



FERROVIE EMILIA ROMAGNA

Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore: adeguamento della progettazione definitiva e coordinamento per sicurezza in fase di progettazione per la realizzazione del completamento dell'interramento della tratta urbana di Bologna della Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore e Redazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica relativo al raddoppio del binario tra la fermata di Bologna-Via Larga e la stazione di Budrio (CIG 754332765C).

PROGETTO DEFINITIVO



FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE

FERMATA VIA RIMESSE

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO RAMPE

CARTELLA N° 4.2

FER_BP_D_T1 STR_FRI_R_002_0

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
31/10/2019	FER BP D T1	STR FRI R002	0

AGGIORNAMENTI						
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	Emissione finale	31/10/2019	M. Tondi	D. Fratti	A. Frascari	V. Floria

<u>Responsabile del progetto e dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche:</u> <p align="center">Ing. Vincenza Floria Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino, n. 8042 (Firmato digitalmente)</p>	<u>Il Progettista:</u> <p align="center">Ing. Alessandro Frascari Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna, n. 7115A (Firmato digitalmente)</p>	<u>Il Responsabile Unico del Procedimento:</u> <p align="center">Ing. Fabrizio Maccari (Firmato digitalmente)</p>
---	--	---

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Documenti del progetto di riferimento	4
2.2	Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica.....	4
2.3	Normative	5
2.3.1	Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico	5
2.3.2	Norme relative ai materiali strutturali	6
2.3.3	Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture.....	6
2.3.4	Altre norme/direttive di carattere specifico	6
2.3.5	Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico	7
2.4	Riferimenti bibliografici	7
2.4.1	RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE.....	7
2.4.2	RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO.....	7
2.4.3	RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO.....	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	9
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
4.1	Unità geotecniche.....	11
4.2	Inquadramento idrogeologico.....	11
4.3	Parametri geotecnici	13
5	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	14
6	SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO	16
6.1	Combinazioni di carichi e requisiti normativi.....	16
6.2	Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche	17
6.2.1	Considerazioni generali	17
6.2.2	Accelerazione massima al suolo	17
6.2.3	Comportamento sismico.....	19
7	ANALISI DEI CARICHI	21
7.1	Azioni di esercizio opere di contenimento di esercizio.....	21
7.1.1	Pesi propri (g1k)	21

7.1.2	Permanenti non strutturali (g2k)	21
7.1.3	Spinta statica delle terre e della falda (g3k)	21
7.1.4	Sovraccarico accidentale su rilevato (g4k)	22
7.2	Azione da urto veicolare	22
8	CRITERI DI VERIFICA	23
8.1	Verifiche geotecniche (GEO) allo SLU	23
8.1.1	Verifiche di capacità portante delle fondazioni dirette	23
8.1.2	Verifiche allo scorrimento di fondazioni dirette	24
8.1.3	Verifiche al ribaltamento di fondazioni dirette	25
8.2	Verifiche strutturali (STR)	25
8.2.1	Verifiche elevazione e fondazione	25
9	ANALISI STRUTTURALE	27
9.1	Software di calcolo	27
9.2	Riepilogo delle armature predisposte SEZIONE TIPO A	27
9.2.1	ARMATURE FONDAZIONE	27
9.2.2	ARMATURE ELEVAZIONI	27
9.3	Riepilogo delle armature predisposte SEZIONE TIPO B	27
9.3.1	ARMATURE FONDAZIONE	27
9.3.2	ARMATURE ELEVAZIONI	28
9.4	Riepilogo delle armature predisposte SEZIONE TIPO C	28
9.4.1	ARMATURE FONDAZIONE	28
9.4.2	ARMATURE ELEVAZIONI	28
9.5	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	29
10	ALLEGATO A – TABULATI DI OUTPUT	31
10.1	SEZIONE TIPO A	31
10.2	SEZIONE TIPO B	52
10.3	SEZIONE TIPO C	73

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di adeguamento della progettazione definitiva del completamento dell'interramento della Linea ferroviaria Bologna-Portomaggiore, volto all'eliminazione dei passaggi a livello nelle tratte urbane di Bologna tra Zanolini-Rimesse (Tratta 1) e Via Larga (Tratta 2).

La Tratta 1 (Zanolini-Rimesse) è compresa tra le progressive km 2+084,300 e km 3+328,107 della linea, e prevede la realizzazione del completamento della galleria di Zanolini, già realizzata, la predisposizione per la nuova fermata Libia e l'adeguamento dell'esistente Fermata Rimesse

La Tratta 2 (Via Larga) è compresa tra le progressive km 4+187,93 e km 5+169,95 in corrispondenza dei passaggi a livello di via Cellini e via Larga e consiste nell'abbassamento del binario esistente in corrispondenza della nuova fermata di via Larga e nel rimodellamento di via Scandellara, funzionale alla realizzazione di un parcheggio e di una nuova pista ciclo-pedonale.



Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare GoogleEarth®.

Scopo della presente relazione è la progettazione delle strutture di sostegno nelle Vie Rimesse, Massarenti e Grassetti.

Si progetteranno 3 sezioni tipologiche di altezza pari a 1.00 m, 3.00 m e 5.00 m da impiegare, rispettivamente, nei tratti con muri di sostegno di altezza minore di 1.00 m, tra 1.00 m e 3.00 m e tra 3.00 m e 5.00 m.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI DEL PROGETTO DI RIFERIMENTO

- D0-L1-D-ST-OC-001 – Galleria San Vitale Rimesse – Relazione di Calcolo
 D0-L1-D-ST-OS 001 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 1/2
 D0-L1-D-ST-OS 002 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo 2/2
 D0 L1 D PG GE 001 – Galleria San Vitale Relazione Geologica-Geotecnica
 D0 L1 D ST OC 016 – Predisposizione Fermata Libia - Pianta e Sezione longitudinale
 D0 L1 D ST OC 017 – Predisposizione Fermata Libia - Scala 1 Pianta e Sezioni

2.2 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

CARTELLA 2.5 – STUDI E INDAGINI - FABBRICATI ED ALTRE STRUTTURE IN INTERFERENZA		
FER_BP_D	T0_INT_GEN_R_001	RELAZIONE TECNICA E SCHEDE DI RILIEVO STRUTTURE

CARTELLA 4.2 – OPERE CIVILI: FERMATE - PROGETTO STRUTTURALE		
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_001	FERMATA RIMESSE - CARPENTERIE - PIANTA PIANO BANCHINA E SEZIONE LONGITUDINALE
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_002	FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 1/2
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_003	FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - SEZIONI TRASVERSALI 2/2
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_004	FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 1
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_005	FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 2
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_006	FERMATA VIA RIMESSE - CARPENTERIE - ACCESSO 3
FER_BP_D	T1_STR_FRI_S_007	FERMATA VIA RIMESSE - FASI COSTRUTTIVE

CARTELLA 6.1 – OPERE DI PRESIDIO E MONITORAGGI		
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_R_001	ANALISI SUBSIDENZE E IMPATTI SU FABBRICATI E MANUFATTI - RELAZIONE TECNICA
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_R_002	SISTEMA DI MONITORAGGIO - RELAZIONE TECNICA
FER_BP_D	T0_MOP_GEN_S_001	TIPOLOGIE DI MONITORAGGIO DEGLI EDIFICI
FER_BP_D	T1_MOP_FRI_S_001	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE DI SOSTEGNO - FERMATA VIA RIMESSE

2.3 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

2.3.1 Norme relative al calcolo strutturale, geotecnico e sismico

- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni";
- C.M. 21 febbraio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta ufficiale 11/02/2019 n. 35)";

Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

- UNI EN 1990:2006 "Criteri generali di progettazione strutturale";

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- UNI EN 1998-1:2016 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.3.2 Norme relative ai materiali strutturali

- UNI EN 206-1:2016 «Calcestruzzo, Parte 1 Specificazione, prestazione, produzione e conformità»;
- UNI 11104:2017 «Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1»;
- UNI EN 197-1-2011 «Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 10025-1:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 1 «Condizioni tecniche generali di fornitura»;
- UNI EN 10025-2:2005 «Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali», Parte 2 «Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali».

2.3.3 Norme relative alla resistenza al fuoco delle strutture

- UNI EN 1992-1-2:2019 «Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio».
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI 9503:2007 «Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio».
- D.M. del 16 febbraio 2007 «Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione».

2.3.4 Altre norme/direttive di carattere specifico

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni (superato dalla normativa DM17/1/2018 e circolare esplicativa);
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. 21 dicembre 1999 n. 554 "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

- D.L. 5 Febbraio 1997, N.22 – Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio. (G.U. 15-2-1997, n.38-suppl) modificato ed integrato ai sensi del D.L. 8 Novembre 1997, N.389 (G.U. 8-11-1997, n.261);
- D. L. 5 Febbraio 1998 – Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli artt.31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n.22 (G.U. 16-4-1998, n.88 – suppl.).
- Manuale RFI di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II - SEZIONI 2 - PONTI e STRUTTURE (RFI DTC_SI_PS_MA_IFS_001_C)

2.3.5 Raccomandazioni e standard specifici per il calcolo geotecnico

- AGI giugno 1975 «Raccomandazioni nella programmazione delle indagini geotecniche».
- Raccomandazioni AICAP maggio 1993 «Ancoraggi nei terreni e nelle rocce».
- Reccomandations T.A. 95 Comité Français de la Mécanique des Sol et des Travaux de Fondations «Tirants d'ancrage – Reccomandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle».
- AGI dicembre 1984 «Raccomandazioni sui pali di fondazione».
- EN 12715 «Execution of special geotechnical works - grouting».
- EN 12716 «Execution of special geotechnical works – jet grouting».
- Raccomandazioni AFTES
- ACI Standard ACI/89 «Building code requirements for reinforced concrete».

2.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.4.1 RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- CSI COMPUTER & STRUCTURE [2017] - "SAP 2000 user's manual"
- ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- LUIGI SANTARELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- FIB, [2013] - "FIB MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES 2010"
- FIB [2011] - "Design examples for strut-and-tie models (bulletin n°61)"
- JRC, ECCS [2007] - "Commentary and worked examples to EN 1993-1-5"
- G. BALLIO, F. MAZZOLANI [2015] - "Strutture in acciaio"

2.4.2 RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"

- AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] – "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

2.4.3 RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli
-

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

Conglomerato cementizio magro

Classe di resistenza:	C12/15
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza:	—

Conglomerato cementizio per fondazioni opere di sostegno

Classe di resistenza:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c = 31476 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4

Conglomerato cementizio per elevazioni opere di sostegno

Classe di resistenza:	C32/40
Modulo di deformazione:	$E_c = 33345 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC4 + XD3 + XF4
Classe di consistenza:	S4

- **Copriferro**

I valori riportati per i copriferri sono comprensivi della tolleranza $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ e rappresentano la distanza minima tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Sono valori minimi da adottarsi salvo ove diversamente indicato.

Opere di sostegno $c = 5,0 \text{ cm}$

- **Acciaio di armatura**

Tipo:	<i>B450C</i>
Modulo di deformazione:	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

Spessore: 2±0.5mm
Peso specifico: 1.3g/cm ³
Resistenza a trazione media: 15MPa

Tessuto non tessuto

Massa unitaria: 500g/m ²
Spessore: a 2kPa 3.8mm, a 200kPa 1.8mm
Resistenza a punzonamento: 5.0kN
Resistenza a trazione media: 45kN/m

Cordolino bentonitico

Dimensione: 20x25mm
Espansione a contatto con acqua: 6 volte il volume iniziale
Pressione di rigonfiamento dopo 48h: >600kPa

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la caratterizzazione geotecnica del sito nel quale insiste l'opera in progetto si è fatto riferimento.

4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

I dati acquisiti dai sondaggi eseguiti nell'area e dai lavori eseguiti in aree limitrofe permettono una ricostruzione stratigrafica di massima dell'area in oggetto (per una ricostruzione stratigrafica di dettaglio si vedano gli elaborati dedicati).

Il modello stratigrafico del terreno è stato spinto fino ad una profondità di – 30.0 m dal p.c.

Segue la "stratigrafia tipo" dell'area in corrispondenza del sottosuolo compreso fra Via Fabbri e Via Bentivoglio:

- 0.0_1.0/1.2 - Terreno di riporto costituito da ghiaie e sabbie in matrice limosa. Sottofondo stradale
- 1.0/1.2_4.0/4.5 - Sabbia fine limosa, poco addensata, nocciola.
- Da –3.0 m sabbia media moderatamente addensata.
- 4.0/4.5_14.0 - Ghiaia grossa con ciottoli in matrice di sabbia grossa nocciola. Molto addensata.
- 14.0_20.0 - Alternarsi di livelli limosi e limo-sabbiosi e di argille limose.
- Dopo i 19/20 m si ha una sedimentazione più sabbiosa.

Più in generale nell'area della Galleria S. Vitale il tetto del livello ghiaioso ha una profondità variabile fra i –6.0 dal p.c. di Via Palmieri e i –3.0 m dal p.c. di Via dal Ferro.

Lo spessore del livello ghiaioso passa dai 7.0 m di Via Palmieri ai 13 m di Via dal Ferro. Localmente il livello ghiaioso può contenere lenti talvolta spesse alcuni metri di limi sabbiosi e sabbie (Via Palmieri) e di limi e limi con argille (Via Libia–Via dal Ferro). Al di sotto del livello ghiaioso si ha di nuovo una sedimentazione più fine (prima terreni limosi e quindi sabbiosi).

L'analisi geotecnica ha evidenziato come la tratta di interesse è caratterizzata da due unità geotecniche definite nel proseguo:

- litotipo **A** = Ghiaie e Sabbie
- litotipo **B** = Limi e Argille

4.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento in progetto si situa nell'ambito di conoide alluvionale del torrente *Sàvena*, nel più superficiale complesso acquifero denominato *A1*. Nella Tabella 1 sono riassunte le misure di profondità della falda (m da p.c.) effettuate nel piezometro *S1* posizionato in corrispondenza della galleria. A parte la prima misura in fase di perforazione, la profondità della falda risulta sempre inferiore a 28,80 m dal piano campagna.

Tabella 1: Misure piezometriche lungo la linea

Sondaggio/ Piezometro	Durante la perforazione	31/10/ 2003	16/12/ 2003	19/12/ 2004	15/03/ 2004	15/06/ 2004	12/10/ 2004	10/01 2005
S1 (v. Bentivogli)	12,2	28,8	29,03	28,95	29,90	>30	>30	>30

Si distinguono due unità idrogeologiche, alle quali si attribuiscono permeabilità medie per i limi e argille più o meno sabbiosi e permeabilità media per le ghiaie e sabbie in matrice sabbiosa e limosa. La tabella seguente indica i parametri idrodinamici di riferimento.

Tabella 2: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto

Unità	Classe	Cond. Idraulica orizzontale (K_h) (m/s)	Porosità efficace %	Rapporto tra permeabilità verticale e orizzontale (K_v/K_h) (-)
A - Limi e argille	K1 - permeabilità molto bassa	$1E-07 \div 1E-09^*$	$5 \div 8^{***}$	1^{***}
B - Ghiaie e sabbie	K3 - permeabilità media	$1E-05 \div 1E-06^{**}$	$23 \div 25^{***}$	$0.1 \div 0.01^{***}$

Note: *: misurato in laboratorio e mediante prove Lefranc PE autostrada A14; **: misurato mediante prove Lefranc PE autostrada A14; ***: stimato da letteratura.

Per quanto riguarda il grado di aggressività dell'acqua sotterranea sul calcestruzzo, è stata condotta una verifica secondo i criteri indicati dalla Norma UNI-EN 206-1. Non si evidenzia pertanto un rischio di aggressività delle acque di falda nei confronti dei calcestruzzi.

Come si evince dai dati del monitoraggio lungo la linea, la falda a superficie libera SUP4 nella Tratta 1 si trova ad una profondità di circa 30 m dal p.c., circa 7 m al di sotto della quota più bassa raggiunta dalle paratie laterali propedeutiche allo scavo in progetto (Figura 2).

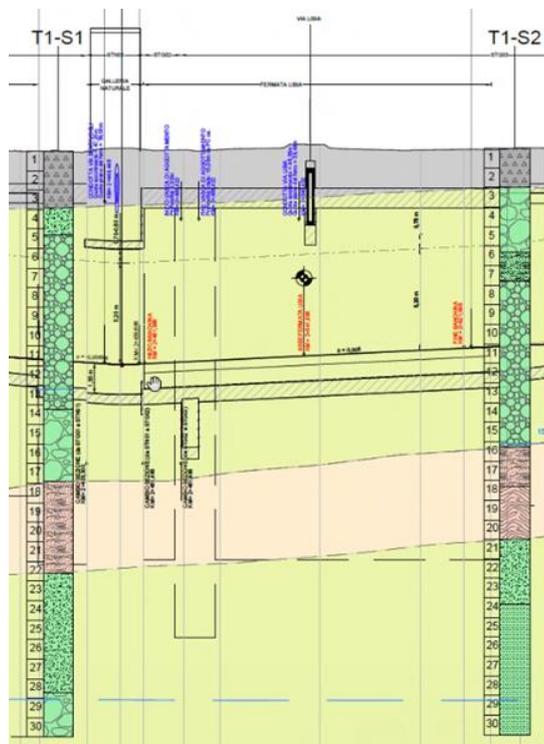


Figura 2: Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2

Pertanto, si ritiene accettabile il rischio di interferenza della falda con l'opera in progetto e il rischio di un eventuale "effetto-diga" dell'opera stessa.

Ciononostante, sono stati previsti nuovi piezometri, ubicati nelle immediate vicinanze delle paratie a monte e a valle idrogeologica, al fine di verificare queste assunzioni in fase *ante-operam*.

In funzione degli esiti del monitoraggio idrogeologico, quale ulteriore misura di mitigazione del rischio "effetto-diga", si rimanda alla successiva fase progettuale la valutazione della necessità di realizzare discontinuità strutturali nella parte basale dei diaframmi.

Nella configurazione geometrica più critica lungo il tracciato (Tratta tra i sondaggi T1-S1 T1-S2) si propone la realizzazione di una apertura tra pannelli contigui dei diaframmi di circa 50cm ogni 10m, in funzione delle caratteristiche geometriche dei pannelli e in modo tale da non inficiare le capacità strutturali delle opere in progetto.

Per le profondità rilevate **si considera assente la falda** ai fini del dimensionamento delle opere oggetto di questa relazione.

4.3 PARAMETRI GEOTECNICI

L'assetto litostratigrafico del terreno è caratterizzato dalla presenza di sequenze ghiaioso-sabbiose, alternate a strati limoso-argillosi.

Tabella 3 Parametri geotecnici di calcolo

Unità geotecniche		Peso di volume del terreno	Coesione		Angolo di resistenza al taglio	Modulo di elasticità	Modulo edometrico (drenato)	Modulo di elasticità non drenato
			c'	C_u				
			ϕ'	E'				
		[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ghiaie e sabbie	A	19-21 (20)	0	0	38-42 (38)	35-50 (varia con la profondità)	-	-
Limi e argille	B	18-20 (19)	6-15 (10)	50-80 (varia con la profondità)	21-34 (25)	-	3-5 (varia con la profondità)	3-7 (varia con la profondità)

5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Scopo della presente relazione è la progettazione delle strutture di sostegno nelle Vie Rimesse, Massarenti e Grassetti. Si progetteranno 3 sezioni tipologiche (denominate Sezione tipo A, B e C) di altezza pari a 1.00 m, 3.00 m e 5.00 m da impiegare, rispettivamente, nei tratti con muri di sostegno di altezza minore di 1.00 m, tra 1.00 m e 3.00 m e tra 3.00 m e 5.00 m.

Si riporta una tabella riepilogativa delle tipologie:

Tabella 4 Sezioni tipo muri di sostegno

SEZIONE TIPO	ALTEZZA MASSIMA DEL TERRENO [m]
A	1.00
B	3.00
C	5.00

Le caratteristiche geometriche delle sezioni tipo sono rappresentate nelle seguenti figure:

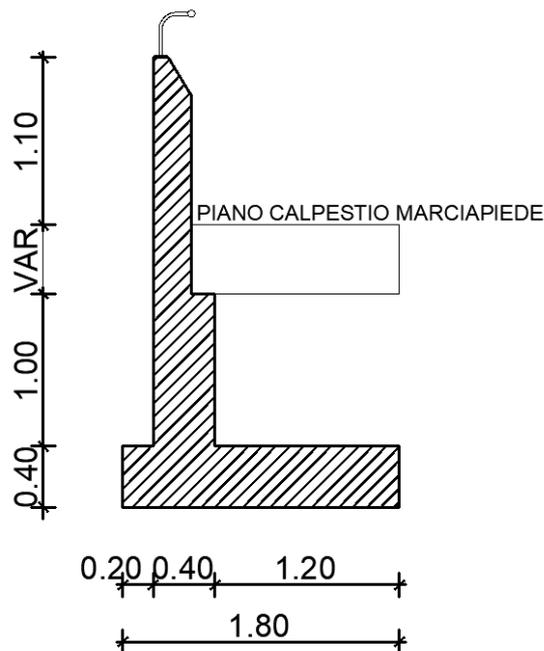


Figura 3: Muro di sostegno tipo A

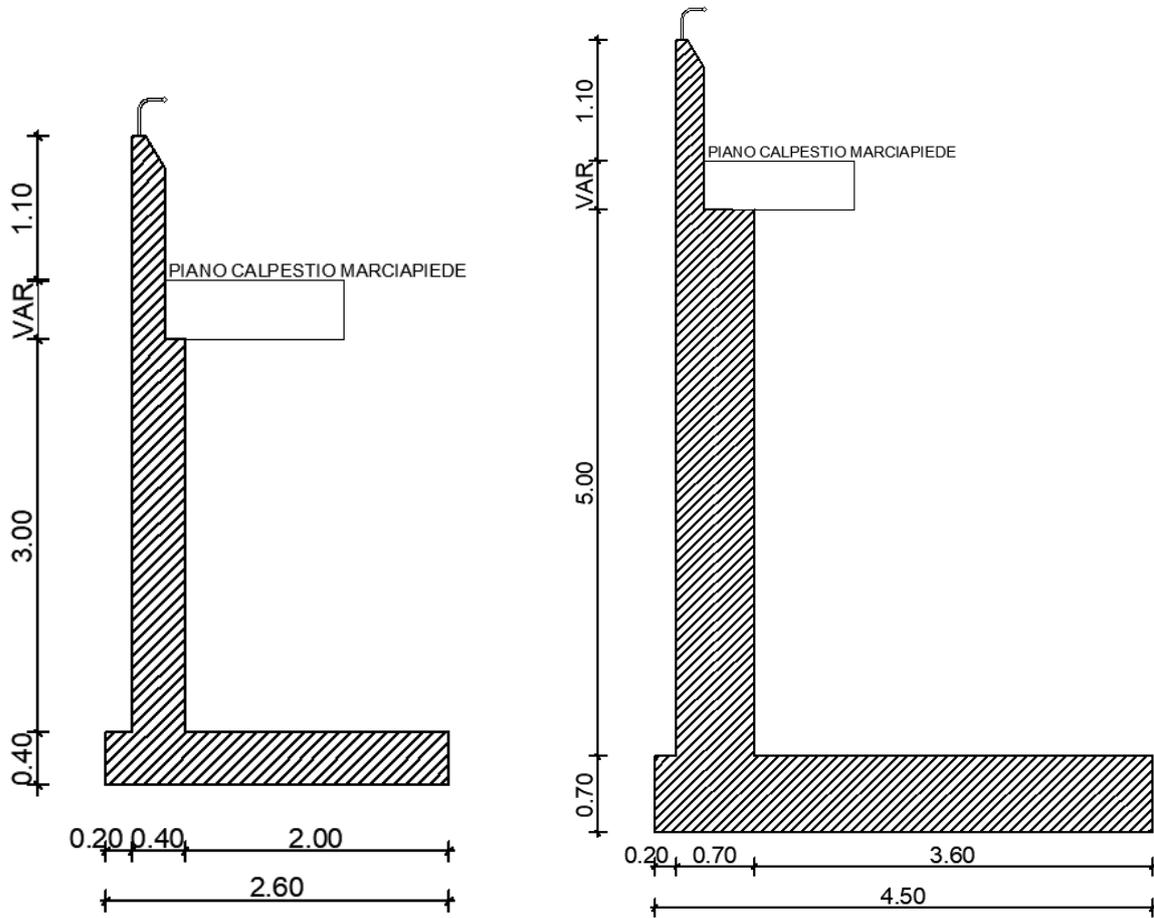


Figura 4: Muri di sostegno tipo B e C

6 SCENARI DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE, REQUISITI PRESTAZIONALI E CONDIZIONI DI CALCOLO

6.1 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo alle D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A₁+M₁+R₁)
- Combinazione SLU-GEO (A₂+M₂+R₁)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2). Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (da NTC2018).

Tabella 5 Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018

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

Tabella 6 Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione 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_r	1,0	1,0

Tabella 7 Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

6.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

6.2.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni.

Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di $\rightarrow V_N \geq 100 \text{ anni}$

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV (coefficiente $C_U = 2$);

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è $\rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 200 \text{ anni}$

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero a_g , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno" T_R . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione così definita viene applicata alla struttura in esercizio; in accordo al § 2.4.1 di DM 17/01/2018 poiché la fase di costruzione ha durata inferiore a 2 anni, saranno omesse le verifiche sismiche durante la fase di realizzazione dell'opera.

6.2.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Il DM 17/01/2018 infatti non si basa sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali (a_g, F_0, T^*_c) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del software SAP2000 che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018. La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 4 fasi:

1. Definizione delle coordinate geografiche del sito (Lat. 44,493343° \ Long. 11,365145)
2. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
3. Scelta della strategia di progettazione;
4. Determinazione dell'azione di progetto.

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 9,75\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 1900 anni.

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico $S_S = 1,317$ (DM 17/01/2018 Tab.3.2.IV).

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume $S_T = 1$.

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.343 \text{ g}$$

Di seguito si riporta anche lo spettro di risposta considerato.

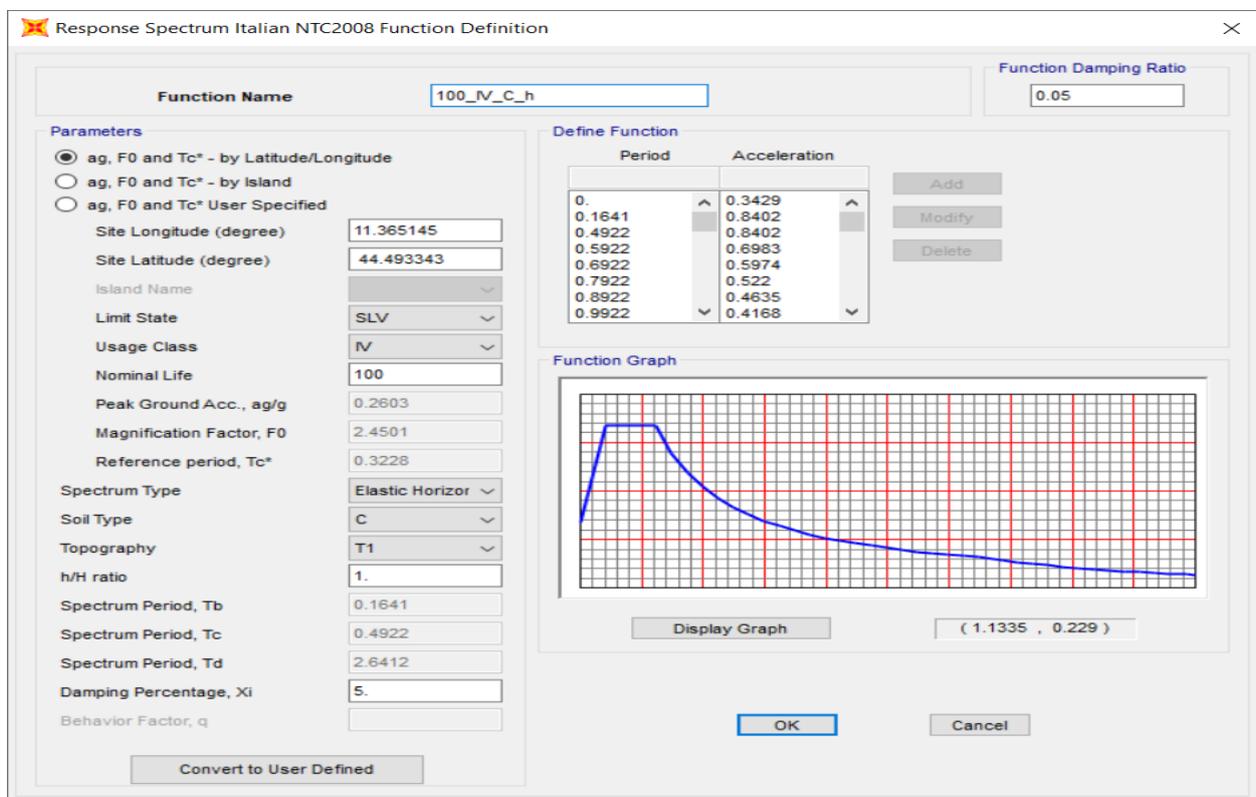


Figura 5: Spettro di risposta componente orizzontale

6.2.3 Comportamento sismico

L'azione sismica è stata valutata facendo riferimento alle NTC2018 e alle indicazioni dell'Eurocodice 8 parte 5 (Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici).

Per le opere in oggetto sono ragionevolmente adottate le seguenti ipotesi di calcolo in accordo a quanto riportato ai §§ 7 e 7.2.1 delle NTC2018:

- si conduce un'analisi statica equivalente considerando che la struttura interrata si muova con il terreno circostante (periodo proprio della struttura $T=0$ e conseguente fattore di struttura $q=1$);
- si considerano solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo $SLU = SLV$ con $q=1$ (cioè analisi lineare elastica non dissipativa), non risultando significativo indagare lo $SLE = SLD$;
- non si considerano gli effetti dinamici della falda;
- si trascura la componente verticale del sisma.

L'Analisi sismica pseudo-statica è un metodo ampiamente utilizzato nella progettazione di opere di sostegno. Trae origine dalla proposta pionieristica di Mononobe & Okabe (M-O nel seguito), a cui si sono aggiunte, nel corso degli ultimi decenni, diverse estensioni pubblicate, al fine di poter comprendere la maggior parte degli aspetti che possono sorgere nella pratica.

In sostanza il metodo consiste nell'applicare staticamente alla parete e alla massa di terreno che interagisce con essa, un'accelerazione sismica uniforme con componenti orizzontali e verticali. Il metodo M-O e sue estensioni offrono una soluzione in forma chiusa della spinta totale terreno sulla parete, assumendo che la massa di terreno spingente subisca scorrimenti plastici durante evento sismico, considerando così una parete sottoposta a deformazioni rilevanti

La soluzione al problema posto in questi termini è fornita dal metodo di Mononobe e Okabe (Mononobe e Matsuo (1929), Okabe (1926)) (chiamato nel seguito con la sigla M-O) Tra le diverse estensioni, il lavoro di Matsuzawa et al. (1985) ha portato all'approccio recepito da EC8 stesso, nell'Annesso F della parte 5.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad H , è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

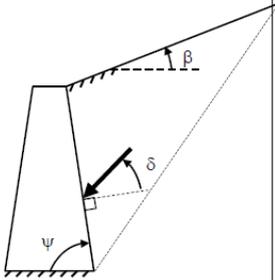
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)



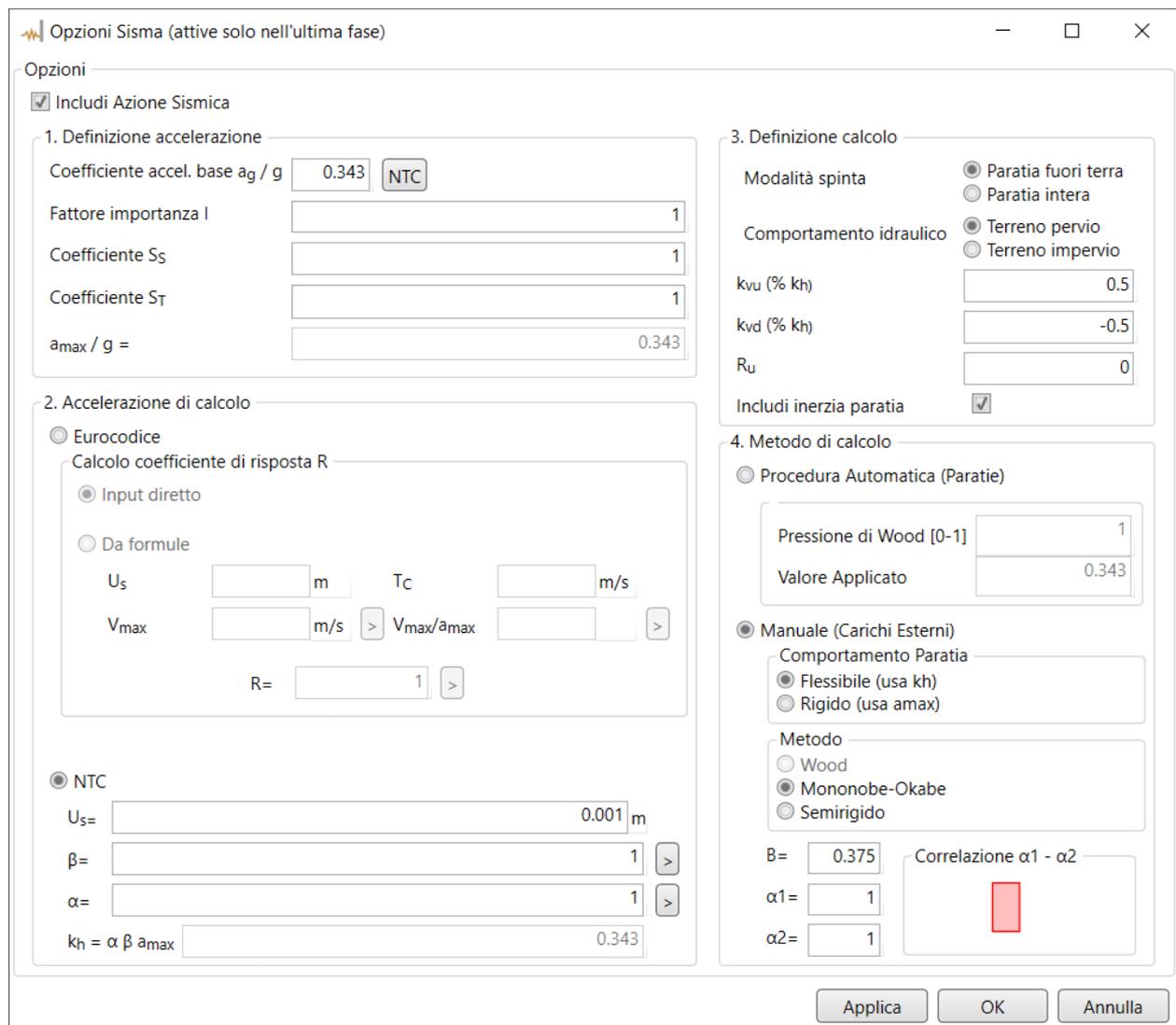
Per quanto sopra, applicando i metodi pseudostatici del paragrafo 7.11.6.3.1 della NTC 2018, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo le cui componenti orizzontale e verticale risultano:

$$a_h/g = \alpha \cdot \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g \quad \rightarrow \quad a_h/g = 0.343 \text{ m/s}^2 \text{ (sisma dopo ultimazione strutture)}$$

$$a_v = 0$$

I coefficienti α (diagramma 7.11.2 - NTC 2018) e β (diagramma 7.11.3 - NTC 2018) tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. In quanto segue a favore di sicurezza verranno assunti entrambe unitari ($\alpha = \beta = 1.0$).

Di seguito si riporta l'implementazione dell'azione sismica nel programma di calcolo utilizzato:



Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)

Includi Azione Sismica

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c m/s

V_{max} m/s V_{max}/a_{max}

R=

NTC

$U_s =$ m

$\beta =$

$\alpha =$

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

3. Definizione calcolo

Modalità spinta Paratia fuori terra
 Paratia intera

Comportamento idraulico Terreno pervio
 Terreno impervio

k_{vu} (% kh)

k_{vd} (% kh)

R_u

Includi inerzia paratia

4. Metodo di calcolo

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia

Flessibile (usa kh)
 Rigido (usa a_{max})

Metodo

Wood
 Mononobe-Okabe
 Semirigido

B= Correlazione $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$

$\alpha_2 =$

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 AZIONI DI ESERCIZIO OPERE DI CONTENIMENTO DI ESERCIZIO

7.1.1 Pesi propri (g1k)

Riguarda il peso proprio della struttura, viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, assumendo quale peso specifico $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2 Permanenti non strutturali (g2k)

Riguarda l'azione dei carichi permanenti verticali sulla struttura, si considera nello specifico il terreno di riempimento a tergo del muro, assumendo un peso specifico pari a 20 kN/m^3 .

7.1.3 Spinta statica delle terre e della falda (g3k)

Le spinte statiche del terreno vengono valutate come pressioni crescenti linearmente con la profondità. La risultante delle pressioni orizzontali statiche, nell'ipotesi di assenza di falda, viene calcolata applicando una delle seguenti relazioni:

- Regime di spinta a riposo:

$$p_0(z) = \gamma z K_0$$

$$S_0 = (1 / 2) \gamma H^2 K_0$$

- Regime di spinta attiva:

$$p_a(z) = \gamma z K_a$$

$$S_a = (1 / 2) \gamma H^2 K_a$$

se $p_0(z)$ e $p_a(z)$ sono le pressioni orizzontali a riposo e attiva alla generica profondità z , H è l'altezza contro terra delle spalle soggetta alla spinta del terreno, S_0 e S_a sono le risultanti della spinta a riposo e attiva e K_0 e K_a i relativi coefficienti di spinta.

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

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito
- superficie di rottura piana
- superficie limite del terrapieno piana (inclinata, ma non irregolare)
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura
- attrito non nullo tra terreno e muro (solo per muri a gravità)
- muro non necessariamente verticale
- condizioni di stato di equilibrio limite
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.
- il valore dell'angolo di attrito terreno-muro δ pari a 0.5.

I parametri del terreno del rilevato adottati nel calcolo sono i seguenti:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$K_a = 0,271$$

$$K_0 = 0,426$$

$$K_p = 3,690$$

In presenza di falda posta ad una profondità z_w dal piano campagna la pressione statica orizzontale del terreno è calcolata come:

- Regime di spinta a riposo:

$$z \leq z_w: p_0(z) = \gamma_{\text{terr}} z K_0$$

$$z > z_w: p_0(z) = \gamma_w (z - z_w) + \gamma_{\text{terr}} z_w + \gamma_{\text{terr}}' (z - z_w) K_0$$

- Regime di spinta attiva:

$$z \leq z_w: p_0(z) = \gamma_{\text{terr}} z K_a$$

$$z > z_w: p_0(z) = \gamma_w (z - z_w) + \gamma_{\text{terr}} z_w + \gamma_{\text{terr}}' (z - z_w) K_a$$

dove $u = \gamma_w (z - z_w)$ è la pressione interstiziale dell'acqua.

La presenza di carichi permanenti o variabili agenti in superficie a tergo delle spalle è tenuta in conto applicando alle spalle medesime la spinta aggiuntiva uniformemente distribuita:

- Regime di spinta a riposo:

$$\Delta p_0 = q K_0$$

- Regime di spinta attiva:

$$\Delta p_a = q K_a.$$

Per le opere in esame, si assume in fase statica un comportamento a riposo del sistema terreno/spalla.

7.1.4 Sovraccarico accidentale su rilevato (g4k)

Si considera a tergo delle opere di sostegno un carico verticale convenzionale di 20kN/mq.

7.2 AZIONE DA URTO VEICOLARE

Nei muri di sostegno si è utilizzato il valore da normativa per l'urto veicolare pari a 100 kN e posto ad un'altezza di 1.00 m dalla testa del muro.

Tale carico è pensato ripartito nell'altezza del muro con un angolo di 45°.

8 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche faranno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nelle NTC 2018 e successive circolari esplicative.

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO) ALLO SLU

8.1.1 Verifiche di capacità portante delle fondazioni dirette

La verifica a capacità portante è condotta seguendo la teoria di Brinch-Hansen, secondo la quale il carico limite ammissibile risulta:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma$$

dove:

γ, c', φ' sono le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni che influenzano in modo più marcato il comportamento della fondazione;

q è la pressione effettiva agente sul piano di posa;

$B' = B - 2e$ è la larghezza ridotta;

e è l'eccentricità della forza risultante N rispetto al baricentro della superficie d'appoggio della fondazione;

D approfondimento del piano di posa della fondazione

N_q, N_c, N_γ sono i coefficienti del carico limite dipendenti dall'angolo d'attrito:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (\pi/4 + \varphi'/2)$$

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

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

s_c, s_q, s_γ sono i coefficienti correttivi con i quali si tiene conto della forma dell'area di posa della fondazione i coefficienti s_c, s_q, s_γ assumono il valore, secondo la formulazione di Meyerhof (1963):

$$s_q = 1 + 0.1 k_p(B'/L')$$

$$s_c = 1 + 0.2 k_p(B'/L')$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 k_p(B'/L')$$

d_c, d_q sono i coefficienti correttivi con i quali si tiene conto dell'approfondimento della fondazione

$$d_c = d_q - [(1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')]^2$$

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

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

i_c, i_q, i_γ sono i coefficienti correttivi con i quali si tiene conto dell'inclinazione del carico, i coefficienti i_c, i_q, i_γ assumono il valore:

$$i_q = [1 - H/(N + B' L' c' \operatorname{ctg}\varphi')]^m \quad m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$$

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

$$i_\gamma = [1 - H/(N + B' L' c' \operatorname{ctg}\varphi')]^{m+1}$$

dove:

N e H sono, rispettivamente, la componente verticale ed orizzontale della risultante dei carichi.

b_c, b_q, b_γ sono i coefficienti correttivi con i quali si tiene conto dell'inclinazione della fondazione, i coefficienti b_c, b_q, b_γ assumono il valore:

$$b_q = [1 - \alpha \operatorname{tg}\varphi']^2$$

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

$$b_\gamma = [1 - \alpha \operatorname{tg}\varphi']^2$$

g_c, g_q, g_γ sono i coefficienti correttivi con i quali si tiene conto dell'inclinazione del piano campagna, i coefficienti g_c, g_q, g_γ assumono il valore:

$$g_q = [1 - \operatorname{tg}\omega]^2$$

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

$$g_\gamma = [1 - \operatorname{tg}\omega]^2$$

Ragionando sempre in termini di stati limiti, ma facendo riferimento ad un coefficiente di sicurezza (che dovrà quindi risultare maggiore dell'unità) dato dal rapporto tra la resistenza offerta dal terreno e le forze sollecitanti gravanti sulla fondazione, si avrà:

$$F_s = \frac{q_{\text{lim}}}{q_{\text{servizio}}} = \frac{q_{\text{lim}}}{\frac{N}{B' L}} \geq 1$$

8.1.2 Verifiche allo scorrimento di fondazioni dirette

Per la verifica allo scorrimento deve risultare:

$$R_d \geq H_d$$

con

$$R_d = \mu \cdot N_d$$

dove

$$\mu = \tan \delta$$

N_d : risultante delle azioni normali alla superficie di scivolamento;

H_d : risultante delle forze orizzontali agenti.

8.1.3 Verifiche al ribaltamento di fondazioni dirette

La verifica al ribaltamento consiste nel valutare la possibile rotazione dell'opera attorno al piede di valle; si avranno per cui forze che tendono a provocare ribaltamento e altre che si oppongono. Deve risultare:

$$M_{d,Stab} \geq M_{d,Rib}$$

con

$M_{d,Stab}$: risultante dei momenti stabilizzanti

$M_{d,Rib}$: risultante dei momenti ribaltanti.

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI (STR)

8.2.1 Verifiche elevazione e fondazione

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

8.2.1.1 Verifica a presso-flessione SLU

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

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

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

8.2.1.2 Verifiche a taglio SLU

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2f_{cd}$)

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

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

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

A_{sw}	area armatura trasversale
s	passo armatura trasversale
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave
ϑ	angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)
α_c	coefficiente amplificativo pari a:
	1 per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
	1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$
	$2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

8.2.1.3 Verifica delle tensioni in esercizio

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$.

8.2.1.4 Verifica dello stato fessurativo

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

Verifica di apertura delle fessure:

l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- | | |
|--|----------------------------------|
| • combinazione di carico Frequente: | $w_k \leq w_3 = 0,30 \text{ mm}$ |
| • combinazione di carico quasi permanente: | $w_k \leq w_2 = 0,20 \text{ mm}$ |

9 ANALISI STRUTTURALE

9.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Al fine di valutare le risorse disponibili nel muro di sostegno, si è realizzato un modello agli Elementi Finiti tramite il codice di calcolo PRO_SAP (Applicativo Muri di sostegno – ver. RY2018(b)) prodotto dalla 2S.I. S.r.l.

Il riferimento normativo di riferimento per le analisi da condurre è il D.M. 17-01-2018; nel caso in cui sia necessario un approfondimento normativo si farà riferimento agli Eurocodici.

9.2 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE SEZIONE TIPO A

Nella sezione tipo A sono previste le seguenti armature:

9.2.1 ARMATURE FONDAZIONE

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 14 passo 20 cm ad estradosso platea

ϕ 14 passo 20 cm ad intradosso platea

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale massima - ϕ 10/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di platea

9.2.2 ARMATURE ELEVAZIONI

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 14 passo 20 cm lato interno (compressa)

ϕ 14 passo 20 cm lato terreno (tesa)

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale - ϕ 10/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di parete

9.3 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE SEZIONE TIPO B

Nella sezione tipo B sono previste le seguenti armature:

9.3.1 ARMATURE FONDAZIONE

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 14 passo 10 cm ad estradosso platea

ϕ 14 passo 10 cm ad intradosso platea

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale massima - ϕ 10/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di platea

9.3.2 ARMATURE ELEVAZIONI

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 14 passo 20 cm lato interno (compressa)

ϕ 14 passo 10 cm lato terreno (tesa)

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale - ϕ 10/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di parete

9.4 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE SEZIONE TIPO C

Nella sezione tipo C sono previste le seguenti armature:

9.4.1 ARMATURE FONDAZIONE

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 16 passo 10 cm ad estradosso platea

ϕ 16 passo 10 cm ad intradosso platea

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale massima - ϕ 12/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di platea

9.4.2 ARMATURE ELEVAZIONI

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 16 passo 20 cm lato interno (compressa)

ϕ 16 passo 10 cm lato terreno (tesa)

Il momento secondario viene assorbito disponendo armatura pari al 25% dell'armatura principale - ϕ 12/20

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

vengono disposti spilli diametro 8 mm in numero 6 per metro quadrato di parete

9.5 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PRO_MST
Versione	2018.03.0045
Produttore	2S.I. srl
Utente	Siteco S.r.l.

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 2S.I. 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.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

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.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

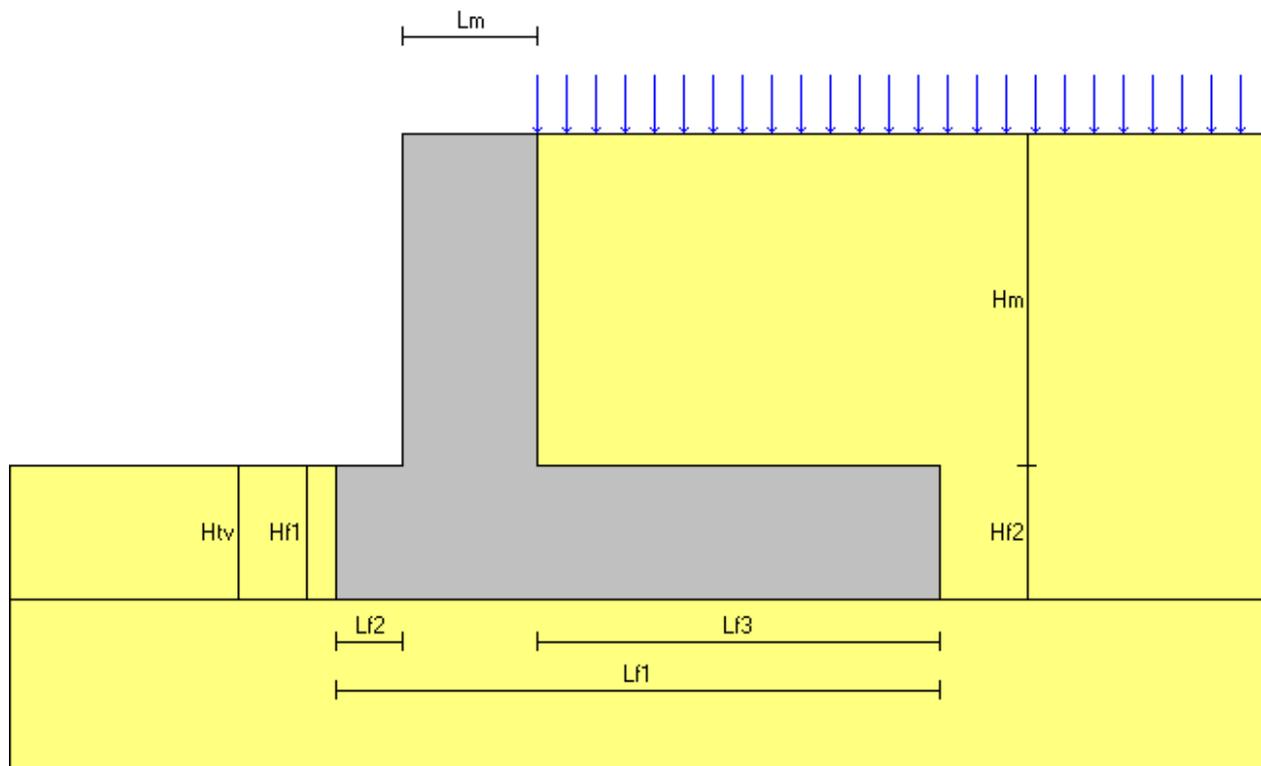
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, 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, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

10 ALLEGATO A – TABULATI DI OUTPUT

10.1 SEZIONE TIPO A

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018



Descrizione dell'opera

Tipo di opera: muro in calcestruzzo armato
 Tipo di sovrastruttura: paramenti piani
 Tipo di fondazione: piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	1.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	1.800 m

Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	1.200 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.400 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °
--	------------	--------

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
<u>Caratteristiche calcestruzzo</u>		
Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²
<u>Caratteristiche armature</u>		
Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	23.30 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	35.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G1_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G2_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G2_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G2_{nm} =$	0.00 kN/m ²

Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	20.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O	
Vita nominale	$V_N =$	100 anni
Tipo di costruzione	tipo =	3
Classe d'uso	$C_U =$	IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$	2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$	10%
Periodo di ritorno	$T_R =$	1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$	2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo =	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima		
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$	0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$	0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$	0.28000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza		
orizzontale	$k_{h1} =$	0.13027
verticale	$k_{v1} =$	0.06513
Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento		
orizzontale	$k_{h2} =$	0.19540
verticale	$k_{v2} =$	0.09770
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.09599
verticale	$k_v =$	0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.35	1.00	1.50	0.00	1.35
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.15
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_φ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\gamma_{Ei} = 0.00$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^1
1	DA2	1.35	1.50	1.35	0.00
2	DA2	1.35	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.00	1.50	1.35	0.00
4	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
7	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
8	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

² Per le combinazioni 5 e 6 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 7 e 8 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva $K_{AS} = 0.2444$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva (coefficiente β_{m1}) $K_{AD} = 0.3346$

Spinta attiva (coefficiente β_{m2}) $K_{AD} = 0.3992$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva (coefficiente β_{m1}) $K_{AD} = 0.3219$

Spinta attiva (coefficiente β_{m2}) $K_{AD} = 0.3653$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo $H_t = 1.400$ m

Le spinte sono espresse in chilonewton e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	14.42	6.21	0.604	0.600	-	-	-	-	14.42	6.21	0.604	0.600

2	5.94	2.56	0.467	0.600	-	-	-	-	5.94	2.56	0.467
0.600											
3	12.89	5.55	0.620	0.600	-	-	-	-	12.89	5.55	0.620
0.600											
4	4.40	1.89	0.467	0.600	-	-	-	-	4.40	1.89	0.467
0.600											
5	4.40	1.89	0.467	0.600	1.77	0.76	0.700	0.600	6.17	2.66	0.534
0.600											
6	4.40	1.89	0.467	0.600	1.23	0.53	0.700	0.600	5.63	2.42	0.518
0.600											
7	4.40	1.89	0.467	0.600	2.82	1.21	0.700	0.600	7.22	3.11	0.558
0.600											
8	4.40	1.89	0.467	0.600	2.08	0.90	0.700	0.600	6.48	2.79	0.542
0.600											

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale (le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 5 e 6 (β_1)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I1,X} =$	6.77 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I1,Y} =$	± 3.39 kN

Combinazioni 7 e 8 (β_2)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I2,X} =$	10.16 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I2,Y} =$	± 5.08 kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	0.658 m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	0.942 m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4, la 7 e la 8.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 8)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	28.00	0.721	20.20000
Peso del terreno a monte (P_{TM})	24.00	1.200	28.80000
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-5.08	0.942	-4.78741
Momento stabilizzante (M_{STAB})			44.21258
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-6.48	0.542	-3.51189
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2.79	0.600	1.67536
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-10.16	0.658	-6.68284
Momento ribaltante (M_{RIB})			-8.51936

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 5.18966$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN•m]).

VAR	CMB 1			CMB 2			CMB 3		
	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P _M	37.80	0.721	27.27000	37.80	0.721	27.27000	28.00	0.721	20.20000
P _{TM}	32.40	1.200	38.88000	32.40	1.200	38.88000	24.00	1.200	28.80000
P _{SM}	32.40	1.200	38.88000	0.00	1.200	0.00000	32.40	1.200	38.88000
M_{STAB}			105.02999			66.15000			87.88000
S _{T,X}	-14.42	0.604	-8.71156	-5.94	0.467	-2.77186	-12.89	0.620	-7.99293
S _{T,Y}	6.21	0.600	3.72743	2.56	0.600	1.53482	5.55	0.600	3.32951
M_{RIB}			-4.98413			-1.23704			-4.66342
C_{RIB}		18.32424			46.49961			16.38656	

VAR	CMB 4			CMB 7		
	F	B	M	F	B	M
P _M	28.00	0.721	20.20000	28.00	0.721	20.20000
P _{TM}	24.00	1.200	28.80000	24.00	1.200	28.80000
P _{SM}	0.00	1.200	0.00000	0.00	1.200	0.00000
F _{I,Y}	-	-	-	5.08	0.942	4.78741
M_{STAB}			49.00000			53.78741
S _{T,X}	-4.40	0.467	-2.05323	-7.22	0.558	-4.02686
S _{T,Y}	1.89	0.600	1.13691	3.11	0.600	1.86546
F _{I,X}	-	-	-	-10.16	0.658	-6.68284
M_{RIB}			-0.91632			-8.84424
C_{RIB}		46.49961			6.08163	

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P _M)	37.80
Peso del terreno a monte (P _{TM})	32.40
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P _{SM})	32.40
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	6.21
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	108.81
Momento rispetto al piede di valle (M _{TOT} = M _{STAB} + M _{RIB})	100.04586 kN•m
Distanza carico dal piede di valle (d _N = M _{TOT} / N _{TOT})	0.919 m
Eccentricità del carico (e _N = L _{f1} / 2 - d _N)	0.019 m
(Il punto di applicazione del carico è interno al terzo medio)	
Compressione all'estremo di valle (σ _v)	56.54 kN/m ²
Compressione all'estremo di monte (σ _m)	64.37 kN/m ²
Ampiezza della zona compressa (B _{comp})	1.800 m
Compressione limite (σ _L)	764.70 kN/m ²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 8.48589$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al

piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 2	CMB 3	CMB 4	CMB 5	CMB 6
P _M [kN]	37.80	28.00	28.00	28.00	28.00
P _{TM} [kN]	32.40	24.00	24.00	24.00	24.00
P _{SM} [kN]	0.00	32.40	0.00	0.00	0.00
F _{I,X} [kN]	-	-	-	0.00	0.00
F _{I,Y} [kN]	-	-	-	3.39	-3.39
S _{T,X} [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S _{T,Y} [kN]	2.56	5.55	1.89	2.66	2.42
N_{TOT} [kN]	72.76	89.95	53.89	58.05	51.04
M _{TOT} [kN•m]	64.91296	83.21658	48.08367	46.03732	39.89335
d _N [m]	0.892	0.925	0.892	0.793	0.782
e _N [m]	0.008	0.025	0.008	0.107	0.118
POS _N	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.
σ _v [kN/m ²]	41.48	45.78	30.72	43.74	39.54
σ _m [kN/m ²]	39.37	54.16	29.16	20.76	17.17
B _{comp} [m]	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800
σ _L [kN/m ²]	900.83	736.18	900.83	530.18	490.06
C_{SCH}	15.51409	9.70878	20.94402	10.10204	10.32804

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.70021$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P _M)	28.00	0.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	24.00	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{I,X})	0.00	6.77
Componente verticale forza d'inerzia (F _{I,Y})	-3.39	0.00
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00	5.63
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	2.42	0.00
Carico totale (Σ_⊥ , Σ_∥)	51.04	12.40

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{sco} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{\parallel} = 2.88097$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kN]) e tangenziali (F_∥ [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 1		CMB 2		CMB 3		CMB 4	
	F _⊥	F _∥						
P _M	37.80	0.00	37.80	0.00	28.00	0.00	28.00	0.00
P _{TM}	32.40	0.00	32.40	0.00	24.00	0.00	24.00	0.00
P _{SM}	32.40	0.00	0.00	0.00	32.40	0.00	0.00	0.00
S _{T,X}	0.00	14.42	0.00	5.94	0.00	12.89	0.00	4.40
S _{T,Y}	6.21	0.00	2.56	0.00	5.55	0.00	1.89	0.00
Σ	108.81	14.42	72.76	5.94	89.95	12.89	53.89	4.40
C_{sco}	4.80172		7.79741		4.44370		7.79741	
	CMB 5							
CAR	F _⊥	F _∥						

P _M	28.00	0.00
P _{TM}	24.00	0.00
P _{SM}	0.00	0.00
F _{I,X}	0.00	6.77
F _{I,Y}	3.39	0.00
S _{T,X}	0.00	6.17
S _{T,Y}	2.66	0.00
Σ	58.05	12.95
C_{sco}	3.13940	

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca		Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	N _{pg} =	20
Numero delle superfici generate per punto	N _{sp} =	100
Lunghezza dei segmenti generati	L _s =	1.000 m
Distanza della zona di generazione delle superfici	D _{zg} =	1.000 m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	L _{zg} =	4.000 m
Distanza della zona di arrivo della superfici	D _{za} =	2.000 m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	L _{za} =	9.000 m

Combinazioni

CMB	Tipo	γ _{G1}	γ _{G2}	γ _Q	γ _E *	γ _φ	γ _c	γ _γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.00	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

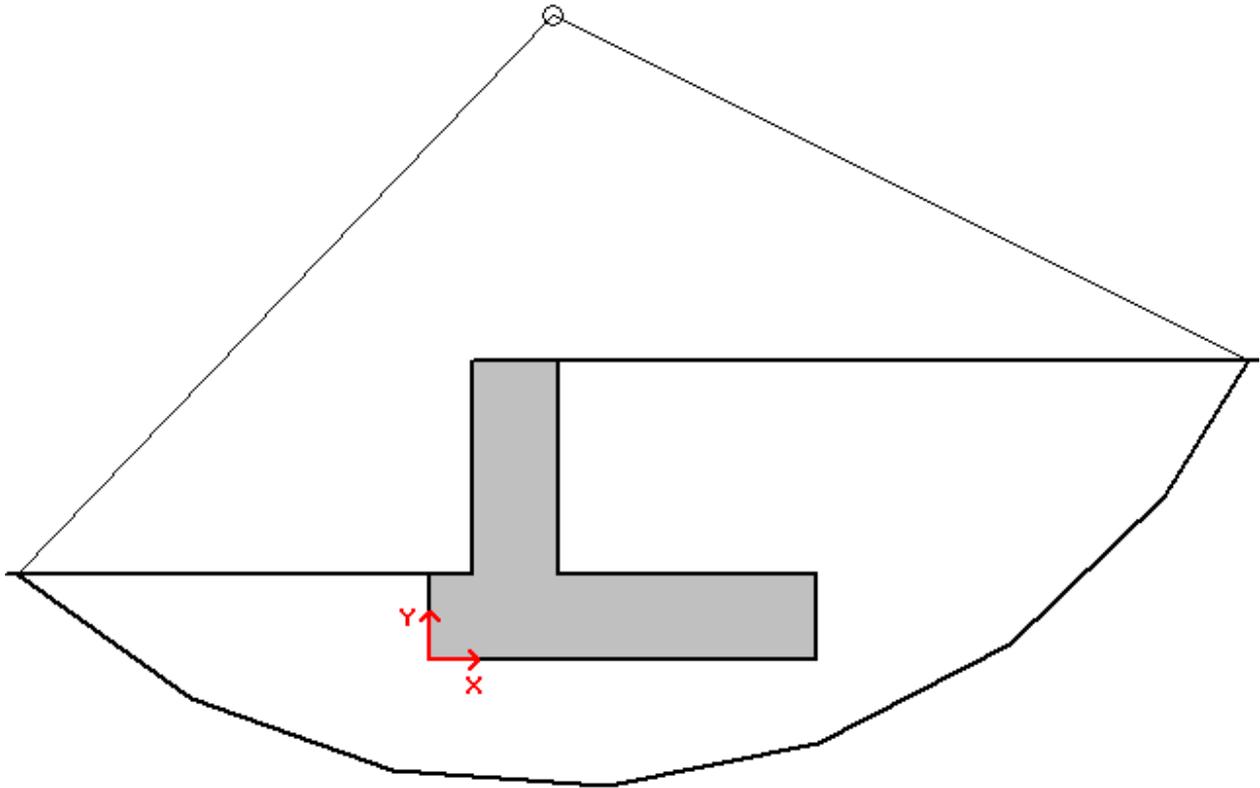
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	X _{cs} =	0.575 m
Ordinata centro	Y _{cs} =	3.017 m
Raggio	R _s =	3.616 m

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

C_{SG} = 1.75546



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 14 / 40 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)
0.667	100.0	40.0	3.85	7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
4.50	2.36	0.37413

Rapporto $x/d = 0.09494$

Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.00138$
Verifica (25)	$N_d/N_u = 0.00111$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.333	100.0	40.0	[(1 Ø 14 + 1 Ø 1) / 40 cm] 3.87	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
6.67	5.04	1.56858

Rapporto $x/d = 0.09494$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.00910$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00165$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
10.00	8.31	3.77872

Rapporto $x/d = 0.12207$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.02093$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00238$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	56.54 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	58.28 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.400 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-22.96	0.199	-4.56923	
Peso della mensola	2.70	0.300	0.81000	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN·m]			
20.26	3.75923			

Rapporto $x/d = 0.12207$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.03642$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

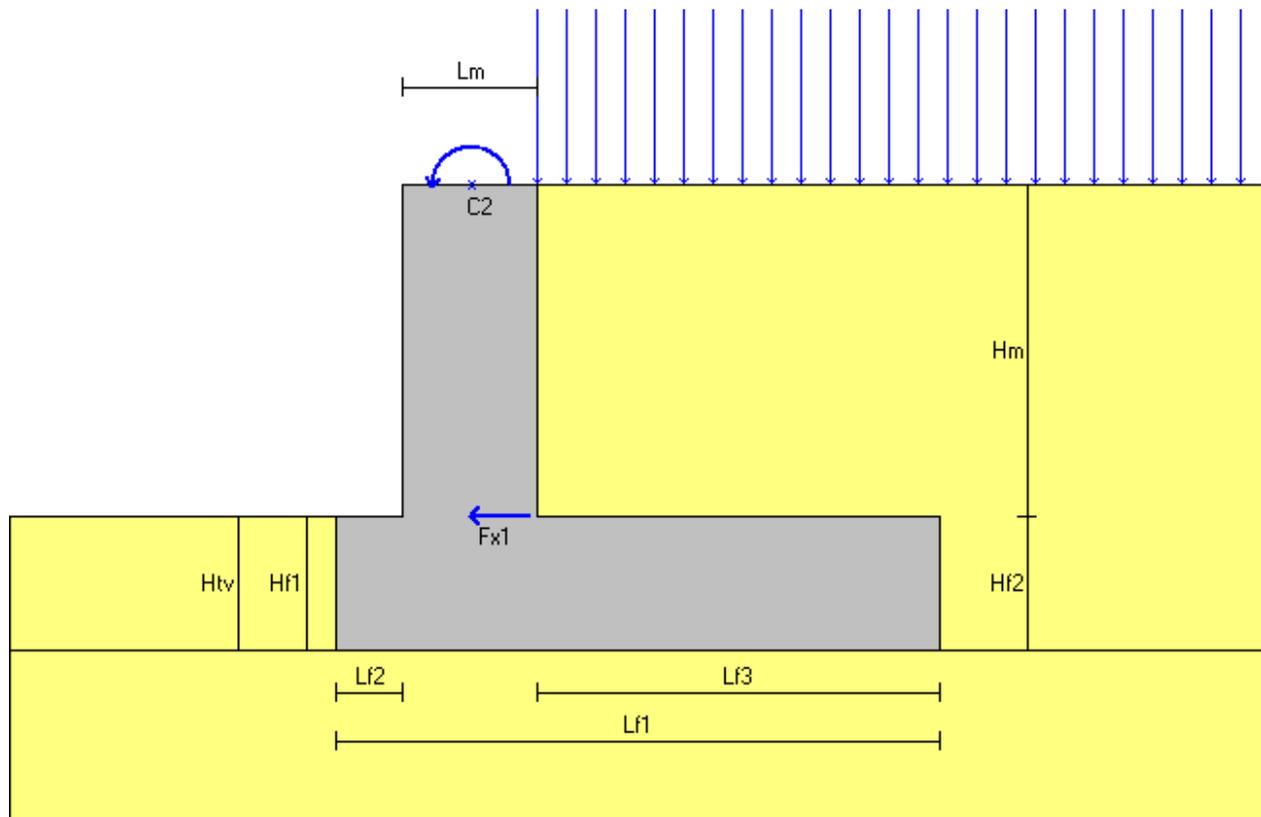
L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
1.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	20.76 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	38.63 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.400 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-41.57	0.630	-26.18190	
Peso della mensola	12.00	0.800	9.60000	

Peso del terreno	24.00	0.800	19.20000
Inerzia verticale (terreno e cls)	2.34	0.800	1.87588
Sforzo di taglio [kN]	3.23		
Momento flettente [kN•m]	-4.49399		
Rapporto $x/d = 0.12207$			
Verifica N/M $S_d/S_u = 0.04354$			

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018 - URTO



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	1.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	1.800 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	1.200 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.400 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

Angolo di inclinazione terrapieno $\alpha =$ 0.00 °

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
<u>Caratteristiche calcestruzzo</u>		
Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²
<u>Caratteristiche armature</u>		
Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	23.33 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	35.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	23.33 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G1_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G2_{uv} =$	0.00 kN/m ²
---------------------------	-------------	------------------------

Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	71.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	tipo	H [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN•m]
1	Q	0.000	-24.00	0.00	0.00000
2	Q	1.000	0.00	0.00	-48.00000

Legenda

- tipo G1 carico permanente strutturale; G2 carico permanente non strutturale; Q carico variabile
- H quota del punto di applicazione del carico rispetto alla base della mensola di elevazione
- F_x forza orizzontale positiva se verso monte
- F_y forza verticale positiva se verso il basso
- M_z coppia positiva se oraria

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O
Vita nominale	$V_N =$ 100 anni
Tipo di costruzione	tipo = 3
Classe d'uso	$Cl_U =$ IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$ 2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$ 200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$ 10%
Periodo di ritorno	$T_R =$ 1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$ 2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$ 0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$ 0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$ 0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$ 0.28000
Categoria topografica	$C_T =$ T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	
orizzontale	$k_{h1} =$ 0.13027
verticale	$k_{v1} =$ 0.06513
Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento	

orizzontale	$k_{h2} =$	0.19540
verticale	$k_{v2} =$	0.09770
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.09599
verticale	$k_v =$	0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} =$	1.00
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} =$	1.00
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} =$	0.00

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E1}
1	DA2	1.00	1.00	1.00	0.00
2	DA2	1.00	1.00	0.00	0.00
3	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
4	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

² Per le combinazioni 3 e 4 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 5 e 6 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)		
Spinta attiva	$K_{AS} =$	0.2444
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)		
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto		
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3346
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3992
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso		

Spinta attiva (coefficiente β_{m1}) $K_{AD} = 0.3219$
 Spinta attiva (coefficiente β_{m2}) $K_{AD} = 0.3654$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo		$H_t = 1.400 \text{ m}$										
Le spinte sono espresse in <u>chilonewton</u> e le coordinate in <u>metri</u> .												
CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	26.71	11.52	0.662	0.600	-	-	-	-	26.71	11.52	0.662	
0.600												
2	4.40	1.90	0.467	0.600	-	-	-	-	4.40	1.90	0.467	
0.600												
3	4.40	1.90	0.467	0.600	1.77	0.76	0.700	0.600	6.17	2.66	0.534	
0.600												
4	4.40	1.90	0.467	0.600	1.23	0.53	0.700	0.600	5.63	2.43	0.518	
0.600												
5	4.40	1.90	0.467	0.600	2.82	1.22	0.700	0.600	7.22	3.11	0.558	
0.600												
6	4.40	1.90	0.467	0.600	2.08	0.90	0.700	0.600	6.48	2.80	0.542	
0.600												

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
 $S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
 Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
 X_S , X_D , X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
 (le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 3 e 4 (β_1)
 Componente orizzontale forza d'inerzia $F_{11,X} = 6.77 \text{ kN}$
 Componente verticale forza d'inerzia $F_{11,Y} = \pm 3.39 \text{ kN}$
 Combinazioni 5 e 6 (β_2)
 Componente orizzontale forza d'inerzia $F_{12,X} = 10.16 \text{ kN}$
 Componente verticale forza d'inerzia $F_{12,Y} = \pm 5.08 \text{ kN}$
 Ordinata del punto di applicazione della forza $Y_I = 0.658 \text{ m}$
 Ascissa del punto di applicazione della forza $X_I = 0.942 \text{ m}$

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 2, la 5 e la 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	28.00	0.721	20.20000
Peso del terreno a monte (P_{TM})	24.00	1.200	28.80000
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	85.20	1.200	102.24000
Carichi concentrati stabilizzanti (C_{CS})			0.00000
Momento stabilizzante (M_{STAB})			151.24000
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-26.71	0.662	-17.66835
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	11.52	0.600	6.91099
Carichi concentrati ribaltanti (C_{CR})			-57.60000

Momento ribaltante (M_{RIB})

-68.35736

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 1.92391$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN·m]).

VAR	CMB 2			CMB 5			CMB 6		
	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P_M	28.00	0.721	20.20000	28.00	0.721	20.20000	28.00	0.721	20.20000
P_{TM}	24.00	1.200	28.80000	24.00	1.200	28.80000	24.00	1.200	28.80000
P_{SM}	0.00	1.200	0.00000	0.00	1.200	0.00000	0.00	1.200	0.00000
$F_{I,Y}$	-	-	-	5.08	0.942	4.78741	-5.08	0.942	-4.78741
C_{CS}			0.00000			0.00000			0.00000
M_{STAB}			49.00000			53.78741			44.21258
$S_{T,X}$	-4.40	0.467	-2.05275	-7.22	0.558	-4.02637	-6.48	0.542	-3.51157
$S_{T,Y}$	1.90	0.600	1.13828	3.11	0.600	1.86788	2.80	0.600	1.67757
$F_{I,X}$	-	-	-	-10.16	0.658	-6.68284	-10.16	0.658	-6.68284
C_{CR}			0.00000			0.00000			0.00000
M_{RIB}			-0.91447			-8.84132			-8.51683
C_{RIB}		46.59372			6.08364			5.19120	

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P_M)	28.00
Peso del terreno a monte (P_{TM})	24.00
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	85.20
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0.00
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	11.52
Carichi concentrati (C_C)	0.00
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	148.72

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 82.88263 kN·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 0.557 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.343 m

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 177.90 kN/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 0.00 kN/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 1.672 m

Compressione limite (σ_L) 281.10 kN/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.12863$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 2	CMB 3	CMB 4
-----	-------	-------	-------

P _M [kN]	28.00	28.00	28.00
P _{TM} [kN]	24.00	24.00	24.00
P _{SM} [kN]	0.00	0.00	0.00
F _{I,X} [kN]	-	0.00	0.00
F _{I,Y} [kN]	-	3.39	-3.39
S _{T,X} [kN]	0.00	0.00	0.00
S _{T,Y} [kN]	1.90	2.66	2.43
C _C [kN]	0.00	0.00	0.00
N_{TOT} [kN]	53.90	58.05	51.04
M _{TOT} [kN·m]	48.08552	46.03986	39.89563
d _N [m]	0.892	0.793	0.782
e _N [m]	0.008	0.107	0.118
POS _N	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.
σ _v [kN/m ²]	30.72	43.74	39.54
σ _m [kN/m ²]	29.16	20.76	17.17
B _{comp} [m]	1.800	1.800	1.800
σ _L [kN/m ²]	900.89	530.23	490.11
C_{SCH}	20.94421	10.10246	10.32851

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.70021$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P _M)	28.00	0.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	24.00	0.00
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P _{SM})	85.20	0.00
Carichi concentrati (C _C)	0.00	24.00
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00	26.71
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	11.52	0.00
Carico totale (Σ_⊥, Σ)	148.72	50.71

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{sco} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{||} = 1.86695$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kN]) e tangenziali (F_{||} [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 2		CMB 3		CMB 4	
	F _⊥	F	F _⊥	F	F _⊥	F
P _M	28.00	0.00	28.00	0.00	28.00	0.00
P _{TM}	24.00	0.00	24.00	0.00	24.00	0.00
P _{SM}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F _{I,X}	-	-	0.00	6.77	0.00	6.77
F _{I,Y}	-	-	3.39	0.00	-3.39	0.00
C _C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S _{T,X}	0.00	4.40	0.00	6.17	0.00	5.63
S _{T,Y}	1.90	0.00	2.66	0.00	2.43	0.00
Σ	53.90	4.40	58.05	12.95	51.04	12.40
C_{sco}	7.79955		3.13985		2.88137	

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca		Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} =$	20
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} =$	100
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s =$	1.000 m
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} =$	1.000 m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} =$	4.000 m
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} =$	2.000 m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} =$	9.000 m

Combinazioni

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^*	γ_ϕ	γ_c'	γ_γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

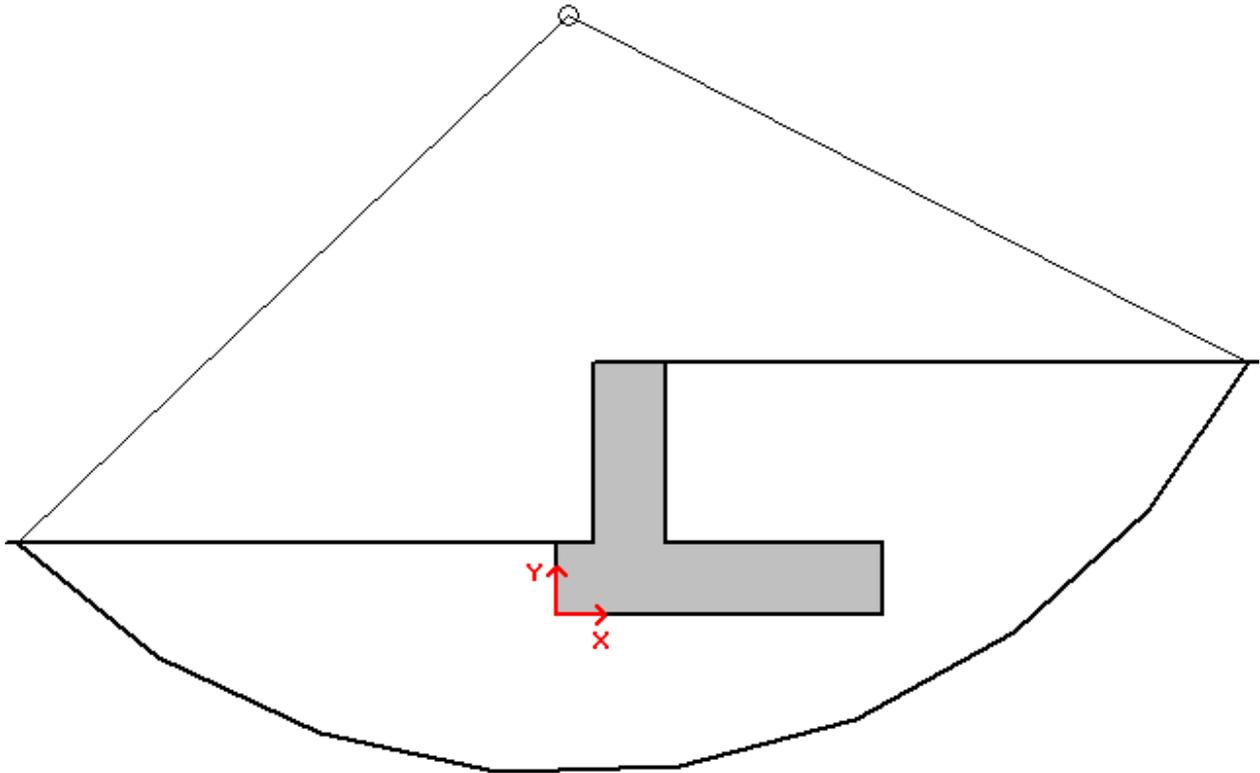
Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{cs} =$	0.062 m
Ordinata centro	$Y_{cs} =$	3.327 m
Raggio	$R_s =$	4.214 m

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale $C_{SG} = 1.29546$



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 14 / 40 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)
0.667	100.0	40.0	3.85	7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
3.33	5.56	48.91294

Rapporto $x/d = 0.10658$

Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.91157$
Verifica (25)	$N_d/N_u = 0.00082$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.333	100.0	40.0	[(1 Ø 14 + 1 Ø 1) / 40 cm] 3.87	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
6.67	11.62	51.76261

Rapporto x/d = 0.10658

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.95024$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00165$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
10.00	42.18	56.71523

Rapporto x/d = 0.13337

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.54570$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00238$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	177.90 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	135.34 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.400 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-62.65	0.209	-13.09697	
Peso della mensola	2.00	0.300	0.60000	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN·m]			
60.65	12.49697			

Rapporto x/d = 0.13337

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.12381$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
1.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

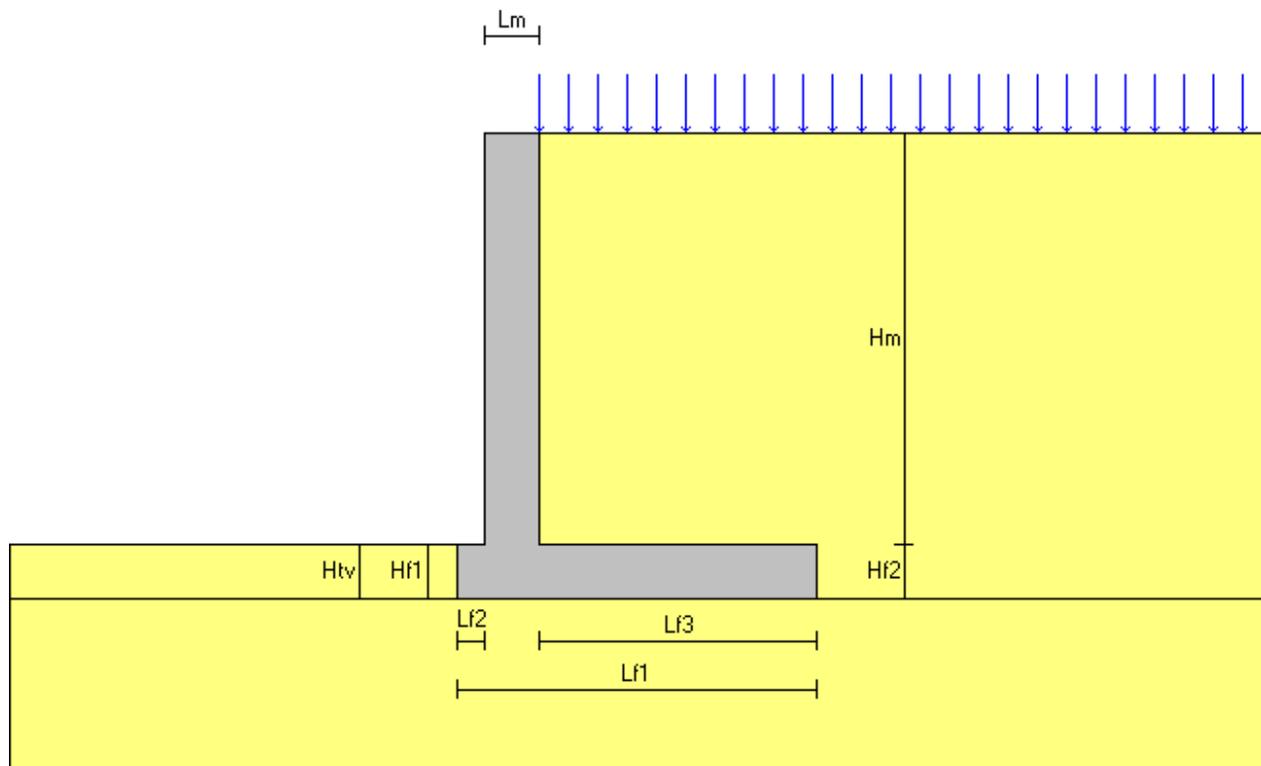
Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	0.00 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	135.34 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.272 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-86.07	0.424	-36.49229	
Peso della mensola	12.00	0.800	9.60000	
Peso del terreno	24.00	0.800	19.20000	

Peso dei sovraccarichi	85.20	0.800	68.16001
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]		
-35.13	-60.46772		
Rapporto $x/d = 0.13337$			
Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.59908$		

10.2 SEZIONE TIPO B

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	3.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.600 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	2.000 m

Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.400 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °
<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
<u>Caratteristiche calcestruzzo</u>		
Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²
<u>Caratteristiche armature</u>		
Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	23.30 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	35.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{1uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{1um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{1nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{2uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	20.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O
Vita nominale	$V_N =$ 100 anni
Tipo di costruzione	tipo = 3
Classe d'uso	$C_U =$ IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$ 2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$ 200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$ 10%
Periodo di ritorno	$T_R =$ 1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$ 2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$ 0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$ 0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$ 0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$ 0.28000
Categoria topografica	$C_T =$ T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	
orizzontale	$k_{h1} =$ 0.13027
verticale	$k_{v1} =$ 0.06513
Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento	
orizzontale	$k_{h2} =$ 0.19540
verticale	$k_{v2} =$ 0.09770
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale	
orizzontale	$k_h =$ 0.09599
verticale	$k_v =$ 0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/γ_{R2i}
DA2 (A1)	1.35	1.00	1.50	0.00	1.35
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.15
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
----------	---------------	------------	-----------------

DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.00$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^1
1	DA2	1.35	1.50	1.35	0.00
2	DA2	1.35	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.00	1.50	1.35	0.00
4	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
7	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
8	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

² Per le combinazioni 5 e 6 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 7 e 8 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)			
Spinta attiva	$K_{AS} =$		0.2444
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)			
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto			
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$		0.3346
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$		0.3992
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso			
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$		0.3219
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$		0.3653

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo		$H_t =$		3.400 m								
Le spinte sono espresse in <u>chilonewton</u> e le coordinate in <u>metri</u> .												
CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	55.64	23.96	1.343	0.600	-	-	-	-	55.64	23.96	1.343	
0.600												
2	35.03	15.09	1.133	0.600	-	-	-	-	35.03	15.09	1.133	
0.600												

3	46.56	20.05	1.384	0.600	-	-	-	-	46.56	20.05	1.384
0.600											
4	25.95	11.18	1.133	0.600	-	-	-	-	25.95	11.18	1.133
0.600											
5	25.95	11.18	1.133	0.600	10.45	4.50	1.700	0.600	36.40	15.68	1.296
0.600											
6	25.95	11.18	1.133	0.600	7.26	3.13	1.700	0.600	33.21	14.30	1.257
0.600											
7	25.95	11.18	1.133	0.600	16.63	7.16	1.700	0.600	42.58	18.34	1.355
0.600											
8	25.95	11.18	1.133	0.600	12.29	5.29	1.700	0.600	38.24	16.47	1.315
0.600											

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 5 e 6 (β_1)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{1,X} = 22.93$ kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{1,Y} = \pm 11.46$ kN

Combinazioni 7 e 8 (β_2)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{2,X} = 34.39$ kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{2,Y} = \pm 17.20$ kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I = 1.649$ m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I = 1.351$ m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4, la 7 e la 8.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 8)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	56.00	0.818	45.80000
Peso del terreno a monte (P_{TM})	120.00	1.600	191.99999
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-17.20	1.351	-23.23360
Momento stabilizzante (M_{STAB})			214.56638
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-38.24	1.315	-50.30292
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	16.47	0.600	9.88121
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-34.39	1.649	-56.70641
Momento ribaltante (M_{RIB})			-97.12812

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 2.20911$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN•m]).

CMB 1

CMB 2

CMB 3

VAR	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P _M	75.60	0.818	61.83001	75.60	0.818	61.83001	56.00	0.818	45.80000
P _{TM}	162.00	1.600	259.19999	162.00	1.600	259.19999	120.00	1.600	191.99999
P _{SM}	54.00	1.600	86.40000	0.00	1.600	0.00000	54.00	1.600	86.40000
M_{STAB}			407.43000			321.03001			324.19998
S _{T,X}	-55.64	1.343	-74.73517	-35.03	1.133	-39.70305	-46.56	1.384	-64.44178
S _{T,Y}	23.96	0.600	14.37722	15.09	0.600	9.05232	20.05	0.600	12.03032
M_{RIB}			-60.35795			-30.65073			-52.41146
C_{RIB}		5.86977			9.10766			5.37884	

VAR	F	B	M	F	B	M
P _M	56.00	0.818	45.80000	56.00	0.818	45.80000
P _{TM}	120.00	1.600	191.99999	120.00	1.600	191.99999
P _{SM}	0.00	1.600	0.00000	0.00	1.600	0.00000
F _{I,Y}	-	-	-	17.20	1.351	23.23360
M_{STAB}			237.79999			261.03359
S _{T,X}	-25.95	1.133	-29.40967	-42.58	1.355	-57.67921
S _{T,Y}	11.18	0.600	6.70543	18.34	0.600	11.00241
F _{I,X}	-	-	-	-34.39	1.649	-56.70641
M_{RIB}			-22.70424			-103.38322
C_{RIB}		9.10766			2.52491	

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P _M)	56.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	120.00
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{I,X})	0.00
Componente verticale forza d'inerzia (F _{I,Y})	-11.46
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	14.30
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	178.84

Momento rispetto al piede di valle (M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}) 151.33823 kN•m

Distanza carico dal piede di valle (d_N = M_{TOT} / N_{TOT}) 0.846 m

Eccentricità del carico (e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|) 0.454 m

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 140.89 kN/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 0.00 kN/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 2.539 m

Compressione limite (σ_L) 397.76 kN/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 2.35268$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 1	CMB 2	CMB 3	CMB 4	CMB 5
P _M [kN]	75.60	75.60	56.00	56.00	56.00
P _{TM} [kN]	162.00	162.00	120.00	120.00	120.00
P _{SM} [kN]	54.00	0.00	54.00	0.00	0.00
F _{I,X} [kN]	-	-	-	-	0.00
F _{I,Y} [kN]	-	-	-	-	11.46
S _{T,X} [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S _{T,Y} [kN]	23.96	15.09	20.05	11.18	15.68
N_{TOT} [kN]	315.56	252.69	250.05	187.18	203.14
M _{TOT} [kN·m]	347.07207	290.37928	271.78852	215.09575	177.70983
d _N [m]	1.100	1.149	1.087	1.149	0.875
e _N [m]	0.200	0.151	0.213	0.151	0.425
POS _N	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.
σ _v [kN/m ²]	177.43	131.02	143.46	97.05	154.80
σ _m [kN/m ²]	65.31	63.36	48.89	46.93	1.47
B _{comp} [m]	2.600	2.600	2.600	2.600	2.600
σ _L [kN/m ²]	780.45	911.73	748.61	911.73	441.66
C_{SCH}	3.14194	4.97066	3.72728	6.71039	2.37768

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.70021$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P _M)	56.00	0.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	120.00	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{I,X})	0.00	22.93
Componente verticale forza d'inerzia (F _{I,Y})	-11.46	0.00
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00	33.21
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	14.30	0.00
Carico totale (Σ_⊥, Σ)	178.84	56.14

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{sco} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{||} = 2.23073$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kN]) e tangenziali (F_{||} [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 1		CMB 2		CMB 3		CMB 4	
	F _⊥	F						
P _M	75.60	0.00	75.60	0.00	56.00	0.00	56.00	0.00
P _{TM}	162.00	0.00	162.00	0.00	120.00	0.00	120.00	0.00
P _{SM}	54.00	0.00	0.00	0.00	54.00	0.00	0.00	0.00
S _{T,X}	0.00	55.64	0.00	35.03	0.00	46.56	0.00	25.95
S _{T,Y}	23.96	0.00	15.09	0.00	20.05	0.00	11.18	0.00
Σ	315.56	55.64	252.69	35.03	250.05	46.56	187.18	25.95
C_{sco}	3.61025		4.59146		3.41884		4.59146	

CAR	CMB 5	
	F _⊥	F
P _M	56.00	0.00
P _{TM}	120.00	0.00

P_{SM}	0.00	0.00
$F_{I,X}$	0.00	22.93
$F_{I,Y}$	11.46	0.00
$S_{T,X}$	0.00	36.40
$S_{T,Y}$	15.68	0.00
Σ	203.14	59.33
C_{sco}		2.39741

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca		Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} =$	20
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} =$	100
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s =$	1.000 m
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} =$	3.000 m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} =$	10.000 m
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} =$	4.000 m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} =$	21.000 m

Combinazioni

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^*	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.00	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

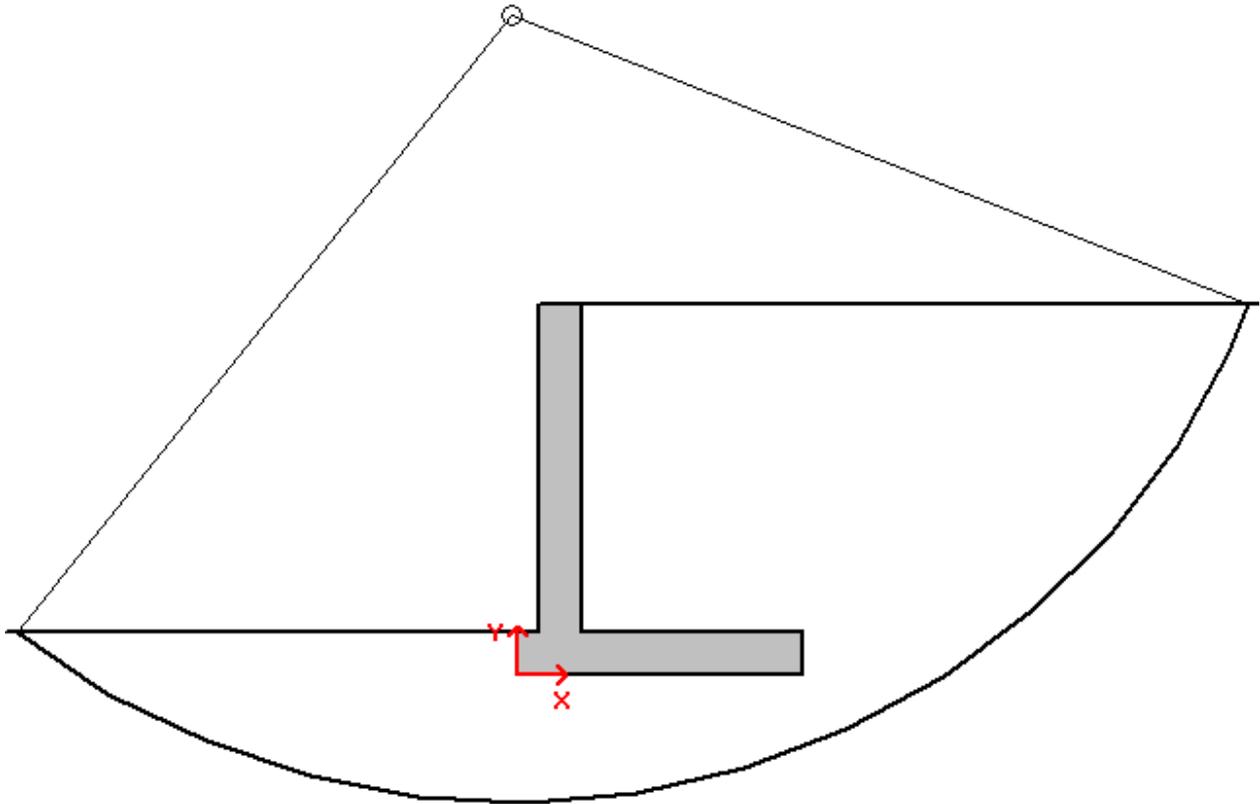
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{cs} =$	-0.054 m
Ordinata centro	$Y_{cs} =$	6.045 m
Raggio	$R_s =$	7.217 m

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

$C_{SG} = 1.43273$



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccato di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 10 / 10 cm)
2.000	100.0	40.0	7.70	7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 6)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
9.35	9.39	4.31896

Rapporto $x/d = 0.12207$

Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.02695$
Verifica (25)	$N_d/N_u = 0.00222$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.000	100.0	40.0	[(1 Ø 14) / 20 cm] 7.74	(1 Ø 10 / 10 cm) 7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
21.30	25.62	22.63042

Rapporto $x/d = 0.12207$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.18363$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00506$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39	(1 Ø 10 / 10 cm) 7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
31.95	47.88	61.72233

Rapporto $x/d = 0.16981$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.28180$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00709$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	177.43 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	160.18 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.400 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-67.52	0.203	-13.73427	
Peso della mensola	2.70	0.300	0.81000	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN·m]			
64.82	12.92427			

Rapporto $x/d = 0.12207$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.12522$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

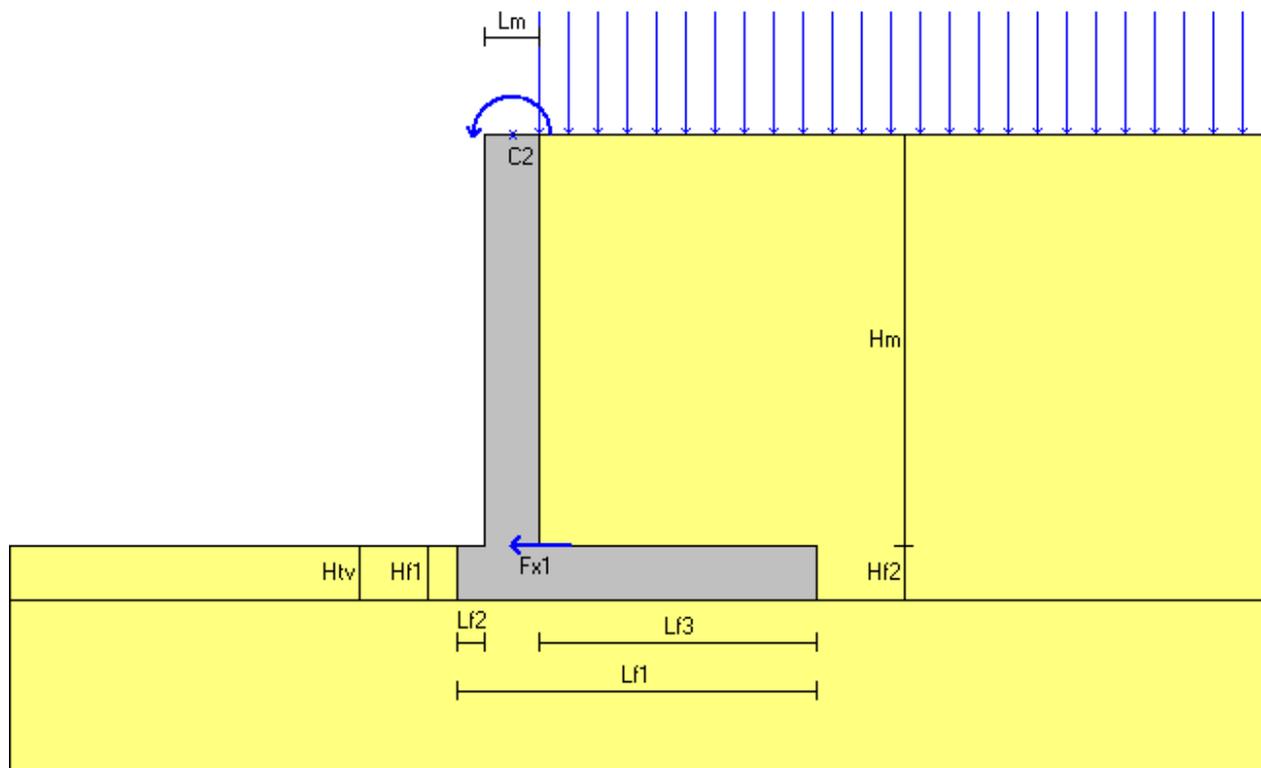
L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.200	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70	(1 Ø 14 / 20 cm) 7.70

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	1.47 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	131.21 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	2.200 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-145.94	0.741	-108.20771	
Peso della mensola	20.00	1.200	24.00000	

Peso del terreno	120.00	1.200	144.00001
Inerzia verticale (terreno e cls)	9.12	1.200	10.94266
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]		
-3.18	-70.73495		
Rapporto $x/d = 0.12207$			
Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.68531$		

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018 - URTO



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	3.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.600 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	2.000 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.400 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °
--	------------	--------

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
-------------------------	--------------	-------------------------

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²

Caratteristiche armature

Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_v =$	23.30 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	35.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G1_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{2uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	42.55 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	tipo	H [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN•m]
1	Q	0.000	-13.00	0.00	0.00000
2	Q	3.000	0.00	0.00	-49.00000

Legenda

- tipo G1 carico permanente strutturale; G2 carico permanente non strutturale; Q carico variabile
- H quota del punto di applicazione del carico rispetto alla base della mensola di elevazione
- F_x forza orizzontale positiva se verso monte
- F_y forza verticale positiva se verso il basso
- M_z coppia positiva se oraria

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O
Vita nominale	$V_N =$ 100 anni
Tipo di costruzione	tipo = 3
Classe d'uso	$Cl_U =$ IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$ 2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$ 200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$ 10%
Periodo di ritorno	$T_R =$ 1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$ 2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$ 0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$ 0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$ 0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$ 0.28000
Categoria topografica	$C_T =$ T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza orizzontale	
	$k_{h1} =$ 0.13027

verticale	$k_{v1} =$	0.06513
Coefficientsi sismici per la verifica a ribaltamento		
orizzontale	$k_{h2} =$	0.19540
verticale	$k_{v2} =$	0.09770
Coefficientsi sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.09599
verticale	$k_v =$	0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.00$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E^1}
1	DA2	1.00	1.00	1.00	0.00
2	DA2	1.00	1.00	0.00	0.00
3	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
4	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

² Per le combinazioni 3 e 4 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 5 e 6 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)		
Spinta attiva	$K_{AS} =$	0.2444
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)		
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto		
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3346

Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3992
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso		
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3219
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3653

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo	$H_t =$											3.400 m
Le spinte sono espresse in <u>chilonewton</u> e le coordinate in <u>metri</u> .												
CMB	$S_{s,x}$	$S_{s,y}$	Y_s	X_s	$S_{d,x}$	$S_{d,y}$	Y_D	X_D	$S_{t,x}$	$S_{t,y}$	Y_T	X_T
1	58.43	25.16	1.448	0.600	-	-	-	-	58.43	25.16	1.448	
0.600												
2	25.95	11.18	1.133	0.600	-	-	-	-	25.95	11.18	1.133	
0.600												
3	25.95	11.18	1.133	0.600	10.45	4.50	1.700	0.600	36.40	15.68	1.296	
0.600												
4	25.95	11.18	1.133	0.600	7.26	3.13	1.700	0.600	33.21	14.30	1.257	
0.600												
5	25.95	11.18	1.133	0.600	16.63	7.16	1.700	0.600	42.58	18.34	1.355	
0.600												
6	25.95	11.18	1.133	0.600	12.29	5.29	1.700	0.600	38.24	16.47	1.315	
0.600												

Legenda

$S_{s,x}$, $S_{d,x}$, $S_{t,x}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{s,y}$, $S_{d,y}$, $S_{t,y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_s , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_s , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)	

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 3 e 4 (β_1)	
Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{11,x} =$ 22.93 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{11,y} =$ \pm 11.46 kN
Combinazioni 5 e 6 (β_2)	
Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{12,x} =$ 34.39 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{12,y} =$ \pm 17.20 kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_1 =$ 1.649 m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_1 =$ 1.351 m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 2, la 5 e la 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	56.00	0.818	45.80000
Peso del terreno a monte (P_{TM})	120.00	1.600	191.99999
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{1,y}$)	-17.20	1.351	-23.23360
Carichi concentrati stabilizzanti (C_{CS})			0.00000
Momento stabilizzante (M_{STAB})			214.56638
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{t,x}$)	-38.24	1.315	-50.30292

Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	16.47	0.600	9.88121
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-34.39	1.649	-56.70641
Carichi concentrati ribaltanti (C_{CR})			0.00000
Momento ribaltante (M_{RIB})			-97.12812

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 2.20911$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN·m]).

VAR	CMB 1			CMB 2			CMB 5		
	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P_M	56.00	0.818	45.80000	56.00	0.818	45.80000	56.00	0.818	45.80000
P_{TM}	120.00	1.600	191.99999	120.00	1.600	191.99999	120.00	1.600	191.99999
P_{SM}	85.10	1.600	136.16000	0.00	1.600	0.00000	0.00	1.600	0.00000
$F_{I,Y}$	-	-	-	-	-	-	17.20	1.351	23.23360
C_{CS}			0.00000			0.00000			0.00000
M_{STAB}			373.96000			237.79999			261.03359
$S_{T,X}$	-58.43	1.448	-84.61768	-25.95	1.133	-29.40967	-42.58	1.355	-57.67921
$S_{T,Y}$	25.16	0.600	15.09707	11.18	0.600	6.70543	18.34	0.600	11.00241
$F_{I,X}$	-	-	-	-	-	-	-34.39	1.649	-56.70641
C_{CR}			-54.20000			0.00000			0.00000
M_{RIB}			-123.72062			-22.70424			-
103.38322									
C_{RIB}		2.62836			9.10766			2.52491	

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P_M)	56.00
Peso del terreno a monte (P_{TM})	120.00
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	85.10
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0.00
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	25.16
Carichi concentrati (C_C)	0.00
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	286.26

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 250.23937 kN·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 0.874 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.426 m
(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 218.30 kN/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 1.90 kN/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 2.600 m

Compressione limite (σ_L) 515.71 kN/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.68745$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 2	CMB 3	CMB 4
P _M [kN]	56.00	56.00	56.00
P _{TM} [kN]	120.00	120.00	120.00
P _{SM} [kN]	0.00	0.00	0.00
F _{i,X} [kN]	-	0.00	0.00
F _{i,Y} [kN]	-	11.46	-11.46
S _{T,X} [kN]	0.00	0.00	0.00
S _{T,Y} [kN]	11.18	15.68	14.30
C _C [kN]	0.00	0.00	0.00
N_{TOT} [kN]	187.18	203.14	178.84
M _{TOT} [kN•m]	215.09575	177.70983	151.33823
d _N [m]	1.149	0.875	0.846
e _N [m]	0.151	0.425	0.454
Pos _N	i.t.m.	i.t.m.	e.t.m.
σ _v [kN/m ²]	97.05	154.80	140.89
σ _m [kN/m ²]	46.93	1.47	0.00
B _{comp} [m]	2.600	2.600	2.539
σ _L [kN/m ²]	911.73	441.66	397.76
C_{SCH}	6.71039	2.37768	2.35268

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.70021$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P _M)	56.00	0.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	120.00	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{i,X})	0.00	22.93
Componente verticale forza d'inerzia (F _{i,Y})	-11.46	0.00
Carichi concentrati (C _C)	0.00	0.00
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00	33.21
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	14.30	0.00
Carico totale (Σ_⊥, Σ_∥)	178.84	56.14

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{\parallel} = 2.23073$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kN]) e tangenziali (F_∥ [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 1		CMB 2		CMB 3	
	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥
P _M	56.00	0.00	56.00	0.00	56.00	0.00
P _{TM}	120.00	0.00	120.00	0.00	120.00	0.00
P _{SM}	85.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F _{i,X}	-	-	-	-	0.00	22.93
F _{i,Y}	-	-	-	-	11.46	0.00
C _C	0.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$S_{T,X}$	0.00	58.43	0.00	25.95	0.00	36.40
$S_{T,Y}$	25.16	0.00	11.18	0.00	15.68	0.00
Σ	286.26	71.43	187.18	25.95	203.14	59.33
C_{sco}	2.55122		4.59146		2.39741	

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 3.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 10.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 4.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 21.000 \text{ m}$

Combinazioni

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^*	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

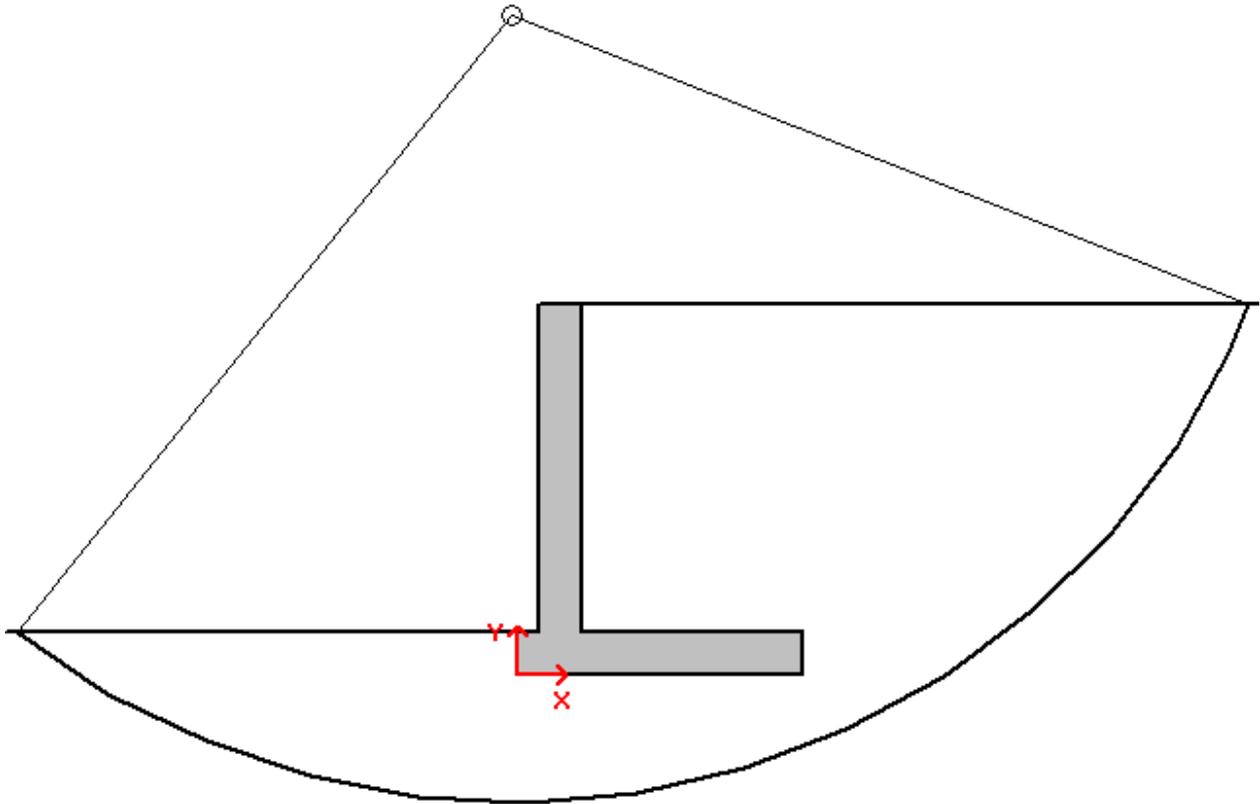
Ascissa centro $X_{cs} = -0.054 \text{ m}$

Ordinata centro $Y_{cs} = 6.045 \text{ m}$

Raggio $R_s = 7.217 \text{ m}$

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

$C_{SG} = 1.29818$



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 14 / 20 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 10 / 10 cm)
2.000	100.0	40.0	7.70	7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
10.00	11.80	54.52404

Rapporto $x/d = 0.13337$

Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.52381$
Verifica (25)	$N_d/N_u = 0.00238$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
1.000	100.0	40.0	[(1 Ø 14 + 1 Ø 1) / 20 cm] 7.74	(1 Ø 10 / 10 cm) 7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
20.00	28.08	74.08921

Rapporto $x/d = 0.13337$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.69783$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00475$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39	(1 Ø 10 / 10 cm) 7.85

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
30.00	61.86	112.18508

Rapporto $x/d = 0.18025$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.55336$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00666$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
0.400	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	218.30 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	185.01 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.400 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-80.66	0.206	-16.57597	
Peso della mensola	2.00	0.300	0.60000	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]			
78.66	15.97597			

Rapporto $x/d = 0.17243$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.08229$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
2.200	100.0	40.0	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39	(1 Ø 14 / 10 cm) 15.39

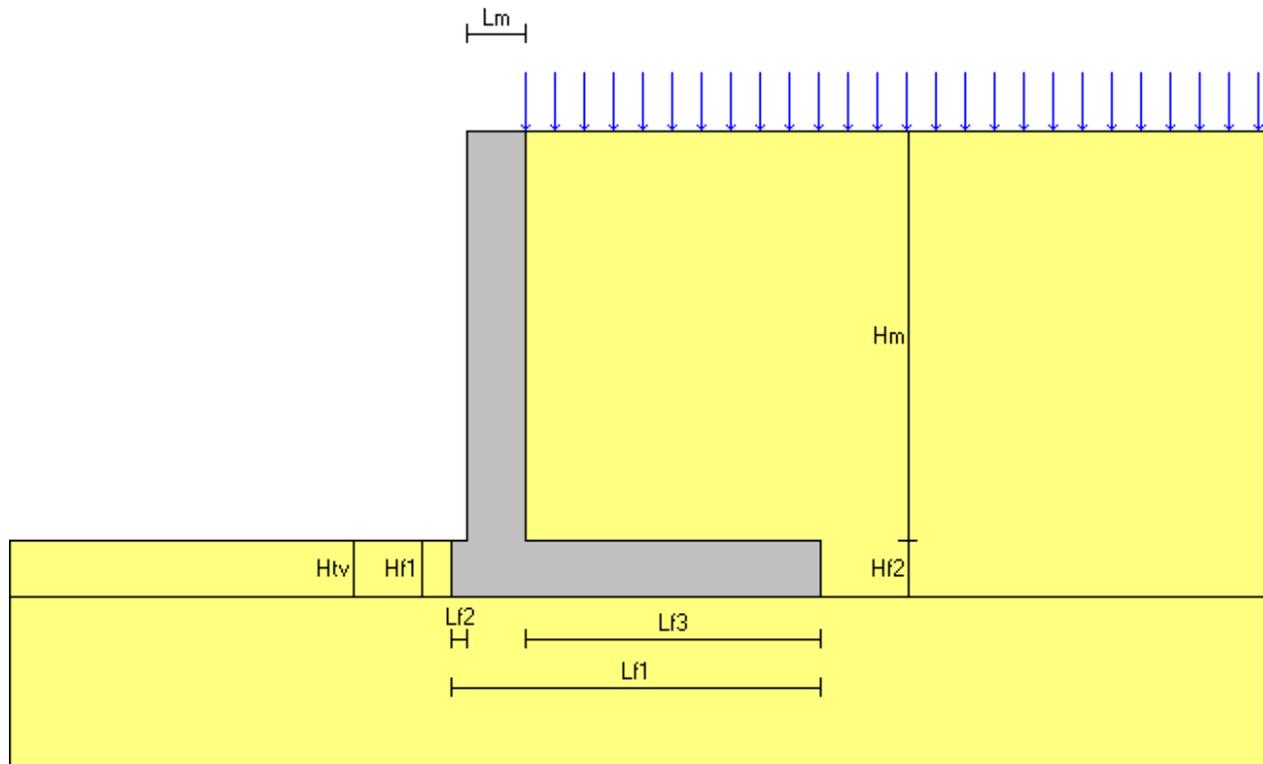
Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	1.90 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	185.01 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	2.200 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-205.60	0.741	-152.31066	
Peso della mensola	20.00	1.200	24.00000	

Peso del terreno	120.00	1.200	144.00001
Peso dei sovraccarichi	85.10	1.200	102.12001
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]		
-19.50	-117.80936		
Rapporto $x/d = 0.17243$			
Verifica N/M $S_d/S_u = 0.60685$			

10.3 SEZIONE TIPO C

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	5.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.700 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.700 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	4.500 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.700 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	3.600 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.700 m

Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.700 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °
<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
<u>Caratteristiche calcestruzzo</u>		
Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²
<u>Caratteristiche armature</u>		
Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	23.30 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	35.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{1uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{1um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{1nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{2uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	20.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{qn} =$	0.000 m

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O
Vita nominale	$V_N =$ 100 anni
Tipo di costruzione	tipo = 3
Classe d'uso	$C_U =$ IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$ 2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$ 200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$ 10%
Periodo di ritorno	$T_R =$ 1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$ 2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$ 0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$ 0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$ 0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$ 0.28000
Categoria topografica	$C_T =$ T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	
orizzontale	$k_{h1} =$ 0.13027
verticale	$k_{v1} =$ 0.06513
Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento	
orizzontale	$k_{h2} =$ 0.19540
verticale	$k_{v2} =$ 0.09770
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale	
orizzontale	$k_h =$ 0.09599
verticale	$k_v =$ 0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.35	1.00	1.50	1.00	1.35
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	1.00	1.15
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00

DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.00$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E1}
1	DA2	1.35	1.50	1.35	0.00
2	DA2	1.35	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.00	1.50	1.35	0.00
4	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
7	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
8	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

² Per le combinazioni 5 e 6 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 7 e 8 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)			
Spinta attiva	$K_{AS} =$	0.2444	
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)			
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto			
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3346	
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3992	
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso			
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3219	
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3653	

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo		$H_t =$		5.700 m								
Le spinte sono espresse in <u>chilonewton</u> e le coordinate in <u>metri</u> .												
CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	133.01	57.28	2.147	0.900	-	-	-	-	133.01	57.28	2.147	
0.900												
2	98.46	42.40	1.900	0.900	-	-	-	-	98.46	42.40	1.900	
0.900												
3	107.48	46.29	2.205	0.900	-	-	-	-	107.48	46.29	2.205	
0.900												

4	72.93	31.41	1.900	0.900	-	-	-	-	72.93	31.41	1.900
0.900											
5	72.93	31.41	1.900	0.900	29.38	12.65	2.850	0.900	102.32	44.06	2.173
0.900											
6	72.93	31.41	1.900	0.900	20.40	8.79	2.850	0.900	93.33	40.20	2.108
0.900											
7	72.93	31.41	1.900	0.900	46.74	20.13	2.850	0.900	119.67	51.54	2.271
0.900											
8	72.93	31.41	1.900	0.900	34.54	14.88	2.850	0.900	107.48	46.29	2.205
0.900											

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)	

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 5 e 6 (β_1)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{11,X} = 68.55$ kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{11,Y} = \pm 34.28$ kN

Combinazioni 7 e 8 (β_2)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{12,X} = 102.83$ kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{12,Y} = \pm 51.42$ kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_1 = 2.774$ m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_1 = 2.275$ m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4, la 7 e la 8.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 8)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	166.25	1.355	225.31243
Peso del terreno a monte (P_{TM})	360.00	2.700	972.00002
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{1,Y}$)	-51.42	2.275	-116.98015
Momento stabilizzante (M_{STAB})			1080.33234
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-107.48	2.205	-237.01777
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	46.29	0.900	41.65750
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{1,X}$)	-102.83	2.774	-285.20517
Momento ribaltante (M_{RIB})			-480.56545

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 2.24804$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN•m]).

VAR	CMB 1			CMB 2			CMB 3		
	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P_M	224.44	1.355	304.17179	224.44	1.355	304.17179	166.25	1.355	225.31243

piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 1	CMB 2	CMB 3	CMB 4	CMB 5
P_M [kN]	224.44	224.44	166.25	166.25	166.25
P_{TM} [kN]	486.00	486.00	360.00	360.00	360.00
P_{SM} [kN]	97.20	0.00	97.20	0.00	0.00
$F_{I,X}$ [kN]	-	-	-	-	0.00
$F_{I,Y}$ [kN]	-	-	-	-	34.28
$S_{T,X}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$S_{T,Y}$ [kN]	57.28	42.40	46.29	31.41	44.06
N_{TOT} [kN]	864.92	752.84	669.74	557.66	604.59
M_{TOT} [kN·m]	1644.83261	1467.46155	1264.37958	1087.00859	902.50839
d_N [m]	1.902	1.949	1.888	1.949	1.493
e_N [m]	0.348	0.301	0.362	0.301	0.757
POS_N	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	i.t.m.	e.t.m.
σ_v [kN/m ²]	281.46	234.39	220.69	173.62	270.01
σ_m [kN/m ²]	102.95	100.21	76.97	74.23	0.00
B_{comp} [m]	4.500	4.500	4.500	4.500	4.478
σ_L [kN/m ²]	1457.75	1597.19	1418.93	1597.19	790.16
C_{SCH}	3.69948	4.86734	4.59246	6.57092	2.43868

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.70021$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P_M)	166.25	0.00
Peso del terreno a monte (P_{TM})	360.00	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0.00	68.55
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-34.28	0.00
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0.00	93.33
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	40.20	0.00
Carico totale ($\Sigma_\perp, \Sigma_\parallel$)	532.17	161.89

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{sco} = (\Sigma_\perp \cdot f_t / R) / \Sigma_\parallel = 2.30176$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_\perp [kN]) e tangenziali (F_\parallel [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 1		CMB 2		CMB 3		CMB 4	
	F_\perp	F_\parallel	F_\perp	F_\parallel	F_\perp	F_\parallel	F_\perp	F_\parallel
P_M	224.44	0.00	224.44	0.00	166.25	0.00	166.25	0.00
P_{TM}	486.00	0.00	486.00	0.00	360.00	0.00	360.00	0.00
P_{SM}	97.20	0.00	0.00	0.00	97.20	0.00	0.00	0.00
$S_{T,X}$	0.00	133.01	0.00	98.46	0.00	107.48	0.00	72.93
$S_{T,Y}$	57.28	0.00	42.40	0.00	46.29	0.00	31.41	0.00
Σ	864.92	133.01	752.84	98.46	669.74	107.48	557.66	72.93
C_{sco}	4.13938		4.86720		3.96653		4.86720	
	CMB 5							
CAR	F_\perp	F_\parallel						

P _M	166.25	0.00
P _{TM}	360.00	0.00
P _{SM}	0.00	0.00
F _{I,X}	0.00	68.55
F _{I,Y}	34.28	0.00
S _{T,X}	0.00	102.32
S _{T,Y}	44.06	0.00
Σ	604.59	170.87
C_{sco}	2.47756	

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	N _{pg} = 20
Numero delle superfici generate per punto	N _{sp} = 100
Lunghezza dei segmenti generati	L _s = 1.000 m
Distanza della zona di generazione delle superfici	D _{zg} = 5.000 m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	L _{zg} = 17.000 m
Distanza della zona di arrivo della superfici	D _{za} = 6.000 m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	L _{za} = 35.000 m

Combinazioni

CMB	Tipo	γ _{G1}	γ _{G2}	γ _Q	γ _E *	γ _φ	γ _c	γ _γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	1.00	1.15	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	1.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

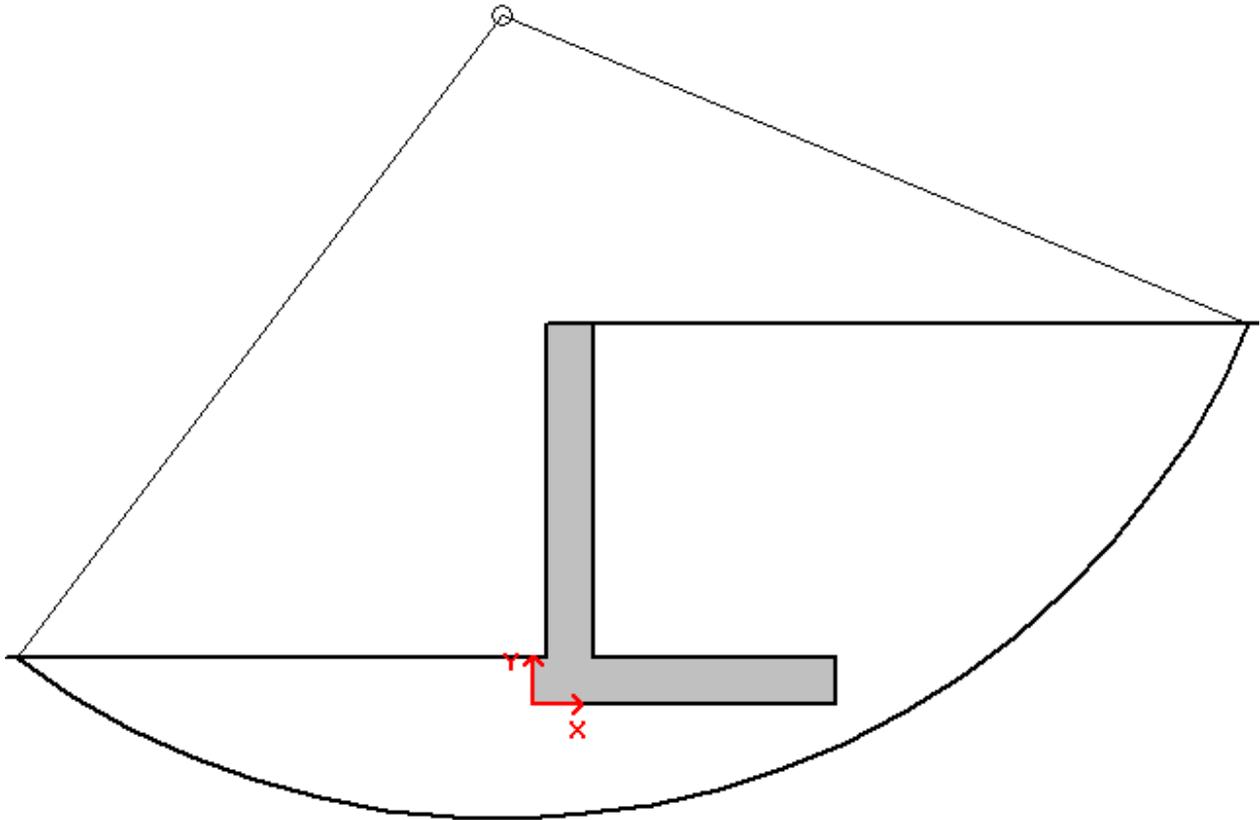
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	X _{cs} = -0.469 m
Ordinata centro	Y _{cs} = 10.320 m
Raggio	R _s = 12.023 m

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

C_{SG} = 1.47182



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 16 / 20 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 12 / 10 cm)
3.333	100.0	70.0	10.05	11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 6)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
27.27	27.41	21.11094

Rapporto $x/d = 0.09270$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.05120$**

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00382$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.667	100.0	70.0	[(1 Ø 16 + 1 Ø 1) / 20 cm] 10.09	(1 Ø 12 / 10 cm) 11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
62.13	73.85	109.23341

Rapporto $x/d = 0.09270$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.35859$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00871$

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 12 / 10 cm) 11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
93.20	137.02	295.79315

Rapporto $x/d = 0.13309$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.54396$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.01238$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.550	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	281.46 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	259.64 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.550 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-148.80	0.279	-41.47077	
Peso della mensola	4.73	0.450	2.12625	
Sforzo di taglio [kN]	144.08	Momento flettente [kN·m]	39.34451	

Rapporto $x/d = 0.12170$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.07971$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

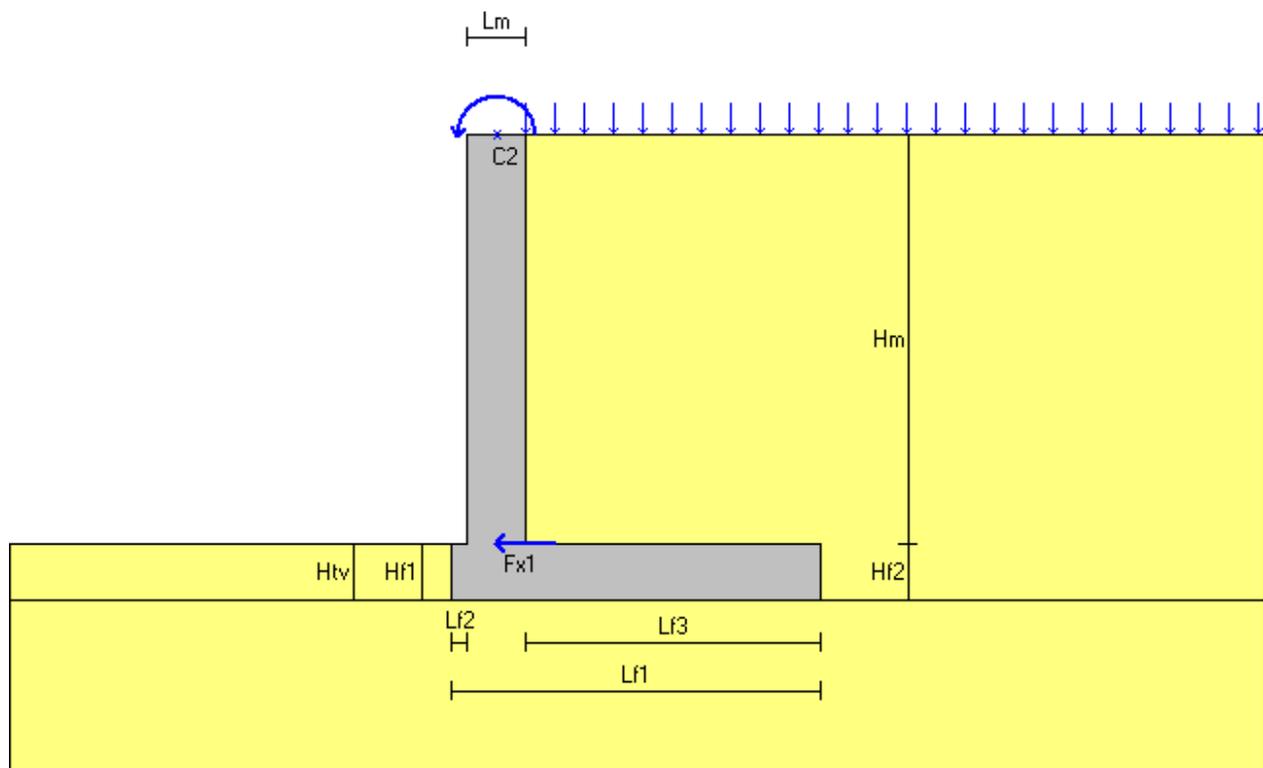
L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
3.950	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	0.00 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	236.85 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	3.928 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-465.20	1.309	-609.15043	

Peso della mensola	63.00	2.150	135.44995
Peso del terreno	360.00	2.150	773.99994
Inerzia verticale (terreno e cls)	27.55	2.150	59.23688
Sforzo di taglio [kN]	14.65		
Momento flettente [kN•m]	-359.53636		
Rapporto $x/d = 0.12170$			
Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.72844$		

Relazione di verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018 - URTO



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	5.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.700 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.700 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	100.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	4.500 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.200 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.700 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	3.600 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.700 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.700 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °
--	------------	--------

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
-------------------------	--------------	-------------------------

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza		C25/30
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	30.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.1 N/mm ²

Caratteristiche armature

Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_v =$	23.30 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	38.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G1_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{2uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	11.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	tipo	H [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN•m]
1	Q	0.000	-9.00	0.00	0.00000
2	Q	5.000	0.00	0.00	-49.00000

Legenda

- tipo G1 carico permanente strutturale; G2 carico permanente non strutturale; Q carico variabile
- H quota del punto di applicazione del carico rispetto alla base della mensola di elevazione
- F_x forza orizzontale positiva se verso monte
- F_y forza verticale positiva se verso il basso
- M_z coppia positiva se oraria

Normativa

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	MODENA (MO) EMILIA (MO)O
Vita nominale	$V_N =$ 100 anni
Tipo di costruzione	tipo = 3
Classe d'uso	$Cl_U =$ IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$ 2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$ 200 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$ 10%
Periodo di ritorno	$T_R =$ 1898 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$ 2.4500
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$ 0.2602 g
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1.31751
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} =$ 0.38000
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} =$ 0.57000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$ 0.28000
Categoria topografica	$C_T =$ T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1.00000
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza orizzontale	
	$k_{n1} =$ 0.13027

verticale	$k_{v1} =$	0.06513
Coefficientsi sismici per la verifica a ribaltamento		
orizzontale	$k_{h2} =$	0.19540
verticale	$k_{v2} =$	0.09770
Coefficientsi sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.09599
verticale	$k_v =$	0.04799

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
SIS	1.00	-	1.00	-	0.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.00$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E1}
1	DA2	1.00	1.00	1.00	0.00
2	DA2	1.00	1.00	0.00	0.00
3	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
4	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.00	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.00	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

² Per le combinazioni 3 e 4 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 5 e 6 il coefficiente β_{m2} .

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)		
Spinta attiva	$K_{AS} =$	0.2444
Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)		
Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto		
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3346

Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3992
Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso		
Spinta attiva (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3219
Spinta attiva (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.3653

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo	$H_t =$											5.700 m
Le spinte sono espresse in <u>chilonewton</u> e le coordinate in <u>metri</u> .												
CMB	$S_{s,x}$	$S_{s,y}$	Y_s	X_s	$S_{d,x}$	$S_{d,y}$	Y_D	X_D	$S_{t,x}$	$S_{t,y}$	Y_T	X_T
1	87.01	37.47	2.054	0.900	-	-	-	-	87.01	37.47	2.054	
0.900												
2	72.93	31.41	1.900	0.900	-	-	-	-	72.93	31.41	1.900	
0.900												
3	72.93	31.41	1.900	0.900	29.38	12.65	2.850	0.900	102.32	44.06	2.173	
0.900												
4	72.93	31.41	1.900	0.900	20.40	8.79	2.850	0.900	93.33	40.20	2.108	
0.900												
5	72.93	31.41	1.900	0.900	46.74	20.13	2.850	0.900	119.67	51.54	2.271	
0.900												
6	72.93	31.41	1.900	0.900	34.54	14.88	2.850	0.900	107.48	46.29	2.205	
0.900												

Legenda

$S_{s,x}$, $S_{d,x}$, $S_{t,x}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{s,y}$, $S_{d,y}$, $S_{t,y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_s , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_s , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)	

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 3 e 4 (β_1)		
Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{11,x} =$	68.55 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{11,y} =$	± 34.28 kN
Combinazioni 5 e 6 (β_2)		
Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{12,x} =$	102.83 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{12,y} =$	± 51.42 kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_1 =$	2.774 m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_1 =$	2.275 m

Verifica a ribaltamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 2, la 5 e la 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro (P_M)	166.25	1.355	225.31243
Peso del terreno a monte (P_{TM})	360.00	2.700	972.00002
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{1,y}$)	-51.42	2.275	-116.98015
Carichi concentrati stabilizzanti (C_{CS})			0.00000
Momento stabilizzante (M_{STAB})			1080.33234
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{t,x}$)	-107.48	2.205	-237.01777

Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	46.29	0.900	41.65750
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-102.83	2.774	-285.20517
Carichi concentrati ribaltanti (C_{CR})			0.00000
Momento ribaltante (M_{RIB})			-480.56545

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 2.24804$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco delle variabili (VAR), le forze applicate (F [kN]), i relativi bracci (B [m]) e i momenti risultanti (M [kN·m]).

VAR	CMB 1			CMB 2			CMB 5		
	F	B	M	F	B	M	F	B	M
P_M	166.25	1.355	225.31243	166.25	1.355	225.31243	166.25	1.355	225.31243
P_{TM}	360.00	2.700	972.00002	360.00	2.700	972.00002	360.00	2.700	972.00002
P_{SM}	39.60	2.700	106.92000	0.00	2.700	0.00000	0.00	2.700	0.00000
$F_{I,Y}$	-	-	-	-	-	-	51.42	2.275	116.98015
C_{CS}			0.00000			0.00000			0.00000
M_{STAB}			1304.23248			1197.31247			
	1314.29260								
$S_{T,X}$	-87.01	2.054	-178.68596	-72.93	1.900	-138.57279	-119.67	2.271	-
	271.77347								
$S_{T,Y}$	37.47	0.900	33.72435	31.41	0.900	28.26894	51.54	0.900	46.38429
$F_{I,X}$	-	-	-	-	-	-	-102.83	2.774	-
	285.20517								
C_{CR}			-55.30000			0.00000			0.00000
M_{RIB}			-200.26161			-110.30385			-
	510.59433								
C_{RIB}		5.66317			9.43885			2.57405	

Verifica a schiacciamento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P_M)	166.25
Peso del terreno a monte (P_{TM})	360.00
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0.00
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-34.28
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0.00
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	40.20
Carichi concentrati (C_C)	0.00
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	532.17

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 768.64960 kN·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.444 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{F1} / 2 - d_N|$) 0.806 m

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 245.63 kN/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 0.00 kN/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 4.333 m

Compressione limite (σ_L) 1119.93 kN/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 3.79955$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico, fornendo l'elenco delle variabili (VAR) e il relativo valore (CMB i). Con la sigla Pos_N si indica la posizione del carico totale ortogonale al piano di fondazione rispetto alla fondazione stessa: i.t.m. significa interno al terzo medio, e.t.m. significa esterno al terzo medio ed e.f. significa esterno alla fondazione.

VAR	CMB 1	CMB 2	CMB 3
P _M [kN]	166.25	166.25	166.25
P _{TM} [kN]	360.00	360.00	360.00
P _{SM} [kN]	39.60	0.00	0.00
F _{I,X} [kN]	-	-	0.00
F _{I,Y} [kN]	-	-	34.28
S _{T,X} [kN]	0.00	0.00	0.00
S _{T,Y} [kN]	37.47	31.41	44.06
C _C [kN]	0.00	0.00	0.00
N_{TOT} [kN]	603.32	557.66	604.59
M _{TOT} [kN•m]	1103.97087	1087.00859	902.50839
d _N [m]	1.830	1.949	1.493
e _N [m]	0.420	0.301	0.757
Pos _N	i.t.m.	i.t.m.	e.t.m.
σ _v [kN/m ²]	209.18	173.62	270.01
σ _m [kN/m ²]	58.96	74.23	0.00
B _{comp} [m]	4.500	4.500	4.478
σ _L [kN/m ²]	2206.50	2535.20	1241.93
C_{SCH}	7.53441	10.42993	3.83298

Verifica a scorrimento (superata con successo)

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_t) / \gamma_\varphi = 0.78129$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico [kN]	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale
Peso del muro (P _M)	166.25	0.00
Peso del terreno a monte (P _{TM})	360.00	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia (F _{I,X})	0.00	68.55
Componente verticale forza d'inerzia (F _{I,Y})	-34.28	0.00
Carichi concentrati (C _C)	0.00	0.00
Componente orizzontale spinta totale terreno (S _{T,X})	0.00	93.33
Componente verticale spinta totale terreno (S _{T,Y})	40.20	0.00
Carico totale (Σ_L, Σ_{II})	532.17	161.89

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = (\Sigma_L \cdot f_t / R) / \Sigma_{II} = 2.56829$$

Restanti combinazioni

Si riportano, in forma tabellare, i risultati delle varie combinazioni di carico: viene fornito l'elenco dei carichi (CAR) e le componenti ortogonali (F_⊥ [kN]) e tangenziali (F_∥ [kN]) al piano di scorrimento.

CAR	CMB 1		CMB 2		CMB 3	
	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥	F _⊥	F _∥
P _M	166.25	0.00	166.25	0.00	166.25	0.00
P _{TM}	360.00	0.00	360.00	0.00	360.00	0.00
P _{SM}	39.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$F_{I,X}$	-	-	-	-	0.00	68.55
$F_{I,Y}$	-	-	-	-	34.28	0.00
C_C	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$S_{T,X}$	0.00	87.01	0.00	72.93	0.00	102.32
$S_{T,Y}$	37.47	0.00	31.41	0.00	44.06	0.00
Σ	603.32	96.01	557.66	72.93	604.59	170.87
C_{sco}	4.46333		5.43078		2.76444	

Verifica di stabilità globale (superata con successo)

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Janbu
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 17.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 6.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 35.000 \text{ m}$

Combinazioni

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^*	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.00	1.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.00	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

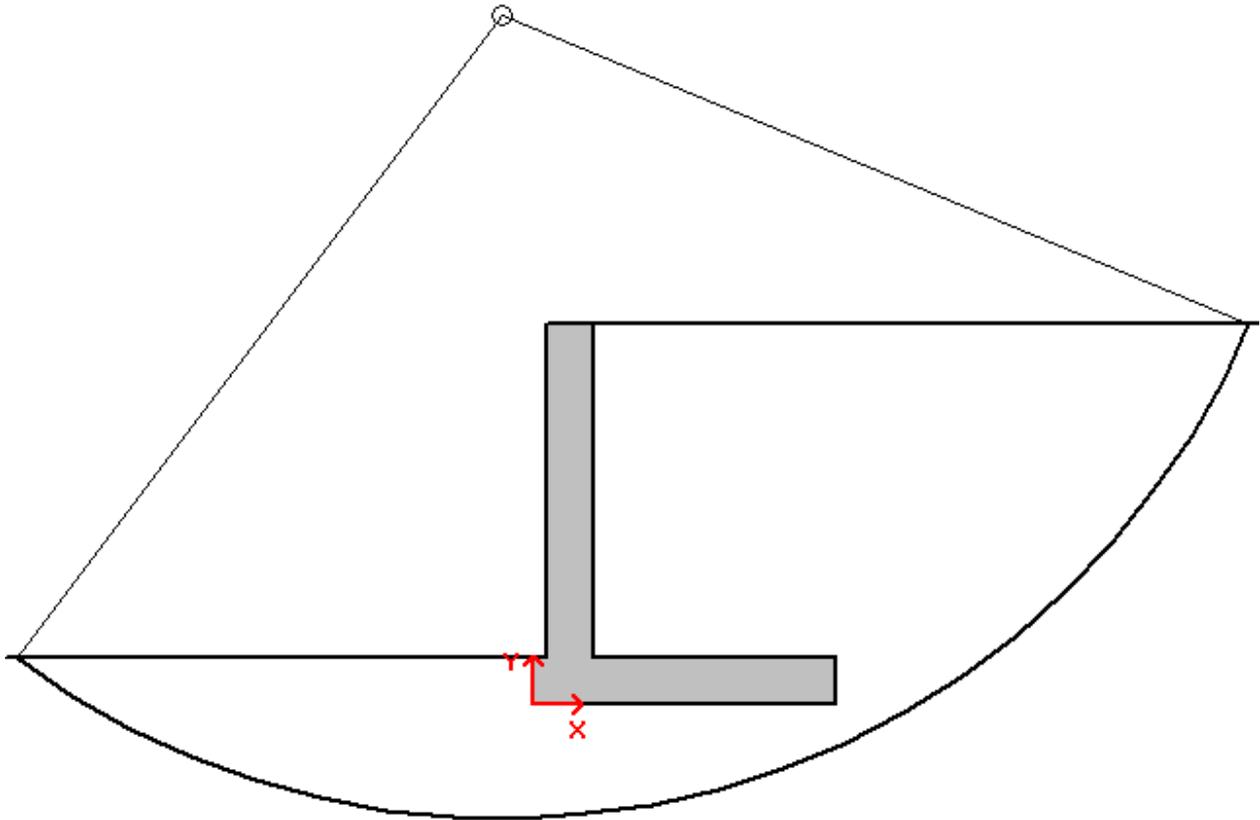
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{cs} = -0.469 \text{ m}$
Ordinata centro	$Y_{cs} = 10.320 \text{ m}$
Raggio	$R_s = 12.023 \text{ m}$

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

$C_{SG} = 1.69000$



Verifica delle armature

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd}

(N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²] (1 Ø 16 / 20 cm)	A_f' [cm ²] (1 Ø 12 / 10 cm)
3.333	100.0	70.0	10.05	11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
29.17	10.35	55.89371

Rapporto $x/d = 0.09833$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.19116$**

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00409$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.667	100.0	70.0	[(1 Ø 16 + 1 Ø 1) / 20 cm] 10.09	(1 Ø 12 / 10 cm) 11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
62.13	73.85	109.23341

Rapporto $x/d = 0.09833$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.36576$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.00871$

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 12 / 10 cm) 11.31

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN·m]
93.20	137.02	295.79315

Rapporto $x/d = 0.13724$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.55568$

Verifica (25) $N_d/N_u = 0.01238$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.550	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	270.01 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	236.85 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	0.550 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	
Forza di compressione terreno	-139.39	0.281	-39.16725	
Peso della mensola	3.50	0.450	1.57500	
Inerzia verticale (terreno e cls)	0.23	0.450	0.10259	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN·m]			
135.66	37.48966			

Rapporto $x/d = 0.12778$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.07761$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
3.950	100.0	70.0	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11	(1 Ø 16 / 10 cm) 20.11

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	0.00 kN/m ²		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	236.85 kN/m ²		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	3.928 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]	

Forza di compressione terreno	-465.20	1.309	-609.15043
Peso della mensola	63.00	2.150	135.44995
Peso del terreno	360.00	2.150	773.99994
Inerzia verticale (terreno e cls)	27.55	2.150	59.23688
Sforzo di taglio [kN]	14.65		
Momento flettente [kN•m]	-359.53636		
Rapporto x/d = 0.12778			
Verifica N/M	S_d/S_u = 0.74416		