allegato 1, dove sono riportati gli elaborati di calcolo completi.

Le sollecitazioni sulle principali sezioni di verifica sono richiamate nella seguente tabella (si riferiscono ad uno sviluppo unitario del muro). La simbologia e i segni convenzionali (+) sono quelli riportati nella successiva figura.

Tabella 11 – sollecitazioni nelle sezioni di calcolo

Sezione di calcolo	condizioni di calcolo	Sezione S-S			Sezione M-M		Sezione V-V	
		N_s [kN]	M_s [kN·m]	T_s [kN]	M_M [kN·m]	T_M [kN]	M_v [kN·m]	T_v [kN]
(Hf = 1.8 m)	Statiche SLU	34.3	43.8	25.3	-37.6	-22	1.3	12.9
	Statiche SLE	31.9	22.4	15.7	-19.8	-10.3	0.9	9.0



7.3.1 Verifica cedimenti a testa barriera

Gli spostamenti a intradosso plinto fondazione diretta sono stati valutati per la condizione di carico SLE considerando le metodologie indicate al paragrafo 7.2.1 e sono sintetizzati nella seguente tabella.

Tabella 12 – spostamenti massimi a intradosso plinto

Verifica Fondazione Superficiale Nastriforme
 Larghezza fondazione Box = 2.80 m

Deformazioni massime in fondazione

	dzo mm	dxo mm	rxo mRad	dyo mm	ryo mRad	c.d.c.
D.1	7.197	1.489	.384	.000	.000	1

D.1: cond. di carico con dz massimo
 SLE

Da cui lo spostamento massimo orizzontale a testa barriera è valutato considerando una altezza complessiva di 4.8 m (Hbarriera + hmuro), quindi pari a $= 1.489 + (0.384 \cdot 4.8) = 3.3$ mm, inferiore allo spostamento massimo (< 6 mm, $H/500$) per la barriera di $H=3.0$ m.

7.3.2 Verifica strutturale fondazione diretta muri

Si verifica la sezione resistente della soletta di fondazione con riferimento ai carichi riportati nella Tabella 11.

Nella seguente tabella sono riportate le armature verificate allo SLU per le sezioni di muro analizzate (copriferro di calcolo 6 cm).

Tabella 13 – verifiche strutturali fondazione diretta

H muro [m]	sezione	H [cm]	B [cm]	Af	Af'	FS	MULT [kN m]
1.8	M-M, V-V	40	100	φ20/20	φ20/20	5.2	195.9

8. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Si riporta nel seguito la verifica di stabilità globale effettuata con il programma Rockscience Slide 7.

La verifica è stata condotta mediante un calcolo all'equilibrio limite considerando il metodo di Bishop semplificato valido per superfici di scivolamento circolari.

L'analisi è stata effettuata in condizioni sia statiche che sismiche con la Combinazione A2+M2. Sul rilevato autostradale è stato considerato agente il sovraccarico accidentale stradale ($q_{acc} = 20 \text{ kPa}$), fattorizzato secondo i coefficienti parziali indicati in **Tabella 6**.

Nella seguente tabella si sintetizza la stratigrafia ed i parametri geotecnici caratteristici (pedice, k) e di progetto (pedice, d); i valori di progetto sono stati valutati in accordo ai coefficienti parziali sui materiali indicati in **Tabella 6**. La falda è assunta a 2 m dal p.c..

Quota p.c. di riferimento 10.5 m s.l.m.	Rilevato	Unità 1 [da 0.0 a 5.4 m da p.c. e da 6.4 a 7.5 m]	Unità 3 [da 5.4 a 6.4 m e da 7.5 a 11.0 m]	Unità 1 [da 11.0 a 14.0 m]
γ_t (kN/m ³)	19.0	19.5	18.0	19.5
ck' (kPa)	0	3	3	7.5
$\phi k'$ (°)	35	23.5	22.0	23.5
cu,k [kPa]	-	80	40	90
cd' (kPa)	0	2	2	6
$\phi d'$ (°)	29	19	18	19
cu,d [kPa]	-	60	30	65

Nelle seguenti figure si riportano i risultati delle analisi. L'analisi sismica è stata svolta con i parametri di resistenza dei terreni coesivi in condizioni non drenate, in accordo a quanto previsto da normativa; inoltre per l'analisi sismica si riportano i risultati della sola analisi con coefficiente minimo, ottenuti con $K_v = -0.056$).

I tabulati di calcolo completi sono in Allegato 3 al presente documento.

Le verifiche di stabilità globali risultano soddisfatte, in quanto il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore del valore limite richiesto da normativa vigente, pari a 1.1 ($FS > 1.1$) sia in condizioni statiche che sismiche.

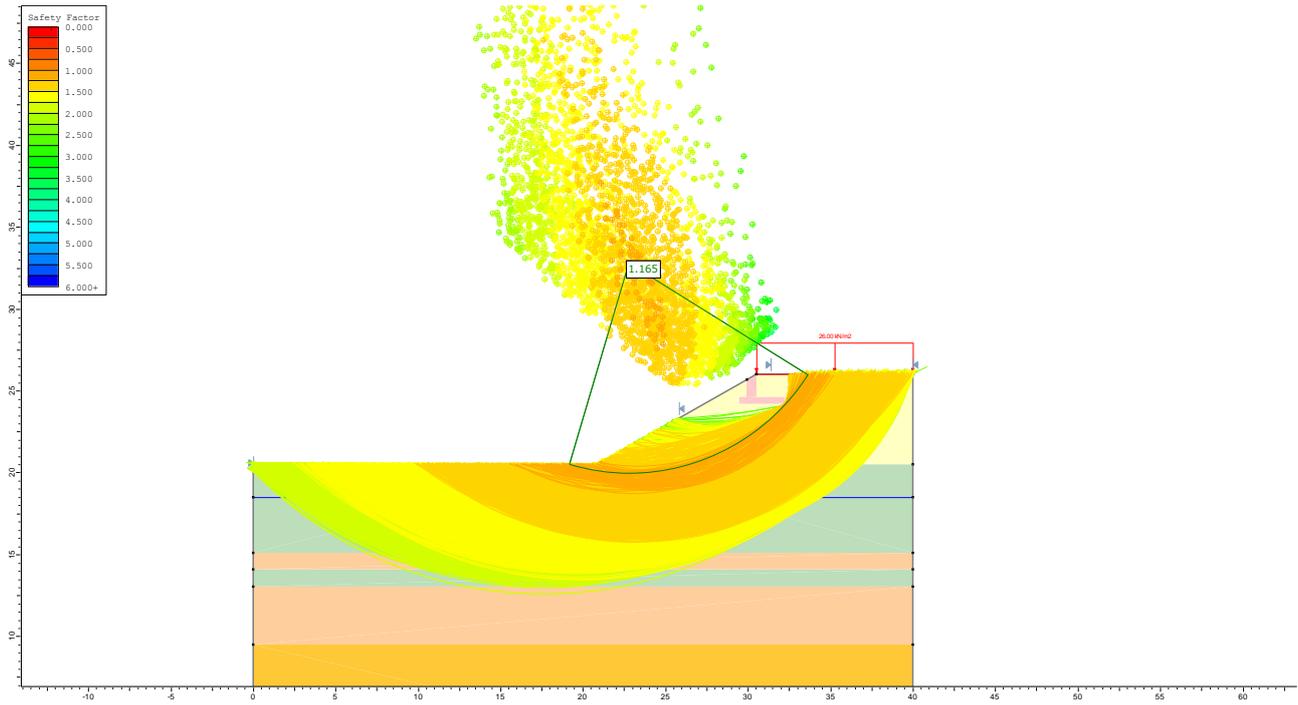


Figura 5 – Analisi di stabilità globale – statica SLU

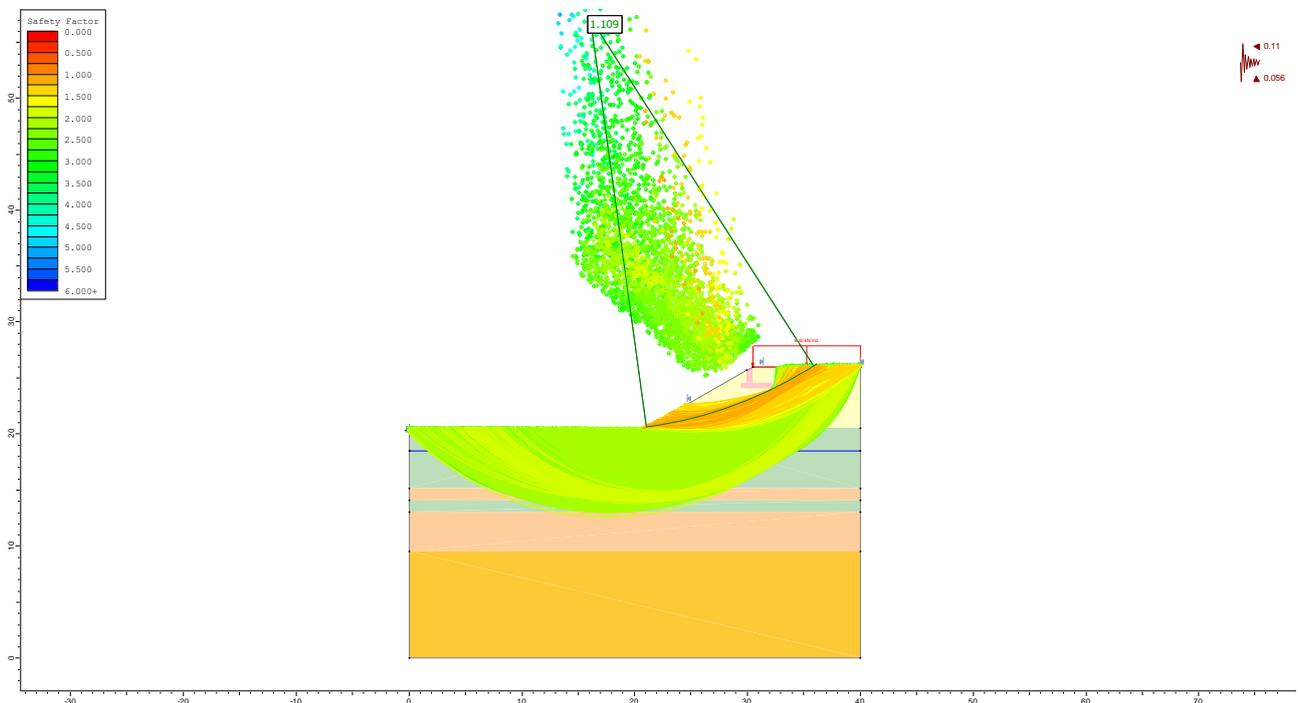


Figura 6 – Analisi di stabilità globale – sismica SLU (Kv-)

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

**Ampliamento alla terza corsia del tratto
Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud**

PROGETTO DEFINITIVO

BARRIERE ANTIFONICHE

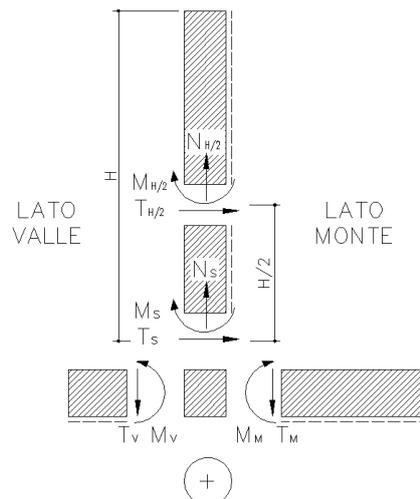
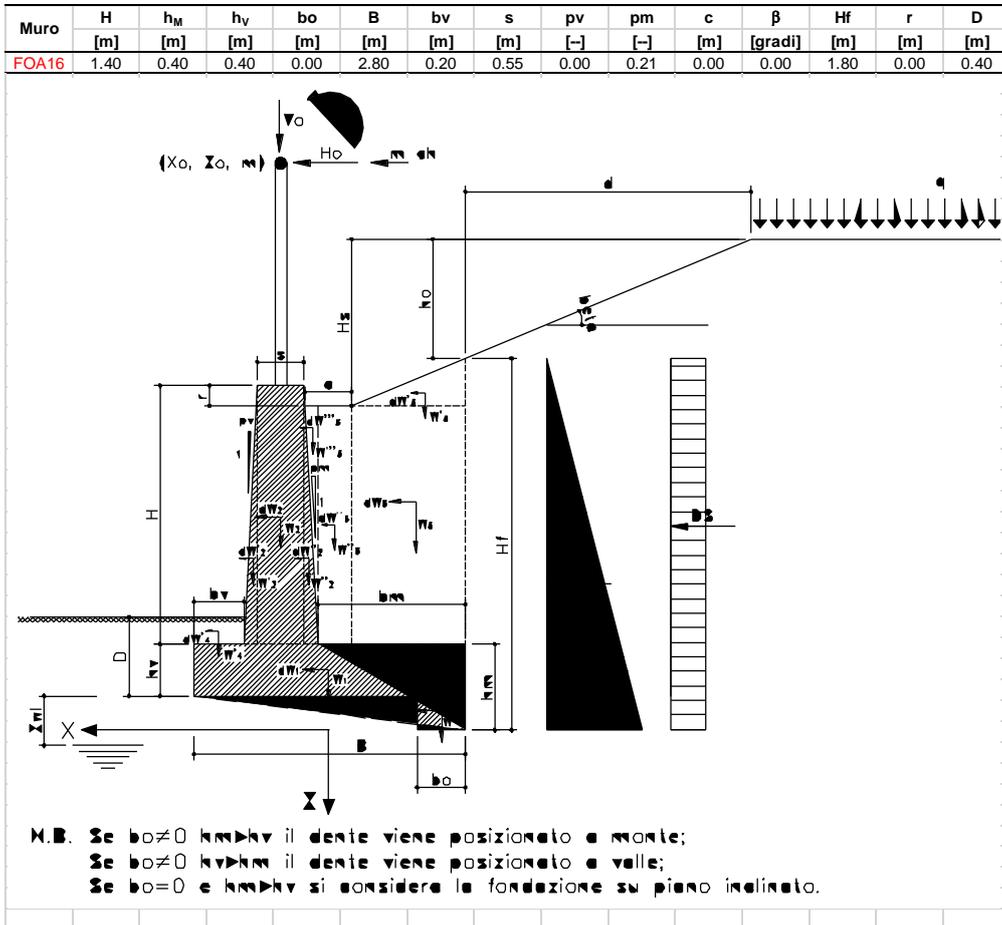
Allegato 1 alla Relazione di calcolo delle fondazioni dirette: Analisi muri reggi FOA



INDICE Allegato 1

1. SCHEMA GEOMETRICO MURO REGGI FOA	3
2. MURO HF = 1.8 M – SLU STR - ANALISI A1+M1+R1	4
3. MURO HF = 1.8 M – ANALISI SLU GEO – A2+M2+R2	9
4. MURO HF = 1.8 M – ANALISI SLE	13

1. SCHEMA GEOMETRICO MURO REGGI FOA



2. MURO HF = 1.8 M – SLU STR - ANALISI A1+M1+R1

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.00
ϕ'_d [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio di progetto	
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.00
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno	
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.00
ϕ'_d [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio di progetto	0.611 [rad]
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.00
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno	0.407 [rad]
Caratteristiche geometriche			
H [m] =	1.40	altezza del muro (da estradosso fondazione)	
h_M [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo monte	
h_V [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo valle	
B [m] =	2.80	larghezza della fondazione	
bo [m] =	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)	
bv [m] =	0.20	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle	
bm [m] =	1.75	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante	
s [m] =	0.55	spessore del muro in elevazione	
p_v [---] =	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle	
p_m [---] =	0.21	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte	
c [m] =	0.00	pianerottolo sopra il muro	
β [gradi] =	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.000 [rad]
r [m] =	0.00	rialzo del muro sopra terreno di monte	
R [m] =	0.00	ricoprimento della fondazione a valle	
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle	
$z_{WL, \text{fond}}$ [m] =	5.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
$z_{WL, \text{monte}}$ [m] =	5.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
Hf [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)	
ψ [gradi] =	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta (=90° per i muri a mensola)	
γ_{cls} [kN/m ³] =	25.0	peso di volume del muro	
i [gradi] =	0.0	contropendenza del piano di fondazione	0.000 [rad]
Sovraccarico accidentale			
q_k [kN/m ²] =	20.0	valore caratteristico dei carichi	γ_q [---] = 1.50
q_d [kN/m ²] =	30.0	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)	
Carichi concentrati			
X_0 [m] =	0.93	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)	
Z_0 [m] =	-1.80	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)	
V_0 [kN/m] =	4.50	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	γ_q [---] = 1.30
H_0 [kN/m] =	7.80	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	γ_q [---] = 1.50
M_0 [kN m/m] =	11.72	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	γ_q [---] = 1.50
V_0 [kN/m] =	5.85	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	
H_0 [kN/m] =	11.70	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	
M_0 [kN m/m] =	17.57	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	
X_M [m] =	0.00	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica	
Z_M [m] =	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica	
massa [kg/m] =	0.00	massa sismica concentrata	

Determinazione dei coefficienti di spinta (Mononobe-Okabe)

	statico	sismico				
K_h [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale			
K_v [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		statico	sismico
ϕ [gradi] =	35.0	35.0	angolo di resistenza al taglio del terreno		0.611	0.611 [rad]
δ [gradi] =	23.3	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno		0.407	0.407 [rad]
ψ [gradi] =	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		1.571	1.571 [rad]
β [gradi] =	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		0.000	0.000 [rad]
θ [gradi] =	0.0	0.0			0.000	0.000 [rad]
k_a, k_{aE} [-] =	0.244	0.244	coefficiente di spinta attiva		caso 1: $f' > (b+t)$	
k_a [-] =			valore manuale del coefficiente di spinta (se vuota si considera il valore calcolato)			
k_p [-] =	3.690	3.690	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)			
k_p [-] =	/		valore manuale del coefficiente di resistenza passiva (se vuota si considera il valore calcolato)			

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno spingente				
c_d [kPa] =	0.0	coesione di calcolo				
Z_c [m] =	0.00	profondità critica di trazione (effetto della coesione)				Z_c [m] = -1.58
H_f [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
H_f^* [m] =	1.80	altezza di spinta efficace al netto della profondità critica ($H_f - Z_c$)				
H_w [m] =	0.00	altezza d'acqua spingente				
k_a [-] =	0.244	valore di calcolo del coefficiente di spinta statico				
k_{aE} (1+ k_v) [-] =	0.244	incremento del coefficiente di spinta in condizioni sismiche				
k_p (1+ k_v) [-] =	3.690	coefficiente di resistenza passiva				
$S_{a,k}$ [kN/m] =	7.52	spinta statica in assenza di acqua				
s_{a_w} [kN/m] =	0.00	correzione spinta statica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
$S'_{a,k}$ [kN/m] =	7.52	spinta statica efficace (valore caratteristico)				γ_p [---] = 1.30
S'_a [kN/m] =	9.78	spinta statica efficace (valore di progetto)				
S_{aE} [kN/m] =	9.78	spinta sismica in assenza di acqua				
$s_{a_{Ew}}$ [kN/m] =	0.00	correzione spinta sismica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
S'_{aE} [kN/m] =	9.78	spinta sismica efficace				
S'_q [kN/m] =	13.20	spinta statica dovuta al sovraccarico				
S'_{qE} [kN/m] =	13.20	spinta sismica dovuta al sovraccarico				
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore caratteristico)				γ_p [---] = 1.00
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore di progetto)				
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno reagente				
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle				
$R_{p,k}$ [kN/m] =	5.61	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)				γ_R [---] = 1.40
$R_{p,d}$ [kN/m] =	4.01	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)				
	0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo				

	F_x [kN]	F_z [kN]	x [m]	z [m]	M_{STAB} [kNm]	M_{RIB} [kNm]	Dy [m] = 1.00 m	passo longitudinale di calcolo
S	6.91	2.98	-1.40	-0.60	8.34	4.14		spinta statica applicata ad $(H_f^*)/3$ dal basso
Sq	12.12	5.23	-1.40	-0.90	14.64	10.91		spinta dovuta al sovraccarico applicata ad $(H_f^*)/2$ dal basso
DS	0.00	0.00	-1.40	-0.90				incremento spinta sismica applicata ad $(H_f^*) / 2.0$ dal basso
DSq	0.00	0.00	-1.40	-0.90				incremento spinta sismica sovraccarico applicata a $(H_f^*)/2$ dal basso
sw	0.00	0.00	-1.40	0.00				correzione spinta in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)
Sw	0.00	0.00	-1.40	0.00				spinta idrostatica
Rp	0.00	0.00	1.40	-0.13				resistenza passiva applicata a D/3
V_0, H_0	11.70	5.85	0.93	-1.80	2.78	21.06		forze concentrate (verticale e orizzontale)
M_0	0.00	0.00	0.93	-1.80		17.57		momento concentrato
m_0	0.00	0.00	0.00	0.00				massa sismica concentrata
W1	0.00	28.00	0.00	-0.20	39.20			peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00				peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00				peso della fondazione (dente)
W2	0.00	19.25	0.93	-1.10	9.14			peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	5.24	0.55	-0.87	4.46			peso del paramento in elevazione
W3	0.00	46.56	-0.52	-1.10	89.62			peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	3.98	0.45	-1.33	3.78			peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.20				inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	0.93	-1.10				inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	0.55	-0.87				inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.52	-1.10				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	0.45	-1.33				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di valle
$\Sigma F =$	30.7	117.1			$\Sigma M =$	172.0	53.7	
Risultanti sul piano di fondazione								Dy [m] = 1.00
V [kN] = $\Sigma F_z =$	117.1	risultante delle forze verticali in fondazione						
H [kN] = $\Sigma F_x =$	30.7	risultante delle forze orizzontali in fondazione						
u [m] =	1.01	distanza risultante dallo spigolo di valle						
ex [m] =	0.39	<B/6	eccentricità del carico in fondazione (= M / V)					
Bex [m] =	2.02	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]						

Verifica al ribaltamento		
ΣM_{STAB} [kNm/m] =	172.0	sommatoria dei momenti stabilizzanti
ΣM_{RIB} [kNm/m] =	53.7	sommatoria dei momenti ribaltanti
$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB} =$	3.20	misura della sicurezza al ribaltamento
Verifica allo slittamento		
Hd [kN] =	30.7	azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)
Nd [kN] =	117.1	azione ortogonale al piano di fondazione
Td [kN] =	30.7	azione tangenziale al piano di fondazione
Rd [kN] =	50.5	resistenza di progetto
Rd / Td =	1.64	misura della sicurezza allo slittamento

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_t [kN/m ³]	=	19.0	peso di volume del terreno			
z_B [m]	=	2.69	profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ $\phi'/2$)]			
z_{WL} [m]	=	5.00	profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)			
$\gamma'_{t,eq}$ [kN/m ³]	=	19.0	peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)			
ϕ'_d [gradi]	=	35.0	angolo di resistenza al taglio di progetto			
c'_d [kPa]	=	0.0	coesione di progetto			
Caratteristiche geometriche						
B [m]	=	2.80	larghezza della fondazione			
L [m]	=	100.0	lunghezza della fondazione			
D' [m]	=	0.40	approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)			
i [gradi]	=	0.0	contropendenza del piano di fondazione			
Caratteristiche carico in fondazione						
V [kN/m]	=	117.1	risultante delle forze verticali in fondazione			
H [kN/m]	=	30.7	risultante delle forze orizzontali in fondazione			
ex [m]	=	0.39	eccentricità del carico in fondazione (= M / V)			
B' [m]	=	2.02	larghezza efficace della fondazione			
py [kPa]	=	58.0	pressione di Meyerhof			
		γ	c	q_0		
$\gamma'_{t,k} B / 2$ [kN/m ²]	=	19.19	/	/	peso efficace	
c'_d [kPa]	=	/	0.00	/	coesione	
q' [kPa]	=	/	/	7.60	pressione efficace di confinamento	
N	=	48.03	46.12	33.30	fattori di portanza	
S	=	1.01	1.01	1.01	fattori forma	K_p [-] = 3.690 coeff. di resis
D	=	1.00	1.05	1.05	fattori di approfondimento	
I	=	0.40	0.53	0.55	fattori di inclinazione del carico	
B	=	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione	
$q_{lim,x}$ [kPa]	=	374.9	0.0	146.6	prodotto dei contributi	
q_{lim} [kPa]	=	521.5	pressione limite			
Q_{lim} [kN/m]	=	1053.5	carico limite			
FS [-]	=	10.20	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$			
FS [-]	=	9.00	FS = Q_{lim} / V			

Tensioni di contatto in fondazione						
ex [m]	=	0.39	<B/6	eccentricità		
Bx [m]	=	2.80	larghezza sezione reagente in fondazione			
s_M [kPa]	=	41.8	tensione di contatto media		$x_{\sigma=0}$ [m]	= -1.68 punto tensione di contatto nulla
σ_A [kPa]	=	76.8	tensione di contatto spigolo valle		x_A [m]	= 1.40 filo fondazione valle
σ_A' [kPa]	=	71.8	tensione di contatto filo muro valle		x_A' [m]	= 1.20 filo paramento valle
σ_B [kPa]	=	50.6	tensione di contatto filo muro monte		x_B [m]	= 0.35 filo paramento monte
σ_B [kPa]	=	6.9	tensione di contatto spigolo monte		x_B [m]	= -1.40 filo fondazione monte

Sollecitazioni sul paramento in elevazione		
$N_{H/3}$ [kN / m] =	24.6	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)
$T_{H/3}$ [kN / m] =	19.8	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3
$M_{H/3}$ [kN m / m] =	33.1	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)
N_S [kN / m] =	34.3	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)
T_S [kN / m] =	25.3	taglio sul muro allo spiccato fondazione
M_S [kN m / m] =	43.8	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)
Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte		
L_M [m] =	1.75	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte
L'_M [m] =	1.75	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni
p_{VB} [kN / m ²] =	36.60	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
$p_{VB'}$ [kN / m ²] =	36.60	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
F_{V0} [kN / m] =	8.21	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)
T_M [kN / m] =	-22.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte
M_M [kN m / m] =	-37.6	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)
Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle		
L_V [m] =	0.20	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle
L'_V [m] =	0.20	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni
p_{VA} [kN / m ²] =	10.00	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
$p_{VA'}$ [kN / m ²] =	10.00	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
T_V [kN / m] =	12.9	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle
M_V [kN m / m] =	1.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)

3. MURO HF = 1.8 M – ANALISI SLU GEO – A2+M2+R2

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.25
ϕ'_d [gradi] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di progetto	
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.25
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno	
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.25
ϕ'_d [gradi] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di progetto	0.511 [rad]
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.25
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno	0.407 [rad]
Caratteristiche geometriche			
H [m] =	1.40	altezza del muro (da estradosso fondazione)	
h_M [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo monte	
h_V [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo valle	
B [m] =	2.80	larghezza della fondazione	
b_0 [m] =	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)	
b_V [m] =	0.20	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle	
b_M [m] =	1.75	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante	
s [m] =	0.55	spessore del muro in elevazione	
p_V [---] =	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle	
p_M [---] =	0.21	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte	
c [m] =	0.00	pianerottolo sopra il muro	
β [gradi] =	0.00	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.000 [rad]
r [m] =	0.00	rialzo del muro sopra terreno di monte	
R [m] =	0.00	ricoprimento della fondazione a valle	
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle	
$z_{WL, \text{fond}}$ [m] =	5.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
$z_{WL, \text{monte}}$ [m] =	5.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
Hf [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)	
ψ [gradi] =	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta (=90° per i muri a mensola)	
γ_{cls} [kN/m ³] =	25.0	peso di volume del muro	
i [gradi] =	0.0	contropendenza del piano di fondazione	0.000 [rad]
Sovraccarico accidentale			
q_k [kN/m ²] =	20.0	valore caratteristico dei carichi	γ_q [---] = 1.50
q_d [kN/m ²] =	30.0	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)	
Carichi concentrati			
X_0 [m] =	0.93	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)	
Z_0 [m] =	-1.80	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)	
V_0 [kN/m] =	3.43	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	γ_q [---] = 1.10
H_0 [kN/m] =	6.80	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	γ_q [---] = 1.50
M_0 [kN m/m] =	10.15	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	γ_q [---] = 1.50
V_0 [kN/m] =	3.77	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	
H_0 [kN/m] =	10.20	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	
M_0 [kN m/m] =	15.23	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	
X_M [m] =	0.00	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica	
Z_M [m] =	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica	
massa [kg/m] =	0.00	massa sismica concentrata	

Determinazione dei coefficienti di spinta (Mononobe-Okabe)						
	statico	sismico				
K_h [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale			
K_v [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		statico	sismico
ϕ [gradi] =	29.3	29.3	angolo di resistenza al taglio del terreno		0.511	0.511 [rad]
δ [gradi] =	23.3	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno		0.407	0.407 [rad]
ψ [gradi] =	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		1.571	1.571 [rad]
β [gradi] =	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		0.000	0.000 [rad]
θ [gradi] =	0.0	0.0			0.000	0.000 [rad]
k_a, k_{aE} [-] =	0.304	0.304	coefficiente di spinta attiva		caso 1: $f' > (b+t)$	
k_a [-] =			valore manuale del coefficiente di spinta (se vuota si considera il valore calcolato)			
k_p [-] =	2.912	2.912	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)			
k_p [-] =	/		valore manuale del coefficiente di resistenza passiva (se vuota si considera il valore calcolato)			
Calcolo delle spinte e dei vari contributi						
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno spingente				
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di calcolo				
Z_c [m] =	0.00	profondità critica di trazione (effetto della coesione)				Z_c [m] = -1.58
H_f [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
H_f^* [m] =	1.80	altezza di spinta efficace al netto della profondità critica ($H_f - Z_c$)				
H_w [m] =	0.00	altezza d'acqua spingente				
k_a [-] =	0.304	valore di calcolo del coefficiente di spinta statico				
k_{aE} (1+ k_v) [-] =	0.304	incremento del coefficiente di spinta in condizioni sismiche				
k_p (1+ k_v) [-] =	2.912	coefficiente di resistenza passiva				
$S_{a,k}$ [kN/m] =	9.37	spinta statica in assenza di acqua				
s_{a_w} [kN/m] =	0.00	correzione spinta statica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
$S'_{a,k}$ [kN/m] =	9.37	spinta statica efficace (valore caratteristico)				γ_p [---] = 1.10
S'_a [kN/m] =	10.31	spinta statica efficace (valore di progetto)				
S_{aE} [kN/m] =	10.31	spinta sismica in assenza di acqua				
$s_{a_{EW}}$ [kN/m] =	0.00	correzione spinta sismica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
S'_{aE} [kN/m] =	10.31	spinta sismica efficace				
S'_q [kN/m] =	16.44	spinta statica dovuta al sovraccarico				
S'_{qE} [kN/m] =	16.44	spinta sismica dovuta al sovraccarico				
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore caratteristico)				γ_p [---] = 1.00
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore di progetto)				
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno reagente				
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle				
$R_{p,k}$ [kN/m] =	4.43	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)				γ_R [---] = 1.00
$R_{p,d}$ [kN/m] =	4.43	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)				
	0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo				

	F_x [kN]	F_z [kN]	x [m]	z [m]	M_{STAB} [kNm]	M_{RIB} [kNm]		γ_G [---] = 0.90
S	8.60	3.71	-1.40	-0.60	10.39	5.16	spinta statica applicata ad $(Hf^*)/3$ dal basso	
Sq	15.09	6.51	-1.40	-0.90	18.23	13.58	spinta dovuta al sovraccarico applicata ad $(Hf^*)/2$ dal basso	
DS	0.00	0.00	-1.40	0.00			incremento spinta sismica applicata ad $(Hf^*) / \#DIV/0!$ dal basso	
DSq	0.00	0.00	-1.40	-0.90			incremento spinta sismica sovraccarico applicata a $(Hf^*)/2$ dal basso	
sw	0.00	0.00	-1.40	0.00			correzione spinta in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)	
Sw	0.00	0.00	-1.40	0.00			spinta idrostatica	
Rp	0.00	0.00	1.40	-0.13			resistenza passiva applicata a D/3	x γ_G (riduzione M_{STAB})
V_0, H_0	10.20	3.77	0.93	-1.80	1.79	18.36	forze concentrate (verticale e orizzontale)	
M_0	0.00	0.00	0.93	-1.80		15.23	momento concentrato	
m_0	0.00	0.00	0.00	0.00			massa sismica concentrata	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W1	0.00	28.00	0.00	-0.20	35.28		peso della fondazione (soletta)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W2	0.00	19.25	0.93	-1.10	8.23		peso del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W''2	0.00	5.24	0.55	-0.87	4.01		peso del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W3	0.00	46.56	-0.52	-1.10	80.66		peso del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W'''3	0.00	3.98	0.45	-1.33	3.41		peso del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
W4	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di valle	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.20			inerzia della fondazione (soletta)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW2	0.00	0.00	0.93	-1.10			inerzia del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW''2	0.00	0.00	0.55	-0.87			inerzia del paramento in elevazione	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW3	0.00	0.00	-0.52	-1.10			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW'''3	0.00	0.00	0.45	-1.33			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	x γ_G (riduzione M_{STAB})
dW4	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di valle	x γ_G (riduzione M_{STAB})
$\Sigma F =$	33.9	117.0			$\Sigma M =$	162.0	52.3	
Risultanti sul piano di fondazione			Dy [m] = 1.00		passo longitudinale di calcolo			
V [kN] = $\Sigma F_z =$	117.0	risultante delle forze verticali in fondazione						
H [kN] = $\Sigma F_x =$	33.9	risultante delle forze orizzontali in fondazione						
u [m] =	0.94	distanza risultante dallo spigolo di valle						
ex [m] =	0.46	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M / V)						
Bex [m] =	1.87	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]						

Verifica al ribaltamento		
ΣM_{STAB} [kNm/m] =	162.0	sommatoria dei momenti stabilizzanti
ΣM_{RIB} [kNm/m] =	52.3	sommatoria dei momenti ribaltanti
$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB} =$	3.10	misura della sicurezza al ribaltamento
Verifica allo slittamento		
Hd [kN] =	33.9	azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)
Nd [kN] =	117.0	azione ortogonale al piano di fondazione
Td [kN] =	33.9	azione tangenziale al piano di fondazione
Rd [kN] =	50.5	resistenza di progetto
$Rd / Td =$	1.49	misura della sicurezza allo slittamento

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione				
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno		
z_B [m] =	2.39	profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ '/2)]		
z_{WL} [m] =	5.00	profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)		
$\gamma'_{t,eq}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)		
ϕ'_d [gradi] =	29.3	angolo di resistenza al taglio di progetto		
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto		
Caratteristiche geometriche				
B [m] =	2.80	larghezza della fondazione		
L [m] =	100.0	lunghezza della fondazione		
D' [m] =	0.40	approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)		
i [gradi] =	0.0	contropendenza del piano di fondazione		
Caratteristiche carico in fondazione				
V [kN/m] =	117.0	risultante delle forze verticali in fondazione		
H [kN/m] =	33.9	risultante delle forze orizzontali in fondazione		
e_x [m] =	0.46	eccentricità del carico in fondazione (= M / V)		
B' [m] =	1.87	larghezza efficace della fondazione		
p_y [kPa] =	62.4	pressione di Meyerhof		
	γ	c	q_0	
$\gamma'_{t,k} B / 2$ [kN/m ²] =	17.80	/	/	peso efficace
c'_d [kPa] =	/	0.00	/	coesione
q' [kPa] =	/	/	7.60	pressione efficace di confinamento
N =	20.07	28.42	16.92	fattori di portanza
S =	1.01	1.01	1.01	fattori forma K_p [--] = 2.912 coeff. di resis
D =	1.00	1.07	1.06	fattori di approfondimento
I =	0.36	0.48	0.51	fattori di inclinazione del carico
B =	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione
$q_{lim,x}$ [kPa] =	129.6	0.0	69.8	prodotto dei contributi
q_{lim} [kPa] =	199.4	pressione limite		
Q_{lim} [kN/m] =	373.6	carico limite		
FS [-] =	3.50	$FS = (q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$		
FS [-] =	3.19	$FS = Q_{lim} / V$		

Tensioni di contatto in fondazione			
e_x [m] =	0.46	<B/6	eccentricità
B_x [m] =	2.80	larghezza sezione reagente in fondazione	
σ_M [kPa] =	41.8	tensione di contatto media	$x_{\sigma=0}$ [m] = -1.41 punto tensione di contatto nulla
σ_A [kPa] =	83.3	tensione di contatto spigolo valle	x_A [m] = 1.40 filo fondazione valle
$\sigma_{A'}$ [kPa] =	77.3	tensione di contatto filo muro valle	$x_{A'}$ [m] = 1.20 filo paramento valle
$\sigma_{B'}$ [kPa] =	52.2	tensione di contatto filo muro monte	$x_{B'}$ [m] = 0.35 filo paramento monte
σ_B [kPa] =	0.3	tensione di contatto spigolo monte	x_B [m] = -1.40 filo fondazione monte

4. MURO HF = 1.8 M – ANALISI SLE

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.00
ϕ'_d [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio di progetto	
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.00
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno	
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
$\gamma_{t,k}$ [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno	
ϕ'_k [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_ϕ [---] = 1.00
ϕ'_d [gradi] =	35.0	angolo di resistenza al taglio di progetto	0.611 [rad]
c'_k [kPa] =	0.0	coesione caratteristica	γ_c [---] = 1.00
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di progetto	
δ'_k [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_δ [---] = 1.00
δ'_d [gradi] =	23.3	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno	0.407 [rad]
Caratteristiche geometriche			
H [m] =	1.40	altezza del muro (da estradosso fondazione)	
h_m [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo monte	
h_v [m] =	0.40	altezza della fondazione a filo valle	
B [m] =	2.80	larghezza della fondazione	
b_o [m] =	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)	
b_v [m] =	0.20	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle	
b_m [m] =	1.75	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante	
s [m] =	0.55	spessore del muro in elevazione	
p_v [---] =	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle	
p_m [---] =	0.21	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte	
c [m] =	0.00	pianerottolo sopra il muro	
β [gradi] =	0.00	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.000 [rad]
r [m] =	0.00	rialzo del muro sopra terreno di monte	
R [m] =	0.00	ricoprimento della fondazione a valle	
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle	
$z_{WL, \text{fond}}$ [m] =	4.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
$z_{WL, \text{monte}}$ [m] =	4.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
Hf [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)	
ψ [gradi] =	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta (=90° per i muri a mensola)	
γ_{cls} [kN/m ³] =	25.0	peso di volume del muro	
i [gradi] =	0.0	contropendenza del piano di fondazione	0.000 [rad]
Sovraccarico accidentale			
q_k [kN/m ²] =	20.0	valore caratteristico dei carichi	γ_q [---] = 1.00
q_d [kN/m ²] =	20.0	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)	
Carichi concentrati			
X_0 [m] =	0.93	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)	
Z_0 [m] =	-1.80	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)	
V_0 [kN/m] =	3.43	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	γ_q [---] = 1.00
H_0 [kN/m] =	5.20	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	γ_q [---] = 1.00
M_0 [kN m/m] =	7.80	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	γ_q [---] = 1.00
V_0 [kN/m] =	3.43	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	
H_0 [kN/m] =	5.20	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	
M_0 [kN m/m] =	7.80	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	
X_M [m] =	0.00	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica	
Z_M [m] =	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica	
massa [kg/m] =	0.00	massa sismica concentrata	

Determinazione dei coefficienti di spinta (Mononobe-Okabe)

	statico	sismico				
K_h [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale			
K_v [-] =	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		statico	sismico
ϕ [gradi] =	35.0	35.0	angolo di resistenza al taglio del terreno		0.611	0.611 [rad]
δ [gradi] =	23.3	23.3	angolo di resistenza al taglio muro-terreno		0.407	0.407 [rad]
ψ [gradi] =	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		1.571	1.571 [rad]
β [gradi] =	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		0.000	0.000 [rad]
θ [gradi] =	0.0	0.0			0.000	0.000 [rad]
k_a, k_{aE} [-] =	0.244	0.244	coefficiente di spinta attiva		caso 1: $f' > (b+t)$	
k_a [-] =			valore manuale del coefficiente di spinta (se vuota si considera il valore calcolato)			
k_p [-] =	3.690	3.690	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)			
k_p [-] =	/		valore manuale del coefficiente di resistenza passiva (se vuota si considera il valore calcolato)			

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno spingente				
c'_d [kPa] =	0.0	coesione di calcolo				
Z_c [m] =	0.00	profondità critica di trazione (effetto della coesione)			Z_c [m] = -1.05	
H_f [m] =	1.80	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
H_f^* [m] =	1.80	altezza di spinta efficace al netto della profondità critica ($H_f - Z_c$)				
H_w [m] =	0.00	altezza d'acqua spingente				
k_a [-] =	0.244	valore di calcolo del coefficiente di spinta statico				
k_{aE} (1+ k_v) [-] =	0.244	incremento del coefficiente di spinta in condizioni sismiche				
k_p (1+ k_v) [-] =	3.690	coefficiente di resistenza passiva				
$S_{a,k}$ [kN/m] =	7.52	spinta statica in assenza di acqua				
s_{a_w} [kN/m] =	0.00	correzione spinta statica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
$S'_{a,k}$ [kN/m] =	7.52	spinta statica efficace (valore caratteristico)			γ_p [---] = 1.00	
S'_a [kN/m] =	7.52	spinta statica efficace (valore di progetto)				
S_{aE} [kN/m] =	7.52	spinta sismica in assenza di acqua				
$s_{a_{Ew}}$ [kN/m] =	0.00	correzione spinta sismica in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)				
S'_{aE} [kN/m] =	7.52	spinta sismica efficace				
S'_q [kN/m] =	8.80	spinta statica dovuta al sovraccarico				
S'_{qE} [kN/m] =	8.80	spinta sismica dovuta al sovraccarico				
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore caratteristico)			γ_p [---] = 1.00	
S_w [kN/m] =	0.00	spinta idrostatica (valore di progetto)				
γ_t [kN/m ³] =	19.0	peso di volume del terreno reagente				
D [m] =	0.40	approfondimento della fondazione a valle				
$R_{p,k}$ [kN/m] =	5.61	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)			γ_R [---] = 1.00	
$R_{p,d}$ [kN/m] =	5.61	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)				
	0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo				

	F_x [kN]	F_z [kN]	x [m]	z [m]	M_{STAB} [kNm]	M_{RIB} [kNm]	Dy [m] = 1.00 m	passo longitudinale di calcolo
S	6.91	2.98	-1.40	-0.60	8.34	4.14		spinta statica applicata ad $(H^*)/3$ dal basso
Sq	8.08	3.49	-1.40	-0.90	9.76	7.27		spinta dovuta al sovraccarico applicata ad $(H^*)/2$ dal basso
DS	0.00	0.00	-1.40	0.00				incremento spinta sismica applicata ad $(H^*) / \#DIV/0!$ dal basso
DSq	0.00	0.00	-1.40	-0.90				incremento spinta sismica sovraccarico applicata a $(H^*)/2$ dal basso
sw	0.00	0.00	-1.40	0.00				correzione spinta in presenza di acqua (terreno immerso alleggerito)
Sw	0.00	0.00	-1.40	0.00				spinta idrostatica
Rp	0.00	0.00	1.40	-0.13				resistenza passiva applicata a D/3
V_0, H_0	5.20	3.43	0.93	-1.80	1.63	9.36		forze concentrate (verticale e orizzontale)
M_0	0.00	0.00	0.93	-1.80		7.80		momento concentrato
m_0	0.00	0.00	0.00	0.00				massa sismica concentrata
W1	0.00	28.00	0.00	-0.20	39.20			peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00				peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00				peso della fondazione (dente)
W2	0.00	19.25	0.93	-1.10	9.14			peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	5.24	0.55	-0.87	4.46			peso del paramento in elevazione
W3	0.00	46.56	-0.52	-1.10	89.62			peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	3.98	0.45	-1.33	3.78			peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	0.00	0.00	0.00				peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.20				inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	0.93	-1.10				inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	0.55	-0.87				inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.52	-1.10				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	0.45	-1.33				inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	0.00	0.00				inerzia del terreno sulla fondazione di valle
$\Sigma F =$	20.2	112.9			$\Sigma M =$	165.9	28.6	
Risultanti sul piano di fondazione								
							Dy [m] = 1.00	passo longitudinale di calcolo
V [kN] = $\Sigma F_z =$	112.9							risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN] = $\Sigma F_x =$	20.2							risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m] =	1.22							distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m] =	0.18	<B/6						eccentricità del carico in fondazione (= M / V)
Bex [m] =	2.43							larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{H/3}$ [kN / m] =	22.1	forza assiale sul muro allo spiccatto fondazione + H/3 (positivo se di compressione)
$T_{H/3}$ [kN / m] =	11.2	taglio sul muro allo spiccatto fondazione + H/3
$M_{H/3}$ [kN m / m] =	15.9	momento sul muro allo spiccatto fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)
N_s [kN / m] =	31.9	forza assiale sul muro allo spiccatto fondazione (positivo se di compressione)
T_s [kN / m] =	15.7	taglio sul muro allo spiccatto fondazione
M_s [kN m / m] =	22.4	momento sul muro allo spiccatto fondazione (positivo se tende le fibre di monte)

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] =	1.75	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte
L'_M [m] =	1.75	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni
p_{vB} [kN / m ²] =	36.60	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
$p_{vB'}$ [kN / m ²] =	36.60	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
F_{V0} [kN / m] =	6.46	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)
T_M [kN / m] =	-10.3	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte
M_M [kN m / m] =	-19.8	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] =	0.20	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle
L'_V [m] =	0.20	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni
p_{vA} [kN / m ²] =	10.00	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
$p_{vA'}$ [kN / m ²] =	10.00	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)
T_V [kN / m] =	9.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle
M_V [kN m / m] =	0.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

BARRIERE ANTIFONICHE

Allegato 2 alla Relazione di calcolo delle fondazioni dirette: Analisi della fondazione diretta.

Tabulati di calcolo FOND



INDICE Allegato 2

1. ANALISI FONDAZIONE DIRETTA – SLE

3

1. Analisi fondazione diretta – SLE

pag. 1

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA FERROVIARIO
capacit' portante pila provvisoria SLU statica A1+M1+R3

Verifica Capacita' Portante Fondazione Superficiale Nastriforme

Larghezza fondazione	Box =	2.80	m
Profondita' piano di posa	Dfx =	.40	m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwx =	4.00	m
Pressione efficace laterale di confinamento	qox =	7.60	kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Betx =	.00	gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfx =	.00	gradi

Caratteristiche del terreno

Peso di volume naturale	Gn =	19.00	kN/mc
Peso di volume efficace	Gef =	19.00	kN/mc
Angolo di resistenza al taglio	Fi =	35.00	gradi
Coesione	C =	.00	kPa
Coesione di adesione	Ca =	.00	kPa

Formula Generale per la Pressione Limite in Condizioni Drenate
Metodo di Hansen

$$q_{lim} = 0.5 G_e q B N_q S_q D_q I_q G_q B_g + C N_c S_c D_c I_c G_c B_c + q_0 N_q S_q D_q I_q G_q B_q$$

Parameters for settlements evaluation

Vertical:	Ev =	30000.	kPa	v =	.30	Def =	.00	m
Horizontal:	Eh =	30000.	kPa	v =	.30	Def =	.00	m
Rotation:	Er =	30000.	kPa	v =	.30	Def =	.00	m

E = elastic modulus
v = Poisson coeff.
Def = depth inside elastic half-space

pag. 2

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA FERROVIARIO
capacit' portante pila provvisoria SLU statica A1+M1+R3

CONDIZIONE DI CARICO 1
SLE

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.180	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN/m	Fxc kN/m	Mxc kN*m/m
1	112.9	20.2	.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN/m	Fx kN/m	Mx kN*m/m
113.	20.	20.

Dimensioni efficaci

Area efficace

Peso di volume equivalente del terreno

Bx = 2.44 m

Aef = 2.44 m²/m

Geqx = 19.00 kN/mc

pag. 3

NODO DI BOLOGNA CAVALCAVIA FERROVIARIO
capacit' portante pila provvisoria SLU statica A1+M1+R3

CONDIZIONE DI CARICO 1
SLE

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad
7.197	1.489	.384

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx	23.180		
C		.000	
qo			7.600
N	33.921	46.124	33.297
S	1.000	1.000	1.000
D	1.000	1.000	1.000
I	.626	.712	.720
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	492.258	.000	182.289

Pressione limite $q_{lim} = 674.55 \text{ kPa}$
 Carico limite $Fz_{lim} = 1645.89 \text{ kN/m} \quad (q_{lim} * A_{ef})$

Fattore di sicurezza $FS = 17.25$
 $FS = (q_{lim} - q_o) / (Fz/A_{ef} - q_o)$

$q_o = q_{ox} * \cos(\text{Betx}); \quad \text{se Betx} > 0.$

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

BARRIERE ANTIFONICHE

Allegato 3 alla Relazione di calcolo delle fondazioni dirette: Analisi di stabilità globale.

Tabulati di calcolo SLIDE v.7.0



INDICE Allegato 3

1. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – STATICA SLU	3
2. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – SISMICA SLU	10

1. Analisi di stabilità globale – statica SLU

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: H55.slim
Slide Modeler Version: 7.018
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 14/12/2016, 08:51:36

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Janbu simplified
Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $m_{\alpha} < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
Use negative pore pressure cutoff: Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 5000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined
Minimum Area: Not Defined
Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No
Staged pseudostatic analysis: No

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant

Magnitude [kPa]: 26

Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Rilevato	Material 1	Material 3	Material 1a	Material cls
Color					
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength
Unit Weight [kN/m3]	19	19.5	18	19.5	25
Cohesion [kPa]	0	2	2	6	
Friction Angle [deg]	29.3	19	18	19	
Water Surface	Water Table				
Hu Value	1	1	1	1	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.165350
Center:	22.762, 32.797
Radius:	12.818
Left Slip Surface Endpoint:	19.145, 20.500
Right Slip Surface Endpoint:	33.630, 26.000
Resisting Moment:	4284.35 kN-m
Driving Moment:	3676.46 kN-m
Total Slice Area:	31.2475 m2
Surface Horizontal Width:	14.4842 m
Surface Average Height:	2.15735 m

Method: janbu simplified

FS	1.016200
Center:	24.315, 28.126
Radius:	8.946
Left Slip Surface Endpoint:	19.638, 20.500
Right Slip Surface Endpoint:	33.005, 26.000
Resisting Horizontal Force:	303.85 kN
Driving Horizontal Force:	299.006 kN
Total Slice Area:	40.4884 m2
Surface Horizontal Width:	13.3673 m
Surface Average Height:	3.02891 m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 3693

Number of Invalid Surfaces: 1307

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 3693

Number of Invalid Surfaces: 1307

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.16535

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.602814	0.949028	-14.9952	Material 1	2	19	2.36873	2.7604	2.20836	0	2.20836
2	0.602814	2.66548	-12.2216	Material 1	2	19	3.22924	3.76319	5.12068	0	5.12068
3	0.602814	4.04009	-9.47689	Material 1	2	19	3.88812	4.53102	7.35062	0	7.35062
4	0.602814	7.36657	-6.75399	Material 1	2	19	5.51999	6.43272	12.8735	0	12.8735
5	0.602814	11.993	-4.04637	Material 1	2	19	7.75666	9.03922	20.4434	0	20.4434
6	0.602814	16.2833	-1.34779	Material 1	2	19	9.76535	11.3801	27.2416	0	27.2416
7	0.602814	20.2395	1.34779	Material 1	2	19	11.5564	13.4672	33.3034	0	33.3034
8	0.602814	23.8617	4.04637	Material 1	2	19	13.1378	15.3101	38.6551	0	38.6551
9	0.602814	27.1478	6.75399	Material 1	2	19	14.5152	16.9153	43.3172	0	43.3172
10	0.602814	30.093	9.47689	Material 1	2	19	15.693	18.2878	47.303	0	47.303
11	0.602814	32.6904	12.2216	Material 1	2	19	16.6732	19.4301	50.6207	0	50.6207
12	0.602814	34.9301	14.9952	Material 1	2	19	17.4567	20.3432	53.2725	0	53.2725
13	0.557724	34.0197	17.6987	Rilevato	0	29.3	25.4632	29.6735	52.8776	0	52.8776
14	0.557724	35.368	20.3368	Rilevato	0	29.3	25.9153	30.2004	53.8166	0	53.8166
15	0.557724	36.4037	23.0208	Rilevato	0	29.3	26.0959	30.4109	54.1917	0	54.1917
16	0.557724	37.1087	25.7595	Rilevato	0	29.3	26.0025	30.302	53.9975	0	53.9975
17	0.557724	37.4606	28.563	Rilevato	0	29.3	25.6302	29.8681	53.2244	0	53.2244
18	0.557724	38.0927	31.4437	Rilevato	0	29.3	25.4128	29.6148	52.7729	0	52.7729
19	0.557724	40.8835	34.4161	Rilevato	0	29.3	26.5474	30.937	55.129	0	55.129
20	0.557724	38.519	37.4986	Rilevato	0	29.3	29.8793	34.8198	62.0482	0	62.0482
21	0.557724	32.2231	40.7148	Rilevato	0	29.3	28.5283	33.2455	59.2428	0	59.2428
22	0.557724	26.8169	44.0955	Rilevato	0	29.3	24.3305	28.3536	50.5256	0	50.5256
23	0.557724	20.0743	47.6833	Rilevato	0	29.3	19.5305	22.7599	40.5576	0	40.5576
24	0.557724	12.4037	51.5397	Rilevato	0	29.3	14.4661	16.8581	30.0408	0	30.0408

25 0.557724 4.3417 55.7602 Rilevato 0 29.3 9.5307 11.1066 19.7918 0 19.7918

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.16535

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	19.1454	20.5	0	0	0
2	19.7482	20.3385	1.78346	0	0
3	20.351	20.208	4.3973	0	0
4	20.9538	20.1073	7.47908	0	0
5	21.5566	20.0359	11.7233	0	0
6	22.1594	19.9933	17.2675	0	0
7	22.7622	19.9791	23.5363	0	0
8	23.3651	19.9933	30.0253	0	0
9	23.9679	20.0359	36.2908	0	0
10	24.5707	20.1073	41.942	0	0
11	25.1735	20.208	46.6352	0	0
12	25.7763	20.3385	50.0691	0	0
13	26.3791	20.5	51.9828	0	0
14	26.9369	20.678	56.7629	0	0
15	27.4946	20.8847	60.0814	0	0
16	28.0523	21.1217	61.783	0	0
17	28.61	21.3908	61.7425	0	0
18	29.1678	21.6944	59.867	0	0
19	29.7255	22.0354	56.0335	0	0
20	30.2832	22.4175	49.7635	0	0
21	30.8409	22.8455	39.8632	0	0
22	31.3986	23.3254	27.328	0	0
23	31.9564	23.8658	13.5846	0	0
24	32.5141	24.4784	-0.375092	0	0
25	33.0718	25.1806	-13.406	0	0
26	33.6295	26	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	18.5
40	18.5

Distributed Load

X	Y
40	26
30.5	26

External Boundary

X	Y
0	0
40	0
40	9.5
40	13
40	14.1
40	15.1
40	20.5
40	26
30.5	26
29.9385	25.6792
20.9	20.5
0	20.5
0	15.1
0	14.1
0	13
0	9.5

Material Boundary

X	Y
20.9	20.5
40	20.5

Material Boundary

X	Y
0	15.1
40	15.1

Material Boundary

X	Y
0	14.1
40	14.1

Material Boundary

X	Y
29.9	24.6
29.9385	25.6792

Material Boundary

X	Y
30.5	24.6
30.5	26

Material Boundary

X	Y

30.5	24.6
32.25	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24.6
29.9	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24.2
29.45	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24.2
32.25	24.2

Material Boundary

X	Y
32.25	24.2
32.25	24.6

Material Boundary

X	Y
0	13
40	13

Material Boundary

X	Y
0	9.5
40	9.5

2. Analisi di stabilità globale – sismica SLU

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: H55E.slim
Slide Modeler Version: 7.018
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 14/12/2016, 08:51:36

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Janbu simplified
Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $m_{\alpha} < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
Use negative pore pressure cutoff: Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 5000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined
Minimum Area: Not Defined
Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No
Staged pseudostatic analysis: No

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.11
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.056

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
 Magnitude [kPa]: 6
 Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Rilevato	Material 1	Material 3	Material 1a	Material cls
Color					
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength
Unit Weight [kN/m ³]	19	19.5	18	19.5	25
Cohesion [kPa]	0	60	30	65	
Friction Angle [deg]	29.3	0	0	0	
Water Surface	Water Table				
Hu Value	1	1	1	1	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.109410
Center:	16.061, 57.160
Radius:	36.913
Left Slip Surface Endpoint:	21.049, 20.585
Right Slip Surface Endpoint:	35.851, 26.000
Resisting Moment:	8699.15 kN-m
Driving Moment:	7841.24 kN-m
Total Slice Area:	23.4386 m ²
Surface Horizontal Width:	14.8019 m
Surface Average Height:	1.58349 m

Method: janbu simplified

FS	1.060120
Center:	23.306, 35.852
Radius:	15.199
Left Slip Surface Endpoint:	21.380, 20.775
Right Slip Surface Endpoint:	34.881, 26.000
Resisting Horizontal Force:	262.774 kN
Driving Horizontal Force:	247.871 kN

Total Slice Area: 29.342 m²
 Surface Horizontal Width: 13.5005 m
 Surface Average Height: 2.17341 m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 3606
 Number of Invalid Surfaces: 1394

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 3606
 Number of Invalid Surfaces: 1394

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.10941

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Angle of Slice Base [degrees]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.592075	1.42657	8.23034	Rilevato	0	29.3	1.0721	1.1894	2.11948	0	2.11948
2	0.592075	4.2244	9.16007	Rilevato	0	29.3	3.15008	3.49473	6.22754	0	6.22754
3	0.592075	6.91118	10.0922	Rilevato	0	29.3	5.11356	5.67303	10.1092	0	10.1092
4	0.592075	9.486	11.0271	Rilevato	0	29.3	6.96411	7.72605	13.7677	0	13.7677
5	0.592075	11.9478	11.965	Rilevato	0	29.3	8.70314	9.65535	17.2057	0	17.2057
6	0.592075	14.2955	12.9061	Rilevato	0	29.3	10.332	11.4624	20.4257	0	20.4257
7	0.592075	16.5278	13.8508	Rilevato	0	29.3	11.8518	13.1485	23.4304	0	23.4304
8	0.592075	18.6434	14.7993	Rilevato	0	29.3	13.2636	14.7148	26.2215	0	26.2215
9	0.592075	20.6407	15.752	Rilevato	0	29.3	14.5685	16.1624	28.8011	0	28.8011
10	0.592075	22.5182	16.7092	Rilevato	0	29.3	15.7672	17.4923	31.1709	0	31.1709
11	0.592075	24.274	17.6713	Rilevato	0	29.3	16.8604	18.7051	33.3322	0	33.3322
12	0.592075	25.9063	18.6385	Rilevato	0	29.3	17.8489	19.8017	35.2862	0	35.2862
13	0.592075	27.413	19.6112	Rilevato	0	29.3	18.733	20.7826	37.0342	0	37.0342
14	0.592075	28.7919	20.5899	Rilevato	0	29.3	19.5133	21.6483	38.5768	0	38.5768
15	0.592075	31.8447	21.5749	Rilevato	0	29.3	21.4027	23.7444	42.312	0	42.312
16	0.592075	37.5045	22.5666	Rilevato	0	29.3	25.0882	27.8331	49.598	0	49.598
17	0.592075	32.2066	23.5655	Rilevato	0	29.3	23.767	26.3674	46.9861	0	46.9861
18	0.592075	29.2313	24.5721	Rilevato	0	29.3	21.6124	23.977	42.7265	0	42.7265
19	0.592075	25.9398	25.5869	Rilevato	0	29.3	19.2853	21.3953	38.126	0	38.126
20	0.592075	20.7194	26.6103	Rilevato	0	29.3	15.7538	17.4774	31.1444	0	31.1444
21	0.592075	17.3068	27.6429	Rilevato	0	29.3	13.4345	14.9044	26.5593	0	26.5593
22	0.592075	13.7404	28.6854	Rilevato	0	29.3	11.057	12.2668	21.8593	0	21.8593
23	0.592075	10.0157	29.7384	Rilevato	0	29.3	8.62181	9.56512	17.0448	0	17.0448

24	0.592075	6.1278	30.8026	Rilevato	0	29.3	6.12915	6.79974	12.117	0	12.117
25	0.592075	2.07118	31.8787	Rilevato	0	29.3	3.57957	3.97121	7.07662	0	7.07662

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.10941

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	21.0489	20.5853	0	0	0
2	21.641	20.671	0.296164	0	0
3	22.2331	20.7665	1.10153	0	0
4	22.8252	20.8718	2.30279	0	0
5	23.4172	20.9872	3.79304	0	0
6	24.0093	21.1127	5.47155	0	0
7	24.6014	21.2484	7.2436	0	0
8	25.1935	21.3943	9.02041	0	0
9	25.7855	21.5508	10.719	0	0
10	26.3776	21.7178	12.262	0	0
11	26.9697	21.8955	13.5777	0	0
12	27.5618	22.0841	14.6003	0	0
13	28.1538	22.2838	15.2691	0	0
14	28.7459	22.4948	15.5295	0	0
15	29.338	22.7172	15.3322	0	0
16	29.9301	22.9513	14.592	0	0
17	30.5221	23.1974	13.113	0	0
18	31.1142	23.4556	11.5045	0	0
19	31.7063	23.7264	9.51473	0	0
20	32.2984	24.0099	7.26773	0	0
21	32.8904	24.3065	5.0755	0	0
22	33.4825	24.6166	2.88804	0	0
23	34.0746	24.9405	0.840077	0	0
24	34.6667	25.2788	-0.923476	0	0
25	35.2587	25.6318	-2.24667	0	0
26	35.8508	26	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	18.5
40	18.5

Distributed Load

X	Y
40	26
30.5	26

External Boundary

X	Y
0	0
40	0
40	9.5
40	13
40	14.1
40	15.1
40	20.5
40	26
30.5	26
29.9385	25.6792
20.9	20.5
0	20.5
0	15.1
0	14.1
0	13
0	9.5

Material Boundary

X	Y
20.9	20.5
40	20.5

Material Boundary

X	Y
0	15.1
40	15.1

Material Boundary

X	Y
0	14.1
40	14.1

Material Boundary

X	Y
29.9	24.6
29.9385	25.6792

Material Boundary

X	Y
30.5	24.6
30.5	26

Material Boundary

X	Y
30.5	24.6
32.25	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24.6
29.9	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24
29.45	24.6

Material Boundary

X	Y
29.45	24
32.25	24

Material Boundary

X	Y
32.25	24
32.25	24.6

Material Boundary

X	Y
0	13
40	13

Material Boundary

X	Y
0	9.5
40	9.5