



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)
Banchina F - Val da Rio
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925
Fax +39 041 4967 914
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna
Via M. E. Lepido, 182/2
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano
Via Caccialepori, 27

Tel. +39 02 8942 2685
Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

H - STRUTTURE DI BANCHINA

Relazione di calcolo muro perimetrale

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

H002

DATA:	SCALA:	FILE:	J.N.
Ottobre 2017	-	1044_H002_0.doc	1044
PROGETTO	DISEGNO	VERIFICA	APPROVAZIONE
L. Masiero	A. Gorghetto	L. Masiero	T. Tassi

INDICE

1	PREMESSA.....	3
1.1	OGGETTO.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	3
2.2	NORME NAZIONALI	3
2.3	NORME EUROPEE.....	3
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	3
4	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	3
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	4
5.1	CALCESTRUZZO	4
5.2	ACCIAIO.....	4
5.2.1	ACCIAIO PER BARRE D'ARMATURA.....	4
5.2.2	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	5
6	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	6
6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	6
6.1.1	AZIONI.....	7
6.1.2	RESISTENZE	7
6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	8
6.3	OPERE DI SOSTEGNO.....	8
6.3.1	MURI DI SOSTEGNO.....	8
6.3.2	PARATIE	10
6.4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	11
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA.....	12
7.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	12
7.2	OPERE DI SOSTEGNO	13
7.2.1	MURI DI SOSTEGNO.....	13
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	15
8	VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI DI SOSTEGNO.....	15
8.1	MURO H1.5.....	16
8.1.1	DATI DI PROGETTO	16
8.1.2	VERIFICHE STABILITÀ.....	17
8.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	20
8.2	MURO H1.8.....	22
8.2.1	DATI DI PROGETTO	22
8.2.2	VERIFICHE STABILITÀ.....	23
8.2.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	26
8.3	MURO H2.1.....	28
8.3.1	DATI DI PROGETTO	28
8.3.2	VERIFICHE STABILITÀ.....	29
8.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
9	VERIFICHE DI SICUREZZA DEL PALANCOLATO PROVVISORIO.....	34

10	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	42
10.1	VERIFICA COMBINAZIONE SLU	42
10.2	VERIFICA COMBINAZIONE SLV A2 M2	43

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto strutturale e geotecnico esecutivo dei muri perimetrali di pertinenza della nuova piattaforma logistica intermodale di Tremestieri (Messina).

In particolare, sarà illustrato il progetto strutturale e geotecnico dei seguenti manufatti:

- Muri di sostegno
- Opere di sostegno provvisionali

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- D.M. 14.1.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14.1.2008.

2.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 – *“Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”*.

2.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1993-1-6:2007 – *“Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-6: resistenza e stabilità delle sezioni a guscio”*.
- UNI EN 1997-1:2005 – *“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”*.
- UNI EN 1998-5:2005 – *“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*.

3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Il progetto è sviluppato secondo il metodo agli stati limite, in ottemperanza al DM. 14.1.2008.

4 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- PARATIE PLUS 16.1 – Versione 16.1.2 (CEAS Centro di Analisi strutturale S.r.l Viale Giustiniano, 10 - 20129 Milano per la verifica delle opere di sostegno

I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali.

5.1 CALCESTRUZZO

(NTC08 Tab. 4.1.1)	classe di resistenza	C32/40
	resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} 40.00 MPa
	peso specifico	ρ 25.00 kN/mc
	classe d'esposizione	XS1
(NTC08 §11.2.10.5)	coeff. espansione termica lineare	α 1x10 ⁻⁵ °C ⁻¹
(NTC08 §11.2.10.4)	coeff. di Poisson	ν _{fess} 0.00 ν _{non fess} 0.20
(NTC08 §11.2.10.3)	modulo elastico secante	E _{cm} 33346 MPa
(NTC08 §11.2.10.1)	resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} 32.00 MPa
(NTC08 §11.2.10.1)	resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} 40.00 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.1)	coeff. parziale per resistenze SLU	γ _c 1.50
(NTC08 §4.1.2.1.1.1)	coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc} 0.85
(NTC08 §11.2.10.2)	resistenza media a trazione assiale	f _{ctm} 3.02 MPa
(NTC08 §11.2.10.2)	resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} 3.63 MPa
(NTC08 §11.2.10.2)	resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	f _{ctk,0.05} 2.12 MPa
(NTC08 §11.2.10.2)	resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	f _{ctk,0.95} 3.93 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.1)	resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} 18.13 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.1)	resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	f_{cd,sp<5} 14.51 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.2)	resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} 1.41 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.2)	resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	f_{ctd,sp<5} 1.13 MPa
(NTC08 §4.1.2.2.5.1)	tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	σ_{c,rara} 19.20 MPa
(NTC08 §4.1.2.2.5.1)	tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	σ_{c,rara,sp<5} 15.36 MPa
(NTC08 §4.1.2.2.5.1)	tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	σ_{c,q.p.} 14.40 MPa
(NTC08 §4.1.2.2.5.1)	tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	σ_{c,q.p.,sp<5} 11.52 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.4)	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre Ø≤32	f _{bk} 4.76 MPa
(NTC08 §4.1.2.1.1.4)	resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre Ø≤32	f_{bd} 3.18 MPa

5.2 ACCIAIO

5.2.1 Acciaio per barre d'armatura

(NTC08 §11.3.2.1)	tipo	B450C
(NTC08 §4.1.2.1.1.3)	coeff. parziale per le resistenze SLU	γ _M 1.15
(NTC08 §11.3.2.1)	resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk} 450.00 MPa
(NTC08 §11.3.2.1)	resistenza caratteristica a rottura	f _{tk} 540.00 MPa
(NTC08 §11.3.2.1)	rapporto (f _t / f _y) _k	1,15 ≤ (f _t / f _y) _k ≤ 1,35
(NTC08 §11.3.2.1)	rapporto (f _y / f _{y,nom}) _k	(f _y / f _{y,nom}) _k ≤ 1,25
(NTC08 §11.3.2.1)	allungamento (A _{gt}) _k	(A _{gt}) _k ≥ 7,50 %
(NTC08 §4.1.2.1.1.3)	resistenza di calcolo	f_{yd} 391.30 MPa
(NTC08 §4.1.2.2.5.2)	tensione per combinazione caratteristica (rara)	σ_{s,rara} 360.00 MPa

5.2.2 Acciaio per carpenteria metallica

(NTC08 §11.3.4.1) tipo	S 355		
(NTC08 §4.2.4.1.1) coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	
(NTC08 §4.2.4.1.1) coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.05	
(NTC08 §4.2.4.1.1) coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
(NTC08 §4.2.4.1.1) coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	γ_{M2}	1.25	
(NTC08 §11.3.4.1) peso specifico	ρ	78.50	kN/mc
(NTC08 §11.3.4.1) modulo elastico	E	210000	MPa
(NTC08 §11.3.4.1) modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1 + \nu))$	G	80769	MPa
(NTC08 §11.3.4.1) coeff. di Poisson	ν	0.30	
(NTC08 §11.3.4.1) coeff. espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	°C ⁻¹
(NTC08 §11.3.4.1) resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355.00	MPa
(NTC08 §11.3.4.1) resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510.00	MPa
(NTC08 §4.2.4.1.1) resistenza di calcolo delle sezioni $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	f_{yd}	338.10	MPa
(NTC08 §4.2.4.1.1) resistenza di calcolo per l'instabilità $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1}$	338.10	MPa
(NTC08 §4.2.4.1.1) resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1,ponti}$	322.73	MPa
(NTC08 §4.2.4.1.1) resistenza di calcolo per sezioni tese con fori $f_{yd,2} = f_{yk} / \gamma_{M2}$	$f_{yd,2}$	284.00	Mpa

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d = \begin{cases} E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \\ \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \end{cases}$: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $\gamma_E = \gamma_F$;
- $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

6.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella tabella seguente (Tab. 6.2.I. DM 14/01/2008).

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_{Qi}	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.

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.I DM 14/01/2008).

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

6.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella (Tab. 6.2.II DM 14/01/2008) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Tab. 6.2.II DM 14/01/2008).

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1.6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

- E_d : valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- C_d : prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

6.3 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

6.3.1 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 qualora pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- Approccio 2:
 - (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

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

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

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I del D.M.14/01/2008 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

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

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di muri di sostegno (Tab. 6.5.I DM 14/01/2008).

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. 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. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

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. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

6.3.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
 - accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

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

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

6.4 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale allo stato limite ultimo sono state condotte con riferimento all'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, richiamate nei paragrafi precedenti, e 6.8.I del D.M. DM 14/01/2008.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (Tab. 6.8.1 DM 14/01/2008).

Le verifiche vengono effettuate con il metodo di Bishop, che assimila la superficie di scivolamento ad un arco di circonferenza.

Se si considera la massa interessata dallo scivolamento suddivisa in n conci, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti generati dalle forze agenti sui singoli conci rispetto al centro della circonferenza stessa

$$FS = \frac{M_S}{M_R}$$

dove:

- $M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$: momento delle forze ribaltanti;
- $M_S = \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan \varphi_i) \cdot \Delta l_i$: momento stabilizzante;
- r : raggio del concio considerato;
- Δl_i : lunghezza della base del concio considerato.

Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, perciò, se si esprime la resistenza mobilizzata come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza FS (assunto uguale a quello dell'equazione generale), si ricava N_i dall'equilibrio alla traslazione verticale:

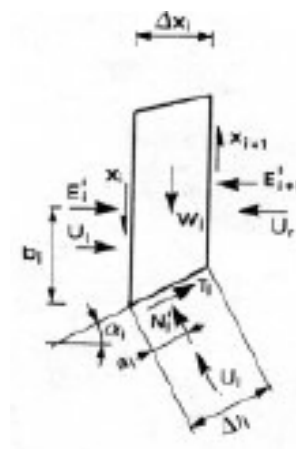
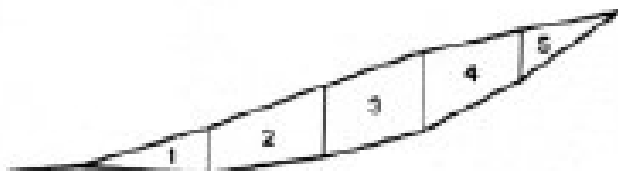
$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i)/FS]}$$

Si ottiene quindi:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \alpha_i] \cdot [1/M_i(\alpha)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

dove:

- $M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{FS} \right)$



7 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3 del D.M. 14/01/2008, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (D.M. 14/01/2008), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1 (D.M. 14/01/2008).

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le analisi statiche.

7.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le opere portuali in progetto sono classificate come "tipo 2" secondo la tabella 2.4.I al §2.4 del D.M. 14.1.08, "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", pertanto la vita nominale V_N è:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso è la III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso". Il coefficiente d'uso C_U associato alla classe III è:

$$C_U = 1,5$$

Il periodo di riferimento V_R per le azioni sismiche è dato dal prodotto della vita nominale ed il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

7.2 OPERE DI SOSTEGNO

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

È ammesso l'uso dei metodi pseudostatici.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi relativi alle analisi statiche.

7.2.1 Muri di sostegno

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

- $a_{\max}$: accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

- g : accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

- S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso in esame è stato condotto uno studio di microzonazione sismica da parte dello Studio Geotecnico Italiano di Milano, che ha portato alla definizione di un valore di $a_g \cdot S_s$ pari a $0.3g$, con riferimento a una categoria di terreno "C".

Il coefficiente S_T è unitario, considerando una categoria topografica T1.

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

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

Per i muri di sostegno oggetto della presente relazione si è fatto riferimento a un coefficiente di riduzione della accelerazione massima attesa pari a $\beta_m = 0.31$.

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. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, si devono distinguere due differenti condizioni:

- permeabilità del terreno bassa ($k < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$), in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido;
- permeabilità del terreno elevata ($k > 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$), in cui l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido.

Nel primo caso, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase. Nel secondo caso, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua devono essere valutati separatamente (analisi disaccoppiata).

In presenza di acqua libera contro la parete esterna del muro, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

La verifica nei confronti del collasso per scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti. In tal caso, la valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il valore limite o di soglia dello spostamento.

I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale e le verifiche di sicurezza delle fondazioni.

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

7.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le verifiche sismiche sono state eseguite mediante l'impiego di metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

La componente orizzontale di tale forza può essere espressa come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

dove:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g$
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al suolo.
- $a_{\max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T$

8 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI DI SOSTEGNO

Si riportano in seguito le seguenti verifiche dei muri di sostegno: traslazione; ribaltamento; capacità portante. Nei calcoli il coefficiente di spinta attiva è stato valutato con la teoria di Coulomb tenendo conto di un angolo β di 34° tra la scarpata del rilevato ferroviario e l'orizzontale. In condizioni sismiche la spinta attiva del terreno è stata calcolata con riferimento alla teoria di Mononobe-Okabe. Nelle verifiche a traslazione si è tenuto conto della presenza del dente sotto alla piattabanda: tale contributo stabilizzante è stato schematizzato come incremento dell'angolo di attrito tra la piattabanda del muro e il terreno di fondazione. Il terreno di riempimento a tergo del muro è stato caratterizzato con un angolo di resistenza al taglio caratteristico pari a $\phi'_k = 35^\circ$, come il terreno di fondazione. La falda, ipotizzata alla quota 0 m l.m.m. in equilibrio con il livello del mare, si trova al di sotto del piano di imposta del muro. Le verifiche a traslazione e capacità portante sono state effettuate secondo l'approccio 2: (A1-M1-R3). Sono state verificate le sezioni di progetto con altezza del paramento pari a 1.5, 1.8 e 2.1 m dall'estradosso della fondazione.

8.1 MURO H1.5

Si riportano in seguito le verifiche del muro ha una altezza di 1.5 m con spessore 0.3 m e la piattabanda ha una lunghezza di 1.8 m con spessore 0.6 m. La piattabanda è posata a quota -1.05 m rispetto al piano stradale di progetto.

8.1.1 Dati di progetto

DATI DI PROGETTO:

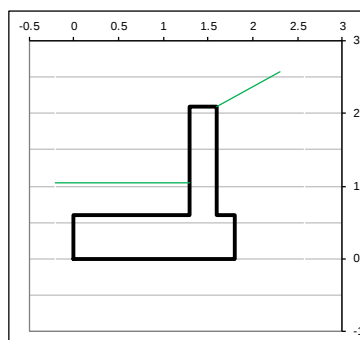
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.50	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.30	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.20	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	0.90	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	M1	M2	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	34.00	34.00	34.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23.33	23.33	19.50	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	35.00	35.00	29.26	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	0.00	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	36.00	36.00	30.17	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.05			(m)
	Profondità Falda	Zw	3.00			(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	3.60			(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	20000	20000	20000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.30			(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00			(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0930			(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0465			(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.61	0.61	0.87	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.99	0.99	1.01	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	1.00	1.00	1.03	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.85	3.85	3.02	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.67	3.67	2.86	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.66	3.66	2.85	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.56	0.56		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.80	0.86		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.80	0.87		(-)

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	A1	EQU	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)

8.1.2 Verifiche stabilità

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	31.01 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	38.25 (kN/m)
PP terreno a monte	5.96 (kN/m)
Spinta terreno	21.71 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	29.60 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	36.55 (kNm/m)
PP terreno a monte	9.12 (kNm/m)
Spinta terreno	40.06 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	65.92 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	31.01 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73 (-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.54	>	1.10 Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	85.73 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	29.60 (kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.90	>	1.00 Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	65.92 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	31.01 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-7.40 (kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.11 (m)
larghezza equivalente	B*	=	1.58 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.28	(-)
ic	0.26	(-)
iγ	0.15	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	336.46 (kN/m ²)
-------------------------------	---	-----------------------------

F qlim*B*/N	8.04	>	1.40 Verificato
--------------------	-------------	-------------	------------------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	2.22 (mm)
---	-----------

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	40.09	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	3.56	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.55	(kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	38.25	(kN/m)
PP terreno a monte	5.96	(kN/m)
Spinta terreno	28.07	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.28	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	32.66	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.17	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	0.30	(kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	36.55	(kNm/m)
PP terreno a monte	9.12	(kNm/m)
Spinta terreno	44.20	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N) N = 72.56 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 44.20 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.73 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.19 > 1.10 Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 89.87 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 35.12 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.56 > 1.00 Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N) N = 72.56 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 44.20 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = -3.65 (kNm/m)

eccentricità e = -0.05 (m)

larghezza equivalente B* = 1.70 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.15	(-)
ic	0.13	(-)
iγ	0.06	(-)

qlim (carico limite unitario) = 169.27 (kN/m²)

F qlim*B*/N 3.96 > 1.40 Verificato

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 2.33 (mm)

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	37.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	3.56	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.55	(kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	38.25	(kN/m)
PP terreno a monte	5.96	(kN/m)
Spinta terreno	26.04	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-0.28	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	30.18	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.17	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	1.24	(kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	36.55	(kNm/m)
PP terreno a monte	9.12	(kNm/m)
Spinta terreno	40.85	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	69.97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	41.30	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.23	>	1.10	Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	86.53	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	33.59	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.58	>	1.00	Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	69.97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	41.30	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-3.54	(kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.05	(m)
larghezza equivalente	B*	=	1.70	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.17	(-)
ic	0.15	(-)
iγ	0.07	(-)

qlim	(carico limite unitario)	=	188.98	(kN/m²)
F	qlim*B*/ N	4.59	>	1.40
				Verificato

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	2.24	(mm)
---	------	------

8.1.3 Verifiche strutturali

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck 40 (MPa)

$\gamma_c = 1.5$
 $f_{cd} = 18.89$ (MPa)

Acciaio

B450C

$f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$

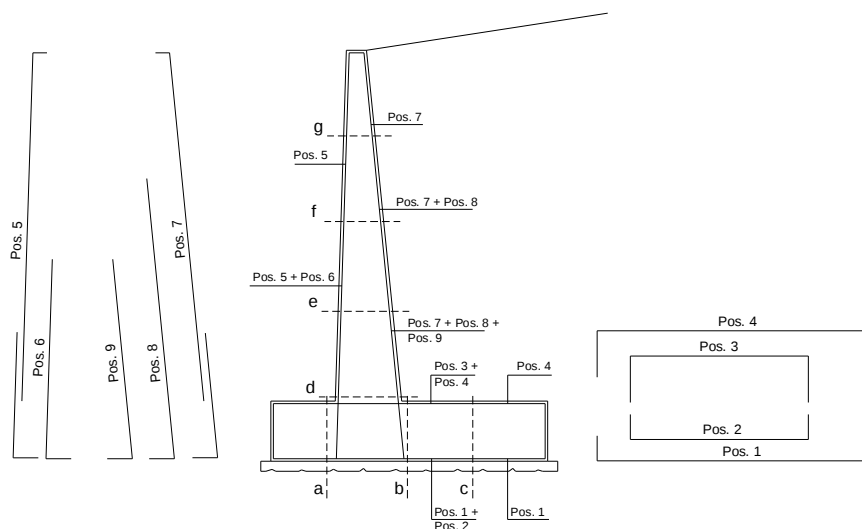
Copriferro

c = 8.00 (cm)

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S/\gamma_E = 391.30$ (MPa)

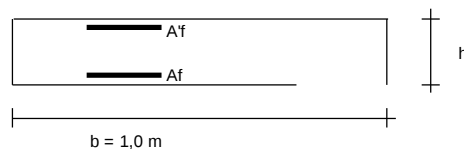
E_s = 200000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	M _u
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	17.89	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
b - b	-5.63	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
c - c	-2.81	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
d - d	13.99	19.37	0.30	5.65	5.65	67.48
e - e	6.01	13.10	0.30	5.65	5.65	66.92
f - f	1.85	7.79	0.30	5.65	5.65	66.44
g - g	0.26	3.42	0.30	5.65	5.65	66.05

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

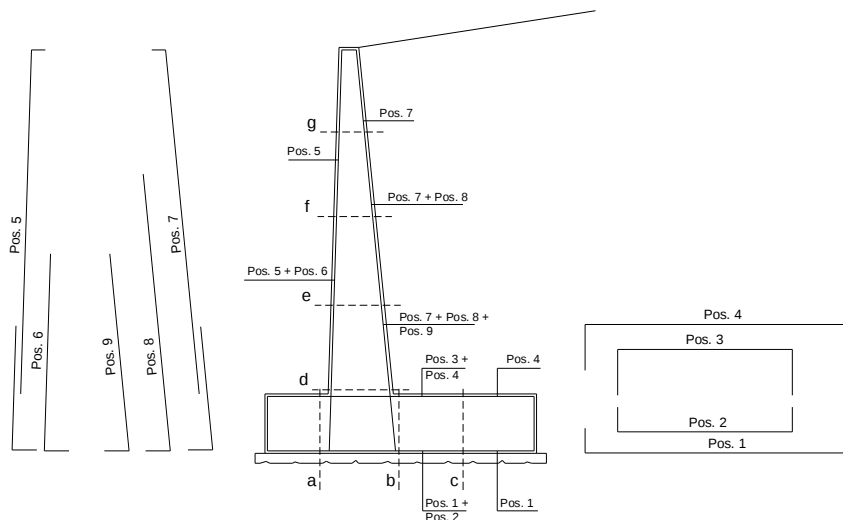
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

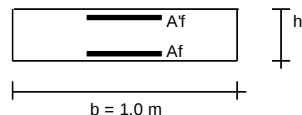
<u>Calcestruzzo</u>	Rck =	45	(MPa)	<u>Acciaio</u>	B450C
	fctm = $0.27 \cdot Rck^{2/3}$ =	3.42	(MPa)	fyk =	450 (MPa)
	coefficiente omogeneizzazione acciaio n =	15		Es	200000 (MPa)
<u>Copriferro</u>	(distanza asse armatura-bordo)			8.00	(cm)
<u>Copriferro minimo di normativa</u>	(ricoprimento armatura)			5.00	(cm)
<u>Valore limite di apertura delle fessure</u>				0.2	mm

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	9.24	0.00	0.6	7.70	7.70	0.38	24.72	0.041	0.200
b - b	-3.29	0.00	0.6	7.70	7.70	0.13	8.79	0.014	0.200
c - c	-1.66	0.00	0.6	7.70	7.70	0.07	4.43	0.007	0.200
d - d	5.52	16.01	0.3	5.65	5.65	0.98	30.93	0.040	0.200
e - e	2.33	11.12	0.3	5.65	5.65	0.38	9.08	0.012	0.200
f - f	0.69	6.82	0.3	5.65	5.65	0.08	0.46	0.001	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.2 MURO H1.8

Si riportano in seguito le verifiche del muro ha una altezza di 1.8 m con spessore 0.3 m e la piattabanda ha una lunghezza di 2.1 m con spessore 0.6 m. La piattabanda è posata a quota -1.05 m rispetto al piano stradale di progetto.

8.2.1 Dati di progetto

DATI DI PROGETTO:

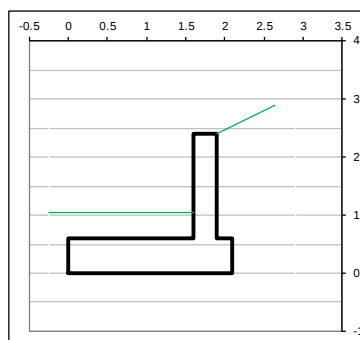
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.80	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.10	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.60	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.20	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.05	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	M1	M2	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	34.00	34.00	34.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23.33	23.33	19.50	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	35.00	35.00	29.26	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	0.00	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	36.00	36.00	30.17	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.05			(m)
	Profondità Falda	Zw	3.00			(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	4.20			(m)
	Modulo di deformazione	E	20000	20000	20000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.30			(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00			(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0930			(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0465			(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.61	0.61	0.87	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.99	0.99	1.01	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	1.00	1.00	1.03	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.85	3.85	3.02	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.67	3.67	2.86	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.66	3.66	2.85	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.56	0.56		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.80	0.86		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.80	0.87		(-)

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	A1	EQU	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)

8.2.2 Verifiche stabilità

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	39.89 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	45.00 (kN/m)
PP terreno a monte	7.10 (kN/m)
Spinta terreno	27.93 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	43.19 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	51.03 (kNm/m)
PP terreno a monte	12.78 (kNm/m)
Spinta terreno	60.12 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N) N = 80.03 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 39.89 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.73 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.46 > 1.10 Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 123.94 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 43.19 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.87 > 1.00 Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N) N = 80.03 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 39.89 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = -11.82 (kNm/m)

eccentricità e = -0.15 (m)

larghezza equivalente B* = 1.80 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.25	(-)
ic	0.23	(-)
iγ	0.13	(-)

qlim (carico limite unitario) = 311.26 (kN/m²)

F qlim*B*/N 7.02 > 1.40 Verificato

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 2.73 (mm)

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	51.58	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	4.19	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.66	(kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	45.00	(kN/m)
PP terreno a monte	7.10	(kN/m)
Spinta terreno	36.11	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.33	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	47.65	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.76	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	0.35	(kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	51.03	(kNm/m)
PP terreno a monte	12.78	(kNm/m)
Spinta terreno	66.34	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	88.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	56.42	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.14	>	1.10	Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	130.15	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	50.77	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.56	>	1.00	Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	88.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	56.42	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-7.08	(kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.08	(m)
larghezza equivalente	B*	=	1.94	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.13	(-)
ic	0.11	(-)
iγ	0.05	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	148.66	(kN/m ²)
-------------------------------	---	--------	----------------------

F qlim*B*/N	3.26	>	1.40	Verificato
--------------------	-------------	-------------	-------------	-------------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	2.89	(mm)
---	------	------

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	47.84	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	4.19	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.66	(kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	45.00	(kN/m)
PP terreno a monte	7.10	(kN/m)
Spinta terreno	33.50	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-0.33	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	44.04	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.76	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	1.67	(kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	51.03	(kNm/m)
PP terreno a monte	12.78	(kNm/m)
Spinta terreno	61.32	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	85.26	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	52.69	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.18	>	1.10	Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	125.13	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	48.48	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.58	>	1.00	Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	85.26	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	52.69	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-6.86	(kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.08	(m)
larghezza equivalente	B*	=	1.94	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.15	(-)
ic	0.12	(-)
iγ	0.06	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	167.82	(kN/m ²)
-------------------------------	---	--------	----------------------

F qlim*B*/ N	3.82	>	1.40	Verificato
---------------------	-------------	-------------	-------------	-------------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	2.78	(mm)
---	------	------

8.2.3 Verifiche strutturali

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck 40 (MPa)

$\gamma_c = 1.5$
 $f_{cd} = 18.89$ (MPa)

Acciaio

B450C

$f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$

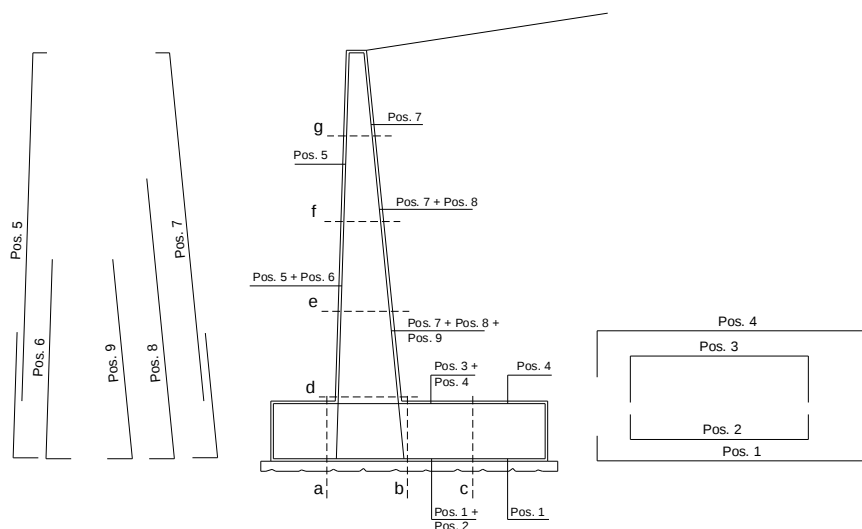
Copriferro

c = 8.00 (cm)

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S/\gamma_E = 391.30$ (MPa)

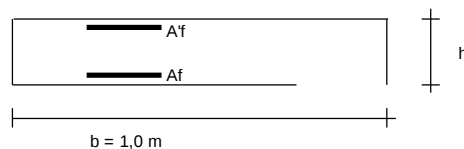
Es = 200000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	27.81	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
b - b	-7.26	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
c - c	-3.62	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
d - d	23.95	25.07	0.30	5.65	5.65	67.99
e - e	10.26	16.75	0.30	5.65	5.65	67.24
f - f	3.14	9.80	0.30	5.65	5.65	66.62
g - g	0.43	4.22	0.30	5.65	5.65	66.13

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

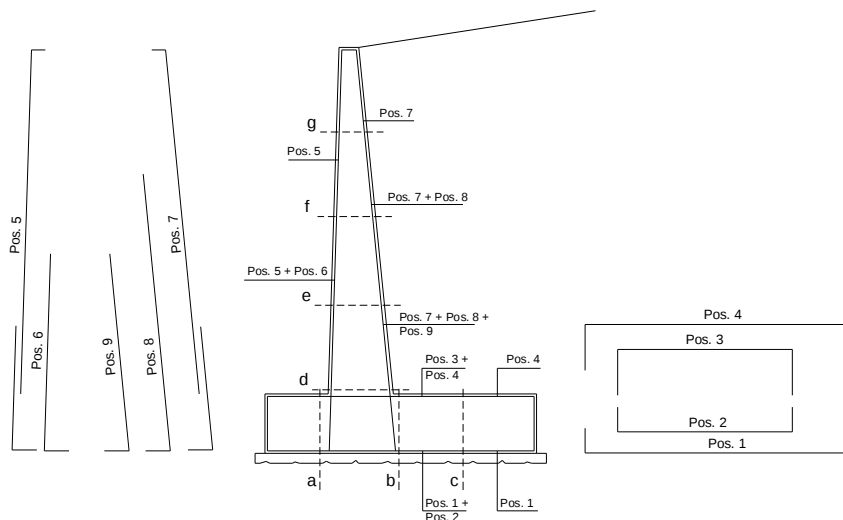
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

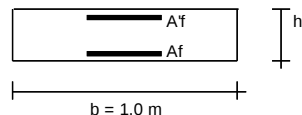
<u>Calcestruzzo</u>	Rck =	45	(MPa)	<u>Acciaio</u>	B450C
	fctm = $0.27 \cdot Rck^{2/3}$ =	3.42	(MPa)	fyk =	450 (MPa)
	coefficiente omogeneizzazione acciaio n =	15		Es	200000 (MPa)
<u>Copriferro</u>	(distanza asse armatura-bordo)			8.00	(cm)
<u>Copriferro minimo di normativa</u>	(ricoprimento armatura)			5.00	(cm)
<u>Valore limite di apertura delle fessure</u>		0.2	mm		

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	14.65	0.00	0.6	7.70	7.70	0.60	39.19	0.064	0.200
b - b	-4.29	0.00	0.6	7.70	7.70	0.17	11.47	0.019	0.200
c - c	-2.15	0.00	0.6	7.70	7.70	0.09	5.74	0.009	0.200
d - d	9.54	20.36	0.3	5.65	5.65	1.74	60.40	0.080	0.200
e - e	4.02	13.98	0.3	5.65	5.65	0.70	20.40	0.026	0.200
f - f	1.19	8.46	0.3	5.65	5.65	0.17	2.47	0.003	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.3 MURO H2.1

Si riportano in seguito le verifiche del muro ha una altezza di 2.1 m con spessore 0.3 m e la piattabanda ha una lunghezza di 2.5 m con spessore 0.6 m. La piattabanda è posata a quota -1.05 m rispetto al piano stradale di progetto.

8.3.1 Dati di progetto

DATI DI PROGETTO:

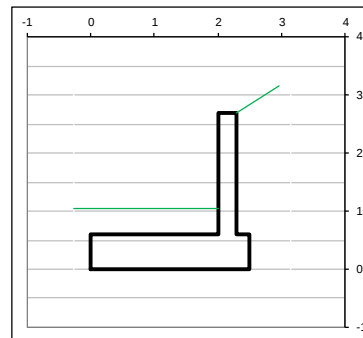
Geometria del Muro

Elevazione	H3	2.10	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	2.00	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.20	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	M1	M2	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	34.00	34.00	34.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23.33	23.33	19.50	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	35.00	35.00	29.26	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\varphi1'$	36.00	36.00	30.17	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	19.00	19.00	19.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.05			(m)
	Profondità Falda	Zw	3.00			(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	5.00			(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	20000	20000	20000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.30			(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00			(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0930			(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0465			(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.61	0.61	0.87	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.99	0.99	1.01	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	1.00	1.00	1.03	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.85	3.85	3.02	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.67	3.67	2.86	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.66	3.66	2.85	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.56	0.56		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.80	0.86		(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.80	0.87		(-)

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	A1	EQU	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	0.00	(kNm/m)

8.3.2 Verifiche stabilità

CONDIZIONE STATICA

<u>Azioni orizzontali</u>			A1+M1	<u>Azioni verticali</u>		
Spinta terreno	49.89	(kN/m)		PP muro	53.25	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)		PP terreno a monte	8.24	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)		Spinta terreno	34.93	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)		Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
				Azioni esterne	0.00	(kN/m)

<u>Momenti ribaltanti</u>			EQU+M2	<u>Momenti stabilizzanti</u>		
Spinta terreno	60.41	(kNm/m)		PP muro	72.66	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)		PP terreno a monte	17.80	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)		Spinta terreno	89.52	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)		Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
				Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	96.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	49.89	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.40	>	1.10	Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	179.98	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	60.41	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.98	>	1.00	Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	96.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	49.89	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-20.18	(kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.21	(m)
larghezza equivalente	B*	=	2.08	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.23	(-)
ic	0.21	(-)
iγ	0.11	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	300.54	(kN/m ²)
-------------------------------	---	--------	----------------------

F qlim*B*/N	6.49	>	1.40	Verificato
--------------------	-------------	-------------	-------------	-------------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	3.37	(mm)
---	------	------

PP muro	53.25	(kN/m)
PP terreno a monte	8.24	(kN/m)
Spinta terreno	45.17	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.38	(kN/m)

PP muro	72.66	(kNm/m)
PP terreno a monte	17.80	(kNm/m)
Spinta terreno	98.77	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Risultante forze verticali (N)	N	=	107.04	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	70.22	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.11	>	1.10	Verificato

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	189.24 (kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	70.48 (kNm/m)	
Fr	= Ms / Mr	2.68	>	1.00 Verificato

Risultante forze verticali (N)	N	=	107.04 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	70.22 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-14.85 (kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.14 (m)
larghezza equivalente	B*	=	2.22 (m)

iq	0.12	(-)
ic	0.09	(-)
iy	0.04	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) = 137.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

F	qlim*B*/ N	2.85	>	1.40	Verificato
---	------------	------	---	------	------------

δ 3.59 (mm)

COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	59.83	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	4.95	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.77	(kN/m)

A1+M1

Azioni verticali

PP muro	53.25	(kN/m)
PP terreno a monte	8.24	(kN/m)
Spinta terreno	41.90	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-0.38	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	61.61	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	3.46	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	2.21	(kNm/m)

EQU+M2

Momenti stabilizzanti

PP muro	72.66	(kNm/m)
PP terreno a monte	17.80	(kNm/m)
Spinta terreno	91.30	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	103.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	65.55	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.73	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T	1.14	>	1.10	Verificato

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

EQU+M2

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	181.76	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	67.28	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	2.70	>	1.00	Verificato

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

A1+M1+R3

Risultante forze verticali (N)	N	=	103.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	65.55	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	-14.29	(kNm/m)
eccentricità	e	=	-0.14	(m)
larghezza equivalente	B*	=	2.22	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	37.75	(-)
Nc	50.59	(-)
Nγ	56.31	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.13	(-)
ic	0.11	(-)
iγ	0.05	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	156.69	(kN/m ²)
-------------------------------	---	--------	----------------------

F qlim*B*/ N	3.38	>	1.40	Verificato
---------------------	-------------	-------------	-------------	-------------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	3.46	(mm)
---	------	------

8.3.3 Verifiche strutturali

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

R_{ck} 40 (MPa)

$\gamma_c = 1.5$
 $f_{cd} = 18.89$ (MPa)

Acciaio

B450C

$f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$

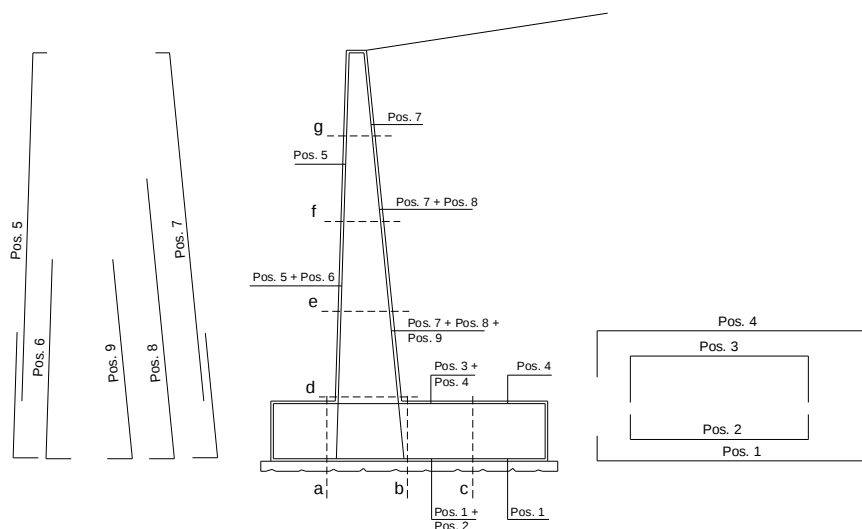
Copriferro

$c = 8.00$ (cm)

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S/\gamma_E = 391.30$ (MPa)

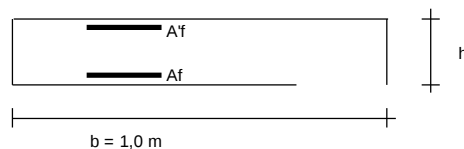
$E_s = 200000$ (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	40.99	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
b - b	-9.09	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
c - c	-4.53	0.00	0.60	7.70	7.70	170.57
d - d	37.78	31.37	0.30	5.65	5.65	68.55
e - e	16.16	20.74	0.30	5.65	5.65	67.60
f - f	4.91	11.96	0.30	5.65	5.65	66.82
g - g	0.66	5.05	0.30	5.65	5.65	66.20

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

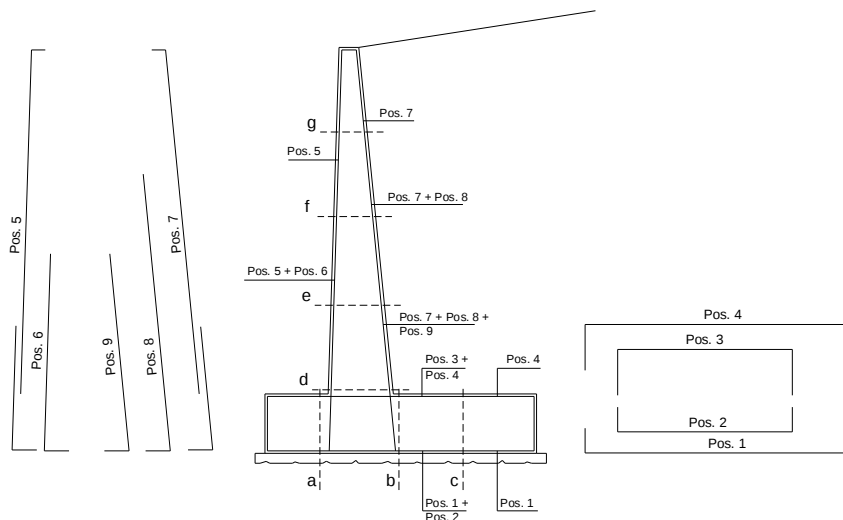
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

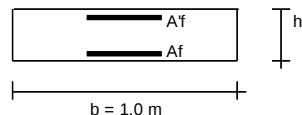
<u>Calcestruzzo</u>	Rck =	45	(MPa)	<u>Acciaio</u>	B450C
	fctm = $0.27 \cdot Rck^{2/3}$ =	3.42	(MPa)	fyk =	450 (MPa)
	coefficiente omogeneizzazione acciaio n =	15		Es	200000 (MPa)
<u>Copriferro</u>	(distanza asse armatura-bordo)			8.00	(cm)
<u>Copriferro minimo di normativa</u>	(ricoprimento armatura)			5.00	(cm)
<u>Valore limite di apertura delle fessure</u>		0.2	mm		

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	14	5	5.0	12
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	12
4	5.0	14	8	0.0	0
			9	0.0	0



Condizione Statica

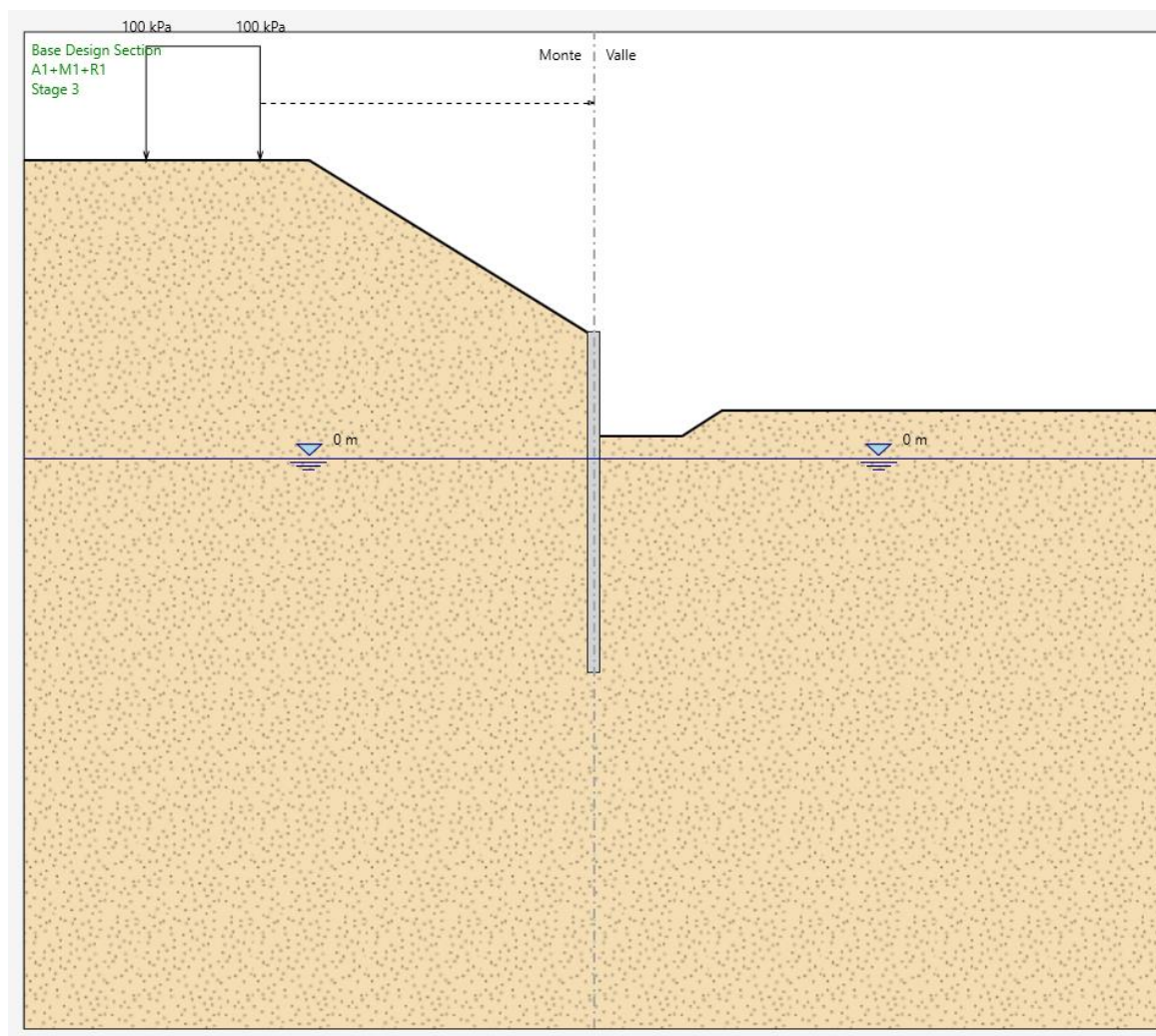
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	21.89	0.00	0.6	7.70	7.70	0.89	58.54	0.096	0.200
b - b	-5.42	0.00	0.6	7.70	7.70	0.22	14.49	0.024	0.200
c - c	-2.70	0.00	0.6	7.70	7.70	0.11	7.21	0.012	0.200
d - d	15.15	25.09	0.3	5.65	5.65	2.80	102.90	0.137	0.200
e - e	6.39	17.06	0.3	5.65	5.65	1.14	37.20	0.049	0.200
f - f	1.89	10.21	0.3	5.65	5.65	0.30	6.39	0.008	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

9 VERIFICHE DI SICUREZZA DEL PALANCOLATO PROVVISORIO

Per poter realizzare i muri di sostegno al piede del rilevato ferroviario, in corrispondenza delle sezioni in cui lo scavo in scarpata potrebbe comprometterne la stabilità dell'opera esistente, si rende necessario l'utilizzo di palancole provvisorie.

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di deformazione sono state effettuate con l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus 2016.



Fasi realizzative

- Infissione palancole
- Scavo fino a quota imposta fondazione dei muri di sostegno.

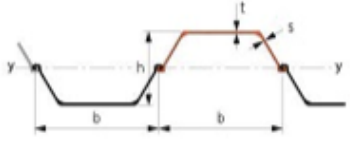
Caratteristiche terreni

Parametro	Valore
Name	sabbia
InitialStressK0nc	0.5
InitialStressNocr	0.5
UnitWeightGammaDry	19 kN/m ³
UnitWeightGammaSat	20 kN/m ³
PermeabilityKz	0.0001 m/s
ResistanceMohrCoulombC	0 kPa
ResistanceMohrCoulombFi	35 °
ElasticConstantEvc	15000 kPa
ElasticConstantEur	44999.99 kPa

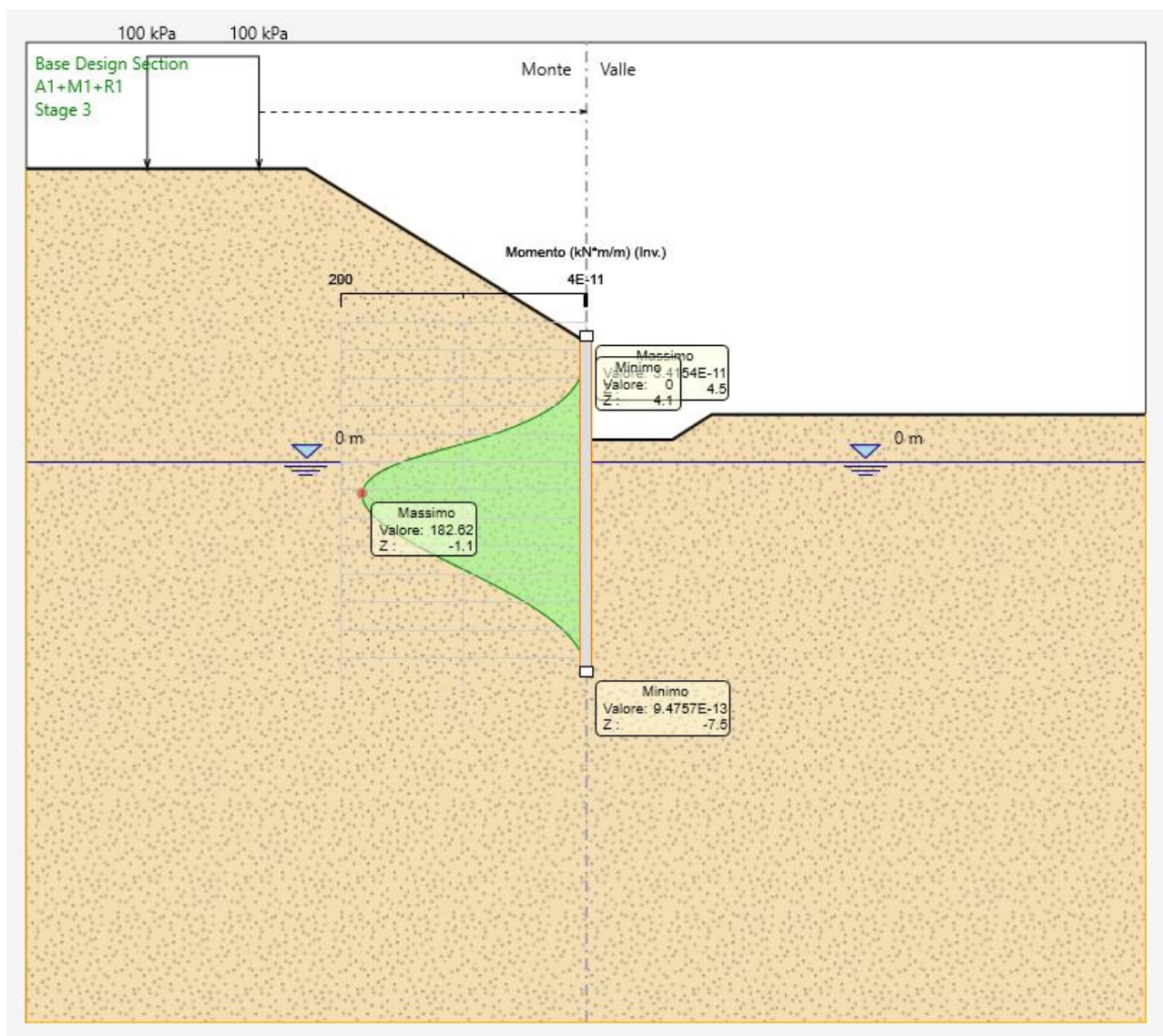
Caratteristiche palancole

Palancole

Profilo: AU_18 Catalogo Palancole
 Materiale: S355
 Tipo: U β_B : 1
 Peso per superficie unitaria di parete: 1.1572 kN/m² β_D : 1
 B: 0.75 m I_x : 0.0004 m⁴/m
 H: 0.441 m W_{el} : 0.0018 m³/m

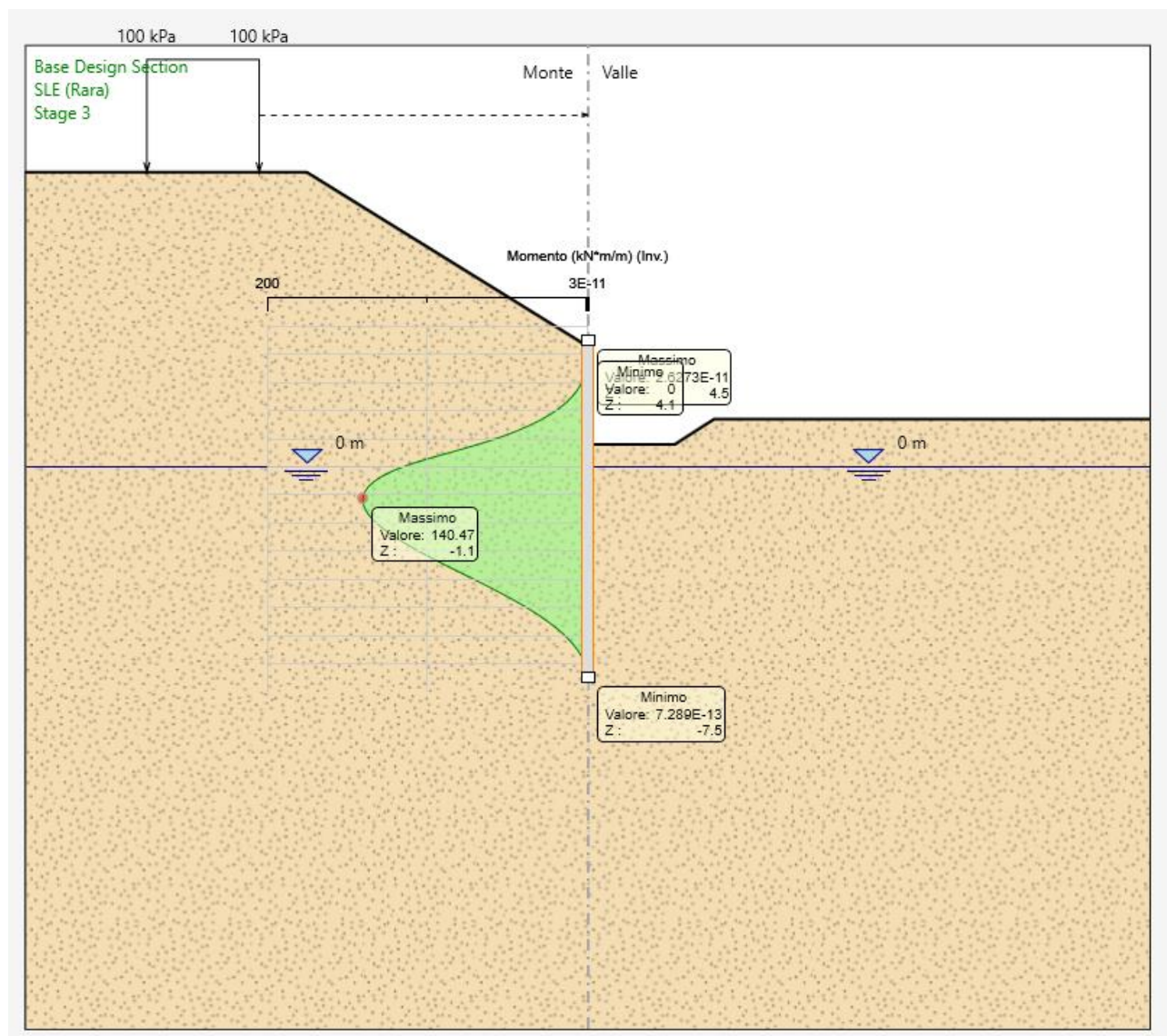


Inviluppo momento flettente SLU



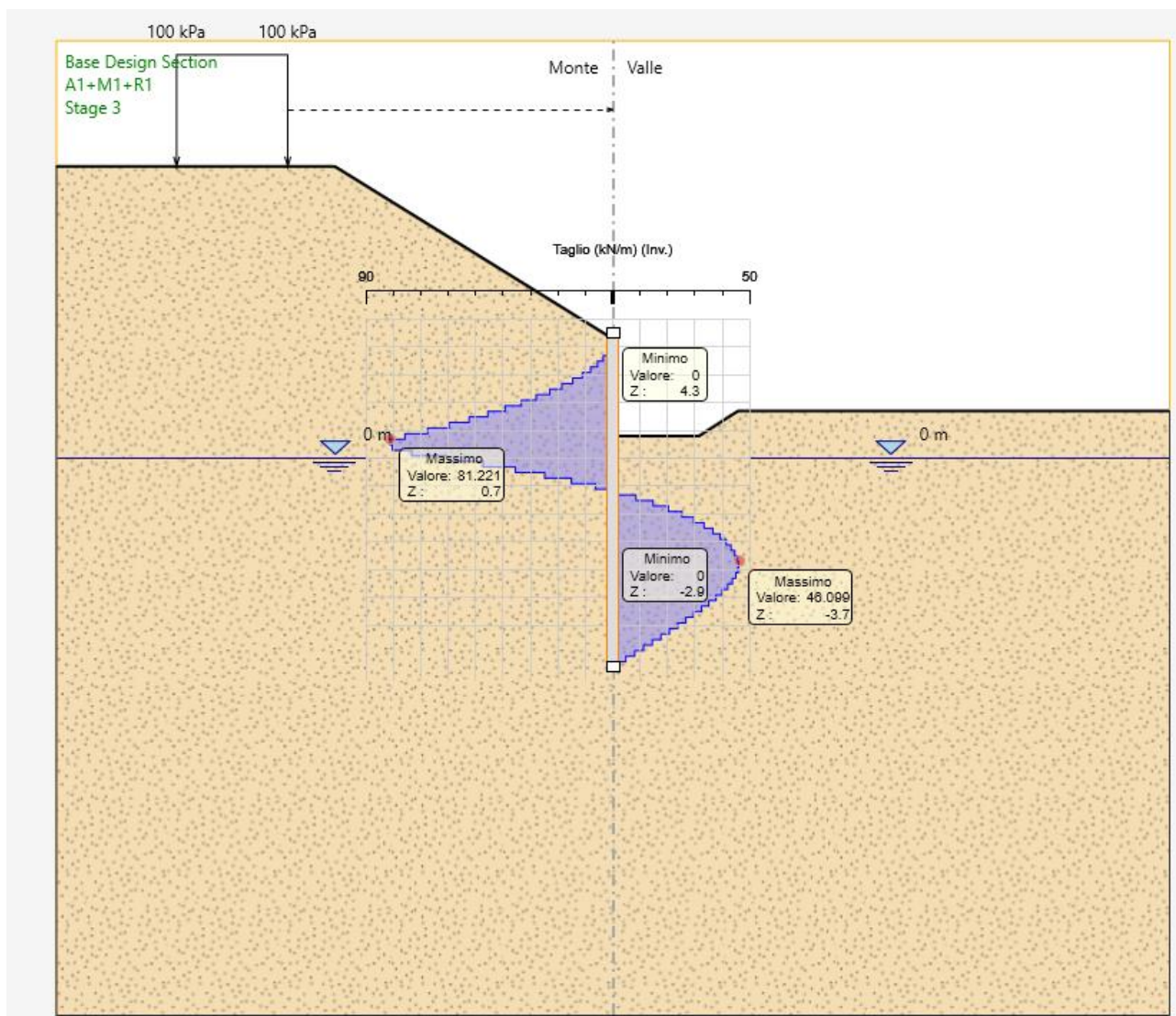
Il momento massimo sollecitante allo SLU è $M_{Ed} = 182.6 \text{ kNm/m}$.

Inviluppo momento flettente SLE



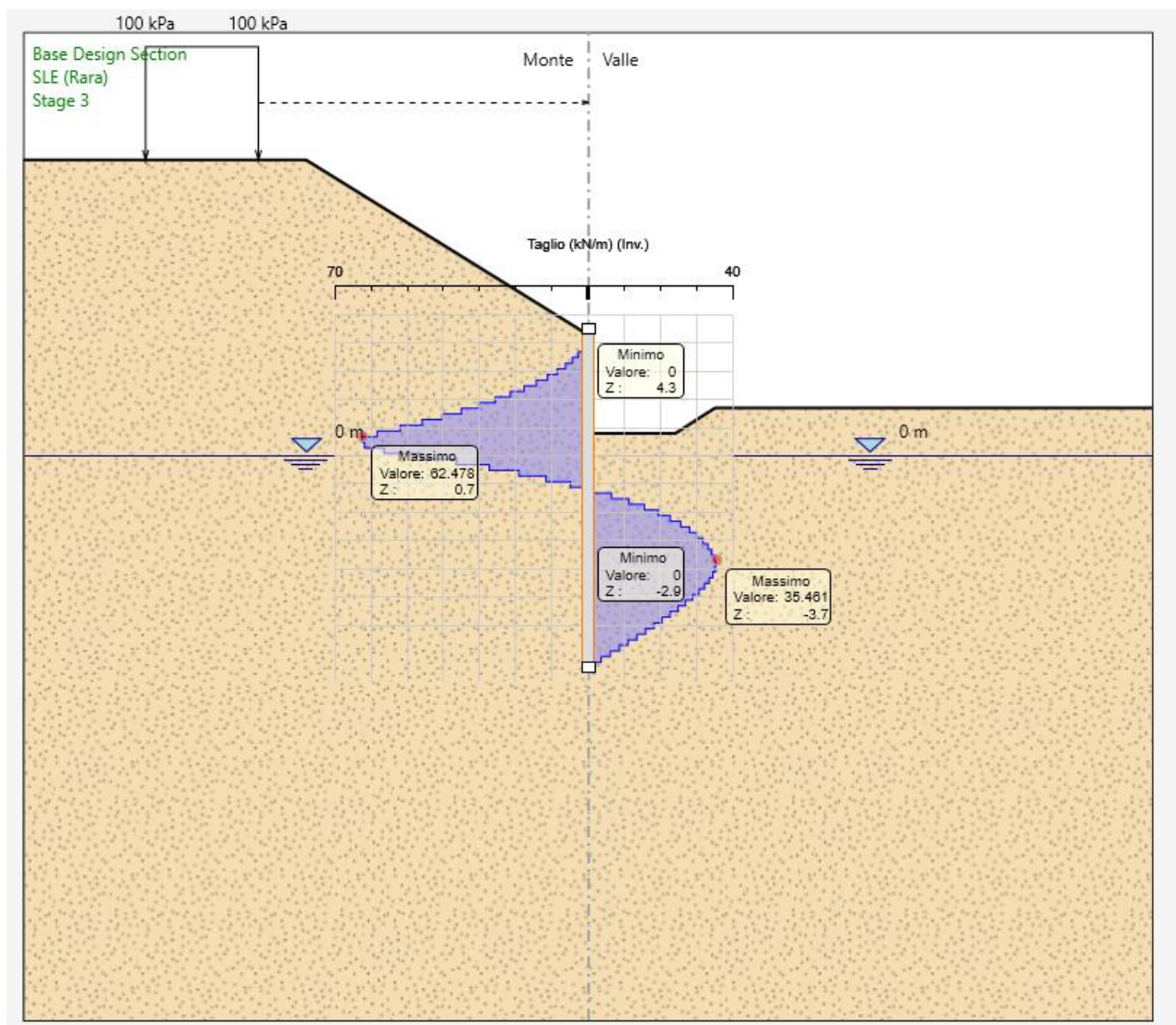
Il momento massimo sollecitante allo SLE è $M_{Ed} = 140.5 \text{ kNm/m}$.

Inviluppo taglio SLU



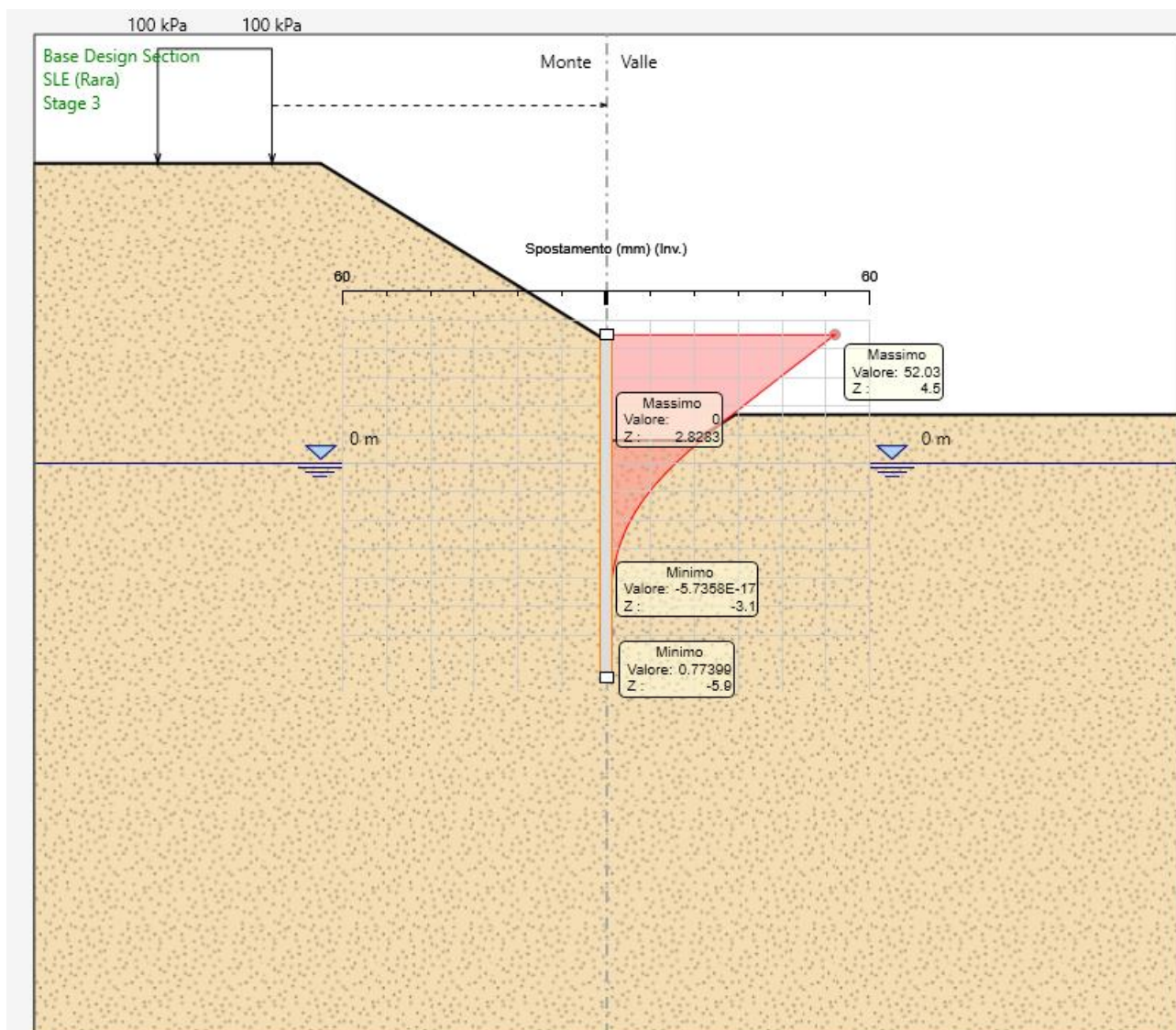
Il taglio massimo sollecitante allo SLU è $V_{Ed} = 81.3 \text{ kN/m}$.

Inviluppo taglio SLE



Il taglio massimo sollecitante allo SLE è $V_{Ed} = 62.5 \text{ kN/m}$.

Inviluppo deformazioni orizzontali SLE



Lo spostamento orizzontale massimo allo SLE è di circa 5.2 mm.

Verifica armatura

CARATTERISTICHE MATERIALI

f_{yk}	=	355	MPa
γ_{M0}	=	1.05	-
ε	=	0.81	-
Δs	=	0	mm

Riduzione spessore per corrosione

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Palancola	AU 18
tipo	U

SEZIONE INTEGRATAZIONE CORROSA

b_1	=	336	336	mm
b_2	=	750	750	mm
h	=	441	441	mm
t	=	10.5	10.5	mm
s	=	9.1	9.1	mm
α	=	54.7	54.7	°
$(b_1/t)/\varepsilon$	=	39.3	39.3	-
classe	=	3	3	-
J	=	30471	30471	cm ⁴ /m
W_{el}	=	1382	1382	cm ³ /m
W_{pl}	=	1602	1602	cm ³ /m

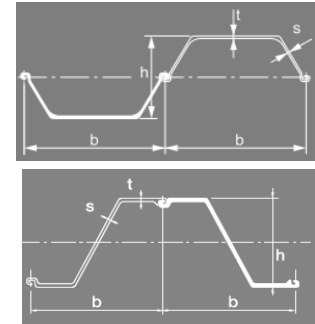
Inclinazione membratura

Momento d'inerzia

Momento di res. elastico

Momento di res. plastico

Tipologia palancole



SOLLECITAZIONI AGENTI

V_{Ed}	=	81.30	kN/m	Taglio a metro lineare
M_{Ed}	=	182.60	kNm/m	Momento a metro lineare

VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE INTEGRATAZIONE CORROSA

A_v	=	5223.40	5223.40	mm ² /m	Area di taglio
$V_{pl,Rd}$	=	1019.60	1019.60	kN/m	Taglio resist.
FS	=	12.54	12.54		VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A MOMENTO

β	=	1		
SEZIONE INTEGRATAZIONE CORROSA				
$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	=	0.08	0.08	-
ρ	=	0.00	0.00	-
$M_{c,Rd}$	=	467.22	467.22	kNm/m
$M_{v,Rd}$	=	467.22	467.22	kNm/m
FS_M	=	2.56	2.56	VERIFICA SODDISFATTA

= $M_{c,Rd}$ se $V_{Ed}/V_{pl,Rd} < 0.5$

Classification	Z-profile	U-profile														
																
Class 1	- the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out															
Class 2	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 37$														
Class 3	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq 49$														
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	<table><tr><th>f_y [N/mm²]</th><td>240</td><td>270</td><td>320</td><td>355</td><td>390</td><td>430</td></tr><tr><th>ε</th><td>0,99</td><td>0,93</td><td>0,86</td><td>0,81</td><td>0,78</td><td>0,74</td></tr></table>	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430	ε	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74	
f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430										
ε	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74										
Key: b : width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio b/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used; t_f : thickness of the flange for flanges with constant thickness; r_f : midline radius of the corners between the webs and the flanges; f_y : yield strength. Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.																

10 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Si riportano in seguito le verifiche di stabilità globale del rilevato ferroviario nella configurazione di progetto. Le verifiche sono state condotte con riferimento alla sezione 17, caratterizzata da una maggiore altezza di ritenuta a tergo del muro di sostegno.

Nello stato di progetto le verifiche sono state condotte in condizioni statiche considerando un sovraccarico accidentale dovuto al passaggio del treno pari a 100 kPa (valore caratteristico) agente su ciascun binario di larghezza 1.5 m, amplificato con il coefficiente parziale sulle azioni $A2 = 1.3$. Tale azione schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante, di entità pari a 150 kN/m, come indicato nel paragrafo 5.2.2.3.1.2 delle NTC 2008 con riferimento alla combinazione SW/2.

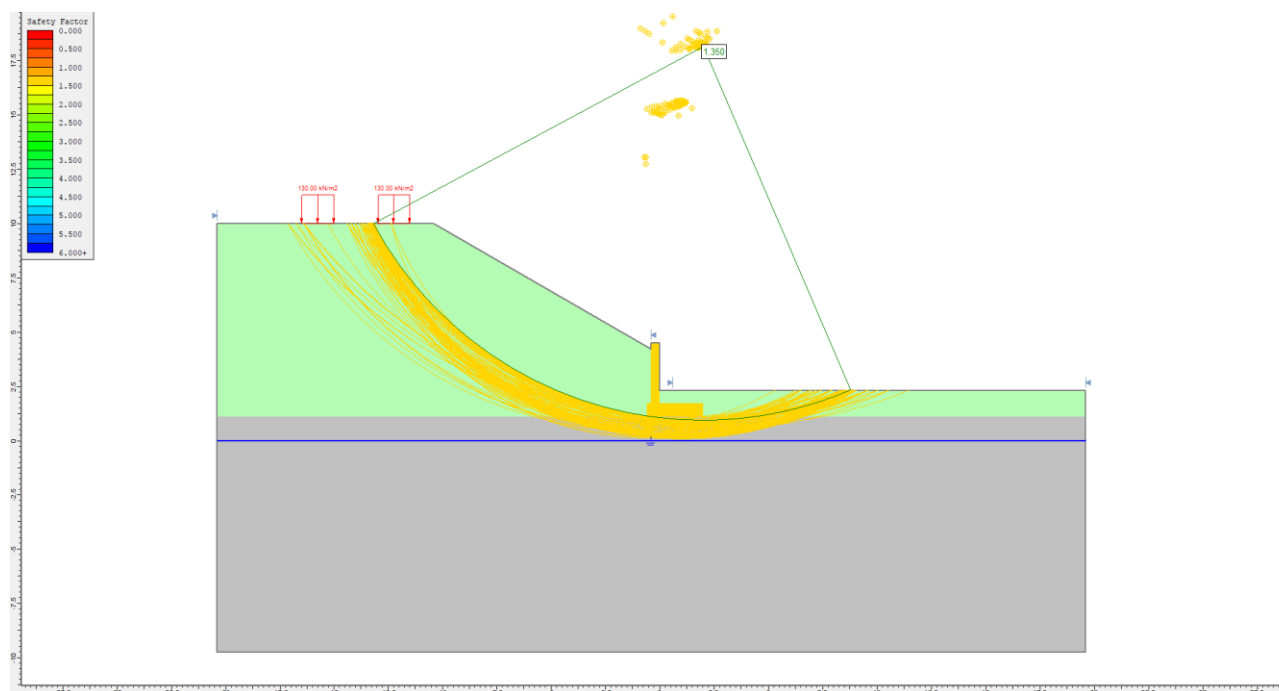
In condizioni simiche, con riferimento alla combinazione sismica "E", il sovraccarico ferroviario è stato ridotto con un fattore $\psi_{2j} = 0.3$ e il coefficiente parziale sulle azioni $A2$ è stato assunto unitario.

Si riportano nella tabella seguente i parametri geotecnici caratteristici di resistenza dei terreni utilizzati nel modello di calcolo.

Materiale	Profondità		Peso di volume (kN/m ³)	Coesione efficace c'_k (kPa)	Angolo di resistenza al taglio ϕ'_k (°)
	da (m l.m.m.)	a (m l.m.m.)			
Rilevato	10	1	19	4	35
Terreno fondazione	1	-10	19	0	35

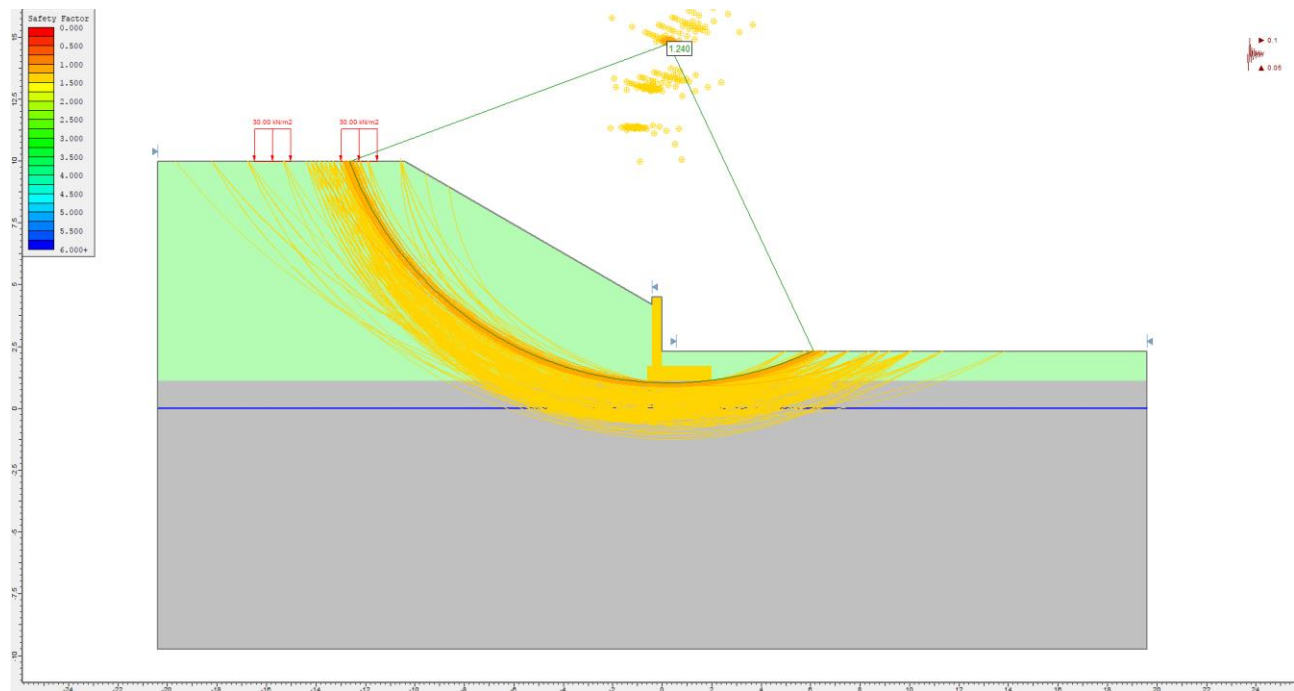
Tabella 5 – Parametri geotecnici caratteristici.

10.1 VERIFICA COMBINAZIONE SLU



La verifica risulta soddisfatta in quanto $FS = 1.350 > 1.1$.

10.2 VERIFICA COMBINAZIONE SLV A2 M2



La verifica risulta soddisfatta in quanto $FS = 1.24 > 1.21$.