



GRE CODE

GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.014.00

PAGE

1 di/of 45

TITOLO-TITLE:

LINGUE DISPONIBILI - AVAILABLE LANGUAGE: IT

CONCESSIONE "TRAVALE"

POSTAZIONE GEOTERMICA "MONTIERI 7"

Progetto Definitivo

RELAZIONE DI CALCOLO

Dimensionamento geotecnico delle opere

File: M07027_RDimG

00	12/09/2024	Prima Emissione	E. Corino ISMES		CIV M. Conti EGP	B. Saighetti EGP
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED by	COLLABORATORS	VERIFIED by	VALIDATED by
PROJECT / PLANT		GRE CODE				
		GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY
		GRE	EEC	R	2	8
					I	T
					G	1
						3
						4
						0
						5
						0
						0
						0
						0
						1
						4
						0
						0
CLASSIFICATION		PUBLIC <input type="checkbox"/>	CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/>		UTILIZATION SCOPE	
		COMPANY <input checked="" type="checkbox"/>	RESTRICTED <input type="checkbox"/>		Basic Design, Detailed Design, Issue for Construction, etc.	
This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.						

RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C4300434

Cliente Enel Green Power Italia S.r.l.

Oggetto CONCESSIONE "TRAVALLE"
POSTAZIONE GEOTERMICA "MONTIERI 7"
Progetto definitivo delle Opere Civili
Relazione di calcolo – Dimensionamento geotecnico delle opere

Ordine Contratto Aperto n° JA10125351
Attivazione n° 350055531 del 21/02/2024

Note Rev. 00 – WBS A1300004499 – Lettera di accompagnamento Prot. C4300342
Progettista civile: Ing. Francesco Carnevale Direttore Tecnico ISMES

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta di ISMES.

N. pagine	20	N. pagine fuori testo	Allegato
Data	12/09/2024		
Elaborato	Emanuele Corino		
Verificato	Rita Pellegrini; Pamela Bonalumi		
Approvato	Francesco Carnevale		

ISMES S.p.A.

Via Lago dei Tartari, 3D-3E
I-00012 Guidonia, (Roma) - Italy
Tel: +39 0774 353580
Fax: +39 0774 353762
e-mail: info@istedil.it
www.ismes.it - www.istedil.it

Capitale sociale € 200.000
interamente versato
Trib. di Roma 1256/72-C.C.I.A.A 358813
P.I. IT00887271005-C.F. 00422780585

Società soggetta ad attività di Direzione e coordinamento di CESI S.p.A.

Indice

1	INTRODUZIONE	3
1.1	Oggetto e scopo del lavoro	3
1.2	Descrizione generale	3
1.3	Normativa di riferimento	4
1.4	Caratteristiche dei materiali	5
1.4.1	Calcestruzzo.....	5
1.4.2	Acciaio per armatura lenta.....	5
1.5	Caratteristiche del terreno.....	5
1.5.1	Premessa.....	5
1.5.2	Campagna di indagine.....	5
1.5.3	Parametri geotecnici.....	7
1.6	Caratterizzazione sismica.....	8
1.7	Convenzioni generali	8
1.8	Software di calcolo	8
2	CARICHI E COMBINAZIONI	9
2.1	Analisi dei carichi.....	9
2.1.1	Pesi propri	9
2.1.2	Spinta delle terre in condizioni statiche.....	9
2.1.3	Spinta in condizioni sismiche.....	9
2.1.4	Azione dei sovraccarichi variabili.....	12
2.2	Combinazioni di carico.....	12
3	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICHE	12
3.1	Fondazioni dirette	12
3.1.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	12
3.1.2	Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione.....	13
3.1.3	Verifica a scorrimento.....	16
3.2	Verifiche geotecniche e di resistenza strutturale.....	17
3.3	Analisi dei cedimenti SLE	17
4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO	18
4.1	Premessa.....	18
4.2	Metodo di calcolo	18
4.3	Risultati	18
	ALLEGATI – VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEL MURO DI SOSTEGNO	20

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	12/09/2024	C4300434	Prima emissione

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo del lavoro

Il presente elaborato riporta le analisi svolte ed i risultati ottenuti relativamente al muro di sostegno previsto nella nuova postazione di manutenzione del campo geotermico denominata "Montieri 7" che Enel Green Power Italia prevede di realizzare nel territorio comunale di Montieri (Provincia di Grosseto).

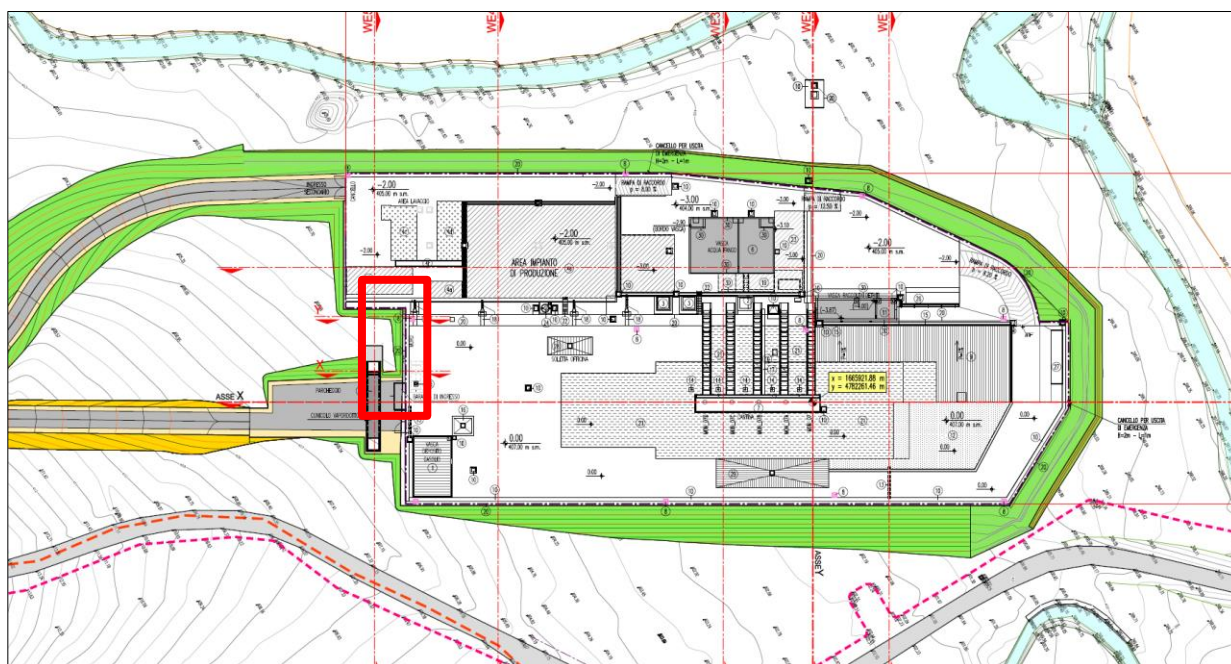


Figura 1 – Planimetria generale di progetto con individuazione del muro in progetto.

La verifica dei rilevati, semplici e in terra rinforzata è presentata nell'elaborato GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.013 M07026_Rgeot Relazione geotecnica.

1.2 Descrizione generale

La sezione trasversale del muro di sostegno è riportata di seguito con indicate le grandezze geometriche e le loro misure.

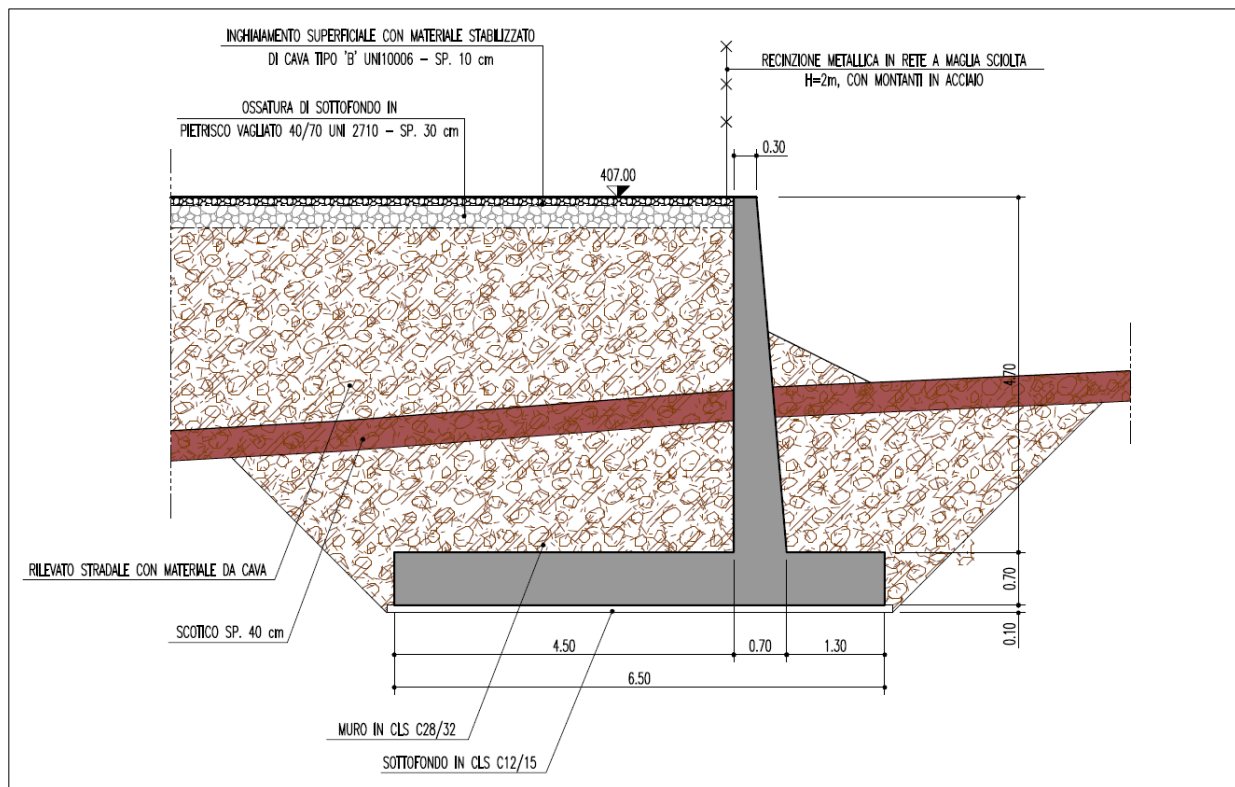


Figura 2 – Sezione trasversale muro di sostegno.

Caratteristiche geometriche del muro di sostegno:

- spessore paramento: $S_p = (0.30-0.70)m$
- spessore fondazione: $S_z = 0.70m$
- larghezza fondazione: $B = 6.50m$
- larghezza retro-zattera: $B_1 = 4.50m$
- altezza totale: $H = 5.40m$

1.3 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni previste dalla vigente Normativa italiana e da quella europea (Eurocodici).

In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.

- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [10] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [11] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [12] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [13] UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

1.4 Caratteristiche dei materiali

1.4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI 11104.

Magrone di sottofondo:

Classe di resistenza minima: C12/15

Classe di esposizione: X0

Calcestruzzo per muro di sostegno:

Classe di resistenza minima C25/30

Classe di esposizione XC2

Copriferro: 40mm

1.4.2 Acciaio per armatura lenta

Acciaio in barre: B450C

Reti: B450A

Sovrapposizione: 50 diametri

1.5 Caratteristiche del terreno

1.5.1 Premessa

Di seguito vengono esposte la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzate nei calcoli per la verifica e il dimensionamento dell'opera in oggetto.

Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geologica/Geotecnica di riferimento (elaborato GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.013 M07026).

1.5.2 Campagna di indagine

La campagna si è svolta nei mesi di agosto e settembre 2023 ed è consistita in:

- n. 2 sondaggi eseguiti a rotazione con recupero integrale del terreno attraversato, spinti alla profondità di 30 con prelievo, con campionatore a pareti sottili infisso meccanicamente tipo Shelby, di n. 9 campioni indisturbati e n. 12 rimaneggiati;
- n. 2 sondaggi a distruzione di nucleo finalizzati all'installazione di strumentazione geotecnica;
- n. 20 prove penetrometriche dinamiche SPT, effettuate utilizzando il campionatore standard a punta aperta, permettendo il prelievo del terreno rimaneggiato;
- n. 7 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile;
- n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo superpesante (DPSH, Dinamic Probing Super Heavy);

- n. 2 prove sismiche di superficie del tipo a rifrazione, con elaborazione tomografica dei valori misurati della velocità di propagazione delle onde di compressione (P) e di taglio (S). Le stese sismiche hanno avuto lunghezze di 180 m (L1) e 150 m (L2);
- n. 4 piezometri a tubo aperto del diametro di 2", per il controllo del livello di falda.

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di laboratorio per il riconoscimento, la classifica e la caratterizzazione meccanica dei terreni. In particolare, le prove di laboratorio sono consistite in:

- prove di classificazione (peso di volume, contenuto d'acqua, limiti di Atterberg, granulometria, peso specifico dei grani);
- n. 8 prove di compressibilità edometrica a carico controllato (Edo IL);
- n. 4 prove di taglio diretto (DS Ck0D) in scatola di Casagrande, con misura della resistenza di picco e residua;
- n. 2 prove di resistenza al taglio in cella triassiale del tipo consolidate isotropicamente non drenate (Tx CIU);
- n. 2 prove di resistenza al taglio in cella triassiale del tipo non consolidate non drenate (Tx UU).

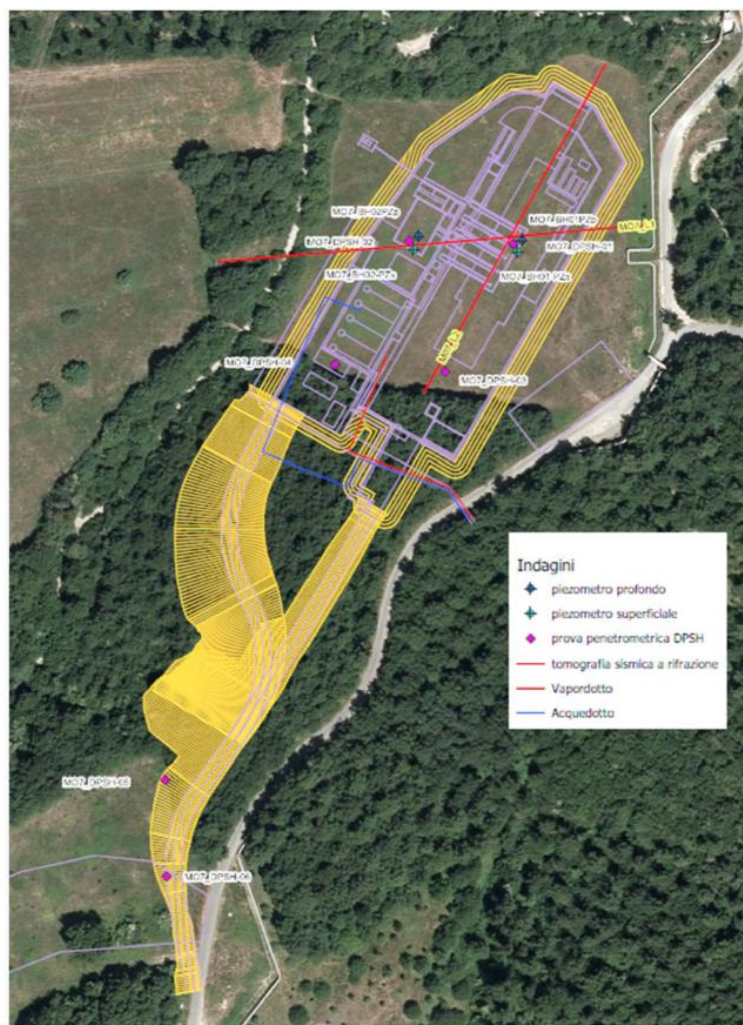


Figura 3 – Ubicazione indagini geognostiche.

1.5.3 Parametri geotecnici

Le valutazioni geologiche hanno indicato come il substrato dell'area sia rappresentato dalla formazione del Calcare Cavernoso che, per il notevole spessore delle coperture, non è stata raggiunta dalle perforazioni di sondaggio spinte sino alla profondità massima di 30 m.

I terreni indagati risultano di natura coesiva, principalmente a grana fine senza evidenze di struttura, con distribuzione granulometrica assortita, caratterizzati da presenza di clasti carbonatici in quantità variabile.

A partire dal piano campagna, si identificano le seguenti unità litotecniche:

Unità A. Limo con argilla sabbioso ghiaioso, marrone giallastro, moderatamente consistente. Questi terreni si caratterizzano per un elevato contenuto d'argilla (mediamente pari a 29%) ed un'elevata plasticità (valore medio $IP=29\%$), che non trova riscontro nei terreni sottostanti. Lo spessore è generalmente di 4-7 m, con resistenze penetrometriche di $N_{20}=2-6$ e $N_{SPT}=9-10$. I terreni sono classificabili nel gruppo CH (argille inorganiche di alta plasticità) del sistema USCS.

Unità B. Granulometricamente analoga all'Unità A, si distingue da questa per la minore plasticità ($IP=18\%$, argilla = 29%). Di colore grigiastro o grigio-verdastro, si estende fino a circa 13 m di profondità, con resistenze penetrometriche $N_{20} > 6$ e $N_{SPT}=19-20$. I terreni sono classificabili nel gruppo CL (argille inorganiche di bassa plasticità) del sistema USCS.

Unità C. Limo con ghiaia sabbioso argilloso grigio verdastro o marrone giallastro. I clasti sono di natura carbonatica, da poco a molto alterati. I valori N_{SPT} sono superiori a 30, talvolta a rifiuto. La base dello strato è stata individuata alla profondità di 27 m nei due fori di sondaggio. I terreni sono classificabili nei gruppi GC e SC (ghiaie argillose e sabbie argillose) del sistema USCS.

Unità D. Limo con argilla sabbioso talora ghiaioso grigio verdastro. L'unità si estende sino alla massima profondità indagata di 30 m. I terreni sono classificabili nel gruppo CL (argille inorganiche di bassa plasticità) del sistema USCS.

La soggiacenza della falda superficiale si colloca a circa 3-4 m da piano campagna.

Per quanto sopra, i terreni del sito presenteranno il comportamento tipico dei terreni a grana fine, per i quali è necessario distinguere un comportamento a breve termine, di tipo non drenato, ed uno a lungo termine, di tipo drenato. Le proprietà caratteristiche dei terreni sono sintetizzate nella tabella seguente.

Litotipo	Classif. USCS	$\gamma_{nat.}$ (kN/m ³)	e (-)	IP (%)	RR (-)	CR (-)	M (MPa)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	k (m/s)	V_s (m/s)
Unità A	CH	19.5	0.73	29	0.014	0.140	15	40	-	26	1×10^{-9}	150-250
Unità B	CL	20.3	0.60	18	0.014	0.140	30	80	-	26	1×10^{-8}	450-550
Unità C	GC-SC	20.3	0.60	18	0.014	0.140	50	120	-	26	1×10^{-7}	600-800
Unità D	CL	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	600-800

Figura 4 – Proprietà geotecniche caratteristiche dei terreni.

Nelle analisi è stato considerato come terreno di fondazione lo strato A mentre, per il terreno di riporto, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\phi' = 34^\circ$
peso proprio: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

La falda è stata impostata cautelativamente a intradosso fondazione.

1.6 Caratterizzazione sismica

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita al Comune interessato dall'intervento in progetto.

Per l'opera in oggetto si considera:

Classe:	II
Vita nominale:	50 anni
Coefficiente C_U :	1
Periodo di riferimento:	50 anni

La relazione geologico-geotecnica specifica le categorie di sottosuolo e topografiche da adottare:

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento:	10 %
T_R :	475 anni
a_g :	0.138 g
F_0 :	2.469
T_c^* :	0.271 s
S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.20
S_T : coefficiente di amplificazione topografica	1.00
$S = S_S \times S_T = 1.20$	
$a_{\max} = S \times a_g = 0.166 \text{ g}$	

1.7 Convenzioni generali

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

- Lunghezze: [m]
- Forze: [kN]
- Tensioni: [MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

1.8 Software di calcolo

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle di calcolo e riepilogative si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft® Office Excel.

La verifica delle sezioni in cemento armato è eseguita mediante il software VCASLU – versione 7.7 (Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo) sviluppato dal prof. Piero Gelfi.

2 CARICHI E COMBINAZIONI

2.1 Analisi dei carichi

2.1.1 Pesi propri

Peso proprio della struttura: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Peso proprio del terreno (riporto): $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

2.1.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

Il coefficiente di spinta attiva (k_a) è stato valutato secondo la relazione generale di Muller-Breslau con le seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (inclinata, ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

dove:

ψ = angolo di inclinazione del muro

δ = angolo di attrito terreno-muro

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

ε = angolo di inclinazione del terrapieno

Nel caso in esame (vedasi allegato per maggiori dettagli): $k_a = 0.283$

La spinta si determina, quindi, con l'espressione:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 + q K_a H$$

Nelle verifiche geotecniche:

- si considera il contributo del peso di terreno sovrastante l'avanzattera;
- si considera la componente verticale della spinta delle terre;
- si trascura qualsiasi contributo dato dalla resistenza passiva a valle.

2.1.3 Spinta in condizioni sismiche

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ae} \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

γ è il peso specifico del terreno (definito di seguito);
 K_{ae} è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.
 Per stati attivi:

$$\beta \leq \phi - \vartheta$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \vartheta$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\phi'_d + \vartheta - \delta_d)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti simboli:

- Φ è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- ψ, β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
- δ è l'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
- θ è l'angolo definito nel seguito:

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Presenza di falda

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nel caso in esame (vedasi allegato per maggiori dettagli):

- sisma diretto verso l'alto: $k_{ae} = 0.319$ (per verifiche a scorrimento e capacità portante)
 $k_{ae} = 0.340$ (per verifiche a ribaltamento)
- sisma diretto verso il basso: $k_{ae} = 0.317$ (per verifiche a scorrimento e capacità portante)
 $k_{ae} = 0.355$ (per verifiche a ribaltamento)

Nell'ambito di validità delle ipotesi a base della teoria di Mononobe e Okabe, risulta plausibile una distribuzione di pressioni di tipo triangolare, per cui la risultante andrebbe applicata a 1/3 dell'altezza del muro. Come nel caso statico, anche per le spinte sismiche la distribuzione di pressione può avere andamento ben diverso da quello teorico. In questo caso entrano in gioco altri fattori, quali:

- flessibilità dell'opera;
- distribuzione dell'accelerazione sismica all'interno del terrapieno.

In considerazione di ciò, la normativa vigente assume quanto di seguito riportato.

“Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro”.

Si specifica che l'incremento di spinta dovuta al sisma (componente dinamica della spinta delle terre) è calcolato in riferimento alla componente statica della spinta delle terre, valutata in condizioni attive (k_a).

Oltre alla spinta sismica del terreno, è necessario tenere in conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W$$

$$F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso degli elementi e dei sovraccarichi permanenti portati e deve essere applicata nel baricentro dei pesi. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC-18 §7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{\max} = S a_g = S_s S_T a_g$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T)

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, β_m , è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Si riporta di seguito il calcolo dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) delle opere oggetto di esame.

$$a_g = 0.138 g$$

$$S_s = 1.20$$

$$S_T = 1.00$$

Verifiche STR/GEO:

$$\beta_m = 0.38$$

$$k_h = 0.38 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 0.138 = 0.063$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.031$$

Verifica a ribaltamento:

$$\beta_m = 0.57$$

$$k_h = 0.57 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 0.138 = 0.095$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.047$$

2.1.4 Azione dei sovraccarichi variabili

Si considera un sovraccarico di 10kPa uniformemente distribuito a tergo delle opere.

2.2 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le combinazioni delle azioni presenti al cap.2.5.3 delle NTC2018.

Per maggiori dettagli riguardo le combinazioni delle azioni utilizzate per le analisi e le verifiche in ambito strutturale e geotecnico, si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato.

3 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICHE

3.1 Fondazioni dirette

3.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nel caso di fondazione superficiale, l'opera è assimilabile ad un muro di sostegno.

Secondo quanto specificato al punto 6.5.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) o di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - 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 $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018.

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gi}

Figura 5 – Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2018).

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Figura 6 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2018).

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 7 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018).

3.1.2 Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Tale verifica è condotta confrontando il carico limite q_{lim} con il carico di esercizio σ . In accordo con la normativa vigente, la verifica è soddisfatta se il carico di esercizio è minore del carico ultimo:

$$\sigma \leq q_{lim}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$F_s = q_{lim} / \sigma \geq 1$$

Il carico di esercizio è pari a:

$$\sigma = N/(B'L)$$

Il carico limite è calcolato sulla fondazione equivalente, tenendo conto dell'eccentricità del carico e considerando gli effetti della forma della fondazione, della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del carico attraverso la formula di Brinch-Hansen.

In condizioni drenate, il carico limite è pari a:

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

dove:

$B' = B - 2e$	larghezza della fondazione equivalente
$e = M/N$	eccentricità di N rispetto al centro della fondazione
N, M	sollecitazioni rispetto all'intradosso della fondazione
γ'	peso di volume del terreno
c'	coesione efficace del terreno
c_u	coesione non drenata del terreno
D_f	approfondimento del piano di posa

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

- Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\varphi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan(\varphi')}$$

- Fattori correttivi di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan(\varphi')$$

- Fattori correttivi di profondità:

$$d_c = d_q \cdot \frac{(1 - d_q)}{N_c \tan(\varphi')}$$

$$d_q = 1 + \left[2 \left(\frac{D}{B'} \right) \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 \right] \text{ per } D/B' < 1$$

$$d_q = 1 + \left[2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 \tan(D/B')^{-1} \right] \text{ per } D/B' > 1$$

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q - \left(\frac{(1-i_q)}{(N_c \operatorname{tg}(\varphi'))} \right)$$

$$i_r = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\varphi'))} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\varphi'))} \right]^m$$

$$\text{dove : } m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$$

- Fattori correttivi di inclinazione di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\varphi'))^2$$

$$b_r = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\varphi'))^2$$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q)/(N_c \operatorname{tg}(\varphi'))]$$

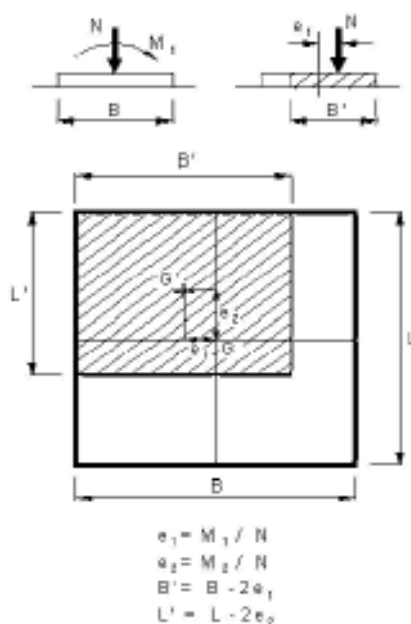
- Fattori correttivi di inclinazione del piano campagna:

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_r = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \operatorname{tg}(\varphi'))]$$

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 mediante i criteri riportati nella figura seguente.



Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali (condizioni “non drenate”), la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u . In questo caso, i fattori di capacità portante valgono:

- $N_\gamma = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

e il carico limite è dato da:

$$q_{lim} = 5.14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$

essendo $q = \gamma \times D$ la pressione totale agente sul piano di posa della fondazione, e avendo indicato con il pedice 0 i fattori correttivi per $\phi = 0$ per i quali valgono le formulazioni sotto riportate.

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

- Fattori correttivi di inclinazione del carico (Vesic, 1975):

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$		
argilla saturata in condizioni non drenate		1	1

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.

3.1.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento viene condotta confrontando l'azione di taglio trasmessa in fondazione con l'azione di taglio resistente del terreno. Quest'ultima è valutata come:

$$T_{lim} = N \cdot \tan \phi + c' \cdot B' \cdot L' \quad \text{in condizioni drenate}$$

dove N è il carico assiale applicato nel baricentro della fondazione e ϕ l'angolo di attrito terreno – fondazione.

3.2 Verifiche geotecniche e di resistenza strutturale

I tabulati in allegato riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

Si riportano di seguito i principali risultati riguardanti le verifiche geotecniche ovvero i minimi fattori di sicurezza ottenuti per stati limite ultimi (comprendenti anche le condizioni sismiche). Tutte le verifiche risultano soddisfatte ($FS > 1,00$).

Ribaltamento	Scorrimento (condizioni drenate)	Scorrimento (condizioni drenate) NON	Capacità portante (condizioni drenate)	Capacità portante (condizioni drenate) NON
5,33	2,32	1,79	4,15	1,53

I tabulati in allegato mostrano altresì come le verifiche strutturali risultino soddisfatte, sia per SLU che per SLE.

3.3 Analisi dei cedimenti SLE

Per l'analisi dei cedimenti del muro di sostegno, si rimanda all'elaborato "GRE.EEC.R.28.IT.G.13405.00.013 M07026_Rgeot Relazione geotecnica" in cui è presente un'analisi di dettaglio dei cedimenti su tutta l'area di piazzale.

4 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO

4.1 Premessa

Le verifiche sono svolte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

4.2 Metodo di calcolo

La verifica di stabilità globale è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo Slide2 della Rocscience Inc. che implementa i metodi convenzionali dell'equilibrio limite. Il codice consente di determinare il coefficiente di sicurezza allo scorrimento lungo potenziali superfici di scivolamento fisicamente definite o generate casualmente, ad arco di cerchio o di forma qualsiasi.

I metodi dell'equilibrio limite sono basati sulla ricerca del grado di stabilità della massa di terreno che è compresa tra la superficie del pendio e la superficie di possibile scorrimento. L'equilibrio di questa massa è studiato assumendo che la resistenza al taglio mobilitata lungo la superficie di scivolamento sia quella che mantiene il pendio nelle condizioni di equilibrio limite. I metodi dell'equilibrio limite applicati a verifiche di stabilità sono fondati sull'ipotesi che il fattore di sicurezza, ottenuto come valore medio ponderale, risulti costante lungo l'intera superficie di scivolamento. È inoltre opportuno precisare che i metodi di calcolo citati adottano una schematizzazione bidimensionale dell'opera (stato piano di deformazione), assumendo che il pendio sia infinitamente lungo nella terza dimensione.

L'analisi consiste nella ricerca della superficie di scorrimento critica caratterizzata dal minimo valore del rapporto R_d/E_d , dove R_d è il valore di progetto della resistenza lungo la superficie di scorrimento e E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni instabilizzanti. La ricerca della superficie critica viene effettuata per tentativi tra tutte le potenziali superfici di scorrimento che possono interessare il pendio. Nel caso in cui i coefficienti parziali di sicurezza abbiano valore unitario, il minimo valore del rapporto R_d/E_d esprime la condizione di stabilità rispetto alla condizione di collasso incipiente (o equilibrio limite), cui corrisponde un valore del rapporto pari a 1.

Le analisi di seguito riportate sono state svolte con il metodo di Bishop semplificato considerando superfici di scorrimento di forma circolare.

4.3 Risultati

I risultati dei calcoli svolti sono sintetizzati in Tabella 1: come si può osservare, le condizioni di sicurezza soddisfano sempre le prescrizioni normative, avendo ottenuto $R_d/E_d > 1$. Le figure seguenti mostrano le superfici di minima sicurezza individuate.

Rd/Ed		
Breve termine	Lungo termine	Con sisma
2.11	2.34	2.03

Tabella 1 - Analisi di stabilità globale del muro: risultati (si richiede $R_d/E_d \geq 1$).

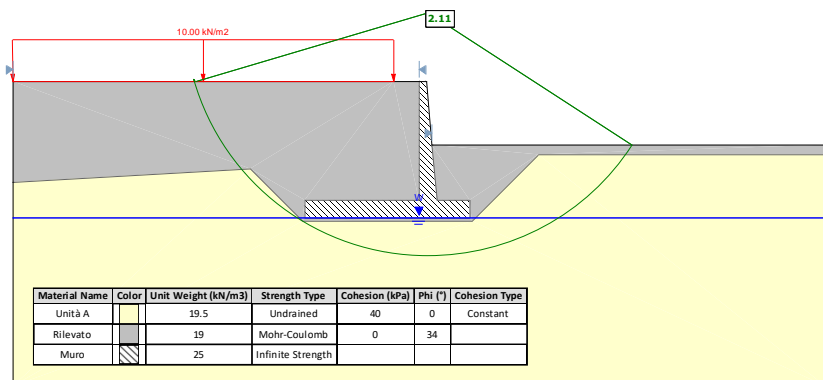


Figura 8 – Analisi di stabilità globale. Situazione di breve termine in condizioni non drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

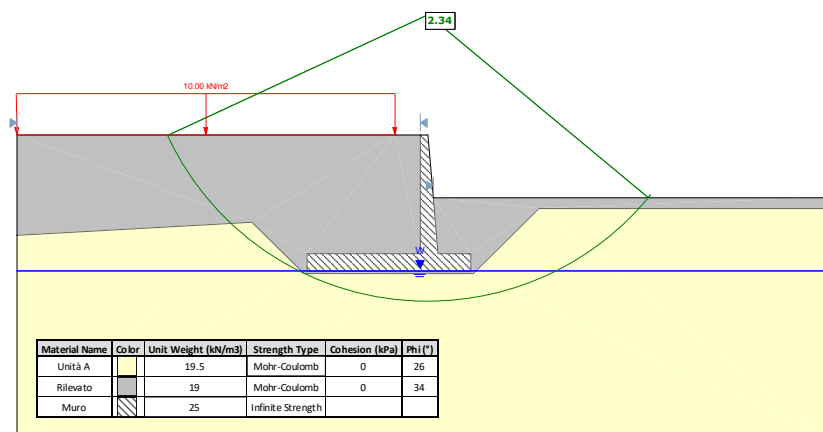


Figura 9 – Analisi di stabilità globale. Situazione di lungo termine in condizioni drenate. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

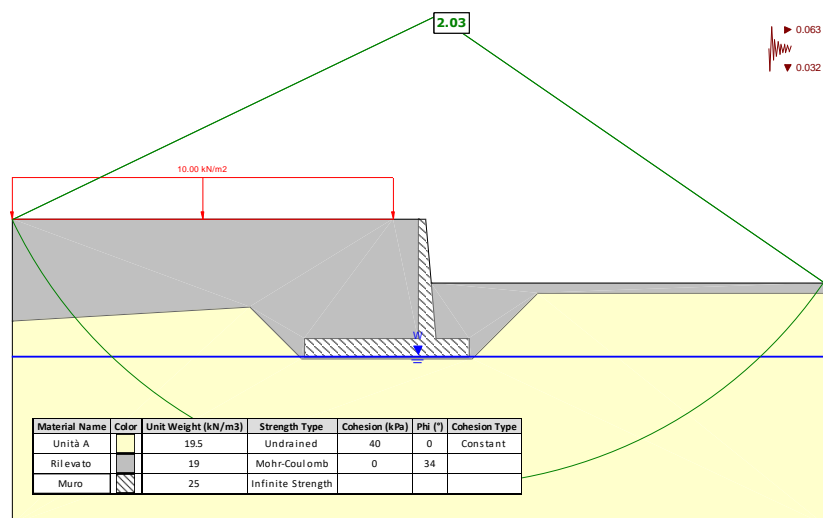


Figura 10 – Analisi di stabilità globale. Condizione sismica. Superficie di scorrimento di minima sicurezza.

ALLEGATI – VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEL MURO DI SOSTEGNO

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio							
Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C25/30	30	25	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento							
Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C25/30	30	25	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]	
6,50	4,50	0,70	1,30	5,40	0,70	4,70	

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
4,70	2,20	0,00		H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_{dente}} [m]
				0,00	0,00	0,00	0,00

(rispetto O)

H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _L [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
0,00	2,90	0,00	100,00	0,00	90,00	0,00	SI

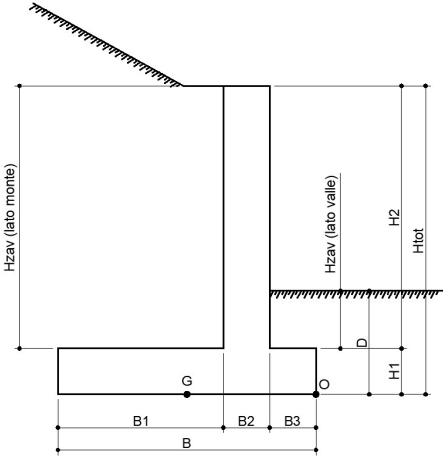


Figura 2 - Caratteristiche geometriche del muro di sostegno per i diversi casi

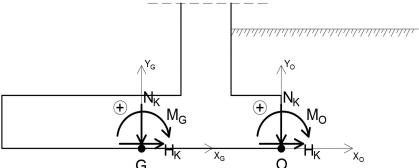


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	113,75	-3,25	0,35	-369,69	0,00	0,35	0,00
Paramento c.a.	25	82,25	-1,65	3,05	-135,71	1,60	3,05	131,60
Zavorra lato monte (costante)	19	401,85	-4,25	3,05	-1707,86	-1,00	3,05	-401,85
Zavorra lato monte (inclinato)	19	0,00	-5,00	5,40	0,00	-1,75	5,40	0,00
Zavorra lato valle	19	54,34	-0,65	1,80	-35,32	2,60	1,80	141,28
Totale		652			-2249			-129

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

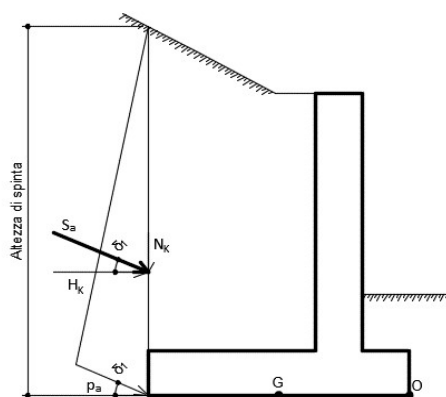


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	5,40
-----------------------	------

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0,283	78,32	0,00	78,32	-6,50	1,80	140,97

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0,00
------------------------	------

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	78,32	0,00	78,32	140,97

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	5,40
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
M1	78,32	0,00	78,32	-3,25	1,80	140,97

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0,00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_k [kNm/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_g [kNm/m]
M1	78,32	0,00	78,32	140,97

Cliente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 5,40

Comb.	S_{1a} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	78,32	0,00	78,32	-3,25	1,80	140,97

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0,00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kN/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	78,32	0,00	78,32	140,97

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 5,40

Comb.	k_a	S_{10} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,283	78,32	0,00	78,32	-3,25	1,80	140,97

(C3): Sovraccarico variabile

q [kN/m²] 10

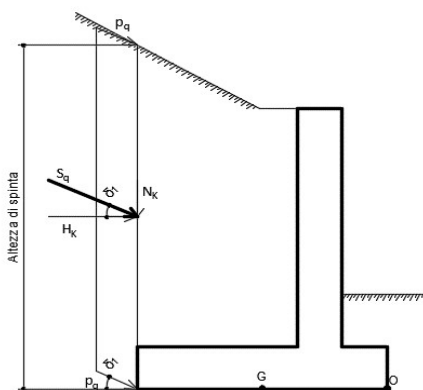


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
45,00	-4,25	-191,25	-1,00	-45,00

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 5,40

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0,283	15,27	0,00	15,27	-6,50	2,70	41,22

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 5,40

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	15,27	0,00	15,27	-3,25	2,70	41,22

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 5,40

Comb.	k_a	S_{qd} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,283	15,27	0,00	15,27	-3,25	2,70	41,22

Cliente: Enel Green Power
Commissa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0,063
-------	-------

k_v	0,031
-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-3,58	7,16	-3,25	0,35	14,14	0,00	0,35	2,51
Paramento c.a.	-2,59	5,18	-1,65	3,05	20,06	1,60	3,05	11,65
Zavorra lato monte (costante)	-12,64	25,29	-4,25	3,05	130,86	-1,00	3,05	89,77
Zavorra lato monte (inclinato)	0,00	0,00	-5,00	5,40	0,00	-1,75	5,40	0,00
Zavorra lato valle	-1,71	0,00	-0,65	1,80	1,11	2,60	1,80	-4,45
Totale	-21	38			166			99

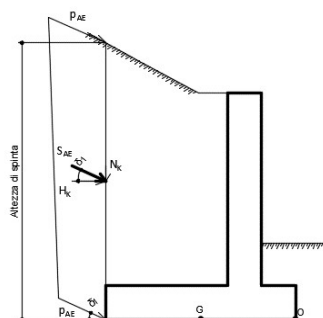
Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	3,58	7,16	-3,25	0,35	-9,13	0,00	0,35	2,51
Paramento c.a.	2,59	5,18	-1,65	3,05	11,52	1,60	3,05	19,93
Zavorra lato monte (costante)	12,64	25,29	-4,25	3,05	23,39	-1,00	3,05	64,48
Zavorra lato monte (inclinato)	0,00	0,00	-5,00	5,40	0,00	-1,75	5,40	0,00
Zavorra lato valle	1,71	0,00	-0,65	1,80	-1,11	2,60	1,80	4,45
Totale	21	38			25			91

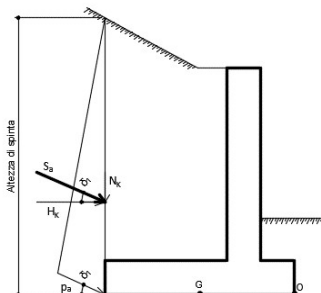
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONOB OKABE



SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA



SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

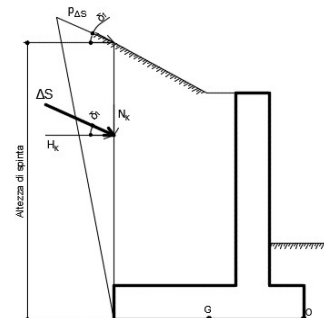


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a, sism}$	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,340	89,78	11,46
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
M1	0,00	11,46	-6,50	2,70	30,94

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a, sism}$	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,335	97,05	18,73
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
M1	0,00	18,73	-6,50	2,70	50,57

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a, sism}$	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,319	85,65	7,34
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
M1	0,00	7,34	-3,25	2,70	19,81

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a, sism}$	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,317	90,55	12,23
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
M1	0,00	12,23	-3,25	2,70	33,02

Ciente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,319	85,65	7,34
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	7,34	-3,25	2,70	19,81

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,283	78,32	0,317	90,55	12,23
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	12,23	-3,25	2,70	33,02

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,28	78,32	0,319	85,65	7,34
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	7,34	-3,25	2,70	19,81

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0,28	78,32	0,317	90,55	12,23
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	12,23	-3,25	2,70	33,02

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	19
ϕ' [°]	34,00
ϕ' [rad]	0,59
δ_{es} [°]	0,00
δ_{es} [rad]	0,00
δ_{sism} [°]	0,00
δ_{sism} [rad]	0,00
β [°]	0,00
β [rad]	0,00
i [°]	0,00
i [rad]	0,00

$k_{a_{es}}$	0,283	condizioni di esercizio
$k_{a_{sism}}$	0,283	condizioni sismiche

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m3]	9,5
ϕ' [°]	26,00
ϕ' [rad]	0,45
δ_{es} [°]	13,00
δ_{es} [rad]	0,23
δ_{sism} [°]	13,00
δ_{sism} [rad]	0,23
c' [kN/m ²]	0,00
c_u [kN/m ²]	40,00
β [°]	0,00
β [rad]	0,00
i [°]	0,00
i [rad]	0,00
$k_{p,es}$	3,787
$k_{p,es}$ (*)	1,893

peso specifico sommerso
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2 ϕ')
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2 ϕ')
coesione efficace
resistenza non drenata
condizioni di esercizio
si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

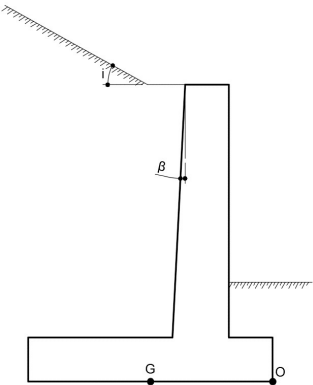


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località:Montieri

Vita nominale:VN50anni

Classe d'uso:II

CU1

Periodo di riferimento per azione sismica:VR50anni

Parametri sismici:

Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
SLV	0,1	475	0,138	0,271	2,469

Categoria di sottosuolo:B

Categoria topografica:T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s2]
SLV	475	1,20	1,00	0,166	1,625

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0,38	0,57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale

Coefficiente sismico verticale

k _h	0,063	0,094
k _v	0,031	0,047

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	3,72	0,06	5,66	0,10
δ _{sism_M1}	0,00	0,00	0,00	0,00
β	0,00	0,00	0,00	0,00
ψ	90,00	1,57	90,00	1,57
φ' _d - M1	34,00	0,59	34,00	0,59

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0,319	0,340
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0,75	0,782

k _{AE} - M1	0,319	0,340
----------------------	-------	-------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	3,49	0,06	5,15	0,09
δ _{sism_M1}	0,00	0,00	0,00	0,00
β	0,00	0,00	0,00	0,00
ψ	90,00	1,57	90,00	1,57
φ' _d - M1	34,00	0,59	34,00	0,59

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0,32	0,335
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0,75	0,773

k _{AE} - M1	0,317	0,335
----------------------	-------	-------

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	652	0	-2249	0	78	141	45	0	-191
	C3 - componente orizzontale (a)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	0	15	41						
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	-21	38	249	21	38	37			
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	11	31	0	19	51			

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

Carico	SLU-1
C1	1,00
C2a	1,30
C3 - vert.	0,00
C3 - oriz. (a)	1,50
CS1 (-kV)	0,00
CS1 (+kV)	0,00
CS2 (-kV)	0,00
CS2 (+kV)	0,00

SISM-1	SISM-2
1,00	1,00
1,00	1,00
0,20	0,20
0,20	0,20
1,00	0,00
0,00	1,00
1,00	0,00
0,00	1,00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
(C3): Sovraccarico variabile
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

M _{stab} [kNm/m]	-2249
M _{rib} [kNm/m]	245
γ _R	1,15
FS (≥1)	7,98

-2287	-2287
429	237
1,00	1,00
5,33	9,66

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	652	0	-129	0	78	141	45	0	-45
	C3 - componente orizzontale (a)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	0	15	41						
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	-21	38	99	21	38	91			
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	7	20	0	12	33			

VERIFICA A SCORRIMENTO

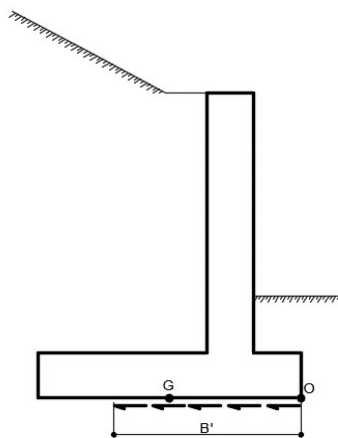


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

Carico	SLU-1-A1
C1	1,00
C2a	1,30
C3 - vert.	0,00
C3 - oriz. (a)	1,50
CS1 (-kV)	0,00
CS1 (+kV)	0,00
CS2 (-kV)	0,00
CS2 (+kV)	0,00
	SLU-1-A1
N _{Ed} [kN/m]	652
H _{Ed} [kN/m]	125
M _{Ed} [kNm/m]	116
Comb.	M1
Φ' [°]	26
tanΦ'	0,49
c' [kN/m ²]	0,00
c _u [kN/m ²]	40,00
B' [m]	6,14
R _{Ed} [kN/m]	318
Y _R	1,10
FS (≥1)	2,32
R _{Ed} [kN/m]	246
Y _R	1,10
FS (≥1)	1,79

SISM-1-A1	SISM-2-A1
1,00	1,00
1,00	1,00
0,20	0,20
0,20	0,20
1,00	0,00
0,00	1,00
1,00	0,00
0,00	1,00
SISM-1-A1	SISM-2-A1
641	682
126	131
131	136
M1	M1
26	26
0,49	0,49
0,00	0,00
40,00	40,00
6,09	6,10
312	332
1,00	1,00
2,47	2,53
244	244
1,00	1,00
1,93	1,86

(C1): Pesì propri - strutturali e non
 (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
 (C3): Sovraccarico variabile
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

Condizioni
drenate

Condizioni
NON drenate

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1,00	1,30	1,00	1,00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1,30	1,30	1,00	1,00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0,00	1,50	0,20	0,20
	C3 - orizz. (a)	1,50	1,50	0,20	0,20
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00
	CS1 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00
	CS2 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1
$N_{Ed}[\text{kN/m}]$	652	915	641	682
$M_{Ed}[\text{kNm/m}]$	116	10	131	136
$V_{Ed}[\text{kN/m}]$	125	125	126	131

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	2,90	2,90	2,90	2,90
a [m]	0,00	0,00	0,00	0,00
L [m]	100,00	100,00	100,00	100,00
B [m]	6,50	6,50	6,50	6,50
e_L [m]	0,00	0,00	0,00	0,00
e_B [m]	0,18	0,01	0,20	0,20
L' [m]	100,00	100,00	100,00	100,00
B' [m]	6,14	6,48	6,09	6,10

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_1 [\text{kN/m}^3]$	19	19	19	19
Peso proprio dell'acqua	$\gamma_w [\text{kN/m}^3]$	9,81	9,81	9,81	9,81
Peso som. - Terreno di riporto	$\gamma'_1 [\text{kN/m}^3]$	9,19	9,19	9,19	9,19
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma'_2 [\text{kN/m}^3]$	9,5	9,5	9,5	9,5
Angolo d'attrito	$\phi' [^\circ]$	26	26	26	26
Coesione efficace	$c' [\text{kN/m}^2]$	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi} [\text{kN/m}^3]$	19	19	19	19
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi} [\text{kN/m}^3]$	9,5	9,5	9,5	9,5
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{Mi} [^\circ]$	26	26	26	26
	$\phi'_{Mi} [\text{rad}]$	0,45	0,45	0,45	0,45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{Mi} [\text{kN/m}^2]$	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N_y	12,54	12,54	12,54	12,54
N_c	22,25	22,25	22,25	22,25
N_q	11,85	11,85	11,85	11,85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s_y	0,98	0,97	0,98	0,98
s_c	1,03	1,03	1,03	1,03
s_q	1,03	1,03	1,03	1,03

Fattori di profondità

(per $\phi' > 0$)

d_y	1,00	1,00	1,00	1,00
d_c	1,16	1,15	1,16	1,16
d_q	1,15	1,14	1,15	1,15

Fattori di inclinazione del carico

(per $c' > 0$ e $\phi' > 0$)

m_B	1,94	1,94	1,94	1,94
m_i	1,06	1,06	1,06	1,06
$\theta [^\circ]$	90,00	90	90	90
m	1,94	1,94	1,94	1,94
i_y	0,54	0,65	0,52	0,53
i_c	0,63	0,73	0,62	0,63
i_q	0,66	0,75	0,65	0,66

Cliente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1,00	1,00
b_c	1,00	1,00
b_q	1,00	1,00

1,00	1,00
1,00	1,00
1,00	1,00

Fattori di inclinazione del piano campagna

$w [^\circ]$	0,00	0,00
g_y	1,00	1,00
g_c	1,00	1,00
g_q	1,00	1,00

0,00	0,00
1,00	1,00
1,00	1,00
1,00	1,00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	$q_{lim} [kN/m^2]$	701	821
Set di coefficienti parziali		R3	R3
	γ_R	1,40	1,40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	501	587
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	307791	380107

689	698
R3	R3
1,20	1,20
574	582
349702	354909

FS = $Q / (N_{Ed} \times L')$ (>1)	FS	4,72	4,15
		(>1)	(>1)
	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1

5,46	5,21
(>1)	(>1)
SISM-1-A1	SISM-2-A1

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1
(C1): Pesì propri - strutturali e non (C2a): Spinta terre - verifiche geo	C1	1,00	1,30	1,00	1,00
	C2a	1,30	1,30	1,00	1,00
	C3 - vert.	0,00	1,50	0,20	0,20
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - oriz. (a)	1,50	1,50	0,20	0,20
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00
	CS1 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00
	CS2 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1
N _{Ed} [kN/m]	652	915	641	682
M _{Ed} [kNm/m]	116	10	131	136
V _{Ed} [kN/m]	125	125	126	131

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	2,90	2,90	2,90	2,90
L [m]	100,00	100,00	100,00	100,00
B [m]	6,50	6,50	6,50	6,50
e _L [m]	0,00	0,00	0,00	0,00
e _B [m]	0,18	0,01	0,20	0,20
L' [m]	100,00	100,00	100,00	100,00
B' [m]	6,14	6,48	6,09	6,10

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ ₁ [kN/m ³]	19	19	19	19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ' ₂ [kN/m ³]	9,5	9,5	9,5	9,5
Angolo d'attrito	φ' [°]	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0
Coesione non drenata	c _u [kN/m ²]	40	40	40	40
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ _{1, Mi} [kN/m ³]	19	19	19	19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ' _{2, Mi} [kN/m ³]	9,5	9,5	9,5	9,5
Angolo d'attrito fattorizzato	φ' _{1, Mi} [°]	26	26	26	26
	φ' _{1, Mi} [rad]	0,45	0,45	0,45	0,45
Coesione efficace fattorizzata	c' _{1, Mi} [kN/m ²]	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	c _{u, Mi} [kN/m ²]	40	40	40	40

Fattori di capacità portante

N _y	0,00	0,00	0,00	0,00
N _c	5,14	5,14	5,14	5,14
N _q	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _y	0,98	0,97	0,98	0,98
s _c	1,01	1,01	1,01	1,01
s _q	1,03	1,03	1,03	1,03

Fattori di profondità

(per φ'=0)

d _y	1,00	1,00	1,00	1,00
d _c	1,19	1,18	1,19	1,19
d _q	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di inclinazione del carico

(per φ'=0)

m _B	1,94	1,94	1,94	1,94
m _L	1,06	1,06	1,06	1,06
θ [°]	90	90	90	90
m	1,94	1,94	1,94	1,94
i _y	1,00	1,00	1,00	1,00
i _c	1,00	1,00	1,00	1,00
i _q	1,00	1,00	1,00	1,00

Cliente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1,00	1,00
b_c	1,00	1,00
b_q	1,00	1,00

1,00	1,00
1,00	1,00
1,00	1,00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0,00	0,00
g_y	1,00	1,00
g_c	1,00	1,00
g_q	1,00	1,00

0,00	0,00
1,00	1,00
1,00	1,00
1,00	1,00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	304	302
Set di coefficienti parziali		R3	R3
	γ_R	1,4	1,4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	217	216
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	133242	139684

304	304
R3	R3
1,2	1,2
253	253
154292	154497

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	2,04	1,53
		(>1)	(>1)
	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1

2,41	2,27
(>1)	(>1)
SISM-1-A1	SISM-2-A1

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	652	0	-129	0	78	141	45	0	-45
	C3 - componente orizzontale (b)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	0	15	41						
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	-21	38	99	21	38	91			
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	7	20	0	12	33			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	SLE-1
	C1	1,00	1,30	1,00	1,00	1,00
	C2b	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00
	C3 - vert.	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
	C3 - oriz. (b)	1,50	1,50	0,20	0,20	1,00
	CS1 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
	CS1 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	CS2 (-kV)	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
	CS2 (+kV)	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Azioni di calcolo	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	SLE-1
	N _{Ed} [kN/m]	652	915	632	673	652
	M _{Ed} [kNm/m]	116	10	140	145	53
	V _{Ed} [kN/m]	125	125	126	131	94
	Carico	SLE-2	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
	C1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	C2b	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	C3 - vert.	1,00	0,00	0,75	0,00	0,20
	C3 - oriz. (b)	1,00	0,75	0,75	0,20	0,20
	CS1 (-kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	CS1 (+kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	CS2 (-kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	CS2 (+kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azioni di calcolo	Comb.	SLE-2	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
	N _{Ed} [kN/m]	697	652	686	652	661
	M _{Ed} [kNm/m]	8	43	9	20	11
	V _{Ed} [kN/m]	94	90	90	81	81

	SLU-1-A1	SLU-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	652	915
M_{Ed} [kNm/m]	116	10

$B/6$ [m]	1,08	1,08
e [m]	0,18	0,01
$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	100,34	140,82
σ_M [kN/m ²]	16,49	1,41
σ_A [kN/m ²]	116,83	142,23
σ_B [kN/m ²]	83,85	139,41
u [m]	3,07	3,24
σ_A^* [kN/m ²]	116,83	142,23
σ_B^* [kN/m ²]	83,85	139,41
N_{Rd} [kN/m]	4558,83	5339,33

SISM-1-A1	SISM-2-A1
632	673
140	145

1,08	1,08
0,22	0,22
$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
97,18	103,49
19,82	20,54
117,00	124,03
77,36	82,95
3,03	3,03
117,00	124,03
77,36	82,95
4477,10	4536,64

	SLE-1	SLE-2
N_{Ed} [kN/m]	652	697
M_{Ed} [kNm/m]	53	8

$B/6$ [m]	1,08	1,08
e [m]	0,08	0,01
$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	100,34	107,26
σ_M [kN/m ²]	7,56	1,17
σ_A [kN/m ²]	107,90	108,43
σ_B [kN/m ²]	92,78	106,09
u [m]	3,17	3,24
σ_A^* [kN/m ²]	107,90	108,43
σ_B^* [kN/m ²]	92,78	106,09

SLE-1-freq	SLE-2-freq
652	686
43	9

1,08	1,08
0,07	0,01
$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
100,34	105,53
6,10	1,30
106,43	106,83
94,24	104,23
3,18	3,24
106,43	106,83
94,24	104,23

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	652	661
M_{Ed} [kNm/m]	20	11

$B/6$ [m]	1,08	1,08
e [m]	0,03	0,02
$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	100,34	101,72
σ_M [kN/m ²]	2,88	1,60
σ_A [kN/m ²]	103,21	103,32
σ_B [kN/m ²]	97,46	100,12
u [m]	3,22	3,23
σ_A^* [kN/m ²]	103,21	103,32
σ_B^* [kN/m ²]	97,46	100,12

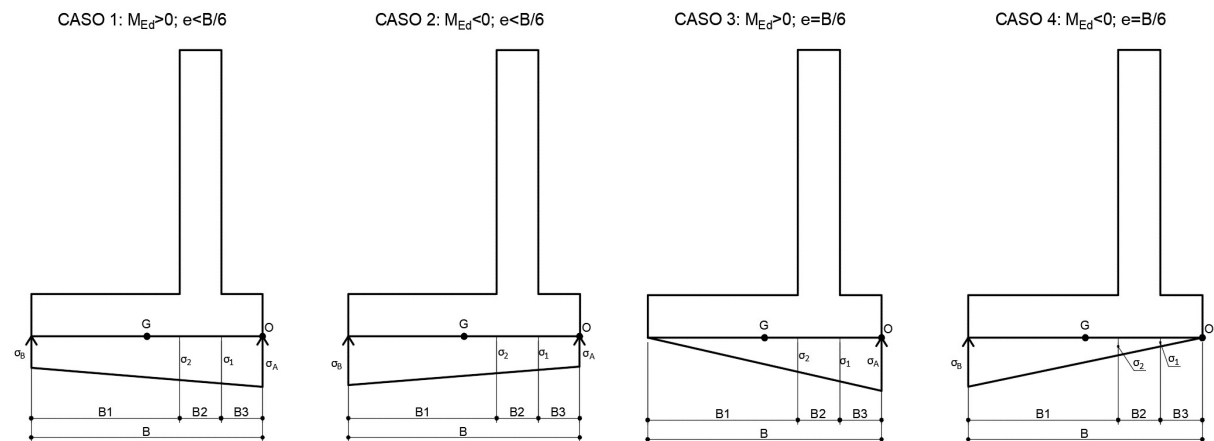


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

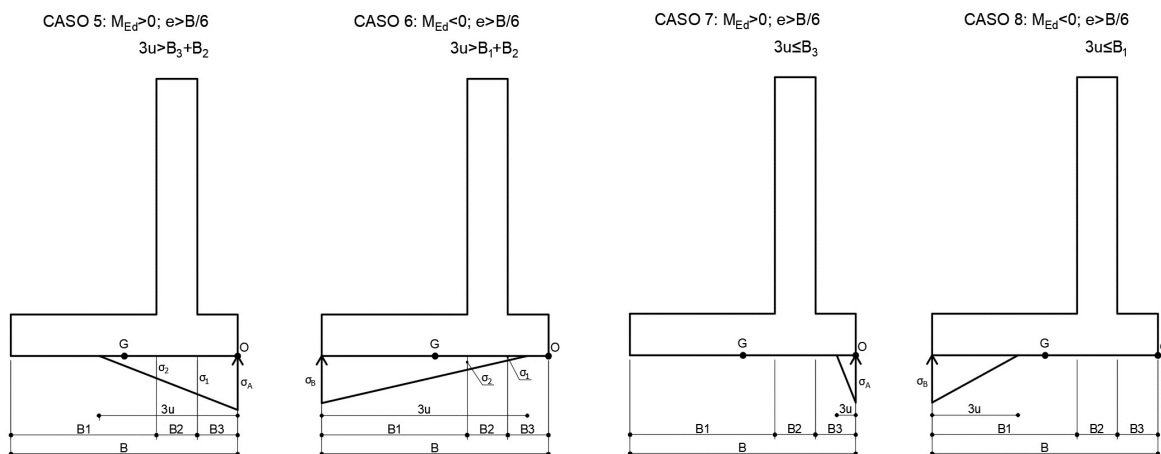


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATTA E RETROZZATTA)

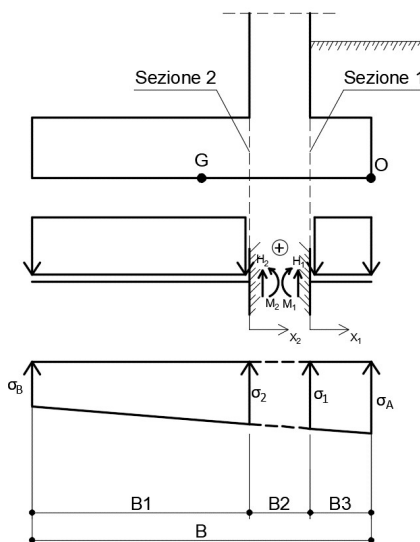


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	23	79	-0,65	-2,25	-15	-177
Zavorra lato monte (costante)	0	402	0,00	-2,25	0	-904
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0,00	-3,00	0	0
Zavorra lato valle	54	0	-0,65	0,00	-35	0
Totale	77	481			-50	-1081

(C3): Sovraccarico variabile

Descrizione	N_2 [kN/m]	x_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	45,00	-2,25	-101,25

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k_h	0,063	k_v	0,031
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-1	-2	-0,65	-2,25	0	6
Zavorra lato monte (costante)	0	-13	0,00	-2,25	0	28
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0,00	-3,00	0	0
Zavorra lato valle	-2	0	-0,65	0,00	1	0
Totale	-2	-15			2	34

Cliente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	1	2	-0,65	-2,25	0	-6
Zavorra lato monte (costante)	0	13	0,00	-2,25	0	-28
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0,00	-3,00	0	0
Zavorra lato valle	2	0	-0,65	0,00	-1	0
Totale	2	15			-2	-34

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	110,23	141,67
σ ₂ [kN/m ²]	106,68	141,37
H ₁ [kN/m]	148	185
M ₁ [kNm/m]	97	120
H ₂ [kN/m]	429	632
M ₂ [kNm/m]	926	1418

	SISM-1-A1	SISM-2-A1
	109,07	115,82
	104,80	111,39
	147	156
	97	102
	410	437
	876	936

	SLE-1	SLE-2
σ ₁ [kN/m ²]	104,87	107,96
σ ₂ [kN/m ²]	103,24	107,71
H ₁ [kN/m]	138	141
M ₁ [kNm/m]	90	91
H ₂ [kN/m]	441	481
M ₂ [kNm/m]	975	1080

	SLE-1-freq	SLE-2-freq
	103,99	106,31
	102,68	106,03
	137	139
	89	90
	443	473
	983	1061

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
	102,06	102,68
	101,44	102,34
	133	134
	87	87
	448	456
	1000	1021

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1
C1	1,00	1,30
C3	0,00	1,50
CS1 (-kV)	0,00	0,00
CS1 (+kV)	0,00	0,00
C7	1,00	1,00

	SISM-1-A1	SISM-2-A1
	1,00	1,00
	0,00	0,00
	1,00	0,00
	0,00	1,00
	1,00	1,00

H _{Ed,1} [kN/m]	70	84
M _{Ed,1} [kNm/m]	47	55

	72	76
	48	51

H _{Ed,2} [kN/m]	-52	-61
M _{Ed,2} [kNm/m]	-155	-139

	-56	-58
	-171	-179

Carico	SLE-1	SLE-2
C1	1,00	1,00
C3	0,00	1,00
CS1 (-kV)	0,00	0,00
CS1 (+kV)	0,00	0,00
C7	1,00	1,00

	SLE-1-freq	SLE-2-freq
	1,00	1,00
	0,00	0,75
	0,00	0,00
	0,00	0,00
	1,00	1,00

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
	1,00	1,00
	0,00	0,20
	0,00	0,00
	0,00	0,00
	1,00	1,00

H _{Ed,1} [kN/m]	61	64
M _{Ed,1} [kNm/m]	40	41

	60	61
	39	40

	56	57
	37	37

H _{Ed,2} [kN/m]	-40	-45
M _{Ed,2} [kNm/m]	-107	-103

	-38	-41
	-99	-96

	-33	-34
	-81	-80

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATTEA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATTEA)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	84	64	61	57
	MIN H _{Ed}	56	56	56	56
	MAX M _{Ed}	55	41	40	37
	MIN M _{Ed}	37	37	37	37

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-33	-33	-33	-33
	MIN H _{Ed}	-61	-45	-41	-34
	MAX M _{Ed}	-80	-80	-80	-80
	MIN M _{Ed}	-179	-107	-99	-81

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C25/30	R _{ck} =	30	N/mm ²	f _{ck} =	25 N/mm ²
γ _c =	1,5	α _{cc} =	0,85		f _{cd} =	14,17 N/mm ²
		E _c =	31476	N/mm ²	f _{ctm} =	2,56 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1,15	ε _{se} ¹ =	1,96		f _{yd} =	391,30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)
H =	700	mm altezza		5	16	1005
c =	40	mm coprifer.		Superiore	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				5	16	1005
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2011 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0,00	54,89	84,32	250,30	0,22
Taglio						
φ _{staffe} =	10	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2,5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	218,02	-	-	218,02	0,39
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	252,1	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	15,00	N/mm ²			
	σ _{s,max} =	360,00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	11,25	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-RARA	incastro con paramento	0,00	41,38	1,04	68,82	
ENV-QP	incastro con paramento	0,00	37,02	0,93	61,57	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura	Poco sensibile			
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0,4	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	280	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro con paramento	0,00	40,02	1,00	66,56	
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0,3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	240	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-QP	incastro con paramento	0,00	37,02	0,93	61,57	

La seguente tabella sintetizza i risultati prodotti con l'utilizzo del software GELFI - VCA SLU.

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C25/30	R _{ck} =	30	N/mm ²	f _{ck} =	25 N/mm ²
γ _c =	1,5	α _{cc} =	0,85		f _{cd} =	14,17 N/mm ²
		E _c =	31476	N/mm ²	f _{ctm} =	2,56 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1,15	ε _{se} ' =	1,96		f _{yd} =	391,30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)
H =	700	mm altezza		5	16	1005
c =	40	mm coprifer.		Superiore	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				5	16	1005
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2011 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} M _{Rd}
ENV-SLU	incastro con paramento	0,00	179,48	60,53	250,30	0,72
Taglio						
φ _{staffe} =	10	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2,5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} V _{Rd}
ENV-SLU	incastro con paramento	218,02	-	-	218,02	0,28
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	260,6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	15,00	N/mm ²			
	σ _{s,max} =	360,00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	11,25	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-RARA	incastro con paramento	0,00	106,65	2,67	177,40	
ENV-QP	incastro con paramento	0,00	81,12	2,04	134,90	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura		poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0,4	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	280	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro con paramento	0,00	98,67	2,48	164,10	
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0,3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	240	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-QP	incastro con paramento	0,00	81,12	2,04	134,90	

La seguente tabella sintetizza i risultati prodotti con l'utilizzo del software GELFI - VCA SLU.

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

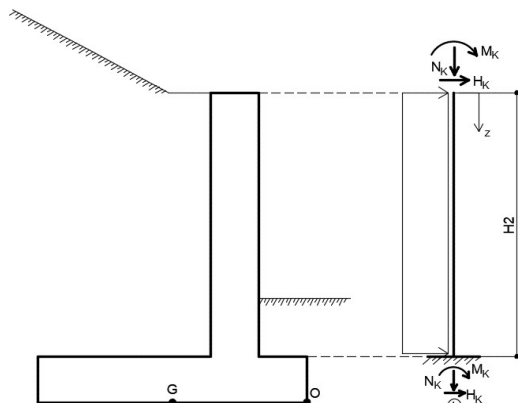


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0,00
Peso proprio barriera [kN/m]	0,00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	8,23	0,00	0,00
0,94	16,45	0,00	0,00
1,41	24,68	0,00	0,00
1,88	32,90	0,00	0,00
2,35	41,13	0,00	0,00
2,82	49,35	0,00	0,00
3,29	57,58	0,00	0,00
3,76	65,80	0,00	0,00
4,23	74,03	0,00	0,00
4,70	82,25	0,00	0,00

(C2): Spinta delle terre

S _q (h=H) [kN/m]	59,33
H _{spinta} [m]	4,70

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	0,00	0,59	0,09
0,94	0,00	2,37	0,74
1,41	0,00	5,34	2,51
1,88	0,00	9,49	5,95
2,35	0,00	14,83	11,62
2,82	0,00	21,36	20,08
3,29	0,00	29,07	31,88
3,76	0,00	37,97	47,59
4,23	0,00	48,06	67,76
4,70	0,00	59,33	92,95

(C3): Sovraccarico spingente

q [kN/m ²]	10	S _q (h=H) [kN/m]	13,29
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	0,00	1,33	0,31
0,94	0,00	2,66	1,25
1,41	0,00	3,99	2,81
1,88	0,00	5,32	5,00
2,35	0,00	6,64	7,81
2,82	0,00	7,97	11,24
3,29	0,00	9,30	15,30
3,76	0,00	10,63	19,98
4,23	0,00	11,96	25,29
4,70	0,00	13,29	31,23

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k _h	0,063	k _v	0,031
----------------	-------	----------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	-0,26	3,05	0,72
0,94	-0,52	6,09	2,86
1,41	-0,78	9,14	6,44
1,88	-1,04	12,19	11,45
2,35	-1,29	15,23	17,90
2,82	-1,55	18,28	25,77
3,29	-1,81	21,32	35,08
3,76	-2,07	24,37	45,82
4,23	-2,33	27,42	57,99
4,70	-2,59	30,46	71,59

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso il basso: + kv

k _h	0,063	k _v	0,031
----------------	-------	----------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	0,26	3,05	0,72
0,94	0,52	6,09	2,86
1,41	0,78	9,14	6,44
1,88	1,04	12,19	11,45
2,35	1,29	15,23	17,90
2,82	1,55	18,28	25,77
3,29	1,81	21,32	35,08
3,76	2,07	24,37	45,82
4,23	2,33	27,42	57,99
4,70	2,59	30,46	71,59

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k _{a_sism}	0,283	δ _{sism} [°]	0,00
k _{AE}	0,319		

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	0,00	0,06	0,01
0,94	0,00	0,22	0,10
1,41	0,00	0,50	0,35
1,88	0,00	0,89	0,84
2,35	0,00	1,39	1,63
2,82	0,00	2,00	2,82
3,29	0,00	2,72	4,48
3,76	0,00	3,56	6,69
4,23	0,00	4,50	9,52
4,70	0,00	5,56	13,06

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso il basso: + kv

k _{a_sism}	0,283	δ _{sism} [°]	0,00
k _{AE}	0,317		

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0,47	0,00	0,09	0,02
0,94	0,00	0,37	0,17
1,41	0,00	0,83	0,59
1,88	0,00	1,48	1,39
2,35	0,00	2,32	2,72
2,82	0,00	3,34	4,70
3,29	0,00	4,54	7,47
3,76	0,00	5,93	11,15
4,23	0,00	7,51	15,87
4,70	0,00	9,27	21,77

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2
C1	1,00	1,30
C2	1,30	1,30
C3	1,50	1,50
CS1 (-kv)	0,00	0,00
CS1 (+kv)	0,00	0,00
CS2 (-kv)	0,00	0,00
CS2 (+kv)	0,00	0,00

SISM-1	SISM-2
1,00	1,00
1,00	1,00
0,20	0,20
1,00	0,00
0,00	1,00
1,00	0,00
0,00	1,00

Carico	SLE-RARA 1
C1	1,00
C2	1,00
C3	1,00
CS1 (-kv)	0,00
CS1 (+kv)	0,00
CS2 (-kv)	0,00
CS2 (+kv)	0,00

SLE-FREQ 1
1,00
1,00
0,75
0,00
0,00
0,00
0,00

SLE-QP
1,00
1,00
0,20
0,00
0,00
0,00
0,00

(C1): Pesì propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
(C3): Sovraccarico variabile

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0,47	8,23	2,76	0,59	10,69	2,76	0,59
0,94	16,45	7,07	2,84	21,39	7,07	2,84
1,41	24,68	12,92	7,48	32,08	12,92	7,48
1,88	32,90	20,31	15,23	42,77	20,31	15,23
2,35	41,13	29,25	26,81	53,46	29,25	26,81
2,82	49,35	39,72	42,96	64,16	39,72	42,96
3,29	57,58	51,74	64,40	74,85	51,74	64,40
3,76	65,80	65,31	91,84	85,54	65,31	91,84
4,23	74,03	80,41	126,03	96,23	80,41	126,03
4,70	82,25	97,06	167,67	106,93	97,06	167,67
h [m]	SISM-1			SISM-2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0,47	7,97	3,96	0,88	8,48	4,00	0,89
0,94	15,93	9,22	3,96	16,97	9,37	4,03
1,41	23,90	15,78	9,87	25,45	16,11	10,10
1,88	31,86	23,63	19,24	33,94	24,22	19,80
2,35	39,83	32,78	32,71	42,42	33,71	33,80
2,82	47,80	43,23	50,92	50,90	44,57	52,80
3,29	55,76	54,98	74,50	59,39	56,80	77,49
3,76	63,73	68,02	104,09	67,87	70,40	108,55
4,23	71,70	82,37	140,33	76,35	85,37	146,68
4,70	79,66	98,01	183,84	84,84	101,72	192,56
h [m]	SLE-RARA 1					
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]			
0,47	8,23	1,92	0,41			
0,94	16,45	5,03	1,99			
1,41	24,68	9,33	5,32			
1,88	32,90	14,81	10,94			
2,35	41,13	21,48	19,43			
2,82	49,35	29,33	31,32			
3,29	57,58	38,37	47,18			
3,76	65,80	48,60	67,57			
4,23	74,03	60,02	93,05			
4,70	82,25	72,62	124,17			

Cliente: Enel Green Power
 Commessa: Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro di sostegno piazzale

h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0,47	8,23	1,59	0,33	8,23	0,86	0,16
0,94	16,45	4,37	1,68	16,45	2,90	0,99
1,41	24,68	8,33	4,62	24,68	6,14	3,07
1,88	32,90	13,48	9,70	32,90	10,56	6,95
2,35	41,13	19,82	17,47	41,13	16,16	13,18
2,82	49,35	27,34	28,51	49,35	22,95	22,33
3,29	57,58	36,05	43,36	57,58	30,93	34,94
3,76	65,80	45,94	62,58	65,80	40,10	51,59
4,23	74,03	57,03	86,73	74,03	50,45	72,82
4,70	82,25	69,29	116,37	82,25	61,99	99,19

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 4,7m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	82	0	0
C2	0	59	93
C3	0	13	31
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	0	0
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-3	30	72
CS1 (+kV)	3	30	72
CS2 (-kV)	0	6	13
CS2 (+kV)	0	9	22

(C1): Pesi propri - strutturali e non
 (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
 (C3): Sovraccarico variabile
 (C4): Urto veicolo in svio
 (C5): Azione del vento
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 4,7m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	82	97	168
SLU-2	107	97	168
SLU-3	82	92	156
SLU-4	107	92	156
ECC	82	62	99
SISM-1	80	98	184
SISM-2	85	102	193
SLE-RARA-1	82	73	124
SLE-RARA-2	82	69	116
SLE-FREQ-1	82	69	116
SLE-FREQ-2	82	62	99
SLE-QP	82	62	99

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 4,7m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	80	102	193
SLE-RARA	82	73	124
SLE-FREQ	82	69	116
SLE-QP	82	62	99

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C25/30	R _{ck} =	30	N/mm²	f _{ck} =	25 N/mm²
γ _c =	1,5	α _{cc} =	0,85		f _{cd} =	14,17 N/mm²
		E _c =	31476	N/mm²	f _{ctm} =	2,56 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1,15	ε _{se} ¹ =	1,96		f _{yd} =	391,30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base	n.		ø(mm)	A _s (mm²)
H =	700	mm altezza	5		12	565
c =	40	mm coprifer.	Lato valle		-	-
N _{Ed} positivo di compressione			5		16	1005
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione			Lato monte		-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore			Σ		1571	mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} M _{Rd}
ENV-SLU	incastro con paramento	79,66	192,56	101,72	273,10	0,71
Taglio						
φ _{staffe} =	10	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2,5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} V _{Rd}
ENV-SLU	incastro con paramento	218,02	-	-	218,02	0,47
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	245,8	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	15,00	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360,00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	11,25	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-RARA	incastro con paramento	82,25	124,17	3,24	167,30	
ENV-QP	incastro con paramento	82,25	99,19	2,59	125,90	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura	Poco sensibile			
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0,4	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	280	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro con paramento	82,25	116,37	3,04	154,30	
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0,3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	240	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-QP	incastro con paramento	82,25	99,19	2,59	125,90	

La seguente tabella sintetizza i risultati prodotti con l'utilizzo del software GELFI - VCA SLU.

Cliente:	Enel Green Power
Commessa:	Concessione Travale - Nuova postazione 'Montieri 7'
Argomento	Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata:	Muro di sostegno piazzale

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 12 / 20
		lato monte	φ 16 / 20
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 12 / 20
		lato monte	φ 12 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 10 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 16 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 12 / 20
		inferiore	φ 12 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 10 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 16 / 20
		inferiore	φ 16 / 20
	Armatura longitudinale	superiore	φ 12 / 20
		inferiore	φ 12 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 10 / 40 X 40