



Agenzia Interregionale per il fiume Po

NUOVO ARGINE IN DESTRA PO A VALLE SVINCOLO AUTOSTRADALE IN COMUNE DI MONCALIERI (TO)

PROGETTO ESECUTIVO
1° LOTTO FUNZIONALE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTISTA:
DOTT. ING.
FULVIO BERNABEI

GRUPPO DI LAVORO:
DOTT. ING. PAOLO ONIDA
DOTT. ING. GIANLUIGI SEVINI



DIZETA INGEGNERIA STUDIO ASSOCIATO
Via Bassini, 19 - 20133 MILANO Tel. 02-70600125 Fax 02-70600014

DATA LUGLIO 2014

COMMESSA N°
017/2010 REDATTO

INGEOART

s.r.l. Piazza Stazione, 3 - 28844 VILLADOSSOLA (VB)
Tel. 0324/579511 - Fax 0324/579530

CODICE COMMESSA
ESMONCALIERI CONTROLLATO

NOME FILE APPROVATO

• STUDIO TECNICO BONACCI

DR. 512a	REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

INDICE

1	Premesse	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Disegni di riferimento	3
4	Caratteristiche dei materiali impiegati	3
4.1	Calcestruzzo strutturale di classe C28/35	3
4.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile	5
5	Metodo di calcolo	6
5.1	Criteri generali di progetto	6
5.2	Criteri generali di progetto delle membrature	7
5.2.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	7
5.2.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	8
5.3	Criteri generali di progetto delle opere di sostegno	11
5.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	11
5.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	12
6	Parametri geotecnici del terreno	14
6.1	Caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione delle arginature	16
7	Parametri sismici del territorio	17
8	Verifiche dei manufatti in c.a.	25
8.1	Muro di sostegno rilevato arginale	25
8.1.1	<i>Descrizione dell'intervento</i>	25
8.1.2	<i>Analisi delle azioni</i>	26
8.1.3	<i>Verifiche geotecniche e strutturali</i>	29
	Allegati	33

1 Premesse

Il presente progetto si riferisce alla realizzazione del nuovo argine in destra Po, nel tratto posto a valle dello svincolo tra l'autostrada A6 Torino – Savona e l'autostrada A21 Torino – Piacenza – Brescia, in comune di Moncalieri, il cui tracciato seguirà sostanzialmente quello del limite di progetto della fascia B individuato dal Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

La presente relazione descrive, in particolare, i calcoli di dimensionamento e le verifiche strutturali condotte in relazione al nuovo muro di sostegno del rilevato arginale previsto in prossimità dell'area ATIVA SpA.

2 Normativa di riferimento

- [1] D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- [2] Circolare LL.PP. del 2 febbraio 2009 n.617.
- [3] Eurocodice 2 “Progetto di strutture in calcestruzzo”

3 Disegni di riferimento

Le opere oggetto della presente relazione sono rappresentate, dal punto di vista delle strutture, nel seguente disegno di progetto:

Tav. 8 Muro di sostegno tipo rilevato arginale – sezione tipo –
carpenterie ed armature

4 Caratteristiche dei materiali impiegati

Si è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

1. **Calcestruzzo strutturale di classe C28/35** (strutture gettate in opera).
2. **Acciaio saldabile in barre ad aderenza migliorata per cemento armato tipo B450C**

4.1 Calcestruzzo strutturale di classe C28/35

Il calcestruzzo in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni : $R_{ck} \sim 35.00 \text{ MPa}$**
 - Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni: $f_{ck} \sim 29.00 \text{ MPa}$.**
- La minima classe di resistenza prescritta per la tipologia di calcestruzzo è la C28/35,
- Classe di esposizione XC2/ XA1 per strutture gettate in opera;**

La classe di esposizione XC2 (condizioni ambientali ordinarie) si riferisce alla costruzione di strutture immerse in acqua o terreni non aggressivi e alla costruzione di fondazioni e strutture di contenimento liquidi, mentre la classe XA1 (condizioni

ambientali aggressive) si riferisce a strutture in ambienti chimici poco aggressivi, vasche di decantazione e/o fanghi, contenitori di acque reflue.

A partire dai valori di resistenza caratteristica del calcestruzzo cilindrica e cubica a 28 giorni, rispettivamente f_{ck} e R_{ck} , è possibile calcolare i parametri di resistenza del calcestruzzo da utilizzarsi nei calcoli.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} è pari a:

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 0.83 * 35 = 29.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30.70}{1.50} = 16.00 \text{ MPa}$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$ è un parametro che tiene conto dei fenomeni a lungo termine del calcestruzzo (viscosità)

$\gamma_c = 1.50$ è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 29.00 \text{ MPa}$ è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni.

Si calcola a questo punto la resistenza caratteristica media f_{cm} con:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 29.00 + 8 = 37.00 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione f_{ctm} è pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 29.00^{2/3} = 2.83 \text{ MPa}$$

La resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} è pari a:

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 0.7 * 2.83 = 1.98 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di calcolo f_{ctd} è pari a:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.98 / 1.5 = 1.32 \text{ MPa}$$

dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Infine si valuta il modulo elastico E_{cm} del calcestruzzo.

$$E_{cm} = 22\,000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 22000 * 3.70^{0.3} = 32575 \text{ N/mm}^2$$

4.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile

Tipo di acciaio B450C, controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk} : 450 MPa

Tensione caratteristica di rottura: f_{tk} : 540 MPa

La resistenza a snervamento di progetto f_{yd} è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove $\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio

5 Metodo di calcolo

5.1 Criteri generali di progetto

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alle combinazioni delle azioni fondamentale, sismica ed eccezionale (piena del fiume Po).

Lo stato limite preso in considerazione, a tal proposito, è lo stato limite di resistenza della struttura STR.

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state eseguite con riferimento alle combinazioni delle azioni rara, frequente e quasi permanente.

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa è la seguente:

G_1 : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti)

G_2 : azioni dovute al peso proprio di tutti gli elementi non strutturali e ai pesi permanenti portati

Q_{ki} : azioni variabili

E : azioni dovute al sisma

γ_{Gi} , γ_{Qi} : coefficienti parziali per le azioni

ψ_i : coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}G_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Sismica (SLU)

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Eccezionale (SLU)

$$G_1+G_2+A+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$$

Combinazione Rara (SLE)

$$G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\dots$$

Combinazione Frequente (SLE)

$$G_1+G_2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots$$

Combinazione Quasi Permanente (SLE)

$$G_1+G_2+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots$$

5.2 Criteri generali di progetto delle membrature

5.2.1 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI			
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.00
	Sfavorevole	γ_{G1}	1.35
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.00
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.50
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Q1}	0.00
	Sfavorevole	γ_{Q1}	1.35

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO		
PARAMETRO	Coefficiente parziale	M1

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan\varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00
Coesione efficace c'	$\gamma_{c'}$	1.00
Peso dell'unità di volume γ	γ_{γ}	1.00

Le combinazioni agli stati limite ultimi considerate variano in funzione delle condizioni al contorno che caratterizzano ogni intervento e verranno esposte nei paragrafi dedicati alle verifiche strutturali dei singoli manufatti.

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti (E_d) con le azioni resistenti (R_d) e verificando che fosse rispettata la condizione $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$, il tutto come esplicitato negli allegati riportati nel seguito.

5.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio per le diverse sezioni maggiormente sollecitate.

5.2.2.1 Verifica a fessurazione

Considerato che le classi di esposizione del calcestruzzo sono XC2 e XA1, si è in condizioni ambientali ordinarie per la classe XC2 e aggressive per la classe XA1.

L'armatura è poco sensibile alla corrosione.

Dalla tabella 4.1.IV delle NTC risulta che per la verifica di fessurazione va fatto riferimento a due stati limite di apertura delle fessure:

- per la classe di esposizione XC2:
 - $w_d \leq w_3 = 0.4$ mm per la combinazione frequente
 - $w_d \leq w_2 = 0.3$ mm per la combinazione quasi permanente

- per classe di esposizione XA1:
 - $w_d \leq w_2 = 0.3$ mm per la combinazione frequente
 - $w_d \leq w_1 = 0.2$ mm per la combinazione quasi permanente

dove w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure è stato ottenuto, secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\max}$, dove ε_{sm} è la deformazione unitaria delle barre di armatura e $\Delta_{s\max}$ è la distanza massima fra le fessure.

La distanza massima fra le fessure può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{s\max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

d' = copriferro

$k_1 = 0.80$ per barre ad aderenza migliorata

$k_2 = 0.50$ nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

Φ = diametro delle barre di armatura tesa

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$, con b larghezza della sezione

$h_{c,eff}$ = valore minimo tra : $2.5 \cdot (h - d)$, $(h - x)/3$, $h/2$

La deformazione unitaria delle barre di armatura può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

k_t = 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

E_s = modulo elastico dell'acciaio

E_{cm} = modulo elastico del calcestruzzo

5.2.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c rispettasse le limitazioni:

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ per quanto riguarda la combinazione frequente

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$ per quanto riguarda la combinazione rara

e che la massima tensione dell'acciaio σ_s rispettasse la limitazione:

$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk}$ per quanto riguarda la combinazione rara.

$\sigma_s \leq 3600 \text{ daN/cm}^2$ (combinazione rara e frequente)

5.3 Criteri generali di progetto delle opere di sostegno

Le verifiche agli stati limite ultimi vengono eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati che devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno.

5.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

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

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

- SLU di tipo geotecnica (GEO)
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - Scorrimento sul piano di posa
 - Ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

Le verifiche devono essere effettuate tenendo conto del valore dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.1. delle NTC08, di seguito trascritte, seguendo uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (AI+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (AI+M1+R3)

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

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

5.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

5.3.2.1 Criterio di calcolo per le verifiche strutturali delle opere di sostegno

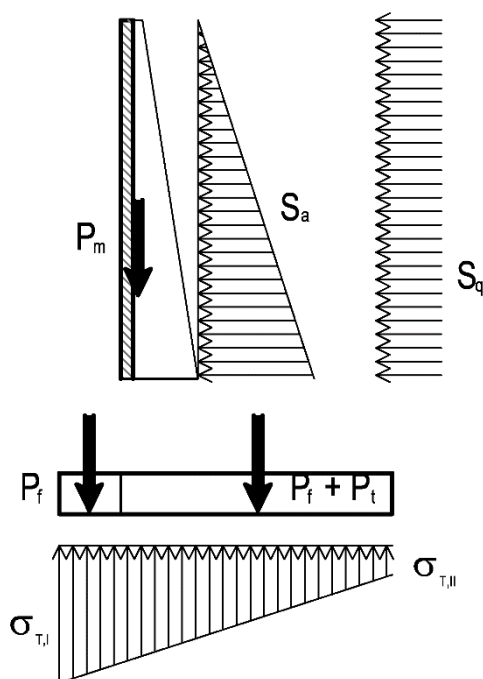
Le verifiche strutturali delle opere di sostegno sono state condotte, in accordo con il paragrafo 6.5.3.1.2 delle NTC e con il paragrafo C.6.5.3.1.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A1.

La verifiche strutturali condotte hanno riguardato, per la sezione al piede del muro, la verifica a taglio e quella a pressoflessione, e, per le sezioni della fondazione lato interno e lato esterno, la verifica a taglio e quella a flessione, confrontando le azioni agenti (E_d) con le azioni resistenti (R_d) e verificando che fosse rispettata la

condizione $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$, il tutto come esplicitato negli allegati riportati nel seguito.

Per la sezione al piede del muro le azioni agenti sono state calcolate considerando il peso proprio della porzione in elevazione del muro e le spinte attive agenti su di essa; per calcolare le azioni agenti sulla fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno, invece, si sono considerati il peso proprio della porzione di struttura, il peso del terreno e dei sovraccarichi gravanti su di essa (se presenti) e le pressioni sulla fondazione a contatto con il terreno, desunte dalla verifica per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Gli schemi di calcolo sono riportati nella figura I che segue.



6 Parametri geotecnici del terreno

Le caratteristiche idrogeologiche e geotecniche del terreno di fondazione dei manufatti interessati dalle verifiche strutturali sono illustrate nella relazione geotecnica allegata al presente progetto esecutivo. In seguito si riporta la descrizione sintetica della stratigrafia ricostruita mediante il sondaggio effettuato all'interno della recinzione dell'area di proprietà della cava "Moncalieri S.p.A.", a breve distanza dal centro di manutenzione autostradale "ATIVA SpA". Il terreno è caratterizzato dalla successione di tre strati:

strato n° 1

E' localizzato, a partire dal piano campagna per uno spessore massimo di circa 4.0 m ed è caratterizzato da materiali limoso - argillosi e da sabbia fine. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 6 e 8. Le caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 32° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

strato n° 2

E' localizzato al di sotto del precedente fino alla quota di 205 m s.l.m.(spessore pari a circa 12.0 m), ed è caratterizzato da ghiaia e sabbia da fine a grossolana, debolmente limosa. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 10 e 21. Le

caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 35° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

strato n° 3

E' localizzato al di sotto del precedente fino alla quota di 205 m s.l.m. (spessore pari a circa 12.0 m), ed è caratterizzato da sabbia ghiaiosa a scarsa matrice fine limosa. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 16 e 23. Le caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 36° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

I parametri geotecnici del terreno in sito sono stati definiti in base a tabelle di correlazione tra le caratteristiche meccaniche del terreno ed il numero dei colpi N_{SPT} ricavati dalla prova penetrometrica SPT (Manuale dell'Ingegnere – Nuovo Colombo – sezione E, § 3.3.4, tabella 5). Cautelativamente, si è applicato un coefficiente correttivo ai suddetti valori pari a 0.90.

Nell'area la superficie libera della falda è stata individuata a circa 6.00 m di profondità al di sotto del piano campagna, ossia in corrispondenza di una quota assoluta pari a circa 215.00 m s.l.m.

6.1 Caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione delle arginature

Ai fini delle verifiche strutturali dei muri d'argine è necessaria una caratterizzazione dei materiali da utilizzare per la costruzione delle arginature.

Per la realizzazione dell'**argine** è previsto l'utilizzo di materiali provenienti da "cave di prestito".

Tali materiali potranno essere costituiti, alternativamente, da argille sabbiose (classe A6), limi sabbiosi (classe A4) e ghiaie miste a sabbia ed argilla (classi A2-4 e A2-6), con riferimento alla classificazione contenuta nelle norme CNR UNI 10006.

Le terre appartenenti alle classi A4 e A6 dovranno possedere un contenuto minimo di sabbia pari al 15%, mentre quelle delle classi A2-4 e A2-6 dovranno avere un contenuto di argilla compreso fra il 20% ed il 30%.

Il materiale costituente l'arginatura, una volta posto in opera, avrà le seguenti caratteristiche meccaniche minime:

- angolo d'attrito $\varnothing \geq 30^\circ$
- Coefficiente di permeabilità dopo costipamento: $K \cong 10^{-5} \text{ cm/s}$
- Densità secca: $d > 1.90 \text{ t/m}^3$
(>95% Prova Proctor modificata)

7 Parametri sismici del territorio

L'analisi sismica delle strutture in oggetto è stata eseguita con il metodo pseudostatico, secondo il quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, le cui componenti orizzontali e verticali si possono esprimere come il prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici k_h e k_v .

Rifacendosi alla trattazione effettuata per i muri di sostegno, secondo quanto indicato al cap. 7.11.6.2.1 delle NTC, il coefficiente sismico verticale k_v e il coefficiente sismico orizzontale k_h possono essere valutati mediante le espressioni:

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

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

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

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il sito in cui ricade il comune di Moncalieri è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (s)
30	0.024	2.578	0.177
50	0.029	2.584	0.196
72	0.033	2.624	0.210
101	0.037	2.655	0.221
140	0.040	2.684	0.230
201	0.045	2.698	0.246

T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (s)
475	0.056	2.766	0.274
975	0.066	2.819	0.288
2475	0.081	2.928	0.293

dove:

T_R = periodo di ritorno di riferimento

a_g (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u$$

dove:

V_N = vita nominale della costruzione, assunta pari a 100 anni

C_u = coefficiente d'uso definito in funzione della classe d'uso di appartenenza dell'opera, pari a 1.5 (Le strutture sono classificate per una vita nominale maggiore di 50 anni e con una classe d'uso IV in quanto trattasi di opere strategiche. Nonostante le verifiche siano state condotte utilizzando una classe d'uso inferiore, si è garantita una vita nominale maggiore di 100 anni che porta ad avere sollecitazione più cautelative. La funzionalità del manufatto di cui trattasi non è richiesta durante l'evento sismico in quanto la probabilità di concomitanza dell'evento di piena (evento durante il quale il manufatto entra in funzione) e dell'evento sismico è da ritenersi rarissima).

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		P _{VR} : Probabilità di superamento del periodo di riferimento V _R
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione: $T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{1/V_R}}$

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento V_r = 100x1.5 = 150 anni:

Le verifiche in condizioni sismiche, vengono condotte allo SLV nell'ambito degli stati limite ultimi e allo SLD nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio.

Per quanto riguarda il comune di Moncalieri si esplicitano nel seguito i parametri sismici.

Comune di Moncalieri

STATO LIMITE	T _R	a _g	F ₀	T _c
	[ANNI]	[g]	[-]	[s]
SLO	90	0.035	2.645	0.218
SLD	151	0.041	2.687	0.233
SLV	1424	0.072	2.863	0.290
SLC	2475	0.081	2.928	0.293

Per il calcolo dei parametri S_s e S_T si è fatto riferimento, rispettivamente, alle tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche.

Assumendo una categoria di suolo D, depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, si ha:

$$S_s = 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g}$$

Considerando i coefficienti SLV dei due comuni, si ha che, per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi S_S risulta:

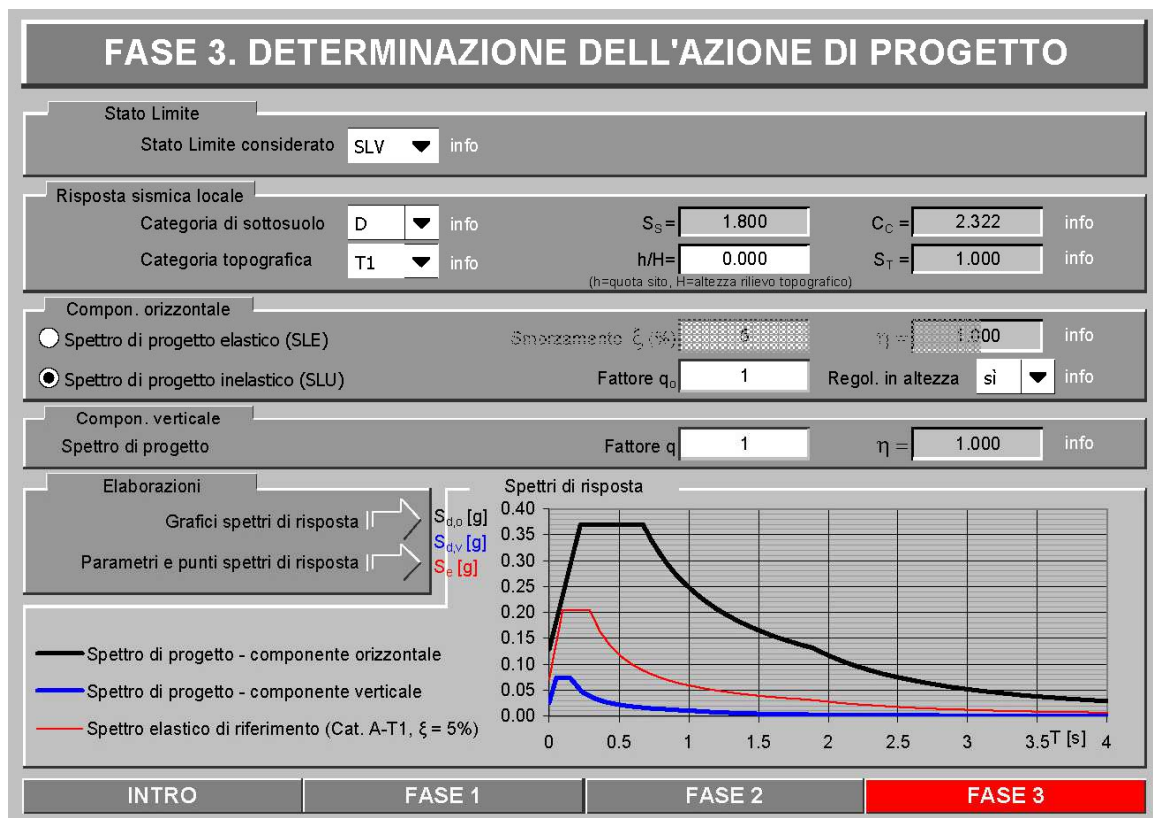
$$S_S = 2.09$$

Poiché il valore di S_S deve risultare inferiore a 1.80 si è assunto:

$$S_S = 1.80$$

Per quanto riguarda invece le condizioni topografiche, essendo il terreno in sito caratterizzato da una superficie prevalentemente pianeggiante, si ha:

$$S_T = 1.00$$



Si ammette che il manufatto si muova insieme al terreno, di conseguenza il fattore di struttura è pari a $q=1$ (la struttura è non dissipativa e perciò non vanno applicati i particolari costruttivi inerenti la duttilità di cui al capitolo 7 delle NTC). Le forze d'inerzia di progetto vengono sempre determinate moltiplicando le masse interessate

per l'accelerazione pari a $a_g \cdot S$ in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR assegnato.

Per le verifiche in presenza di sisma, il taglio e il momento flettente resistenti sono stati ridotti dividendoli per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , il cui valore è stato attribuito pari ad 1.10 secondo le indicazioni del paragrafo 7.2.5 delle NTC, ritenendo la struttura in “Classe di duttilità bassa”, ovvero con ridotte possibilità di dissipazione dell'energia introdotta dal sisma.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.072 g
F_o	2.863
T_C	0.290 s
S_S	1.800
C_C	2.322
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.224 s
T_C	0.673 s
T_D	1.887 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.129
T_B ←	0.224	0.370
T_C ←	0.673	0.370
	0.731	0.340
	0.788	0.315
	0.846	0.294
	0.904	0.275
	0.962	0.258
	1.020	0.244
	1.077	0.231
	1.135	0.219
	1.193	0.208
	1.251	0.199
	1.309	0.190
	1.367	0.182
	1.424	0.175
	1.482	0.168
	1.540	0.161
	1.598	0.156
	1.656	0.150
	1.713	0.145
	1.771	0.140
	1.829	0.136
T_D ←	1.887	0.132
	1.987	0.119
	2.088	0.108
	2.189	0.098
	2.289	0.090
	2.390	0.082
	2.491	0.076
	2.591	0.070
	2.692	0.065
	2.792	0.060
	2.893	0.056
	2.994	0.052
	3.094	0.049
	3.195	0.046
	3.296	0.043
	3.396	0.041
	3.497	0.038
	3.597	0.036
	3.698	0.034
	3.799	0.033
	3.899	0.031
	4.000	0.029

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.041 g
F_o	2.687
T_C	0.233 s
S_s	1.800
C_C	2.588
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.201 s
T_C	0.604 s
T_D	1.764 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.074
$T_B \leftarrow$	0.201	0.198
$T_C \leftarrow$	0.604	0.198
	0.659	0.182
	0.714	0.168
	0.770	0.156
	0.825	0.145
	0.880	0.136
	0.935	0.128
	0.991	0.121
	1.046	0.115
	1.101	0.109
	1.156	0.104
	1.212	0.099
	1.267	0.095
	1.322	0.091
	1.377	0.087
	1.433	0.084
	1.488	0.081
	1.543	0.078
	1.598	0.075
	1.654	0.072
	1.709	0.070
$T_D \leftarrow$	1.764	0.068
	1.871	0.060
	1.977	0.054
	2.084	0.049
	2.190	0.044
	2.296	0.040
	2.403	0.037
	2.509	0.034
	2.616	0.031
	2.722	0.029
	2.829	0.026
	2.935	0.025
	3.042	0.023
	3.148	0.021
	3.255	0.020
	3.361	0.019
	3.468	0.018
	3.574	0.017
	3.681	0.016
	3.787	0.015
	3.894	0.014
	4.000	0.013

Per il coefficiente β_m , infine, in accordo con la tabella 7.11.II delle Norme Tecniche,

per suolo di categoria C-D e per $a_g (g) \leq 0.1$ si è assunto un valore pari a:

$$\beta_m = \quad \quad \quad \mathbf{0.18}$$

In definitiva, per le verifiche di sicurezza allo SLV, i coefficienti sismici assumono i seguenti valori:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = \mathbf{0.0232}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm \mathbf{0.0116}$$

8 Verifiche dei manufatti in c.a.

8.1 Muro di sostegno rilevato arginale

8.1.1 Descrizione dell'intervento

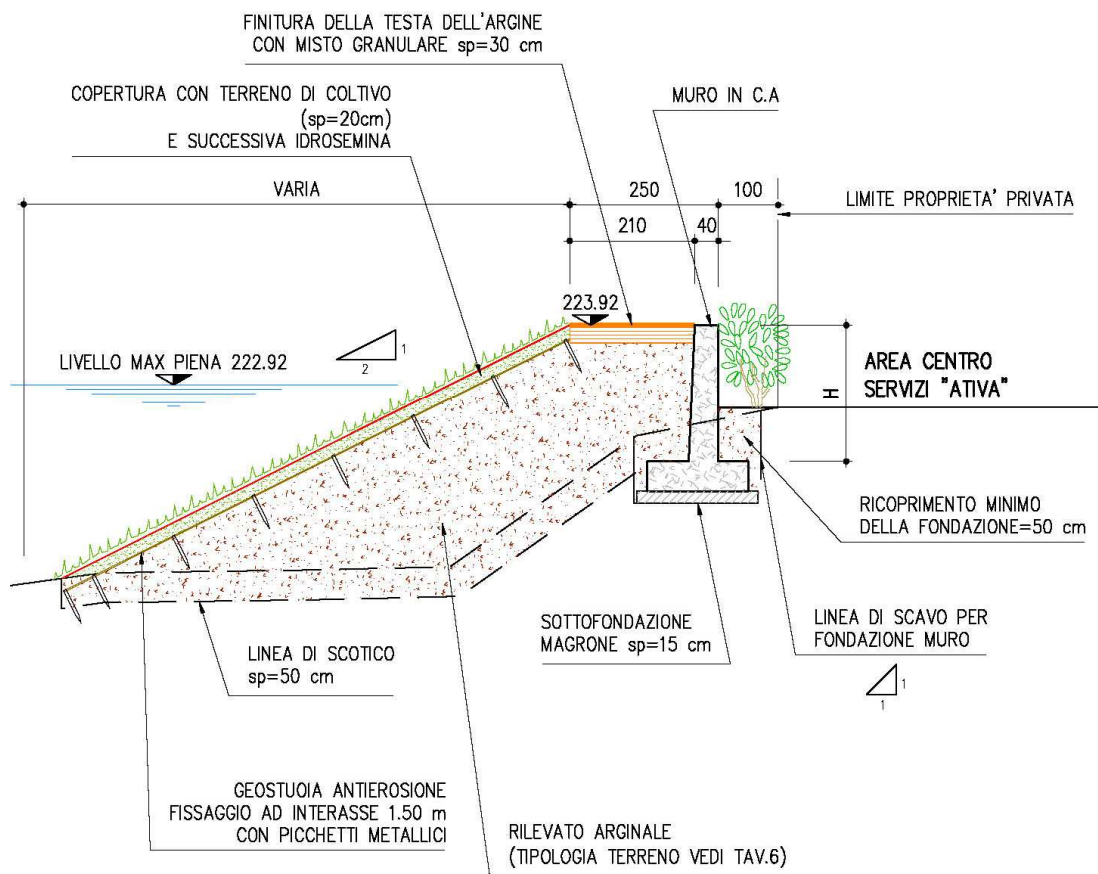
Il nuovo rilevato arginale avrà inizio in corrispondenza della sezione R1, al limite meridionale della superficie che ospita il centro direzionale della Società Ativa: considerato il ridotto spazio a disposizione fra la recinzione del centro direzionale ed il ciglio della vecchia cava, si eviterà la formazione della scarpata destra dell'argine mediante la costruzione di un muro di sostegno in c.a., di altezza variabile fra 1.85 e 2.30 m, con altezza massima fuori terra pari a 1.45 m.

Il muro di sostegno dell'argine verrà mascherato da una siepe realizzata mediante messa a dimora di specie arbustive tipo prunus laurocerasus, a passo 2 metri.

Questa tipologia di sezione proseguirà lungo tutta la recinzione del centro direzionale, fino a circa 20 metri a valle della sezione R5, per uno sviluppo complessivo di circa 181 metri.

SEZIONE TIPO ARGINE CON MURO DI SOSTEGNO

SCALA 1:100



Per le verifiche si considera la condizione più gravosa, ovvero quella rappresentata dalla sezione con altezza maggiore

8.1.2 Analisi delle azioni

In accordo con le Nuove Norme tecniche del 2008 sono stati individuati i seguenti carichi agenti sulle strutture:

Azioni permanenti – G_i

G_1 - Peso proprio del muro

Il peso specifico del calcestruzzo armato gettato in opera, sia per le parti di fondazione che per le porzioni in elevazione, è stato assunto pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

G₁ - Peso proprio del terreno

La caratterizzazione geotecnica del terreno si è basata sulla campagna di indagini eseguite nell'ambito della progettazione esecutiva. A favore di sicurezza sono stati considerati i parametri del materiale costituente l'arginatura.

Terreno arginatura (depositi prevalentemente sabbiosi)

- peso specifico secco $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$;
- peso specifico saturo $\gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\phi' = 30^\circ$;
- coesione nulla

Azioni variabili - Q_{ki}

Q_{k1} - Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio per la manutenzione transitante a tergo del muro

Per valutare il carico dovuto al transito di un mezzo di servizio si fa riferimento ai valori del carico distribuito stradale di 2° categoria indicato in tabella 5.1.II delle NTC08 pari a 7.2 kN/m^2 portato a 10 kN/m^2 a favore di sicurezza.

Azioni Eccezionali - A_i

A₁ - Azione Eccezionale rappresentativa dell'evento di piena del Fiume Po

Per il calcolo della spinta dell'acqua si considera la condizione in cui il livello del fiume raggiunge il massimo di piena con tempo di ritorno duecentennale, ovvero la quota di 222.92 m s.l.m.

Spinta idrostatica dell'acqua

L'espressione generale per il calcolo della spinta dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza h è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \text{ (kN)}$$

dove:

γ_w = peso specifico dell'acqua (kN/m³)

h = altezza del livello d'acqua rispetto al piano di fondazione (m)

Azioni sismiche inerziali – Ei

Ei - Azioni sismiche inerziali agenti nelle masse di terreno e masse d'acqua

L'analisi della sicurezza dei muri in condizioni sismiche è stata eseguita con il metodo pseudostatico, secondo il quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, le cui componenti orizzontali e verticali si possono esprimere come il prodotto delle forze di gravità per opportuni coefficienti sismici k_h e k_v .

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.0232$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.0116$$

8.1.3 Verifiche geotecniche e strutturali

8.1.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi

Sono state eseguite le verifiche geotecniche al ribaltamento, allo scorrimento sul piano di posa e al collasso per il carico limite dell'insieme fondazione terreno.

In accordo con il paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC e con il paragrafo C.6.5.3.1.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, le verifiche geotecniche agli SLU relative allo scorrimento sul piano di posa e al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno sono state condotte secondo l'approccio 2 ($A1+M1+R3$), nel quale i coefficienti parziali γ_M per i parametri di resistenza del terreno ($M1$) sono unitari, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale ($R3$) sono desunti dalla tabella 6.5.I delle NTC e le azioni variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A1 della tabella 6.2.I delle NTC.

Lo stato limite di ribaltamento è stato trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido: i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 della tabella 6.2.II delle NTC, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale ($R1$) sono unitari e le azioni variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo EQU della tabella 6.2.I.

Poiché ai fini delle verifiche è importante dimostrare l'efficacia del muro arginale nei confronti dell'evento di piena, nelle combinazioni di carico si considera sempre la condizione critica in cui il livello d'acqua raggiunge la quota dell'evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni.

- **Combinazione Eccezionale:** agiscono oltre ai pesi propri, la spinta derivante dalla massa di acqua a quota 222.92 m s.l.m.

$$G_1 + A_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

- **Combinazione Sismica:** le azioni inerziali vengono opportunamente amplificate mediante i coefficienti K_h e K_v calcolati precedentemente

$$E + G_1 + \Psi_{21} Q_{k1}$$

Per la combinazione eccezionale e sismica, i coefficienti parziali γ_G per le azioni permanenti sono sempre unitari, i parametri di resistenza del terreno vengono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 per la sola verifica al ribaltamento, mentre per le rimanenti verifiche i coefficienti M1 sono unitari.

Le azioni variabili sono moltiplicate ulteriormente per il coefficiente di combinazione ψ in funzione della categoria di appartenenza del carico variabile (Tab.5.1.VI NTC 2008).

Per la combinazione eccezionale e sismica ψ è pari a 0.0 (Azioni da traffico).

Le verifiche strutturali del muro arginale sono state eseguite in prossimità della sezione di base del muro e delle sezioni del piede della fondazione, sia interno che esterno.

Per le verifiche strutturali si è seguito l'approccio 1, combinazione 1 ($A_1 + M_1 + R_1$).

Per la combinazione eccezionale e sismica, i coefficienti parziali γ_G per le azioni permanenti sono sempre unitari, i coefficienti parziali per le azioni variabili sono pari a zero nel caso in cui l'azione è favorevole ai fini della verifica, i parametri di resistenza del terreno γ_M sono unitari.

Le azioni variabili sono moltiplicate ulteriormente per il coefficiente di combinazione ψ in funzione della categoria di appartenenza del carico variabile (Tab.5.1.VI NTC 2008).

8.1.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le azioni variabili sono moltiplicate per il coefficiente di combinazione ψ in funzione della categoria di appartenenza del carico variabile (Tab.5.1.VI NTC 2008).

Nella combinazione sismica agli SLE si utilizzano i coefficiente moltiplicativo K_h e K_v derivanti dalla condizione di SLD.

Per quanto concerne le verifiche strutturali si è condotta la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio per la sezione al piede del muro e per le sezioni della fondazione al piede del muro, lato interno ed esterno.

Le verifiche sono state condotte secondo la combinazione rara frequente e quasi permanente: le tipologie di azioni sono le stesse prese in esame per le verifiche agli SLU, con le azioni variabili moltiplicate per un coefficiente $\psi = 0.75$, per la combinazione rara e frequente e $\psi = 0.0$ per la combinazione quasi permanente (Azioni da traffico, Tabella 5.1.VI NTC 2008).

Per le verifiche in condizioni sismiche, si è tenuto conto degli effetti del sisma attraverso il coefficiente sismico orizzontale k_h , valutato come illustrato in precedenza allo SLD e cioè per $T_R = 200$ anni, mentre le azioni variabili sono state assunte con il loro valore quasi permanente e, quindi, moltiplicate per un coefficiente $\psi = 0.0$ (Azioni da traffico).

Nell'**allegato** sono riportate in dettaglio le elaborazioni svolte per il calcolo sia delle azioni agenti, che delle azioni resistenti, nonché i risultati delle verifiche strutturali agli SLU e agli SLE condotte sul muro arginale in esame.

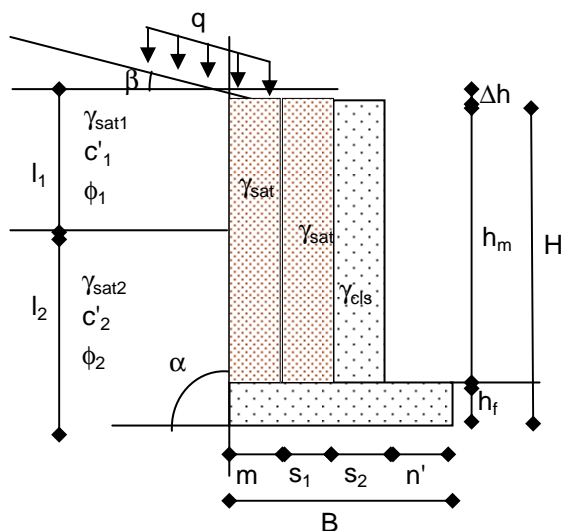
Milano, luglio 2014

Il progettista

Dott. Ing. Fulvio Bernabei

Allegato

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	2.30	0.50
$\gamma_d =$	19	19
$\gamma_{sat} =$	22	22
$c' =$	0	0
$\phi =$	30	30
$\phi' =$	24.79	24.79
$\alpha =$	90	90
$\beta =$	0	0
$\delta =$	17	17
$K_a =$	0.299	0.299
$K_p =$	3.00	3.00
$K''_a =$	0.363	0.363
$K''_p =$	2.44	2.44

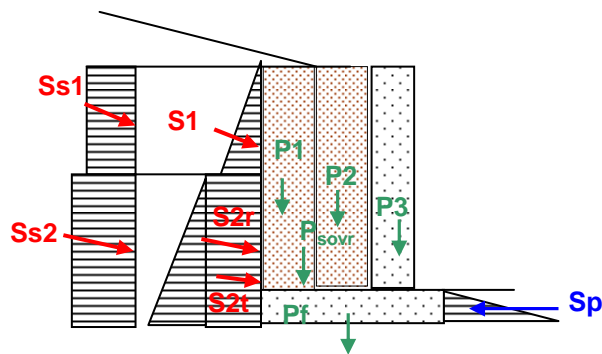
Parametri sismici

$ag =$	0.072		
$F_0 =$	2.863		
$Tc^* =$	0.29		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0233	0.0117

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	2.80	m
$h_F =$	0.50	m
$m =$	0.35	m
$s_1 =$	0.35	m
$s_2 =$	0.45	m
$n' =$	0.55	m
$n = n' + s_2 =$	1.00	m
$B =$	1.70	m
$h_M =$	2.30	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	2.30	m
$L =$	1.00	m
$q =$	10.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p =$	0%	
$K_0 =$	0.44	

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_F * L = 21.25 \quad kN \\
 P_1 &= \gamma_{sat} * m * h_M * L = 17.71 \quad kN \\
 P_2 &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 17.71 \quad kN \\
 P_3 &= \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 37.26 \quad kN \\
 \hline
 P_{muro} &= P_f + P_1 + P_2 + P_3 = 93.93 \quad kN
 \end{aligned}$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 7.00 \quad kN$$

Componenti spinta attiva del terreno

Calcolo spinta per M2

$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 =$	17.42	kN	21.13	kN
$S_{1x} = S_1 * \cos \delta =$	16.66	kN	20.21	kN
$S_{1y} = S_1 * \sin \delta =$	5.09	kN	6.18	kN
$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 =$	0.82	kN	1.00	kN
$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta =$	0.79	kN	0.96	kN
$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta =$	0.24	kN	0.29	kN
$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L =$	7.58	kN	9.19	kN
$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta =$	7.24	kN	8.79	kN
$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta =$	2.21	kN	2.69	kN
$S_x = S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} =$	24.70	kN	29.95	kN
$S_y = S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} =$	7.55	kN	9.16	kN

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L =$	6.89	kN	8.35	kN
$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta =$	6.59	kN	7.99	kN
$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta =$	2.01	kN	2.44	kN
$Ss_2 = (q + p) * k_{a2} * l_2 * L =$	1.50	kN	1.82	kN
$Ss_{2x} = Ss_2 * \cos \delta =$	1.43	kN	1.74	kN
$Ss_{2y} = Ss_2 * \sin \delta =$	0.44	kN	0.53	kN
$Ss_x = Ss_{1x} + Ss_{2x} =$	8.02	kN	9.72	kN
$Ss_y = Ss_{1y} + Ss_{2y} =$	2.45	kN	2.97	kN

Spinta passiva del terreno

$$S_p = \gamma_{sat2} * k_{p2} * (f * h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \quad kN$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	18.06	kNm
$M_1 = P_1 * b_1 =$	27.01	kNm
$M_2 = P_2 * b_2 =$	20.81	kNm
$M_3 = P_3 * b_3 =$	28.88	kNm
$M_{muro} = M_f + M_1 + M_2 + M_3 =$	94.76	kNm

Momenti dati dai sovraccarichi

$b_{sovr} = B - (m + S_1)/2$	1.35	m
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	9.45	kNm

Momenti dati dalla spinta attiva del terrenoCalcolo spinta per M2

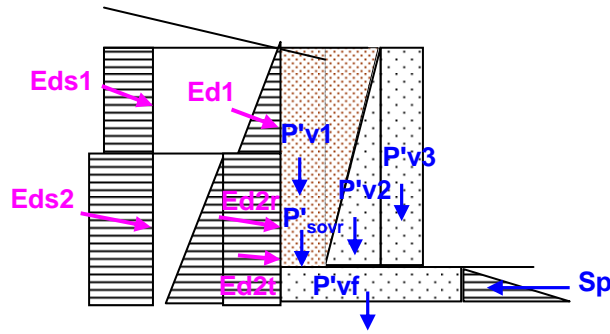
$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	21.11	kNm	25.60	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	8.66	kNm	10.50	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	0.13	kNm	0.16	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	0.41	kNm	0.50	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	1.81	kNm	2.20	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	3.77	kNm	4.57	kNm
$M_{Sx} = M_{S1x} + M_{S2tx} + M_{S2rx} =$	23.05	kNm	27.95	kNm
$M_{Sy} = M_{S1y} + M_{S2ty} + M_{S2ry} =$	12.84	kNm	15.57	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico

$M_{Ss1x} = S_{s1x} * b_{Ss1x} =$	10.87	kNm	13.18	kNm
$M_{Ss1y} = S_{s1y} * b_{Ss1y} =$	3.42	kNm	4.15	kNm
$M_{Ss2x} = S_{s2x} * b_{Ss2x} =$	0.36	kNm	0.43	kNm
$M_{Ss2y} = S_{s2y} * b_{Ss2y} =$	0.74	kNm	0.90	kNm
$M_{Ssx} = M_{Ss1x} + M_{Ss2x} =$	11.23	kNm	13.61	kNm
$M_{Ssy} = M_{Ss1y} + M_{Ss2y} =$	4.17	kNm	5.05	kNm

Momenti della spinta passiva del terreno

$M_p = S_p * b_p =$	0.00	kNm	0.00	kNm
---------------------	------	-----	------	-----



Forze inerziali verticali sulla struttura

$P'_{vf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_v =$	0.25	kN
$P'_{v1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_v =$	0.21	kN
$P'_{v2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_v =$	0.21	kN
$P'_{v3} = \gamma_{cls} * s_2 * h_M * L * k_v =$	0.43	kN
$P'_{vmuro} = P'_{vf} + P'_{v1} + P'_{v2} + P'_{v3} =$	1.10	kN

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$P'_{hf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_h =$	0.50	kN
$P'_{h1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h =$	0.41	kN
$P'_{h2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h =$	0.41	kN
$P'_{h3} = \gamma_{cls} * s_2 * h_M * L * k_h =$	0.87	kN
$P'_{hmuro} = P'_{hf} + P'_{h1} + P'_{h2} + P'_{h3} =$	2.19	kN

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr} = (q) * (m + S_1) * L * k_v = 0.08 \quad kN$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$E_{d1x} = S_{1x} * k_h =$	0.39	kN	0.47	kN
$E_{d2tx} = S_{2tx} * k_h =$	0.02	kN	0.02	kN
$E_{d2rx} = S_{2rx} * k_h =$	0.17	kN	0.20	kN
$E_{dx} = E_{d1x} + E_{d2tx} + E_{d2rx} =$	0.58	kN	0.70	kN
$E_{d1y} = S_{1y} * k_v =$	0.06	kN	0.07	kN
$E_{d2ty} = S_{2ty} * k_v =$	0.00	kN	0.00	kN
$E_{d2ry} = S_{2ry} * k_v =$	0.03	kN	0.03	kN
$E_{dy} = E_{d1y} + E_{d2ty} + E_{d2ry} =$	0.09	kN	0.11	kN

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$E_{ds1x} = Ss_{1x} * k_h =$	0.15	kN	0.19	kN
$E_{ds2x} = Ss_{2x} * k_h =$	0.03	kN	0.04	kN
$E_{dsx} = E_{ds1x} + E_{ds2x} =$	0.19	kN	0.23	kN
$E_{ds1y} = Ss_{1y} * k_v =$	0.02	kN	0.03	kN
$E_{ds2y} = Ss_{2y} * k_v =$	0.01	kN	0.01	kN
$E_{dsy} = E_{ds1y} + E_{ds2y} =$	0.03	kN	0.03	kN

Momenti dati dalle forze inerziali verticali sull'opera

$M'_{vf} = P'_{vf} * b_f =$	0.21	kNm
$M'_{v1} = P'_{v1} * b_1 =$	0.32	kNm
$M'_{v2} = P'_{v2} * b_2 =$	0.24	kNm
$M'_{v3} = P'_{v3} * b_3 =$	0.34	kNm
$M'_v = M'_{vf} + M'_{v1} + M'_{v2} + M'_{v3} =$	1.11	kNm

Momento della forza inerziale orizzontale dell'opera

$M'_{hf} = P'_{hf} * b_{hf} =$	0.12	kNm
$M'_{h1} = P'_{h1} * b_{h1} =$	0.68	kNm
$M'_{h2} = P'_{h2} * b_{h2} =$	0.68	kNm
$M'_{h3} = P'_{h3} * b_{h3} =$	1.43	kNm
$M'_h = M'_{hf} + M'_{h1} + M'_{h2} + M'_{h3} =$	2.92	kNm

Momento della forza inerziale verticale sul sovraccarico

$$M'_{sovr} = P'_{sovr} * b_{sovr} = 0.11 \quad \text{kNm}$$

Momenti della spinta attiva del terreno (componente sismica)

$M_{Ed1x} = E_{d1x} * b_{Ed1x} =$	0.49	kNm	0.60	kNm
$M_{Ed1y} = E_{d1y} * b_{Ed1y} =$	0.10	kNm	0.12	kNm
$M_{Ed2tx} = E_{d2tx} * b_{Ed2tx} =$	0.00	kNm	0.00	kNm
$M_{Ed2ty} = E_{d2ty} * b_{Ed2ty} =$	0.00	kNm	0.01	kNm
$M_{Ed2rx} = E_{d2rx} * b_{Ed2rx} =$	0.04	kNm	0.05	kNm
$M_{Ed2ry} = E_{d2ry} * b_{Ed2ry} =$	0.04	kNm	0.05	kNm
$M_{Edx} =$	0.54	kNm	0.65	kNm
$M_{Edy} =$	0.15	kNm	0.18	kNm
$M_{Ed} =$	0.69	kNm	0.83	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico (componente sismica)

$M_{Eds1x} = E_{ds1x} * b_{Eds1x} =$	0.25	kNm	0.31	kNm
$M_{Eds1y} = E_{ds1y} * b_{Eds1y} =$	0.04	kNm	0.05	kNm
$M_{Eds2x} = E_{ds2x} * b_{Eds2x} =$	0.01	kNm	0.01	kNm
$M_{Eds2y} = E_{ds2y} * b_{Eds2y} =$	0.01	kNm	0.01	kNm
$M_{Edsx} =$	0.26	kNm	0.32	kNm
$M_{Edsy} =$	0.05	kNm	0.06	kNm
$M_{Eds} =$	0.31	kNm	0.38	kNm

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE**VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2****- Ribaltamento****EQU**permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$ **0.90**permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.10**variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0.00**variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1.50****M2****Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka**

$$\varphi'_1 = \arctg(\tg\varphi_1/1.25) = 24.79$$

$$\Sigma M_{\text{res}} = \gamma_{G1} M_{\text{muro}} + \gamma_{Q1} M_{\text{sovr}} + \gamma_{G2} M_{\text{Sy}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssy}} + \gamma_{G1} M_{\text{Sp}} = 102.40 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{rib}} = \gamma_{G2} M_{\text{Sx}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssx}} = 30.75 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{res}} / \Sigma M_{\text{rib}} = \mathbf{3.33} > 1.00$$

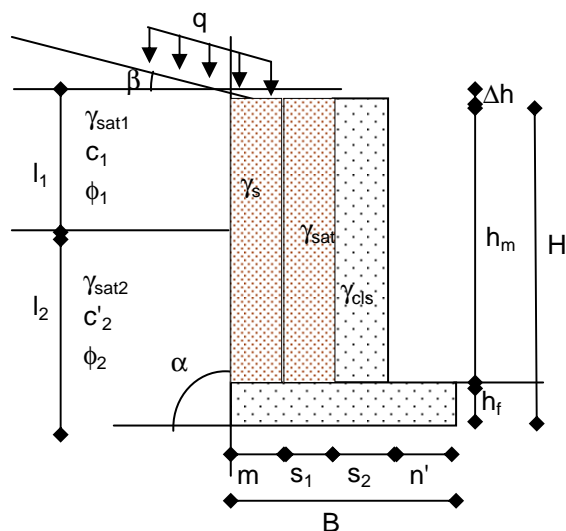
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3			
- Scorrimento			
GEO A1			
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.30	
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00	
variabili sfavorevoli γ_{Q2}	=	1.50	
M1			
I coefficienti γ_M sono	=	1	
R3			
Il coefficiente γ_R é	=	1.1	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{s_y} = 117.92 \text{ kN}$			
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{s_x} - \gamma_{G1} S_p = 44.13 \text{ kN}$			
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = 1.54 > 1.10$			

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE									
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3									
- Capacità portante terreno di fondazione									
GEO A1									
permanententi favorevoli γ_{G1} =		1.00							
permanententi sfavorevoli γ_{G2} =		1.30							
variabili favorevoli γ_{Q1} =		0.00							
variabili sfavorevoli γ_{Q2} =		1.50							
M1									
I coefficienti γ_M sono =		1							
R3									
Il coefficiente γ_R é =		1.4							
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)									
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		521		kN/m ²					
con:									
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		11		kN/m ²		$d =$		0.50 m	
$\gamma_{sat\ 2} =$		22.00		kN/m ³		$B =$		1.70 m	
per $\phi' =$		30°				$L =$		1.00 m	
$c' =$		0.00		kN/m ²					
$N_c = 30.14$		$N_q = 18.40$		$N_\gamma = 15.67$					
$s_c = 1.00$		$s_q = 1.00$		$s_\gamma = 1.00$					
$d_c = 1.10$		$d_q = 1.05$		$d_\gamma = 1.05$					
Calcolo pressione sul terreno									
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} =$		160.29		kNm					
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q2} M_{Ssx} =$		46.80		kNm					
$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{Sy} =$		146.10		kN					
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		0.78		m					
$e = (B / 2) - u =$		0.07		m		<		$B/6 = 0.28$ m	
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$		0.79		terreni incoerenti					
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		0.91		terreni coesivi					
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		476		kN/m ²					
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		108.14		kN/m ²		$e < B/6$			
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		63.74		kN/m ³					
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$		125.39		kN/m ²		$e > B/6$			
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		4.40		>		1.40			

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE				
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO CON SISMA - RIBALTAMENTO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE:				
COEFFICIENTI COMBINAZIONE QUASI PERMANENTI				
Categoria F (rimesse e parcheggi) Ψ =		0.60		
- Ribaltamento				
M2				
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka		ϕ'1 = arctg (tgϕ1/1.25)= 24.79		
ΣMres = Mmuro + Msovr Ψ + MSy + MSsy Ψ + MSp =		119.02	kNm	
ΣMrib = MSx + MSsx Ψ + M'v + M'h + ME _d + (ME _{ds} +M'sovr) Ψ =		41.27	kNm	
ΣMres / ΣMrib =		2.88	>	1.00
- Scorrimento				
M1				
I coefficienti γM sono =		1		
R3				
Il coefficiente γR é =		1.1		
ΣRy = Pmuro + Psovr Ψ + Sy + Ssy Ψ - P'v muro - E _{dy} - (E _{dsy} +P'sovr) Ψ =		105.90	kN	
ΣRx = Sx + Ssx Ψ - Sp + Ph muro + E _{dx} + E _{dsx} Ψ =		32.39	kN	
(ΣRy * tan ϕ) / ΣRx =		1.89	>	1.10
- Capacità portante terreno di fondazione				
M1				
I coefficienti γM sono =		1		
R3				
Il coefficiente γR é =		1.4		
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)				
qult = c' * Nc * sc * dc + q' * Nq * sq * dq + 0,5 * γ * B * Nγ * sγ * dγ =		521	kN/m ²	
con:				
q' = γsat 2 * d =		11	kN/m ²	d = 0.50 m
γsat 2 =		22.00	kN/m ³	B = 1.70 m
per ϕ' =		30°		L = 1.00 m
c' =		0.00	kN/m ²	
Nc = 30.14		Nq = 18.40	Nγ = 15.67	
sc = 1.00		sq = 1.00	sγ = 1.00	
dc = 1.10		dq = 1.05	dγ = 1.05	
Calcolo pressione sul terreno				
ΣMres = Mmuro + Msovr Ψ + MSy + MSsy Ψ + MSp - M'v + ME _{dy} - (ME _{dsy} +M'sovr) Ψ =		114.41	kNm	
ΣMrib = MSx + MSsx Ψ + M'h + ME _{dx} + ME _{dsx} Ψ =		33.40	kNm	
ΣRy = Pmuro + Psovr Ψ + Sy + Ssy Ψ - P'v muro - E _{dy} - (E _{dsy} +P'sovr) Ψ =		105.90	kN	
u = (ΣMres - ΣMrib) / ΣRy =		0.76	m	
e = (B / 2) - u =		0.09	m	< B/6 = 0.28 m
Re = 1 - (e / B) ^ 0.5 =		0.78	terreni incoerenti	
Re = 1 - 2(e / B) =		0.90	terreni coesivi	
qult ' = qult * Re =		469	kN/m ²	
σT,I = ΣRv / (B * L) + ΣRv * 6 * e / (B ² * L) =		80.99	kN/m ²	e<B/6
σT,II = ΣRv / (B * L) - ΣRv * 6 * e / (B ² * L) =		43.60	kN/m ³	
σmax= ΣRv*2 / (3 * u * L) =		92.29	kN/m ²	e>B/6
q'ult / σT,max =		5.79	>	1.40

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	2.30	0.50
$\gamma_d =$	19	19
$\gamma_{sat} =$	22	22
$c' =$	0	0
$\phi =$	30	30
$\phi' =$	24.79	24.79
$\alpha =$	90	90
$\beta =$	0	0
$\delta =$	17	17
$K_a =$	0.299	0.299
$K_p =$	3.00	3.00
$K''_a =$	0.363	0.363
$K''_p =$	2.44	2.44

Parametri sismici

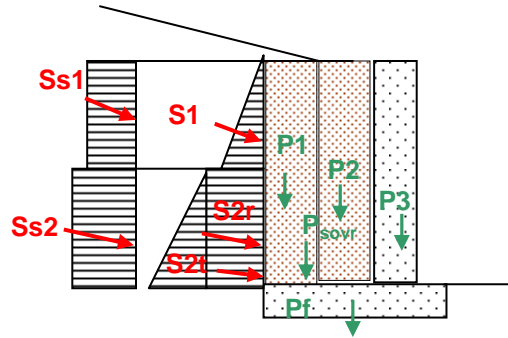
$ag =$	0.072		
$F_0 =$	2.863		
$Tc^* =$	0.29		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0233	0.0117

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	2.80	m
$h_F =$	0.50	m
$m =$	0.35	m
$s_1 =$	0.35	m
$s_2 =$	0.45	m
$n' =$	0.55	m
$n = n' + s_2 =$	1.00	m
$B =$	1.70	m
$h_M =$	2.30	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	2.30	m
$L =$	1.00	m
$q =$	10.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%	

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 37.26 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{P3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 17.42 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 16.66 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 5.09 \quad kN$$

$$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * (l_2 - h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 0.77$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2tx} = (l_2 - h_f)/3 = 0.00$$

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2rx} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.23$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$S_{s1} = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 6.89 \quad kN$$

$$S_{s1x} = S_{s1} * \cos \delta = 6.59 \quad kN$$

$$S_{s1y} = S_{s1} * \sin \delta = 2.01 \quad kN$$

$$S_{s2} = (q + p) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s2x} = S_{s2} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s2y} = S_{s2} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{Ss2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.23$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 8.75 \quad kN \quad b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 17.71 \quad kN \quad b_{P1} = m/2 + s_1 = 0.53$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 17.71 \quad kN \quad b_{P2} = s_1/2 = 0.18$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 28.00 \quad kN \quad b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

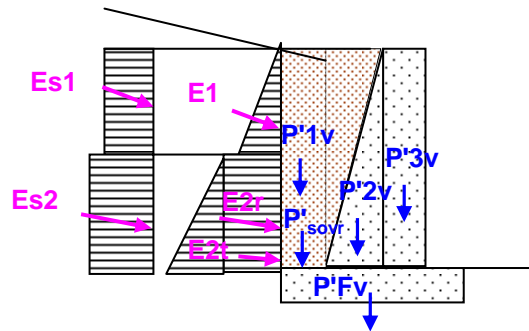
AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 6.88 \quad kN \quad b_{Pf} = n'/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{3v} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = 0.43 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{P'3v} = 0.00$$

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$P'_{3h} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = 0.87 \quad kN$$

$$b_{P'3h} = h_m/2 = 1.15$$

Forze inerziali orizzontali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1h} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = 0.41 \quad kN$$

$$b_{P'1h} = h_m/2 = 1.15$$

$$P'_{2h} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = 0.41 \quad kN$$

$$b_{P'2h} = h_m/2 = 1.15$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$E_{1x} = S_{1x} * k_h = 0.39 \quad kN$$

$$b_{E1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 0.77$$

$$E_{2tx} = S_{2tx} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E2tx} = (l_2 - h_f)/3 = 0.00$$

$$E_{2rx} = S_{2rx} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E2rx} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{1y} = S_{1y} * k_v = 0.06 \quad kN$$

$$b_{E1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{2ty} = S_{2ty} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E2ty} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{2ry} = S_{2ry} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E2ry} = s_2/2 = 0.23$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$E_{S1x} = S_{S1x} * k_h = 0.15 \quad kN$$

$$b_{ES1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

$$E_{S2x} = S_{S2x} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{ES2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{S1y} = S_{S1y} * k_v = 0.02 \quad kN$$

$$b_{ES1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{S2y} = S_{S2y} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{ES2y} = s_2/2 = 0.23$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.10 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 0.35$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 0.21 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 0.53$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 0.21 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.18$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.33 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 0.35$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.08 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 IN ASSENZA DI SISMA - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1.00**

permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0.00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1.50**

SEZIONE DI BASE DEL MURO

$S_{1x} \cdot \gamma_{G2}$	21.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	16.61	kNm
$S_{2tx} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm
$S_{2rx} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm
$S_{s1x} \cdot \gamma_{Q2}$	9.88	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	11.36	kNm
$S_{s2x} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
$S_{1y} \cdot \gamma_{G2}$	6.62	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.49	kNm
$S_{2ty} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
$S_{2ry} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} \cdot \gamma_{Q2}$	3.02	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.68	kNm
$S_{s2y} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
$P_3 \cdot \gamma_{G2}$	48.44	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
			F_O	-31.54	kN			
			F_V	58.08	kN			
			M	-25.80	kNm			

$$M + M_{Sx} - M_{Sy} = 0$$

$$F_O + S_x = 0$$

$$F_V - P - S_y = 0$$

$$M = - M_{Sx} + M_{Sy}$$

$$F_O = - S_x$$

$$F_V = P + S_y$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 =$ **0.60**

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO									
S_{1x}	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm	
S_{2tx}	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm	
S_{2rx}	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm	
$S_{s1x} * \psi_2$	3.95	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	4.54	kNm	
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm	
E_{1x}	0.39	kN	b_{E1x}	0.77	m	M_{E1x}	0.30	kNm	
E_{2tx}	0.00	kN	b_{E2tx}	0.00	m	M_{E2tx}	0.00	kNm	
E_{2rx}	0.00	kN	b_{E2rx}	0.00	m	M_{E2rx}	0.00	kNm	
$E_{s1x} * \psi_2$	0.09	kN	b_{Es1x}	1.15	m	M_{Es1x}	0.11	kNm	
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm	
P'_{3h}	0.87	kN	$b_{P'3h}$	1.15	m	$M_{P'3h}$	1.00	kNm	
P'_{1h}	0.41	kN	$b_{P'1h}$	1.15	m	$M_{P'1h}$	0.48	kNm	
P'_{2h}	0.41	kN	$b_{P'2h}$	1.15	m	$M_{P'2h}$	0.48	kNm	
S_{1y}	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm	
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm	
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm	
$S_{s1y} * \psi_2$	1.21	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.27	kNm	
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm	
P_3	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm	
E_{1y}	0.06	kN	b_{E1y}	0.23	m	M_{E1y}	0.01	kNm	
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.23	m	M_{E2ty}	0.00	kNm	
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.23	m	M_{E2ry}	0.00	kNm	
$E_{s1y} * \psi_2$	0.01	kN	b_{Es1y}	0.23	m	M_{Es1y}	0.00	kNm	
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.23	m	M_{Es2y}	0.00	kNm	
P'_{3v}	0.43	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm	
			F_O	-22.79	kN				
			F_V	44.07	kN				
			M	-18.24	kNm				

$$M + M_{Sx} + M_{Ex} + M_{P'h} - M_{Sy} - M_{Ey} = 0$$

$$F_O + S_x + E_x + P'_h = 0$$

$$F_V - P - S_y - E_y - P'_v = 0$$

$$M = -M_{Sx} - M_{Ex} - M_{P'h} + M_{Sy} + M_{Ey}$$

$$F_O = -S_x - E_x - P'_h$$

$$F_V = +P + S_y + E_y + P'_v$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO								
S_{1x}	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm
S_{2tx}	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm
S_{2rx}	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm
$S_{s1x} * \psi_2$	3.95	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	4.54	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	0.39	kN	b_{E1x}	0.77	m	M_{E1x}	0.30	kNm
E_{2tx}	0.00	kN	b_{E2tx}	0.00	m	M_{E2tx}	0.00	kNm
E_{2rx}	0.00	kN	b_{E2rx}	0.00	m	M_{E2rx}	0.00	kNm
$E_{s1x} * \psi_2$	0.09	kN	b_{Es1x}	1.15	m	M_{Es1x}	0.11	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	0.87	kN	$b_{P'3h}$	1.15	m	$M_{P'3h}$	1.00	kNm
P'_{1h}	0.41	kN	$b_{P'1h}$	1.15	m	$M_{P'1h}$	0.48	kNm
P'_{2h}	0.41	kN	$b_{P'2h}$	1.15	m	$M_{P'2h}$	0.48	kNm
S_{1y}	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	1.21	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.27	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.06	kN	b_{E1y}	0.23	m	M_{E1y}	0.01	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.23	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.23	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.01	kN	b_{Es1y}	0.23	m	M_{Es1y}	0.00	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.23	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	0.43	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-22.79	kN			
			F_V	43.05	kN			
			M	-18.27	kNm			

$$M + M_{Sx} + M_{Ex} + M_{P'h} - M_{Sy} + M_{Ey} = 0$$

$$F_O + S_x + E_x + P'_h = 0$$

$$F_V - P - S_y + E_y + P'_v = 0$$

$$M = -M_{Sx} - M_{Ex} - M_{P'h} + M_{Sy} - M_{Ey}$$

$$F_O = -S_x - E_x - P'_h$$

$$F_V = +P + S_y - E_y - P'_v$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 IN ASSENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

A1

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1.00**

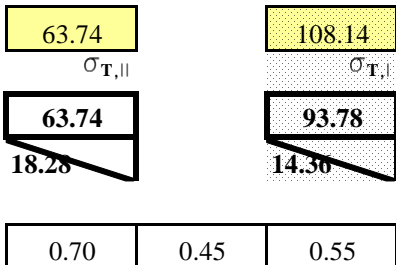
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0.00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1.50**

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$P_f^* \gamma_{G2}$	11.38	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.98	kNm
$P_1^* \gamma_{G2}$	23.02	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	12.09	kNm
$P_2^* \gamma_{G2}$	23.02	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	4.03	kNm
$P_{sovr}^* \gamma_{Q2}$	42.00	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	14.70	kNm
$V_{II\text{ rett}}$	44.62	kN	$b_{VII\text{ rett}}$	0.35	m	$M_{VII\text{ rett}}$	15.62	kNm
$V_{II\text{ triang}}$	6.40	kN	$b_{VII\text{ triang}}$	0.23	m	$M_{VII\text{ triang}}$	1.49	kNm
			F_V	48.40	kN			
			M	17.69	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

$$M - M_P + M_V = 0$$

$$F_V - P + V = 0$$

$$M = + M_P - M_V$$

$$F_V = + P - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON
A1+M1+R1 IN ASSENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

A1

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$ **1.00**

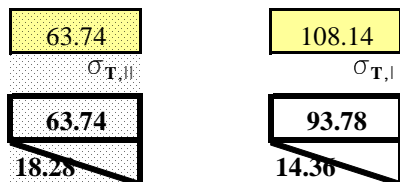
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0.00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1.50**

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$P_f^* \gamma_{G2}$	8.94	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	2.46	kNm
$V_{I\text{ rett}}$	51.58	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0.28	m	$M_{VI\text{ rett}}$	14.18	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	3.95	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0.37	m	$M_{VI\text{ triang}}$	1.45	kNm
			F_V	-46.59	kN			
			M	13.17	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M + M_p - M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = - M_p + M_v$$

$$F_v = + P - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

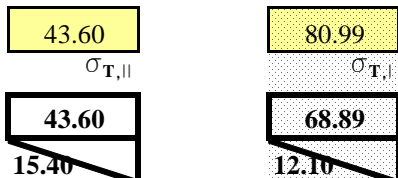
CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 = 0.60$

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	8.75	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.06	kNm
P_1	17.71	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	9.30	kNm
P_2	17.71	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	3.10	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	16.80	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	5.88	kNm
P'_{fv}	0.10	kN	$b_{P'fv}$	0.35	m	$M_{P'fv}$	0.04	kNm
P'_{1v}	0.21	kN	$b_{P'1v}$	0.53	m	$M_{P'1v}$	0.11	kNm
P'_{2v}	0.21	kN	$b_{P'2v}$	0.18	m	$M_{P'2v}$	0.04	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.20	kN	$b_{P'sovr v}$	0.35	m	$M_{P'sovr v}$	0.07	kNm
$V_{II rett}$	30.52	kN	$b_{VII rett}$	0.35	m	$M_{VII rett}$	10.68	kNm
$V_{II triang}$	5.39	kN	$b_{VII triang}$	0.23	m	$M_{VII triang}$	1.26	kNm
			F_v	25.77	kN			
			M	9.65	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in presenza di sisma (SLV)

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M - M_p - M_p' + M_v = 0$$

$$F_v - P - P' + V = 0$$

$$M = + M_p + M_p' - M_v$$

$$F_v = + P + P' - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO

P_f	8.75	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.06	kNm
P_1	17.71	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	9.30	kNm
P_2	17.71	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	3.10	kNm
$P_{sovr} * \sqrt{2}$	16.80	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	5.88	kNm
P'_{fv}	0.10	kN	$b_{P'fv}$	0.35	m	$M_{P'fv}$	0.04	kNm
P'_{1v}	0.21	kN	$b_{P'1v}$	0.53	m	$M_{P'1v}$	0.11	kNm
P'_{2v}	0.21	kN	$b_{P'2v}$	0.18	m	$M_{P'2v}$	0.04	kNm
$P'_{sovr v} * \sqrt{2}$	0.20	kN	$b_{P'sovr v}$	0.35	m	$M_{P'sovr v}$	0.07	kNm
$V_{II rett}$	30.52	kN	$b_{VII rett}$	0.35	m	$M_{VII rett}$	10.68	kNm
$V_{II triang}$	5.39	kN	$b_{VII triang}$	0.23	m	$M_{VII triang}$	1.26	kNm
			F_V	24.35	kN			
			M	9.15	kNm			

$$M - M_p + M_{p'} + M_v = 0$$

$$M = + M_p - M_{p'} - M_v$$

$$F_v - P + P' + V = 0$$

$$F_v = + P - P' - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

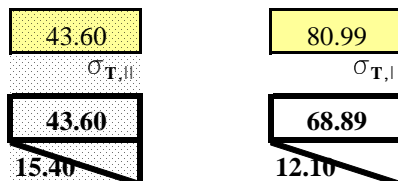
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 =$ **0.60**

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	6.88	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	1.89	kNm
P'_{fv}	0.08	kN	$b_{P'fv}$	0.28	m	$M_{P'fv}$	0.02	kNm
$V_{I\text{rett}}$	44.54	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.28	m	$M_{VI\text{rett}}$	12.25	kNm
$V_{I\text{triang}}$	3.33	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.37	m	$M_{VI\text{triang}}$	1.22	kNm
			F_V	-40.92	kN			
			M	11.56	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in presenza di sisma (SLV)

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M + M_p + M_{p'} - M_v = 0$$

$$F_v - P - P' + V = 0$$

$$M = -M_p - M_{p'} + M_v$$

$$F_v = +P + P' - V$$

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO

P_f	6.88	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	1.89	kNm
P'_{fv}	0.08	kN	$b_{P'fv}$	0.28	m	$M_{P'fv}$	0.02	kNm
$V_{I\text{rett}}$	44.54	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.28	m	$M_{VI\text{rett}}$	12.25	kNm
$V_{I\text{triang}}$	3.33	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.37	m	$M_{VI\text{triang}}$	1.22	kNm
			F_V	-41.08	kN			
			M	11.60	kNm			

$$M + M_p - M_{p'} - M_v = 0$$

$$F_v - P + P' + V = 0$$

$$M = -M_p + M_{p'} + M_v$$

$$F_v = +P - P' - V$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 165 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2 = 371 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2 = 28.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 19.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 13.23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 32\,588 \text{ N/mm}^2 = 325\,881 \text{ daN/cm}^2$$

- Acciaio B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 3\,913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$E_S = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$$\epsilon_{c,2} = 0.002$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 0.00186$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 31.54 \text{ kN}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b_w = b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 155.18 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 32.923333 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_C = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd} = 155.18 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{Rd} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = 31.54 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 25.80 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 58.08 \text{ kNm}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 20656 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.42 \text{ cm}$$

$$x = 3.42 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1249 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 150.49 \text{ kNm} > M_{Ed} = 25.80 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²	
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²	
$\alpha_{cc} =$	0.85		<i>coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata</i>
$\gamma_C =$	1.5		<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	= 371 daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	= 28.3 daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²	
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²	
$\gamma_C =$	1.5		<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	= 325 881 daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²	
$\gamma_S =$	1.15		<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio</i>
$E_S =$	2 100 000	daN/cm ²	

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50$ kN/mm²

$\beta_1 =$	0.80952	$\beta_2 =$	0.41597
-------------	---------	-------------	---------

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$\epsilon_{c,2} =$	0.002	$\epsilon_{cu} =$	0.0035	$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675		

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 22.79 \text{ kN}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b_w = b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 140.16 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.67 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10 \quad \text{fattore di sovrarresistenza}$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 0.17 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Sd} = 43.05 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{sd} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{gr} = 140.16 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 183.23 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.406$$

$$V_{gr} = 183.23 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 22.79 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 18.27 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 43.05 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

fattore di sovrarresistenza

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 22159 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.37 \text{ cm}$$

$$x = 3.37 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1366 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{gr} = M_{Rd} / \gamma_{Rd} = [A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x)] / \gamma_{Rd} =$$

$$M_{gr} = 133.88 \text{ kNm} > M_{Ed} = 18.27 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 165 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2 = 371 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2 = 28.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 19.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 13.23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 32\,588 \text{ N/mm}^2 = 325\,881 \text{ daN/cm}^2$$

- Acciaio B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 3\,913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$E_S = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$$\epsilon_{c,2} = 0.002$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 0.00186$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 48.40 \text{ kN}$$

$$A_{S,comp} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b_w = b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 155.18 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 32.923333 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd} = 155.18 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{Rd} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = 48.40 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 17.69 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd} \quad \text{L'armatura compressa è in campo elastico}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 26465 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.25 \text{ cm}$$

$$x = 3.25 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1706 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 138.01 \text{ kNm} > M_{Ed} = 17.69 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 165 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2 = 371 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2 = 28.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 19.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 13.23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 32\,588 \text{ N/mm}^2 = 325\,881 \text{ daN/cm}^2$$

- Acciaio B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 3\,913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$E_S = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$$\epsilon_{c,2} = 0.002$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 0.00186$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 46.59 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b_w = b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 155.18 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0,2 f_{cd} = 32.923333 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd} = 155.18 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{Rd} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = 46.59 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU - IN ASSENZA DI SISMA

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$$M_{Ed} = 13.17 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 26465 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.25 \text{ cm}$$

$$x = 3.25 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1706 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 138.01 \text{ kNm} > M_{Ed} = 13.17 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²		
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²		
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²		
$\alpha_{cc} =$	0.85			coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
$\gamma_C =$	1.5			coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	=	371 daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	=	28.3 daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²		
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²		
$\gamma_C =$	1.5			coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	=	325 881 daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²		
$\gamma_S =$	1.15			coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_S =$	2 100 000	daN/cm ²		

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50$ kN/mm²

$\beta_1 =$	0.80952	$\beta_2 =$	0.41597
-------------	---------	-------------	---------

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$\epsilon_{c,2} =$	0.002	$\epsilon_{cu} =$	0.0035	$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675		

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	25.77	kN		
$A_{S, compr} =$	5Ø14 =	7.70	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	5Ø14 =	7.70	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 141.08 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10 \text{ fattore di sovrarresistenza}$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 0.17 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Sd} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{sd} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{gr} = 141.08 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{gr} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 25.77 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 9.65 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

fattore di sovrarresistenza

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 26465 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.25 \text{ cm}$$

$$x = 3.25 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1706 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{gr} = M_{Rd} / \gamma_{Rd} = [A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x)] / \gamma_{Rd}$$

$$M_{gr} = 125.46 \text{ kNm} > M_{Ed} = 9.65 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 165 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2 = 371 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2 = 28.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 19.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 13.23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 32\,588 \text{ N/mm}^2 = 325\,881 \text{ daN/cm}^2$$

- Acciaio B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 3\,913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$E_S = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$$\epsilon_{c,2} = 0.002$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 0.00186$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	41.08	kN		
$A_{S, compr} =$	5Ø14 =	7.70	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	5Ø14 =	7.70	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 141.08 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10 \text{ fattore di sovrarresistenza}$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 0.17 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Sd} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{sd} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{gr} = 141.08 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{gr} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 41.08 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - SLU - IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 11.60 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

fattore di sovrarresistenza

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 26465 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.25 \text{ cm}$$

$$x = 3.25 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

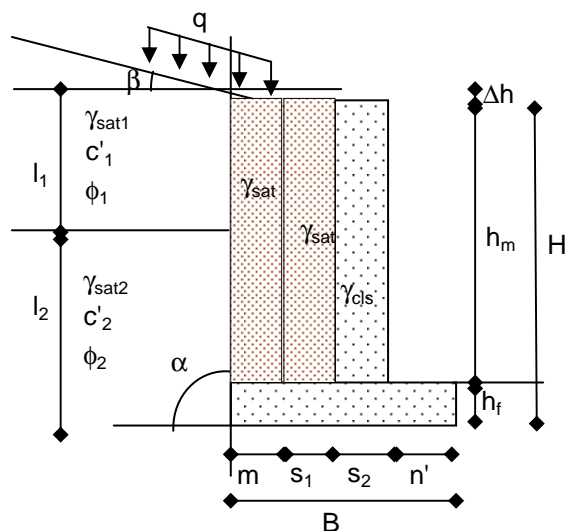
$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1706 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{gr} = M_{Rd} / \gamma_{Rd} = [A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x)] / \gamma_{Rd} =$$

$$M_{gr} = 125.46 \text{ kNm} > M_{Ed} = 11.60 \text{ kNm}$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	2.30	0.50
$\gamma_d =$	19	19
$\gamma_{sat} =$	22	22
$c' =$	0	0
$\phi =$	30	30
$\phi' =$	24.79	24.79
$\alpha =$	90	90
$\beta =$	0	0
$\delta =$	17	17
$K_a =$	0.299	0.299
$K_p =$	3.00	3.00
$K''_a =$	0.363	0.363
$K''_p =$	2.44	2.44

Parametri sismici

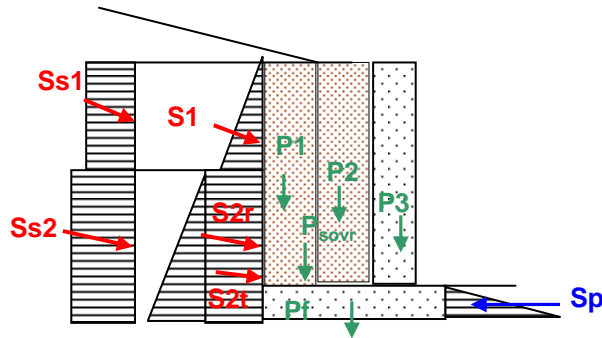
$ag =$	0.041		
$F_0 =$	2.687		
$Tc^* =$	0.233		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0133	0.0066

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	2.80	m
$h_F =$	0.50	m
$m =$	0.35	m
$s_1 =$	0.35	m
$s_2 =$	0.45	m
$n' =$	0.55	m
$n = n' + s_2 =$	1.00	m
$B =$	1.70	m
$h_M =$	2.30	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	2.30	m
$L =$	1.00	m
$q =$	10.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%	

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 37.26 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{p3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 17.42 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 16.66 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 5.09 \quad kN$$

$$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * (l_2 - h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 0.77$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2tx} = (l_2 - h_f)/3 = 0.00$$

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2rx} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.23$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 6.89 \quad kN$$

$$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta = 6.59 \quad kN$$

$$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta = 2.01 \quad kN$$

$$Ss_2 = (q + p) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$Ss_{2x} = Ss_2 * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$Ss_{2y} = Ss_2 * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{Ss2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.23$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 8.75 \quad kN \quad b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 17.71 \quad kN \quad b_{P1} = m/2 + s_1 = 0.53$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 17.71 \quad kN \quad b_{P2} = s_1/2 = 0.18$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 7.00 \quad kN \quad b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

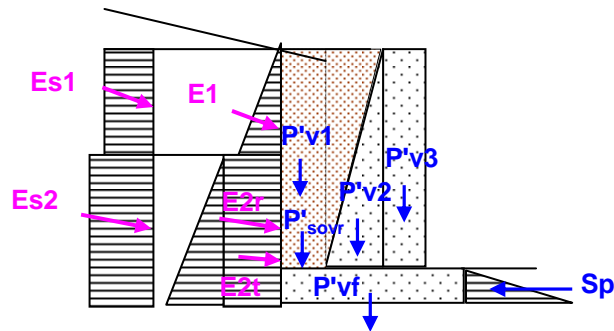
AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 6.88 \quad kN \quad b_{Pf} = n'/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{3v} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = 0.25 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{P'_{3v}} = 0.00$$

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$P'_{3h} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = 0.49 \quad kN$$

$$b_{P'_{3h}} = h_m/2 = 1.15$$

Forze inerziali orizzontali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1h} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = 0.24 \quad kN$$

$$b_{P'_{1h}} = h_m/2 = 1.15$$

$$P'_{2h} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = 0.24 \quad kN$$

$$b_{P'_{2h}} = h_m/2 = 1.15$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$E_{1x} = S_{1x} * k_h = 0.22 \quad kN$$

$$b_{E_{1x}} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 0.77$$

$$E_{2tx} = S_{2tx} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{2tx}} = (l_2 - h_f)/3 = 0.00$$

$$E_{2rx} = S_{2rx} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{2rx}} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{1y} = S_{1y} * k_v = 0.03 \quad kN$$

$$b_{E_{1y}} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{2ty} = S_{2ty} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{2ty}} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{2ry} = S_{2ry} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{2ry}} = s_2/2 = 0.23$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$E_{S1x} = Ss_{1x} * k_h = 0.09 \quad kN$$

$$b_{E_{S1x}} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

$$E_{S2x} = Ss_{2x} * k_h = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{S2x}} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{S1y} = Ss_{1y} * k_v = 0.01 \quad kN$$

$$b_{E_{S1y}} = s_2/2 = 0.23$$

$$E_{S2y} = Ss_{2y} * k_v = 0.00 \quad kN$$

$$b_{E_{S2y}} = s_2/2 = 0.23$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.06 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 0.35$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 0.12 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 0.53$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 0.12 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.18$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.05 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 0.35$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.05 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN ASSENZA DI SISMA - SEZIONE DI BASE DEL MURO - COMBINAZIONE FREQUENTE

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili frequenti $\psi_1 =$ **0.70**

SEZIONE DI BASE DEL MURO											
S_{1x}	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm			
S_{2tx}	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm			
S_{2rx}	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm			
$S_{s1x} * \psi_1$	4.61	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	5.30	kNm			
$S_{s2x} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm			
S_{1y}	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm			
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm			
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm			
$S_{s1y} * \psi_1$	1.41	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.32	kNm			
$S_{s2y} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm			
P_3	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm			
			F_O	-21.27	kN						
			F_V	43.76	kN						
			M	-16.61	kNm						

$$M + M_{Sx} - M_{Sy} = 0$$

$$F_O + S_x = 0$$

$$F_V - P - S_y = 0$$

$$M = - M_{Sx} + M_{Sy}$$

$$F_O = - S_x$$

$$F_V = P + S_y$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - SEZIONE DI BASE DEL MURO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 =$ **0.60**

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO								
S_{1x}	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm
S_{2tx}	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm
S_{2rx}	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm
$S_{s1x} * \psi_2$	3.95	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	4.54	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	0.22	kN	b_{E1x}	0.77	m	M_{E1x}	0.17	kNm
E_{2tx}	0.00	kN	b_{E2tx}	0.00	m	M_{E2tx}	0.00	kNm
E_{2rx}	0.00	kN	b_{E2rx}	0.00	m	M_{E2rx}	0.00	kNm
$E_{s1x} * \psi_2$	0.05	kN	b_{Es1x}	1.15	m	M_{Es1x}	0.06	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	0.49	kN	$b_{P'3h}$	1.15	m	$M_{P'3h}$	0.57	kNm
P'_{1h}	0.24	kN	$b_{P'1h}$	1.15	m	$M_{P'1h}$	0.27	kNm
P'_{2h}	0.24	kN	$b_{P'2h}$	1.15	m	$M_{P'2h}$	0.27	kNm
S_{1y}	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	1.21	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.27	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.03	kN	b_{E1y}	0.23	m	M_{E1y}	0.01	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.23	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.23	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.01	kN	b_{Es1y}	0.23	m	M_{Es1y}	0.00	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.23	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	0.25	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-21.85	kN			
			F_V	43.85	kN			
			M	-17.23	kNm			

$$M + M_{Sx} + M_{Ex} + M_{P'h} - M_{Sy} - M_{Ey} = 0$$

$$F_O + S_x + E_x + P'_h = 0$$

$$F_V - P - S_y - E_y - P'_v = 0$$

$$M = -M_{Sx} - M_{Ex} - M_{P'h} + M_{Sy} + M_{Ey}$$

$$F_O = -S_x - E_x - P'_h$$

$$F_V = +P + S_y + E_y + P'_v$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO								
S_{1x}	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm
S_{2tx}	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm
S_{2rx}	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm
$S_{s1x} * \psi_2$	3.95	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	4.54	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	0.22	kN	b_{E1x}	0.77	m	M_{E1x}	0.17	kNm
E_{2tx}	0.00	kN	b_{E2tx}	0.00	m	M_{E2tx}	0.00	kNm
E_{2rx}	0.00	kN	b_{E2rx}	0.00	m	M_{E2rx}	0.00	kNm
$E_{s1x} * \psi_2$	0.05	kN	b_{Es1x}	1.15	m	M_{Es1x}	0.06	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	0.49	kN	$b_{P'3h}$	1.15	m	$M_{P'3h}$	0.57	kNm
P'_{1h}	0.24	kN	$b_{P'1h}$	1.15	m	$M_{P'1h}$	0.27	kNm
P'_{2h}	0.24	kN	$b_{P'2h}$	1.15	m	$M_{P'2h}$	0.27	kNm
S_{1y}	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	1.21	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.27	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.03	kN	b_{E1y}	0.23	m	M_{E1y}	0.01	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.23	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.23	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.01	kN	b_{Es1y}	0.23	m	M_{Es1y}	0.00	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.23	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	0.25	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-21.85	kN			
			F_V	43.27	kN			
			M	-17.25	kNm			

$$M + M_{Sx} + M_{Ex} + M_{P'h} - M_{Sy} + M_{Ey} = 0$$

$$F_O + S_x + E_x + P'_h = 0$$

$$F_V - P - S_y + E_y + P'_v = 0$$

$$M = -M_{Sx} - M_{Ex} - M_{P'h} + M_{Sy} - M_{Ey}$$

$$F_O = -S_x - E_x - P'_h$$

$$F_V = +P + S_y - E_y - P'_v$$

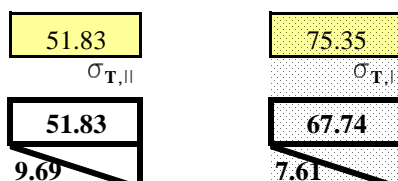
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN ASSENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - COMBINAZIONE FREQUENTE

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili frequenti $\psi_1 =$ **0.70**

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO								
P_f	8.75	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.06	kNm
P_1	17.71	kN	b_{p1}	0.53	m	M_{p1}	9.30	kNm
P_2	17.71	kN	b_{p2}	0.18	m	M_{p2}	3.10	kNm
$P_{sovr} * \psi_1$	4.90	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	1.72	kNm
$V_{II\text{ rett}}$	36.28	kN	$b_{V_{II\text{ rett}}}$	0.35	m	$M_{V_{II\text{ rett}}}$	12.70	kNm
$V_{II\text{ triang}}$	3.39	kN	$b_{V_{II\text{ triang}}}$	0.23	m	$M_{V_{II\text{ triang}}}$	0.79	kNm
			F_V	9.40	kN			
			M	3.69	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma, calcolando le azioni con i coefficienti $\gamma=1$ e $\psi=0.70$

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M - M_P + M_V = 0$$

$$F_V - P + V = 0$$

$$M = + M_P - M_V$$

$$F_V = + P - V$$

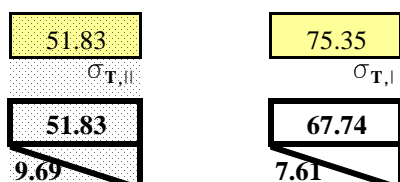
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN ASSENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO - COMBINAZIONE FREQUENTE

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili frequenti $\psi_1 = 0.70$

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO								
P_f	6.88	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	1.89	kNm
$V_{I\text{rett}}$	37.26	kN	$b_{V_{I\text{rett}}}$	0.28	m	$M_{V_{I\text{rett}}}$	10.25	kNm
$V_{I\text{triang}}$	2.09	kN	$b_{V_{I\text{triang}}}$	0.37	m	$M_{V_{I\text{triang}}}$	0.77	kNm
			F_V	-32.47	kN			
			M	9.12	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in assenza di sisma, calcolando le azioni con i coefficienti $\gamma=1$ e $\psi=0.70$

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M + M_p - M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = -M_p + M_v$$

$$F_v = +P - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

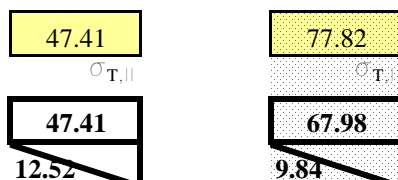
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 =$ **0.60**

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	8.75	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.06	kNm
P_1	17.71	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	9.30	kNm
P_2	17.71	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	3.10	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	4.20	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	1.47	kNm
P'_{fv}	0.06	kN	$b_{P'fv}$	0.35	m	$M_{P'fv}$	0.02	kNm
P'_{1v}	0.12	kN	$b_{P'1v}$	0.53	m	$M_{P'1v}$	0.06	kNm
P'_{2v}	0.12	kN	$b_{P'2v}$	0.18	m	$M_{P'2v}$	0.02	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.03	kN	$b_{P'sovr v}$	0.35	m	$M_{P'sovr v}$	0.01	kNm
$V_{II rett}$	33.18	kN	$b_{VII rett}$	0.35	m	$M_{VII rett}$	11.61	kNm
$V_{II triang}$	4.38	kN	$b_{VII triang}$	0.23	m	$M_{VII triang}$	1.02	kNm
			F_v	11.12	kN			
			M	4.40	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in presenza di sisma (SLD)

0.70	0.45	0.55
------	------	------

$$M - M_p - M_{p'} + M_v = 0$$

$$F_v - P - P' + V = 0$$

$$M = + M_p + M_{p'} - M_v$$

$$F_v = + P + P' - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO

P_f	8.75	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.06	kNm
P_1	17.71	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	9.30	kNm
P_2	17.71	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	3.10	kNm
$P_{sovr} * \sqrt[3]{2}$	4.20	kN	b_{Psovr}	0.35	m	M_{Psovr}	1.47	kNm
P'_{fv}	0.06	kN	$b_{P'fv}$	0.35	m	$M_{P'fv}$	0.02	kNm
P'_{1v}	0.12	kN	$b_{P'1v}$	0.53	m	$M_{P'1v}$	0.06	kNm
P'_{2v}	0.12	kN	$b_{P'2v}$	0.18	m	$M_{P'2v}$	0.02	kNm
$P'_{sovr v} * \sqrt[3]{2}$	0.03	kN	$b_{P'sovr v}$	0.35	m	$M_{P'sovr v}$	0.01	kNm
$V_{II rett}$	33.18	kN	$b_{VII rett}$	0.35	m	$M_{VII rett}$	11.61	kNm
$V_{II triang}$	4.38	kN	$b_{VII triang}$	0.23	m	$M_{VII triang}$	1.02	kNm
			F_V	10.48	kN			
			M	4.18	kNm			

$$M - M_p + M_{p'} + M_v = 0$$

$$M = + M_p - M_{p'} - M_v$$

$$F_v - P + P' + V = 0$$

$$F_v = + P - P' - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

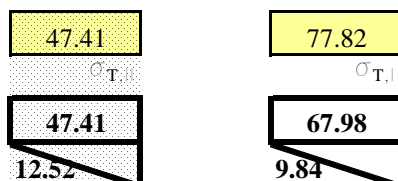
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

variabili quasi permanenti $\psi_2 =$ **0.60**

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	6.88	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	1.89	kNm
P'_{fv}	0.05	kN	$b_{P'fv}$	0.28	m	$M_{P'fv}$	0.01	kNm
$V_{I\text{rett}}$	42.80	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.28	m	$M_{VI\text{rett}}$	11.77	kNm
$V_{I\text{triang}}$	2.71	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.37	m	$M_{VI\text{triang}}$	0.99	kNm
			F_V	-38.58	kN			
			M	10.86	kNm			



Le massime azioni sulla fondazione si desumono dalla verifica allo stato limite per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno in presenza di sisma (SLD)

0.70 0.45 0.55

$$M + M_p + M_{p'} - M_v = 0$$

$$F_v - P - P' + V = 0$$

$$M = -M_p - M_{p'} + M_v$$

$$F_v = +P + P' - V$$

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO

P_f	6.88	kN	b_{Pf}	0.28	m	M_{Pf}	1.89	kNm
P'_{fv}	0.05	kN	$b_{P'fv}$	0.28	m	$M_{P'fv}$	0.01	kNm
$V_{I\text{rett}}$	42.80	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.28	m	$M_{VI\text{rett}}$	11.77	kNm
$V_{I\text{triang}}$	2.71	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.37	m	$M_{VI\text{triang}}$	0.99	kNm
			F_V	-38.68	kN			
			M	10.88	kNm			

$$M + M_p - M_{p'} - M_v = 0$$

$$F_v - P + P' + V = 0$$

$$M = -M_p + M_{p'} + M_v$$

$$F_v = +P - P' - V$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²			
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²			
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²			
$\alpha_{cc} =$	0.85				<i>coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata</i>
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	=	371	daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	=	28.3	daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²			
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²			
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	=	325 881	daN/cm ²
$E_{ct} = 0,5 * E_{cm} =$	16 294	N/mm ²	=	162 941	daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²			
$\gamma_S =$	1.15				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio</i>
$E_s =$	2 100 000	daN/cm ²			

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

Verifica a fessurazione

Per condizioni ambientali **aggressive** combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la tabella **4.1.IV delle norme Tecniche 2008** indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,3 \text{ mm}$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

$$M_{Ed} = 16.61 \quad \text{kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$d' = 4 \quad \text{cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \quad \text{cm}$$

$$d = 46 \quad \text{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00014$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 502 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.064 \quad \text{mm} \leq 0.3 \quad \text{mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 7.79 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 502.15 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²			
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²			
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²			
$\alpha_{cc} =$	0.85				<i>coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata</i>
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	=	371	daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	=	28.3	daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²			
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²			
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	=	325 881	daN/cm ²
$E_{ct} = 0,5 * E_{cm} =$	16 294	N/mm ²	=	162 941	daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²			
$\gamma_S =$	1.15				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio</i>
$E_s =$	2 100 000	daN/cm ²			

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a fessurazione

Per condizioni ambientali **aggressive**, combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la tabella **4.1.IV delle norme Tecniche 2008** indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$$M_{Ed} = 17.25 \text{ kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00015$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \,195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 521 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.066 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 8.09 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 521.42 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²			
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²			
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²			
$\alpha_{cc} =$	0.85				<i>coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata</i>
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	=	371	daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	=	28.3	daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²			
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²			
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	=	325 881	daN/cm ²
$E_{ct} = 0,5 * E_{cm} =$	16 294	N/mm ²	=	162 941	daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²			
$\gamma_S =$	1.15				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio</i>
$E_s =$	2 100 000	daN/cm ²			

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno

Per condizioni ambientali **ordinarie**, combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$$M_{Ed} = 3.69 \text{ kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\text{Ø}14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0007 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00003$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 111 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.014 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 1.73 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 111.42 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno

Per condizioni ambientali **ordinarie**, combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la **tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008** indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo w_d

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$$M_{Ed} = 9.12 \quad \text{kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$d' = 4 \quad \text{cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \quad \text{cm}$$

$$d = 46 \quad \text{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0006 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00008$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 276 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.035 \quad \text{mm} \leq 0.4 \quad \text{mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 4.28 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 275.71 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$R_{ck} =$	350	daN/cm ²			
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	291	daN/cm ²			
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C =$	165	daN/cm ²			
$\alpha_{cc} =$	0.85				<i>coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata</i>
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05	N/mm ²	=	371	daN/cm ²
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.83	N/mm ²	=	28.3	daN/cm ²
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	19.84	daN/cm ²			
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	13.23	daN/cm ²			
$\gamma_C =$	1.5				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo</i>
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32 588	N/mm ²	=	325 881	daN/cm ²
$E_{ct} = 0,5 * E_{cm} =$	16 294	N/mm ²	=	162 941	daN/cm ²

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	4500	daN/cm ²			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	3 913	daN/cm ²			
$\gamma_S =$	1.15				<i>coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio</i>
$E_s =$	2 100 000	daN/cm ²			

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato interno

Per condizioni ambientali **ordinarie**, combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008 indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$$M_{Ed} = 4.40 \text{ kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\phi 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0007 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00004$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 133 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.017 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 2.07 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 133.14 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica a fessurazione del piede di fondazione lato esterno

Per condizioni ambientali **ordinarie**, combinazione delle azioni **frequente** e armatura **poco sensibile**, la **tabella 4.1.IV delle norme Tecniche 2008** indica come stato limite di fessurazione da considerare lo stato limite di apertura delle fessure, imponendo w_d

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

w_d = valore di calcolo di apertura delle fessure

ε_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata o $0,4$ per carichi di lunga durata

f_{ctm} = resistenza media a trazione del cls

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$$

A_s = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h-d) \cdot b$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$$M_{Ed} = 10.88 \quad \text{kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$d' = 4 \quad \text{cm}$$

$$n = 15$$

$$h = 50 \quad \text{cm}$$

$$d = 46 \quad \text{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0006 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00009$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 329 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.042 \quad \text{mm} \leq 0.4 \quad \text{mm}$$

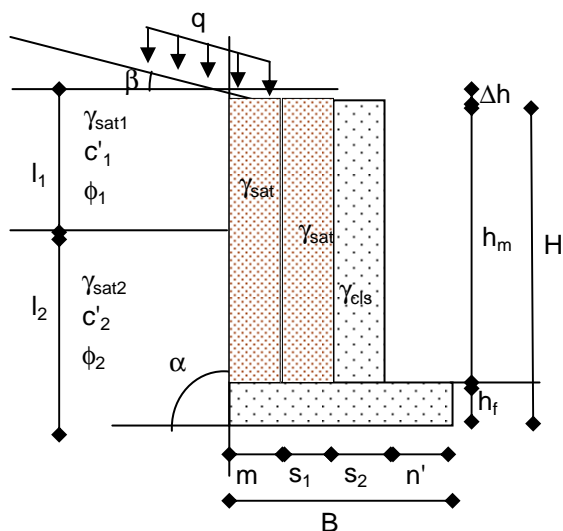
VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 5.10 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 * f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 328.97 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2	ACQUA
$l =$	2.30	0.50	1.80
$\gamma_d =$	19	19	0
$\gamma_{sat} =$	22	22	10
$c' =$	0	0	0
$\phi =$	30	30	
$\phi' =$	24.79	24.79	
$\alpha =$	90	90	
$\beta =$	0	0	
$\delta =$	17	17	
$K_a =$	0.299	0.299	
$K_p =$	3.00	3.00	
$K''_a =$	0.363	0.363	
$K''_p =$	2.44	2.44	

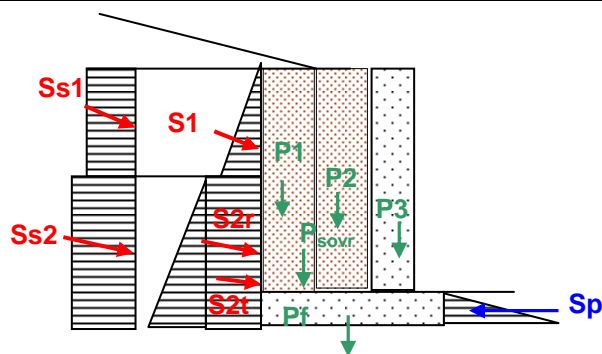
Parametri sismici

$ag =$	-		
$F_0 =$	-		
$Tc^* =$	-		
$S =$	-	k_h	k_v
$\beta_m =$	-	-	-

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	2.80	m
$h_F =$	0.50	m
$m =$	0.35	m
$s_1 =$	0.35	m
$s_2 =$	0.45	m
$n' =$	0.55	m
$n = n' + s_2 =$	1.00	m
$B =$	1.70	m
$h_M =$	2.30	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	2.30	m
$L =$	1.00	m
$q =$	0.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%	
$K_0 =$	0.44	

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_F * L = & 21.25 & \text{ kN} \\
 P_1 &= \gamma_{sat} * m * h_M * L = & 17.71 & \text{ kN} \\
 P_2 &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = & 17.71 & \text{ kN} \\
 P_3 &= \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = & 37.26 & \text{ kN} \\
 \hline
 P_{muro} &= P_f + P_1 + P_2 + P_3 = & 93.93 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 0.00 \text{ kN}$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = & 17.42 & \text{ kN} \\
 S_{1x} &= S_1 * \cos \delta = & 16.66 & \text{ kN} \\
 S_{1y} &= S_1 * \sin \delta = & 5.09 & \text{ kN} \\
 S_{2t} &= \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 = & 0.82 & \text{ kN} \\
 S_{2tx} &= S_{2t} * \cos \delta = & 0.79 & \text{ kN} \\
 S_{2ty} &= S_{2t} * \sin \delta = & 0.24 & \text{ kN} \\
 S_{2r} &= (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L = & 7.58 & \text{ kN} \\
 S_{2rx} &= S_{2r} * \cos \delta = & 7.24 & \text{ kN} \\
 S_{2ry} &= S_{2r} * \sin \delta = & 2.21 & \text{ kN} \\
 S_W &= \gamma_W * l_W^2 * L / 2 = & 16.20 & \text{ kN} \\
 \hline
 S_x &= S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} = & 40.90 & \text{ kN} \\
 S_y &= S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} = & 7.55 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$\begin{aligned}
 Ss_1 &= (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_{1x} &= Ss_1 * \cos \delta = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_{1y} &= Ss_1 * \sin \delta = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_2 &= (q + p) * k_{a2} * l_2 * L = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_{2x} &= Ss_2 * \cos \delta = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_{2y} &= Ss_2 * \sin \delta = & 0.00 & \text{ kN} \\
 \hline
 Ss_x &= Ss_{1x} + Ss_{2x} = & 0.00 & \text{ kN} \\
 Ss_y &= Ss_{1y} + Ss_{2y} = & 0.00 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Spinta passiva del terreno

$$S_p = \gamma_{sat2} * k_{p2} * (f * h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \text{ kN}$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	18.06	kNm
$M_1 = P_1 * b_1 =$	27.01	kNm
$M_2 = P_2 * b_2 =$	20.81	kNm
$M_3 = P_3 * b_3 =$	28.88	kNm
$M_{muro} = M_f + M_1 + M_2 + M_3 =$	94.76	kNm

Momenti dati dai sovraccarichi

$b_{sovr} = B - (m + S_1)/2$	1.35	m
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	0.00	kNm

Momenti dati dalla spinta attiva del terreno

$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	21.11	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	8.66	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	0.13	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	0.41	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	1.81	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	3.77	kNm
$M_W = S_W * b_W =$	9.72	kNm
$M_{Sx} = M_{S1x} + M_{S2tx} + M_{S2rx} =$	32.77	kNm
$M_{Sy} = M_{S1y} + M_{S2ty} + M_{S2ry} =$	12.84	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico

$M_{Ss1x} = S_{s1x} * b_{Ss1x} =$	0.00	kNm
$M_{Ss1y} = S_{s1y} * b_{Ss1y} =$	0.00	kNm
$M_{Ss2x} = S_{s2x} * b_{Ss2x} =$	0.00	kNm
$M_{Ss2y} = S_{s2y} * b_{Ss2y} =$	0.00	kNm
$M_{Ssx} = M_{Ss1x} + M_{Ss2x} =$	0.00	kNm
$M_{Ssy} = M_{Ss1y} + M_{Ss2y} =$	0.00	kNm

Momenti della spinta passiva del terreno

$M_p = S_p * b_p =$	0.00	kNm
---------------------	------	-----

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2

- Ribaltamento

EQU

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} =$ **0.90**

permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.00**

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} =$ **0.00**

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} =$ **1.00**

M2

Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka

$$\varphi'_1 = \arctg(\tg\varphi_1/1.25) = 24.79$$

$$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{muro} + \gamma_{Q1} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q1} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} = 85.28 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q1} M_{Ssx} = 32.77 \quad \text{kNm}$$

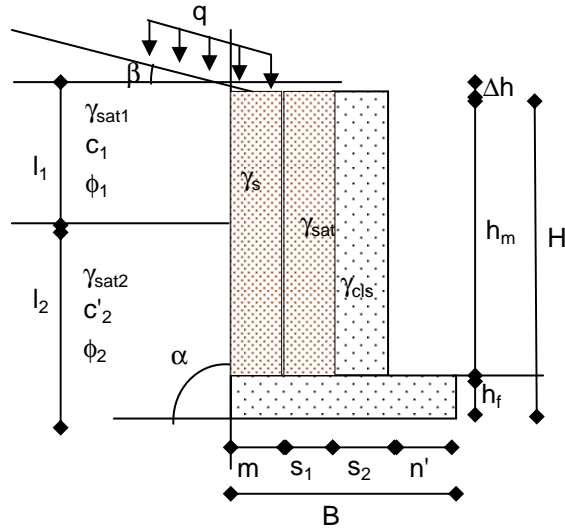
$$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} = \mathbf{2.60} > 1.00$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3			
- Scorrimento			
GEO A1			
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.00	
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00	
variabili sfavorevoli γ_{Q2}	=	1.00	
M1			
I coefficienti γ_M sono	=	1	
R3			
Il coefficiente γ_R é	=	1.1	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{\text{muro}} + \gamma_{Q2} P_{\text{sovr}} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{s_y} = 101.48 \quad \text{kN}$			
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{s_x} - \gamma_{G1} S_p = 40.90 \quad \text{kN}$			
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = 1.43 > 1.10$			

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE									
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3									
- Capacità portante terreno di fondazione									
GEO A1									
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00							
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.00							
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00							
variabili sfavorevoli γ_{Q2}	=	1.00							
M1									
I coefficienti γ_M sono	=	1							
R3									
Il coefficiente γ_R é	=	1.4							
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)									
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$				521	kN/m ²				
con:									
$q' = \gamma_{sat} * d =$	11	kN/m ²	$d =$	0.50	m				
$\gamma_{sat} =$	22.00	kN/m ³	$B =$	1.70	m				
per $\phi' =$	30°		$L =$	1.00	m				
$c' =$	0.00	kN/m ²							
$N_c =$	30.14		$N_q =$	18.40		$N_\gamma =$	15.67		
$s_c =$	1.00		$s_q =$	1.00		$s_\gamma =$	1.00		
$d_c =$	1.10		$d_q =$	1.05		$d_\gamma =$	1.05		
Calcolo pressione sul terreno									
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} =$				107.59	kNm				
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q2} M_{Ssx} =$				32.77	kNm				
$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{Sy} =$				101.48	kN				
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$				0.74	m				
$e = (B / 2) - u =$				0.11	m	<	$B/6 =$	0.28	m
$R_e = 1 - (e / B) ^ 0.5 =$				0.74	terreni incoerenti				
$R_e = 1 - 2(e / B) =$				0.87	terreni coesivi				
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$				452	kN/m ²				
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$				83.44	kN/m ²				
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$				35.95	kN/m ³	$e < B/6$			
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$				91.76	kN/m ²	$e > B/6$			
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$				5.41	>	1.40			

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - ECCEZIONALE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2	ACQUA
$l =$	2.30	0.50	1.80
$\gamma_d =$	19	19	0
$\gamma_{sat} =$	22	22	10
$c' =$	0	0	0
$\phi =$	30	30	
$\phi' =$	24.79	24.79	
$\alpha =$	90	90	
$\beta =$	0	0	
$\delta =$	17	17	
$K_a =$	0.299	0.299	
$K_p =$	3.00	3.00	
$K''_a =$	0.363	0.363	
$K''_p =$	2.44	2.44	

Parametri sismici

$ag =$	-		
$F_0 =$	-		
$Tc^* =$	-		
$S =$	-	k_h	k_v
$\beta_m =$	-	-	-

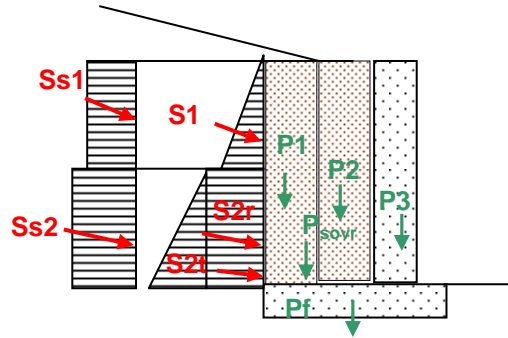
Muro	
$\gamma_{cls} =$	25
$H =$	2.80
$h_F =$	0.50
$m =$	0.35
$s_1 =$	0.35
$s_2 =$	0.45
$n' =$	0.55
$n = n' + s_2 =$	1.00
$B =$	1.70
$h_M =$	2.30
$\Delta h =$	0.00
$h_M' =$	2.30
$L =$	1.00
$q =$	0.00
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - ECCEZIONALE

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 37.26 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{P3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 17.42 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 16.66 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 5.09 \quad kN$$

$$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * (l_2 - h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_w = \gamma_w * (l_w - h_f)^2 * L / 2 = 8.45 \quad kN$$

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 0.77$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2tx} = (l_2 - h_f)/3 = 0.00$$

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{S2rx} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{wy} = (h_w - h_f)/3 = 0.43$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$S_{s1} = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s1x} = S_{s1} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s1y} = S_{s1} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s2} = (q + p) * k_{a2} * (l_2 - h_f) * L = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s2x} = S_{s2} * \cos \delta = 0.00 \quad kN$$

$$S_{s2y} = S_{s2} * \sin \delta = 0.00 \quad kN$$

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.23$$

$$b_{Ss2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.23$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - ECCEZIONALE

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 8.75 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 17.71 \quad kN$$

$$b_{P1} = m/2 + s_1 = 0.53$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 17.71 \quad kN$$

$$b_{P2} = s_1/2 = 0.18$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 0.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 6.88 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CALCOLO DELL' AZIONE ECCEZIONALE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI CON A1+M1+R1 - SEZIONE DI BASE DEL MURO

Convenzioni per le azioni:

Momenti positivi se in senso orario

Azioni orizzontali positive se verso destra

Azioni verticali positive se verso l'alto

A1

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} = 1.00$

permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1.00$

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0.00$

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1.00$

SEZIONE DI BASE DEL MURO

$S_{1x} \cdot \gamma_{G2}$	16.66	kN	b_{S1x}	0.77	m	M_{S1x}	12.77	kNm
$S_{2tx} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2tx}	0.00	m	M_{S2tx}	0.00	kNm
$S_{2rx} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2rx}	0.00	m	M_{S2rx}	0.00	kNm
$S_{s1x} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss1x}	1.15	m	M_{Ss1x}	0.00	kNm
$S_{s2x} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
$S_{1y} \cdot \gamma_{G2}$	5.09	kN	b_{S1y}	0.23	m	M_{S1y}	1.15	kNm
$S_{2ty} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ty}	0.23	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
$S_{2ry} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ry}	0.23	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss1y}	0.23	m	M_{Ss1y}	0.00	kNm
$S_{s2y} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.23	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
$P_3 \cdot \gamma_{G2}$	37.26	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
$S_w \cdot \gamma_{Q2}$	8.45	kN	b_{wy}	0.43	m	M_{P3}	3.66	kNm
			F_O	-25.11	kN			
			F_V	42.35	kN			
			M	-15.29	kNm			

$$M + M_{Sx} - M_{Sy} = 0$$

$$F_O + S_x = 0$$

$$F_V - P - S_y = 0$$

$$M = - M_{Sx} + M_{Sy}$$

$$F_O = - S_x$$

$$F_V = P + S_y$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - ECCEZIONALE

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35 MPa

$$R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 291 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C = 165 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2 = 371 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2 = 28.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 19.84 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 13.23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_C = 1.5$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$E_C = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 32\,588 \text{ N/mm}^2 = 325\,881 \text{ daN/cm}^2$$

- Acciaio B450C

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 3\,913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$E_S = 210\,000 \text{ daN/cm}^2$$

Deformazioni cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo

- per $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

- per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60

$$\epsilon_{c,2} = 0.002$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 0.00186$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - ECCEZIONALE

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 25.11 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b_w = b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 155.18 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.66 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0017 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 32.923333 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 5000 \text{ cm}^2$$

N_{Ed} = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd} = 155.18 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.403$$

$$V_{Rd} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = 25.11 \text{ kN}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - ECCEZIONALE

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 15.29 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 42.35 \text{ kNm}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.55 \text{ cm}$$

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{L'armatura tesa lavora alla tensione } f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 113992 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per $N_{Rd} < N_{Rd1}$ (ovvero $x < x_1$)

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13326 x^2 - 22229 x - 226380 = 0$$

$$x = 3.37 \text{ cm}$$

$$x = 3.37 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1371 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 147.11 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15.29 \text{ kNm}$$