

A90 Svincolo Tiburtina:
Intervento di potenziamento dallo svincolo
"Centrale del Latte" allo svincolo A24
2^a fase funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM105

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGIN S.p.A. (capogruppo mandataria)
CREW Cremonesi Workshop S.r.l - TECNOSISTEM S.p.A
ART Risorse Ambiente Territorio S.r.l - ECOPLAME S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Claudio TURRINI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Andrea AVETA

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Ivo FRESIA



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Pasquale PISANO

PROTOCOLLO

DATA

_____ 201_

PROGETTO OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO CARR. EST.

Relazione tecnica e di calcolo MURO DI SOTTOSCARPA COMPL. EST. (SPALLA VI05)

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

D P R M 1 0 5 D 2 0

T00 OS11 STR RE01 A

CODICE

T 0 0 O S 1 1 S T R R E 0 1

A

FI AR.

A

Prima emissione in bozza

06/2021

V.Ricciardi

P. Valente

L.Infante

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	1
1.1	Descrizione dell’opera	1
2	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	3
3.1	Calcestruzzo per Muri	3
3.2	Acciaio per calcestruzzo armato	3
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	4
4.1	Terreno di riempimento e rinterro	5
4.2	Terreno di fondazione	5
4.3	Vita nominale e classe d’uso	5
4.4	Parametri di pericolosità sismica	5
5	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	7
5.1	Metodo agli stati limite ed approcci di progetto	7
5.2	Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno	9
5.3	Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica	11
5.4	Prescrizioni generali per le verifiche dovute a carichi eccezionali	11
6	CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE	12
6.1	Verifiche geotecniche	12
6.1.1	Verifica allo scorrimento	12
6.1.2	Verifica a ribaltamento	13
6.1.3	Verifica di stabilità globale	13
6.1.4	Verifica a carico limite per fondazioni superficiali	14
6.2	Verifiche Strutturali- SLU	16
6.2.1	Pressoflessione	16
6.2.2	Taglio	17

6.2.3	Verifiche strutturali- SLE	19
6.2.4	Stato limite di limitazione delle tensioni	19
6.2.5	Stato limite di fessurazione.....	19
7	<i>ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....</i>	20
7.1	Pesi propri e carichi permanenti	20
7.2	Spinte del terreno in fase statica	20
7.3	Spinta del terreno in presenza di falda.....	22
7.4	Coefficienti sismici.....	22
7.5	Spinte del terreno in fase sismica.....	23
7.6	Combinazioni di carico	23
8	<i>CODICI DI CALCOLO</i>	24
8.1	Affidabilità dei codici di calcolo.....	25
8.2	Informazioni generali sull'elaborazione	25
8.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	25
9	<i>ANALISI E VERIFICHE DEL MURO DI SOTTOSCARPA</i>	25
9.1.1	Risultati e Sollecitazioni	26
9.1.2	Armatura paramento e piastra fondazione	27
9.1.3	Verifiche allo SLE.....	28
10	<i>TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</i>	29

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici del **“Progetto definitivo 2° stralcio funzionale A90 – SVINCOLO TIBURTINA- Intervento di potenziamento dallo svincolo CENTRALE DEL LATTE allo svincolo A24”**. L’opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra nel progetto delle **“Opere d’arte minori-Opere di sostegno complanare esterna”**. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento del **“MURO DI SOTTOSCARPA COMPL. EST. (SPALLA VI05)”**.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all’opera.

1.1 Descrizione dell’opera

L’opera consiste in un muro di sottoscarpa lungo 67.35 m a protezione della spalla VI05. Si riporta la planimetria e lo sviluppo longitudinale del muro di sottoscarpa in esame:

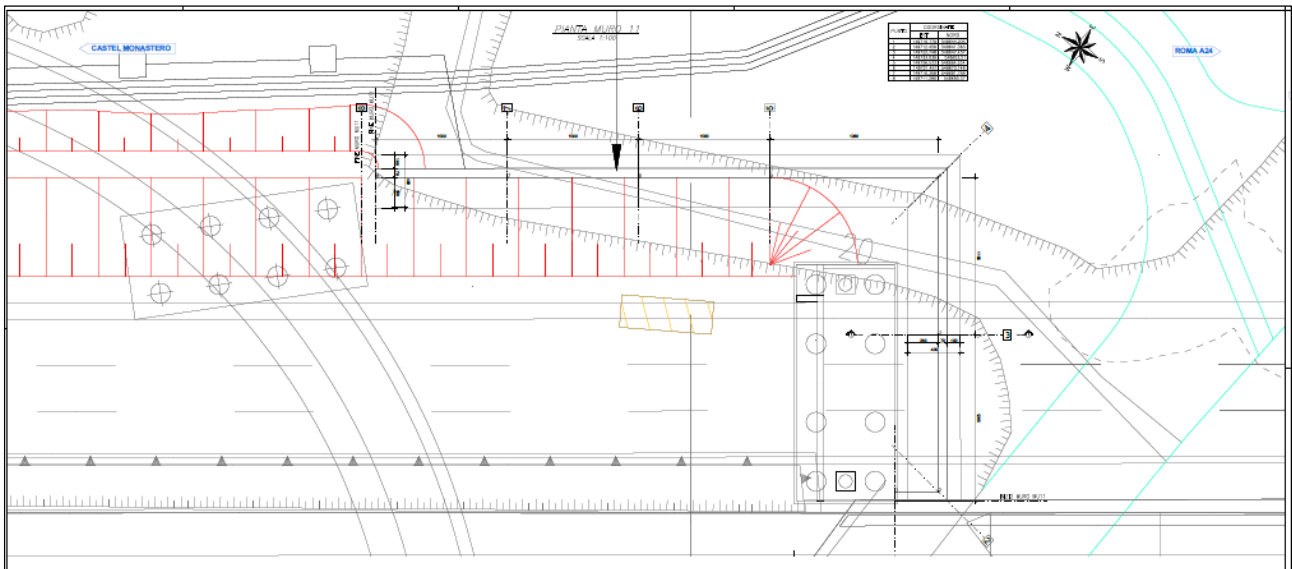


Figura 1: planimetria muro di sottoscarpa

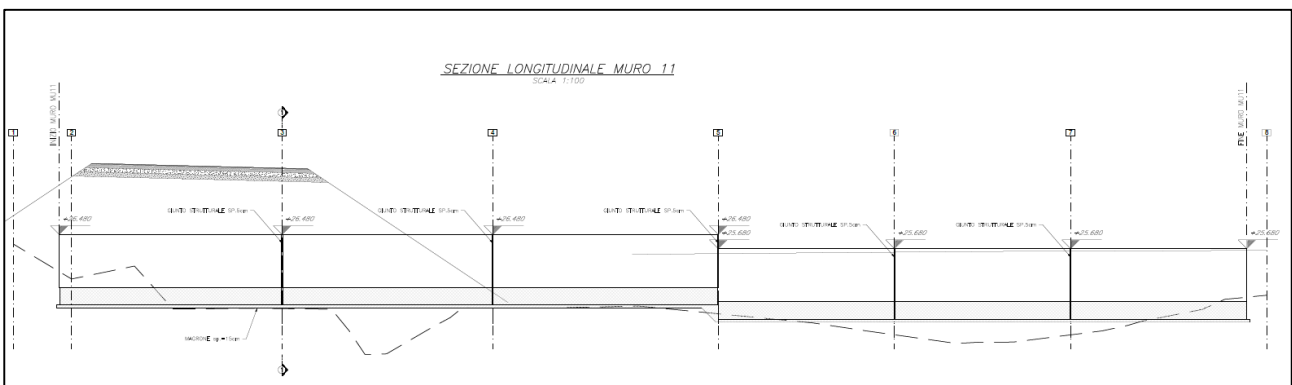


Figura 2: profilo longitudinale muro di sottoscarpa

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche del muro di sottoscarpa ed a seguire alcune immagini rappresentative delle sezioni trasversali di calcolo analizzate.

Paramento		Fondazione			
Spessore [m]	H [m]	L [m]	Spessore [m]	Mensola monte [m]	Mensola Valle [m]
0.70	3.0	4.0	1.0	2.30	1.0

Tabella 1: caratteristiche geometriche muro di sottoscarpa

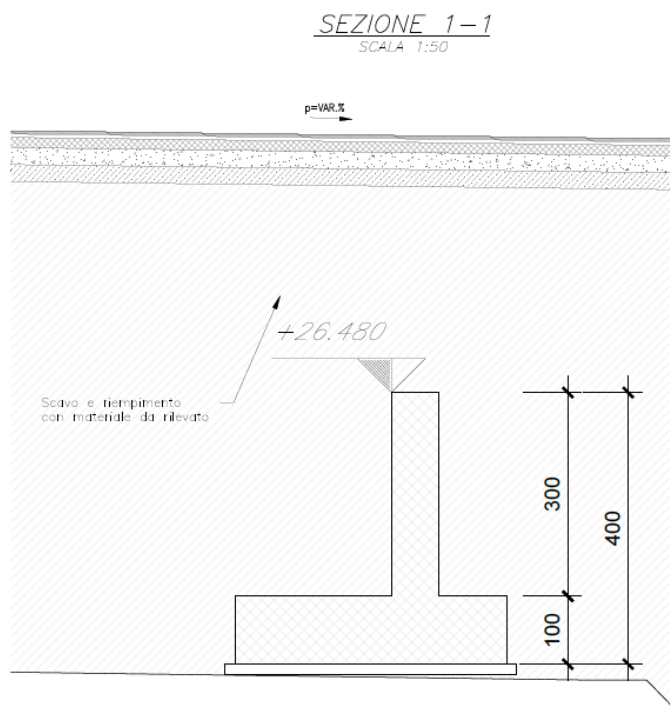


Figura 3: sezione trasversale muro di sottoscarpa MU11

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento.

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSSLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito sono riportati per ciascuno materiale, i valori delle resistenze e parametri generali da adottare in sede di calcolo secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

Di seguito sono riportati per ciascuno materiale, i valori delle resistenze e parametri generali da adottare in sede di calcolo secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

3.1 Calcestruzzo per Muri

Per le strutture in esame si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C32/40	Classe minima di consistenza
XC4	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$	S3 – S4

Tabella 2: caratteristiche calcestruzzo per muri

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	[-]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.09	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.71	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33642.8	N/mm ²

Tabella 3: caratteristiche meccaniche calcestruzzo per muri

Copriferro netto: 50mm

3.2 Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo le NTC18 avente le seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità longitudinale	E_s	=	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1,15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt k}$	≥	7,50%	[-]
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391,3	[MPa]

Tabella 4: caratteristiche meccaniche acciaio

Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_S = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Analizzando il profilo geologico-geotecnico emerge quanto di seguito riportato. Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si rimanda alla Relazione Geotecnica.

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

Unità geotecnica	Profondità da p.p. [m]	Tipo di sottosuolo
Terreno di riporto	0 - 5	C
PR	>5	

Tabella 5: unità geologiche del sito

Terreno di riporto	
$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ$	angolo di attrito
$C_u = 50 \div 120 \text{ kPa}$	resistenza a taglio in condizioni non drenate
$E_0 = 170 \div 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Tabella 6: caratteristiche geotecniche del terreno di riporto

Unità PR (sabbia limosa e limo sabbioso)	
$\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa} \text{ (} 10 \text{ kPa)}$	coesione drenata (valore di progetto)
$\varphi' = 31 \div 33^\circ \text{ (} 32^\circ)$	angolo di attrito (valore di progetto)
$E = 110 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)
$E'_{op} = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

Tabella 7: caratteristiche geotecniche unità PR

Il livello di falda da utilizzare nelle analisi deve tenere conto della relativa variabilità lungo i tratti interessati dalla realizzazione delle opere, nonché del livello medio di approfondimento del piano di posa delle fondazioni dei muri in funzione del tipologico di riferimento rispetto al piano campagna. Nel progetto in esame la falda non interessa il volume significativo dell'opera in quanto essa è stata individuata a -7m da p.c..

4.1 Terreno di riempimento e rinterro

Il terreno di rinterro dell'opera è costituito da terreno di rilevato stradale per il quale sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Terreno di rinterro a tergo del muro (rilevato stradale)	
$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

Tabella 8: caratteristiche geotecniche terreno di rinterro

4.2 Terreno di fondazione

Per il terreno di fondazione dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

terreno di riporto	
$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Tabella 9: valori geotecnici di progetto unità AL

Unità PR (sabbia limosa e limo sabbioso)	
$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 32^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Tabella 10: valori geotecnici di progetto unità PR

4.3 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U).

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 50$ anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 2.0$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

4.4 Parametri di pericolosità sismica

La categoria di sottosuolo riportata nella relazione geotecnica è la **categoria di sottosuolo C**.

Per l'individuazione dei parametri di pericolosità sismica, del caso in esame, è stato consultato il sito <https://www.acca.it/edilus-ms/>. Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
41.92957293	12.60454902			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
41.931299	12.605337			
Altitudine (mt)	33			
Classe dell'edificio	IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche i ▼			
Vita Nominale Struttura	50 ▼			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	100			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	60	0.067	2.490	0.274
Danno	101	0.083	2.489	0.279
Salvaguardia Vita	949	0.182	2.572	0.290
Prevenzione Collasso	1950	0.225	2.533	0.303

Figura 4: individuazione della pericolosità sismica del sito

ag [g]	0.182	S [-]	1.418
Fo [-]	2.572	η [-]	1.000
T*C [s]	0.29	TB [s]	0.153
SS [-]	1.418	TC [s]	0.458
CC [-]	1.58	TD [s]	2.328
ST [-]	1.000		

Tabella 11: parametri sismici allo SLV

5 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l’effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente per il muro di sottoscampa in esame.

5.1 Metodo agli stati limite ed approcci di progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dalle NTC 2018, con i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d.$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto

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

E_d è il valore di progetto dell’effetto delle azioni

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

oppure

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

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 delle NTC 2018, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I delle NTC 2018 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al §2.5.3 delle NTC 2018, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto:

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme terreno-opera interagente (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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_{Q1}	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.

5.2 Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno

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, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnica (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

In condizioni statiche, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche, in condizioni statiche, devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I di seguito riportata.

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	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Come già specificato al paragrafo precedente, trattandosi nel caso specifico di opere soggette ad azioni da traffico veicolare, in luogo dei coefficienti generici di cui alle Tab 6.2.I, si è fatto riferimento a quelli di cui alle Tab. 5.I.V e 5.I.VI del già citato DM.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno; nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, salvo casi particolari in cui, in

relazione caratteristiche meccaniche dei terreni ed alle modalità costruttive, è possibile portare in conto un'aliquota di tale resistenza, nella misura massima del 50% del valore teorico.

5.3 Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD). Le verifiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III riportata in seguito:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per i muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi riportati al §7.11.3.5. delle NTC2018. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al §7.11.4. ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente $\gamma_R=1.2$.

Il §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguite mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

g accelerazione di gravità;

$a_{\max} = S_S S_T a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, come già definiti nell'ambito del precedente paragrafo §0);

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD). Inoltre, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica con distribuzione triangolare.

5.4 Prescrizioni generali per le verifiche dovute a carichi eccezionali

Con riferimento al § 5.1.3.13 del D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, si puntualizza che le azioni d'urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al disopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento). Occorre pertanto verificare

la resistenza del muro di sostegno cui sono collegate le barriere di sicurezza nei confronti delle azioni da urto veicolare. Tali azioni, si ricorda, sono azioni eccezionali, quindi caratterizzate da coefficienti di sicurezza dei materiali e da coefficienti di amplificazione dei carichi unitari. Per le verifiche strutturali e geotecniche relative alla struttura in oggetto si fa riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò è stata individuata la combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + P + A_d + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \gamma_{Qi} Q_{ki})$$

dove:

γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi –

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell’azione variabile di base in ogni combinazione

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile

Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

6 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante le procedure e i criteri di calcolo adottati per l’effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente suddividendole in:

- **Verifiche geotecniche**
- **Verifiche strutturali**

6.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche sono quelle che coinvolgono la resistenza del terreno nell’ambito di quelle prescritte dalla normativa. Esse sono:

- **Verifica allo scorrimento**
- **Verifica a carico limite**
- **Verifica a ribaltamento**
- **Verifica di stabilità globale**

6.1.1 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (F_r) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale γ_r stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (F_s) risulti non inferiore all’unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

ovvero che il rapporto F_r/F_s risulti non inferiore di γ_r , fissato dalla normativa pari ad **1,1** in condizioni statiche e **1** in condizioni sismiche.

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito lungo la base della fondazione.

Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \varphi$$

In casi particolari specificati dalla normativa è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva S_p del terreno a valle del muro.

La valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti A ed M fissati dalla normativa per la combinazione di verifica specifica.

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro - terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto quanto segue:

per $\varphi' < 30^\circ$ allora $\mu = \operatorname{tg} \varphi'$;

per $\varphi' > 35^\circ$ allora $\mu = 0.85 \operatorname{tg} \varphi'$;

per $30^\circ \leq \varphi' \leq 35^\circ$ allora μ si ricava per interpolazione lineare

In condizioni sismiche, la forza mobilitante per muri di sostegno diretti viene calcolata secondo il metodo pseudostatico considerando un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38.

6.1.2 Verifica a ribaltamento

La verifica al ribaltamento di un muro di sostegno, prevede la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti del meccanismo di rotazione dell'opera rispetto al vertice esterno della fondazione.

Nella fattispecie, detti M_{rib} , momento delle azioni ribaltanti, e M_{sta} , momento delle azioni stabilizzanti, occorrerà verificare quanto segue:

$$M_{sta} / R \geq M_{rib}$$

In accordo a quanto prescritto dalla normativa vigente, la verifica a ribaltamento deve essere effettuata in condizioni statiche secondo l'approccio 2 (A1+ M1+R3) in cui i coefficienti parziali γ_R pari a **1.15** si applicano alle azioni stabilizzanti. In condizioni sismiche, la verifica deve essere effettuata ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando un coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni stabilizzanti γ_R pari a **1.0**. Lo stato limite di ribaltamento in condizioni sismiche deve essere trattato impiegando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli indicati al par. 7.3. e comunque non superiori all'unità.

Tale verifica perde di significato nel caso di muri su pali.

6.1.3 Verifica di stabilità globale

Le NTC 2018 affrontano il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi. Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”.

Il punto 6.8 delle NTC 2018 e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

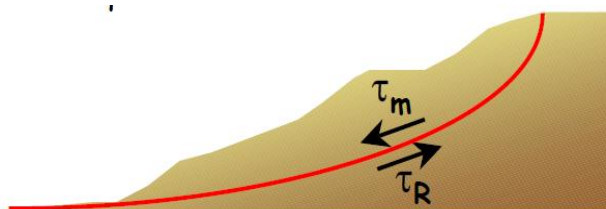
In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata in condizioni statiche:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

In condizioni sismiche in accordo alle prescrizioni al § 7.11.4. le resistenze di progetto devono essere calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R=1.2$.

Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa. In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Figura 5: illustrazione superficie di scorrimento

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di Bishop, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

6.1.4 Verifica a carico limite per fondazioni superficiali

I tratti di muro tipologico 02 presentano una fondazione diretta. Pertanto, si riporta nel presente paragrafo una trattazione teorica della valutazione del carico limite delle fondazioni dirette secondo il criterio di Brinch-Hansen:

Dette:

- c Coesione
- V Azione tagliante
- φ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno

- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- q_{ult} Carico ultimo della fondazione

Risulta:

Caso generale

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

Caso di terreno puramente coesivo $\varphi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c, s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c, i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico, b_c, b_q e b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c, g_q e g_γ sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggi su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = Kp e^{\pi tg\varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1)ctg\varphi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)tg\varphi$$

Fattori di forma

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$ $s_q = 1 + \frac{B}{L} tg\phi$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

**Fattori inclinazione del piano
di posa della fondazione**

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2\eta^\circ \phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta^\circ \phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5tg\beta)^\circ$

Si precisa infine che, in relazione alle specifiche di normativa, al valore di q_{ult} determinato con i criteri di cui sopra, va applicato un coefficiente parziale di sicurezza γ_R pari ad **1.4** per le verifiche in fase statica ovvero pari ad **1.2** per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, i coefficienti di sicurezza q_{ult}/q_d , dovranno risultare non inferiori ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

6.2 Verifiche Strutturali- SLU

Le verifiche strutturali allo SLU (Stato Limite Ultimo) sono quelle che riguardano l’attingimento della resistenza degli elementi strutturali. Esse sono:

- **Verifica a pressoflessione**
- **Verifica a taglio**

Come per le verifiche geotecniche (ad eccezione della verifica di stabilità globale), esse devono essere condotte secondo l’approccio 2 (A1+M1+R3).

6.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

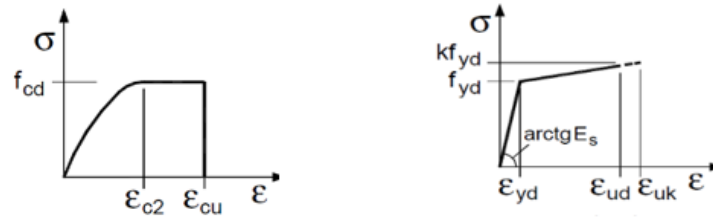


Figura 6: legami costitutivi calcestruzzo e acciaio

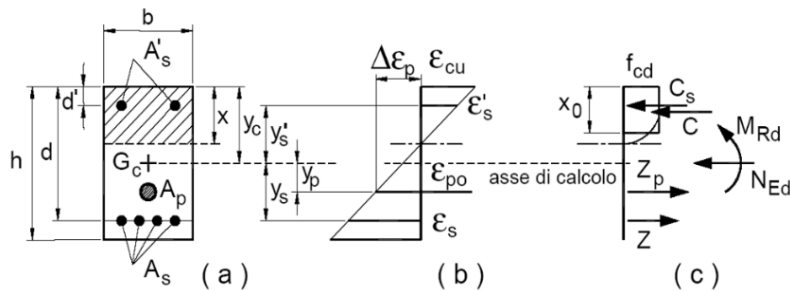


Figura 7: Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.2.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{\alpha}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w d);$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

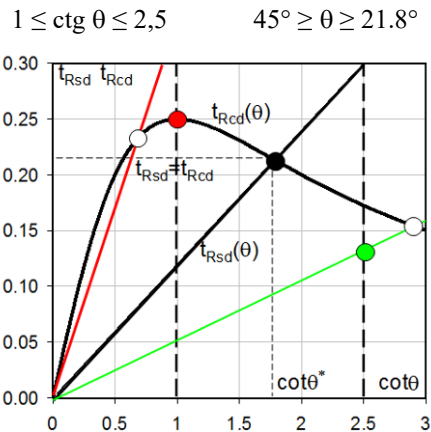
$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

essendo:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC 2018, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.



L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

ω_{sw} = percentuale meccanica di armatura trasversale $\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$;

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

6.2.3 Verifiche strutturali- SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l’ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

6.2.4 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l’acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche “Rara” e “Quasi Permanente”; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo “non reagente a trazione” adottando come limiti di riferimento quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

riferimento,

Per il caso in esame risulta in particolare:

CALCESTRUZZO ELEVAZIONE/FONDAZIONE C32/40

$\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$	14.4	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
$\sigma_{c,max,R.} = 0,60 f_{cK}$	19.2	MPa	(combinazione di carico Rara)

Tabella 12: limiti tensione calcestruzzo

ACCIAIO

$\sigma_{f,max} = 0,80 f_{yK}$	360	MPa	(combinazione di carico Rara)
--------------------------------	-----	-----	-------------------------------

Tabella 13: limiti tensione acciaio

6.2.5 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l’ampiezza dell’apertura delle fessure sotto combinazione di carico “Frequente” e combinazione “Quasi Permanente”.

Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive di tipo XC4; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In relazione all’aggressività ambientale e alla sensibilità dell’acciaio, l’apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente.

Tabella 14 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	≤w2	ap. fessure	≤w3

		Quasi Permanente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$
c	Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w1$
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$

Risultando:

$w1 = 0.2 \text{ mm}$;

$w2 = 0.3 \text{ mm}$;

$w3 = 0.4 \text{ mm}$.

Pertanto dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente : $w \leq 0.2 \text{ mm}$

Combinazione Frequente : $w \leq 0.3 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/2019.

7 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

7.1 Pesì propri e carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

Calcestruzzo strutturale $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

terreno di rinterro:	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
-----------------------------	------------------------------

Tabella 15: pesi di unità di volume calcestruzzo e terreno di rinterro

7.2 Spinte del terreno in fase statica

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.

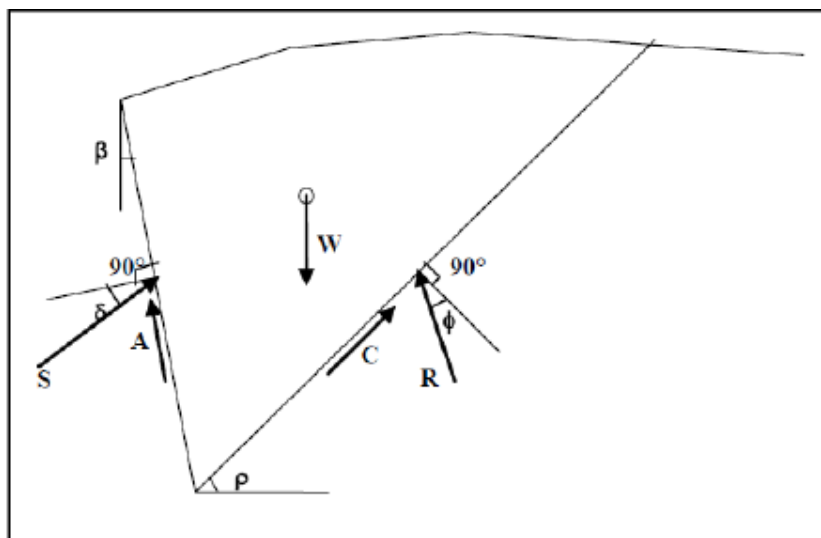


Figura 8: schema metodo di Culmann per calcolo della spinta

Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, di cui al §10 sono riportati gli estremi, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza dz , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i ; ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 2/3\varphi'$ mentre, per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

per $\varphi < 30^\circ$ $\delta = \text{tg } \varphi'$;

per $\varphi > 35^\circ$ $\delta = 0.85 \text{ tg } \varphi'$;

per $30^\circ \leq \varphi \leq 35^\circ$ δ si ricava per interpolazione lineare

Infine, l'adesione c_a terra-opera sarà considerata nulla.

7.3 Spinta del terreno in presenza di falda

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

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, il regime di spinta non è influenzato dalla presenza della falda.

7.4 Coefficienti sismici

Il §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguite mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\text{max}}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

g accelerazione di gravità;

$a_{\text{max}} = S_S S_T a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, come già definiti nell'ambito del precedente paragrafo §40);

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

7.5 Spinte del terreno in fase sismica

Per muri indeformabili, tra i quali rientrano gli scatolari e quelli aventi pareti adeguatamente contrastate, le spinte del terreno in fase sismica, devono essere determinate mediante la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H è pari a: $\Delta SE = Kh \cdot \gamma \cdot H^2$.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera. Utilizzando la formulazione seguente:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma \cdot H^2 = E$$

Dove γ rappresenta il peso del volume di terreno che interagisce con l'opera, H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso), S è il coeff. di amplificazione locale mentre a_g è la PGA.

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann come già illustrata al precedente paragrafo, inserendo nell'equazione risolutiva anche la forza di inerzia del cuneo di spinta. In accordo con quanto definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Pertanto nel caso nel muro in esame che presenta una fondazione superficiale si considera un β_m pari a 0.38 e una distribuzione triangolare dell'incremento di spinta.

7.6 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro di sostegno in c.a. gravante sul muro in terra rinforzata.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

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

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

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

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

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 10 - SLER

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

Combinazione n° 11 - SLEF

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

Combinazione n° 12 - SLEQ

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

8 CODICI DI CALCOLO

Tutte le Analisi e Verifiche espone nel presente documento sono state effettuate con l’Ausilio dei seguenti Software di calcolo:

- “MAX - ver 15” (Analisi e Calcolo Muri di Sostegno) prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS) specifico da licenza n° AIU5041GP intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI);
- “PresFle+ ver 5.15” (Verifiche di sezioni in cemento armato) prodotto e distribuito dalla Concrete srl, identificato nello specifico da licenza n° 4552054 intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI);
- “Fogli di Calcolo Excel Autoprodotti”.

8.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.2 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

8.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

9 ANALISI E VERIFICHE DEL MURO DI SOTTOSCARPA

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello di calcolo adottato per il MURO DI SOTTOSCARPA COMPL. EST. (SPALLA VI05).

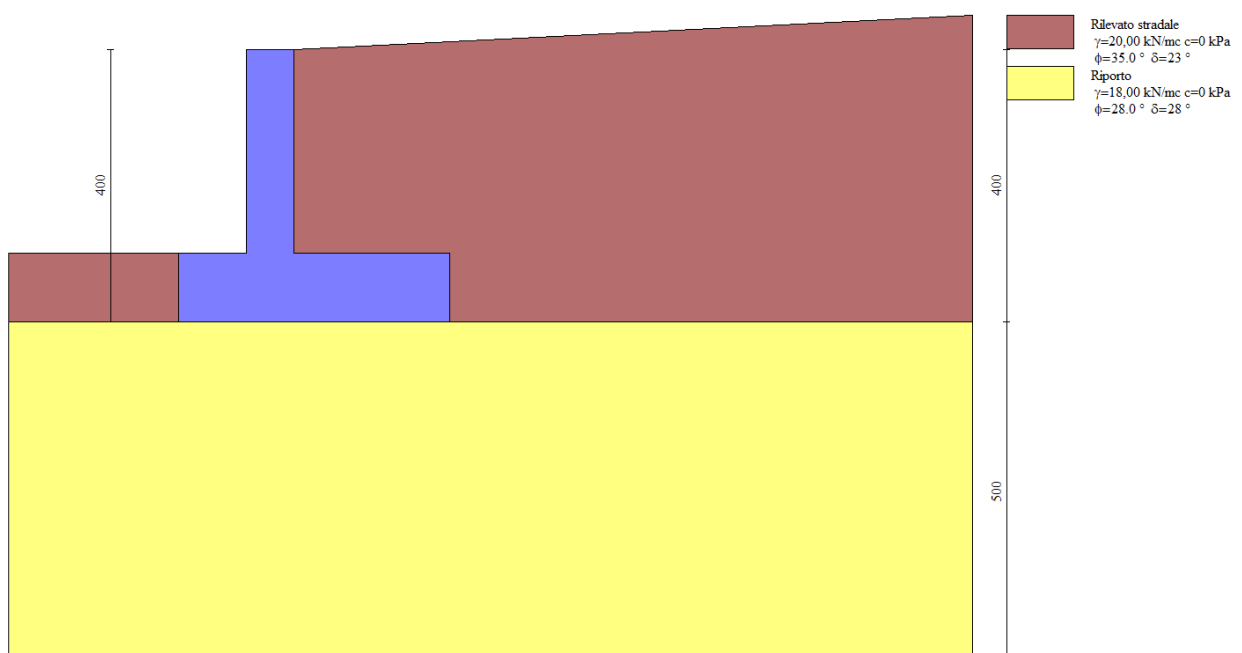


Figura 9: modello di calcolo

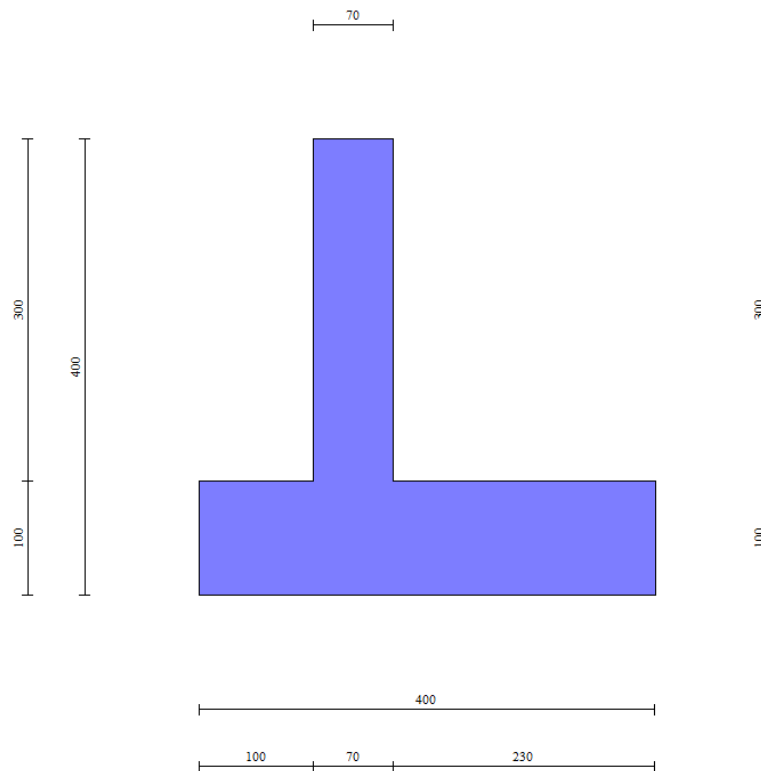


Figura 10: sezione trasversale del muro di sostegno in c.a.

9.1.1 Risultati e Sollecitazioni

Si riportano i risultati relativi alle verifiche geotecniche in condizioni statiche e sismiche:

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		3,288	3,942	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	2,193	3,305	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	2,088	3,600	--	--	--	--
4	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,830	--	--
5	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1,819	--	--
6	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1,779	--	--
7	EQU (A1-M1-R3)		--	--	10,881	--	--	--
8	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	5,183	--	--	--
9	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	3,799	--	--	--

Figura 11: Fattori di sicurezza verifiche statiche e sismiche

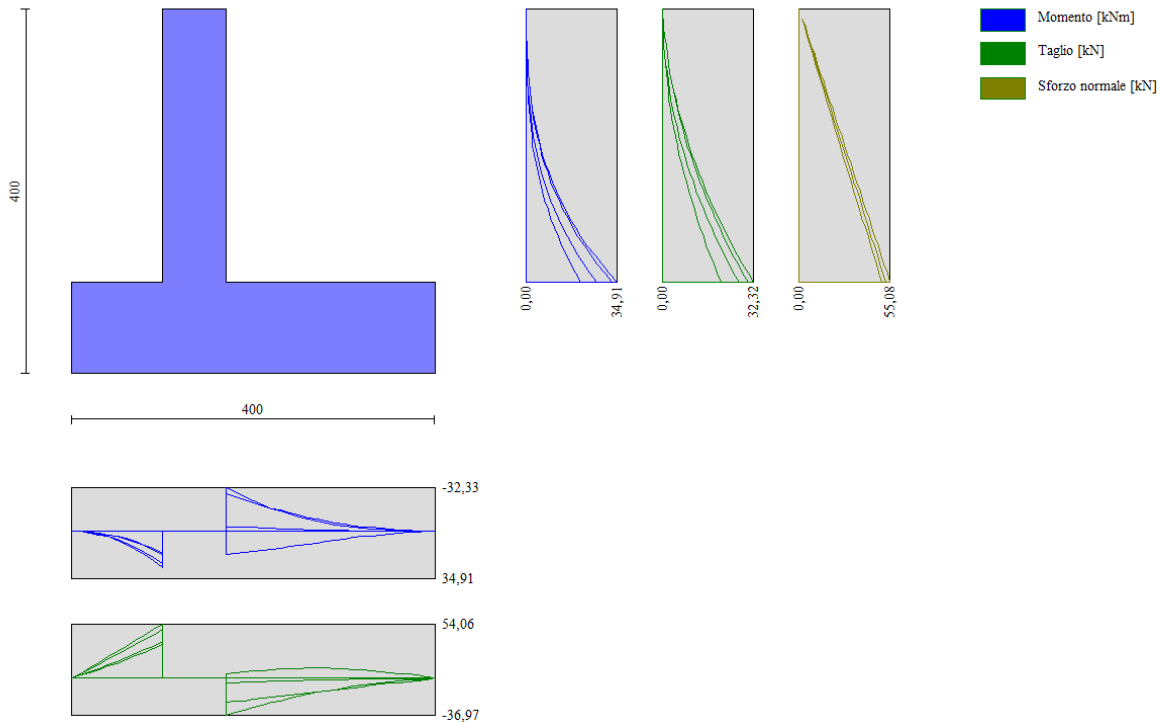


Figura 12: Inviluppo delle sollecitazioni sul paramento del muro di sostegno- combinazioni statiche e sismiche

9.1.2 Armatura paramento e piastra fondazione

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo del paramento e della piastra di fondazione.

Tabella 16: armature paramento e piastra di fondazione

Armatura a flessione			Armatura a flessione		
Elemento	Lato monte	Lato valle	Elemento	Lato inferiore	Lato superiore
Paramento	Φ12/20	Φ12/20	Piastra fondazione	Φ12/20	Φ12/20

Si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione e a taglio:

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE						
Elemento		b	h	M _{Ed}	N _{Ed,min}	Armature	c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kN]		[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Paramento	monte	1000	700	41,0	57,0	φ12/20	50	650	247,0	6,02
	valle					φ12/20				
Fondazione	Superiore	1000	1000	36,2		φ12/20	50	950	203,3	5,62
	Inferiore					φ12/20				

Figura 13: verifica a pressoflessione

Si riporta la verifica per elementi non armati a taglio. Tuttavia si dispongono spilli φ10/40x40 e ripartitori φ10/20 sia in fondazione che nel paramento.

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	As (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _t	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Ret} (KN)	F.S.
Paramento	1000	700	50	650	5	12	565,2	0	35,00	0	0,001	1,55	33,2	0,39	254,11	172,67	4,93
Fondazione	1000	1000	50	950	5	12	565,2	0	51,53	0	0,001	1,46	33,2	0,36	337,57	208,66	4,05

Figura 14: verifica per elementi non armati a taglio

9.1.3 Verifiche allo SLE

Ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio si è provveduto a verificare che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai valori limite riportati nella seguente tabella:

CALCESTRUZZO ELEVAZIONE/FONDAZIONE C32/40

σ _{c,max,Q.P.} = 0,45 f _{ck}	14.4	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
σ _{c,max,R.} = 0,60 f _{ck}	19.2	MPa	(combinazione di carico Rara)

Tabella 17: limiti tensione calcestruzzo

ACCIAIO

σ _{f,max} = 0,80 f _{yK}	360	MPa	(combinazione di carico Rara)
---	-----	-----	-------------------------------

Tabella 18: limiti tensione acciaio

nonché di verificare che l'apertura delle fessure sia inferiore al valore limite di w₁=0,2mm (Classe di esposizione XC2 ed armature poco sensibili).

Pertanto dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente : w ≤ 0.2mm

Combinazione Frequente : w ≤ 0.3mm

Verifica delle tensioni	I _p [-]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	CLS 25/30			ACCIAIO B450C		
				σ _c [Mpa]	σ _{c,max} = 0,6 f _{ck} [Mpa]	FS	σ _f [Mpa]	σ _{f,max} = 0,8 f _{yk} [Mpa]	FS
Combinazione rara	paramento	54,4	27,1	1,2	19,2	16,70	30,7	360,0	11,73
	fondazione	-	15,4	0,4	19,2	44,65	14,3	360,0	25,25

Verifica delle tensioni	I _p [-]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	CLS C25/30		
				σ _c [Mpa]	σ _{c,max} = 0,45 f _{ck} [Mpa]	FS
Combinazione quasi permanente	paramento	54,4	27,1	1,2	14,4	12,00
	fondazione	0,0	15,4	0,4	14,4	33,49

Le verifiche risultano essere soddisfatte. La sezione inoltre risulta essere non fessurata.

10 TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

Dati

Materiali

Simbologia adottata

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

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	C32/40	C32/40	B450C	25,0000	40000	33642648	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

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

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

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	10,00	0,50	2.862

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 67.35 [m]

Paramento

Materiale	C32/40	
Altezza paramento	3,00	[m]
Altezza paramento libero	3,00	[m]
Spessore in sommità	0,70	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,70	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	1,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	2,30	[m]
Lunghezza totale	4,00	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	1,00	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]

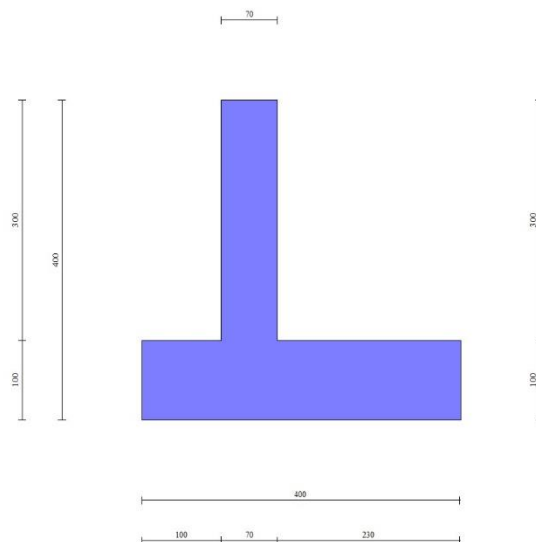


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

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

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Rilevato stradale	20,0000	20,0000	35,000	23,330	0	0	---	---
2	Riporto	18,0000	18,0000	28,000	28,000	0	0	---	---

Parametri di deformabilità

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
Ed	Modulo edometrico, espresso in [kPa]
CR	Rapporto di compressione
RR	Rapporto di ricomprensione
OCR	Grado di sovraconsolidazione

n°	Descr	E [kPa]	ν	Ed [kPa]	CR	RR	OCR
1	Rilevato stradale	50000	0,300	0	0,000	0,000	1,000
2	Riporto	20000	0,300	0	0,000	0,000	1,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	4,00	0.000	Rilevato stradale	---	---	---	---	---
2	5,00	0.000	Riperto	---	---	---	---	---

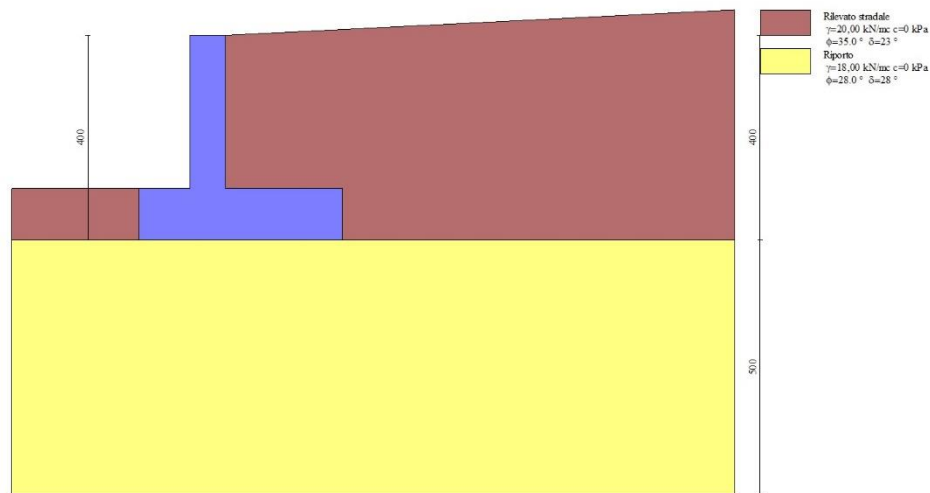


Fig. 2 - Stratigrafia

Normativa

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

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

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

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

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

Descrizione combinazioni di carico

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

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

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

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

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

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

Combinazione n° 10 - SLER

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

Combinazione n° 11 - SLEF

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

Combinazione n° 12 - SLEQ

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

Dati sismici

Comune	Roma
Provincia	Roma
Regione	Lazio
Latitudine	41.933189
Longitudine	12.601168
Indice punti di interpolazione	28292 - 28070 - 28069 - 28291
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	1.790	0.814
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.182	0.083
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.572	2.508
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	T _C *		0.290	0.284
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	S _s		C	1.418
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	S _t		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	9.832	4.916
Ultimo - Ribaltamento	0.570	14.748	7.374
Esercizio	0.470	5.850	2.925

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

Opzioni di calcolo

Spinta

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

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_c$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato	il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

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

Altro

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

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Metodo di calcolo delle tensioni	Boussinesq
Metodo di calcolo dei cedimenti	Elastico
Profondità calcolo cedimenti	Automatica
ΔH massimo suddivisione strati	0,50 [m]

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

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

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]					
1	Spinta statica	55,49	23,33	50,96	21,98	2,30	-2,63					
	Peso/Inerzia muro							0,00	152,50/0,00	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							0,00	140,64/0,00	1,16	-1,47	
2	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63					
	Incremento di spinta sismica							12,96	11,90	5,13	2,30	-2,63
	Peso/Inerzia muro							14,99	152,50/7,50	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							13,83	140,64/6,91	1,16	-1,47	
3	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63					
	Incremento di spinta sismica							8,90	8,17	3,52	2,30	-2,63
	Peso/Inerzia muro							14,99	152,50/-7,50	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							13,83	140,64/-6,91	1,16	-1,47	
10	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63					
	Peso/Inerzia muro							0,00	152,50/0,00	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							0,00	140,64/0,00	1,16	-1,47	
11	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63					
	Peso/Inerzia muro							0,00	152,50/0,00	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							0,00	140,64/0,00	1,16	-1,47	
12	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63					
	Peso/Inerzia muro							0,00	152,50/0,00	0,08	-2,81	
	Peso/Inerzia terrapieno							0,00	140,64/0,00	1,16	-1,47	

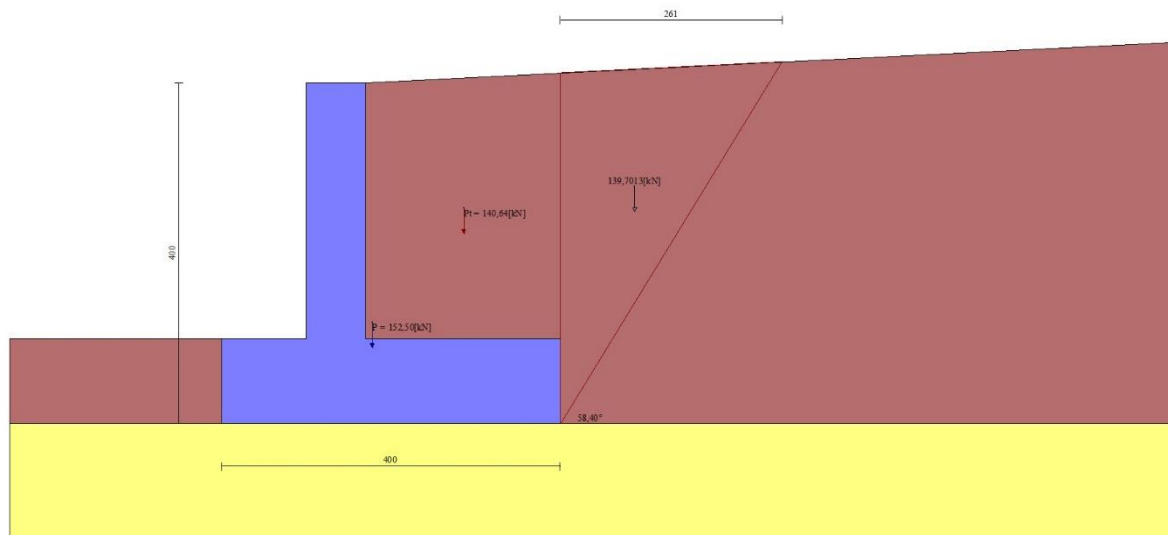


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

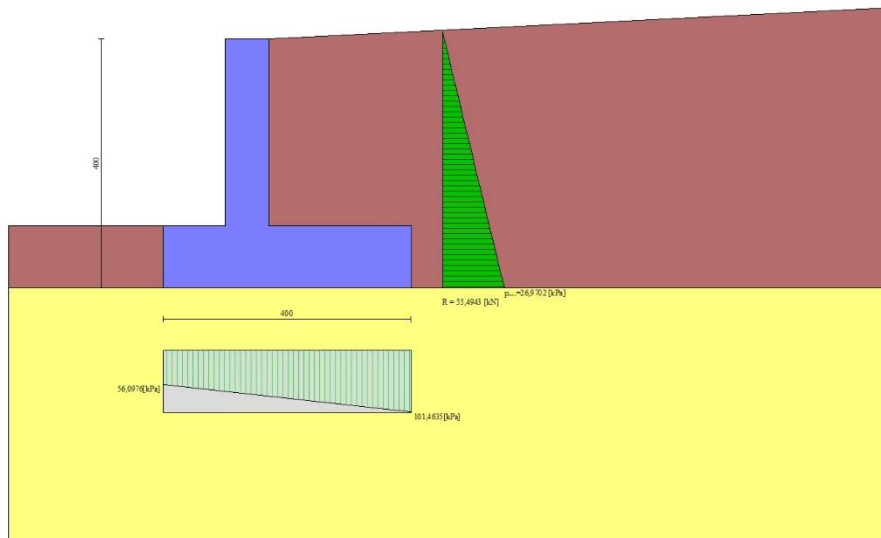


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

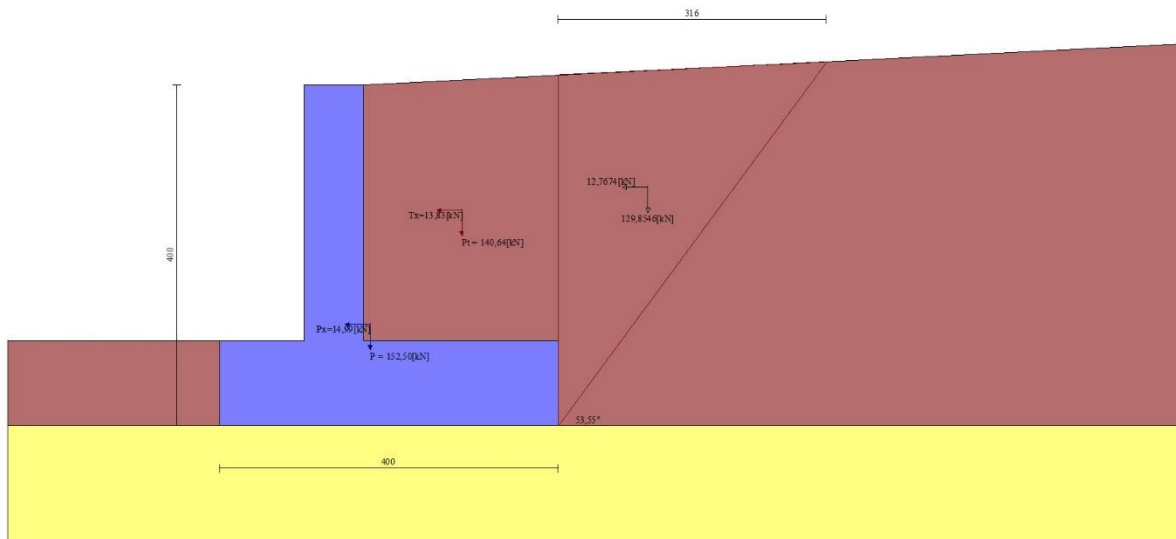


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

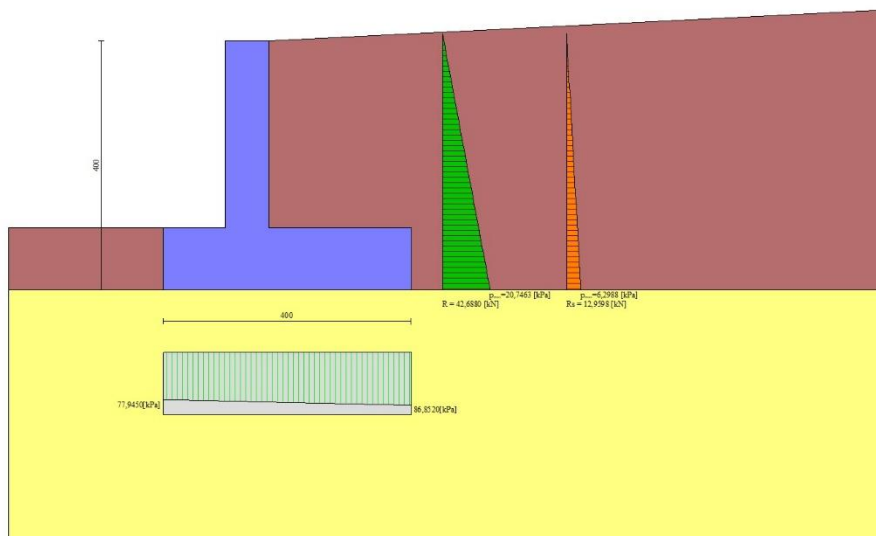


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	Mr [kNm]	Ms [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	315,12	50,96	69,90	760,64	-0,192
2 - STR (A1-M1-R3)	329,59	79,92	122,89	793,95	-0,036
3 - STR (A1-M1-R3)	299,16	76,19	150,84	754,44	-0,018
4 - GEO (A2-M2-R2)	310,67	50,80	69,69	742,84	-0,167
5 - GEO (A2-M2-R2)	329,59	79,92	122,89	793,95	-0,036
6 - GEO (A2-M2-R2)	299,16	76,19	150,84	754,44	-0,018
7 - EQU (A1-M1-R3)	315,12	50,96	69,90	760,64	-0,192
8 - EQU (A1-M1-R3)	339,74	101,15	158,64	822,25	0,047
9 - EQU (A1-M1-R3)	294,22	95,84	200,96	763,49	0,088
10 - SLER	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214
11 - SLEF	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214
12 - SLEQ	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.288		3.942			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.193		3.305			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.088		3.600			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.830		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.819		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.779		
7 - EQU (A1-M1-R3)			10.881				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		5.183				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.799				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	167,55	0,00	0,00	--	--	167,55	50,96	3.288
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	175,25	0,00	0,00	--	--	175,25	79,92	2.193
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	159,07	0,00	0,00	--	--	159,07	76,19	2.088

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	315,12	1242,36	887,40	3.942
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	329,59	1089,43	907,86	3.305
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	299,16	1076,85	897,37	3.600

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	r _γ
1	25.803	0.806	1.083	--	--	--	--	--	--	0.781	0.925
	14.720	0.806	1.042	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.452	1.042	--	--	--	--	--	--		
2	25.803	0.720	1.083	--	--	--	--	--	--	0.905	0.925
	14.720	0.720	1.042	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.263	1.042	--	--	--	--	--	--		
3	25.803	0.708	1.083	--	--	--	--	--	--	0.934	0.925
	14.720	0.708	1.042	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.240	1.042	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	1,00	4,00	3,33	18,00	28,00	0
2	1,00	4,00	3,33	18,00	28,00	0
3	1,00	4,00	3,33	18,00	28,00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
----	---------------------

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

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	760,64	69,90	10.881
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	822,25	158,64	5.183
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	763,49	200,96	3.799

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 2,00	6,86	1.830
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,00; 3,00	7,75	1.819
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 3,00	7,75	1.779

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	5,45	0,00	0,00	5,65 - 0,45	69.625	29.256	0	0,0	
2	14,48	0,00	0,00	0,45	60.724	29.256	0	0,0	
3	20,76	0,00	0,00	0,45	53.637	29.256	0	0,0	
4	25,62	0,00	0,00	0,45	47.618	29.256	0	0,0	
5	29,55	0,00	0,00	0,45	42.238	29.256	0	0,0	
6	32,79	0,00	0,00	0,45	37.287	29.256	0	0,0	
7	35,48	0,00	0,00	0,45	32.647	29.256	0	0,0	
8	35,92	0,00	0,00	0,45	28.238	23.043	0	0,0	
9	41,56	0,00	0,00	0,45	24.005	23.043	0	0,0	
10	42,85	0,00	0,00	0,45	19.909	23.043	0	0,0	
11	43,84	0,00	0,00	0,45	15.916	23.043	0	0,0	
12	44,56	0,00	0,00	0,45	12.002	23.043	0	0,0	
13	48,89	0,00	0,00	0,45	8.144	23.043	0	0,0	
14	51,46	0,00	0,00	0,45	4.323	23.043	0	0,0	
15	18,34	0,00	0,00	0,45	0.521	23.043	0	0,0	
16	18,25	0,00	0,00	0,45	-3.278	23.043	0	0,0	
17	16,04	0,00	0,00	0,45	-7.092	23.043	0	0,0	
18	15,05	0,00	0,00	0,45	-10.938	23.043	0	0,0	
19	14,20	0,00	0,00	0,45	-14.835	23.043	0	0,0	
20	13,07	0,00	0,00	0,45	-18.804	23.043	0	0,0	
21	11,66	0,00	0,00	0,45	-22.869	23.043	0	0,0	
22	9,92	0,00	0,00	0,45	-27.061	23.043	0	0,0	
23	7,70	0,00	0,00	0,45	-31.417	29.256	0	0,0	
24	4,94	0,00	0,00	0,45	-35.987	29.256	0	0,0	
25	1,66	0,00	0,00	-5,71 - 0,45	-39.855	29.256	0	0,0	

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

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4,98	0,00	0,00	6,28 - 0,49	64.984	35.000	0	0,0	
2	13,63	0,00	0,00	0,49	57.823	35.000	0	0,0	
3	20,17	0,00	0,00	0,49	51.533	35.000	0	0,0	
4	25,40	0,00	0,00	0,49	46.032	35.000	0	0,0	
5	29,70	0,00	0,00	0,49	41.041	35.000	0	0,0	
6	33,29	0,00	0,00	0,49	36.407	35.000	0	0,0	
7	36,30	0,00	0,00	0,49	32.036	35.000	0	0,0	
8	38,81	0,00	0,00	0,49	27.867	35.000	0	0,0	
9	39,68	0,00	0,00	0,49	23.854	28.000	0	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
10	44,73	0,00	0,00	0,49	19.961	28.000	0	0,0	
11	45,89	0,00	0,00	0,49	16.163	28.000	0	0,0	
12	46,74	0,00	0,00	0,49	12.437	28.000	0	0,0	
13	44,87	0,00	0,00	0,49	8.764	28.000	0	0,0	
14	55,06	0,00	0,00	0,49	5.128	28.000	0	0,0	
15	25,17	0,00	0,00	0,49	1.511	28.000	0	0,0	
16	18,70	0,00	0,00	0,49	-2.099	28.000	0	0,0	
17	16,82	0,00	0,00	0,49	-5.717	28.000	0	0,0	
18	15,40	0,00	0,00	0,49	-9.359	28.000	0	0,0	
19	14,55	0,00	0,00	0,49	-13.039	28.000	0	0,0	
20	13,40	0,00	0,00	0,49	-16.776	28.000	0	0,0	
21	11,95	0,00	0,00	0,49	-20.587	28.000	0	0,0	
22	10,16	0,00	0,00	0,49	-24.497	28.000	0	0,0	
23	7,84	0,00	0,00	0,49	-28.534	35.000	0	0,0	
24	5,01	0,00	0,00	0,49	-32.732	35.000	0	0,0	
25	1,68	0,00	0,00	-5,92 - 0,49	-36.193	35.000	0	0,0	

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

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4,98	0,00	0,00	6,28 - 0,49	64.984	35.000	0	0,0	
2	13,63	0,00	0,00	0,49	57.823	35.000	0	0,0	
3	20,17	0,00	0,00	0,49	51.533	35.000	0	0,0	
4	25,40	0,00	0,00	0,49	46.032	35.000	0	0,0	
5	29,70	0,00	0,00	0,49	41.041	35.000	0	0,0	
6	33,29	0,00	0,00	0,49	36.407	35.000	0	0,0	
7	36,30	0,00	0,00	0,49	32.036	35.000	0	0,0	
8	38,81	0,00	0,00	0,49	27.867	35.000	0	0,0	
9	39,68	0,00	0,00	0,49	23.854	28.000	0	0,0	
10	44,73	0,00	0,00	0,49	19.961	28.000	0	0,0	
11	45,89	0,00	0,00	0,49	16.163	28.000	0	0,0	
12	46,74	0,00	0,00	0,49	12.437	28.000	0	0,0	
13	44,87	0,00	0,00	0,49	8.764	28.000	0	0,0	
14	55,06	0,00	0,00	0,49	5.128	28.000	0	0,0	
15	25,17	0,00	0,00	0,49	1.511	28.000	0	0,0	
16	18,70	0,00	0,00	0,49	-2.099	28.000	0	0,0	
17	16,82	0,00	0,00	0,49	-5.717	28.000	0	0,0	
18	15,40	0,00	0,00	0,49	-9.359	28.000	0	0,0	
19	14,55	0,00	0,00	0,49	-13.039	28.000	0	0,0	
20	13,40	0,00	0,00	0,49	-16.776	28.000	0	0,0	
21	11,95	0,00	0,00	0,49	-20.587	28.000	0	0,0	
22	10,16	0,00	0,00	0,49	-24.497	28.000	0	0,0	
23	7,84	0,00	0,00	0,49	-28.534	35.000	0	0,0	
24	5,01	0,00	0,00	0,49	-32.732	35.000	0	0,0	
25	1,68	0,00	0,00	-5,92 - 0,49	-36.193	35.000	0	0,0	

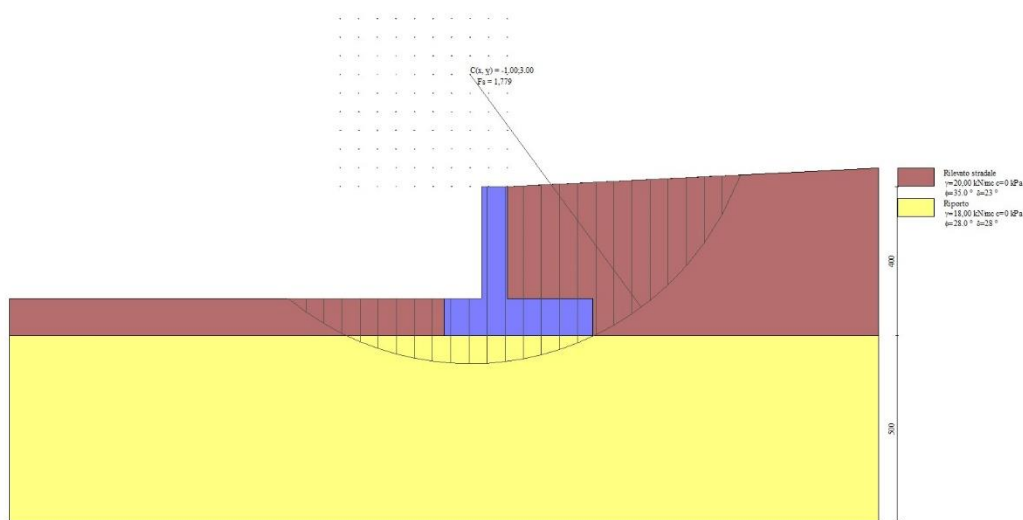


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Cedimenti

Simbologia adottata

Ic Indice combinazione

X, Y Punto di calcolo del cedimento, espressa in [m]
w Cedimento, espressa in [cm]
dw Cedimento differenziale, espressa in [cm]

Ic	X; Y [m]	w [cm]	dw [cm]
10	-1,70; -4,00	1,322	0,000
10	0,30; -4,00	2,110	0,789
10	2,30; -4,00	1,619	0,297
11	-1,70; -4,00	1,322	0,000
11	0,30; -4,00	2,110	0,789
11	2,30; -4,00	1,619	0,297
12	-1,70; -4,00	1,322	0,000
12	0,30; -4,00	2,110	0,789
12	2,30; -4,00	1,619	0,297

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,75	0,03	0,00
3	-0,20	3,50	0,12	0,01
4	-0,30	5,25	0,27	0,03
5	-0,40	7,00	0,48	0,06
6	-0,50	8,75	0,76	0,13
7	-0,60	10,50	1,09	0,22
8	-0,70	12,25	1,48	0,35
9	-0,80	14,00	1,93	0,52
10	-0,90	15,75	2,44	0,73
11	-1,00	17,50	3,01	1,01
12	-1,10	19,25	3,64	1,34
13	-1,20	21,00	4,34	1,74
14	-1,30	22,75	5,09	2,21
15	-1,40	24,50	5,90	2,76
16	-1,50	26,25	6,77	3,39
17	-1,60	28,00	7,71	4,11
18	-1,70	29,75	8,70	4,93
19	-1,80	31,50	9,75	5,85
20	-1,90	33,25	10,87	6,88
21	-2,00	35,00	12,04	8,03
22	-2,10	36,75	13,27	9,29
23	-2,20	38,50	14,57	10,69
24	-2,30	40,25	15,92	12,21
25	-2,40	42,00	17,34	13,87
26	-2,50	43,75	18,81	15,68
27	-2,60	45,50	20,34	17,64
28	-2,70	47,25	21,94	19,75
29	-2,80	49,00	23,59	22,03
30	-2,90	50,75	25,31	24,47
31	-3,00	52,50	27,09	27,09

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,84	0,20	0,01
3	-0,20	3,67	0,47	0,04
4	-0,30	5,51	0,79	0,10
5	-0,40	7,34	1,17	0,20
6	-0,50	9,18	1,62	0,34
7	-0,60	11,02	2,12	0,53
8	-0,70	12,85	2,69	0,77
9	-0,80	14,69	3,31	1,07
10	-0,90	16,52	4,00	1,43
11	-1,00	18,36	4,74	1,87
12	-1,10	20,20	5,55	2,38
13	-1,20	22,03	6,41	2,98
14	-1,30	23,87	7,34	3,67
15	-1,40	25,70	8,33	4,45
16	-1,50	27,54	9,37	5,33
17	-1,60	29,38	10,48	6,33
18	-1,70	31,21	11,65	7,43

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
19	-1,80	33,05	12,88	8,66
20	-1,90	34,88	14,16	10,01
21	-2,00	36,72	15,51	11,49
22	-2,10	38,56	16,92	13,11
23	-2,20	40,39	18,39	14,88
24	-2,30	42,23	19,92	16,79
25	-2,40	44,06	21,51	18,87
26	-2,50	45,90	23,16	21,10
27	-2,60	47,74	24,87	23,50
28	-2,70	49,57	26,65	26,08
29	-2,80	51,41	28,48	28,83
30	-2,90	53,24	30,37	31,77
31	-3,00	55,08	32,32	34,91

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,66	0,20	0,01
3	-0,20	3,33	0,46	0,04
4	-0,30	4,99	0,77	0,10
5	-0,40	6,66	1,14	0,20
6	-0,50	8,32	1,56	0,33
7	-0,60	9,98	2,04	0,51
8	-0,70	11,65	2,58	0,74
9	-0,80	13,31	3,17	1,03
10	-0,90	14,98	3,82	1,38
11	-1,00	16,64	4,52	1,79
12	-1,10	18,30	5,28	2,28
13	-1,20	19,97	6,10	2,85
14	-1,30	21,63	6,97	3,50
15	-1,40	23,30	7,89	4,25
16	-1,50	24,96	8,88	5,09
17	-1,60	26,62	9,92	6,02
18	-1,70	28,29	11,01	7,07
19	-1,80	29,95	12,16	8,23
20	-1,90	31,62	13,37	9,50
21	-2,00	33,28	14,63	10,90
22	-2,10	34,94	15,95	12,43
23	-2,20	36,61	17,33	14,10
24	-2,30	38,27	18,76	15,90
25	-2,40	39,94	20,24	17,85
26	-2,50	41,60	21,79	19,95
27	-2,60	43,26	23,39	22,21
28	-2,70	44,93	25,04	24,63
29	-2,80	46,59	26,75	27,22
30	-2,90	48,26	28,52	29,98
31	-3,00	49,92	30,34	32,92

Combinazione n° 10 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,75	0,02	0,00
3	-0,20	3,50	0,09	0,01
4	-0,30	5,25	0,21	0,02
5	-0,40	7,00	0,37	0,05
6	-0,50	8,75	0,58	0,10
7	-0,60	10,50	0,84	0,17
8	-0,70	12,25	1,14	0,27
9	-0,80	14,00	1,48	0,40
10	-0,90	15,75	1,88	0,56
11	-1,00	17,50	2,32	0,77
12	-1,10	19,25	2,80	1,03
13	-1,20	21,00	3,34	1,34
14	-1,30	22,75	3,91	1,70
15	-1,40	24,50	4,54	2,12
16	-1,50	26,25	5,21	2,61
17	-1,60	28,00	5,93	3,16
18	-1,70	29,75	6,69	3,79
19	-1,80	31,50	7,50	4,50
20	-1,90	33,25	8,36	5,30
21	-2,00	35,00	9,26	6,18
22	-2,10	36,75	10,21	7,15
23	-2,20	38,50	11,21	8,22
24	-2,30	40,25	12,25	9,39
25	-2,40	42,00	13,34	10,67
26	-2,50	43,75	14,47	12,06
27	-2,60	45,50	15,65	13,57
28	-2,70	47,25	16,88	15,19
29	-2,80	49,00	18,15	16,94
30	-2,90	50,75	19,47	18,82
31	-3,00	52,50	20,83	20,84

Combinazione n° 11 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,75	0,02	0,00
3	-0,20	3,50	0,09	0,01
4	-0,30	5,25	0,21	0,02
5	-0,40	7,00	0,37	0,05
6	-0,50	8,75	0,58	0,10
7	-0,60	10,50	0,84	0,17
8	-0,70	12,25	1,14	0,27
9	-0,80	14,00	1,48	0,40
10	-0,90	15,75	1,88	0,56
11	-1,00	17,50	2,32	0,77
12	-1,10	19,25	2,80	1,03
13	-1,20	21,00	3,34	1,34
14	-1,30	22,75	3,91	1,70
15	-1,40	24,50	4,54	2,12
16	-1,50	26,25	5,21	2,61
17	-1,60	28,00	5,93	3,16
18	-1,70	29,75	6,69	3,79
19	-1,80	31,50	7,50	4,50
20	-1,90	33,25	8,36	5,30
21	-2,00	35,00	9,26	6,18
22	-2,10	36,75	10,21	7,15
23	-2,20	38,50	11,21	8,22
24	-2,30	40,25	12,25	9,39
25	-2,40	42,00	13,34	10,67
26	-2,50	43,75	14,47	12,06
27	-2,60	45,50	15,65	13,57
28	-2,70	47,25	16,88	15,19
29	-2,80	49,00	18,15	16,94
30	-2,90	50,75	19,47	18,82
31	-3,00	52,50	20,83	20,84

Combinazione n° 12 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,75	0,02	0,00
3	-0,20	3,50	0,09	0,01
4	-0,30	5,25	0,21	0,02
5	-0,40	7,00	0,37	0,05
6	-0,50	8,75	0,58	0,10
7	-0,60	10,50	0,84	0,17
8	-0,70	12,25	1,14	0,27
9	-0,80	14,00	1,48	0,40
10	-0,90	15,75	1,88	0,56
11	-1,00	17,50	2,32	0,77
12	-1,10	19,25	2,80	1,03
13	-1,20	21,00	3,34	1,34
14	-1,30	22,75	3,91	1,70
15	-1,40	24,50	4,54	2,12
16	-1,50	26,25	5,21	2,61
17	-1,60	28,00	5,93	3,16
18	-1,70	29,75	6,69	3,79
19	-1,80	31,50	7,50	4,50
20	-1,90	33,25	8,36	5,30
21	-2,00	35,00	9,26	6,18
22	-2,10	36,75	10,21	7,15
23	-2,20	38,50	11,21	8,22
24	-2,30	40,25	12,25	9,39
25	-2,40	42,00	13,34	10,67
26	-2,50	43,75	14,47	12,06
27	-2,60	45,50	15,65	13,57
28	-2,70	47,25	16,88	15,19
29	-2,80	49,00	18,15	16,94
30	-2,90	50,75	19,47	18,82
31	-3,00	52,50	20,83	20,84

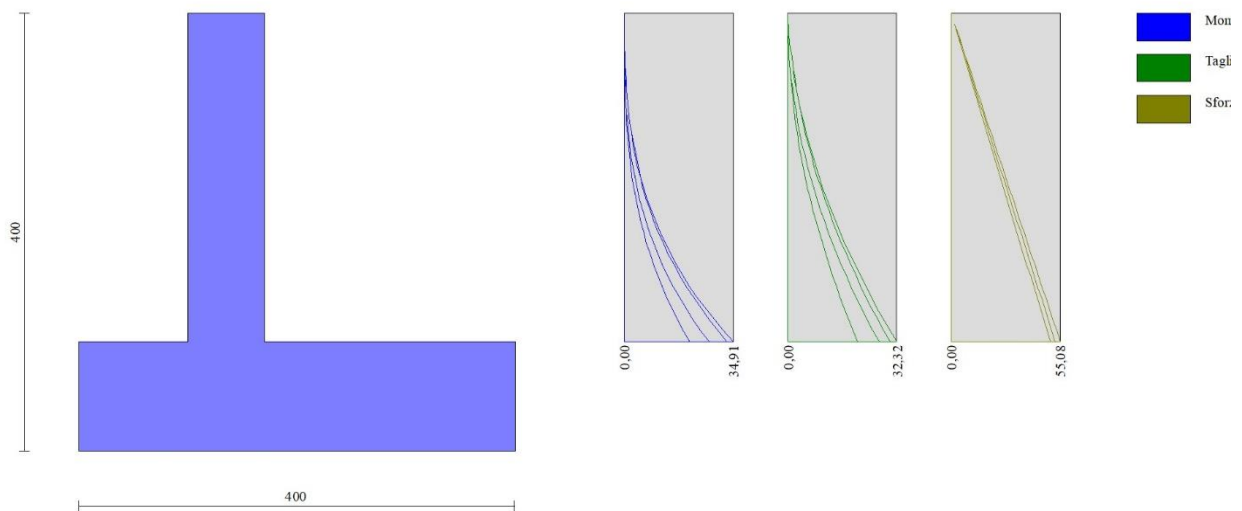


Fig. 8 - Paramento (Inviluppo)

Fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	3,17	0,16
3	-1,50	0,00	6,45	0,64
4	-1,40	0,00	9,84	1,45
5	-1,30	0,00	13,35	2,61
6	-1,20	0,00	16,97	4,12
7	-1,10	0,00	20,70	6,01
8	-1,00	0,00	24,55	8,27
9	-0,90	0,00	28,51	10,92
10	-0,80	0,00	32,58	13,97
11	-0,70	0,00	36,77	17,44
12	0,00	0,00	-36,97	-32,33
13	0,10	0,00	-34,26	-28,77
14	0,20	0,00	-31,65	-25,48
15	0,30	0,00	-29,14	-22,44
16	0,40	0,00	-26,73	-19,65
17	0,50	0,00	-24,41	-17,09
18	0,60	0,00	-22,20	-14,76
19	0,70	0,00	-20,10	-12,65
20	0,80	0,00	-18,09	-10,74
21	0,90	0,00	-16,18	-9,03
22	1,00	0,00	-14,37	-7,50
23	1,10	0,00	-12,66	-6,15
24	1,20	0,00	-11,05	-4,97
25	1,30	0,00	-9,55	-3,94
26	1,40	0,00	-8,14	-3,05
27	1,50	0,00	-6,83	-2,31
28	1,60	0,00	-5,63	-1,68
29	1,70	0,00	-4,52	-1,18
30	1,80	0,00	-3,52	-0,78
31	1,90	0,00	-2,61	-0,47
32	2,00	0,00	-1,81	-0,25
33	2,10	0,00	-1,11	-0,10
34	2,20	0,00	-0,50	-0,02
35	2,30	0,00	0,00	0,00

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	5,31	0,27
3	-1,50	0,00	10,63	1,06
4	-1,40	0,00	15,98	2,39
5	-1,30	0,00	21,36	4,26
6	-1,20	0,00	26,75	6,66
7	-1,10	0,00	32,17	9,61
8	-1,00	0,00	37,61	13,10

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
9	-0,90	0,00	43,07	17,13
10	-0,80	0,00	48,55	21,71
11	-0,70	0,00	54,06	26,84
12	0,00	0,00	-4,28	-3,67
13	0,10	0,00	-3,95	-3,26
14	0,20	0,00	-3,65	-2,88
15	0,30	0,00	-3,35	-2,53
16	0,40	0,00	-3,07	-2,21
17	0,50	0,00	-2,79	-1,92
18	0,60	0,00	-2,53	-1,65
19	0,70	0,00	-2,29	-1,41
20	0,80	0,00	-2,05	-1,19
21	0,90	0,00	-1,83	-1,00
22	1,00	0,00	-1,62	-0,83
23	1,10	0,00	-1,42	-0,68
24	1,20	0,00	-1,23	-0,54
25	1,30	0,00	-1,06	-0,43
26	1,40	0,00	-0,90	-0,33
27	1,50	0,00	-0,75	-0,25
28	1,60	0,00	-0,61	-0,18
29	1,70	0,00	-0,49	-0,12
30	1,80	0,00	-0,38	-0,08
31	1,90	0,00	-0,28	-0,05
32	2,00	0,00	-0,19	-0,03
33	2,10	0,00	-0,11	-0,01
34	2,20	0,00	-0,05	0,00
35	2,30	0,00	0,00	0,00

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

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	4,79	0,24
3	-1,50	0,00	9,58	0,96
4	-1,40	0,00	14,39	2,16
5	-1,30	0,00	19,20	3,84
6	-1,20	0,00	24,03	6,00
7	-1,10	0,00	28,87	8,64
8	-1,00	0,00	33,71	11,77
9	-0,90	0,00	38,57	15,38
10	-0,80	0,00	43,43	19,48
11	-0,70	0,00	48,31	24,07
12	0,00	0,00	-24,19	-27,83
13	0,10	0,00	-23,14	-25,47
14	0,20	0,00	-22,09	-23,20
15	0,30	0,00	-21,04	-21,05
16	0,40	0,00	-19,99	-19,00
17	0,50	0,00	-18,94	-17,05
18	0,60	0,00	-17,89	-15,21
19	0,70	0,00	-16,84	-13,47
20	0,80	0,00	-15,78	-11,84
21	0,90	0,00	-14,73	-10,32
22	1,00	0,00	-13,68	-8,89
23	1,10	0,00	-12,63	-7,58
24	1,20	0,00	-11,58	-6,37
25	1,30	0,00	-10,53	-5,26
26	1,40	0,00	-9,47	-4,26
27	1,50	0,00	-8,42	-3,37
28	1,60	0,00	-7,37	-2,58
29	1,70	0,00	-6,32	-1,90
30	1,80	0,00	-5,26	-1,32
31	1,90	0,00	-4,21	-0,84
32	2,00	0,00	-3,16	-0,47
33	2,10	0,00	-2,11	-0,21
34	2,20	0,00	-1,05	-0,05
35	2,30	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 10 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	2,82	0,14
3	-1,50	0,00	5,77	0,57
4	-1,40	0,00	8,84	1,30
5	-1,30	0,00	12,03	2,34
6	-1,20	0,00	15,35	3,71
7	-1,10	0,00	18,79	5,41
8	-1,00	0,00	22,36	7,47
9	-0,90	0,00	26,06	9,89
10	-0,80	0,00	29,87	12,69
11	-0,70	0,00	33,82	15,87
12	0,00	0,00	4,50	16,80
13	0,10	0,00	5,57	16,30
14	0,20	0,00	6,52	15,69
15	0,30	0,00	7,35	15,00

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
16	0,40	0,00	8,08	14,22
17	0,50	0,00	8,68	13,39
18	0,60	0,00	9,17	12,49
19	0,70	0,00	9,55	11,55
20	0,80	0,00	9,81	10,59
21	0,90	0,00	9,96	9,60
22	1,00	0,00	10,00	8,60
23	1,10	0,00	9,92	7,60
24	1,20	0,00	9,72	6,62
25	1,30	0,00	9,41	5,66
26	1,40	0,00	8,98	4,74
27	1,50	0,00	8,44	3,87
28	1,60	0,00	7,79	3,05
29	1,70	0,00	7,02	2,31
30	1,80	0,00	6,14	1,65
31	1,90	0,00	5,14	1,09
32	2,00	0,00	4,03	0,63
33	2,10	0,00	2,80	0,29
34	2,20	0,00	1,46	0,07
35	2,30	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 11 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	2,82	0,14
3	-1,50	0,00	5,77	0,57
4	-1,40	0,00	8,84	1,30
5	-1,30	0,00	12,03	2,34
6	-1,20	0,00	15,35	3,71
7	-1,10	0,00	18,79	5,41
8	-1,00	0,00	22,36	7,47
9	-0,90	0,00	26,06	9,89
10	-0,80	0,00	29,87	12,69
11	-0,70	0,00	33,82	15,87
12	0,00	0,00	4,50	16,80
13	0,10	0,00	5,57	16,30
14	0,20	0,00	6,52	15,69
15	0,30	0,00	7,35	15,00
16	0,40	0,00	8,08	14,22
17	0,50	0,00	8,68	13,39
18	0,60	0,00	9,17	12,49
19	0,70	0,00	9,55	11,55
20	0,80	0,00	9,81	10,59
21	0,90	0,00	9,96	9,60
22	1,00	0,00	10,00	8,60
23	1,10	0,00	9,92	7,60
24	1,20	0,00	9,72	6,62
25	1,30	0,00	9,41	5,66
26	1,40	0,00	8,98	4,74
27	1,50	0,00	8,44	3,87
28	1,60	0,00	7,79	3,05
29	1,70	0,00	7,02	2,31
30	1,80	0,00	6,14	1,65
31	1,90	0,00	5,14	1,09
32	2,00	0,00	4,03	0,63
33	2,10	0,00	2,80	0,29
34	2,20	0,00	1,46	0,07
35	2,30	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 12 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	2,82	0,14
3	-1,50	0,00	5,77	0,57
4	-1,40	0,00	8,84	1,30
5	-1,30	0,00	12,03	2,34
6	-1,20	0,00	15,35	3,71
7	-1,10	0,00	18,79	5,41
8	-1,00	0,00	22,36	7,47
9	-0,90	0,00	26,06	9,89
10	-0,80	0,00	29,87	12,69
11	-0,70	0,00	33,82	15,87
12	0,00	0,00	4,50	16,80
13	0,10	0,00	5,57	16,30
14	0,20	0,00	6,52	15,69
15	0,30	0,00	7,35	15,00
16	0,40	0,00	8,08	14,22
17	0,50	0,00	8,68	13,39
18	0,60	0,00	9,17	12,49
19	0,70	0,00	9,55	11,55
20	0,80	0,00	9,81	10,59
21	0,90	0,00	9,96	9,60
22	1,00	0,00	10,00	8,60

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
23	1,10	0,00	9,92	7,60
24	1,20	0,00	9,72	6,62
25	1,30	0,00	9,41	5,66
26	1,40	0,00	8,98	4,74
27	1,50	0,00	8,44	3,87
28	1,60	0,00	7,79	3,05
29	1,70	0,00	7,02	2,31
30	1,80	0,00	6,14	1,65
31	1,90	0,00	5,14	1,09
32	2,00	0,00	4,03	0,63
33	2,10	0,00	2,80	0,29
34	2,20	0,00	1,46	0,07
35	2,30	0,00	0,00	0,00

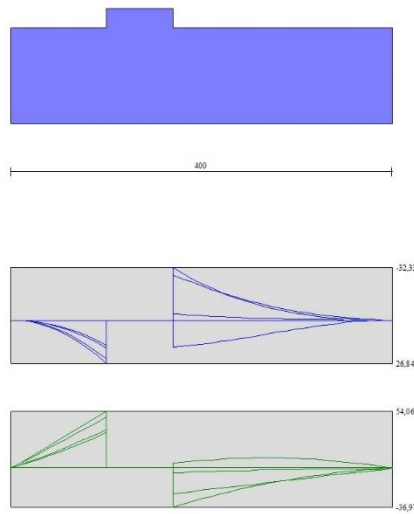


Fig. 9 - Fondazione (Inviluppo)

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	55,49	23,33	50,96	21,98	2,30	-2,63
	Peso/Inerzia muro			0,00	152,50/0,00	0,08	-2,81
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	140,64/0,00	1,16	-1,47
2	Spinta statica	42,69	23,33	39,20	16,91	2,30	-2,63
	Incremento di spinta sismica		12,96	11,90	5,13	2,30	-2,63
	Peso/Inerzia muro			14,99	152,50/7,50	0,08	-2,81
	Peso/Inerzia terrapieno			13,83	140,64/6,91	1,16	-1,47

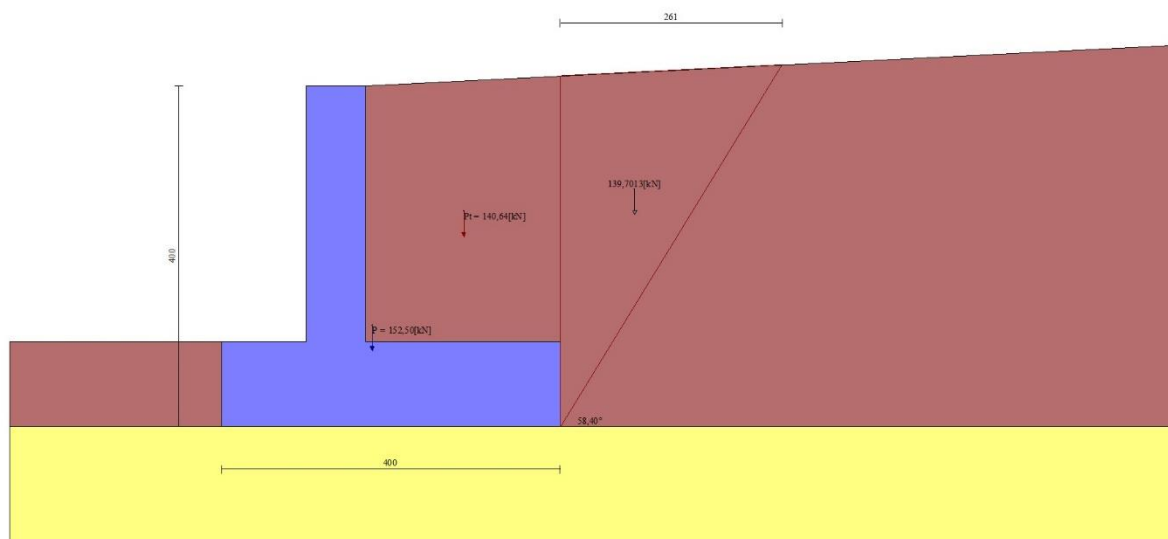


Fig. 10 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

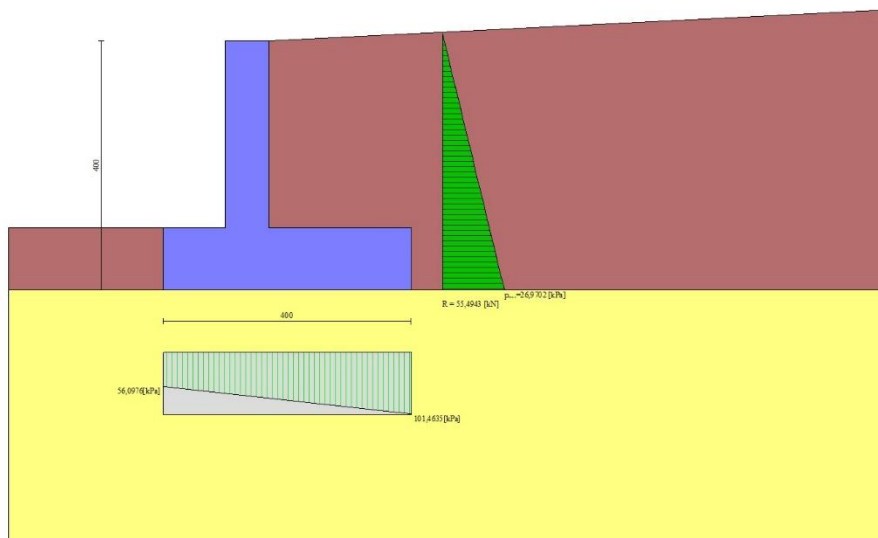


Fig. 11 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

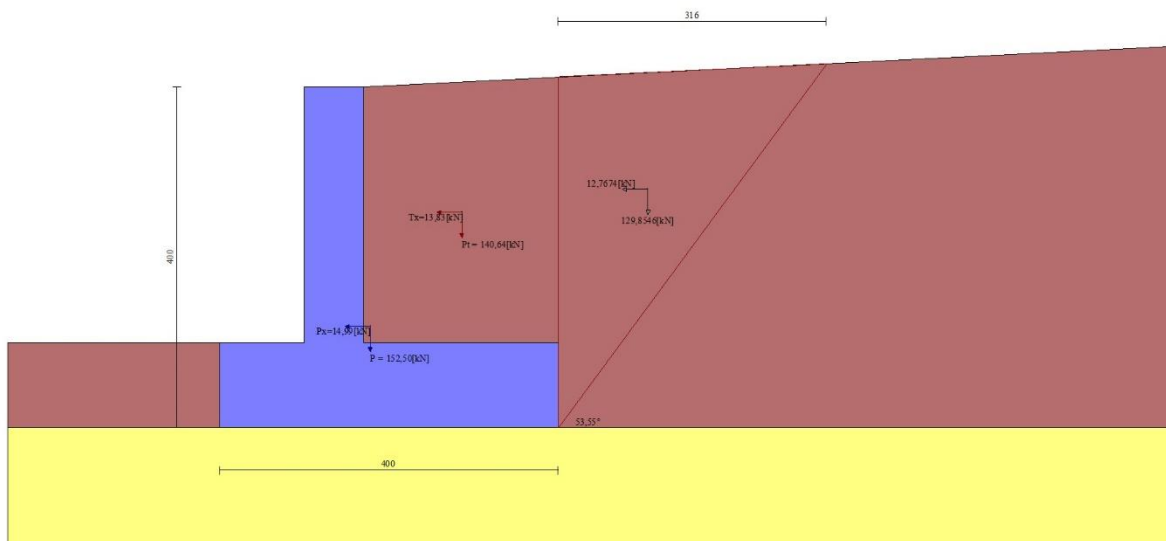


Fig. 12 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

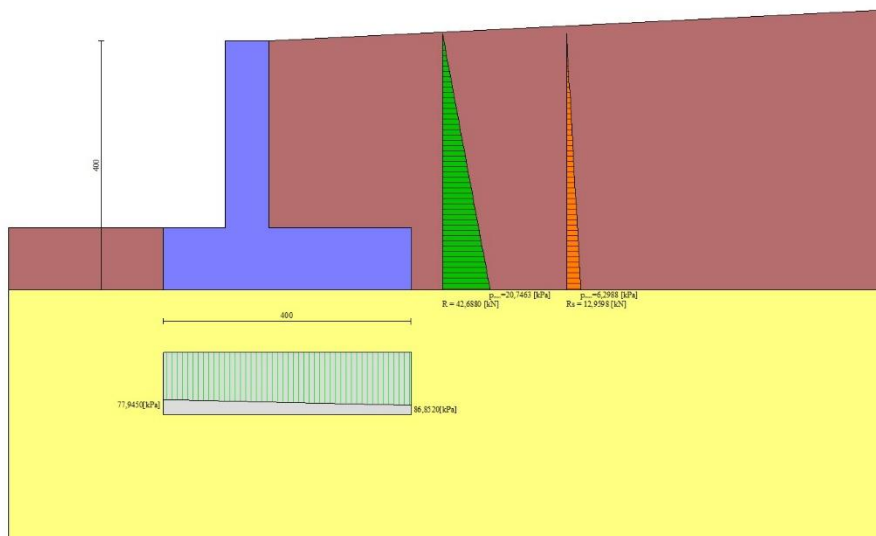


Fig. 13 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	Mr [kNm]	Ms [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	315,12	50,96	69,90	760,64	-0,192
2 - STR (A1-M1-R3)	329,59	79,92	122,89	793,95	-0,036
3 - STR (A1-M1-R3)	299,16	76,19	150,84	754,44	-0,018
4 - GEO (A2-M2-R2)	310,67	50,80	69,69	742,84	-0,167
5 - GEO (A2-M2-R2)	329,59	79,92	122,89	793,95	-0,036
6 - GEO (A2-M2-R2)	299,16	76,19	150,84	754,44	-0,018
7 - EQU (A1-M1-R3)	315,12	50,96	69,90	760,64	-0,192
8 - EQU (A1-M1-R3)	339,74	101,15	158,64	822,25	0,047
9 - EQU (A1-M1-R3)	294,22	95,84	200,96	763,49	0,088
10 - SLEF	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214
11 - SLEF	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214
12 - SLEQ	310,05	39,20	53,77	740,35	-0,214

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.288		3.942			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.193		3.305			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.088		3.600			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.830		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.819		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.779		
7 - EQU (A1-M1-R3)			10.881				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		5.183				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.799				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	167,55	0,00	0,00	--	--	167,55	50,96	3.288
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	159,07	0,00	0,00	--	--	159,07	76,19	2.088

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	315,12	1242,36	887,40	3.942
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	329,59	1089,43	907,86	3.305

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cono di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	25.803	0.806	1.083	--	--	--	--	--	--	0.781	0.925
	14.720	0.806	1.042	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.452	1.042	--	--	--	--	--	--		
2	25.803	0.720	1.083	--	--	--	--	--	--	0.905	0.925
	14.720	0.720	1.042	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.263	1.042	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	1,00	4,00	3,33	18,00	28,00	0
2	1,00	4,00	3,33	18,00	28,00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	760,64	69,90	10.881
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	763,49	200,96	3.799

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-1,00; 2,00	6,86	1.830
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 3,00	7,75	1.779

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

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

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	5,45	0,00	0,00	5,65 - 0,45	69.625	29.256	0	0,0	
2	14,48	0,00	0,00	0,45	60.724	29.256	0	0,0	
3	20,76	0,00	0,00	0,45	53.637	29.256	0	0,0	
4	25,62	0,00	0,00	0,45	47.618	29.256	0	0,0	
5	29,55	0,00	0,00	0,45	42.238	29.256	0	0,0	
6	32,79	0,00	0,00	0,45	37.287	29.256	0	0,0	
7	35,48	0,00	0,00	0,45	32.647	29.256	0	0,0	
8	35,92	0,00	0,00	0,45	28.238	23.043	0	0,0	
9	41,56	0,00	0,00	0,45	24.005	23.043	0	0,0	
10	42,85	0,00	0,00	0,45	19.909	23.043	0	0,0	
11	43,84	0,00	0,00	0,45	15.916	23.043	0	0,0	
12	44,56	0,00	0,00	0,45	12.002	23.043	0	0,0	
13	48,89	0,00	0,00	0,45	8.144	23.043	0	0,0	
14	51,46	0,00	0,00	0,45	4.323	23.043	0	0,0	
15	18,34	0,00	0,00	0,45	0.521	23.043	0	0,0	
16	18,25	0,00	0,00	0,45	-3.278	23.043	0	0,0	
17	16,04	0,00	0,00	0,45	-7.092	23.043	0	0,0	
18	15,05	0,00	0,00	0,45	-10.938	23.043	0	0,0	
19	14,20	0,00	0,00	0,45	-14.835	23.043	0	0,0	
20	13,07	0,00	0,00	0,45	-18.804	23.043	0	0,0	
21	11,66	0,00	0,00	0,45	-22.869	23.043	0	0,0	
22	9,92	0,00	0,00	0,45	-27.061	23.043	0	0,0	
23	7,70	0,00	0,00	0,45	-31.417	29.256	0	0,0	
24	4,94	0,00	0,00	0,45	-35.987	29.256	0	0,0	
25	1,66	0,00	0,00	-5,71 - 0,45	-39.855	29.256	0	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4,98	0,00	0,00	6,28 - 0,49	64.984	35.000	0	0,0	
2	13,63	0,00	0,00	0,49	57.823	35.000	0	0,0	
3	20,17	0,00	0,00	0,49	51.533	35.000	0	0,0	
4	25,40	0,00	0,00	0,49	46.032	35.000	0	0,0	
5	29,70	0,00	0,00	0,49	41.041	35.000	0	0,0	
6	33,29	0,00	0,00	0,49	36.407	35.000	0	0,0	
7	36,30	0,00	0,00	0,49	32.036	35.000	0	0,0	
8	38,81	0,00	0,00	0,49	27.867	35.000	0	0,0	
9	39,68	0,00	0,00	0,49	23.854	28.000	0	0,0	
10	44,73	0,00	0,00	0,49	19.961	28.000	0	0,0	
11	45,89	0,00	0,00	0,49	16.163	28.000	0	0,0	
12	46,74	0,00	0,00	0,49	12.437	28.000	0	0,0	
13	44,87	0,00	0,00	0,49	8.764	28.000	0	0,0	
14	55,06	0,00	0,00	0,49	5.128	28.000	0	0,0	
15	25,17	0,00	0,00	0,49	1.511	28.000	0	0,0	
16	18,70	0,00	0,00	0,49	-2.099	28.000	0	0,0	
17	16,82	0,00	0,00	0,49	-5.717	28.000	0	0,0	
18	15,40	0,00	0,00	0,49	-9.359	28.000	0	0,0	
19	14,55	0,00	0,00	0,49	-13.039	28.000	0	0,0	
20	13,40	0,00	0,00	0,49	-16.776	28.000	0	0,0	
21	11,95	0,00	0,00	0,49	-20.587	28.000	0	0,0	

n°	w [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
22	10,16	0,00	0,00	0,49	-24.497	28.000	0	0,0	
23	7,84	0,00	0,00	0,49	-28.534	35.000	0	0,0	
24	5,01	0,00	0,00	0,49	-32.732	35.000	0	0,0	
25	1,68	0,00	0,00	-5,92 - 0,49	-36.193	35.000	0	0,0	

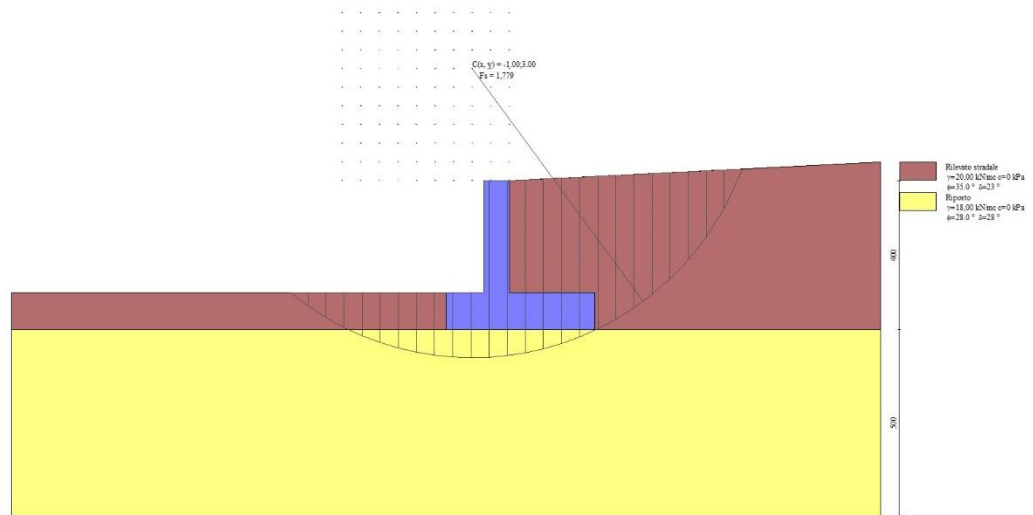


Fig. 14 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 6)

Cedimenti

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
X, Y	Punto di calcolo del cedimento, espressa in [m]
w	Cedimento, espressa in [cm]
dw	Cedimento differenziale, espressa in [cm]

Ic	X; Y [m]	w [cm]	dw [cm]
10	-1,70; -4,00	1,322	0,000
10	0,30; -4,00	2,110	0,789
10	2,30; -4,00	1,619	0,297

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,10	1,66	1,84	0,02	0,20	0,00	0,01
3	-0,20	3,33	3,67	0,09	0,47	0,01	0,04
4	-0,30	4,99	5,51	0,21	0,79	0,02	0,10
5	-0,40	6,66	7,34	0,37	1,17	0,05	0,20
6	-0,50	8,32	9,18	0,58	1,62	0,10	0,34
7	-0,60	9,98	11,02	0,84	2,12	0,17	0,53
8	-0,70	11,65	12,85	1,14	2,69	0,27	0,77
9	-0,80	13,31	14,69	1,48	3,31	0,40	1,07
10	-0,90	14,98	16,52	1,88	4,00	0,56	1,43
11	-1,00	16,64	18,36	2,32	4,74	0,77	1,87
12	-1,10	18,30	20,20	2,80	5,55	1,03	2,38
13	-1,20	19,97	22,03	3,34	6,41	1,34	2,98
14	-1,30	21,63	23,87	3,91	7,34	1,70	3,67
15	-1,40	23,30	25,70	4,54	8,33	2,12	4,45

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
16	-1,50	24,96	27,54	5,21	9,37	2,61	5,33
17	-1,60	26,62	29,38	5,93	10,48	3,16	6,33
18	-1,70	28,29	31,21	6,69	11,65	3,79	7,43
19	-1,80	29,95	33,05	7,50	12,88	4,50	8,66
20	-1,90	31,62	34,88	8,36	14,16	5,30	10,01
21	-2,00	33,28	36,72	9,26	15,51	6,18	11,49
22	-2,10	34,94	38,56	10,21	16,92	7,15	13,11
23	-2,20	36,61	40,39	11,21	18,39	8,22	14,88
24	-2,30	38,27	42,23	12,25	19,92	9,39	16,79
25	-2,40	39,94	44,06	13,34	21,51	10,67	18,87
26	-2,50	41,60	45,90	14,47	23,16	12,06	21,10
27	-2,60	43,26	47,74	15,65	24,87	13,57	23,50
28	-2,70	44,93	49,57	16,88	26,65	15,19	26,08
29	-2,80	46,59	51,41	18,15	28,48	16,94	28,83
30	-2,90	48,26	53,24	19,47	30,37	18,82	31,77
31	-3,00	49,92	55,08	20,83	32,32	20,84	34,91

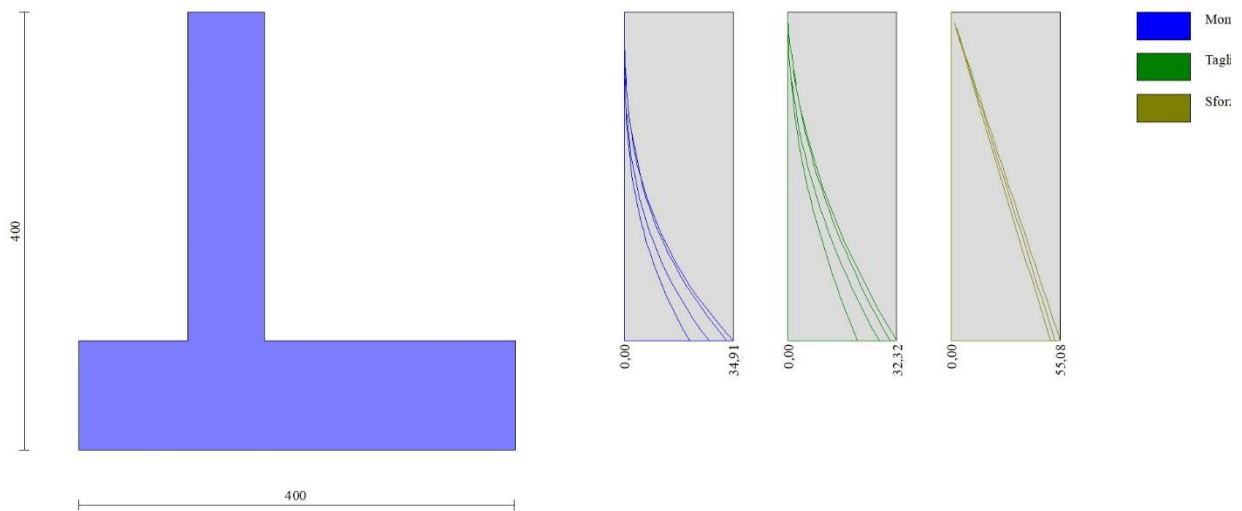


Fig. 15 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-1,60	0,00	0,00	2,82	5,31	0,14	0,27
3	-1,50	0,00	0,00	5,77	10,63	0,57	1,06
4	-1,40	0,00	0,00	8,84	15,98	1,30	2,39
5	-1,30	0,00	0,00	12,03	21,36	2,34	4,26
6	-1,20	0,00	0,00	15,35	26,75	3,71	6,66
7	-1,10	0,00	0,00	18,79	32,17	5,41	9,61
8	-1,00	0,00	0,00	22,36	37,61	7,47	13,10
9	-0,90	0,00	0,00	26,06	43,07	9,89	17,13
10	-0,80	0,00	0,00	29,87	48,55	12,69	21,71
11	-0,70	0,00	0,00	33,82	54,06	15,87	26,84
12	0,00	0,00	0,00	-36,97	4,50	-32,33	16,80
13	0,10	0,00	0,00	-34,26	5,57	-28,77	16,30
14	0,20	0,00	0,00	-31,65	6,52	-25,48	15,69
15	0,30	0,00	0,00	-29,14	7,35	-22,44	15,00
16	0,40	0,00	0,00	-26,73	8,08	-19,65	14,22
17	0,50	0,00	0,00	-24,41	8,68	-17,09	13,39
18	0,60	0,00	0,00	-22,20	9,17	-15,21	12,49
19	0,70	0,00	0,00	-20,10	9,55	-13,47	11,55
20	0,80	0,00	0,00	-18,09	9,81	-11,84	10,59
21	0,90	0,00	0,00	-16,18	9,96	-10,32	9,60
22	1,00	0,00	0,00	-14,37	10,00	-8,89	8,60
23	1,10	0,00	0,00	-12,66	9,92	-7,58	7,60
24	1,20	0,00	0,00	-11,58	9,72	-6,37	6,62
25	1,30	0,00	0,00	-10,53	9,41	-5,26	5,66
26	1,40	0,00	0,00	-9,47	8,98	-4,26	4,74
27	1,50	0,00	0,00	-8,42	8,44	-3,37	3,87
28	1,60	0,00	0,00	-7,37	7,79	-2,58	3,05
29	1,70	0,00	0,00	-6,32	7,02	-1,90	2,31
30	1,80	0,00	0,00	-5,26	6,14	-1,32	1,65
31	1,90	0,00	0,00	-4,21	5,14	-0,84	1,09

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
32	2,00	0,00	0,00	-3,16	4,03	-0,47	0,63
33	2,10	0,00	0,00	-2,11	2,80	-0,21	0,29
34	2,20	0,00	0,00	-1,05	1,46	-0,05	0,07
35	2,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

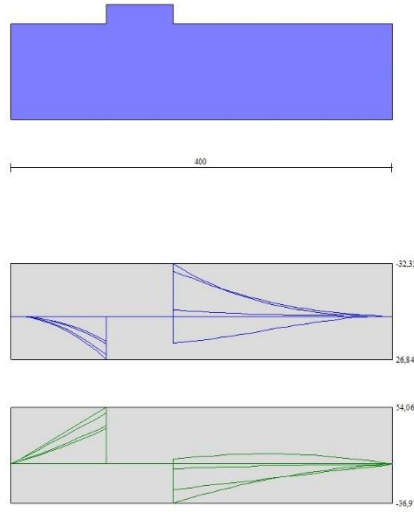


Fig. 16 - Fondazione