

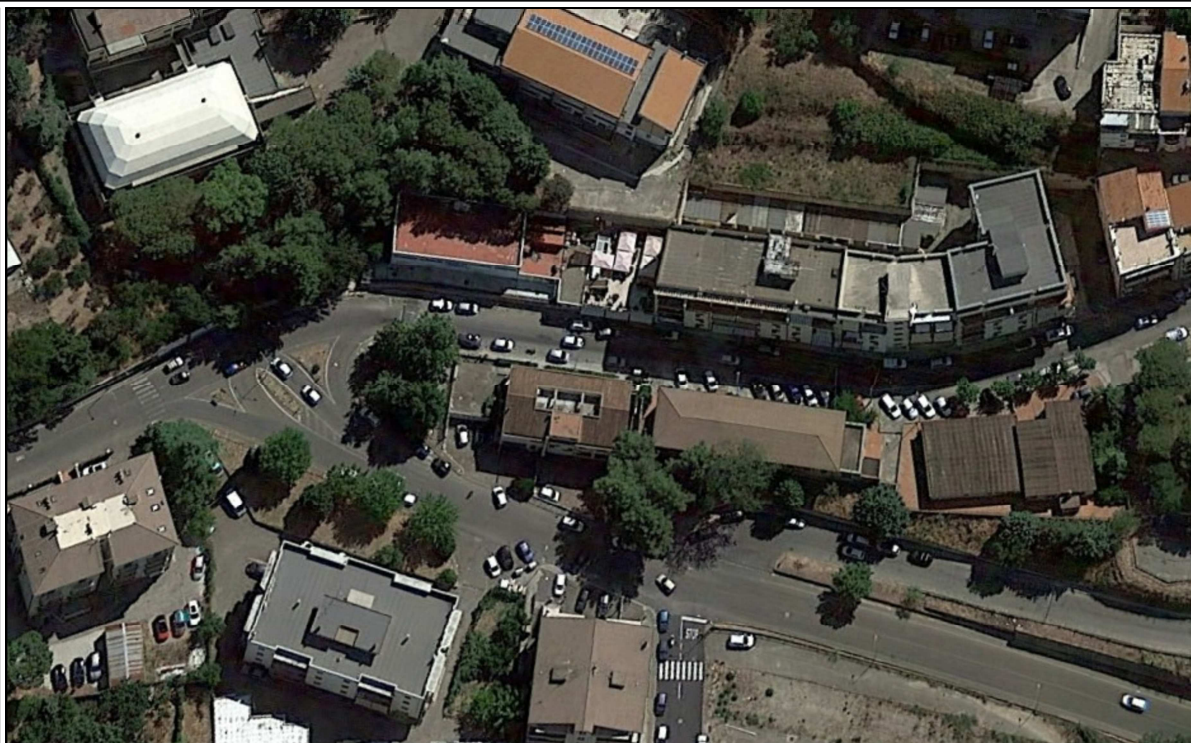


Ministero del Lavoro
e delle Politiche Sociali

Art.1, comma 5, lettera e) del D.L. n.19 del 2 marzo 2024 convertito con L. 29 aprile 2024, n.56, giusta revisione dell'accordo di concessione di finanziamento sottoscritta per accettazione in data 12/11/2024 (ex PNRR Misura M5C3, Investimento 1, Linea di intervento 1.1.1).



COMUNE DI FERRANDINA
PROVINCIA DI MATERA



Oggetto:

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DELLA PISCINA COMUNALE DI FERRANDINA

Livello di definizione:

PROGETTO ESECUTIVO

Aggiornamento ai sensi del Codice degli Appalti D. Lgs. 36/2023
e al Prezzario Regione Basilicata OO.PP. 2024

Elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE
STRUTTURALI MURO DI SOSTEGNO

agg.:

tav.:

R.10

revisione:

scala:

data:

Ottobre 2024

Progettazione:

Ing. Antonio POPOLIZIO

Spazio riservato all'ente

RUP:

Ing. Antonio Mele

RELAZIONE DI CALCOLO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- EN 1990 (EC0) Basi della Progettazione
- EN 1991 (EC1) Azioni sulle costruzioni
- EN 1992 (EC2) Strutture in Calcestruzzo
- EN 1997 (EC7) Geotecnica
- EN 1998 (EC8) Strutture Antisismiche
- NT 2018 – DM 17/01/2018

CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno viene effettuata sulla base delle dimensioni e delle esigenze di funzionamento dell'opera, delle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, dell'eventuale regime delle pressioni interstiziali, dell'interazione con gli eventuali manufatti circostanti e delle condizioni generali di stabilità del sito. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica viene scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Il calcolo e la verifica agli stati limite dell'opera di sostegno è svolto secondo le indicazioni riportate nella Sezione 9 della EN 1997-1.

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

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite (Par. 9.2 - EN 1997-1):

- 1 *perdita di stabilità globale (GEO ULS);*
- 2 *rottura della fondazione, ovvero il superamento della resistenza a scorrimento o del carico limite verticale (GEO ULS).*
- 3 *perdita di equilibrio del muro considerato come corpo rigido con conseguente ribaltamento della struttura (EQU ULS)*
- 4 *rottura di un elemento strutturale del muro incluse le connessioni tra tali elementi (STR ULS);*

La verifica devono essere effettuate utilizzando uno degli approcci progettuali di cui al Par. 2.4.7.3.4 della EN 1997-1, tenendo conto dei coefficienti parziali i cui valori raccomandati sono riportati nell'Allegato A della EN 1997-1.

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sugli approcci progettuali scelti e sulle combinazioni di carico considerate (Par. 6.4.3 - EN 1990), sono riportati nella sezione "**Scenari di Calcolo**".

RICHIAMI TEORICI

Calcolo della spinta del terreno

Vengono di seguito fornite le equazioni per il calcolo della spinta attiva e passiva indotte da uno strato omogeneo di terra spingente, secondo le teorie più accreditate, utilizzate nel presente calcolo.

Teoria di Coulomb. In assenza di sisma, il calcolo della spinta del terreno viene eseguito con riferimento alla teoria di Coulomb meglio nota come *teoria del cuneo di rottura*, nella quale si considera l'equilibrio limite delle forze agenti sul cuneo di spinta, assumendo la superficie di scorrimento piana e inclinata rispetto all'orizzontale.

La teoria di Coulomb, estesa analiticamente da Muller-Breslau ai casi più generali, è basata sulle seguenti ipotesi:

- terreno omogeneo,
- superficie di rottura piana,
- superficie superiore del cuneo di spinta piana,
- forze d'attrito uniformemente ripartite sul piano di rottura,
- presenza dell'attrito fra terreno e paramento virtuale,
- paramento virtuale piano, non necessariamente verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva (K_a) e passiva (K_p) sono di seguito riportate:

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

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\vartheta - \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

- φ l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,
- δ l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale
- ϑ l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale
- β l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Per $\delta = 0$, $\beta = 0$, $\vartheta = 0$ (paramento virtuale verticale, assenza di attrito fra terreno e paramento e superficie orizzontale del terrapieno) le espressioni dei coefficienti di spinta coincidono con quelli di **Rankine**:

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

In assenza di coesione ($c = 0$), alla generica profondità z la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma z K_p$$

essendo γ è il peso dell'unità di volume del terreno.

In condizioni non drenate ($\varphi = 0$, $c = c_u$), i coefficienti di spinta vengono posti pari all'unità.

La spinta totale sul muro è inclinata rispetto alla normale al paramento virtuale dell'angolo \square .

Teoria di Mononobe & Okabe. Il calcolo della spinta del terreno in condizioni sismiche viene eseguito mediante l'approccio pseudo-statico proposto da Mononobe & Okabe. Tale approccio deriva dall'estensione del metodo dell'equilibrio limite di Coulomb in cui si considerano agenti le forze inerziali del terreno dovute al sisma, nelle due direzioni orizzontale e verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva (K_{ae}) e passiva (K_{pe}) in presenza di sisma sono di seguito riportate:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) \quad \text{l'angolo sismico}$$

k_h	il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale
k_v	il coefficiente di accelerazione sismica verticale
φ	l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,
δ	l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale
β	l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale
ϑ	l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Sotto sisma e in assenza di coesione ($c = 0$), alla generica profondità z la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_{ae} = \gamma z (1 - k_v) K_{ae}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_{pe} = \gamma z (1 - k_v) K_{pe}$$

essendo $\square \square$ è il peso dell'unità di volume del terreno.

La spinta totale sul muro è pari alla risultante delle pressioni inclinata dell'angolo \square rispetto alla normale al paramento virtuale.

Relativamente alla valutazione del coefficiente di spinta attiva, l'approccio di Mononobe & Okabe entra in crisi nel caso in cui:

$$\varphi - \psi < \beta$$

In tal caso, si fa riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice 8, Appendice E, il quale prevede che il coefficiente di spinta attiva K_{ae} sia valutato trascurando il termine sotto radice.

Calcolo coefficienti sismici

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica deve essere rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico. La componente verticale dell'azione sismica deve agire verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici verticale k_v e orizzontale k_h vengono valutati mediante le espressioni (Par. 7.3.2.2 - EN 1998-5):

$$k_h = \alpha \frac{S}{r}$$

$$k_v = \pm 0.33 k_h \quad \text{se } \frac{a_{vg}}{a_g} > 0.6$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad \text{nei restanti casi}$$

essendo:

\square	l'accelerazione orizzontale massima di progetto adimensionalizzata
S	il fattore del suolo (Par. 3.2.2.2 - EN 1998-1)
r	il fattore per il calcolo del coefficiente sismico orizzontale (Tab. 7.1)
a_g	l'accelerazione orizzontale massima di progetto su suolo di tipo A;
a_{vg}	l'accelerazione verticale massima di progetto;

Per la verifica sismica della stabilità globale, le forze d'inerzia devono essere amplificate per il fattore di amplificazione topografica S_T , introdotto nella Sezione 4 della EN 1998-5. I valori numerici di S_T sono ricavati da analisi bidimensionali della risposta dinamica del rilievo di forma semplice descritto nell'Appendice A della EN 1998-5.

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sui coefficienti sismici utilizzati nelle analisi sismiche, sono riportati nella sezione "**Spettri**".

Effetto dovuto alla coesione

Nei terreni dotati di coesione si considera una resistenza di segno discorde alla spinta attiva (ovvero concorde alla spinta passiva) costante per tutta l'altezza del muro.

Alla generica profondità z la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma_z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma_z K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

essendo c la coesione del terreno.

Nel calcolo della spinta attiva, per tener conto del possibile annullamento della resistenza a taglio dovuto alla presenza di lesioni superficiali più o meno profonde, che possono estendersi fino alla profondità:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

ovvero

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma_{sat} \sqrt{K_a}}$$

in condizioni non drenate, occorre introdurre un termine correttivo sulla spinta complessiva del terreno che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato:

$$\Delta S_t = \frac{2c^2}{\gamma}$$

Nel presente calcolo, si tiene conto del termine correttivo di cui sopra se è attivo il corrispondente check nella sezione **"Settaggi di Calcolo"**.

Spinta in presenza di falda

In presenza di falda, il calcolo delle pressioni laterali per la parte di terreno non sommersa viene eseguito in modo analogo a quanto esposto in precedenza, mentre, per la parte sommersa si assume come peso dell'unità di volume quello del terreno sommerso:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

essendo:

- ☐_{sat} il peso dell'unità di volume del terreno saturo
- ☐_w il peso dell'unità di volume dell'acqua

Si aggiunge, infine, la pressione idrostatica dell'acqua:

$$p_w = \gamma_w z$$

Spinta del terreno su muri rigidi

Nel caso in cui i muri di sostegno non siano liberi di traslare o ruotare intorno al piede, non possono determinarsi le cosiddette condizioni di stato limite attivo e quindi la pressione attiva non può svilupparsi. In tal caso la pressione orizzontale dipende dalla natura del terreno e dal grado di sovraconsolidazione OCR e viene calcolata assumendo, come coefficiente di spinta, il coefficiente di spinta a riposo fornito da (Par. 9.5.2(3) - EN 1997-1):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$$

Nel caso di terreni coesivi il coefficiente di spinta a riposo è fornito dalla formula di Terzaghi:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson del terreno.

Se l'estradosso del terreno è inclinato rispetto all'orizzontale dell'angolo α rispetto all'orizzontale il coefficiente di spinta a riposo attraverso la seguente espressione (Par. 9.5.2(4) - EN 1997-1):

$$K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$$

Inoltre, se il paramento virtuale è inclinato dell'angolo β rispetto alla verticale il coefficiente di spinta a riposo è fornito da:

$$K_{0,g} = \sqrt{\sin^2 \vartheta + K_0^2 \cos^2 \vartheta}$$

In condizioni sismiche, l'Appendice E (E.9) della EN 1998-5 suggerisce di valutare l'incremento di spinta in accordo con la formula proposta da Wood (1973), con punto di applicazione posto a metà altezza del muro, utilizzando un coefficiente sismico orizzontale maggiore rispetto a quello definito per i muri liberi di traslare e ruotare intorno al piede:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2$$

In particolare, la EN 1998-5 suggerisce di assumere il fattore r unitario nel calcolo del suddetto coefficiente.

Spinte dovute ai carichi sul terrapieno

Vengono considerati gli eventuali effetti spingenti dei seguenti tipi di carico:

- *carico uniforme*
- *carico nastriforme*
- *carico lineare*
- *carico puntiforme*

La spinta dovuta al carico uniforme viene valutata trasformando il carico in un'altezza di terreno equivalente. Per i restanti carichi, le pressioni laterali vengono determinate attraverso la teoria di Boussinesq.

Nel caso in cui il terrapieno sia inclinato dell'angolo φ rispetto all'orizzontale e il paramento virtuale inclinato dell'angolo β rispetto alla verticale, la pressione laterale dovuta ai carichi viene corretta mediante il termine:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta)}$$

Carico uniforme. La pressione laterale dovuta al carico in condizioni di spinta attiva viene assunta costante per tutta l'altezza del muro e pari a:

$$\sigma_q = q K_a$$

Sotto sisma, la pressione laterale dovuta al carico uniforme si assume pari a:

$$\sigma_q = q(1 - k_v) K_{ae}$$

essendo K_{ae} il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (ved. Mononobe & Okabe).

Carico nastriforme. Il carico nastriforme agisce su una zona limitata del terreno a monte del muro (es. sede stradale).

La pressione laterale alla generica profondità z indotta da un carico nastriforme avente larghezza d'impronta B e agente alla distanza x dalla testa di un muro di altezza H , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq sulla base di una formulazione proposta da Terzaghi:

$$\sigma_{qn} = \frac{2q}{\pi} (\xi - \sin \xi \cos 2\zeta)$$

nella quale α_1 e α_2 , espressi in radianti, sono funzioni della profondità:

$$\zeta = \frac{\xi}{2} + \alpha_1$$

$$\xi = \alpha_2 - \alpha_1$$

essendo:

$$\alpha_1 = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{m}{n} \right)$$

$$\alpha_2 = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{m+l}{n} \right)$$

$$m = \frac{x}{H}$$

$$l = \frac{B}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

Carico lineare. Il carico lineare è una tipologia di carico agente lungo una linea parallela al muro sul terrapieno (es. trave rovescia).

La pressione laterale alla generica profondità z indotta da un carico lineare agente alla distanza x dalla testa di un muro di altezza H , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_{ql} = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_{ql} = \frac{q}{H} \frac{0.203 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

Carico puntiforme. Il carico puntiforme è un carico concentrato agente sul terrapieno (es. plinti di fondazione).

Anche per il carico puntiforme la pressione laterale alla generica profondità z viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_p = 1.77 \frac{P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \cos^2(1.1\varepsilon) \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_p = 0.28 \frac{P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \cos^2(1.1\varepsilon) \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

P è l'intensità del carico puntiforme

z è la profondità dalla testa del muro

x è la distanza dalla testa del muro

H è l'altezza del muro

□ l'angolo che individua la sezione trasversale rispetto alla quale vengono determinate le pressioni orizzontali (per □ = 0, la sezione contiene il punto di applicazione di P).

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

Semplificazioni di calcolo

L'utilizzo dei metodi precedentemente esposti, per il calcolo della spinta del terreno sul muro di sostegno, presuppone l'assunzione di alcune ipotesi, tra cui:

- *estradosso del terrapieno con superficie piana*
- *paramento interno con superficie piana*
- *terreno non stratificato (o omogeneo)*

ipotesi che spesso non trovano conferma nella pratica progettuale.

Estradosso del terrapieno spezzato. La determinazione della spinta in un terrapieno con estradosso spezzato viene ricondotta, con sufficiente approssimazione, a quello della spinta in un terrapieno con superficie piana, calcolando la pressione laterale per ciascun tratto e, a partire dal diagramma corrispondente al primo tratto, eseguendo l'involuppo con il diagramma corrispondente al tratto successivo. Tale involucro sarà del massimo e del minimo a seconda che la variazione di inclinazione □□ dei due tratti considerati, rispetto all'orizzontale, è rispettivamente positiva o negativa.

Il diagramma risultante così determinato, viene a sua volta confrontato con il diagramma relativo all'eventuale tratto successivo, ottenendo un ulteriore diagramma involucro. Dalla procedura così descritta, sviluppata progressivamente per tutti i tratti, si ottiene il diagramma di spinta finale.

Paramento interno con superficie spezzata. Nella pratica progettuale è poco frequente che il paramento interno del muro sia piano, giacché generalmente i muri sono dotati di una suola posteriore. Per tale motivo si riconduce il problema ad uno schema semplificato, definendo una sezione di spinta (*paramento virtuale del muro*), sulla quale si immaginano agenti le pressioni del terrapieno.

Per i muri con *suola relativamente lunga* una zona attiva di Rankine può svilupparsi interamente al di sopra della suola senza interferire con il paramento posteriore del muro. In tal caso si assume come paramento virtuale del muro, il piano verticale passante per il tacco del muro, sul quale si assumono le condizioni attive di Rankine, con inclinazione della spinta, rispetto all'orizzontale, pari all'inclinazione □ dell'estradosso del terrapieno (□ ≤ □, essendo □ l'angolo di attrito del terreno).

Per i muri con *suola relativamente corta*, i meccanismi e il paramento virtuale del muro sono di determinazione più difficile. Non è più lecito assumere le condizioni di Rankine e non è possibile determinare a rigore l'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale. In questi casi, come suggerito in

letteratura, si assume come paramento virtuale il piano inclinato passante per il tacco e la testa del muro, considerando il terreno compreso tra detto piano e il muro parte del muro, poiché costretto a muoversi assieme ad esso. Si assume, inoltre, un'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale pari a $\alpha + \beta$ essendo α l'angolo di attrito terra-paramento virtuale e β l'inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale. Come suggerito in letteratura (Teng, 1962) nella maggioranza dei casi conviene usare un valore di β compreso fra $\pi/3$ e $2\pi/3$.

Nel presente calcolo, maggiori indicazioni sulle sezioni di spinta assunte nelle varie verifiche sono riportate nella sezione **"Settaggi di Calcolo"**.

Se la scelta è lasciata al codice di calcolo (sezione di spinta *"Automatica"*) la verifica viene eseguita analizzando entrambi i casi di cui sopra e considerando, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo.

Terreno stratificato. In via generale si può trasformare la pressione agente sul generico strato di terreno (ved. carico uniformemente ripartito) in altezza equivalente di terra avente lo stesso peso specifico dello strato caricato.

Ovvero, posto:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta_i)}$$

con

α_i angolo di inclinazione dello strato rispetto all'orizzontale
 ϑ angolo di inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale

si può scrivere, per i generico strato i-mo:

$$h_{eq,i} = \frac{p_{i-1} w}{\gamma_i}$$

essendo p_{i-1} la pressione esercitata dal terreno sovrastante sul tetto dello strato i-mo.

In generale per lo strato i-mo di spessore h_i valgono le formule generalizzate:

$$p_{A,i} = p_{B,i-1} = \gamma_{i-1} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{pressione verticale al tetto dello strato i-mo}$$

$$s_{A,i} = p_{A,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria al tetto dello strato i-mo}$$

$$h_{eq,i} = \frac{\gamma_{i-1} w}{\gamma_i} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{altezza di terra equivalente}$$

$$p_{B,i} = \gamma_i (h_{eq,i} + h_i) \quad \text{pressione verticale alla base dello strato i-mo}$$

$$s_{B,i} = p_{B,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria alla base dello strato i-mo}$$

$$S_i = \frac{(s_{A,i} + s_{B,i}) h_i}{2} \quad \text{spinta complessiva dello strato i-mo}$$

La spinta complessiva della terra risulta pari a:

$$S_t = \sum_i S_i$$

Le formule sopra riportate vengono applicate nel calcolo in presenza di terreni stratificati.

INFORMAZIONI GENERALI

Codice di calcolo

Nome	Monolith
Versione	2.0.0
Produzione e Distribuzione	

SOFT.LAB srl

Via Borgo II - 82030 PONTE (BN)
Tel. +39 0824 874392 Fax +39 0824 874431
Sito internet: <http://www.soft.lab.it>
E-mail: info@soft.lab.it

Concesso in licenza a
Codice utente

POPOLIZIO ING. ANTONIO
C01818

DATI GENERALI DEL MURO

Proprietà del muro

Generale

Nome Muro a mensola_10

Generici

Sviluppo longitudinale 29.50 m

Paramento

Altezza del paramento 2.00 m
Spessore in testa 0.25 m
Inclinazione interna 0.00 °
Inclinazione esterna 0.00 °

Fondazione

Inclinazione fondazione 0.00 °
Lunghezza mensola di valle 1.80 m
Altezza esterna fondazione di valle 0.30 m
Altezza interna fondazione di valle 0.30 m
Lunghezza mensola di monte 0.10 m
Altezza esterna fondazione di monte 0.30 m
Altezza interna fondazione di valle 0.30 m

Materiale

Generale

Nome Cemento armato

Generici

Peso Specifico 2500.00 Kg/m³

Criterio di verifica mensola in elevazione

Generale

Nome Criterio di Verifica Stelo

Generici

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm ²
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	4500.00	Kg/cm ²
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	ε_{c2}	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	$\varepsilon_{cu,2}$	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_t/f_y)_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	ε_{uk}	--	%
Modulo elastico acciaio	E_s	2100000.00	Kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_{cls}	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_{acc}	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	

Verifica

Copriferro di calcolo 4.00 cm
Step armatura 1

Armatura

Interasse minimo 20.00 cm
Interasse massimo 40.00 cm
Diametro dei ferri lato monte 14 mm
Diametro dei ferri lato valle 12 mm

Satato Limite di Servizio

Classe di esposizione: X0
Valore medio della resistenza a trazione ($f_{ct,eff}$): 25.58 Kg/cm²
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls (α_c): 15.00
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso (E_{cm}/E_{ct}): 0.50

Verifica tensioni di esercizio:	Attiva
Verifica fessurazione:	Attiva
Fattore dipendente dalla durata del carico (k_t)	0.60
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre (k_1)	0.80

Criterio di verifica mensole di fondazione

Generale			
Nome		Criterio di Verifica Fondazione	
Generici			
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm ²
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	4500.00	Kg/cm ²
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	ε_{c2}	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	ε_{cu2}	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_t/f_y)_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	ε_{uk}	--	%
Modulo elastico acciaio	E_s	2100000.00	Kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_{cls}	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_{acc}	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Verifica			
Copriferro di calcolo		4.00	cm
Step armatura		1	
Armatura			
Interasse minimo		20	cm
Interasse massimo		40	cm
Diametro dei ferri superiori		14	mm
Diametro dei ferri inferiori		14	mm

Satato Limite di Servizio			
Classe di esposizione:		XC2	
Valore medio della resistenza a trazione ($f_{ct,eff}$):		25.58	Kg/cm ²
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls (α_c):		15.00	
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso (E_{cm}/E_{ct}):		0.50	
Verifica tensioni di esercizio:		Attiva	
Verifica fessurazione:		Attiva	
Fattore dipendente dalla durata del carico (k_t)		0.60	
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre (k_1)		0.80	

STRATIGRAFIA

Proprietà idrologiche del suolo

Falda
Assente

Profilo di monte

Punto	x [m]	y [m]
1	15.00	0.00

Strati (*)

N	z [m]	α [°]	γ [Kg/m ³]	γ_{sat} [Kg/m ³]	ϕ [°]	δ [°]	c [Kg/cm ²]	c_a [Kg/cm ²]	Add.	OCR	E [Kg/cm ²]	E_{ed} [Kg/cm ²]	v	G [Kg/cm ²]
1	0.00	0.00	1800.00	2100.00	28.00	21.33	0.05	0.10	SI	1.00	295.00	398.00	0.30	113.71
2	12.00	0.00	1600.00	1800.00	34.00	28.50	0.00	0.00	SI	1.00	295.00	398.00	0.30	113.46
3	12.00	0.00	1800.00	2000.00	30.00	27.00	0.30	0.00	NO	1.00	59.00	79.40	0.30	22.69

Simbologia

z: Profondità tetto dello strato dalla testa del muro lungo la verticale passante per il vertice a monte

α : Inclinazione dello strato

γ : Peso dell'unità di volume

γ_{sat} : Peso dell'unità di volume saturo

ϕ : Angolo di resistenza a taglio

δ : Angolo di attrito terra muro

c: Coesione

c_a : Adesione terreno-muro

Add: Stato di addensamento terreno (si = addensato; no = non addensato)

OCR: Grado di sovraconsolidazione

E_{ed} : Modulo edometrico

v: Coefficiente di Poisson

G: Modulo di elasticità tangenziale

(*) Nota. Parametri geotecnici da correggere con i coefficienti parziali γ_M riportati nella sezione "Scenario di calcolo".

CONDIZIONI DI CARICO

Convenzione segni

- Azioni verticali positive se dirette dall'alto verso il basso;
- Azioni orizzontali positive se dirette da monte verso valle;
- Coppie positive se antiorarie;

Condizione 1

Descrizione: Variabili

Nessun carico assegnato alla condizione...

SPETTRI DI RISPOSTA

Spettro EC

Proprietà dello spettro

Terreno e Topografia			
Categoria suolo			C
Tipo di spettro			Tipo 1
Fattore del suolo	S		1.15
Stato limite			
Accelerazione orizzontale massima di riferimento su suolo di tipo A	a_{gR}	1.300	m/s ²
Fattore di importanza	γ_I	1.200	
Accelerazione orizzontale massima di progetto su suolo di tipo A	$a_g = \gamma_I a_{gR}$	1.560	m/s ²
Accelerazione orizzontale massima di progetto adimensionalizzata	α	0.159	
Tipo di muro		Muri in c.a. resistenti a flessione, muri tirantati o puntellati, muri in c.a. fondati su pali verticali, muri di cantinato con movimento impedito e spalle di ponti	
Fattore per il calcolo del coefficiente sismico orizzontale	r		1.000

Fattore per il calcolo del coefficiente sismico verticale
 Coefficiente di amplificazione topografica
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

λ 0.500
 S_T 1.000
 k_h 0.183
 $k_v = \square k_h$ 0.091

SCENARIO DI CALCOLO

Nome: Set_EC_DA-1

Combinazione 1

Descrizione: DA-1 Comb. 1 (A1+M1+R1)

Verifiche attive: Strutturale; Scorrimento; Carico Limite; Stabilita' Globale;

Tipo: Non Sismica

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00
Resistenza non drenata	1.00	1.00
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.35
Geotecniche Permanenti	1.00	1.35
Variabili	0.00	1.50

Combinazione 2

Descrizione: DA-1 Comb. 2 (A2+M2+R1)

Verifiche attive: Strutturale; Scorrimento; Carico Limite; Stabilita' Globale;

Tipo: Non Sismica

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.25	1.25
Coesione efficace	1.25	1.25
Resistenza non drenata	1.40	1.40
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.00	1.30

Combinazione 3

Descrizione: EQU

Verifiche attive: Ribaltamento;

Tipo: Non Sismica

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.25	1.25
Coesione efficace	1.25	1.25
Resistenza non drenata	1.40	1.40
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	0.90	1.10
Geotecniche Permanenti	0.90	1.10
Variabili	0.00	1.50

Combinazione 4

Descrizione: DA-I Comb. 1 + SISMA (M1+R1)

Verifiche attive: Strutturale; Scorrimento; Carico Limite; Stabilità Globale;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro EC

Fattore sisma: 1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00
Resistenza non drenata	1.00	1.00
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

Combinazione 5

Descrizione: DA-1 Comb. 2 + SISMA (A2+M2+R1)

Verifiche attive: Strutturale; Scorrimento; Carico Limite; Stabilità Globale;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro EC

Fattore sisma: 1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.25	1.25
Coesione efficace	1.25	1.25
Resistenza non drenata	1.40	1.40
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

Combinazione 6

Descrizione: EQU + SISMA

Verifiche attive: Ribaltamento;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro EC

Fattore sisma: 1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.25	1.25
Coesione efficace	1.25	1.25
Resistenza non drenata	1.40	1.40
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

Combinazione 7

Descrizione: SLS - RARA

Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Spostamenti;

Tipo: Rara

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00
Resistenza non drenata	1.00	1.00
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	1.00	1.00

Combinazione 8

Descrizione: SLS - QUASI PERMANENTE

Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Fessurazione;

Tipo: Quasi Permanente

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00
Resistenza non drenata	1.00	1.00
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

Combinazione 9

Descrizione: SLS - SISMICA

Verifiche attive: Spostamenti;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro EC

Fattore sisma: 1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coeff. per calcolo azione GEO	Coeff. per calcolo resistenza GEO
Tangente angolo resistenza taglio	1.00	1.00
Coesione efficace	1.00	1.00
Resistenza non drenata	1.00	1.00
Peso unità di volume	1.00	1.00

Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00

Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Strutturali Permanenti	1.00	1.00
Geotecniche Permanenti	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

SETTAGGI DI CALCOLO

Proprietà del calcolo

Generale		
Nome	Calcolo_EC_DA-1	
Generici		
Scenario di calcolo	Set_EC_DA-1	
Considera il termine correttivo che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato	si	
Considera il muro di sostegno impedito di traslare e/o ruotare intorno al piede	no	
Condizioni attive di Rankine per la sezione di spinta verticale	si	
Applica coefficienti parziali per le azioni permanenti alla spinta dell'acqua	si	
Verifica a Ribaltamento		
Sezione di spinta	Automatica	
Verifica di Scorrimento		
Considera la resistenza passiva di valle	si	
Aliquota della resistenza passiva	50.00	%
Sezione di spinta	Inclinata per il tacco e la testa	
Verifica a Carico Limite della fondazione		
Considera sottospinta idraulica	si	
Considera coeff. correttivi relativi all'inclinazione del carico	si	
Ipotesi di striscia indefinita per la fondazione	no	
Profondità significativa per il calcolo delle proprietà medie del terreno di fondazione	1.86	m
Correzione di Kishida nella verifica a carico limite verticale dei pali	si	
Sezione di spinta	Automatica	
Verifica Spostamenti		
Estensione del volume significativo per il calcolo dei cedimenti in fondazione	4.30	m
Valore limite del cedimento in fondazione	30.00	mm
Valore limite dello spostamento orizzontale in elevazione	15.00	mm
Sezione di spinta	Automatica	
Verifica di Stabilità Globale		
Formulazione	Fellenius	
Ampiezza delle striscie	0.80	m
Step incremento raggio	1.00	m

VERIFICHE

Verifiche GEO

Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento viene condotta con riferimento alle indicazioni riportate nel Par. 6.5.3 della EN 1997-1, controllando il soddisfacimento della seguente disequaglianza [6.2]:

$$H_d \leq R_d + R_{pd}$$

dove:

H_d è la componente orizzontale del carico di progetto;

R_d è la resistenza a taglio di progetto tra la base della fondazione ed il terreno;

R_{pd} è la resistenza che oppone il terreno a valle della fondazione;

La resistenza di progetto viene valutata assumendo come angolo d'attrito fondazione-terreno e come aderenza, l'angolo terra-muro e l'adesione terreno-muro assegnati al terreno di fondazione.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento si può ipotizzare che, nelle condizioni GEO ULS, si

sviluppano le pressioni limite passive (R_{pd}). Tale assunzione è subordinata alla possibilità che il muro possa compiere movimenti tali da mobilitare le suddette pressioni. Per tener conto della limitata mobilità della parete si fanno spesso delle ipotesi conservative sull'ampiezza della spinta agente sul lato passivo dei muri, oppure, in alcuni casi, la spinta passiva viene completamente trascurata.

Maggiori dettagli sull'eventuale contributo della resistenza passiva considerato nel presente calcolo sono riportati nella sezione "**Settaggi di Calcolo**".

Nel caso di fondazioni inclinate o munite di dente, se si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento a due possibili modi di rottura:

- 1 per raggiungimento della resistenza passiva del terreno di valle, assumendo come piano di scorrimento il piano orizzontale passante per il piede del dente;
- 2 per scorrimento lungo un piano inclinato dal piede del dente fino alla punta del muro;

Dei due modi verrà considerato, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo. Viceversa, se detto contributo non viene considerato, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento modo di rottura 2.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
1	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49
2	1	1062.06	19.84	-0.19	0.18	2.49
4-I	1	977.46	23.82	-0.38	0.06	2.49
4-II	1	1453.31	23.82	-0.34	0.09	2.49
5-I	1	1383.30	19.84	-0.18	0.19	2.49
5-II	1	1991.47	19.84	-0.15	0.22	2.49

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. K_v positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. K_v negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Verifica a scorrimento

Comb.	V [Kg]	H [Kg]	S_p [Kg]	α [°]	N [Kg]	T [Kg]	R_s [Kg]	S_f	Esito
1	-3311.96	-895.82	226.38	0.00	-3311.96	-895.82	3669.66	4.10	sodd.
2	-3379.44	-999.03	179.75	0.00	-3379.44	-999.03	3385.46	3.39	sodd.
4-I	-3137.63	-1446.49	186.50	0.00	-3137.63	-1446.49	3561.71	2.46	sodd.
4-II	-3882.10	-1881.81	219.13	0.00	-3882.10	-1881.81	3885.04	2.06	sodd.
5-I	-3212.31	-1853.50	145.95	0.00	-3212.31	-1853.50	3299.45	1.78	sodd.
5-II	-3970.99	-2425.58	170.77	0.00	-3970.99	-2425.58	3561.26	1.47	sodd.

Simbologia

α : Inclinazione della superficie di scorrimento;

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

V, H: Azioni alla base del muro (Componente Verticale e Orizzontale);

S_p : Spinta passiva del terreno di valle;

N, T: Azioni sulla superficie di scorrimento (Componente Ortogonale e Tangenziale);

R_s : Resistenza a scorrimento;

S_f : Coefficiente di sicurezza.

Nota. I valori della resistenza allo scorrimento e la resistenza del terreno a valle portano in conto i coefficienti parziali γ_R riportati nella sezione "Scenario di calcolo".

Verifica a carico limite

La verifica della capacità portante della fondazione viene condotta secondo le indicazioni riportate nella Sezione 6 della EN 1997-1, controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore del carico limite della fondazione, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla pressione media in fondazione.

Pressione media in fondazione

La pressione trasmessa dalla fondazione dal terreno viene calcolata nell'ipotesi di fondazione rigida, in modo differente a seconda che la sezione sia interamente reagente o parzializzata.

Tale circostanza dipende dal valore dell'eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione:

$$e_B = \frac{M}{N}$$

Nel caso di sezione interamente reagente il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$p_{\max} = \frac{N}{BL} \left(1 + \frac{6e_B}{B} \right)$$
$$p_{\min} = \frac{N}{BL} \left(1 - \frac{6e_B}{B} \right)$$
$$p_{\text{medio}} = \frac{3p_{\max} + p_{\min}}{4}$$

Alternativamente, per la sezione parzializzata il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$p_{\max} = \frac{2N}{B_R L}$$
$$p_{\min} = 0$$
$$p_{\text{medio}} = \frac{3}{4} p_{\max}$$

Calcolo analitico

Il calcolo del carico limite del terreno viene eseguito con l'ausilio del metodo analitico indicato nell'Allegato D della EN 1997-1.

In aggiunta si tiene conto della rottura per punzonamento o per schiacciamento, nonché degli effetti inerziali in condizioni sismiche, moltiplicando i tre termini al secondo membro dell'equazione (D.2) per altrettanti coefficienti correttivi, di seguito riportati per completezza di esposizione.

Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento

Il fenomeno di rottura per punzonamento, studiato da Vesic (1975), risulta retto dal cosiddetto "indice di rigidezza":

$$I_R = \frac{G}{c + \sigma \tan \varphi}$$

dove G è il modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione e σ una tensione normale media che si assume pari alla tensione litostatica efficace alla profondità $z = D + B/2$.

Il risultato della teoria di Vesic è un'espressione del carico limite che può essere ancora ricondotta alla formula trinomia, nella quale i termini devono essere moltiplicati per i coefficienti che tengono conto del fenomeno di rottura a punzonamento.

La rottura a punzonamento si verifica quando detti coefficienti sono inferiori all'unità; ciò avviene quando l'indice di rigidezza I_R si mantiene inferiore ad un valore critico:

$$I_{R,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

Le espressioni dei coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento sono di seguito riportate:

$$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg} \varphi + \frac{3.07 \sin \varphi \log_{10} (2I_R)}{1 + \sin \varphi} \right\}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$\psi_q = 1$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10} I_R$$

$$\psi_\gamma = 1$$

per terreni coesivi.

Effetti inerziali

In condizioni sismiche, il carico limite viene calcolato mediante la formulazione proposta da Paolucci & Pecker, 1995, moltiplicando i singoli termini della formula trinomia per dei coefficienti correttivi.

Le espressioni dei fattori correttivi che tengono conto della presenza del sisma sono di seguito riportate:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\operatorname{tg} \varphi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

essendo k_v e k_h i coefficienti sismici verticale e orizzontale (Par. 7.3.2.2 - EN 1998-5).

Influenza della falda

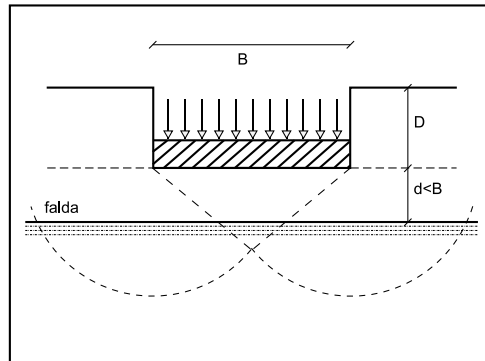
Nel caso di presenza della falda, si tiene conto della natura multifase del mezzo imponendo l'equilibrio in termini di tensioni effettive (condizioni drenate) oppure termini di tensioni totali (condizioni non drenate).

Nel primo caso la resistenza del terreno viene espressa dai parametri c e φ , portando in conto l'azione dell'acqua sulla fondazione e sul terreno e la posizione della falda:

- Se la falda è sotto il cuneo di rottura, ovvero $d > B$, non c'è interferenza con la formazione del cuneo di rottura e il carico limite viene calcolato con la formula trinomia di cui sopra.

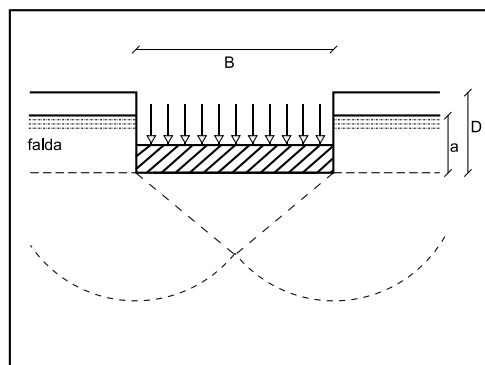
- Se la falda interferisce con il cuneo di rottura, ovvero $0 < d < B$, il carico limite viene calcolato, il valore di σ_2 da introdotto nei calcoli viene ottenuto per interpolazione lineare; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \left[\gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \frac{d}{B} \right] \frac{B}{2}$$



- Se la falda è al di sopra del piano di posa della fondazione il termine $\sigma_1 D$ che moltiplica N_q viene inteso come il valore della tensione efficace verticale litostatica agente alla profondità del piano di posa della fondazione; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q \left[\gamma_1 (D - a) + \gamma'_1 a \right] + N_c c + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w a$$



- Se la falda è al di sopra del piano di campagna ($a > D$), il termine $\sigma_1 (D - a)$ è nullo.

Per un terreno a grana fina saturo, si assume che la rottura avvenga in condizioni non drenate e che la relativa resistenza possa essere espressa in termini di tensioni totali ($\sigma_3 = 0$, $c = c_u$, $\sigma_1 = \sigma_{sat}$). In tal caso, sono ancora valide le formule di cui sopra a patto di utilizzare le espressioni dei coefficienti di capacità portante valide in condizioni non drenate.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
1	1	792.05	0.00	0.52	0.52	0.00
2	1	1172.91	0.00	0.58	0.58	0.00
4-I	1	987.27	0.00	0.53	0.53	0.00
4-II	1	1440.41	0.00	0.57	0.57	0.00
5-I	1	1419.41	0.00	0.58	0.58	0.00
5-II	1	2004.86	0.00	0.61	0.61	0.00

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Dati di verifica

Geometrici

Profondità del piano di posa della fondazione:	D	0.40	m
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	α	0.00	°
Inclinazione del piano di campagna:	β	0.00	°

Falda

Assente

Proprietà medie del terreno di fondazione

Comb.	φ [°]	c [Kg/cm ²]	G [Kg/cm ²]	γ_1 [Kg/m ³]	γ_{1sat} [Kg/m ³]	γ [Kg/m ³]	γ_{sat} [Kg/m ³]
1	28.00	0.05	113.71	1600.00	--	1800.00	--
2	23.04	0.04	113.71	1600.00	--	1800.00	--
4-I	28.00	0.05	113.71	1600.00	--	1800.00	--
4-II	28.00	0.05	113.71	1600.00	--	1800.00	--
5-I	23.04	0.04	113.71	1600.00	--	1800.00	--
5-II	23.04	0.04	113.71	1600.00	--	1800.00	--

Dimensioni equivalenti della fondazione

Comb.	B' [m]	L' [m]
1	1.75	1.00
2	1.68	1.00
4-I	1.91	1.00
4-II	1.97	1.00
5-I	2.12	1.00
5-II	2.10	1.00

Coefficienti di capacità portante

Comb.	N_c	N_q	N_γ
1	25.80	14.72	14.59
2	18.10	8.70	6.55
4-I	25.80	14.72	14.59
4-II	25.80	14.72	14.59
5-I	18.10	8.70	6.55
5-II	18.10	8.70	6.55

Coefficienti di inclinazione del carico

Comb.	i_c	i_q	i_γ
1	0.75	0.76	0.63
2	0.64	0.68	0.51
4-I	0.55	0.58	0.39
4-II	0.50	0.53	0.33
5-I	0.43	0.50	0.30
5-II	0.35	0.43	0.23

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

Comb.	b_c	b_q	b_γ
1	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00
4-I	1.00	1.00	1.00
4-II	1.00	1.00	1.00
5-I	1.00	1.00	1.00
5-II	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di forma

Comb.	s_c	s_q	s_γ
1	1.88	1.82	0.48
2	1.74	1.66	0.50
4-I	1.96	1.90	0.43
4-II	1.99	1.92	0.41
5-I	1.94	1.83	0.36
5-II	1.93	1.82	0.37

Coefficienti di affondamento

Comb.	d_c	d_q	d_γ
1	1.07	1.07	1.00
2	1.08	1.08	1.00
4-I	1.07	1.06	1.00
4-II	1.07	1.06	1.00
5-I	1.07	1.06	1.00
5-II	1.07	1.06	1.00

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

Comb.	g_c	g_q	g_γ
1	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00
4-I	1.00	1.00	1.00
4-II	1.00	1.00	1.00
5-I	1.00	1.00	1.00
5-II	1.00	1.00	1.00

Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento

Comb.	I_{rc}	I_r	Ψ_c	Ψ_q	Ψ_γ
1	32.79	678.22	1.00	1.00	1.00
2	23.41	864.38	1.00	1.00	1.00
4-I	29.04	648.20	1.00	1.00	1.00
4-II	27.80	638.13	1.00	1.00	1.00
5-I	17.40	766.96	1.00	1.00	1.00
5-II	17.62	770.77	1.00	1.00	1.00

Coefficienti legati agli effetti inerziali dovuti al sisma

Comb.	z_c	z_q	z_γ
1	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00
4-I	0.94	0.86	0.86
4-II	0.94	0.86	0.86
5-I	0.94	0.82	0.82
5-II	0.94	0.82	0.82

Verifica a carico limite

Comb.	V [Kg]	H [Kg]	M [Kg*m]	p_m [Kg/cm ²]	q_{lim} [Kg/cm ²]	S_f	Esito
1	4350.37	1069.27	-875.01	0.15	4.04	27.72	sodd.
2	3222.50	1172.91	-756.61	0.10	1.80	17.90	sodd.
4-I	2927.74	1576.79	-351.30	0.11	2.70	23.83	sodd.
4-II	3517.26	2029.93	-320.35	0.14	2.46	17.20	sodd.
5-I	2927.74	2008.92	-48.37	0.13	1.17	8.77	sodd.
5-II	3517.26	2594.37	91.85	0.17	0.96	5.67	sodd.

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

ϕ : Angolo di resistenza al taglio;

c: Coesione ($c = c_u$ se $\phi = 0$);

G: Modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione;

γ_1 : Peso specifico del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

γ_{1sat} : Peso specifico saturo del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

γ : Peso specifico del terreno di fondazione;

γ_{sat} : Peso specifico saturo del terreno di fondazione;

V, H, M: Azioni alla base del muro (Componente Verticale, Orizzontale e Momento);

p_m : Pressione media del terreno;

q_{lim} : Carico limite;

S_f : Coefficiente di sicurezza.

Nota. I valori delle proprietà medie del terreno di fondazione e della capacità portante della fondazione portano rispettivamente in conto i coefficienti parziali γ_M e dei coefficienti parziali \square_R riportati nella sezione "Scenario di calcolo".

Verifica di Stabilità Globale

L'insieme muro-terreno è spesso caratterizzato da una complessa e irregolare morfologia superficiale e profonda e da una forte variabilità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. Per tale motivo, nella verifica di stabilità globale si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, suddividendo idealmente la porzione di terreno delimitato dalla superficie di scorrimento e dalla superficie topografica in n conci mediante n-1 tagli verticali tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno.

Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

- stato di deformazione piano ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali,

- arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda,
- comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb,
- coefficiente di sicurezza F uguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci.

Analizzando le forze agenti su un concio emerge che il numero delle incognite è superiore al numero delle equazioni di equilibrio: il sistema di quazioni risulta dunque indeterminato.

Per ridurre il numero delle incognite e rendere il problema staticamente determinato è necessario introdurre ulteriori ipotesi semplificative. I diversi metodi delle strisce differiscono sulle ulteriori ipotesi semplificative assunte, cosicché, a parità di geometria e di caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, il risultato dell'analisi, in termini di *superficie di scorrimento critica* e di *coefficiente di sicurezza*, non è unico ma dipende dal metodo adottato.

I due più semplici e più diffusi metodi delle strisce sono il metodo di *Fellenius* ed il metodo di *Bishop*, i quali assumono l'ipotesi comune di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari.

Tale ipotesi consente di calcolare il coefficiente di sicurezza come rapporto fra momento stabilizzante M_S e momento ribaltante M_R rispetto al centro della circonferenza.

Il più antico e più semplice metodo delle strisce è il metodo di Fellenius, caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione normale alla superficie di scorrimento delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.

Tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Fellenius:

$$F = \frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left((W_i + Q_i)(1 - k_v) \cos \alpha_i - W_i k_h \sin \alpha_i - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n \left[(W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i - W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

essendo:

c	la coesione efficace alla base della striscia
\square_i	l'angolo di resistenza a taglio alla base della striscia
$\square x_i$	la larghezza della striscia i-ma
\square_i	l'inclinazione della base della striscia i-ma rispetto all'orizzontale
W_i	il peso totale della striscia i-ma
Q_i	la risultante dei carichi gravanti sulla striscia i-ma
k_h e k_v	i coefficienti sismici orizzontale e verticale
u_i	la pressione indotta dalla falda alla base della striscia
d_i	il braccio della forza d'inerzia rispetto al centro della circonferenza
R	il raggio della circonferenza

Il metodo di Fellenius è in genere conservativo, poiché porta ad una sottostima del coefficiente di sicurezza rispetto ai valori stimati con altri metodi più accurati.

Il metodo di Bishop è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce. Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce

lateralmente è nulla.

Operate le opportune semplificazioni, tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Bishop:

$$F = \frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left((W_i + Q_i)(1 - k_v) - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \phi_i \right] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \tan \phi_i / F}}{\sum_{i=1}^n \left[(W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i + W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

Per la determinazione del coefficiente di sicurezza, è richiesta una procedura iterativa: si fissa dapprima un valore di tentativo di F da inserire al secondo membro e si ricava un successivo valore di tentativo; la procedura iterativa continua fino a raggiungere il grado di approssimazione desiderato.

La ricerca della superficie circolare critica e del relativo coefficiente di sicurezza viene effettuata fissando una griglia dei centri a maglia rettangolare o quadrata ed eseguendo, per ciascun centro, diverse analisi di stabilità.

Nello specifico, per ogni centro vengono eseguite diverse analisi, variando il raggio del cerchio critico; il valore minimo del coefficiente di sicurezza fornito dalle analisi viene poi assunto come coefficiente di sicurezza minimo associato al centro comune dei cerchi considerati.

Ripetendo la procedura per tutti i centri del reticolo, si otterrà un piano quotato, di cui si potranno tracciare le linee di livello che descrivono una porzione di superficie tridimensionale. Se tale superficie presenta un minimo, il punto corrispondente al minimo avrà come coordinate planimetriche le coordinate del centro della superficie circolare critica e come quota il coefficiente di sicurezza del pendio. Se la superficie presenta più minimi relativi esistono più superfici critiche di scorrimento potenziale.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo le indicazioni della Sezione 11 della EN 1997-1, tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per la resistenza del terreno, riportati rispettivamente nelle Tabelle A.3, A.4 e A.14 dell'Allegato A alla EN 1997-1.

Per maggiori dettagli sui valori numerici dei coefficienti parziali assunti nel presente calcolo, si rimanda alla sezione "Scenari di calcolo".

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Formulazione: Fellenius

Griglia dei centri

x_0 [m]	y_0 [m]	p [m]	n_{px}	n_{py}
0.05	2.30	1.00	4	4

Simbologia

x_0, y_0 : Coordinate origine della griglia dei centri (vertice in basso a sinistra)

p : Passo della griglia;

n_{px}, n_{py} : Numero passi in direzione x e y

Dati strisce

Striscia	x_i [m]	x_f [m]	l [m]	α [°]	ϕ [°]	c [Kg/cm ²]	u [Kg/m ²]
----------	--------------	--------------	------------	-----------------	---------------	------------------------------	-----------------------------

Striscia	x_i [m]	x_f [m]	l [m]	α [°]	ϕ [°]	c [Kg/cm ²]	u [Kg/m ²]
0	-2.29	-1.89	0.39	-45.36	34.00	0.00	0.00
1	-1.89	-1.17	0.72	-35.91	28.00	0.05	0.00
2	-1.17	-0.44	0.72	-24.91	28.00	0.05	0.00
3	-0.44	0.28	0.72	-14.86	28.00	0.05	0.00
4	0.28	1.01	0.72	-5.28	28.00	0.05	0.00
5	1.01	1.73	0.72	4.16	28.00	0.05	0.00
6	1.73	2.46	0.72	13.72	28.00	0.05	0.00
7	2.46	3.18	0.72	23.69	28.00	0.05	0.00
8	3.18	3.91	0.72	34.54	28.00	0.05	0.00
9	3.91	4.63	0.72	47.18	28.00	0.05	0.00
10	4.63	5.36	0.72	65.52	28.00	0.05	0.00

Simbologia

Striscia: Indice striscia (strisce ordinate da valle a monte)

x_i, x_f : Ascisse, iniziale e finale, della striscia

l : Larghezza della striscia

\square : Angolo formato dalla secante al cerchio critico, in corrispondenza della striscia, rispetto all'orizzontale

ϕ : Angolo di resistenza al taglio del terreno alla base della striscia

c : Coesione del terreno alla base della striscia ($c = c_u$ se $\phi = 0$)

u : Pressione idrostatica alla base della striscia

Dati conc

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	x_G [m]	y_G [m]	Vol. [m ³]	$kh \cdot W$ [kg]	$(1+kv) \cdot W$ [kg]
1	1-1	terreno	no	-2.02	0.27	0.08	0.00	126.38
	2-1	terreno	no	-1.53	0.20	0.29	0.00	463.90
	2-2	terreno	no	-1.41	-0.17	0.19	0.00	342.41
	3-1	terreno	no	-0.80	0.20	0.29	0.00	463.90
	3-2	terreno	no	-0.78	-0.35	0.50	0.00	904.47
	4-1	terreno	no	-0.17	0.22	0.21	0.00	328.30
	4-2	muro	--	0.14	0.15	0.08	0.00	211.87
	4-3	terreno	no	-0.07	-0.48	0.69	0.00	1249.60
	5-1	terreno	no	0.64	0.35	0.07	0.00	115.98
	5-2	muro	--	0.64	0.15	0.22	0.00	543.64
	5-3	terreno	no	0.65	-0.54	0.79	0.00	1418.75
	6-1	terreno	no	1.37	0.35	0.07	0.00	115.98
	6-2	muro	--	1.37	0.15	0.22	0.00	543.64
	6-3	terreno	no	1.37	-0.55	0.79	0.00	1428.00
	7-1	muro	--	1.93	1.07	0.63	0.00	1563.35
	7-2	terreno	no	2.18	0.45	1.62	0.00	2909.39
	8-1	terreno	no	2.81	0.78	2.20	0.00	3956.11
	9-1	terreno	no	3.53	0.98	1.90	0.00	3423.09
	10-1	terreno	no	4.25	1.30	1.44	0.00	2587.27
	11-1	terreno	no	4.87	1.77	0.58	0.00	1038.48
2	1-1	terreno	no	-2.02	0.27	0.08	0.00	126.38
	2-1	terreno	no	-1.53	0.20	0.29	0.00	463.90
	2-2	terreno	no	-1.41	-0.17	0.19	0.00	342.41
	3-1	terreno	no	-0.80	0.20	0.29	0.00	463.90

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	X _G [m]	Y _G [m]	Vol. [m ³]	kh*W [kg]	(1+kv)*W [kg]
	3-2	terreno	no	-0.78	-0.35	0.50	0.00	904.47
	4-1	terreno	no	-0.17	0.22	0.21	0.00	328.30
	4-2	muro	--	0.14	0.15	0.08	0.00	211.87
	4-3	terreno	no	-0.07	-0.48	0.69	0.00	1249.60
	5-1	terreno	no	0.64	0.35	0.07	0.00	115.98
	5-2	muro	--	0.64	0.15	0.22	0.00	543.64
	5-3	terreno	no	0.65	-0.54	0.79	0.00	1418.75
	6-1	terreno	no	1.37	0.35	0.07	0.00	115.98
	6-2	muro	--	1.37	0.15	0.22	0.00	543.64
	6-3	terreno	no	1.37	-0.55	0.79	0.00	1428.00
	7-1	muro	--	1.93	1.07	0.63	0.00	1563.35
	7-2	terreno	no	2.18	0.45	1.62	0.00	2909.39
	8-1	terreno	no	2.81	0.78	2.20	0.00	3956.11
	9-1	terreno	no	3.53	0.98	1.90	0.00	3423.09
	10-1	terreno	no	4.25	1.30	1.44	0.00	2587.27
	11-1	terreno	no	4.87	1.77	0.58	0.00	1038.48
4-I	1-1	terreno	no	-3.87	0.27	0.08	24.08	143.67
	2-1	terreno	no	-3.35	0.20	0.30	89.24	532.43
	2-2	terreno	no	-3.22	-0.19	0.22	70.97	423.41
	3-1	terreno	no	-2.59	0.20	0.30	89.24	532.43
	3-2	terreno	no	-2.55	-0.39	0.58	191.76	1144.11
	4-1	terreno	no	-1.83	0.20	0.30	89.24	532.43
	4-2	terreno	no	-1.81	-0.55	0.83	274.84	1639.80
	5-1	terreno	no	-1.06	0.20	0.30	89.24	532.43
	5-2	terreno	no	-1.06	-0.65	0.99	327.10	1951.62
	6-1	terreno	no	-0.33	0.20	0.28	82.22	490.58
	6-2	muro	--	0.04	0.15	0.02	10.96	65.39
	6-3	terreno	no	-0.30	-0.70	1.07	352.00	2100.18
	7-1	terreno	no	0.46	0.35	0.08	22.31	133.11
	7-2	muro	--	0.46	0.15	0.23	104.58	623.95
	7-3	terreno	no	0.46	-0.70	1.07	351.00	2094.17
	8-1	terreno	no	1.22	0.35	0.08	22.31	133.11
	8-2	muro	--	1.22	0.15	0.23	104.58	623.95
	8-3	terreno	no	1.22	-0.65	0.98	324.03	1933.25
	9-1	muro	--	1.91	1.02	0.66	303.54	1811.04
	9-2	terreno	no	1.70	0.35	0.02	5.73	34.17
	9-3	terreno	no	2.08	0.26	1.52	499.35	2979.30
	10-1	terreno	no	2.74	0.78	2.31	761.05	4540.67
	11-1	terreno	no	3.50	1.03	1.93	636.83	3799.56
	12-1	terreno	no	4.24	1.37	1.39	458.34	2734.62
	13-1	terreno	no	4.91	1.83	0.54	176.39	1052.44
4-II	1-1	terreno	no	-3.87	0.27	0.08	24.08	119.59
	2-1	terreno	no	-3.35	0.20	0.30	89.24	443.19
	2-2	terreno	no	-3.22	-0.19	0.22	70.97	352.45
	3-1	terreno	no	-2.59	0.20	0.30	89.24	443.19
	3-2	terreno	no	-2.55	-0.39	0.58	191.76	952.35
	4-1	terreno	no	-1.83	0.20	0.30	89.24	443.19
	4-2	terreno	no	-1.81	-0.55	0.83	274.84	1364.96

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	X _G [m]	Y _G [m]	Vol. [m ³]	kh*W [kg]	(1+kv)*W [kg]
	5-1	terreno	no	-1.06	0.20	0.30	89.24	443.19
	5-2	terreno	no	-1.06	-0.65	0.99	327.10	1624.52
	6-1	terreno	no	-0.33	0.20	0.28	82.22	408.35
	6-2	muro	--	0.04	0.15	0.02	10.96	54.43
	6-3	terreno	no	-0.30	-0.70	1.07	352.00	1748.17
	7-1	terreno	no	0.46	0.35	0.08	22.31	110.80
	7-2	muro	--	0.46	0.15	0.23	104.58	519.37
	7-3	terreno	no	0.46	-0.70	1.07	351.00	1743.17
	8-1	terreno	no	1.22	0.35	0.08	22.31	110.80
	8-2	muro	--	1.22	0.15	0.23	104.58	519.37
	8-3	terreno	no	1.22	-0.65	0.98	324.03	1609.23
	9-1	muro	--	1.91	1.02	0.66	303.54	1507.50
	9-2	terreno	no	1.70	0.35	0.02	5.73	28.45
	9-3	terreno	no	2.08	0.26	1.52	499.35	2479.95
	10-1	terreno	no	2.74	0.78	2.31	761.05	3779.63
	11-1	terreno	no	3.50	1.03	1.93	636.83	3162.73
	12-1	terreno	no	4.24	1.37	1.39	458.34	2276.28
	13-1	terreno	no	4.91	1.83	0.54	176.39	876.04
5-I	1-1	terreno	no	-3.87	0.27	0.08	24.08	143.67
	2-1	terreno	no	-3.35	0.20	0.30	89.24	532.43
	2-2	terreno	no	-3.22	-0.19	0.22	70.97	423.41
	3-1	terreno	no	-2.59	0.20	0.30	89.24	532.43
	3-2	terreno	no	-2.55	-0.39	0.58	191.76	1144.11
	4-1	terreno	no	-1.83	0.20	0.30	89.24	532.43
	4-2	terreno	no	-1.81	-0.55	0.83	274.84	1639.80
	5-1	terreno	no	-1.06	0.20	0.30	89.24	532.43
	5-2	terreno	no	-1.06	-0.65	0.99	327.10	1951.62
	6-1	terreno	no	-0.33	0.20	0.28	82.22	490.58
	6-2	muro	--	0.04	0.15	0.02	10.96	65.39
	6-3	terreno	no	-0.30	-0.70	1.07	352.00	2100.18
	7-1	terreno	no	0.46	0.35	0.08	22.31	133.11
	7-2	muro	--	0.46	0.15	0.23	104.58	623.95
	7-3	terreno	no	0.46	-0.70	1.07	351.00	2094.17
	8-1	terreno	no	1.22	0.35	0.08	22.31	133.11
	8-2	muro	--	1.22	0.15	0.23	104.58	623.95
	8-3	terreno	no	1.22	-0.65	0.98	324.03	1933.25
	9-1	muro	--	1.91	1.02	0.66	303.54	1811.04
	9-2	terreno	no	1.70	0.35	0.02	5.73	34.17
	9-3	terreno	no	2.08	0.26	1.52	499.35	2979.30
	10-1	terreno	no	2.74	0.78	2.31	761.05	4540.67
	11-1	terreno	no	3.50	1.03	1.93	636.83	3799.56
	12-1	terreno	no	4.24	1.37	1.39	458.34	2734.62
	13-1	terreno	no	4.91	1.83	0.54	176.39	1052.44
5-II	1-1	terreno	no	-3.87	0.27	0.08	24.08	119.59
	2-1	terreno	no	-3.35	0.20	0.30	89.24	443.19
	2-2	terreno	no	-3.22	-0.19	0.22	70.97	352.45
	3-1	terreno	no	-2.59	0.20	0.30	89.24	443.19
	3-2	terreno	no	-2.55	-0.39	0.58	191.76	952.35

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	x_G [m]	y_G [m]	Vol. [m ³]	$k_h \cdot W$ [kg]	$(1+k_v) \cdot W$ [kg]
	4-1	terreno	no	-1.83	0.20	0.30	89.24	443.19
	4-2	terreno	no	-1.81	-0.55	0.83	274.84	1364.96
	5-1	terreno	no	-1.06	0.20	0.30	89.24	443.19
	5-2	terreno	no	-1.06	-0.65	0.99	327.10	1624.52
	6-1	terreno	no	-0.33	0.20	0.28	82.22	408.35
	6-2	muro	--	0.04	0.15	0.02	10.96	54.43
	6-3	terreno	no	-0.30	-0.70	1.07	352.00	1748.17
	7-1	terreno	no	0.46	0.35	0.08	22.31	110.80
	7-2	muro	--	0.46	0.15	0.23	104.58	519.37
	7-3	terreno	no	0.46	-0.70	1.07	351.00	1743.17
	8-1	terreno	no	1.22	0.35	0.08	22.31	110.80
	8-2	muro	--	1.22	0.15	0.23	104.58	519.37
	8-3	terreno	no	1.22	-0.65	0.98	324.03	1609.23
	9-1	muro	--	1.91	1.02	0.66	303.54	1507.50
	9-2	terreno	no	1.70	0.35	0.02	5.73	28.45
	9-3	terreno	no	2.08	0.26	1.52	499.35	2479.95
	10-1	terreno	no	2.74	0.78	2.31	761.05	3779.63
	11-1	terreno	no	3.50	1.03	1.93	636.83	3162.73
	12-1	terreno	no	4.24	1.37	1.39	458.34	2276.28
	13-1	terreno	no	4.91	1.83	0.54	176.39	876.04

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. K_v positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. K_v negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Striscia - Concio: Indice striscia - indice concio (conci ordinati dal basso verso l'alto)

Tipo: Tipo di concio (muro/terreno)

Falda: Indica se il concio è sotto falda

x_G , y_G : Coordinate baricentro del concio

Vol: Volume del concio

$k_h \cdot W$: Eventuale forza inerziale relativa al concio (moltiplicata per il coeff. parziale per le azioni)

$(1+k_v) \cdot W$: Peso del concio ridotto o incrementato dall'eventuale componente verticale del sisma (moltiplicato per il coeff. parziale per le azioni)

Risultati analisi

Comb.	C_x [m]	C_y [m]	R_c [m]	Sf_{min}	Esito
1	1.05	3.30	4.42	2.25	sodd.
2	1.05	3.30	4.42	2.16	sodd.
4-I	0.05	4.30	5.73	1.42	sodd.
4-II	0.05	4.30	5.73	1.48	sodd.
5-I	0.05	4.30	5.73	1.13	sodd.
5-II	0.05	4.30	5.73	1.19	sodd.

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. K_v positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. K_v negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

C_x , C_y : Coordinate centro del cerchio di crisi (riferimento globale) cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

R_c : Raggio del cerchio di crisi cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

Sf_{min} : Coefficiente di sicurezza minimo

Verifiche EQU

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene condotta controllando che il momento stabilizzante calcolato rispetto alla punta della fondazione sia sufficiente a contrastare il momento ribaltante calcolato rispetto allo stesso punto. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e viene trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), riconducendo tutte le azioni agenti sul muro di sostegno a una forza risultante applicata al piano di posa, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni e i coefficienti parziali per i parametri del terreno riportati rispettivamente nella Tabella A.1 e Tabella A.2 dell'Allegato A alla EN 1997-1.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
3	1	1172.91	0.00	0.58	0.58	0.00
6-I	1	1419.41	0.00	0.58	0.58	0.00
6-II	1	2004.86	0.00	0.61	0.61	0.00

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Verifica a ribaltamento

Comb.	M_s [Kg*m]	M_r [Kg*m]	S_f	Esito
3	4406.12	742.38	5.94	sodd.
6-I	4020.75	825.05	4.87	sodd.
6-II	4916.35	1227.16	4.01	sodd.

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

M_s : Momento stabilizzante;

M_r : Momento ribaltante;

S_f : Coefficiente di sicurezza.

Verifiche STR

Il progetto e la verifica strutturale del muro a mensola viene eseguito assumendo che il muro sia composto da tre elementi:

- mensola in elevazione o stelo
- mensola interna o tacco
- mensola esterna o punta

ciasuno dei quali viene assimilato ad una mensola.

Il progetto e la verifica vengono eseguiti in conformità di quanto previsto dalla EN 1992-1.

Verifica mensola in elevazione

Lo stelo viene dimensionato per resistere alle sollecitazioni che derivano dalle varie azioni agenti su di esso (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, etc.).

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
1	1	540.03	0.00	0.73	0.73	0.00
2	1	817.27	0.00	0.78	0.78	0.00
4-I	1	675.14	0.00	0.74	0.74	0.00
4-II	1	999.57	0.00	0.77	0.77	0.00
5-I	1	991.53	0.00	0.79	0.79	0.00
5-II	1	1419.63	0.00	0.82	0.82	0.00

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Verifica strutturale mensola in elevazione

s [m]	Involuppo Sollecitazioni			Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M ⁺ _{ed} [Kg*m]	M ⁻ _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M ⁺ _{Rd} [Kg*m]	M ⁻ _{Rd} [Kg*m]	A ₁	A ₂	A ₃		
0.20	-168.75	--	-2.29	100.00	25.00	4.00	3151.10	3968.61	Ø14/30	Ø12/30	--	1000.00	sodd.
0.40	-337.50	--	-9.15	100.00	25.00	4.00	3166.65	3984.39	Ø14/30	Ø12/30	--	435.59	sodd.
0.60	-506.25	--	-21.20	100.00	25.00	4.00	3182.20	4000.17	Ø14/30	Ø12/30	--	188.70	sodd.
0.80	-675.00	--	-44.76	100.00	25.00	4.00	3197.75	4015.94	Ø14/30	Ø12/30	--	89.71	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni			Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M ⁺ _{ed} [Kg*m]	M ⁻ _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M ⁺ _{Rd} [Kg*m]	M ⁻ _{Rd} [Kg*m]	A ₁	A ₂	A ₃		
1.00	-843.75	--	-89.32	100.00	25.00	4.00	3213.30	4031.68	Ø14/30	Ø12/30	--	45.14	sodd.
1.20	-1012.50	--	-164.38	100.00	25.00	4.00	3228.85	4047.36	Ø14/30	Ø12/30	--	24.62	sodd.
1.40	-1181.25	--	-279.46	100.00	25.00	4.00	3244.40	4063.05	Ø14/30	Ø12/30	--	14.54	sodd.
1.60	-1350.00	--	-444.07	100.00	25.00	4.00	3259.88	4078.73	Ø14/30	Ø12/30	--	9.18	sodd.
1.80	-1518.75	--	-667.73	100.00	25.00	4.00	3275.35	4094.42	Ø14/30	Ø12/30	--	6.13	sodd.
2.00	-1687.50	--	-959.95	100.00	25.00	4.00	3290.82	4110.10	Ø14/30	Ø12/30	--	4.28	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N_{ed}: Sforzo Normale di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (negativo se di compressione)

M⁻_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato monte)

M⁺_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato valle)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: copriferro di calcolo

M⁻_{Rd}: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato monte)

M⁺_{Rd}: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato valle)

A₁: Armatura disposta lato monte

A₂: Armatura disposta lato valle

A₃: Monconi

Sf_{min}: Coefficiente di sicurezza minimo

Verifica mensole di fondazione

Le mensole di fondazione, interna e esterna, vengono dimensionate, dal punto di vista strutturale, per resistere al peso del muro, alla pressione del terreno di fondazione e alla pressione dovuta al peso del terreno sovrastante il tacco. Il terreno al di sopra della punta viene invece trascurato.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
1	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49
2	1	1062.06	19.84	-0.19	0.18	2.49
4-I	1	977.46	23.82	-0.38	0.06	2.49
4-II	1	1453.31	23.82	-0.34	0.09	2.49
5-I	1	1383.30	19.84	-0.18	0.19	2.49
5-II	1	1991.47	19.84	-0.15	0.22	2.49

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Verifica strutturale mensola fondazione (lato monte)

s [m]	Involuppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf_{min}	Esito
	M_{ed}^+ [Kg*m]	M_{ed}^- [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M_{Rd}^+ [Kg*m]	M_{Rd}^- [Kg*m]	A ₁	A ₂		
0.01	0.07	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	69641.19	sodd.
0.02	0.28	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.03	0.63	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.04	1.13	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.05	1.76	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.06	2.55	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.07	3.47	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.08	4.54	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	1000.00	sodd.
0.09	5.75	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	849.55	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf _{min}	Esito
	M ⁺ _{ed} [Kg*m]	M ⁻ _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M ⁺ _{Rd} [Kg*m]	M ⁻ _{Rd} [Kg*m]	A ₁	A ₂		
0.10	7.11	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	687.11	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

M⁻_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

M⁺_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: copriferro di calcolo

M⁻_{Rd}: Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)

M⁺_{Rd}: Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)

A₁: Armatura superiore disposta

A₂: Armatura inferiore disposta

Sf_{min}: Coefficiente di sicurezza minimo

Verifica strutturale mensola fondazione (lato valle)

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf _{min}	Esito
	M ⁺ _{ed} [Kg*m]	M ⁻ _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M ⁺ _{Rd} [Kg*m]	M ⁻ _{Rd} [Kg*m]	A ₁	A ₂		
0.18	16.68	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	293.01	sodd.
0.36	69.17	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	70.65	sodd.
0.54	161.16	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	30.32	sodd.
0.72	296.36	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	16.49	sodd.
0.90	478.46	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	10.21	sodd.
1.08	711.14	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	6.87	sodd.
1.26	998.12	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	4.90	sodd.
1.44	1343.07	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	3.64	sodd.
1.62	1749.70	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	2.79	sodd.
1.80	2221.70	--	100.00	30.00	4.00	4886.62	4886.62	Ø14/30	Ø14/30	2.20	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

M⁻_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

M⁺_{ed}: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica
c: copriferro di calcolo
 M_{Rd}^- : Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)
 M_{Rd}^+ : Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)
A₁: Armatura superiore disposta
A₂: Armatura inferiore disposta
Sf_{min}: Coefficiente di sicurezza minimo

Verifiche SLS

Vengono riportate, di seguito, le verifiche agli stati limite di esercizio eseguite per le varie azioni agenti sull'opera di sostegno (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, pressione del terreno, etc.).

VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

Al fine di evitare l'insorgenza di fessurazioni longitudinali, microfessurazioni, nonché elevati valori della deformazioni viscosi, che possono ridurre la funzionalità della struttura, la tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve essere convenientemente limitata.

Per quanto riguarda le armature, lo sforzo di trazione deve essere limitato per evitare deformazioni anelastiche o intollerabili ampiezze di lesioni ed eccessive deformazioni.

Pertanto, vengono valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, e si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Il calcolo dello stato tensionale in esercizio può effettuarsi assumendo un comportamento lineare elastico dei materiali, considerando la sezione totalmente reagente allorché la tensione massima di trazione nel calcestruzzo σ_{ct} risulti minore o al massimo uguale alla tensione $f_{ct,eff}$, oppure la sezione fessurata, astraendo dal contributo offerto dal calcestruzzo inregro fra le fessure, allorché risulti $\sigma_{ct} > f_{ct,eff}$.

In entrambi i casi occorre fare riferimento a sezioni omogeneizzate, in particolare è necessario introdurre il rapporto $\sigma_c = E_s/E_{cm}$ (coefficiente di omogeneizzazione).

Nelle analisi relative a situazioni tensionali di carattere non permanente, il calcolo deve effettuarsi facendo riferimento al reale modulo elastico medio del calcestruzzo, mentre per tensioni generate da azioni permanenti può assumersi un valore convenzionale ridotto del modulo elastico per tenere conto degli effetti indotti dalla viscosità del calcestruzzo. A tale riguardo può convenientemente assumersi il valore $\sigma_c = 15$.

La tensione $f_{ct,eff}$ può essere assunta pari al valore medio f_{ctm} della resistenza a trazione o al valore medio $f_{ctm,fl}$ della resistenza a trazione per flessione purché tale tensione sia utilizzata per il calcolo dell'armatura minima, operando secondo le indicazioni riportate nel §7.1 - EC2.

Le tensioni calcolate devono sottostare alle seguenti limitazioni che definiscono lo stato limite di tensione in esercizio (§7.2 - EC2):

$$1) \quad \sigma_c^{\min} \geq k_1 f_{ck} \quad (f_{ck} < 0)$$

per la combinazione di azioni caratteristica (rara) e classe di esposizione XD, XF, XS (Tab. 4.1- EC2);

$$2) \quad \sigma_c^{\min} \geq k_2 f_{ck} \quad (f_{ck} < 0)$$

per la combinazione di azioni quasi permanente.

Nelle condizioni di esercizio devono essere evitate tensioni nell'acciaio che possano portare a deformazioni

anelastiche, in quanto ciò condurrebbe a fessure ampie e permanentemente aperte.

Questi requisiti sono soddisfatti se, per la combinazione di azioni caratteristica (rara), la tensione di trazione nell'armatura ordinaria rispetta la limitazione seguente:

$$3) \quad \sigma_s^{\max} \leq k_3 f_{yk} \quad (f_{ck} > 0)$$

I valori dei coefficienti raccomandati valgono rispettivamente:

$$k_1 = 0.6$$

$$k_2 = 0.45$$

$$k_3 = 0.8$$

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Verifiche tensioni di esercizio mensola in elevazione

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
7	1	540.03	0.00	0.73	0.73	0.00
8	1	540.03	0.00	0.73	0.73	0.00

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Combinazione: 7

Tipo Combinazione: Rara

Elemento strutturale: mensola in elevazione

$\sigma_{ct \max}$: 25.58 Kg/cm²

$\sigma_c \max$: 149.40 Kg/cm²

$\sigma_s \max$: 3600.00 Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ_{ct} [Kg/cm ²]	σ_c [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]		
0.20	-125.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.05	--	>1e3	sodd.
0.40	-250.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.10	--	>1e3	sodd.
0.60	-375.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.15	--	>1e3	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ _{ct} [Kg/cm ²]	σ _c [Kg/cm ²]	σ _s [Kg/cm ²]		
0.80	-500.00	-0.08	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.19	--	769.05	sodd.
1.00	-625.00	-2.63	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.27	--	562.23	sodd.
1.20	-750.00	-12.70	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.41	--	368.74	sodd.
1.40	-875.00	-35.49	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.66	--	226.51	sodd.
1.60	-1000.00	-76.18	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	0.19	1.11	2.22	134.55	sodd.
1.80	-1125.00	-139.99	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	0.59	1.83	10.44	81.61	sodd.
2.00	-1250.00	-232.11	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	1.20	2.86	23.38	52.30	sodd.

Combinazione:

8

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola in elevazione

σ_{ct max}: 25.58 Kg/cm²

σ_{c max}: 112.05 Kg/cm²

σ_{s max}: -- Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ _{ct} [Kg/cm ²]	σ _c [Kg/cm ²]	σ _s [Kg/cm ²]		
0.20	-125.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.05	--	>1e3	sodd.
0.40	-250.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.10	--	>1e3	sodd.
0.60	-375.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.15	--	771.98	sodd.
0.80	-500.00	-0.08	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.19	--	576.79	sodd.
1.00	-625.00	-2.63	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.27	--	421.67	sodd.
1.20	-750.00	-12.70	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.41	--	276.56	sodd.
1.40	-875.00	-35.49	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	--	0.66	--	169.88	sodd.
1.60	-1000.00	-76.18	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	0.19	1.11	2.22	100.91	sodd.
1.80	-1125.00	-139.99	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	0.59	1.83	10.44	61.21	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ _{ct} [Kg/cm ²]	σ _c [Kg/cm ²]	σ _s [Kg/cm ²]		
2.00	-1250.00	-232.11	100.00	25.00	4.00	3.39	4.62	non fess.	1.20	2.86	23.38	39.23	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N_{ed}: Sforzo Normale di calcolo

M_{ed}: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: copriferro di calcolo

A_s: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione
- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle
- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'_s: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione
- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle
- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

σ_c: Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ teso)

σ_s: Tensione di esercizio dell'acciaio teso ("--" se l'armatura \ compressa)

σ_{ct_max}: Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

σ_{c_max}: Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso

σ_{s_max}: Tensione di esercizio massima dell'acciaio teso per la combinazione di tipo Rara

Sf_{min}: Coefficiente di sicurezza minimo ($Sf_{min} = \min\{\sigma_{c_max} / \sigma_c ; \sigma_{s_max} / \sigma_s\}$).

Verifiche tensioni di esercizio fondazione

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S _t [Kg]	α [°]	d ₀ [m]	d _{GF} [m]	θ [°]
7	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49
8	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t: Spinta del terreno;

α: Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d₀: Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF}: Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

θ: Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d₀ e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Combinazione: 7
Tipo Combinazione: Rara
Elemento strutturale: mensola fondazione (lato monte)
 $\sigma_{ct \max}$: 25.58 Kg/cm²
 $\sigma_c \max$: 149.40 Kg/cm²
 $\sigma_s \max$: 3600.00 Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ_{ct} [Kg/cm ²]	σ_c [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]		
0.01	--	0.03	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.00	>1e3	sodd.
0.02	--	0.11	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.01	>1e3	sodd.
0.03	--	0.24	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.03	>1e3	sodd.
0.04	--	0.43	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.05	>1e3	sodd.
0.05	--	0.68	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.08	>1e3	sodd.
0.06	--	0.99	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.01	0.12	>1e3	sodd.
0.07	--	1.35	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.16	>1e3	sodd.
0.08	--	1.78	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.21	>1e3	sodd.
0.09	--	2.28	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.02	0.27	>1e3	sodd.
0.10	--	2.84	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.02	0.33	>1e3	sodd.

Combinazione: 7
Tipo Combinazione: Rara
Elemento strutturale: mensola fondazione (lato valle)
 $\sigma_{ct \max}$: 25.58 Kg/cm²
 $\sigma_c \max$: 149.40 Kg/cm²
 $\sigma_s \max$: 3600.00 Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ_{ct} [Kg/cm ²]	σ_c [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]		
0.18	--	-1.19	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.14	>1e3	sodd.
0.36	--	0.80	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.01	0.09	>1e3	sodd.
0.54	--	14.32	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.07	0.10	1.67	>1e3	sodd.
0.72	--	47.73	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.24	0.35	5.58	427.96	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ _{ct} [Kg/cm ²]	σ _c [Kg/cm ²]	σ _s [Kg/cm ²]		
0.90	--	109.38	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.55	0.80	12.79	186.73	sodd.
1.08	--	207.64	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	1.05	1.52	24.29	98.37	sodd.
1.26	--	350.86	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	1.78	2.57	41.04	58.22	sodd.
1.44	--	547.39	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	2.77	4.00	64.03	37.31	sodd.
1.62	--	805.59	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	4.08	5.89	94.23	25.35	sodd.
1.80	--	1133.82	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	5.74	8.29	132.63	18.01	sodd.

Combinazione:

8

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola fondazione (lato monte)

σ_{ct max} : 25.58 Kg/cm²

σ_{c max} : 112.05 Kg/cm²

σ_{s max} : -- Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ _{ct} [Kg/cm ²]	σ _c [Kg/cm ²]	σ _s [Kg/cm ²]		
0.01	--	0.03	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.00	>1e3	sodd.
0.02	--	0.11	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.01	>1e3	sodd.
0.03	--	0.24	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.03	>1e3	sodd.
0.04	--	0.43	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.05	>1e3	sodd.
0.05	--	0.68	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.00	0.08	>1e3	sodd.
0.06	--	0.99	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.01	0.12	>1e3	sodd.
0.07	--	1.35	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.16	>1e3	sodd.
0.08	--	1.78	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.21	>1e3	sodd.
0.09	--	2.28	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.02	0.27	>1e3	sodd.
0.10	--	2.84	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.02	0.33	>1e3	sodd.

Combinazione: 8

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola fondazione (lato valle)

$\sigma_{ct \max}$: 25.58 Kg/cm²

$\sigma_c \max$: 112.05 Kg/cm²

$\sigma_s \max$: -- Kg/cm²

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf _{min}	Esito
	N _{ed} [Kg]	M _{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _s [cm ²]	A' _s [cm ²]		σ_{ct} [Kg/cm ²]	σ_c [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]		
0.18	--	-1.19	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.01	0.01	0.14	>1e3	sodd.
0.36	--	0.80	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.00	0.01	0.09	>1e3	sodd.
0.54	--	14.32	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.07	0.10	1.67	>1e3	sodd.
0.72	--	47.73	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.24	0.35	5.58	320.97	sodd.
0.90	--	109.38	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	0.55	0.80	12.79	140.05	sodd.
1.08	--	207.64	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	1.05	1.52	24.29	73.78	sodd.
1.26	--	350.86	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	1.78	2.57	41.04	43.66	sodd.
1.44	--	547.39	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	2.77	4.00	64.03	27.99	sodd.
1.62	--	805.59	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	4.08	5.89	94.23	19.02	sodd.
1.80	--	1133.82	100.00	30.00	4.00	4.62	4.62	non fess.	5.74	8.29	132.63	13.51	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N_{ed}: Sforzo Normale di calcolo

M_{ed}: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: copriferro di calcolo

A_s: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'_s: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

σ_c : Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ teso)
 σ_s : Tensione di esercizio dell'acciaio teso ("--" se l'armatura \ compressa)
 σ_{ct_max} : Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo
 σ_{c_max} : Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso
 σ_{s_max} : Tensione di esercizio massima dell'acciaio teso per la combinazione di tipo Rara
 Sf_{min} : Coefficiente di sicurezza minimo ($Sf_{min} = \min\{\sigma_{c_max} / \sigma_c ; \sigma_{s_max} / \sigma_s\}$).

VERIFICA FESSURAZIONE

La fessurazione nelle costruzioni in calcestruzzo armato deve essere tale da non comportare la limitazione della funzionalità della struttura.

I valori limite di apertura delle fessure w_{max} vengono stabiliti a priori sulla base delle prestazioni richieste dalla struttura.

I valori raccomandati per w_{max} sono riportati nel prospetto 7.1 - EC2, dove le ampiezze sono correlate alla Classe di Esposizione, come definite nel prospetto 4.1-EC2, al tipo di armature, e alla combinazione di azioni considerata.

In assenza di specifiche richieste (impermeabilità del calcestruzzo), si può ritenere che assumere i valori di w_{max} relativi alle combinazioni quasi permanenti è generalmente sufficiente per elementi strutturali in calcestruzzo armato allo scopo di preservare la durabilità e l'estetica.

La misura di sicurezza per lo stato limite di fessurazione richiede:

- la valutazione della minima quantità di armatura
- il calcolo dell'ampiezza delle fessure

Armatura minima

Il quantitativo minimo di armatura viene determinato secondo le indicazioni riportate al §7.3.2 - EC2, imponendo l'equilibrio fra la risultante della forza di trazione agente sul calcestruzzo all'incipiente fessurazione e la forza di trazione agente nell'armatura, valutata al limite di snervamento o ad una tensione convenientemente inferiore se vi è la necessità di ridurre l'ampiezza delle fessure.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza delle fessure viene calcolata analiticamente secondo le indicazioni riportata al §7.3.4 - EC2.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Verifiche fessurazione mensola in elevazione

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
8	1	540.03	0.00	0.73	0.73	0.00

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Combinazione: 8

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola in elevazione

$\sigma_{t\max}$: 25.58 Kg/cm²

w_{\max} : 0.40 mm

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura			Stato sezione	σ_{ct} [Kg/cm ²]	w_d [mm]	Sf	Esito
	N_{ed} [Kg]	M_{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	ϕ_{eq} [mm]	Spaz. [mm]	A_{min} [mm ²]					
0.20	-125.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
0.40	-250.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
0.60	-375.00	-0.00	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
0.80	-500.00	-0.08	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
1.00	-625.00	-2.63	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
1.20	-750.00	-12.70	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
1.40	-875.00	-35.49	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	--	--	--	sodd.
1.60	-1000.00	-76.18	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.19	--	--	sodd.
1.80	-1125.00	-139.99	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.59	--	--	sodd.
2.00	-1250.00	-232.11	100.00	25.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	1.20	--	--	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N_{ed} : Sforzo Normale di calcolo

M_{ed} : Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: ricoprimento

ϕ_{eq} : diametro equivalente delle barre di armatura tese

Spaz: spaziatura tra i ferri

A_{min} : armatura minima (§7.3.2 - EC2)

σ_{ct} : Tensione di trazione nel calcestruzzo ("--" se di compressione)

w_d : Valore di calcolo di apertura delle fessure

$\sigma_{ct\max}$: Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

w_{\max} : Valore massimo di apertura delle fessure

Sf: Coefficiente di sicurezza

Verifiche fessurazione fondazione

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
8	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

ϑ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Combinazione: 8

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola fondazione (lato monte)

$\sigma_{t \max}$: 25.58 Kg/cm²

w_{\max} : 0.30 mm

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura			Stato sezione	σ_{ct} [Kg/cm ²]	w_d [mm]	Sf	Esito
	N_{ed} [Kg]	M_{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	ϕ_{eq} [mm]	Spaz. [mm]	A_{min} [mm ²]					
0.01	--	0.03	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.02	--	0.11	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.03	--	0.24	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.04	--	0.43	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.05	--	0.68	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.06	--	0.99	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.07	--	1.35	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.01	--	--	sodd.
0.08	--	1.78	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.01	--	--	sodd.
0.09	--	2.28	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.01	--	--	sodd.
0.10	--	2.84	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.01	--	--	sodd.

Combinazione: 8
Tipo Combinazione: Quasi Permanente
Elemento strutturale: mensola fondazione (lato valle)
 $\sigma_{t\ max}$: 25.58 Kg/cm²
 w_{max} : 0.30 mm

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura			Stato sezione	σ_{ct} [Kg/cm ²]	w_d [mm]	Sf	Esito
	N_{ed} [Kg]	M_{ed} [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	ϕ_{eq} [mm]	Spaz. [mm]	A_{min} [mm ²]					
0.18	--	-1.19	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.01	--	--	sodd.
0.36	--	0.80	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.00	--	--	sodd.
0.54	--	14.32	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.07	--	--	sodd.
0.72	--	47.73	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.24	--	--	sodd.
0.90	--	109.38	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	0.55	--	--	sodd.
1.08	--	207.64	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	1.05	--	--	sodd.
1.26	--	350.86	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	1.78	--	--	sodd.
1.44	--	547.39	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	2.77	--	--	sodd.
1.62	--	805.59	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	4.08	--	--	sodd.
1.80	--	1133.82	100.00	30.00	4.00	--	300.00	--	non fess.	5.74	--	--	sodd.

Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N_{ed} : Sforzo Normale di calcolo

M_{ed} : Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: ricoprimento

ϕ_{eq} : diametro equivalente delle barre di armatura tese

Spaz: spaziatura tra i ferri

A_{min} : armatura minima (§7.3.2 - EC2)

σ_{ct} : Tensione di trazione nel calcestruzzo ("--" se di compressione)

w_d : Valore di calcolo di apertura delle fessure

$\sigma_{ct\ max}$: Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

w_{max} : Valore massimo di apertura delle fessure

Sf: Coefficiente di sicurezza

CONTROLLO SPOSTAMENTI

Gli spostamenti dell'opera di sostegno vengono valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di eventuali manufatti adiacenti.

A tal fine, vengono stimati i cedimenti in fondazione attraverso il metodo edometrico, sviluppato da Terzaghi negli anni '20.

Si pone:

$$w = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_z}{E_{ed}} dz$$

nella quale $\Delta\sigma_z$ rappresenta l'incremento di tensione indotto dal carico in fondazione, E_{ed} il modulo edometrico del terreno e H l'estensione in profondità del volume significativo.

Operativamente il problema viene discretizzato e l'integrale approssimato dalla sommatoria:

$$w = \sum_{z=0}^H \Delta w_{ed}$$

essendo:

$$\Delta w_{ed} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{E_{ed}} \Delta z_i$$

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo vengono calcolati attraverso la soluzione analitica fornita da Steinbrenner (1934):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c} \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

nella quale:

$$m^2 = L^2 + z^2$$

$$n^2 = B^2 + z^2$$

$$c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

con B e L dimensioni in pianta della fondazione.

Per quanto riguarda la rotazione in fondazione, la stima avviene schematizzando il terreno come un mezzo elastico:

$$\tan \vartheta = \frac{1-\nu}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\vartheta$$

nella quale E_s e ν sono rispettivamente il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del terreno, M il momento ribaltante agente sul lato B della fondazione e I_ϑ il coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto (L/B) e della rigidezza della fondazione.

L/B	Flessibile	Rigida
0.10	1.045	1.59
0.20	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1.00	3.15	4.17
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06

Coefficienti di influenza I_{\square} per il calcolo delle rotazioni in fondazione

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

Spinta del terreno

Comb.	Strato	S_t [Kg]	α [°]	d_0 [m]	d_{GF} [m]	ϑ [°]
7	1	725.36	23.82	-0.39	0.05	2.49
9-I	1	977.46	23.82	-0.38	0.06	2.49
9-II	1	1453.31	23.82	-0.34	0.09	2.49

Simbologia

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Strato: Indice strato;

S_t : Spinta del terreno;

α : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d_0 : Distanza della retta d'azione di S_t dall'origine del sistema di riferimento

d_{GF} : Distanza della retta d'azione di S_t dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

\square : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze d_0 e d_{GF} sono positive se la retta d'azione di S_t passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

Verifica cedimenti in fondazione e spostamenti in elevazione

α :	0.00	[°]
w_{lim} :	30.00	mm
s_{lim} :	15.00	mm

Comb.	Tipo Comb.	Azioni alla base del muro			Cedimenti in fondazione		Spostamenti in elevazione		θ [°]	Sf_{min}	Esito
		N [Kg]	T [Kg]	M [Kg*m]	w_h [mm]	w_v [mm]	s_h [mm]	s_v [mm]			
7	Rara	-663.57	-3311.96	-1186.68	0.00	-0.26	0.62	-0.52	-0.02	24.15	sodd.
9-I	Sismica	-1446.49	-3137.63	-681.92	0.00	-0.34	0.36	-0.49	-0.01	42.03	sodd.
9-II	Sismica	-1881.81	-3882.10	-825.63	0.00	-0.43	0.43	-0.61	-0.01	34.71	sodd.

Simbologia

α : Inclinazione del piano fondazione rispetto all'orizzontale;

w_{lim} : Valore limite del cedimento in fondazione;

s_{lim} : Valore limite dello spostamento in elevazione;

Comb.: Combinazione, individuata dal codice [C] se \ non sismica, [CI] se \ sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se \ sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

Tipo Comb.: Tipo di combinazione;

N, T, M: Azioni in fondazione (componente normale e tangenziale al piano di posa della fondazione, momento);

w_h : Componente orizzontale del cedimento in fondazione;

w_v : Componente verticale del cedimento in fondazione;

s_h : Componente orizzontale del cedimento in elevazione;

s_v : Componente verticale del cedimento in elevazione;

θ : Rotazione rigida del muro;

Sf_{min} : Coefficiente di sicurezza minimo ($Sf_{min} = \min\{w_{lim}/|w_v| ; s_{lim}/|s_h| \}$).

Nota. Le azioni, i cedimenti e gli spostamenti sono positivi se concordi agli assi del riferimento globale.