



AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO

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

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTISTA:
DOTT. ING.
FULVIO BERNABEI

GRUPPO DI LAVORO:
DOTT. ING. LAURA GRILLI
DOTT. ING. FEDERICA RADICE
DOTT. ING. PIETRO BONACCI



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

DATA FEBBRAIO 2009

COMMESSA N°
009/2008

REDATTO



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

CODICE COMMESSA
DEFMONCALIERI

CONTROLLATO

NOME FILE

APPROVATO

DR. 512a	REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
	02	LUGLIO 2013	AGGIORNAMENTO A SEGUITO CONFERENZA SERVIZI GENNAIO 2013 E PROCEDURA DI VIA			
	01	GIUGNO 2011	AGGIORNAMENTO PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO ED ELENCO DITTE			

INDICE

1	Premesse	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Disegni di riferimento	3
4	Caratteristiche dei materiali impiegati	4
4.1	Calcestruzzo strutturale di classe C28/35	4
4.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile	5
5	Metodo di calcolo	7
5.1	Criteri generali di progetto	7
5.2	Criteri generali di progetto delle membrature	8
5.2.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	8
5.2.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	9
5.3	Criteri generali di progetto delle opere di sostegno	12
5.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	12
5.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	13
6	Parametri geotecnici del terreno	15
6.1	Caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione delle arginature	18
7	Parametri sismici del territorio	19
8	Verifiche dei manufatti in c.a.	27
8.1	Sottopasso idraulico Rio Molino Del Pascolo	27
8.1.1	<i>Descrizione dell'intervento</i>	27
8.1.2	<i>Analisi delle azioni</i>	28
8.1.3	<i>Verifiche strutturali</i>	30
8.1.4	<i>Sezione trasversale tipo</i>	30
8.1.5	<i>Muri di contenimento a monte</i>	71
8.1.6	<i>Muri d'ala di valle</i>	71

8.2	Sottopasso idraulico affluente Rio Molino Del Pascolo	71
8.2.1	<i>Verifiche strutturali</i>	72
8.3	Muro di sostegno rilevato arginale	72
8.3.1	<i>Descrizione dell'intervento</i>	72
8.3.2	<i>Analisi delle azioni</i>	73
8.3.3	<i>Verifiche geotecniche e strutturali</i>	76
	Allegati	80

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 per l'adeguamento di due manufatti idraulici e dei :

- manufatto di attraversamento argine:
 - Sottopasso idraulico Rio Molino del Pascolo.
- manufatto di attraversamento argine:
 - Sottopasso idraulico affluente Rio Molino del Pascolo.
- manufatto di sostegno argine:
 - Muro di sostegno del rilevato arginale.

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, nei seguenti disegni di progetto:

- | | |
|-------------|---|
| Tav. 10.1 | Muro di sostegno tipo rilevato arginale – sezione tipo –

carpenterie ed armature |
| Tav. 10.2.1 | Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso idraulico Rio

Molino del Pascolo – carpenterie ed armature: pianta a 216.60 m

s.l.m. |
| Tav. 10.2.2 | Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso idraulico Rio

Molino del Pascolo – carpenterie ed armature: pianta a 217.10 m

s.l.m. |
| Tav. 10.2.3 | Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso idraulico Rio

Molino del Pascolo – carpenterie ed armature: sezioni. |
| Tav. 10.3.1 | Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso idraulico

affluente Rio Molino del Pascolo – carpenterie ed armature:

piante |
| Tav. 10.3.2 | Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso idraulico

affluente Rio Molino del Pascolo – carpenterie ed armature:

sezioni |

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:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3} = 0.30 * 37.00^{2/3} = 2.83 \text{ MPa}$$

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)

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

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 rispettassee 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 rispettassee la limitazione:

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

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

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: $(A_1+M_1+R_1)$
- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

Approccio 2: $(A_1+M_1+R_3)$

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.

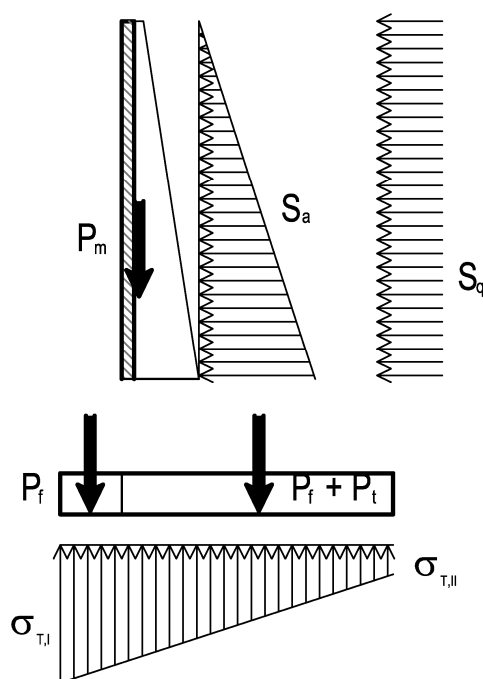


Figura I: Schemi di calcolo per verifiche strutturali delle opere di sostegno

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". 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 e dei manufatti di attraversamento idraulici 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 (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

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_0	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 della chiavica 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 sono 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 dell'edificio 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 $V_R = 100 \times 1.5 = 150$ 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:

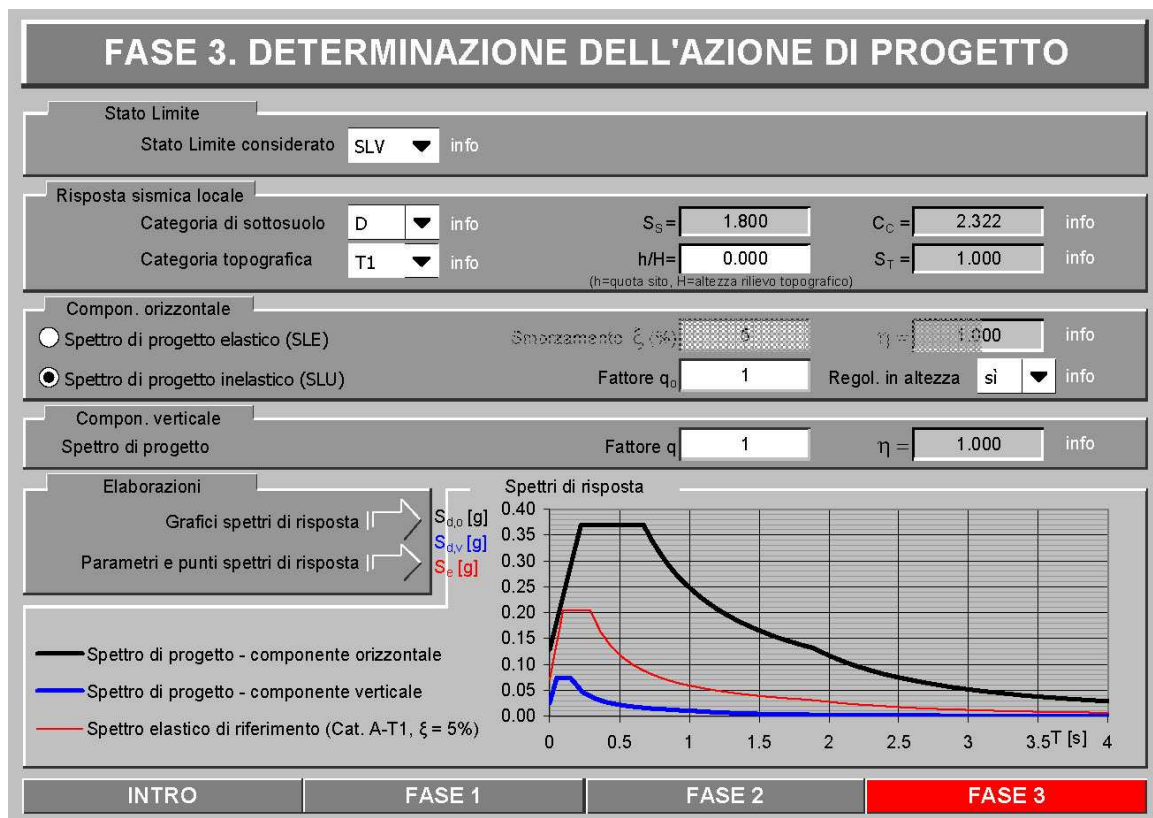
$$S_s = 2.09$$

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 sovrarresistenza 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)

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

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

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

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

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	0.129
$T_B \leftarrow$	0.224	0.370
$T_C \leftarrow$	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
$T_D \leftarrow$	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)

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

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	0.074
$T_B \leftarrow$	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:

$$\beta_m = 0.18$$

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 Sottopasso idraulico Rio Molino Del Pascolo

8.1.1 Descrizione dell'intervento

Il nuovo manufatto avrà una larghezza netta pari a 6.70 metri, mentre l'altezza netta sarà pari a 5.82 metri. In ingresso la struttura sarà suddivisa in due canne, di altezza pari a quella netta del manufatto, ognuna di larghezza interna pari a 3.10 m per poi passare a 3.00 in corrispondenza del tratto di sbocco di valle, al fine di agevolare le operazioni di manutenzione e per evitare la posa di organi di regolazione di dimensioni e peso eccessivi.

La parete di chiusura di valle presenterà due aperture di dimensioni nette pari a 3.00x2.25 m su cui verranno installate le paratoie a movimentazione manuale.

Il tratto finale di uscita del manufatto, dello sviluppo di circa 4.30 m, sarà privo di parete divisoria centrale, mentre le pareti laterali saranno rastremate per consentire la chiusura con i muri d'ala di valle, di altezza pari a 4.80 m e di sviluppo di 4.60 m.

Infine, per consentire il corretto raccordo con la struttura del sottopasso esistente al di sotto della tangenziale verranno realizzati due muri di contenimento muniti di speroni di sostegno, di altezza pari a 7.32 metri e di sviluppo pari a circa 11.5 metri.

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 $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

G_1 - 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 $\varphi' = 30^\circ$;
- coesione nulla

Azioni variabili - Q_{ki}

Q_{k1} – Carichi mobili per ponti di II categoria

$Q_1 [\text{kN}] =$	480.00	carichi concentrati su due assi in tandem
$q_1 [\text{kN/m}^2] =$	0.00	carico uniformemente distribuito già comprensivo degli effetti dinamici

L'estradosso della pista di servizio è posto ad un metro sopra l'estradosso dell'impalcato della chiavica, quindi il carico stradale si diffonde attraverso il terreno distribuendosi con un valore pari a:

$$q = Q / A = 480 / 12.8 = 37.5 \text{ kN/ m}^2$$

dove

$$A = 4\text{m} \cdot 3.2\text{m} = 12.8\text{m}^2$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili da traffico sono stati assunti pari a:

- valore frequente per carichi concentrati $\psi_1 = 0.75$
- valore frequente per carichi distribuiti $\psi_1 = 0.40$
- valore quasi permanente per carichi concentrati $\psi_2 = 0.00$
- valore quasi permanente per carichi distribuiti $\psi_2 = 0.00$

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 strutturali

Per le verifiche strutturali della Chiavica del Rio Molino del Pascolo si è proceduto a scorporare gli elementi strutturali resistenti costituenti il manufatto.

Gli elementi resistenti individuati e di cui si sono svolte le verifiche strutturali sono sostanzialmente tre:

1. La sezione trasversale tipo: (impalcato di copertura, pareti laterali e platea di fondazione)
2. I muri di contenimento a monte muniti di speroni
3. I muri d'ala di valle

8.1.4 Sezione trasversale tipo

La sezione trasversale tipo illustrata in figura 1.

Per il calcolo delle sollecitazioni si è adoperato il programma di calcolo SAP 2000.

La struttura è stata modellata come un telaio incastrato alla base in prossimità dell'estradosso della platea di fondazione, a cui si è data continuità materiale ai nodi muro-soletta (Figura 2).

La platea di fondazione è stata modellata utilizzando il modello di "Terreno alla Winkler", secondo il quale il terreno può essere rappresentato da un letto di molle tra loro indipendenti caratterizzate dal valore della costante di Winkler, K_w

Il valore di K_w viene assunto cautelativamente pari a 20000 kN/m^2 .

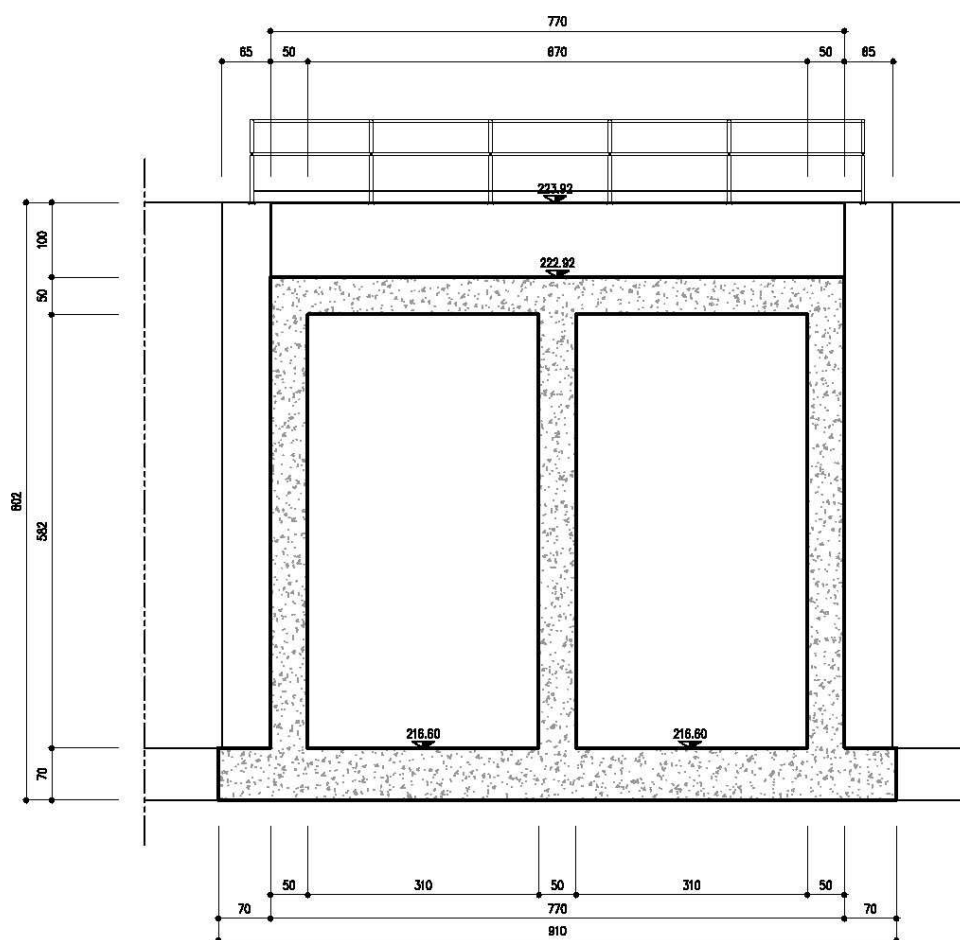


Figura 1: Sezione trasversale tipo della Chiavica sul Rio Loreto

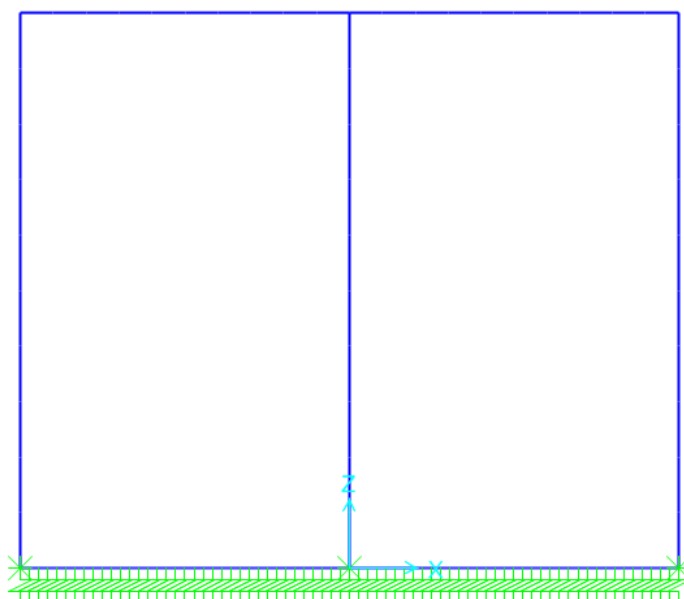


Figura 2: Modellazione in SAP2000 della sezione trasversale tipo

Su tale sezione tipo agiscono le azioni di carico così come definite in precedenza:

- permanenti caratterizzati dal peso proprio e dal carico del terreno posto al di sopra (Figura 3.1); e lateralmente al manufatto (Figura 3.2);
- variabili caratterizzati dal carico stradale di II categoria posizionato una volta in campata (Figura 4.1) e una volta all'appoggio (Figura 4.2);
- da sisma verticali (Figura 5.1) e orizzontali (Figura 5.2).

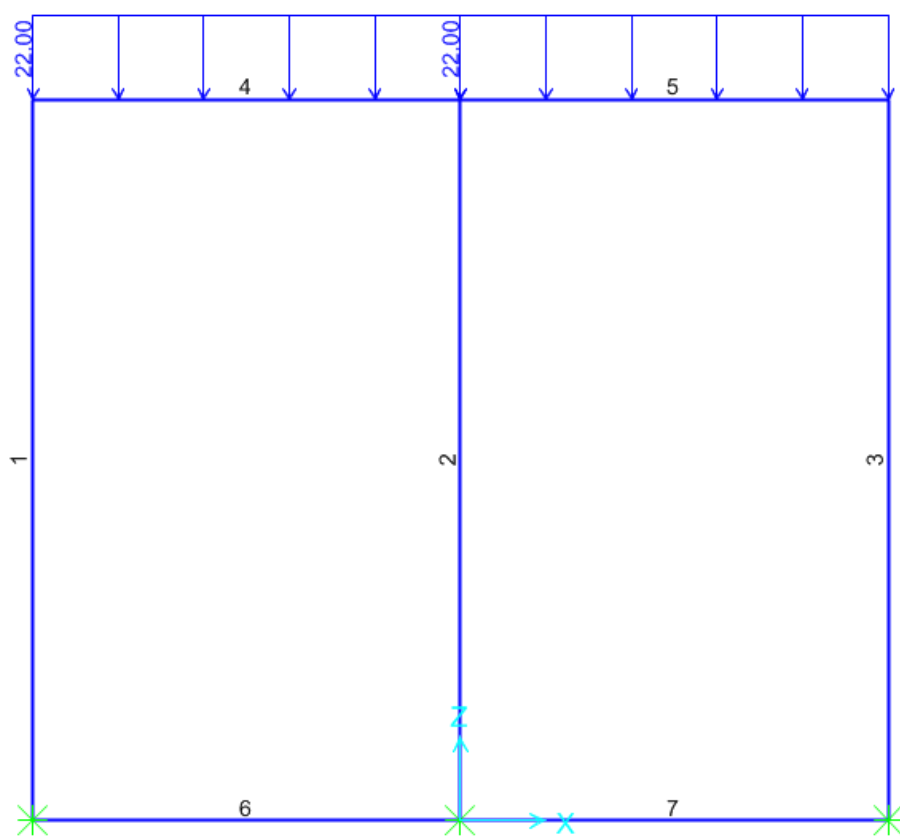


Figura 3.1: Carico permanente posto sopra l'impalcato

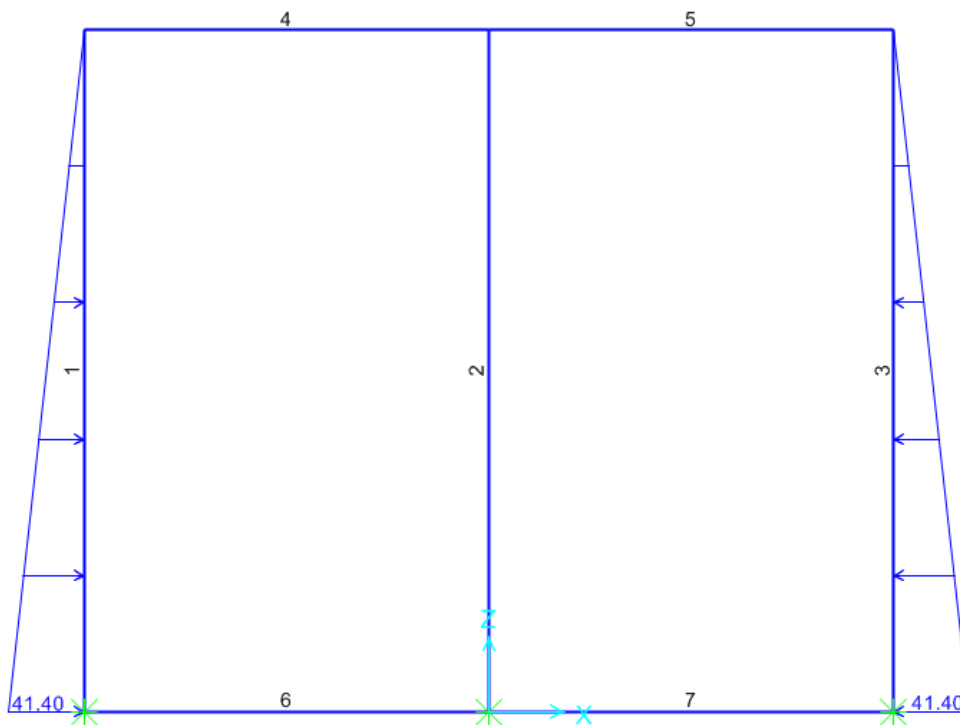


Figura 3.2: Spinta laterale del terreno

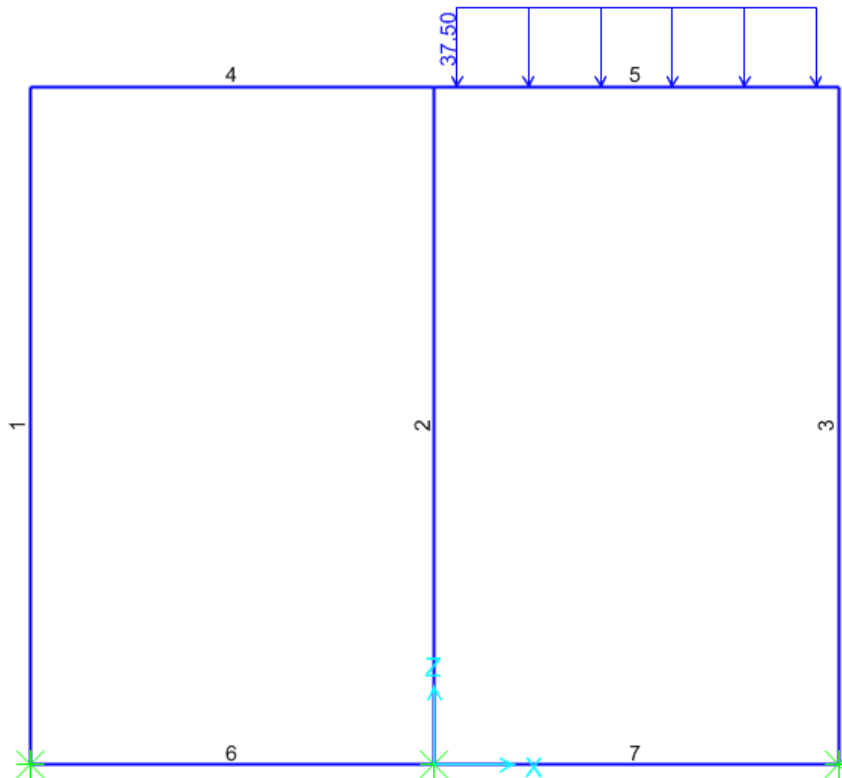


Figura 4.1: Carico stradale in campata

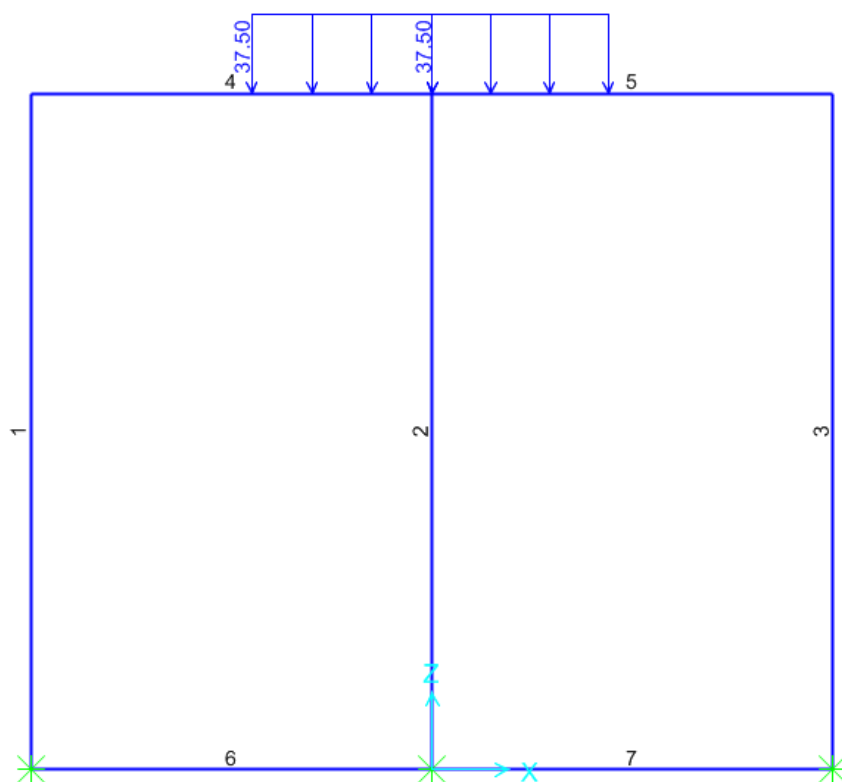


Figura 4.2: Carico stradale all'appoggio.

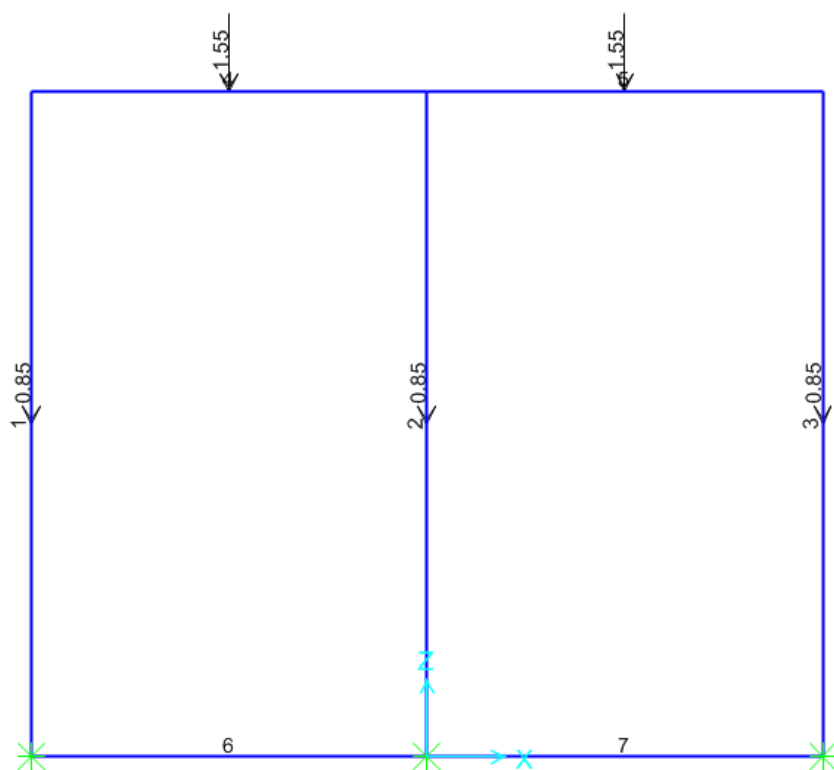


Figura 5.1: Azioni sismiche verticali.

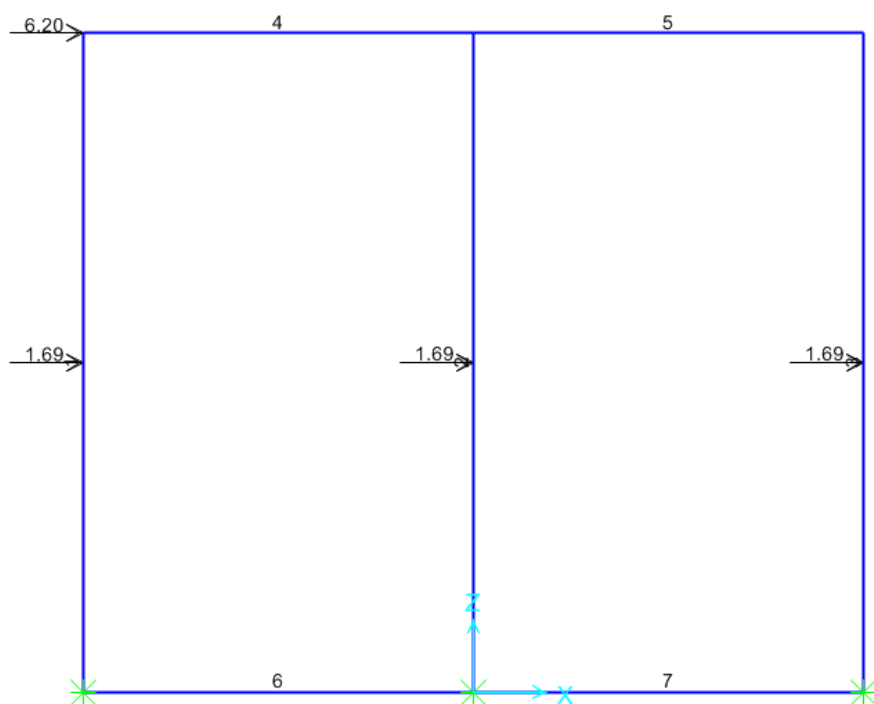


Figura 5.2: Azioni sismiche orizzontali.

Risultati sollecitazioni aste

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	slu ENV	Max	-165.654	123.313	121.8287
1	3.035	slu ENV	Max	-116.35	0.806	-40.9635
1	3.035	slu ENV	Max	-116.35	-1.651	-40.9635
1	6.07	slu ENV	Max	-67.046	-42.487	64.2932
1	0	slu ENV	Min	-195.193	117.508	109.1108
1	3.035	slu ENV	Min	-145.889	-5	-45.8657
1	3.035	slu ENV	Min	-145.889	-7.457	-45.8657
1	6.07	slu ENV	Min	-96.585	-48.293	41.771
2	0	slu ENV	Max	-374.08	2.863	6.8902
2	3.035	slu ENV	Max	-324.776	2.863	6.2465
2	3.035	slu ENV	Max	-324.776	0.406	6.2465
2	6.07	slu ENV	Max	-275.472	0.406	17.5516
2	0	slu ENV	Min	-407.849	-1.268	2.3984
2	3.035	slu ENV	Min	-358.545	-1.268	-1.7994
2	3.035	slu ENV	Min	-358.545	-3.725	-1.7994
2	6.07	slu ENV	Min	-309.241	-3.725	-3.0319
3	0	slu ENV	Max	-195.893	-113	-99.3956
3	3.035	slu ENV	Max	-146.589	9.508	36.9973
3	3.035	slu ENV	Max	-146.589	7.051	36.9973

3	6.07	slu ENV	Max	-97.285	47.887	-67.0269
3	0	slu ENV	Min	-259.201	-114.674	-114.2219
3	3.035	slu ENV	Min	-209.897	7.833	27.2534
3	3.035	slu ENV	Min	-209.897	5.376	27.2534
3	6.07	slu ENV	Min	-160.593	46.212	-71.6884
4	0	slu ENV	Max	-42.487	-67.046	-41.771
4	0.45	slu ENV	Max	-42.487	-46.865	-16.1411
4	0.9	slu ENV	Max	-42.487	-26.685	4.4706
4	1.35	slu ENV	Max	-42.487	-6.505	25.2307
4	1.8	slu ENV	Max	-42.487	13.676	36.9098
4	1.8	slu ENV	Max	-42.487	13.676	36.9098
4	2.25	slu ENV	Max	-42.487	33.856	37.4573
4	2.7	slu ENV	Max	-42.487	64.997	18.4444
4	3.15	slu ENV	Max	-42.487	110.49	-21.0404
4	3.6	slu ENV	Max	-42.487	155.983	-80.9969
4	0	slu ENV	Min	-48.293	-96.585	-64.2932
4	0.45	slu ENV	Min	-48.293	-76.404	-25.3708
4	0.9	slu ENV	Min	-48.293	-56.224	0.4077
4	1.35	slu ENV	Min	-48.293	-36.044	7.8753
4	1.8	slu ENV	Min	-48.293	-15.863	6.2617
4	1.8	slu ENV	Min	-48.293	-15.863	6.2617
4	2.25	slu ENV	Min	-48.293	19.505	-4.433
4	2.7	slu ENV	Min	-48.293	54.037	-24.2088
4	3.15	slu ENV	Min	-48.293	74.217	-53.0658
4	3.6	slu ENV	Min	-48.293	94.397	-91.004
5	0	slu ENV	Max	-46.212	-153.258	-77.965
5	0.45	slu ENV	Max	-46.212	-107.765	-19.2349
5	0.9	slu ENV	Max	-46.212	-62.272	22.3893
5	1.35	slu ENV	Max	-46.212	-16.779	57.7053
5	1.8	slu ENV	Max	-46.212	16.564	72.5496
5	1.8	slu ENV	Max	-46.212	16.564	72.5496
5	2.25	slu ENV	Max	-46.212	36.744	66.9222
5	2.7	slu ENV	Max	-46.212	80.745	40.8229
5	3.15	slu ENV	Max	-46.212	126.238	-5.7481
5	3.6	slu ENV	Max	-46.212	160.593	-67.0269
5	0	slu ENV	Min	-47.887	-181.075	-108.5556
5	0.45	slu ENV	Min	-47.887	-146.719	-33.3986
5	0.9	slu ENV	Min	-47.887	-101.227	19.0234
5	1.35	slu ENV	Min	-47.887	-55.734	36.81
5	1.8	slu ENV	Min	-47.887	-10.241	35.4369
5	1.8	slu ENV	Min	-47.887	-10.241	35.4369
5	2.25	slu ENV	Min	-47.887	35.252	23.4427
5	2.7	slu ENV	Min	-47.887	56.924	2.3673
5	3.15	slu ENV	Min	-47.887	77.105	-27.7892
5	3.6	slu ENV	Min	-47.887	97.285	-71.6884
6	0	slu ENV	Max	0	188.557	121.8287
6	0.1	slu ENV	Max	0	190.831	105.6292
6	0.1	slu ENV	Max	0	177.562	105.6292
6	0.2	slu ENV	Max	0	179.836	90.1716
6	0.2	slu ENV	Max	0	166.573	90.1716
6	0.3	slu ENV	Max	0	168.847	75.4661

6	0.3	slu	ENV	Max	0	155.59	75.4661
6	0.4	slu	ENV	Max	0	157.865	61.5223
6	0.4	slu	ENV	Max	0	144.615	61.5223
6	0.5	slu	ENV	Max	0	146.89	48.3499
6	0.5	slu	ENV	Max	0	133.649	48.3499
6	0.6	slu	ENV	Max	0	135.923	35.9585
6	0.6	slu	ENV	Max	0	122.69	35.9585
6	0.7	slu	ENV	Max	0	124.964	24.3575
6	0.7	slu	ENV	Max	0	111.74	24.3575
6	0.8	slu	ENV	Max	0	114.014	13.5564
6	0.8	slu	ENV	Max	0	100.798	13.5564
6	0.9	slu	ENV	Max	0	103.072	3.5645
6	0.9	slu	ENV	Max	0	90.595	3.5645
6	1	slu	ENV	Max	0	92.87	-5.6087
6	1	slu	ENV	Max	0	82.316	-5.6087
6	1.1	slu	ENV	Max	0	84.59	-13.954
6	1.1	slu	ENV	Max	0	73.941	-13.954
6	1.2	slu	ENV	Max	0	76.216	-21.4619
6	1.2	slu	ENV	Max	0	65.473	-21.4619
6	1.3	slu	ENV	Max	0	67.747	-28.1228
6	1.3	slu	ENV	Max	0	56.909	-28.1228
6	1.4	slu	ENV	Max	0	59.183	-33.9274
6	1.4	slu	ENV	Max	0	48.248	-33.9274
6	1.5	slu	ENV	Max	0	50.523	-38.866
6	1.5	slu	ENV	Max	0	39.491	-38.866
6	1.6	slu	ENV	Max	0	41.765	-42.9288
6	1.6	slu	ENV	Max	0	30.636	-42.9288
6	1.7	slu	ENV	Max	0	32.91	-46.1061
6	1.7	slu	ENV	Max	0	21.681	-46.1061
6	1.8	slu	ENV	Max	0	23.956	-48.388
6	1.8	slu	ENV	Max	0	12.626	-48.388
6	1.9	slu	ENV	Max	0	14.9	-49.7643
6	1.9	slu	ENV	Max	0	3.469	-49.7643
6	2	slu	ENV	Max	0	5.744	-50.2249
6	2	slu	ENV	Max	0	-5.79	-50.2249
6	2.1	slu	ENV	Max	0	-3.516	-49.7596
6	2.1	slu	ENV	Max	0	-15.154	-49.7596
6	2.2	slu	ENV	Max	0	-12.88	-48.358
6	2.2	slu	ENV	Max	0	-24.624	-48.358
6	2.3	slu	ENV	Max	0	-22.349	-46.0093
6	2.3	slu	ENV	Max	0	-34.2	-46.0093
6	2.4	slu	ENV	Max	0	-31.925	-42.703
6	2.4	slu	ENV	Max	0	-43.884	-42.703
6	2.5	slu	ENV	Max	0	-41.61	-36.6418
6	2.5	slu	ENV	Max	0	-53.677	-36.6418
6	2.6	slu	ENV	Max	0	-51.403	-28.2499
6	2.6	slu	ENV	Max	0	-63.581	-28.2499
6	2.7	slu	ENV	Max	0	-61.307	-18.7576
6	2.7	slu	ENV	Max	0	-73.596	-18.7576
6	2.8	slu	ENV	Max	0	-71.321	-8.163
6	2.8	slu	ENV	Max	0	-83.722	-8.163

6	2.9	slu	ENV	Max	0	-81.448	3.5354
6	2.9	slu	ENV	Max	0	-93.962	3.5354
6	3	slu	ENV	Max	0	-91.687	16.3395
6	3	slu	ENV	Max	0	-104.314	16.3395
6	3.1	slu	ENV	Max	0	-102.04	30.251
6	3.1	slu	ENV	Max	0	-114.78	30.251
6	3.2	slu	ENV	Max	0	-112.506	45.2716
6	3.2	slu	ENV	Max	0	-125.359	45.2716
6	3.3	slu	ENV	Max	0	-123.085	61.403
6	3.3	slu	ENV	Max	0	-136.052	61.403
6	3.4	slu	ENV	Max	0	-133.778	78.647
6	3.4	slu	ENV	Max	0	-146.858	78.647
6	3.5	slu	ENV	Max	0	-144.583	97.0051
6	3.5	slu	ENV	Max	0	-157.776	97.0051
6	3.6	slu	ENV	Max	0	-155.501	116.4786
6	0	slu	ENV	Min	0	160.858	109.1108
6	0.1	slu	ENV	Min	0	163.132	90.1414
6	0.1	slu	ENV	Min	0	153.438	90.1414
6	0.2	slu	ENV	Min	0	155.712	72.2715
6	0.2	slu	ENV	Min	0	145.918	72.2715
6	0.3	slu	ENV	Min	0	148.193	55.5005
6	0.3	slu	ENV	Min	0	138.301	55.5005
6	0.4	slu	ENV	Min	0	140.575	39.8277
6	0.4	slu	ENV	Min	0	130.587	39.8277
6	0.5	slu	ENV	Min	0	132.861	25.2525
6	0.5	slu	ENV	Min	0	122.777	25.2525
6	0.6	slu	ENV	Min	0	125.051	11.7739
6	0.6	slu	ENV	Min	0	114.872	11.7739
6	0.7	slu	ENV	Min	0	117.147	-0.6088
6	0.7	slu	ENV	Min	0	106.874	-0.6088
6	0.8	slu	ENV	Min	0	109.148	-11.8965
6	0.8	slu	ENV	Min	0	98.782	-11.8965
6	0.9	slu	ENV	Min	0	101.056	-22.09
6	0.9	slu	ENV	Min	0	89.863	-22.09
6	1	slu	ENV	Min	0	92.137	-31.19
6	1	slu	ENV	Min	0	78.935	-31.19
6	1.1	slu	ENV	Min	0	81.21	-39.1973
6	1.1	slu	ENV	Min	0	68.014	-39.1973
6	1.2	slu	ENV	Min	0	70.288	-46.1124
6	1.2	slu	ENV	Min	0	57.097	-46.1124
6	1.3	slu	ENV	Min	0	59.371	-51.9357
6	1.3	slu	ENV	Min	0	46.183	-51.9357
6	1.4	slu	ENV	Min	0	48.457	-56.6677
6	1.4	slu	ENV	Min	0	35.272	-56.6677
6	1.5	slu	ENV	Min	0	37.546	-60.3086
6	1.5	slu	ENV	Min	0	24.361	-60.3086
6	1.6	slu	ENV	Min	0	26.635	-62.8584
6	1.6	slu	ENV	Min	0	13.45	-62.8584
6	1.7	slu	ENV	Min	0	15.724	-64.3171
6	1.7	slu	ENV	Min	0	2.536	-64.3171
6	1.8	slu	ENV	Min	0	4.81	-64.6844

6	1.8	slu	ENV	Min	0	-8.382	-64.6844
6	1.9	slu	ENV	Min	0	-6.108	-63.9599
6	1.9	slu	ENV	Min	0	-19.306	-63.9599
6	2	slu	ENV	Min	0	-17.032	-62.143
6	2	slu	ENV	Min	0	-30.237	-62.143
6	2.1	slu	ENV	Min	0	-27.963	-59.233
6	2.1	slu	ENV	Min	0	-41.177	-59.233
6	2.2	slu	ENV	Min	0	-38.903	-55.2289
6	2.2	slu	ENV	Min	0	-52.128	-55.2289
6	2.3	slu	ENV	Min	0	-49.853	-50.1299
6	2.3	slu	ENV	Min	0	-63.09	-50.1299
6	2.4	slu	ENV	Min	0	-60.816	-43.9346
6	2.4	slu	ENV	Min	0	-74.066	-43.9346
6	2.5	slu	ENV	Min	0	-71.791	-38.4284
6	2.5	slu	ENV	Min	0	-85.056	-38.4284
6	2.6	slu	ENV	Min	0	-82.781	-33.1743
6	2.6	slu	ENV	Min	0	-96.061	-33.1743
6	2.7	slu	ENV	Min	0	-93.787	-26.93
6	2.7	slu	ENV	Min	0	-107.083	-26.93
6	2.8	slu	ENV	Min	0	-104.808	-19.6841
6	2.8	slu	ENV	Min	0	-118.122	-19.6841
6	2.9	slu	ENV	Min	0	-115.847	-11.4256
6	2.9	slu	ENV	Min	0	-129.178	-11.4256
6	3	slu	ENV	Min	0	-126.903	-2.1431
6	3	slu	ENV	Min	0	-140.252	-2.1431
6	3.1	slu	ENV	Min	0	-137.977	8.1746
6	3.1	slu	ENV	Min	0	-151.343	8.1746
6	3.2	slu	ENV	Min	0	-149.069	19.5388
6	3.2	slu	ENV	Min	0	-162.452	19.5388
6	3.3	slu	ENV	Min	0	-160.177	31.9611
6	3.3	slu	ENV	Min	0	-173.577	31.9611
6	3.4	slu	ENV	Min	0	-171.303	45.4525
6	3.4	slu	ENV	Min	0	-184.718	45.4525
6	3.5	slu	ENV	Min	0	-182.443	60.0246
6	3.5	slu	ENV	Min	0	-195.872	60.0246
6	3.6	slu	ENV	Min	0	-193.598	75.6884
7	0	slu	ENV	Max	0	205.276	123.3688
7	0.1	slu	ENV	Max	0	207.55	103.1741
7	0.1	slu	ENV	Max	0	194.146	103.1741
7	0.2	slu	ENV	Max	0	196.42	84.0961
7	0.2	slu	ENV	Max	0	182.916	84.0961
7	0.3	slu	ENV	Max	0	185.191	66.1347
7	0.3	slu	ENV	Max	0	171.588	66.1347
7	0.4	slu	ENV	Max	0	173.862	49.2894
7	0.4	slu	ENV	Max	0	160.16	49.2894
7	0.5	slu	ENV	Max	0	162.434	33.5598
7	0.5	slu	ENV	Max	0	148.633	33.5598
7	0.6	slu	ENV	Max	0	150.907	18.9455
7	0.6	slu	ENV	Max	0	137.006	18.9455
7	0.7	slu	ENV	Max	0	139.28	5.4457
7	0.7	slu	ENV	Max	0	125.278	5.4457

7	0.8	slu	ENV	Max	0	127.552	-6.94
7	0.8	slu	ENV	Max	0	113.448	-6.94
7	0.9	slu	ENV	Max	0	115.723	-18.2122
7	0.9	slu	ENV	Max	0	101.515	-18.2122
7	1	slu	ENV	Max	0	103.789	-28.3715
7	1	slu	ENV	Max	0	89.477	-28.3715
7	1.1	slu	ENV	Max	0	91.751	-37.4184
7	1.1	slu	ENV	Max	0	78.21	-37.4184
7	1.2	slu	ENV	Max	0	80.485	-45.3531
7	1.2	slu	ENV	Max	0	67.092	-45.3531
7	1.3	slu	ENV	Max	0	69.366	-52.176
7	1.3	slu	ENV	Max	0	55.975	-52.176
7	1.4	slu	ENV	Max	0	58.25	-57.8873
7	1.4	slu	ENV	Max	0	44.859	-57.8873
7	1.5	slu	ENV	Max	0	47.133	-62.4868
7	1.5	slu	ENV	Max	0	33.74	-62.4868
7	1.6	slu	ENV	Max	0	36.015	-65.9746
7	1.6	slu	ENV	Max	0	22.619	-65.9746
7	1.7	slu	ENV	Max	0	24.894	-68.3502
7	1.7	slu	ENV	Max	0	11.493	-68.3502
7	1.8	slu	ENV	Max	0	13.768	-69.6133
7	1.8	slu	ENV	Max	0	0.361	-69.6133
7	1.9	slu	ENV	Max	0	2.636	-69.7631
7	1.9	slu	ENV	Max	0	-10.779	-69.7631
7	2	slu	ENV	Max	0	-8.505	-68.7989
7	2	slu	ENV	Max	0	-21.93	-68.7989
7	2.1	slu	ENV	Max	0	-19.655	-66.7197
7	2.1	slu	ENV	Max	0	-33.091	-66.7197
7	2.2	slu	ENV	Max	0	-30.817	-63.5243
7	2.2	slu	ENV	Max	0	-44.267	-63.5243
7	2.3	slu	ENV	Max	0	-41.992	-59.2113
7	2.3	slu	ENV	Max	0	-55.457	-59.2113
7	2.4	slu	ENV	Max	0	-53.183	-53.7793
7	2.4	slu	ENV	Max	0	-66.664	-53.7793
7	2.5	slu	ENV	Max	0	-64.389	-47.2267
7	2.5	slu	ENV	Max	0	-77.888	-47.2267
7	2.6	slu	ENV	Max	0	-75.614	-39.5515
7	2.6	slu	ENV	Max	0	-89.132	-39.5515
7	2.7	slu	ENV	Max	0	-86.858	-30.752
7	2.7	slu	ENV	Max	0	-100.396	-30.752
7	2.8	slu	ENV	Max	0	-98.122	-20.8261
7	2.8	slu	ENV	Max	0	-111.682	-20.8261
7	2.9	slu	ENV	Max	0	-109.407	-9.7716
7	2.9	slu	ENV	Max	0	-122.989	-9.7716
7	3	slu	ENV	Max	0	-120.715	2.4136
7	3	slu	ENV	Max	0	-134.319	2.4136
7	3.1	slu	ENV	Max	0	-132.044	15.7317
7	3.1	slu	ENV	Max	0	-145.671	15.7317
7	3.2	slu	ENV	Max	0	-143.397	30.1851
7	3.2	slu	ENV	Max	0	-157.046	30.1851
7	3.3	slu	ENV	Max	0	-154.772	45.776

7	3.3	slu ENV	Max	0	-168.443	45.776
7	3.4	slu ENV	Max	0	-166.169	65.4763
7	3.4	slu ENV	Max	0	-179.862	65.4763
7	3.5	slu ENV	Max	0	-177.588	89.0791
7	3.5	slu ENV	Max	0	-191.301	89.0791
7	3.6	slu ENV	Max	0	-189.027	114.2219
7	0	slu ENV	Min	0	200.81	78.0869
7	0.1	slu ENV	Min	0	203.084	57.4456
7	0.1	slu ENV	Min	0	189.643	57.4456
7	0.2	slu ENV	Min	0	191.917	37.9173
7	0.2	slu ENV	Min	0	178.477	37.9173
7	0.3	slu ENV	Min	0	180.752	19.5119
7	0.3	slu ENV	Min	0	167.316	19.5119
7	0.4	slu ENV	Min	0	169.59	2.2394
7	0.4	slu ENV	Min	0	156.158	2.2394
7	0.5	slu ENV	Min	0	158.433	-13.8903
7	0.5	slu ENV	Min	0	145.006	-13.8903
7	0.6	slu ENV	Min	0	147.281	-28.8672
7	0.6	slu ENV	Min	0	133.86	-28.8672
7	0.7	slu ENV	Min	0	136.135	-42.6815
7	0.7	slu ENV	Min	0	122.72	-42.6815
7	0.8	slu ENV	Min	0	124.994	-55.3231
7	0.8	slu ENV	Min	0	111.585	-55.3231
7	0.9	slu ENV	Min	0	113.86	-66.7816
7	0.9	slu ENV	Min	0	100.456	-66.7816
7	1	slu ENV	Min	0	102.73	-77.0468
7	1	slu ENV	Min	0	89.331	-77.0468
7	1.1	slu ENV	Min	0	91.606	-86.1082
7	1.1	slu ENV	Min	0	77.332	-86.1082
7	1.2	slu ENV	Min	0	79.606	-93.9551
7	1.2	slu ENV	Min	0	65.077	-93.9551
7	1.3	slu ENV	Min	0	67.351	-100.5765
7	1.3	slu ENV	Min	0	52.711	-100.5765
7	1.4	slu ENV	Min	0	54.985	-105.9613
7	1.4	slu ENV	Min	0	40.231	-105.9613
7	1.5	slu ENV	Min	0	42.505	-110.0981
7	1.5	slu ENV	Min	0	27.635	-110.0981
7	1.6	slu ENV	Min	0	29.909	-112.9753
7	1.6	slu ENV	Min	0	14.919	-112.9753
7	1.7	slu ENV	Min	0	17.193	-114.5809
7	1.7	slu ENV	Min	0	2.082	-114.5809
7	1.8	slu ENV	Min	0	4.356	-114.9028
7	1.8	slu ENV	Min	0	-10.88	-114.9028
7	1.9	slu ENV	Min	0	-8.606	-113.9285
7	1.9	slu ENV	Min	0	-23.97	-113.9285
7	2	slu ENV	Min	0	-21.695	-111.6452
7	2	slu ENV	Min	0	-37.189	-111.6452
7	2.1	slu ENV	Min	0	-34.915	-108.0401
7	2.1	slu ENV	Min	0	-50.541	-108.0401
7	2.2	slu ENV	Min	0	-48.267	-103.0997
7	2.2	slu ENV	Min	0	-64.029	-103.0997

7	2.3	slu ENV	Min	0	-61.754	-96.8105
7	2.3	slu ENV	Min	0	-77.654	-96.8105
7	2.4	slu ENV	Min	0	-75.38	-89.1588
7	2.4	slu ENV	Min	0	-91.42	-89.1588
7	2.5	slu ENV	Min	0	-89.145	-80.1306
7	2.5	slu ENV	Min	0	-105.328	-80.1306
7	2.6	slu ENV	Min	0	-103.053	-69.7115
7	2.6	slu ENV	Min	0	-119.38	-69.7115
7	2.7	slu ENV	Min	0	-117.106	-57.8872
7	2.7	slu ENV	Min	0	-133.58	-57.8872
7	2.8	slu ENV	Min	0	-131.305	-44.643
7	2.8	slu ENV	Min	0	-147.927	-44.643
7	2.9	slu ENV	Min	0	-145.652	-29.964
7	2.9	slu ENV	Min	0	-162.423	-29.964
7	3	slu ENV	Min	0	-160.149	-13.8354
7	3	slu ENV	Min	0	-177.069	-13.8354
7	3.1	slu ENV	Min	0	-174.795	3.7578
7	3.1	slu ENV	Min	0	-191.867	3.7578
7	3.2	slu ENV	Min	0	-189.592	22.8307
7	3.2	slu ENV	Min	0	-206.815	22.8307
7	3.3	slu ENV	Min	0	-204.541	43.3985
7	3.3	slu ENV	Min	0	-221.915	43.3985
7	3.4	slu ENV	Min	0	-219.641	62.5067
7	3.4	slu ENV	Min	0	-237.165	62.5067
7	3.5	slu ENV	Min	0	-234.891	80.3792
7	3.5	slu ENV	Min	0	-252.565	80.3792
7	3.6	slu ENV	Min	0	-250.29	99.3956

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	rara ENV	Max	-128.402	117.508	109.1108
1	3.035	rara ENV	Max	-90.475	0.531	-35.0844
1	3.035	rara ENV	Max	-90.475	-1.359	-35.0844
1	6.07	rara ENV	Max	-52.549	-32.771	64.2932
1	0	rara ENV	Min	-195.193	94.768	93.6436
1	3.035	rara ENV	Min	-145.889	-5	-40.9635
1	3.035	rara ENV	Min	-145.889	-7.457	-40.9635
1	6.07	rara ENV	Min	-96.585	-48.293	32.5962
2	0	rara ENV	Max	-276.747	2.863	6.8902
2	3.035	rara ENV	Max	-238.82	2.863	3.9914
2	3.035	rara ENV	Max	-238.82	0.406	3.9914
2	6.07	rara ENV	Max	-200.894	0.406	11.4236
2	0	rara ENV	Min	-407.849	-0.559	2.2954
2	3.035	rara ENV	Min	-358.545	-0.559	-1.7994
2	3.035	rara ENV	Min	-358.545	-2.449	-1.7994
2	6.07	rara ENV	Min	-309.241	-2.449	-3.0319
3	0	rara ENV	Max	-190.933	-88.539	-87.5736
3	3.035	rara ENV	Max	-146.589	9.508	36.9973
3	3.035	rara ENV	Max	-146.589	7.051	36.9973

3	6.07	rara ENV	Max	-97.285	47.887	-52.8629
3	0	rara ENV	Min	-195.893	-113	-99.3956
3	3.035	rara ENV	Min	-153.007	5.697	22.2498
3	3.035	rara ENV	Min	-153.007	3.807	22.2498
3	6.07	rara ENV	Min	-115.08	35.22	-67.0269
4	0	rara ENV	Max	-32.771	-52.549	-32.5962
4	0.45	rara ENV	Max	-32.771	-37.026	-12.4419
4	0.9	rara ENV	Max	-32.771	-21.502	4.4706
4	1.35	rara ENV	Max	-32.771	-5.979	25.2307
4	1.8	rara ENV	Max	-32.771	9.544	36.9098
4	1.8	rara ENV	Max	-32.771	9.544	36.9098
4	2.25	rara ENV	Max	-32.771	25.068	37.4573
4	2.7	rara ENV	Max	-32.771	64.997	18.4444
4	3.15	rara ENV	Max	-32.771	110.49	-21.0404
4	3.6	rara ENV	Max	-32.771	155.983	-66.9562
4	0	rara ENV	Min	-48.293	-96.585	-64.2932
4	0.45	rara ENV	Min	-48.293	-76.404	-25.3708
4	0.9	rara ENV	Min	-48.293	-56.224	0.7268
4	1.35	rara ENV	Min	-48.293	-36.044	6.9101
4	1.8	rara ENV	Min	-48.293	-15.863	6.1078
4	1.8	rara ENV	Min	-48.293	-15.863	6.1078
4	2.25	rara ENV	Min	-48.293	19.505	-1.6799
4	2.7	rara ENV	Min	-48.293	40.591	-16.4532
4	3.15	rara ENV	Min	-48.293	56.114	-38.2119
4	3.6	rara ENV	Min	-48.293	71.638	-80.9969
5	0	rara ENV	Max	-35.22	-129.256	-77.965
5	0.45	rara ENV	Max	-35.22	-104.283	-19.2349
5	0.9	rara ENV	Max	-35.22	-62.272	19.0234
5	1.35	rara ENV	Max	-35.22	-16.779	39.7984
5	1.8	rara ENV	Max	-35.22	16.564	50.2776
5	1.8	rara ENV	Max	-35.22	16.564	50.2776
5	2.25	rara ENV	Max	-35.22	36.744	46.1776
5	2.7	rara ENV	Max	-35.22	57.709	27.4983
5	3.15	rara ENV	Max	-35.22	90.107	-5.7602
5	3.6	rara ENV	Max	-35.22	115.08	-52.8629
5	0	rara ENV	Min	-47.887	-153.258	-78.3798
5	0.45	rara ENV	Min	-47.887	-107.765	-24.8978
5	0.9	rara ENV	Min	-47.887	-71.885	14.7399
5	1.35	rara ENV	Min	-47.887	-39.486	36.81
5	1.8	rara ENV	Min	-47.887	-7.088	35.4369
5	1.8	rara ENV	Min	-47.887	-7.088	35.4369
5	2.25	rara ENV	Min	-47.887	25.31	23.4427
5	2.7	rara ENV	Min	-47.887	56.924	2.3673
5	3.15	rara ENV	Min	-47.887	77.105	-27.7892
5	3.6	rara ENV	Min	-47.887	97.285	-67.0269
6	0	rara ENV	Max	0	188.557	109.1108
6	0.1	rara ENV	Max	0	190.831	90.1414
6	0.1	rara ENV	Max	0	177.562	90.1414
6	0.2	rara ENV	Max	0	179.836	72.2715
6	0.2	rara ENV	Max	0	166.573	72.2715
6	0.3	rara ENV	Max	0	168.847	57.742

6	0.3	rara ENV	Max	0	155.59	57.742
6	0.4	rara ENV	Max	0	157.865	46.9576
6	0.4	rara ENV	Max	0	144.615	46.9576
6	0.5	rara ENV	Max	0	146.89	36.7754
6	0.5	rara ENV	Max	0	133.649	36.7754
6	0.6	rara ENV	Max	0	135.923	27.2014
6	0.6	rara ENV	Max	0	122.69	27.2014
6	0.7	rara ENV	Max	0	124.964	18.242
6	0.7	rara ENV	Max	0	111.74	18.242
6	0.8	rara ENV	Max	0	114.014	9.9032
6	0.8	rara ENV	Max	0	100.798	9.9032
6	0.9	rara ENV	Max	0	103.072	2.1912
6	0.9	rara ENV	Max	0	89.863	2.1912
6	1	rara ENV	Max	0	92.137	-4.888
6	1	rara ENV	Max	0	78.935	-4.888
6	1.1	rara ENV	Max	0	81.21	-11.3282
6	1.1	rara ENV	Max	0	68.014	-11.3282
6	1.2	rara ENV	Max	0	70.288	-17.1232
6	1.2	rara ENV	Max	0	57.097	-17.1232
6	1.3	rara ENV	Max	0	59.371	-22.267
6	1.3	rara ENV	Max	0	46.183	-22.267
6	1.4	rara ENV	Max	0	48.457	-26.7531
6	1.4	rara ENV	Max	0	37.348	-26.7531
6	1.5	rara ENV	Max	0	39.098	-30.5755
6	1.5	rara ENV	Max	0	30.646	-30.5755
6	1.6	rara ENV	Max	0	32.396	-33.7275
6	1.6	rara ENV	Max	0	23.879	-33.7275
6	1.7	rara ENV	Max	0	25.629	-36.2029
6	1.7	rara ENV	Max	0	17.047	-36.2029
6	1.8	rara ENV	Max	0	18.796	-37.9951
6	1.8	rara ENV	Max	0	10.148	-37.9951
6	1.9	rara ENV	Max	0	11.897	-39.0973
6	1.9	rara ENV	Max	0	3.182	-39.0973
6	2	rara ENV	Max	0	4.931	-39.503
6	2	rara ENV	Max	0	-3.853	-39.503
6	2.1	rara ENV	Max	0	-2.103	-39.2052
6	2.1	rara ENV	Max	0	-10.956	-39.2052
6	2.2	rara ENV	Max	0	-9.207	-38.1971
6	2.2	rara ENV	Max	0	-18.131	-38.1971
6	2.3	rara ENV	Max	0	-16.381	-36.4715
6	2.3	rara ENV	Max	0	-25.376	-36.4715
6	2.4	rara ENV	Max	0	-23.627	-34.0214
6	2.4	rara ENV	Max	0	-32.694	-34.0214
6	2.5	rara ENV	Max	0	-30.944	-30.8395
6	2.5	rara ENV	Max	0	-40.085	-30.8395
6	2.6	rara ENV	Max	0	-38.335	-26.9184
6	2.6	rara ENV	Max	0	-47.55	-26.9184
6	2.7	rara ENV	Max	0	-45.801	-18.7576
6	2.7	rara ENV	Max	0	-55.09	-18.7576
6	2.8	rara ENV	Max	0	-53.34	-8.163
6	2.8	rara ENV	Max	0	-62.705	-8.163

6	2.9	rara ENV	Max	0	-60.956	3.5354
6	2.9	rara ENV	Max	0	-70.397	3.5354
6	3	rara ENV	Max	0	-68.647	16.3395
6	3	rara ENV	Max	0	-78.164	16.3395
6	3.1	rara ENV	Max	0	-76.415	30.251
6	3.1	rara ENV	Max	0	-86.009	30.251
6	3.2	rara ENV	Max	0	-84.259	45.2716
6	3.2	rara ENV	Max	0	-93.93	45.2716
6	3.3	rara ENV	Max	0	-92.18	61.403
6	3.3	rara ENV	Max	0	-101.928	61.403
6	3.4	rara ENV	Max	0	-100.178	78.647
6	3.4	rara ENV	Max	0	-110.002	78.647
6	3.5	rara ENV	Max	0	-108.253	97.0051
6	3.5	rara ENV	Max	0	-118.153	97.0051
6	3.6	rara ENV	Max	0	-116.403	116.4786
6	0	rara ENV	Min	0	124.647	93.6436
6	0.1	rara ENV	Min	0	126.396	81.0915
6	0.1	rara ENV	Min	0	118.819	81.0915
6	0.2	rara ENV	Min	0	120.569	69.1221
6	0.2	rara ENV	Min	0	112.926	69.1221
6	0.3	rara ENV	Min	0	114.676	55.5005
6	0.3	rara ENV	Min	0	106.969	55.5005
6	0.4	rara ENV	Min	0	108.718	39.8277
6	0.4	rara ENV	Min	0	100.948	39.8277
6	0.5	rara ENV	Min	0	102.697	25.2525
6	0.5	rara ENV	Min	0	94.865	25.2525
6	0.6	rara ENV	Min	0	96.614	11.7739
6	0.6	rara ENV	Min	0	88.72	11.7739
6	0.7	rara ENV	Min	0	90.469	-0.6088
6	0.7	rara ENV	Min	0	82.513	-0.6088
6	0.8	rara ENV	Min	0	84.263	-11.8965
6	0.8	rara ENV	Min	0	76.246	-11.8965
6	0.9	rara ENV	Min	0	77.995	-22.09
6	0.9	rara ENV	Min	0	69.917	-22.09
6	1	rara ENV	Min	0	71.666	-31.19
6	1	rara ENV	Min	0	63.527	-31.19
6	1.1	rara ENV	Min	0	65.277	-39.1973
6	1.1	rara ENV	Min	0	57.076	-39.1973
6	1.2	rara ENV	Min	0	58.825	-46.1124
6	1.2	rara ENV	Min	0	50.563	-46.1124
6	1.3	rara ENV	Min	0	52.312	-51.9357
6	1.3	rara ENV	Min	0	43.987	-51.9357
6	1.4	rara ENV	Min	0	45.736	-56.6677
6	1.4	rara ENV	Min	0	35.272	-56.6677
6	1.5	rara ENV	Min	0	37.546	-60.3086
6	1.5	rara ENV	Min	0	24.361	-60.3086
6	1.6	rara ENV	Min	0	26.635	-62.8584
6	1.6	rara ENV	Min	0	13.45	-62.8584
6	1.7	rara ENV	Min	0	15.724	-64.3171
6	1.7	rara ENV	Min	0	2.536	-64.3171
6	1.8	rara ENV	Min	0	4.81	-64.6844

6	1.8	rara ENV	Min	0	-8.382	-64.6844
6	1.9	rara ENV	Min	0	-6.108	-63.9599
6	1.9	rara ENV	Min	0	-19.306	-63.9599
6	2	rara ENV	Min	0	-17.032	-62.143
6	2	rara ENV	Min	0	-30.237	-62.143
6	2.1	rara ENV	Min	0	-27.963	-59.233
6	2.1	rara ENV	Min	0	-41.177	-59.233
6	2.2	rara ENV	Min	0	-38.903	-55.2289
6	2.2	rara ENV	Min	0	-52.128	-55.2289
6	2.3	rara ENV	Min	0	-49.853	-50.1299
6	2.3	rara ENV	Min	0	-63.09	-50.1299
6	2.4	rara ENV	Min	0	-60.816	-43.9346
6	2.4	rara ENV	Min	0	-74.066	-43.9346
6	2.5	rara ENV	Min	0	-71.791	-36.6418
6	2.5	rara ENV	Min	0	-85.056	-36.6418
6	2.6	rara ENV	Min	0	-82.781	-28.2499
6	2.6	rara ENV	Min	0	-96.061	-28.2499
6	2.7	rara ENV	Min	0	-93.787	-22.2509
6	2.7	rara ENV	Min	0	-107.083	-22.2509
6	2.8	rara ENV	Min	0	-104.808	-16.8294
6	2.8	rara ENV	Min	0	-118.122	-16.8294
6	2.9	rara ENV	Min	0	-115.847	-10.6463
6	2.9	rara ENV	Min	0	-129.178	-10.6463
6	3	rara ENV	Min	0	-126.903	-3.6942
6	3	rara ENV	Min	0	-140.252	-3.6942
6	3.1	rara ENV	Min	0	-137.977	4.0348
6	3.1	rara ENV	Min	0	-151.343	4.0348
6	3.2	rara ENV	Min	0	-149.069	12.5482
6	3.2	rara ENV	Min	0	-162.452	12.5482
6	3.3	rara ENV	Min	0	-160.177	21.8537
6	3.3	rara ENV	Min	0	-173.577	21.8537
6	3.4	rara ENV	Min	0	-171.303	31.959
6	3.4	rara ENV	Min	0	-184.718	31.959
6	3.5	rara ENV	Min	0	-182.443	42.8718
6	3.5	rara ENV	Min	0	-195.872	42.8718
6	3.6	rara ENV	Min	0	-193.598	54.5996
7	0	rara ENV	Max	0	200.81	123.3688
7	0.1	rara ENV	Max	0	203.084	103.1741
7	0.1	rara ENV	Max	0	189.643	103.1741
7	0.2	rara ENV	Max	0	191.917	84.0961
7	0.2	rara ENV	Max	0	178.477	84.0961
7	0.3	rara ENV	Max	0	180.752	66.1347
7	0.3	rara ENV	Max	0	167.316	66.1347
7	0.4	rara ENV	Max	0	169.59	49.2894
7	0.4	rara ENV	Max	0	156.158	49.2894
7	0.5	rara ENV	Max	0	158.433	33.5598
7	0.5	rara ENV	Max	0	145.006	33.5598
7	0.6	rara ENV	Max	0	147.281	18.9455
7	0.6	rara ENV	Max	0	133.86	18.9455
7	0.7	rara ENV	Max	0	136.135	5.4457
7	0.7	rara ENV	Max	0	122.72	5.4457

7	0.8	rara ENV	Max	0	124.994	-6.94
7	0.8	rara ENV	Max	0	111.585	-6.94
7	0.9	rara ENV	Max	0	113.86	-18.2122
7	0.9	rara ENV	Max	0	100.456	-18.2122
7	1	rara ENV	Max	0	102.73	-28.3715
7	1	rara ENV	Max	0	89.331	-28.3715
7	1.1	rara ENV	Max	0	91.606	-37.4184
7	1.1	rara ENV	Max	0	78.21	-37.4184
7	1.2	rara ENV	Max	0	80.485	-45.3531
7	1.2	rara ENV	Max	0	67.092	-45.3531
7	1.3	rara ENV	Max	0	69.366	-52.176
7	1.3	rara ENV	Max	0	55.975	-52.176
7	1.4	rara ENV	Max	0	58.25	-57.8873
7	1.4	rara ENV	Max	0	44.859	-57.8873
7	1.5	rara ENV	Max	0	47.133	-62.4868
7	1.5	rara ENV	Max	0	33.74	-62.4868
7	1.6	rara ENV	Max	0	36.015	-65.9746
7	1.6	rara ENV	Max	0	22.619	-65.9746
7	1.7	rara ENV	Max	0	24.894	-68.3502
7	1.7	rara ENV	Max	0	11.493	-68.3502
7	1.8	rara ENV	Max	0	13.768	-69.6133
7	1.8	rara ENV	Max	0	0.361	-69.6133
7	1.9	rara ENV	Max	0	2.636	-69.7631
7	1.9	rara ENV	Max	0	-10.779	-69.7631
7	2	rara ENV	Max	0	-8.505	-68.7989
7	2	rara ENV	Max	0	-21.93	-68.7989
7	2.1	rara ENV	Max	0	-19.655	-66.7197
7	2.1	rara ENV	Max	0	-33.091	-66.7197
7	2.2	rara ENV	Max	0	-30.817	-63.5243
7	2.2	rara ENV	Max	0	-44.267	-63.5243
7	2.3	rara ENV	Max	0	-41.992	-59.2113
7	2.3	rara ENV	Max	0	-55.457	-59.2113
7	2.4	rara ENV	Max	0	-53.183	-53.7793
7	2.4	rara ENV	Max	0	-66.664	-53.7793
7	2.5	rara ENV	Max	0	-64.389	-47.2267
7	2.5	rara ENV	Max	0	-77.888	-47.2267
7	2.6	rara ENV	Max	0	-75.614	-39.5515
7	2.6	rara ENV	Max	0	-89.062	-39.5515
7	2.7	rara ENV	Max	0	-86.858	-30.752
7	2.7	rara ENV	Max	0	-99.439	-30.752
7	2.8	rara ENV	Max	0	-97.69	-20.8261
7	2.8	rara ENV	Max	0	-109.918	-20.8261
7	2.9	rara ENV	Max	0	-108.168	-9.7716
7	2.9	rara ENV	Max	0	-120.499	-9.7716
7	3	rara ENV	Max	0	-118.749	2.4136
7	3	rara ENV	Max	0	-131.183	2.4136
7	3.1	rara ENV	Max	0	-129.434	15.7317
7	3.1	rara ENV	Max	0	-141.971	15.7317
7	3.2	rara ENV	Max	0	-140.221	30.1851
7	3.2	rara ENV	Max	0	-152.863	30.1851
7	3.3	rara ENV	Max	0	-151.113	45.776

7	3.3	rara ENV	Max	0	-163.858	45.776
7	3.4	rara ENV	Max	0	-162.108	62.5067
7	3.4	rara ENV	Max	0	-174.956	62.5067
7	3.5	rara ENV	Max	0	-173.207	80.3792
7	3.5	rara ENV	Max	0	-186.157	80.3792
7	3.6	rara ENV	Max	0	-184.407	99.3956
7	0	rara ENV	Min	0	150.369	56.8949
7	0.1	rara ENV	Min	0	152.118	41.7706
7	0.1	rara ENV	Min	0	142.075	41.7706
7	0.2	rara ENV	Min	0	143.825	27.4756
7	0.2	rara ENV	Min	0	133.716	27.4756
7	0.3	rara ENV	Min	0	135.465	14.0166
7	0.3	rara ENV	Min	0	125.289	14.0166
7	0.4	rara ENV	Min	0	127.039	1.4002
7	0.4	rara ENV	Min	0	116.797	1.4002
7	0.5	rara ENV	Min	0	118.546	-10.367
7	0.5	rara ENV	Min	0	108.237	-10.367
7	0.6	rara ENV	Min	0	109.987	-21.2782
7	0.6	rara ENV	Min	0	99.611	-21.2782
7	0.7	rara ENV	Min	0	101.361	-31.3268
7	0.7	rara ENV	Min	0	90.918	-31.3268
7	0.8	rara ENV	Min	0	92.667	-40.5061
7	0.8	rara ENV	Min	0	82.156	-40.5061
7	0.9	rara ENV	Min	0	83.905	-48.8091
7	0.9	rara ENV	Min	0	73.324	-48.8091
7	1	rara ENV	Min	0	75.073	-56.229
7	1	rara ENV	Min	0	64.421	-56.229
7	1.1	rara ENV	Min	0	66.171	-62.7586
7	1.1	rara ENV	Min	0	55.447	-62.7586
7	1.2	rara ENV	Min	0	57.196	-68.3907
7	1.2	rara ENV	Min	0	46.398	-68.3907
7	1.3	rara ENV	Min	0	48.148	-73.118
7	1.3	rara ENV	Min	0	37.274	-73.118
7	1.4	rara ENV	Min	0	39.024	-76.9329
7	1.4	rara ENV	Min	0	28.073	-76.9329
7	1.5	rara ENV	Min	0	29.823	-79.8277
7	1.5	rara ENV	Min	0	18.793	-79.8277
7	1.6	rara ENV	Min	0	20.542	-81.7945
7	1.6	rara ENV	Min	0	9.432	-81.7945
7	1.7	rara ENV	Min	0	11.181	-82.8251
7	1.7	rara ENV	Min	0	-0.012	-82.8251
7	1.8	rara ENV	Min	0	1.737	-82.9114
7	1.8	rara ENV	Min	0	-9.541	-82.9114
7	1.9	rara ENV	Min	0	-7.792	-82.0447
7	1.9	rara ENV	Min	0	-19.157	-82.0447
7	2	rara ENV	Min	0	-17.408	-80.2164
7	2	rara ENV	Min	0	-28.862	-80.2164
7	2.1	rara ENV	Min	0	-27.113	-77.4177
7	2.1	rara ENV	Min	0	-38.658	-77.4177
7	2.2	rara ENV	Min	0	-36.909	-73.6394
7	2.2	rara ENV	Min	0	-48.547	-73.6394

7	2.3	rara ENV	Min	0	-46.797	-68.8722
7	2.3	rara ENV	Min	0	-58.53	-68.8722
7	2.4	rara ENV	Min	0	-56.78	-63.1067
7	2.4	rara ENV	Min	0	-68.609	-63.1067
7	2.5	rara ENV	Min	0	-66.859	-56.3333
7	2.5	rara ENV	Min	0	-78.786	-56.3333
7	2.6	rara ENV	Min	0	-77.036	-48.5422
7	2.6	rara ENV	Min	0	-89.132	-48.5422
7	2.7	rara ENV	Min	0	-87.313	-39.7234
7	2.7	rara ENV	Min	0	-100.396	-39.7234
7	2.8	rara ENV	Min	0	-98.122	-29.867
7	2.8	rara ENV	Min	0	-111.682	-29.867
7	2.9	rara ENV	Min	0	-109.407	-18.9627
7	2.9	rara ENV	Min	0	-122.989	-18.9627
7	3	rara ENV	Min	0	-120.715	-7.0003
7	3	rara ENV	Min	0	-134.319	-7.0003
7	3.1	rara ENV	Min	0	-132.044	6.0306
7	3.1	rara ENV	Min	0	-145.671	6.0306
7	3.2	rara ENV	Min	0	-143.397	20.1402
7	3.2	rara ENV	Min	0	-157.046	20.1402
7	3.3	rara ENV	Min	0	-154.772	35.339
7	3.3	rara ENV	Min	0	-168.443	35.339
7	3.4	rara ENV	Min	0	-166.169	51.6373
7	3.4	rara ENV	Min	0	-179.862	51.6373
7	3.5	rara ENV	Min	0	-177.588	69.0454
7	3.5	rara ENV	Min	0	-191.301	69.0454
7	3.6	rara ENV	Min	0	-189.027	87.5736

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	freq ENV	Max	-129.987	94.625	93.5286
1	3.035	freq ENV	Max	-92.06	0.388	-32.3132
1	3.035	freq ENV	Max	-92.06	-1.502	-32.3132
1	6.07	freq ENV	Max	-54.134	-32.914	44.6124
1	0	freq ENV	Min	-144.756	91.722	87.1697
1	3.035	freq ENV	Min	-106.83	-2.515	-34.7643
1	3.035	freq ENV	Min	-106.83	-4.405	-34.7643
1	6.07	freq ENV	Min	-68.904	-35.817	33.3512
2	0	freq ENV	Max	-258.86	2.183	5.2731
2	3.035	freq ENV	Max	-220.934	2.183	2.6693
2	3.035	freq ENV	Max	-220.934	0.293	2.6693
2	6.07	freq ENV	Max	-183.007	0.293	8.0474
2	0	freq ENV	Min	-275.744	0.118	3.0273
2	3.035	freq ENV	Min	-237.818	0.118	-1.3537
2	3.035	freq ENV	Min	-237.818	-1.772	-1.3537
2	6.07	freq ENV	Min	-199.892	-1.772	-2.2444
3	0	freq ENV	Max	-145.543	-88.236	-79.6903
3	3.035	freq ENV	Max	-107.617	6.001	29.211
3	3.035	freq ENV	Max	-107.617	4.111	29.211

3	6.07 freq ENV	Max	-69.691	35.523	-46.8239
3	0 freq ENV	Min	-177.197	-89.073	-87.1035
3	3.035 freq ENV	Min	-139.271	5.164	24.339
3	3.035 freq ENV	Min	-139.271	3.274	24.339
3	6.07 freq ENV	Min	-101.345	34.686	-49.1547
4	0 freq ENV	Max	-32.914	-54.134	-33.3512
4	0.45 freq ENV	Max	-32.914	-38.611	-12.4837
4	0.9 freq ENV	Max	-32.914	-23.087	3.4298
4	1.35 freq ENV	Max	-32.914	-7.564	16.9726
4	1.8 freq ENV	Max	-32.914	7.959	23.5299
4	1.8 freq ENV	Max	-32.914	7.959	23.5299
4	2.25 freq ENV	Max	-32.914	23.483	22.0766
4	2.7 freq ENV	Max	-32.914	44.487	8.3981
4	3.15 freq ENV	Max	-32.914	72.666	-17.9613
4	3.6 freq ENV	Max	-32.914	100.846	-57.0014
4	0 freq ENV	Min	-35.817	-68.904	-44.6124
4	0.45 freq ENV	Min	-35.817	-53.38	-17.0985
4	0.9 freq ENV	Min	-35.817	-37.857	1.3983
4	1.35 freq ENV	Min	-35.817	-22.333	8.2949
4	1.8 freq ENV	Min	-35.817	-6.81	8.2059
4	1.8 freq ENV	Min	-35.817	-6.81	8.2059
4	2.25 freq ENV	Min	-35.817	16.307	1.1315
4	2.7 freq ENV	Min	-35.817	39.006	-12.9285
4	3.15 freq ENV	Min	-35.817	54.529	-33.974
4	3.6 freq ENV	Min	-35.817	70.053	-62.005
5	0 freq ENV	Max	-34.686	-99.046	-54.757
5	0.45 freq ENV	Max	-34.686	-70.866	-16.5268
5	0.9 freq ENV	Max	-34.686	-42.687	10.7056
5	1.35 freq ENV	Max	-34.686	-14.507	32.3391
5	1.8 freq ENV	Max	-34.686	7.597	41.2917
5	1.8 freq ENV	Max	-34.686	7.597	41.2917
5	2.25 freq ENV	Max	-34.686	23.121	37.5635
5	2.7 freq ENV	Max	-34.686	50.554	21.1545
5	3.15 freq ENV	Max	-34.686	78.734	-7.9353
5	3.6 freq ENV	Max	-34.686	101.345	-46.8239
5	0 freq ENV	Min	-35.523	-112.955	-70.0524
5	0.45 freq ENV	Min	-35.523	-90.344	-23.6086
5	0.9 freq ENV	Min	-35.523	-62.164	9.0227
5	1.35 freq ENV	Min	-35.523	-33.985	21.8914
5	1.8 freq ENV	Min	-35.523	-5.805	22.7353
5	1.8 freq ENV	Min	-35.523	-5.805	22.7353
5	2.25 freq ENV	Min	-35.523	22.375	15.8238
5	2.7 freq ENV	Min	-35.523	38.644	1.9267
5	3.15 freq ENV	Min	-35.523	54.167	-18.9559
5	3.6 freq ENV	Min	-35.523	69.691	-49.1547
6	0 freq ENV	Max	0	139.975	93.5286
6	0.1 freq ENV	Max	0	141.724	80.8286
6	0.1 freq ENV	Max	0	132.165	80.8286
6	0.2 freq ENV	Max	0	133.915	68.7308
6	0.2 freq ENV	Max	0	124.36	68.7308
6	0.3 freq ENV	Max	0	126.11	57.2401
6	0.3 freq ENV	Max	0	116.561	57.2401
6	0.4 freq ENV	Max	0	118.311	46.3609

6	0.4 freq ENV	Max	0	108.769	46.3609
6	0.5 freq ENV	Max	0	110.519	36.098
6	0.5 freq ENV	Max	0	100.984	36.098
6	0.6 freq ENV	Max	0	102.734	26.4557
6	0.6 freq ENV	Max	0	93.207	26.4557
6	0.7 freq ENV	Max	0	94.957	17.4383
6	0.7 freq ENV	Max	0	85.438	17.4383
6	0.8 freq ENV	Max	0	87.187	9.0504
6	0.8 freq ENV	Max	0	77.676	9.0504
6	0.9 freq ENV	Max	0	79.425	1.2961
6	0.9 freq ENV	Max	0	70.288	1.2961
6	1 freq ENV	Max	0	72.037	-5.8201
6	1 freq ENV	Max	0	63.864	-5.8201
6	1.1 freq ENV	Max	0	65.614	-12.294
6	1.1 freq ENV	Max	0	57.397	-12.294
6	1.2 freq ENV	Max	0	59.147	-18.1212
6	1.2 freq ENV	Max	0	50.886	-18.1212
6	1.3 freq ENV	Max	0	52.635	-23.2972
6	1.3 freq ENV	Max	0	44.33	-23.2972
6	1.4 freq ENV	Max	0	46.08	-27.8177
6	1.4 freq ENV	Max	0	37.729	-27.8177
6	1.5 freq ENV	Max	0	39.478	-31.6781
6	1.5 freq ENV	Max	0	31.082	-31.6781
6	1.6 freq ENV	Max	0	32.831	-34.8737
6	1.6 freq ENV	Max	0	24.388	-34.8737
6	1.7 freq ENV	Max	0	26.137	-37.4
6	1.7 freq ENV	Max	0	17.646	-37.4
6	1.8 freq ENV	Max	0	19.396	-39.2521
6	1.8 freq ENV	Max	0	10.856	-39.2521
6	1.9 freq ENV	Max	0	12.605	-40.4252
6	1.9 freq ENV	Max	0	4.016	-40.4252
6	2 freq ENV	Max	0	5.765	-40.9142
6	2 freq ENV	Max	0	-2.875	-40.9142
6	2.1 freq ENV	Max	0	-1.126	-40.7142
6	2.1 freq ENV	Max	0	-9.818	-40.7142
6	2.2 freq ENV	Max	0	-8.068	-39.8199
6	2.2 freq ENV	Max	0	-16.813	-39.8199
6	2.3 freq ENV	Max	0	-15.064	-38.226
6	2.3 freq ENV	Max	0	-23.862	-38.226
6	2.4 freq ENV	Max	0	-22.113	-35.9273
6	2.4 freq ENV	Max	0	-30.966	-35.9273
6	2.5 freq ENV	Max	0	-29.217	-32.0248
6	2.5 freq ENV	Max	0	-38.126	-32.0248
6	2.6 freq ENV	Max	0	-36.377	-26.7308
6	2.6 freq ENV	Max	0	-45.343	-26.7308
6	2.7 freq ENV	Max	0	-43.593	-20.66
6	2.7 freq ENV	Max	0	-52.616	-20.66
6	2.8 freq ENV	Max	0	-50.867	-13.8115
6	2.8 freq ENV	Max	0	-59.948	-13.8115
6	2.9 freq ENV	Max	0	-58.199	-6.1841
6	2.9 freq ENV	Max	0	-67.339	-6.1841
6	3 freq ENV	Max	0	-65.589	2.2231
6	3 freq ENV	Max	0	-74.789	2.2231

6	3.1 freq ENV	Max	0	-73.039	11.4114
6	3.1 freq ENV	Max	0	-82.298	11.4114
6	3.2 freq ENV	Max	0	-80.549	21.3818
6	3.2 freq ENV	Max	0	-89.867	21.3818
6	3.3 freq ENV	Max	0	-88.118	32.1357
6	3.3 freq ENV	Max	0	-97.496	32.1357
6	3.4 freq ENV	Max	0	-95.746	43.674
6	3.4 freq ENV	Max	0	-105.184	43.674
6	3.5 freq ENV	Max	0	-103.434	55.998
6	3.5 freq ENV	Max	0	-112.931	55.998
6	3.6 freq ENV	Max	0	-111.182	69.1085
6	0 freq ENV	Min	0	126.125	87.1697
6	0.1 freq ENV	Min	0	127.875	73.0848
6	0.1 freq ENV	Min	0	120.103	73.0848
6	0.2 freq ENV	Min	0	121.852	59.7808
6	0.2 freq ENV	Min	0	114.033	59.7808
6	0.3 freq ENV	Min	0	115.782	47.2573
6	0.3 freq ENV	Min	0	107.917	47.2573
6	0.4 freq ENV	Min	0	109.666	35.5137
6	0.4 freq ENV	Min	0	101.755	35.5137
6	0.5 freq ENV	Min	0	103.504	24.5493
6	0.5 freq ENV	Min	0	95.549	24.5493
6	0.6 freq ENV	Min	0	97.298	14.3634
6	0.6 freq ENV	Min	0	89.298	14.3634
6	0.7 freq ENV	Min	0	91.048	4.9552
6	0.7 freq ENV	Min	0	83.005	4.9552
6	0.8 freq ENV	Min	0	84.754	-3.6761
6	0.8 freq ENV	Min	0	76.668	-3.6761
6	0.9 freq ENV	Min	0	78.417	-11.5311
6	0.9 freq ENV	Min	0	69.922	-11.5311
6	1 freq ENV	Min	0	71.671	-18.6108
6	1 freq ENV	Min	0	62.174	-18.6108
6	1.1 freq ENV	Min	0	63.924	-24.9156
6	1.1 freq ENV	Min	0	54.433	-24.9156
6	1.2 freq ENV	Min	0	56.183	-30.4464
6	1.2 freq ENV	Min	0	46.698	-30.4464
6	1.3 freq ENV	Min	0	48.447	-35.2037
6	1.3 freq ENV	Min	0	38.967	-35.2037
6	1.4 freq ENV	Min	0	40.717	-39.1879
6	1.4 freq ENV	Min	0	31.241	-39.1879
6	1.5 freq ENV	Min	0	32.99	-42.3994
6	1.5 freq ENV	Min	0	23.517	-42.3994
6	1.6 freq ENV	Min	0	25.266	-44.8386
6	1.6 freq ENV	Min	0	15.795	-44.8386
6	1.7 freq ENV	Min	0	17.544	-46.5055
6	1.7 freq ENV	Min	0	8.073	-46.5055
6	1.8 freq ENV	Min	0	9.823	-47.4003
6	1.8 freq ENV	Min	0	0.352	-47.4003
6	1.9 freq ENV	Min	0	2.101	-47.523
6	1.9 freq ENV	Min	0	-7.372	-47.523
6	2 freq ENV	Min	0	-5.623	-46.8732
6	2 freq ENV	Min	0	-15.099	-46.8732
6	2.1 freq ENV	Min	0	-13.349	-45.4508

6	2.1 freq ENV	Min	0	-22.829	-45.4508
6	2.2 freq ENV	Min	0	-21.08	-43.2554
6	2.2 freq ENV	Min	0	-30.565	-43.2554
6	2.3 freq ENV	Min	0	-28.816	-40.2863
6	2.3 freq ENV	Min	0	-38.307	-40.2863
6	2.4 freq ENV	Min	0	-36.558	-36.5431
6	2.4 freq ENV	Min	0	-46.057	-36.5431
6	2.5 freq ENV	Min	0	-44.308	-32.9181
6	2.5 freq ENV	Min	0	-53.815	-32.9181
6	2.6 freq ENV	Min	0	-52.066	-29.193
6	2.6 freq ENV	Min	0	-61.583	-29.193
6	2.7 freq ENV	Min	0	-59.833	-24.7462
6	2.7 freq ENV	Min	0	-69.36	-24.7462
6	2.8 freq ENV	Min	0	-67.61	-19.572
6	2.8 freq ENV	Min	0	-77.148	-19.572
6	2.9 freq ENV	Min	0	-75.398	-13.6647
6	2.9 freq ENV	Min	0	-84.947	-13.6647
6	3 freq ENV	Min	0	-83.197	-7.0182
6	3 freq ENV	Min	0	-92.758	-7.0182
6	3.1 freq ENV	Min	0	-91.008	0.3732
6	3.1 freq ENV	Min	0	-100.58	0.3732
6	3.2 freq ENV	Min	0	-98.83	8.5155
6	3.2 freq ENV	Min	0	-108.413	8.5155
6	3.3 freq ENV	Min	0	-106.664	17.4147
6	3.3 freq ENV	Min	0	-116.258	17.4147
6	3.4 freq ENV	Min	0	-114.509	27.0768
6	3.4 freq ENV	Min	0	-124.114	27.0768
6	3.5 freq ENV	Min	0	-122.364	37.5077
6	3.5 freq ENV	Min	0	-131.98	37.5077
6	3.6 freq ENV	Min	0	-130.23	48.7134
7	0 freq ENV	Max	0	138.123	74.3816
7	0.1 freq ENV	Max	0	139.872	60.7051
7	0.1 freq ENV	Max	0	130.266	60.7051
7	0.2 freq ENV	Max	0	132.015	47.8163
7	0.2 freq ENV	Max	0	122.358	47.8163
7	0.3 freq ENV	Max	0	124.107	35.7149
7	0.3 freq ENV	Max	0	114.4	35.7149
7	0.4 freq ENV	Max	0	116.149	24.4011
7	0.4 freq ENV	Max	0	106.391	24.4011
7	0.5 freq ENV	Max	0	108.141	13.8746
7	0.5 freq ENV	Max	0	98.332	13.8746
7	0.6 freq ENV	Max	0	100.082	4.1352
7	0.6 freq ENV	Max	0	90.223	4.1352
7	0.7 freq ENV	Max	0	91.972	-4.8173
7	0.7 freq ENV	Max	0	82.062	-4.8173
7	0.8 freq ENV	Max	0	83.811	-12.983
7	0.8 freq ENV	Max	0	73.848	-12.983
7	0.9 freq ENV	Max	0	75.598	-20.3622
7	0.9 freq ENV	Max	0	65.581	-20.3622
7	1 freq ENV	Max	0	67.331	-26.9548
7	1 freq ENV	Max	0	57.26	-26.9548
7	1.1 freq ENV	Max	0	59.01	-32.761
7	1.1 freq ENV	Max	0	49.323	-32.761

7	1.2 freq ENV	Max	0	51.072	-37.7807
7	1.2 freq ENV	Max	0	41.457	-37.7807
7	1.3 freq ENV	Max	0	43.206	-42.0139
7	1.3 freq ENV	Max	0	33.589	-42.0139
7	1.4 freq ENV	Max	0	35.338	-45.4602
7	1.4 freq ENV	Max	0	25.717	-45.4602
7	1.5 freq ENV	Max	0	27.467	-48.1194
7	1.5 freq ENV	Max	0	17.841	-48.1194
7	1.6 freq ENV	Max	0	19.591	-49.991
7	1.6 freq ENV	Max	0	9.96	-49.991
7	1.7 freq ENV	Max	0	11.709	-51.0745
7	1.7 freq ENV	Max	0	2.072	-51.0745
7	1.8 freq ENV	Max	0	3.821	-51.3691
7	1.8 freq ENV	Max	0	-5.825	-51.3691
7	1.9 freq ENV	Max	0	-4.075	-50.8741
7	1.9 freq ENV	Max	0	-13.731	-50.8741
7	2 freq ENV	Max	0	-11.981	-49.5885
7	2 freq ENV	Max	0	-21.648	-49.5885
7	2.1 freq ENV	Max	0	-19.898	-47.5112
7	2.1 freq ENV	Max	0	-29.576	-47.5112
7	2.2 freq ENV	Max	0	-27.827	-44.6411
7	2.2 freq ENV	Max	0	-37.518	-44.6411
7	2.3 freq ENV	Max	0	-35.769	-40.9767
7	2.3 freq ENV	Max	0	-45.474	-40.9767
7	2.4 freq ENV	Max	0	-43.725	-36.5168
7	2.4 freq ENV	Max	0	-53.446	-36.5168
7	2.5 freq ENV	Max	0	-51.696	-31.2597
7	2.5 freq ENV	Max	0	-61.434	-31.2597
7	2.6 freq ENV	Max	0	-59.684	-25.2038
7	2.6 freq ENV	Max	0	-69.439	-25.2038
7	2.7 freq ENV	Max	0	-67.689	-18.3474
7	2.7 freq ENV	Max	0	-77.462	-18.3474
7	2.8 freq ENV	Max	0	-75.712	-10.6887
7	2.8 freq ENV	Max	0	-85.503	-10.6887
7	2.9 freq ENV	Max	0	-83.754	-2.2258
7	2.9 freq ENV	Max	0	-93.564	-2.2258
7	3 freq ENV	Max	0	-91.814	7.0431
7	3 freq ENV	Max	0	-101.644	7.0431
7	3.1 freq ENV	Max	0	-99.894	17.12
7	3.1 freq ENV	Max	0	-109.743	17.12
7	3.2 freq ENV	Max	0	-107.993	28.0068
7	3.2 freq ENV	Max	0	-117.861	28.0068
7	3.3 freq ENV	Max	0	-116.111	39.7054
7	3.3 freq ENV	Max	0	-125.997	39.7054
7	3.4 freq ENV	Max	0	-124.248	53.7025
7	3.4 freq ENV	Max	0	-134.152	53.7025
7	3.5 freq ENV	Max	0	-132.403	69.8954
7	3.5 freq ENV	Max	0	-142.324	69.8954
7	3.6 freq ENV	Max	0	-140.575	87.1035
7	0 freq ENV	Min	0	135.89	51.7406
7	0.1 freq ENV	Min	0	137.639	37.8409
7	0.1 freq ENV	Min	0	128.014	37.8409
7	0.2 freq ENV	Min	0	129.764	24.7268

7	0.2 freq ENV	Min	0	120.138	24.7268
7	0.3 freq ENV	Min	0	121.888	12.4036
7	0.3 freq ENV	Min	0	112.264	12.4036
7	0.4 freq ENV	Min	0	114.013	0.8761
7	0.4 freq ENV	Min	0	104.391	0.8761
7	0.5 freq ENV	Min	0	106.14	-9.8505
7	0.5 freq ENV	Min	0	96.519	-9.8505
7	0.6 freq ENV	Min	0	98.269	-19.7712
7	0.6 freq ENV	Min	0	88.65	-19.7712
7	0.7 freq ENV	Min	0	90.399	-28.881
7	0.7 freq ENV	Min	0	80.782	-28.881
7	0.8 freq ENV	Min	0	82.532	-37.1746
7	0.8 freq ENV	Min	0	72.917	-37.1746
7	0.9 freq ENV	Min	0	74.666	-44.6469
7	0.9 freq ENV	Min	0	65.052	-44.6469
7	1 freq ENV	Min	0	66.801	-51.2925
7	1 freq ENV	Min	0	57.187	-51.2925
7	1.1 freq ENV	Min	0	58.937	-57.1059
7	1.1 freq ENV	Min	0	48.883	-57.1059
7	1.2 freq ENV	Min	0	50.633	-62.0817
7	1.2 freq ENV	Min	0	40.449	-62.0817
7	1.3 freq ENV	Min	0	42.199	-66.2141
7	1.3 freq ENV	Min	0	31.956	-66.2141
7	1.4 freq ENV	Min	0	33.706	-69.4972
7	1.4 freq ENV	Min	0	23.403	-69.4972
7	1.5 freq ENV	Min	0	25.153	-71.925
7	1.5 freq ENV	Min	0	14.788	-71.925
7	1.6 freq ENV	Min	0	16.538	-73.4914
7	1.6 freq ENV	Min	0	6.11	-73.4914
7	1.7 freq ENV	Min	0	7.859	-74.1898
7	1.7 freq ENV	Min	0	-2.634	-74.1898
7	1.8 freq ENV	Min	0	-0.885	-74.0139
7	1.8 freq ENV	Min	0	-11.446	-74.0139
7	1.9 freq ENV	Min	0	-9.696	-72.9568
7	1.9 freq ENV	Min	0	-20.326	-72.9568
7	2 freq ENV	Min	0	-18.577	-71.0116
7	2 freq ENV	Min	0	-29.277	-71.0116
7	2.1 freq ENV	Min	0	-27.528	-68.1714
7	2.1 freq ENV	Min	0	-38.301	-68.1714
7	2.2 freq ENV	Min	0	-36.552	-64.4288
7	2.2 freq ENV	Min	0	-47.399	-64.4288
7	2.3 freq ENV	Min	0	-45.649	-59.7763
7	2.3 freq ENV	Min	0	-56.573	-59.7763
7	2.4 freq ENV	Min	0	-54.823	-54.2065
7	2.4 freq ENV	Min	0	-65.824	-54.2065
7	2.5 freq ENV	Min	0	-64.074	-47.7117
7	2.5 freq ENV	Min	0	-75.153	-47.7117
7	2.6 freq ENV	Min	0	-73.404	-40.2838
7	2.6 freq ENV	Min	0	-84.563	-40.2838
7	2.7 freq ENV	Min	0	-82.813	-31.915
7	2.7 freq ENV	Min	0	-94.053	-31.915
7	2.8 freq ENV	Min	0	-92.304	-22.5971
7	2.8 freq ENV	Min	0	-103.626	-22.5971

7	2.9 freq ENV	Min	0	-101.876	-12.322
7	2.9 freq ENV	Min	0	-113.281	-12.322
7	3 freq ENV	Min	0	-111.531	-1.0814
7	3 freq ENV	Min	0	-123.019	-1.0814
7	3.1 freq ENV	Min	0	-121.269	11.133
7	3.1 freq ENV	Min	0	-132.84	11.133
7	3.2 freq ENV	Min	0	-131.091	24.3296
7	3.2 freq ENV	Min	0	-142.745	24.3296
7	3.3 freq ENV	Min	0	-140.996	38.5166
7	3.3 freq ENV	Min	0	-152.733	38.5166
7	3.4 freq ENV	Min	0	-150.984	52.2176
7	3.4 freq ENV	Min	0	-162.804	52.2176
7	3.5 freq ENV	Min	0	-161.054	65.5454
7	3.5 freq ENV	Min	0	-172.956	65.5454
7	3.6 freq ENV	Min	0	-171.206	79.6903

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	Q perm. ENV	Max	-115.504	94.195	93.1837
1	3.035	Q perm. ENV	Max	-77.577	7.141	8.7154
1	3.035	Q perm. ENV	Max	-77.577	5.251	8.7154
1	6.07	Q perm. ENV	Max	-39.651	5.251	35.6164
1	0	Q perm. ENV	Min	-134.742	7.141	30.3886
1	3.035	Q perm. ENV	Min	-96.816	-0.042	-33.8042
1	3.035	Q perm. ENV	Min	-96.816	-1.932	-33.8042
1	6.07	Q perm. ENV	Min	-58.889	-33.344	-7.2216
2	0	Q perm. ENV	Max	-205.199	2.148	5.223
2	3.035	Q perm. ENV	Max	-167.273	2.148	-1.2972
2	3.035	Q perm. ENV	Max	-167.273	0.258	-1.2972
2	6.07	Q perm. ENV	Max	-129.346	0.258	-2.0812
2	0	Q perm. ENV	Min	-243.675	2.148	5.223
2	3.035	Q perm. ENV	Min	-205.749	2.148	-1.2972
2	3.035	Q perm. ENV	Min	-205.749	0.258	-1.2972
2	6.07	Q perm. ENV	Min	-167.823	0.258	-2.0812
3	0	Q perm. ENV	Max	-116.752	-3.619	-22.8978
3	3.035	Q perm. ENV	Max	-78.826	3.564	30.6067
3	3.035	Q perm. ENV	Max	-78.826	1.674	30.6067
3	6.07	Q perm. ENV	Max	-40.9	33.086	4.808
3	0	Q perm. ENV	Min	-135.99	-90.673	-85.6929
3	3.035	Q perm. ENV	Min	-98.064	-3.619	-11.913
3	3.035	Q perm. ENV	Min	-98.064	-5.509	-11.913
3	6.07	Q perm. ENV	Min	-60.138	-5.509	-38.03
4	0	Q perm. ENV	Max	5.251	-39.651	7.2216
4	0.45	Q perm. ENV	Max	5.251	-24.128	21.5719
4	0.9	Q perm. ENV	Max	5.251	-8.604	28.9366
4	1.35	Q perm. ENV	Max	5.251	6.919	29.3159
4	1.8	Q perm. ENV	Max	5.251	22.442	22.7097
4	1.8	Q perm. ENV	Max	5.251	22.442	22.7097
4	2.25	Q perm. ENV	Max	5.251	37.966	9.5655

4	2.7	Q perm. ENV	Max	5.251	53.489	-2.3546
4	3.15	Q perm. ENV	Max	5.251	69.012	-21.2602
4	3.6	Q perm. ENV	Max	5.251	84.536	-47.1513
4	0	Q perm. ENV	Min	-33.344	-58.889	-35.6164
4	0.45	Q perm. ENV	Min	-33.344	-43.366	-12.609
4	0.9	Q perm. ENV	Min	-33.344	-27.843	3.4129
4	1.35	Q perm. ENV	Min	-33.344	-12.319	12.4493
4	1.8	Q perm. ENV	Min	-33.344	3.204	14.5002
4	1.8	Q perm. ENV	Min	-33.344	3.204	14.5002
4	2.25	Q perm. ENV	Min	-33.344	18.727	9.1179
4	2.7	Q perm. ENV	Min	-33.344	34.251	-11.4593
4	3.15	Q perm. ENV	Min	-33.344	49.774	-39.0221
4	3.6	Q perm. ENV	Min	-33.344	65.298	-73.5703
5	0	Q perm. ENV	Max	5.509	-64.049	-45.0702
5	0.45	Q perm. ENV	Max	5.509	-48.526	-19.7409
5	0.9	Q perm. ENV	Max	5.509	-33.002	-1.3971
5	1.35	Q perm. ENV	Max	5.509	-17.479	9.9612
5	1.8	Q perm. ENV	Max	5.509	-1.956	22.5435
5	1.8	Q perm. ENV	Max	5.509	-1.956	22.5435
5	2.25	Q perm. ENV	Max	5.509	13.568	28.5879
5	2.7	Q perm. ENV	Max	5.509	29.091	27.6467
5	3.15	Q perm. ENV	Max	5.509	44.614	19.7201
5	3.6	Q perm. ENV	Max	5.509	60.138	4.808
5	0	Q perm. ENV	Min	-33.086	-83.287	-71.4892
5	0.45	Q perm. ENV	Min	-33.086	-67.764	-37.5027
5	0.9	Q perm. ENV	Min	-33.086	-52.24	-10.5018
5	1.35	Q perm. ENV	Min	-33.086	-36.717	9.5136
5	1.8	Q perm. ENV	Min	-33.086	-21.194	14.334
5	1.8	Q perm. ENV	Min	-33.086	-21.194	14.334
5	2.25	Q perm. ENV	Min	-33.086	-5.67	11.7212
5	2.7	Q perm. ENV	Min	-33.086	9.853	2.123
5	3.15	Q perm. ENV	Min	-33.086	25.376	-14.4607
5	3.6	Q perm. ENV	Min	-33.086	40.9	-38.03
6	0	Q perm. ENV	Max	0	130.561	93.1837
6	0.1	Q perm. ENV	Max	0	132.311	80.0401
6	0.1	Q perm. ENV	Max	0	123.954	80.0401
6	0.2	Q perm. ENV	Max	0	125.704	67.5572
6	0.2	Q perm. ENV	Max	0	117.354	67.5572
6	0.3	Q perm. ENV	Max	0	119.103	55.7344
6	0.3	Q perm. ENV	Max	0	110.76	55.7344
6	0.4	Q perm. ENV	Max	0	112.51	44.5709
6	0.4	Q perm. ENV	Max	0	104.176	44.5709
6	0.5	Q perm. ENV	Max	0	105.925	34.0658
6	0.5	Q perm. ENV	Max	0	97.6	34.0658
6	0.6	Q perm. ENV	Max	0	99.35	24.2183
6	0.6	Q perm. ENV	Max	0	91.035	24.2183
6	0.7	Q perm. ENV	Max	0	92.784	15.0274
6	0.7	Q perm. ENV	Max	0	84.479	15.0274
6	0.8	Q perm. ENV	Max	0	86.229	6.492
6	0.8	Q perm. ENV	Max	0	77.934	6.492
6	0.9	Q perm. ENV	Max	0	79.684	-1.3889

6	0.9	Q perm. ENV	Max	0	71.4	-1.3889
6	1	Q perm. ENV	Max	0	73.149	-8.6164
6	1	Q perm. ENV	Max	0	64.875	-8.6164
6	1.1	Q perm. ENV	Max	0	66.625	-15.1914
6	1.1	Q perm. ENV	Max	0	58.361	-15.1914
6	1.2	Q perm. ENV	Max	0	60.11	-21.115
6	1.2	Q perm. ENV	Max	0	51.856	-21.115
6	1.3	Q perm. ENV	Max	0	53.605	-26.388
6	1.3	Q perm. ENV	Max	0	45.359	-26.388
6	1.4	Q perm. ENV	Max	0	47.109	-31.0114
6	1.4	Q perm. ENV	Max	0	38.871	-31.0114
6	1.5	Q perm. ENV	Max	0	40.62	-34.986
6	1.5	Q perm. ENV	Max	0	32.389	-34.986
6	1.6	Q perm. ENV	Max	0	34.139	-38.3124
6	1.6	Q perm. ENV	Max	0	25.914	-38.3124
6	1.7	Q perm. ENV	Max	0	27.664	-40.9913
6	1.7	Q perm. ENV	Max	0	19.445	-40.9913
6	1.8	Q perm. ENV	Max	0	21.194	-43.0232
6	1.8	Q perm. ENV	Max	0	12.979	-43.0232
6	1.9	Q perm. ENV	Max	0	14.729	-44.4086
6	1.9	Q perm. ENV	Max	0	6.517	-44.4086
6	2	Q perm. ENV	Max	0	8.267	-45.1478
6	2	Q perm. ENV	Max	0	0.057	-45.1478
6	2.1	Q perm. ENV	Max	0	1.807	-45.241
6	2.1	Q perm. ENV	Max	0	-6.402	-45.241
6	2.2	Q perm. ENV	Max	0	-4.652	-44.6883
6	2.2	Q perm. ENV	Max	0	-12.861	-44.6883
6	2.3	Q perm. ENV	Max	0	-11.112	-43.4896
6	2.3	Q perm. ENV	Max	0	-19.321	-43.4896
6	2.4	Q perm. ENV	Max	0	-17.572	-41.645
6	2.4	Q perm. ENV	Max	0	-25.784	-41.645
6	2.5	Q perm. ENV	Max	0	-24.035	-39.1541
6	2.5	Q perm. ENV	Max	0	-32.25	-39.1541
6	2.6	Q perm. ENV	Max	0	-30.501	-36.0165
6	2.6	Q perm. ENV	Max	0	-38.72	-36.0165
6	2.7	Q perm. ENV	Max	0	-36.971	-32.232
6	2.7	Q perm. ENV	Max	0	-45.196	-32.232
6	2.8	Q perm. ENV	Max	0	-43.446	-27.7999
6	2.8	Q perm. ENV	Max	0	-51.677	-27.7999
6	2.9	Q perm. ENV	Max	0	-49.928	-22.7196
6	2.9	Q perm. ENV	Max	0	-58.166	-22.7196
6	3	Q perm. ENV	Max	0	-56.416	-16.9905
6	3	Q perm. ENV	Max	0	-64.662	-16.9905
6	3.1	Q perm. ENV	Max	0	-62.912	-10.6118
6	3.1	Q perm. ENV	Max	0	-71.166	-10.6118
6	3.2	Q perm. ENV	Max	0	-69.416	-3.1165
6	3.2	Q perm. ENV	Max	0	-77.678	-3.1165
6	3.3	Q perm. ENV	Max	0	-75.929	6.4999
6	3.3	Q perm. ENV	Max	0	-84.199	6.4999
6	3.4	Q perm. ENV	Max	0	-82.45	16.7649
6	3.4	Q perm. ENV	Max	0	-90.729	16.7649

6	3.5	Q perm. ENV	Max	0	-88.979	27.6793
6	3.5	Q perm. ENV	Max	0	-97.267	27.6793
6	3.6	Q perm. ENV	Max	0	-95.517	39.244
6	0	Q perm. ENV	Min	0	111.244	30.3886
6	0.1	Q perm. ENV	Min	0	112.994	19.1767
6	0.1	Q perm. ENV	Min	0	104.499	19.1767
6	0.2	Q perm. ENV	Min	0	106.248	8.6394
6	0.2	Q perm. ENV	Min	0	97.778	8.6394
6	0.3	Q perm. ENV	Min	0	99.527	-1.2259
6	0.3	Q perm. ENV	Min	0	91.081	-1.2259
6	0.4	Q perm. ENV	Min	0	92.831	-10.4214
6	0.4	Q perm. ENV	Min	0	84.409	-10.4214
6	0.5	Q perm. ENV	Min	0	86.158	-18.9498
6	0.5	Q perm. ENV	Min	0	77.761	-18.9498
6	0.6	Q perm. ENV	Min	0	79.51	-26.8134
6	0.6	Q perm. ENV	Min	0	71.136	-26.8134
6	0.7	Q perm. ENV	Min	0	72.886	-34.0144
6	0.7	Q perm. ENV	Min	0	64.534	-34.0144
6	0.8	Q perm. ENV	Min	0	66.284	-40.5553
6	0.8	Q perm. ENV	Min	0	57.954	-40.5553
6	0.9	Q perm. ENV	Min	0	59.703	-46.4382
6	0.9	Q perm. ENV	Min	0	51.394	-46.4382
6	1	Q perm. ENV	Min	0	53.144	-51.6651
6	1	Q perm. ENV	Min	0	44.855	-51.6651
6	1.1	Q perm. ENV	Min	0	46.604	-56.238
6	1.1	Q perm. ENV	Min	0	38.333	-56.238
6	1.2	Q perm. ENV	Min	0	40.083	-60.1588
6	1.2	Q perm. ENV	Min	0	31.829	-60.1588
6	1.3	Q perm. ENV	Min	0	33.578	-63.4291
6	1.3	Q perm. ENV	Min	0	25.34	-63.4291
6	1.4	Q perm. ENV	Min	0	27.089	-66.0506
6	1.4	Q perm. ENV	Min	0	18.865	-66.0506
6	1.5	Q perm. ENV	Min	0	20.615	-68.0246
6	1.5	Q perm. ENV	Min	0	12.403	-68.0246
6	1.6	Q perm. ENV	Min	0	14.152	-69.3524
6	1.6	Q perm. ENV	Min	0	5.952	-69.3524
6	1.7	Q perm. ENV	Min	0	7.701	-70.035
6	1.7	Q perm. ENV	Min	0	-0.49	-70.035
6	1.8	Q perm. ENV	Min	0	1.259	-70.0734
6	1.8	Q perm. ENV	Min	0	-6.925	-70.0734
6	1.9	Q perm. ENV	Min	0	-5.175	-69.4684
6	1.9	Q perm. ENV	Min	0	-13.353	-69.4684
6	2	Q perm. ENV	Min	0	-11.604	-68.2206
6	2	Q perm. ENV	Min	0	-19.777	-68.2206
6	2.1	Q perm. ENV	Min	0	-18.028	-66.3304
6	2.1	Q perm. ENV	Min	0	-26.198	-66.3304
6	2.2	Q perm. ENV	Min	0	-24.449	-63.798
6	2.2	Q perm. ENV	Min	0	-32.618	-63.798
6	2.3	Q perm. ENV	Min	0	-30.869	-60.6237
6	2.3	Q perm. ENV	Min	0	-39.038	-60.6237
6	2.4	Q perm. ENV	Min	0	-37.289	-56.8073

6	2.4	Q perm. ENV	Min	0	-45.46	-56.8073
6	2.5	Q perm. ENV	Min	0	-43.711	-52.3487
6	2.5	Q perm. ENV	Min	0	-51.886	-52.3487
6	2.6	Q perm. ENV	Min	0	-50.136	-47.2476
6	2.6	Q perm. ENV	Min	0	-58.315	-47.2476
6	2.7	Q perm. ENV	Min	0	-56.566	-41.5036
6	2.7	Q perm. ENV	Min	0	-64.75	-41.5036
6	2.8	Q perm. ENV	Min	0	-63.001	-35.1161
6	2.8	Q perm. ENV	Min	0	-71.192	-35.1161
6	2.9	Q perm. ENV	Min	0	-69.442	-28.0844
6	2.9	Q perm. ENV	Min	0	-77.641	-28.0844
6	3	Q perm. ENV	Min	0	-75.891	-20.4078
6	3	Q perm. ENV	Min	0	-84.098	-20.4078
6	3.1	Q perm. ENV	Min	0	-82.349	-12.0855
6	3.1	Q perm. ENV	Min	0	-90.564	-12.0855
6	3.2	Q perm. ENV	Min	0	-88.815	-3.5826
6	3.2	Q perm. ENV	Min	0	-97.039	-3.5826
6	3.3	Q perm. ENV	Min	0	-95.29	4.0977
6	3.3	Q perm. ENV	Min	0	-103.524	4.0977
6	3.4	Q perm. ENV	Min	0	-101.775	12.4301
6	3.4	Q perm. ENV	Min	0	-110.019	12.4301
6	3.5	Q perm. ENV	Min	0	-108.269	21.4155
6	3.5	Q perm. ENV	Min	0	-116.522	21.4155
6	3.6	Q perm. ENV	Min	0	-114.773	31.0547
7	0	Q perm. ENV	Max	0	120.641	44.467
7	0.1	Q perm. ENV	Max	0	122.39	32.3154
7	0.1	Q perm. ENV	Max	0	114.126	32.3154
7	0.2	Q perm. ENV	Max	0	115.876	20.8153
7	0.2	Q perm. ENV	Max	0	107.61	20.8153
7	0.3	Q perm. ENV	Max	0	109.359	9.9669
7	0.3	Q perm. ENV	Max	0	101.093	9.9669
7	0.4	Q perm. ENV	Max	0	102.842	-0.2299
7	0.4	Q perm. ENV	Max	0	94.574	-0.2299
7	0.5	Q perm. ENV	Max	0	96.323	-8.301
7	0.5	Q perm. ENV	Max	0	88.054	-8.301
7	0.6	Q perm. ENV	Max	0	89.803	-15.2502
7	0.6	Q perm. ENV	Max	0	81.532	-15.2502
7	0.7	Q perm. ENV	Max	0	83.281	-21.5434
7	0.7	Q perm. ENV	Max	0	75.007	-21.5434
7	0.8	Q perm. ENV	Max	0	76.757	-27.1801
7	0.8	Q perm. ENV	Max	0	68.48	-27.1801
7	0.9	Q perm. ENV	Max	0	70.229	-32.1602
7	0.9	Q perm. ENV	Max	0	61.948	-32.1602
7	1	Q perm. ENV	Max	0	63.698	-36.483
7	1	Q perm. ENV	Max	0	55.412	-36.483
7	1.1	Q perm. ENV	Max	0	57.161	-40.1481
7	1.1	Q perm. ENV	Max	0	48.869	-40.1481
7	1.2	Q perm. ENV	Max	0	50.618	-43.1548
7	1.2	Q perm. ENV	Max	0	42.319	-43.1548
7	1.3	Q perm. ENV	Max	0	44.068	-45.5025
7	1.3	Q perm. ENV	Max	0	35.76	-45.5025

7	1.4	Q perm. ENV	Max	0	37.509	-47.1902
7	1.4	Q perm. ENV	Max	0	29.19	-47.1902
7	1.5	Q perm. ENV	Max	0	30.94	-48.2171
7	1.5	Q perm. ENV	Max	0	22.609	-48.2171
7	1.6	Q perm. ENV	Max	0	24.358	-48.582
7	1.6	Q perm. ENV	Max	0	16.014	-48.582
7	1.7	Q perm. ENV	Max	0	17.763	-48.2839
7	1.7	Q perm. ENV	Max	0	9.404	-48.2839
7	1.8	Q perm. ENV	Max	0	11.153	-47.3213
7	1.8	Q perm. ENV	Max	0	2.777	-47.3213
7	1.9	Q perm. ENV	Max	0	4.526	-45.6929
7	1.9	Q perm. ENV	Max	0	-3.869	-45.6929
7	2	Q perm. ENV	Max	0	-2.12	-43.3972
7	2	Q perm. ENV	Max	0	-10.536	-43.3972
7	2.1	Q perm. ENV	Max	0	-8.786	-40.4324
7	2.1	Q perm. ENV	Max	0	-17.224	-40.4324
7	2.2	Q perm. ENV	Max	0	-15.475	-36.7969
7	2.2	Q perm. ENV	Max	0	-23.937	-36.7969
7	2.3	Q perm. ENV	Max	0	-22.187	-32.4888
7	2.3	Q perm. ENV	Max	0	-30.675	-32.4888
7	2.4	Q perm. ENV	Max	0	-28.925	-27.5061
7	2.4	Q perm. ENV	Max	0	-37.44	-27.5061
7	2.5	Q perm. ENV	Max	0	-35.691	-21.8467
7	2.5	Q perm. ENV	Max	0	-44.235	-21.8467
7	2.6	Q perm. ENV	Max	0	-42.485	-15.5087
7	2.6	Q perm. ENV	Max	0	-51.059	-15.5087
7	2.7	Q perm. ENV	Max	0	-49.31	-8.4897
7	2.7	Q perm. ENV	Max	0	-57.915	-8.4897
7	2.8	Q perm. ENV	Max	0	-56.166	-0.7876
7	2.8	Q perm. ENV	Max	0	-64.805	-0.7876
7	2.9	Q perm. ENV	Max	0	-63.055	7.6
7	2.9	Q perm. ENV	Max	0	-71.728	7.6
7	3	Q perm. ENV	Max	0	-69.979	16.6752
7	3	Q perm. ENV	Max	0	-78.687	16.6752
7	3.1	Q perm. ENV	Max	0	-76.937	26.4403
7	3.1	Q perm. ENV	Max	0	-85.682	26.4403
7	3.2	Q perm. ENV	Max	0	-83.932	36.8977
7	3.2	Q perm. ENV	Max	0	-92.714	36.8977
7	3.3	Q perm. ENV	Max	0	-90.964	48.0496
7	3.3	Q perm. ENV	Max	0	-99.783	48.0496
7	3.4	Q perm. ENV	Max	0	-98.034	59.898
7	3.4	Q perm. ENV	Max	0	-106.89	59.898
7	3.5	Q perm. ENV	Max	0	-105.141	72.4451
7	3.5	Q perm. ENV	Max	0	-114.035	72.4451
7	3.6	Q perm. ENV	Max	0	-112.286	85.6929
7	0	Q perm. ENV	Min	0	101.386	36.2777
7	0.1	Q perm. ENV	Min	0	103.135	26.0517
7	0.1	Q perm. ENV	Min	0	94.836	26.0517
7	0.2	Q perm. ENV	Min	0	96.586	16.4806
7	0.2	Q perm. ENV	Min	0	88.285	16.4806
7	0.3	Q perm. ENV	Min	0	90.034	7.5646

7	0.3	Q perm. ENV	Min	0	81.731	7.5646
7	0.4	Q perm. ENV	Min	0	83.481	-0.696
7	0.4	Q perm. ENV	Min	0	75.175	-0.696
7	0.5	Q perm. ENV	Min	0	76.925	-9.7747
7	0.5	Q perm. ENV	Min	0	68.617	-9.7747
7	0.6	Q perm. ENV	Min	0	70.367	-18.6675
7	0.6	Q perm. ENV	Min	0	62.057	-18.6675
7	0.7	Q perm. ENV	Min	0	63.806	-26.9082
7	0.7	Q perm. ENV	Min	0	55.493	-26.9082
7	0.8	Q perm. ENV	Min	0	57.242	-34.4964
7	0.8	Q perm. ENV	Min	0	48.925	-34.4964
7	0.9	Q perm. ENV	Min	0	50.675	-41.4318
7	0.9	Q perm. ENV	Min	0	42.353	-41.4318
7	1	Q perm. ENV	Min	0	44.103	-47.7141
7	1	Q perm. ENV	Min	0	35.776	-47.7141
7	1.1	Q perm. ENV	Min	0	37.526	-53.3427
7	1.1	Q perm. ENV	Min	0	29.193	-53.3427
7	1.2	Q perm. ENV	Min	0	30.942	-58.3171
7	1.2	Q perm. ENV	Min	0	22.602	-58.3171
7	1.3	Q perm. ENV	Min	0	24.351	-62.6365
7	1.3	Q perm. ENV	Min	0	16.003	-62.6365
7	1.4	Q perm. ENV	Min	0	17.752	-66.2999
7	1.4	Q perm. ENV	Min	0	9.394	-66.2999
7	1.5	Q perm. ENV	Min	0	11.144	-69.3064
7	1.5	Q perm. ENV	Min	0	2.775	-69.3064
7	1.6	Q perm. ENV	Min	0	4.524	-71.6548
7	1.6	Q perm. ENV	Min	0	-3.856	-71.6548
7	1.7	Q perm. ENV	Min	0	-2.107	-73.3437
7	1.7	Q perm. ENV	Min	0	-10.5	-73.3437
7	1.8	Q perm. ENV	Min	0	-8.751	-74.3715
7	1.8	Q perm. ENV	Min	0	-17.159	-74.3715
7	1.9	Q perm. ENV	Min	0	-15.409	-74.7366
7	1.9	Q perm. ENV	Min	0	-23.832	-74.7366
7	2	Q perm. ENV	Min	0	-22.083	-74.4372
7	2	Q perm. ENV	Min	0	-30.522	-74.4372
7	2.1	Q perm. ENV	Min	0	-28.773	-73.4711
7	2.1	Q perm. ENV	Min	0	-37.23	-73.4711
7	2.2	Q perm. ENV	Min	0	-35.48	-71.8361
7	2.2	Q perm. ENV	Min	0	-43.956	-71.8361
7	2.3	Q perm. ENV	Min	0	-42.207	-69.5299
7	2.3	Q perm. ENV	Min	0	-50.702	-69.5299
7	2.4	Q perm. ENV	Min	0	-48.952	-66.5499
7	2.4	Q perm. ENV	Min	0	-57.468	-66.5499
7	2.5	Q perm. ENV	Min	0	-55.719	-62.8933
7	2.5	Q perm. ENV	Min	0	-64.255	-62.8933
7	2.6	Q perm. ENV	Min	0	-62.506	-58.5573
7	2.6	Q perm. ENV	Min	0	-71.065	-58.5573
7	2.7	Q perm. ENV	Min	0	-69.315	-53.5389
7	2.7	Q perm. ENV	Min	0	-77.896	-53.5389
7	2.8	Q perm. ENV	Min	0	-76.146	-47.8348
7	2.8	Q perm. ENV	Min	0	-84.75	-47.8348

7	2.9	Q perm. ENV	Min	0	-83	-41.4419
7	2.9	Q perm. ENV	Min	0	-91.627	-41.4419
7	3	Q perm. ENV	Min	0	-89.877	-34.3565
7	3	Q perm. ENV	Min	0	-98.526	-34.3565
7	3.1	Q perm. ENV	Min	0	-96.777	-26.5753
7	3.1	Q perm. ENV	Min	0	-105.449	-26.5753
7	3.2	Q perm. ENV	Min	0	-103.699	-18.0946
7	3.2	Q perm. ENV	Min	0	-112.393	-18.0946
7	3.3	Q perm. ENV	Min	0	-110.644	-8.9107
7	3.3	Q perm. ENV	Min	0	-119.359	-8.9107
7	3.4	Q perm. ENV	Min	0	-117.61	0.9802
7	3.4	Q perm. ENV	Min	0	-126.346	0.9802
7	3.5	Q perm. ENV	Min	0	-124.597	11.5817
7	3.5	Q perm. ENV	Min	0	-133.353	11.5817
7	3.6	Q perm. ENV	Min	0	-131.603	22.8978

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	sisma ENV	Max	-112.482	97.666	102.3304
1	3.035	sisma ENV	Max	-74.555	10.612	7.981
1	3.035	sisma ENV	Max	-73.705	7.032	7.981
1	6.07	sisma ENV	Max	-35.779	7.032	31.8258
1	0	sisma ENV	Min	-135.658	9.838	37.8396
1	3.035	sisma ENV	Min	-97.732	2.594	-35.4886
1	3.035	sisma ENV	Min	-96.882	-0.986	-35.4886
1	6.07	sisma ENV	Min	-58.956	-32.398	-14.0152
2	0	sisma ENV	Max	-216.509	6.785	18.5208
2	3.035	sisma ENV	Max	-178.582	6.785	-0.9973
2	3.035	sisma ENV	Max	-179.432	3.205	-0.9973
2	6.07	sisma ENV	Max	-141.506	3.205	-9.0513
2	0	sisma ENV	Min	-265.496	6.234	17.9219
2	3.035	sisma ENV	Min	-227.57	6.234	-2.0701
2	3.035	sisma ENV	Min	-226.72	2.654	-2.0701
2	6.07	sisma ENV	Min	-188.793	2.654	-11.7958
3	0	sisma ENV	Max	-123.695	0.317	-12.7523
3	3.035	sisma ENV	Max	-85.769	7.561	29.1003
3	3.035	sisma ENV	Max	-84.919	3.981	29.1003
3	6.07	sisma ENV	Max	-46.992	35.394	-3.8138
3	0	sisma ENV	Min	-151.374	-86.96	-77.5242
3	3.035	sisma ENV	Min	-113.448	0.094	-15.0148
3	3.035	sisma ENV	Min	-112.598	-3.486	-15.0148
3	6.07	sisma ENV	Min	-74.672	-3.486	-47.2733
4	0	sisma ENV	Max	0.832	-35.779	14.0152
4	0.45	sisma ENV	Max	0.832	-20.256	26.623
4	0.9	sisma ENV	Max	0.832	-4.732	32.7871
4	1.35	sisma ENV	Max	0.832	10.791	33.1963
4	1.8	sisma ENV	Max	0.832	26.314	26.62

4	1.8	sisma ENV	Max	0.832	27.864	26.62
4	2.25	sisma ENV	Max	0.832	43.388	12.5349
4	2.7	sisma ENV	Max	0.832	60.372	-1.376
4	3.15	sisma ENV	Max	0.832	79.271	-23.1691
4	3.6	sisma ENV	Max	0.832	98.169	-53.4665
4	0	sisma ENV	Min	-38.598	-58.956	-31.8258
4	0.45	sisma ENV	Min	-38.598	-43.432	-9.1033
4	0.9	sisma ENV	Min	-38.598	-27.909	5.9813
4	1.35	sisma ENV	Min	-38.598	-12.386	12.8497
4	1.8	sisma ENV	Min	-38.598	3.138	12.7326
4	1.8	sisma ENV	Min	-38.598	2.533	12.7326
4	2.25	sisma ENV	Min	-38.598	20.082	6.3275
4	2.7	sisma ENV	Min	-38.598	37.519	-16.5153
4	3.15	sisma ENV	Min	-38.598	53.042	-46.5179
4	3.6	sisma ENV	Min	-38.598	68.565	-83.5061
5	0	sisma ENV	Max	3.486	-69.232	-41.6707
5	0.45	sisma ENV	Max	3.486	-50.334	-14.7685
5	0.9	sisma ENV	Max	3.486	-31.435	4.0783
5	1.35	sisma ENV	Max	3.486	-12.537	16.9313
5	1.8	sisma ENV	Max	3.486	4.741	29.837
5	1.8	sisma ENV	Max	3.486	4.137	29.837
5	2.25	sisma ENV	Max	3.486	19.66	33.9885
5	2.7	sisma ENV	Max	3.486	38.36	29.6358
5	3.15	sisma ENV	Max	3.486	57.258	16.7789
5	3.6	sisma ENV	Max	3.486	74.672	-3.8138
5	0	sisma ENV	Min	-35.394	-94.333	-74.4548
5	0.45	sisma ENV	Min	-35.394	-76.92	-35.7357
5	0.9	sisma ENV	Min	-35.394	-58.022	-5.8227
5	1.35	sisma ENV	Min	-35.394	-39.123	13.5232
5	1.8	sisma ENV	Min	-35.394	-20.225	15.0877
5	1.8	sisma ENV	Min	-35.394	-18.675	15.0877
5	2.25	sisma ENV	Min	-35.394	0.223	10.1588
5	2.7	sisma ENV	Min	-35.394	15.946	-1.7557
5	3.15	sisma ENV	Min	-35.394	31.469	-20.6556
5	3.6	sisma ENV	Min	-35.394	46.992	-47.2733
6	0	sisma ENV	Max	0	131.593	102.3304
6	0.1	sisma ENV	Max	0	133.343	89.4529
6	0.1	sisma ENV	Max	0	125.197	89.4529
6	0.2	sisma ENV	Max	0	126.947	77.1817
6	0.2	sisma ENV	Max	0	118.787	77.1817
6	0.3	sisma ENV	Max	0	120.536	65.7145
6	0.3	sisma ENV	Max	0	112.364	65.7145
6	0.4	sisma ENV	Max	0	114.114	54.8284
6	0.4	sisma ENV	Max	0	105.93	54.8284
6	0.5	sisma ENV	Max	0	107.68	44.5261
6	0.5	sisma ENV	Max	0	99.486	44.5261
6	0.6	sisma ENV	Max	0	101.235	34.81
6	0.6	sisma ENV	Max	0	93.031	34.81
6	0.7	sisma ENV	Max	0	94.781	25.6826
6	0.7	sisma ENV	Max	0	86.568	25.6826
6	0.8	sisma ENV	Max	0	88.317	17.1461

6	0.8	sisma ENV	Max	0	80.095	17.1461
6	0.9	sisma ENV	Max	0	81.845	9.203
6	0.9	sisma ENV	Max	0	73.711	9.203
6	1	sisma ENV	Max	0	75.461	1.8555
6	1	sisma ENV	Max	0	67.574	1.8555
6	1.1	sisma ENV	Max	0	69.324	-4.8941
6	1.1	sisma ENV	Max	0	61.414	-4.8941
6	1.2	sisma ENV	Max	0	63.164	-11.0435
6	1.2	sisma ENV	Max	0	55.232	-11.0435
6	1.3	sisma ENV	Max	0	56.981	-16.5904
6	1.3	sisma ENV	Max	0	49.026	-16.5904
6	1.4	sisma ENV	Max	0	50.775	-21.5324
6	1.4	sisma ENV	Max	0	42.797	-21.5324
6	1.5	sisma ENV	Max	0	44.546	-25.8671
6	1.5	sisma ENV	Max	0	36.543	-25.8671
6	1.6	sisma ENV	Max	0	38.292	-29.592
6	1.6	sisma ENV	Max	0	30.264	-29.592
6	1.7	sisma ENV	Max	0	32.013	-32.7046
6	1.7	sisma ENV	Max	0	24.102	-32.7046
6	1.8	sisma ENV	Max	0	25.851	-35.2022
6	1.8	sisma ENV	Max	0	17.925	-35.2022
6	1.9	sisma ENV	Max	0	19.675	-37.0822
6	1.9	sisma ENV	Max	0	11.721	-37.0822
6	2	sisma ENV	Max	0	13.47	-38.3417
6	2	sisma ENV	Max	0	5.487	-38.3417
6	2.1	sisma ENV	Max	0	7.237	-38.9779
6	2.1	sisma ENV	Max	0	-0.776	-38.9779
6	2.2	sisma ENV	Max	0	0.973	-38.9878
6	2.2	sisma ENV	Max	0	-7.07	-38.9878
6	2.3	sisma ENV	Max	0	-5.321	-38.3682
6	2.3	sisma ENV	Max	0	-13.396	-38.3682
6	2.4	sisma ENV	Max	0	-11.647	-37.1161
6	2.4	sisma ENV	Max	0	-19.755	-37.1161
6	2.5	sisma ENV	Max	0	-18.005	-34.9899
6	2.5	sisma ENV	Max	0	-26.147	-34.9899
6	2.6	sisma ENV	Max	0	-24.398	-32.0443
6	2.6	sisma ENV	Max	0	-32.574	-32.0443
6	2.7	sisma ENV	Max	0	-30.825	-28.4413
6	2.7	sisma ENV	Max	0	-39.037	-28.4413
6	2.8	sisma ENV	Max	0	-37.287	-24.1786
6	2.8	sisma ENV	Max	0	-45.536	-24.1786
6	2.9	sisma ENV	Max	0	-43.786	-19.2539
6	2.9	sisma ENV	Max	0	-52.071	-19.2539
6	3	sisma ENV	Max	0	-50.322	-13.6647
6	3	sisma ENV	Max	0	-58.645	-13.6647
6	3.1	sisma ENV	Max	0	-56.895	-7.4085
6	3.1	sisma ENV	Max	0	-65.256	-7.4085
6	3.2	sisma ENV	Max	0	-63.507	0.1321
6	3.2	sisma ENV	Max	0	-71.906	0.1321
6	3.3	sisma ENV	Max	0	-70.157	9.9121
6	3.3	sisma ENV	Max	0	-78.595	9.9121

6	3.4	sisma ENV	Max	0	-76.845	20.3786
6	3.4	sisma ENV	Max	0	-85.322	20.3786
6	3.5	sisma ENV	Max	0	-83.573	31.5343
6	3.5	sisma ENV	Max	0	-92.089	31.5343
6	3.6	sisma ENV	Max	0	-90.339	43.3818
6	0	sisma ENV	Min	0	108.583	37.8396
6	0.1	sisma ENV	Min	0	110.332	26.5245
6	0.1	sisma ENV	Min	0	102.525	26.5245
6	0.2	sisma ENV	Min	0	104.274	15.8629
6	0.2	sisma ENV	Min	0	96.457	15.8629
6	0.3	sisma ENV	Min	0	98.207	5.8543
6	0.3	sisma ENV	Min	0	90.38	5.8543
6	0.4	sisma ENV	Min	0	92.129	-3.5017
6	0.4	sisma ENV	Min	0	84.293	-3.5017
6	0.5	sisma ENV	Min	0	86.042	-12.2055
6	0.5	sisma ENV	Min	0	78.197	-12.2055
6	0.6	sisma ENV	Min	0	79.946	-20.2576
6	0.6	sisma ENV	Min	0	72.09	-20.2576
6	0.7	sisma ENV	Min	0	73.84	-27.6583
6	0.7	sisma ENV	Min	0	65.974	-27.6583
6	0.8	sisma ENV	Min	0	67.723	-34.408
6	0.8	sisma ENV	Min	0	59.846	-34.408
6	0.9	sisma ENV	Min	0	61.595	-40.5069
6	0.9	sisma ENV	Min	0	53.608	-40.5069
6	1	sisma ENV	Min	0	55.358	-45.9552
6	1	sisma ENV	Min	0	47.102	-45.9552
6	1.1	sisma ENV	Min	0	48.852	-50.7529
6	1.1	sisma ENV	Min	0	40.596	-50.7529
6	1.2	sisma ENV	Min	0	42.346	-54.9
6	1.2	sisma ENV	Min	0	34.088	-54.9
6	1.3	sisma ENV	Min	0	35.837	-58.3963
6	1.3	sisma ENV	Min	0	27.577	-58.3963
6	1.4	sisma ENV	Min	0	29.326	-61.2414
6	1.4	sisma ENV	Min	0	21.061	-61.2414
6	1.5	sisma ENV	Min	0	22.81	-63.435
6	1.5	sisma ENV	Min	0	14.539	-63.435
6	1.6	sisma ENV	Min	0	16.288	-64.9764
6	1.6	sisma ENV	Min	0	8.01	-64.9764
6	1.7	sisma ENV	Min	0	9.759	-65.8648
6	1.7	sisma ENV	Min	0	1.471	-65.8648
6	1.8	sisma ENV	Min	0	3.221	-66.0994
6	1.8	sisma ENV	Min	0	-5.078	-66.0994
6	1.9	sisma ENV	Min	0	-3.328	-65.6791
6	1.9	sisma ENV	Min	0	-11.639	-65.6791
6	2	sisma ENV	Min	0	-9.889	-64.6027
6	2	sisma ENV	Min	0	-18.214	-64.6027
6	2.1	sisma ENV	Min	0	-16.464	-62.8688
6	2.1	sisma ENV	Min	0	-24.804	-62.8688
6	2.2	sisma ENV	Min	0	-23.054	-60.4759
6	2.2	sisma ENV	Min	0	-31.411	-60.4759
6	2.3	sisma ENV	Min	0	-29.661	-57.4223

6	2.3	sisma ENV	Min	0	-38.036	-57.4223
6	2.4	sisma ENV	Min	0	-36.286	-53.7062
6	2.4	sisma ENV	Min	0	-44.68	-53.7062
6	2.5	sisma ENV	Min	0	-42.931	-49.5639
6	2.5	sisma ENV	Min	0	-51.346	-49.5639
6	2.6	sisma ENV	Min	0	-49.596	-44.9351
6	2.6	sisma ENV	Min	0	-58.033	-44.9351
6	2.7	sisma ENV	Min	0	-56.284	-39.6524
6	2.7	sisma ENV	Min	0	-64.744	-39.6524
6	2.8	sisma ENV	Min	0	-62.994	-33.7119
6	2.8	sisma ENV	Min	0	-71.479	-33.7119
6	2.9	sisma ENV	Min	0	-69.729	-27.1102
6	2.9	sisma ENV	Min	0	-78.239	-27.1102
6	3	sisma ENV	Min	0	-76.489	-19.8433
6	3	sisma ENV	Min	0	-85.024	-19.8433
6	3.1	sisma ENV	Min	0	-83.275	-11.9075
6	3.1	sisma ENV	Min	0	-91.836	-11.9075
6	3.2	sisma ENV	Min	0	-90.087	-3.9138
6	3.2	sisma ENV	Min	0	-98.675	-3.9138
6	3.3	sisma ENV	Min	0	-96.925	3.1893
6	3.3	sisma ENV	Min	0	-105.54	3.1893
6	3.4	sisma ENV	Min	0	-103.79	10.9613
6	3.4	sisma ENV	Min	0	-112.432	10.9613
6	3.5	sisma ENV	Min	0	-110.682	19.4061
6	3.5	sisma ENV	Min	0	-119.35	19.4061
6	3.6	sisma ENV	Min	0	-117.601	28.5275
7	0	sisma ENV	Max	0	139.797	61.9027
7	0.1	sisma ENV	Max	0	141.546	47.8951
7	0.1	sisma ENV	Max	0	132.839	47.8951
7	0.2	sisma ENV	Max	0	134.589	34.5837
7	0.2	sisma ENV	Max	0	125.85	34.5837
7	0.3	sisma ENV	Max	0	127.599	21.9704
7	0.3	sisma ENV	Max	0	118.83	21.9704
7	0.4	sisma ENV	Max	0	120.58	10.0569
7	0.4	sisma ENV	Max	0	111.78	10.0569
7	0.5	sisma ENV	Max	0	113.529	0.4003
7	0.5	sisma ENV	Max	0	104.699	0.4003
7	0.6	sisma ENV	Max	0	106.448	-7.9499
7	0.6	sisma ENV	Max	0	97.587	-7.9499
7	0.7	sisma ENV	Max	0	99.336	-15.6069
7	0.7	sisma ENV	Max	0	90.443	-15.6069
7	0.8	sisma ENV	Max	0	92.192	-22.5688
7	0.8	sisma ENV	Max	0	83.267	-22.5688
7	0.9	sisma ENV	Max	0	85.016	-28.8339
7	0.9	sisma ENV	Max	0	76.057	-28.8339
7	1	sisma ENV	Max	0	77.807	-34.4001
7	1	sisma ENV	Max	0	68.813	-34.4001
7	1.1	sisma ENV	Max	0	70.563	-39.2655
7	1.1	sisma ENV	Max	0	61.651	-39.2655
7	1.2	sisma ENV	Max	0	63.401	-43.428
7	1.2	sisma ENV	Max	0	54.486	-43.428

7	1.3	sisma ENV	Max	0	56.235	-46.8853
7	1.3	sisma ENV	Max	0	47.297	-46.8853
7	1.4	sisma ENV	Max	0	49.046	-49.6351
7	1.4	sisma ENV	Max	0	40.082	-49.6351
7	1.5	sisma ENV	Max	0	41.832	-51.675
7	1.5	sisma ENV	Max	0	32.841	-51.675
7	1.6	sisma ENV	Max	0	34.591	-53.0024
7	1.6	sisma ENV	Max	0	25.571	-53.0024
7	1.7	sisma ENV	Max	0	27.321	-53.6147
7	1.7	sisma ENV	Max	0	18.27	-53.6147
7	1.8	sisma ENV	Max	0	20.02	-53.5091
7	1.8	sisma ENV	Max	0	10.937	-53.5091
7	1.9	sisma ENV	Max	0	12.687	-52.6826
7	1.9	sisma ENV	Max	0	3.57	-52.6826
7	2	sisma ENV	Max	0	5.32	-51.1321
7	2	sisma ENV	Max	0	-3.833	-51.1321
7	2.1	sisma ENV	Max	0	-2.084	-48.8544
7	2.1	sisma ENV	Max	0	-11.275	-48.8544
7	2.2	sisma ENV	Max	0	-9.526	-45.8462
7	2.2	sisma ENV	Max	0	-18.757	-45.8462
7	2.3	sisma ENV	Max	0	-17.008	-42.1041
7	2.3	sisma ENV	Max	0	-26.282	-42.1041
7	2.4	sisma ENV	Max	0	-24.532	-37.6245
7	2.4	sisma ENV	Max	0	-33.85	-37.6245
7	2.5	sisma ENV	Max	0	-32.101	-32.4037
7	2.5	sisma ENV	Max	0	-41.464	-32.4037
7	2.6	sisma ENV	Max	0	-39.715	-26.4379
7	2.6	sisma ENV	Max	0	-49.126	-26.4379
7	2.7	sisma ENV	Max	0	-47.377	-19.7233
7	2.7	sisma ENV	Max	0	-56.837	-19.7233
7	2.8	sisma ENV	Max	0	-55.088	-12.256
7	2.8	sisma ENV	Max	0	-64.599	-12.256
7	2.9	sisma ENV	Max	0	-62.85	-4.0319
7	2.9	sisma ENV	Max	0	-72.414	-4.0319
7	3	sisma ENV	Max	0	-70.664	4.9529
7	3	sisma ENV	Max	0	-80.282	4.9529
7	3.1	sisma ENV	Max	0	-78.533	14.7026
7	3.1	sisma ENV	Max	0	-88.205	14.7026
7	3.2	sisma ENV	Max	0	-86.456	25.2212
7	3.2	sisma ENV	Max	0	-96.185	25.2212
7	3.3	sisma ENV	Max	0	-94.435	36.5128
7	3.3	sisma ENV	Max	0	-104.22	36.5128
7	3.4	sisma ENV	Max	0	-102.471	48.9774
7	3.4	sisma ENV	Max	0	-112.314	48.9774
7	3.5	sisma ENV	Max	0	-110.564	62.8166
7	3.5	sisma ENV	Max	0	-120.465	62.8166
7	3.6	sisma ENV	Max	0	-118.716	77.5242
7	0	sisma ENV	Min	0	117.02	46.4494
7	0.1	sisma ENV	Min	0	118.769	34.6004
7	0.1	sisma ENV	Min	0	110.177	34.6004
7	0.2	sisma ENV	Min	0	111.927	23.4352

7	0.2	sisma ENV	Min	0	103.317	23.4352
7	0.3	sisma ENV	Min	0	105.066	12.9569
7	0.3	sisma ENV	Min	0	96.438	12.9569
7	0.4	sisma ENV	Min	0	98.187	3.1686
7	0.4	sisma ENV	Min	0	89.541	3.1686
7	0.5	sisma ENV	Min	0	91.291	-7.4819
7	0.5	sisma ENV	Min	0	82.627	-7.4819
7	0.6	sisma ENV	Min	0	84.377	-18.0392
7	0.6	sisma ENV	Min	0	75.695	-18.0392
7	0.7	sisma ENV	Min	0	77.445	-27.8853
7	0.7	sisma ENV	Min	0	68.745	-27.8853
7	0.8	sisma ENV	Min	0	70.494	-37.0171
7	0.8	sisma ENV	Min	0	61.776	-37.0171
7	0.9	sisma ENV	Min	0	63.525	-45.4312
7	0.9	sisma ENV	Min	0	54.788	-45.4312
7	1	sisma ENV	Min	0	56.537	-53.1244
7	1	sisma ENV	Min	0	47.779	-53.1244
7	1.1	sisma ENV	Min	0	49.529	-60.0933
7	1.1	sisma ENV	Min	0	40.632	-60.0933
7	1.2	sisma ENV	Min	0	42.382	-66.3341
7	1.2	sisma ENV	Min	0	33.429	-66.3341
7	1.3	sisma ENV	Min	0	35.179	-71.8433
7	1.3	sisma ENV	Min	0	26.188	-71.8433
7	1.4	sisma ENV	Min	0	27.938	-76.6169
7	1.4	sisma ENV	Min	0	18.907	-76.6169
7	1.5	sisma ENV	Min	0	20.657	-80.6509
7	1.5	sisma ENV	Min	0	11.586	-80.6509
7	1.6	sisma ENV	Min	0	13.335	-83.9411
7	1.6	sisma ENV	Min	0	4.222	-83.9411
7	1.7	sisma ENV	Min	0	5.971	-86.483
7	1.7	sisma ENV	Min	0	-3.186	-86.483
7	1.8	sisma ENV	Min	0	-1.437	-88.272
7	1.8	sisma ENV	Min	0	-10.639	-88.272
7	1.9	sisma ENV	Min	0	-8.889	-89.3034
7	1.9	sisma ENV	Min	0	-18.151	-89.3034
7	2	sisma ENV	Min	0	-16.402	-89.572
7	2	sisma ENV	Min	0	-25.855	-89.572
7	2.1	sisma ENV	Min	0	-24.105	-89.0727
7	2.1	sisma ENV	Min	0	-33.608	-89.0727
7	2.2	sisma ENV	Min	0	-31.858	-87.7999
7	2.2	sisma ENV	Min	0	-41.412	-87.7999
7	2.3	sisma ENV	Min	0	-39.662	-85.7482
7	2.3	sisma ENV	Min	0	-49.268	-85.7482
7	2.4	sisma ENV	Min	0	-47.519	-82.9115
7	2.4	sisma ENV	Min	0	-57.179	-82.9115
7	2.5	sisma ENV	Min	0	-55.429	-79.2839
7	2.5	sisma ENV	Min	0	-65.144	-79.2839
7	2.6	sisma ENV	Min	0	-63.394	-74.8591
7	2.6	sisma ENV	Min	0	-73.165	-74.8591
7	2.7	sisma ENV	Min	0	-71.415	-69.6307
7	2.7	sisma ENV	Min	0	-81.242	-69.6307

7	2.8	sisma ENV	Min	0	-79.493	-63.592
7	2.8	sisma ENV	Min	0	-89.377	-63.592
7	2.9	sisma ENV	Min	0	-87.628	-56.7363
7	2.9	sisma ENV	Min	0	-97.57	-56.7363
7	3	sisma ENV	Min	0	-95.821	-49.0566
7	3	sisma ENV	Min	0	-105.822	-49.0566
7	3.1	sisma ENV	Min	0	-104.072	-40.5458
7	3.1	sisma ENV	Min	0	-114.131	-40.5458
7	3.2	sisma ENV	Min	0	-112.382	-31.1968
7	3.2	sisma ENV	Min	0	-122.5	-31.1968
7	3.3	sisma ENV	Min	0	-120.75	-21.0023
7	3.3	sisma ENV	Min	0	-130.926	-21.0023
7	3.4	sisma ENV	Min	0	-129.177	-10.3507
7	3.4	sisma ENV	Min	0	-139.41	-10.3507
7	3.5	sisma ENV	Min	0	-137.661	0.7932
7	3.5	sisma ENV	Min	0	-147.951	0.7932
7	3.6	sisma ENV	Min	0	-146.201	12.7523

Verifiche strutturali aste:

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più sollecitate dell'impalcato di copertura, della pila e della platea di fondazione.

	M_{ED+}	M_{ED-}	T_{ED}
	[kNm]	[kNm]	[kN]
SLU	72.55	108.56	181.08
RARA	50.27	81.00	-
FREQ.	41.29	70.05	-
Q. PERM.	29.31	70.00	-
SISMA	33.98	83.51	98.17

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Assenza 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				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			
$\gamma_C =$	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
$f_{yk} =$	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			
- per $f_{ck} \leq 50$ kN/mm ²					
$\epsilon_{c,2} =$	0.002			$\beta_1 =$	0.80952
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186			$\epsilon_{cu} =$	0.0035
				$\epsilon_{uk} =$	0.075
				$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
				$\beta_2 =$	0.41597

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	181.08	kN			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)
con:					
$b_w = b =$	100	cm		$h =$	50 cm
$d' =$	4	cm		$d =$	46 cm
$\gamma_{Rd} =$	1.10				fattore di sovrarresistenza
				$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	183.46 kN
con:					
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} =$	1.66	$\leq$		2	
$\rho_1 = A_{Sj} / (b_w * d) =$	0.0028	$\leq$		0.02	
$A_{Sj} =$ armatura longitudinale tesa					
$V_{Rd} =$	183.46	kN	$\leq$	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	185.49 kN
con					
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} =$	0.403				
$V_{Rd} =$	185.49	kN	$>$	$V_{Ed} =$	181.08 kN

Verifica a flessione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} = 72.55$ kNm
 $N_{Ed} = 0.00$ kNm

reazione del solo peso proprio soletta sommata al peso proprio della spalla

dove:

$A_{S,compr} = 5 \quad \Phi 18 \quad + \quad \Phi = 12.72 \text{ cm}^2$ (armatura compressa)
 $A_{S,tesa} = 5 \quad \Phi 18 \quad + \quad \Phi = 12.72 \text{ cm}^2$ (armatura tesa)

con:

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

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 221.47 \text{ kNm} > M_{Ed} = 72.55 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} = 108.56$ kNm
 $N_{Ed} = 0.00$ kNm

dove:

$A_{S,compr} = 5 \quad \Phi 18 \quad + \quad \Phi = 12.72 \text{ cm}^2$ (armatura compressa)
 $A_{S,tesa} = 5 \quad \Phi 18 \quad + \quad \Phi = 12.72 \text{ cm}^2$ (armatura tesa)

con:

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

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 221.47 \text{ kNm} > M_{Ed} = 108.56 \text{ kNm}$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**Verifica tensioni in esercizio****SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	50.27	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287.172 \text{ cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 18.41 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 \cdot f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 931.75 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	81.00	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287.172 \text{ cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 29.66 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 \cdot f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1501.32 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Limitazione delle deformazioni**SEZIONE CENTRALE**

implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda = L / h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

con

$f_{ck} = 29.05$	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]
$\rho = 0.28\%$	$A_s / (b \cdot d)$ rapporto d'armatura tesa
$\rho' = 0.0028$	$A'_s / (b \cdot d)$ rapporto d'armatura compressa
$A_{s,eff} = 12.72$	armatura tesa presente nella sezione più sollecitata
$A_{s,calc} = 3.41$	armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata
$f_{yk} = 450$	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]
$K = 1$	coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa
$L = 3.60$	m

Interpolazione lineare:

$\rho \leq 0.5\%$	82.83	cls poco sollecitato
$\rho \geq 1.5\%$	57.98	cls molto sollecitato
$\rho_{limite} =$	88.39	
$\lambda =$	7.83	$< \rho_{limite}$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione**SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	41.29	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	$+$	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	$+$	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = \frac{-0.0001}{0.6} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00022$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 765 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 25.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm}$$

$$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.082 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 15.12 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 765.30 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a fessurazione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	70.05	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm		$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	46	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00037$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1298 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 25.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.140 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\begin{aligned} \sigma_c &= M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 25.65 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1298.36 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente

Verifica a fessurazione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	29.31	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00016$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287 \text{ 172 cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 543 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 25.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.058 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	70.00	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00037$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287 \text{ 172 cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1297 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 25.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.140 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

	M_{ED+}	M_{ED-}	T_{ED}	N_{ED}
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU	121.83	45.87	123.31	195.20
RARA	109.11	40.96	-	-
FREQ.	93.53	34.76	-	-
Q. PERM.	93.18	34.00	-	-
SISMA	102.33	35.48	97.66	135.66

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Assenza 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				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			
$\gamma_c =$	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
$f_{yk} =$	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			
- per $f_{ck} \leq 50$ kN/mm ²					
$\epsilon_{c,2} =$	0.002			$\beta_1 =$	0.80952
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	0.00186			$\epsilon_{cu} =$	0.0035
				$\epsilon_{uk} =$	0.075
				$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
				$\beta_2 =$	0.41597

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	123.31	kN			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72 cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72 cm ² (armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	46	cm
$\gamma_{Rd} =$	1.10					

fattore di sovrarresistenza

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 186.16 \text{ kN}$$

con:

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

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0028 \leq 0.02$$

A_{SI} = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.039 \text{ daN/cm}^2 < 0,2 f_{cd} = 32.9233 \text{ daN/cm}^2$$

$N_{Ed} =$	195.20	daN
$A_c = b * h =$	5 000	cm ²

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

$$V_{Rd} = 186.16 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 188.18 \text{ kN}$$

con

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

$$V_{Rd} = 188.18 \text{ kN} > V_{Ed} = 123.31 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	121.83	kNm
$N_{Ed} =$	0.00	kNm

reazione del solo peso proprio soletta sommata al peso proprio della spalla

dove:

$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

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

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

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

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

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

<

$$x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 221.47 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 121.83 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	45.87	kNm
$N_{Ed} =$	0.00	kNm

dove:

$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

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

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

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

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

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

<

$$x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 221.47 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 45.87 \text{ kNm}$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**Verifica tensioni in esercizio****SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	109.11	kNm			
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,comp} * (x - d')^2 = 287 \text{ 172 cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 39.95 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 * f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 2022.33 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	40.96	kNm			
$A_{S,comp} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,comp} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,comp} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,comp} * (x - d')^2 = 287 \text{ 172 cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 15.00 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 * f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 759.19 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Limitazione delle deformazioni**SEZIONE CENTRALE**

implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda = L / h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K * \left[11 + \frac{0.0015 * f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] * \left[\frac{500 * A_{s,eff}}{f_{yk} * A_{s,calc}} \right]$$

con

$f_{ck} = 29.05$	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]
$\rho = 0.28\%$	$A_s / (b * d)$ rapporto d'armatura tesa
$\rho' = 0.0028$	$A'_s / (b * d)$ rapporto d'armatura compressa
$A_{s,eff} = 12.72$	armatura tesa presente nella sezione più sollecitata
$A_{s,calc} = 7.41$	armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata
$f_{yk} = 450$	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]
$K = 1$	coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa
$L = 6.07$	m

Interpolazione lineare:

$\rho < 0.5\%$	38.16	cls poco sollecitato
$\rho \geq 1.5\%$	26.71	cls molto sollecitato
$\rho_{limite} =$	40.72	
$\lambda =$	13.20	$< \rho_{limite}$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione**SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	93.53	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm		$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	46	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0004 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00050$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1734 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 25.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.186 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 34.25 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1733.56 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a flessione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	34.76	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm		$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	46	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 10.52 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 644 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 25.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.069 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 12.73 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 644.27 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente

Verifica a fessurazione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	93.18	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0004 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00049$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1727 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 25.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.186 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	34.00	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 10.52 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287172 \text{ cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 630 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 13.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 25.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.068 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

	M_{ED+}	M_{ED-}	T_{ED}
	[kNm]	[kNm]	[kN]
SLU	123.37	114.90	234.89
RARA	123.36	82.91	-
FREQ.	93.53	74.19	-
Q. PERM.	93.18	74.00	-
SISMA	102.33	89.57	147.95

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Assenza 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				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			
$\gamma_c =$	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
$f_{yk} =$	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			
- per $f_{ck} \leq 50$ kN/mm ²					
$\epsilon_{c,2} =$	0.002			$\beta_1 =$	0.80952
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	0.00186			$\epsilon_{cu} =$	0.0035
				$\epsilon_{uk} =$	0.075
				$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
				$\beta_2 =$	0.41597

Verifica a taglio

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	234.89	kN			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72 cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72 cm ² (armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm		$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	66	cm
$\gamma_{Rd} =$	1.10					

fattore di sovrarresistenza

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 218.07 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0019 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

$$V_{Rd} = 218.07 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{Rd} = 240.37 \text{ kN} > V_{Ed} = 234.89 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	123.37	kNm	
$N_{Ed} =$	0.00	kNm	reazione del solo peso proprio soletta sommata al peso proprio della spalla

dove:

$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

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

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

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

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

<

$$x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 321.05 \text{ kNm}$$

>

$$M_{Ed} = 123.37 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	114.90	kNm	
$N_{Ed} =$	0.00	kNm	

dove:

$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

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

- Ipotesi $x < x_1$:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

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

L'armatura compressa è in campo elastico

$$\sigma_s = f_{yd} = 3913$$

$$\text{daN/cm}^2$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43730 x - 374069 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

<

$$x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \varepsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 321.05 \text{ kNm}$$

>

$$M_{Ed} = 114.90 \text{ kNm}$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**Verifica tensioni in esercizio****SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	123.36	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 624.793 \text{ cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 25.61 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 * f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 1570.58 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	82.91	kNm			
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+ $\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 624.793 \text{ cm}^4$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 17.21 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 * f_{ck} = 174.30 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 1055.59 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Limitazione delle deformazioni**SEZIONE CENTRALE**

implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda = L / h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K * \left[11 + \frac{0.0015 * f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] * \left[\frac{500 * A_{s,eff}}{f_{yk} * A_{s,calc}} \right]$$

con

$$f_{ck} = 29.05$$

resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$$\rho = 0.19\%$$

 $A_s / (b * d)$ rapporto d'armatura tesa

$$\rho' = 0.0019$$

 $A'_s / (b * d)$ rapporto d'armatura compressa

$$A_{s,eff} = 12.72$$

armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$$A_{s,calc} = 5.84$$

armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata

$$f_{yk} = 450$$

tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$$K = 1$$

coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa

$$L = 3.60$$

m

Interpolazione lineare:

$$\rho \leq 0.5\% \quad 48.43$$

cls poco sollecitato

$$\rho \geq 1.5\% \quad 33.90$$

cls molto sollecitato

$$\rho_{limite} = 52.90$$

$$\lambda = 5.45 < \rho_{limite}$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione**SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	93.53	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm		$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	66	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0001 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00034$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624793 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1191 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = 19.01 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 35.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.128 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 19.41 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1190.80 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a flessurazione

SEZIONE ALL'APPOGGIO

$M_{Ed} =$	74.19	kNm				
$A_{S,compr} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5	$\Phi 18$	+	$\Phi =$	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm		$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	66	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0000 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00027$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \, 793 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 945 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = 19.01 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 35.00 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.102 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 15.40 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 944.57 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente

Verifica a fessurazione

SEZIONE CENTRALE

M _{Ed} =	93.18	kNm			
A _{S,compr} =	5	Φ18	+ Φ=	12.72	cm ² (armatura compressa)
A _{S,tesa} =	5	Φ18	+ Φ=	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

b =	100	cm			
d' =	4	cm			
n =	15				
			h =	70	cm
			d =	66	cm

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0001 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00034$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \text{ 793 cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 1186 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 19.01 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 35.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.128 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

SEZIONE ALL'APPOGGIO

M _{Ed} =	74.00	kNm			
A _{S,compr} =	5	Φ18	+ Φ=	12.72	cm ² (armatura compressa)
A _{S,tesa} =	5	Φ18	+ Φ=	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

b =	100	cm			
d' =	4	cm			
n =	15				
			h =	70	cm
			d =	66	cm

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0000 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00027$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.45 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \text{ 793 cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 942 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 19.01 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 35.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.44 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.65 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.101 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

8.1.5 Muri di contenimento a monte

Nell'**allegato 1** 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 di contenimento a monte.

8.1.6 Muri d'ala di valle

Nell'**allegato 2** 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 d'ala di valle.

8.2 Sottopasso idraulico affluente Rio Molino Del Pascolo

Il nuovo manufatto avrà una larghezza netta pari a 6.70 metri, mentre l'altezza netta sarà pari a 5.02 metri. In ingresso la struttura sarà suddivisa in due canne, di altezza pari a quella netta del manufatto, ognuna di larghezza interna pari a 3.10 m per poi passare a 3.00 in corrispondenza del tratto di sbocco di valle, al fine di agevolare le operazioni di manutenzione e per evitare la posa di organi di regolazione di dimensioni e peso eccessivi.

La parete di chiusura di valle presenterà due aperture di dimensioni nette pari a 3.00x2.25 m su cui verranno installate le paratoie a movimentazione manuale.

Il tratto finale di uscita del manufatto, dello sviluppo di circa 4.30 m, sarà privo di parete divisoria centrale, mentre le pareti laterali saranno rastremate per consentire la chiusura con i muri d'ala di valle, di altezza pari a 4.80 m e di sviluppo di 4.60 m.

8.2.1 Verifiche strutturali

Per le verifiche strutturali della Chiavica dell'affluente del Rio Molino del Pascolo si è proceduto a scorporare gli elementi strutturali resistenti costituenti il manufatto.

Gli elementi resistenti individuati e di cui si sono svolte le verifiche strutturali sono sostanzialmente due:

1. La sezione trasversale tipo: (impalcato di copertura, pareti laterali e platea di fondazione)
2. I muri d'ala di valle

Il manufatto presenta le stesse azioni e gli stessi elementi resistenti già analizzati per la chiavica del Rio Molino, di conseguenza le verifiche restano quelle già affrontate nel capitolo precedente.

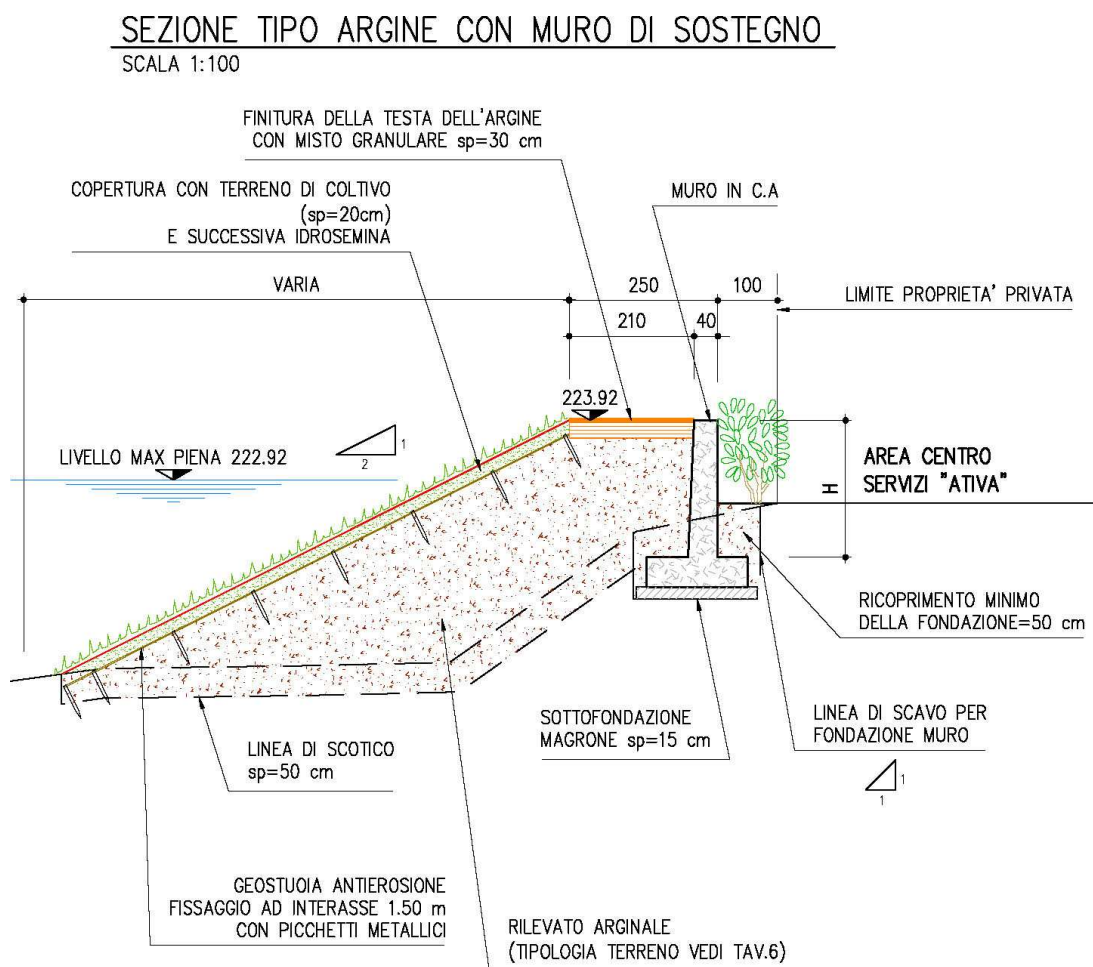
8.3 Muro di sostegno rilevato arginale

8.3.1 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.



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

8.3.2 Analisi delle azioni

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

Azioni permanenti – Gi

G₁ - 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 $\varphi' = 30^\circ$;
- coesione nulla

Azioni variabili - Qki

Q_{k1} - Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio per la manutenzione transittante 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 - Ai

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 .

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

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

8.3.3 Verifiche geotecniche e strutturali

8.3.3.1 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 ($A1+M1+R1$).

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).

8.3.3.2 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 3** 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 2013

Il progettista

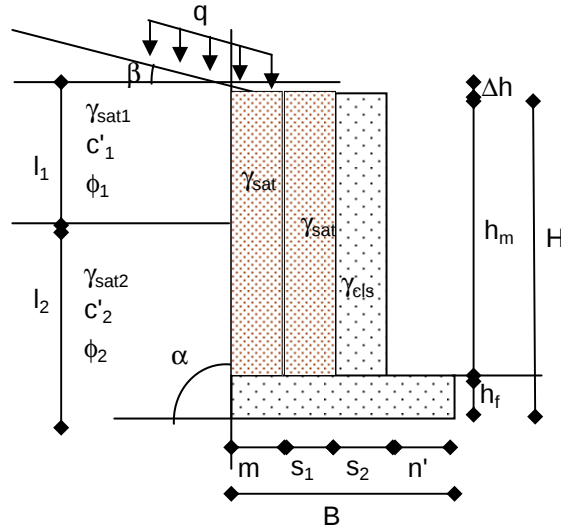
Dott. Ing. Fulvio Bernabei

Allegati

ALLEGATO 1

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	7.32	0.70
$\gamma_d =$	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

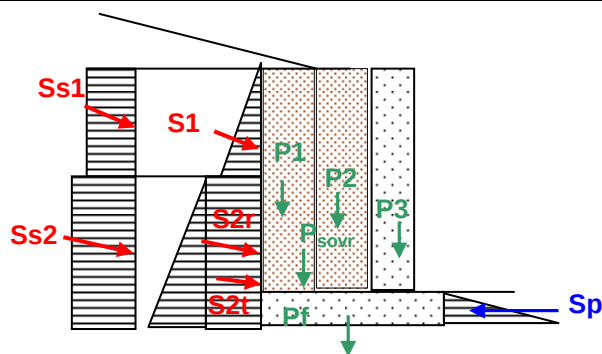
Parametri sismici

$ag =$	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
$H =$	7.92	m
$h_F =$	0.70	m
$m =$	1.40	m
$s_1 =$	1.40	m
$s_2 =$	0.50	m
$n' =$	1.10	m
$n = n' + s_2 =$	1.60	m
$B =$	4.40	m
$h_M =$	7.22	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_{M'} =$	7.22	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

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_F * L = 77.00 \quad kN \\
 P_1 &= \gamma_{sat} * m * h_M * L = 222.38 \quad kN \\
 P_2 &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 222.38 \quad kN \\
 P_3 &= \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 129.96 \quad kN \\
 \hline
 P_{muro} &= P_f + P_1 + P_2 + P_3 = 651.71 \quad kN
 \end{aligned}$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 28.00 \quad kN$$

Componenti spinta attiva del terreno

Calcolo spinta per M2

$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 =$	176.49	kN	214.04	kN
$S_{1x} = S_1 * \cos \delta =$	168.78	kN	204.69	kN
$S_{1y} = S_1 * \sin \delta =$	51.60	kN	62.58	kN
$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 =$	1.61	kN	1.96	kN
$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta =$	1.54	kN	1.87	kN
$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta =$	0.47	kN	0.57	kN
$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L =$	33.76	kN	40.94	kN
$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta =$	32.28	kN	39.15	kN
$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta =$	9.87	kN	11.97	kN
$S_x = S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} =$	202.60	kN	245.71	kN
$S_y = S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} =$	61.94	kN	75.12	kN

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L =$	21.92	kN	26.58	kN
$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta =$	20.96	kN	25.42	kN
$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta =$	6.41	kN	7.77	kN
$Ss_2 = (q + p) * k_{a2} * l_2 * L =$	2.10	kN	2.54	kN
$Ss_{2x} = Ss_2 * \cos \delta =$	2.00	kN	2.43	kN
$Ss_{2y} = Ss_2 * \sin \delta =$	0.61	kN	0.74	kN
$Ss_x = Ss_{1x} + Ss_{2x} =$	22.97	kN	27.85	kN
$Ss_y = Ss_{1y} + Ss_{2y} =$	7.02	kN	8.52	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

$M_f = P_f * b_f =$	169.40	kNm
$M_1 = P_1 * b_1 =$	822.79	kNm
$M_2 = P_2 * b_2 =$	511.46	kNm
$M_3 = P_3 * b_3 =$	175.45	kNm
$M_{muro} = M_f + M_1 + M_2 + M_3 =$	1679.10	kNm

Momenti dati dai sovraccarichi

$b_{sovr} = B - (m + S_1)/2$	3.00	m
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	84.00	kNm

Momenti dati dalla spinta attiva del terrenoCalcolo spinta per M2

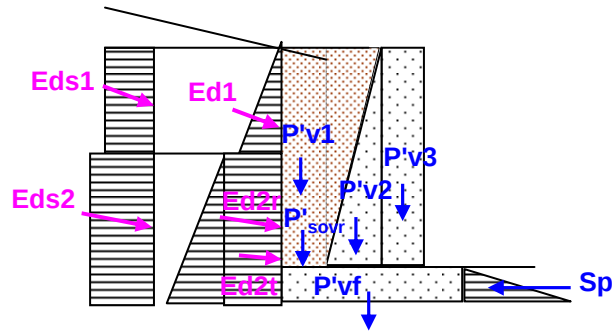
$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	513.09	kNm	622.26	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	227.04	kNm	275.35	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	0.21	kNm	0.25	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	2.08	kNm	2.52	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	8.07	kNm	9.79	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	43.42	kNm	52.66	kNm
$M_{Sx} = M_{S1x} + M_{S2tx} + M_{S2rx} =$	521.36	kNm	632.29	kNm
$M_{Sy} = M_{S1y} + M_{S2ty} + M_{S2ry} =$	272.54	kNm	330.53	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico

$M_{Ss1x} = S_{s1x} * b_{Ss1x} =$	89.29	kNm	108.29	kNm
$M_{Ss1y} = S_{s1y} * b_{Ss1y} =$	28.20	kNm	34.20	kNm
$M_{Ss2x} = S_{s2x} * b_{Ss2x} =$	0.50	kNm	0.61	kNm
$M_{Ss2y} = S_{s2y} * b_{Ss2y} =$	2.70	kNm	3.27	kNm
$M_{Ssx} = M_{Ss1x} + M_{Ss2x} =$	89.80	kNm	108.90	kNm
$M_{Ssy} = M_{Ss1y} + M_{Ss2y} =$	30.89	kNm	37.47	kNm

Momenti della spinta passiva del terreno

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



Forze inerziali verticali sulla struttura

$P'_{vf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_v =$	0.90	kN
$P'_{v1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_v =$	2.59	kN
$P'_{v2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_v =$	2.59	kN
$P'_{v3} = \gamma_{cls} * s_2 * h_M * L * k_v =$	1.52	kN
$P'_{vmuro} = P'_{vf} + P'_{v1} + P'_{v2} + P'_{v3} =$	7.60	kN

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$P'_{hf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_h =$	1.80	kN
$P'_{h1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h =$	5.19	kN
$P'_{h2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h =$	5.19	kN
$P'_{h3} = \gamma_{cls} * s_2 * h_M * L * k_h =$	3.03	kN
$P'_{hmuro} = P'_{hf} + P'_{h1} + P'_{h2} + P'_{h3} =$	15.20	kN

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr} = (q) * (m + S_1) * L * k_v = 0.33 \quad kN$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$E_{d1x} = S_{1x} * k_h =$	3.94	kN	4.78	kN
$E_{d2tx} = S_{2tx} * k_h =$	0.04	kN	0.04	kN
$E_{d2rx} = S_{2rx} * k_h =$	0.75	kN	0.91	kN
$E_{dx} = E_{d1x} + E_{d2tx} + E_{d2rx} =$	4.73	kN	5.73	kN
$E_{d1y} = S_{1y} * k_v =$	0.60	kN	0.73	kN
$E_{d2ty} = S_{2ty} * k_v =$	0.01	kN	0.01	kN
$E_{d2ry} = S_{2ry} * k_v =$	0.12	kN	0.14	kN
$E_{dy} = E_{d1y} + E_{d2ty} + E_{d2ry} =$	0.72	kN	0.88	kN

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$E_{dS1x} = Ss_{1x} * k_h =$	0.49	kN	0.59	kN
$E_{dS2x} = Ss_{2x} * k_h =$	0.05	kN	0.06	kN
$E_{dsx} = E_{dS1x} + E_{dS2tx} + E_{dS2rx} =$	0.54	kN	0.65	kN
$E_{dS1y} = Ss_{1y} * k_v =$	0.07	kN	0.09	kN
$E_{dS2y} = Ss_{2y} * k_v =$	0.01	kN	0.01	kN
$E_{dsy} = E_{dS1y} + E_{dS2ty} + E_{dS2ry} =$	0.08	kN	0.10	kN

Momenti dati dalle forze inerziali verticali sull'opera

$M'_{vf} = P'_{vf} * b_f =$	1.98	kNm
$M'_{v1} = P'_{v1} * b_1 =$	9.60	kNm
$M'_{v2} = P'_{v2} * b_2 =$	5.97	kNm
$M'_{v3} = P'_{v3} * b_3 =$	2.05	kNm
$M'_v = M'_{vf} + M'_{v1} + M'_{v2} + M'_{v3} =$	19.59	kNm

Momento della forza inerziale orizzontale dell'opera

$M'_{hf} = P'_{hf} * b_{hf} =$	0.63	kNm
$M'_{h1} = P'_{h1} * b_{h1} =$	22.36	kNm
$M'_{h2} = P'_{h2} * b_{h2} =$	22.36	kNm
$M'_{h3} = P'_{h3} * b_{h3} =$	13.07	kNm
$M'_h = M'_{hf} + M'_{h1} + M'_{h2} + M'_{h3} =$	58.41	kNm

Momento della forza inerziale verticale sul sovraccarico

$$M'_{sovr} = P'_{sovr} * b_{sovr} = 0.98 \quad \text{kNm}$$

Momenti della spinta attiva del terreno (componente sismica)

$M_{Ed1x} = E_{d1x} * b_{Ed1x} =$	11.97	kNm	14.52	kNm
$M_{Ed1y} = E_{d1y} * b_{Ed1y} =$	2.65	kNm	3.21	kNm
$M_{Ed2tx} = E_{d2tx} * b_{Ed2tx} =$	0.00	kNm	0.01	kNm
$M_{Ed2ty} = E_{d2ty} * b_{Ed2ty} =$	0.02	kNm	0.03	kNm
$M_{Ed2rx} = E_{d2rx} * b_{Ed2rx} =$	0.19	kNm	0.23	kNm
$M_{Ed2ry} = E_{d2ry} * b_{Ed2ry} =$	0.51	kNm	0.61	kNm
$M_{Edx} =$	12.16	kNm	14.75	kNm
$M_{Edy} =$	3.18	kNm	3.86	kNm
$M_{Ed} =$	15.34	kNm	18.61	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico (componente sismica)

$M_{Eds1x} = E_{ds1x} * b_{Eds1x} =$	2.08	kNm	2.53	kNm
$M_{Eds1y} = E_{ds1y} * b_{Eds1y} =$	0.33	kNm	0.40	kNm
$M_{Eds2x} = E_{ds2x} * b_{Eds2x} =$	0.01	kNm	0.01	kNm
$M_{Eds2y} = E_{ds2y} * b_{Eds2y} =$	0.03	kNm	0.04	kNm
$M_{Edsx} =$	2.09	kNm	2.54	kNm
$M_{Edsy} =$	0.36	kNm	0.44	kNm
$M_{Eds} =$	2.46	kNm	2.98	kNm

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m**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

$$\Sigma M_{\text{res}} = \gamma_{G1} M_{\text{muro}} + \gamma_{Q1} M_{\text{sovr}} + \gamma_{G2} M_{\text{Sy}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssy}} + \gamma_{G1} M_{\text{Sp}} = 1874.78 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{rib}} = \gamma_{G2} M_{\text{Sx}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssx}} = 695.52 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{res}} / \Sigma M_{\text{rib}} = \mathbf{2.70} > 1.00$$

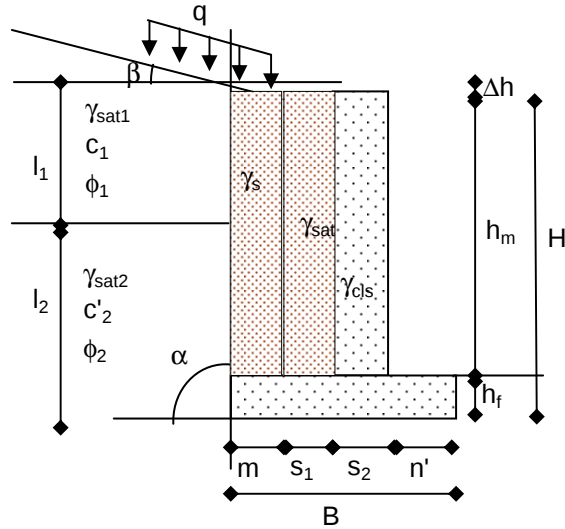
MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3			
- Scorrimento			
GEO A1			
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.30	
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00	
variabili sfavorevoli γ_{Q2}	=	1.50	
M1			
I coefficienti γ_M sono	=	1	
R3			
Il coefficiente γ_R é	=	1.1	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{s_y} = 784.77 \text{ kN}$			
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{s_x} - \gamma_{G1} S_p = 297.83 \text{ kN}$			
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = 1.52 > 1.10$			

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m									
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)									
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		1070		kN/m ²					
con:									
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		15.4		kN/m ²		$d =$		0.70 m	
$\gamma_{sat\ 2} =$		22.00		kN/m ³		$B =$		4.40 m	
per $\phi' =$		30°				$L =$		1.00 m	
$c' =$		0.00		kN/m ²					
$N_c = 30.14$		$N_q = 18.40$		$N_\gamma = 15.67$					
$s_c = 1.00$		$s_q = 1.00$		$s_\gamma = 1.00$					
$d_c = 1.06$		$d_q = 1.03$		$d_\gamma = 1.03$					
Calcolo pressione sul terreno									
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} =$		2709.48		kNm					
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q2} M_{Ssx} =$		812.47		kNm					
$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{sy} =$		980.28		kN					
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		1.94		m					
$e = (B / 2) - u =$		0.26		m		<		$B/6 = 0.73$ m	
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$		0.75		terreni incoerenti					
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		0.88		terreni coesivi					
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		942		kN/m ²					
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		303.25		kN/m ²		e<B/6			
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		142.33		kN/m ³					
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$		337.71		kN/m ²		e>B/6			
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		3.10		> 1.40					

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m				
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO CON SISMA - RIBALTAMENTO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE:				
COEFFICIENTI COMBINAZIONE QUASI PERMANENTI				
Categoria F (rimesse e parcheggi) $\Psi =$ 0.60				
- Ribaltamento				
M2				
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka $\varphi'_1 = \arctg(\tan\varphi_1/1.25) =$ 24.79				
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} =$ 2082.52 kNm				
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_v + M'_h + M_{Ed} + (M_{Eds} + M'_{sovr}) \Psi =$ 796.61 kNm				
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$ 2.61 $>$ 1.00				
- Scorrimento				
M1				
I coefficienti γ_M sono = 1				
R3				
Il coefficiente γ_R é = 1.1				
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$ 726.10 kN				
$\Sigma R_x = S_x + S_{sx} \Psi - S_p + P_h \text{ muro} + E_{dx} + E_{dsx} \Psi =$ 236.63 kN				
$(\Sigma R_y * \tan \phi) / \Sigma R_x =$ 1.77 $>$ 1.10				
- Capacità portante terreno di fondazione				
M1				
I coefficienti γ_M sono = 1				
R3				
Il coefficiente γ_R é = 1.4				
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)				
con: $q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$ 1070 kN/m ²				
$q' = \gamma_{sat 2} * d =$ 15.4 kN/m ² $d =$ 0.70 m $\gamma_{sat 2} =$ 22.00 kN/m ³ $B =$ 4.40 m per $\phi' =$ 30° $L =$ 1.00 m $c' =$ 0.00 kN/m ²				
$N_c = 30.14$ $N_q = 18.40$ $N_\gamma = 15.67$ $s_c = 1.00$ $s_q = 1.00$ $s_\gamma = 1.00$ $d_c = 1.06$ $d_q = 1.03$ $d_\gamma = 1.03$				
Calcolo pressione sul terreno				
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} - M'_v + M_{Edy} - (M_{Edsy} + M'_{sovr}) \Psi =$ 1997.01 kNm				
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_h + M_{Edx} + M_{Edsx} \Psi =$ 647.07 kNm				
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$ 726.10 kN				
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$ 1.86 m				
$e = (B / 2) - u =$ 0.34 m < $B/6 =$ 0.73 m				
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$ 0.72 terreni incoerenti				
$R_e = 1 - 2(e / B) =$ 0.85 terreni coesivi				
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$ 905 kN/m ²				
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$ 241.72 kN/m ² $e < B/6$				
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$ 88.33 kN/m ³				
$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$ 260.37 kN/m ² $e > B/6$				
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$ 3.74 $>$ 1.40				

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	7.32	0.70
$\gamma_d =$	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

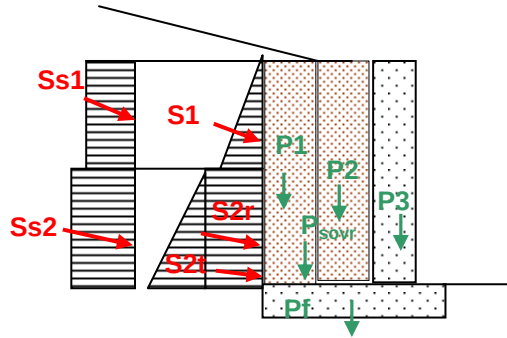
$ag =$	0.072		
$F_0 =$	2.863		
$Tc^* =$	0.29		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0233	0.0117

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	7.92	m
$h_F =$	0.70	m
$m =$	1.40	m
$s_1 =$	1.40	m
$s_2 =$	0.50	m
$n' =$	1.10	m
$n = n' + s_2 =$	1.60	m
$B =$	4.40	m
$h_M =$	7.22	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	7.22	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 129.96 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{p3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 176.49 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 168.78 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 51.60 \quad kN$$

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

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

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

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

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

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

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 2.44$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$S_{s1} = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 21.92 \quad kN$$

$$S_{s1x} = S_{s1} * \cos \delta = 20.96 \quad kN$$

$$S_{s1y} = S_{s1} * \sin \delta = 6.41 \quad kN$$

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

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

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

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 3.66$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 49.00 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 1.40$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 222.38 \quad kN$$

$$b_{P1} = m/2 + s_1 = 2.10$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 222.38 \quad kN$$

$$b_{P2} = s_1/2 = 0.70$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 28.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 1.40$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

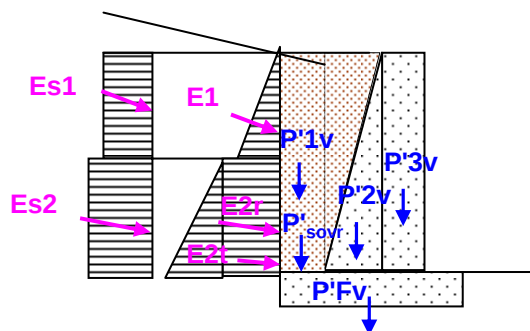
Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 19.25 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.55$$

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{3v} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = 1.52 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

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

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$P'_{3h} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = 3.03 \quad kN$$

$$b_{P'3h} = h_m/2 = 3.61$$

Forze inerziali orizzontali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1h} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = 5.19 \quad kN$$

$$b_{P'1h} = h_m/2 = 3.61$$

$$P'_{2h} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = 5.19 \quad kN$$

$$b_{P'2h} = h_m/2 = 3.61$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$E_{1x} = S_{1x} * k_h = 3.94 \quad kN$$

$$b_{E1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 2.44$$

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

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

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

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

$$E_{1y} = S_{1y} * k_v = 0.60 \quad kN$$

$$b_{E1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$E_{S1x} = Ss_{1x} * k_h = 0.49 \quad kN$$

$$b_{Es1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 3.66$$

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

$$b_{Es2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{S1y} = Ss_{1y} * k_v = 0.07 \quad kN$$

$$b_{Es1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Es2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU****AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO**Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.57 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 1.40$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 2.59 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 2.10$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 2.59 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.70$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.33 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 1.40$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNOForze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.22 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.55$$

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

**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

$S_{1x} \cdot \gamma_{G2}$	219.41	kN	b_{S1x}	2.44	m	M_{S1x}	535.37	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
$S_{s1x} \cdot \gamma_{Q2}$	31.44	kN	b_{Ss1x}	3.66	m	M_{Ss1x}	115.08	kNm
$S_{s2x} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
$S_{1y} \cdot \gamma_{G2}$	67.08	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	16.77	kNm
$S_{2ty} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
$S_{2ry} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} \cdot \gamma_{Q2}$	9.61	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	2.40	kNm
$S_{s2y} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
$P_3 \cdot \gamma_{G2}$	168.95	kN	b_{p3}	0.00	m	M_{p3}	0.00	kNm
			F_O	-250.85	kN			
			F_V	245.64	kN			
			M	-631.27	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

**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}	168.78	kN	b_{S1x}	2.44	m	M_{S1x}	411.82	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
$S_{s1x} * \psi_2$	12.58	kN	b_{Ss1x}	3.66	m	M_{Ss1x}	46.03	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	3.94	kN	b_{E1x}	2.44	m	M_{E1x}	9.61	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
$E_{s1x} * \psi_2$	0.29	kN	b_{Es1x}	3.66	m	M_{Es1x}	1.07	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	3.03	kN	$b_{P'3h}$	3.61	m	$M_{P'3h}$	10.94	kNm
P'_{1h}	5.19	kN	$b_{P'1h}$	3.61	m	$M_{P'1h}$	18.73	kNm
P'_{2h}	5.19	kN	$b_{P'2h}$	3.61	m	$M_{P'2h}$	18.73	kNm
S_{1y}	51.60	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	12.90	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	3.85	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	0.96	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	129.96	kN	b_{p3}	0.00	m	M_{p3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.60	kN	b_{E1y}	0.25	m	M_{E1y}	0.15	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.25	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.25	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.04	kN	b_{Es1y}	0.25	m	M_{Es1y}	0.01	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.25	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	1.52	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-198.99	kN			
			F_V	187.57	kN			
			M	-502.91	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO								
S _{1x}	168.78	kN	b _{S1x}	2.44	m	M _{S1x}	411.82	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} * ψ_2	12.58	kN	b _{Ss1x}	3.66	m	M _{Ss1x}	46.03	kNm
S _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2x}	0.00	m	M _{Ss2x}	0.00	kNm
E _{1x}	3.94	kN	b _{E1x}	2.44	m	M _{E1x}	9.61	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} * ψ_2	0.29	kN	b _{Es1x}	3.66	m	M _{Es1x}	1.07	kNm
E _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2x}	0.00	m	M _{Es2x}	0.00	kNm
P' _{3h}	3.03	kN	b _{P'3h}	3.61	m	M _{P'3h}	10.94	kNm
P' _{1h}	5.19	kN	b _{P'1h}	3.61	m	M _{P'1h}	18.73	kNm
P' _{2h}	5.19	kN	b _{P'2h}	3.61	m	M _{P'2h}	18.73	kNm
S _{1y}	51.60	kN	b _{S1y}	0.25	m	M _{S1y}	12.90	kNm
S _{2ty}	0.00	kN	b _{S2ty}	0.25	m	M _{S2ty}	0.00	kNm
S _{2ry}	0.00	kN	b _{S2ry}	0.25	m	M _{S2ry}	0.00	kNm
S _{s1y} * ψ_2	3.85	kN	b _{Ss1y}	0.25	m	M _{Ss1y}	0.96	kNm
S _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2y}	0.25	m	M _{Ss2y}	0.00	kNm
P ₃	129.96	kN	b _{P3}	0.00	m	M _{P3}	0.00	kNm
E _{1y}	0.60	kN	b _{E1y}	0.25	m	M _{E1y}	0.15	kNm
E _{2ty}	0.00	kN	b _{E2ty}	0.25	m	M _{E2ty}	0.00	kNm
E _{2ry}	0.00	kN	b _{E2ry}	0.25	m	M _{E2ry}	0.00	kNm
E _{s1y} * ψ_2	0.04	kN	b _{Es1y}	0.25	m	M _{Es1y}	0.01	kNm
E _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2y}	0.25	m	M _{Es2y}	0.00	kNm
P' _{3v}	1.52	kN	b _{P'3v}	0.00	m	M _{P'3v}	0.00	kNm
			F_O	-198.99	kN			
			F_V	183.24	kN			
			M	-503.23	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

**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**

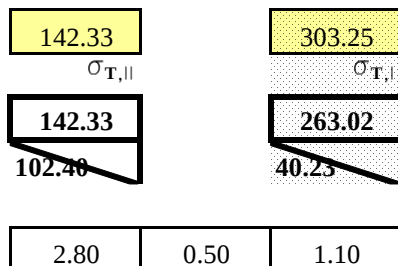
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

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

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$P_f \cdot \gamma_{G2}$	63.70	kN	b_{Pf}	1.40	m	M_{Pf}	89.18	kNm
$P_1 \cdot \gamma_{G2}$	289.09	kN	b_{p1}	2.10	m	M_{p1}	607.09	kNm
$P_2 \cdot \gamma_{G2}$	289.09	kN	b_{p2}	0.70	m	M_{p2}	202.36	kNm
$P_{sovr} \cdot \gamma_{Q2}$	42.00	kN	b_{Psovr}	1.40	m	M_{Psovr}	58.80	kNm
$V_{II\text{ rett}}$	398.54	kN	$b_{VII\text{ rett}}$	1.40	m	$M_{VII\text{ rett}}$	557.95	kNm
$V_{II\text{ triang}}$	143.36	kN	$b_{VII\text{ triang}}$	0.93	m	$M_{VII\text{ triang}}$	133.80	kNm
			F_V	141.98	kN			
			M	265.67	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

**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**

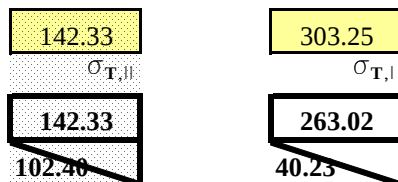
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

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

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$P_f \cdot \gamma_{G2}$	25.03	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	13.76	kNm
$V_{I\text{ rett}}$	289.32	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	159.13	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	22.13	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	16.23	kNm
			F_V	-286.42	kN			
			M	161.59	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

2.80	0.50	1.10
------	------	------

$$M + M_p - M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = - M_p + M_v$$

$$F_v = + P - V$$

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

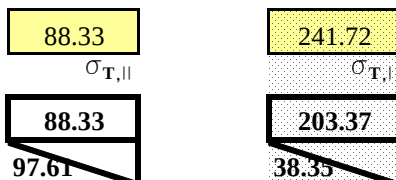
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	49.00	kN	b_{Pf}	1.40	m	M_{Pf}	68.60	kNm
P_1	222.38	kN	b_{P1}	2.10	m	M_{P1}	466.99	kNm
P_2	222.38	kN	b_{P2}	0.70	m	M_{P2}	155.66	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	16.80	kN	b_{Psovr}	1.40	m	M_{Psovr}	23.52	kNm
P'_{fv}	0.57	kN	$b_{P'fv}$	1.40	m	$M_{P'fv}$	0.80	kNm
P'_{1v}	2.59	kN	$b_{P'1v}$	2.10	m	$M_{P'1v}$	5.45	kNm
P'_{2v}	2.59	kN	$b_{P'2v}$	0.70	m	$M_{P'2v}$	1.82	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.20	kN	$b_{P'sovr v}$	1.40	m	$M_{P'sovr v}$	0.27	kNm
$V_{II rett}$	247.31	kN	$b_{VII rett}$	1.40	m	$M_{VII rett}$	346.24	kNm
$V_{II triang}$	136.66	kN	$b_{VII triang}$	0.93	m	$M_{VII triang}$	127.55	kNm
			F_V	132.54	kN			
			M	249.32	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)

2.80	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

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

MURO DI CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

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

P_f	49.00	kN	b_{Pf}	1.40	m	M_{Pf}	68.60	kNm
P_1	222.38	kN	b_{p1}	2.10	m	M_{p1}	466.99	kNm
P_2	222.38	kN	b_{p2}	0.70	m	M_{p2}	155.66	kNm
$P_{sovr} * \psi/2$	16.80	kN	b_{psovr}	1.40	m	M_{psovr}	23.52	kNm
P'_{fv}	0.57	kN	$b_{p'fv}$	1.40	m	$M_{p'fv}$	0.80	kNm
P'_{1v}	2.59	kN	$b_{p'1v}$	2.10	m	$M_{p'1v}$	5.45	kNm
P'_{2v}	2.59	kN	$b_{p'2v}$	0.70	m	$M_{p'2v}$	1.82	kNm
$P'_{sovr v} * \psi/2$	0.20	kN	$b_{p'sovr v}$	1.40	m	$M_{p'sovr v}$	0.27	kNm
$V_{II rett}$	247.31	kN	$b_{VII rett}$	1.40	m	$M_{VII rett}$	346.24	kNm
$V_{II triang}$	136.66	kN	$b_{VII triang}$	0.93	m	$M_{VII triang}$	127.55	kNm
			F_V	120.63	kN			
			M	232.65	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 CONTENIMENTO CON SPERONI h=7.32m

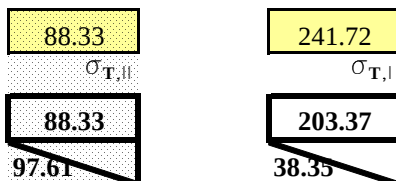
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.22	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.12	kNm
$V_{I\text{ rett}}$	265.89	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	146.24	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	21.09	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	15.47	kNm
			F_V	-267.51	kN			
			M	151.00	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)

2.80	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

$$F_V = +P + P' - V$$

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

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.22	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.12	kNm
$V_{I\text{ rett}}$	265.89	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	146.24	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	21.09	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	15.47	kNm
			F_V	-267.96	kN			
			M	151.24	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	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 ASSENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 250.85 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

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

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

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 264.21 \text{ kN}$$

con:

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

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0083 \leq 0.02$$

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

$$V_{Rd} = 264.21 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

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

$$V_{Rd} = 264.21 \text{ kN} > V_{Ed} = 250.85 \text{ kN}$$

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

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 631.27 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 245.64 \text{ kNm}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

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

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 33536 x - 558894 = 0$$

$$x = 7.86 \text{ cm}$$

$$x = 7.86 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3607 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 683.77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 631.27 \text{ kNm}$$

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
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
		$\epsilon_{uk} =$	0.075

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

$$V_{Ed} = 198.99 \text{ kN}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

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

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

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 239.98 \text{ kN}$$

con:

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

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0084 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

$$N_{Sd} = 183.24 \text{ daN}$$

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

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

$$V_{gr} = 239.98 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.13 \text{ kN}$$

con

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

$$V_{gr} = 239.98 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 198.99 \text{ kN}$$

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

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 503.23 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 183.24 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

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

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 27296 x - 558894 = 0$$

$$x = 7.58 \text{ cm}$$

$$x = 7.58 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3472 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 610.51 \text{ kNm} > M_{Ed} = 503.23 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

$$\gamma_C = 1.5$$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 141.98 \text{ kN}$$

$$A_{S,comp} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 314.04 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0058 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{Rd} = 314.04 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{Rd} = 314.04 \text{ kN} > V_{Ed} = 141.98 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 265.67 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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

- Ipotesi $x < x_1$:

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

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

L'armatura compressa è in campo elastico

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 8972 x - 558894 = 0$$

$$x = 6.82 \text{ cm}$$

$$x = 6.82 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3040 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 932.48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 265.67 \text{ kNm}$$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 286.42 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 314.04 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0058 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{Rd} = 314.04 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{Rd} = 314.04 \text{ kN} > V_{Ed} = 286.42 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$$M_{Ed} = 161.59 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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

- Ipotesi $x < x_1$:

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

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

L'armatura compressa è in campo elastico

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 8972 x - 558894 = 0$$

$$x = 6.82 \text{ cm}$$

$$x = 6.82 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3040 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 932.48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 161.59 \text{ kNm}$$

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

$V_{Ed} =$	132.54	kN		
$A_{S, compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 285.49 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0058 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{gr} = 285.49 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{gr} = 285.49 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 132.54 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 249.32 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 8972 x - 558894 = 0$$

$$x = 6.82 \text{ cm}$$

$$x = 6.82 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3040 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 847.71 \text{ kNm} > M_{Ed} = 249.32 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

$$\gamma_C = 1.5$$

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

$$\beta_1 = 0.80952 \quad \beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	267.96	kN		
$A_{S, compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 285.49 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0058 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{gr} = 285.49 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{gr} = 285.49 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 267.96 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 151.24 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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

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

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 39683 \text{ daN}$$

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 8972 x - 558894 = 0$$

$$x = 6.82 \text{ cm}$$

$$x = 6.82 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

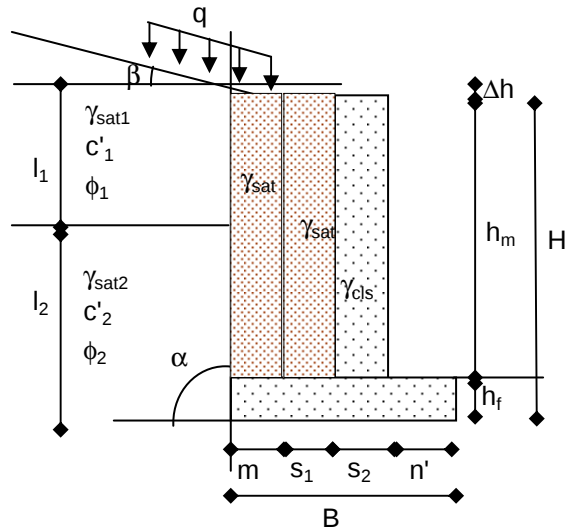
$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3040 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 847.71 \text{ kNm} > M_{Ed} = 151.24 \text{ kNm}$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	7.32	0.70
$\gamma_d =$	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

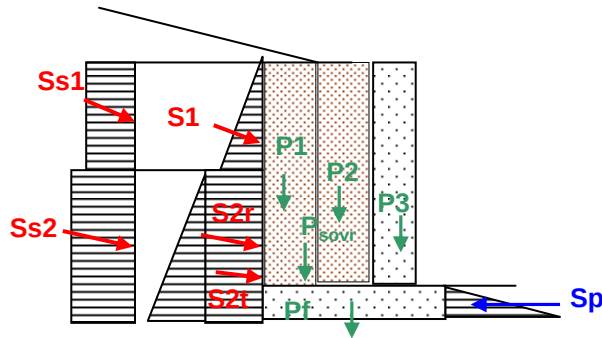
$ag =$	0.041		
$F_0 =$	2.687		
$Tc^* =$	0.233		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0133	0.0066

Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	7.92	m
$h_F =$	0.70	m
$m =$	1.40	m
$s_1 =$	1.40	m
$s_2 =$	0.50	m
$n' =$	1.10	m
$n = n' + s_2 =$	1.60	m
$B =$	4.40	m
$h_M =$	7.22	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	7.22	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

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 129.96 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{p3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 176.49 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 168.78 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 51.60 \quad kN$$

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

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

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

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

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

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

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 2.44$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 21.92 \quad kN$$

$$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta = 20.96 \quad kN$$

$$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta = 6.41 \quad kN$$

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

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

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

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 3.66$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 49.00 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 1.40$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 222.38 \quad kN$$

$$b_{p1} = m/2 + s_1 = 2.10$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 222.38 \quad kN$$

$$b_{p2} = s_1/2 = 0.70$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 28.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 1.40$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

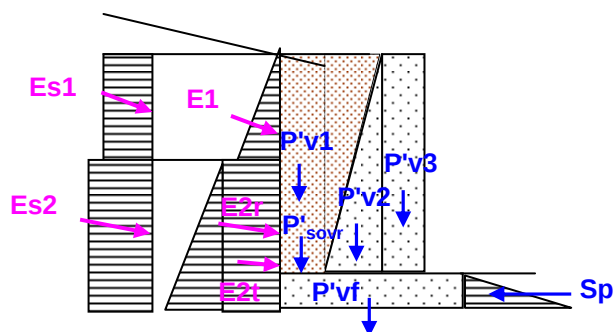
Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 19.25 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.55$$

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

$$P'_{3v} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = 0.86 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

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

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$P'_{3h} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = 1.73 \quad kN$$

$$b_{P'_{3h}} = h_m/2 = 3.61$$

Forze inerziali orizzontali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1h} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = 2.95 \quad kN$$

$$b_{P'_{1h}} = h_m/2 = 3.61$$

$$P'_{2h} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = 2.95 \quad kN$$

$$b_{P'_{2h}} = h_m/2 = 3.61$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$E_{1x} = S_{1x} * k_h = 2.24 \quad kN$$

$$b_{E_{1x}} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 2.44$$

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

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

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

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

$$E_{1y} = S_{1y} * k_v = 0.34 \quad kN$$

$$b_{E_{1y}} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E_{2ty}} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E_{2ry}} = s_2/2 = 0.25$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$E_{S1x} = S_{S1x} * k_h = 0.28 \quad kN$$

$$b_{E_{S1x}} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 3.66$$

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

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

$$E_{S1y} = S_{S1y} * k_v = 0.04 \quad kN$$

$$b_{E_{S1y}} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E_{S2y}} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.33 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 1.40$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 1.48 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 2.10$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 1.48 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.70$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.19 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 1.40$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.13 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.55$$

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}	168.78	kN	b_{S1x}	2.44	m	M_{S1x}	411.82	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	
$S_{s1x} * \psi_1$	14.67	kN	b_{Ss1x}	3.66	m	M_{Ss1x}	53.70	kNm	
$S_{s2x} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm	
S_{1y}	51.60	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	12.90	kNm	
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm	
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm	
$S_{s1y} * \psi_1$	4.49	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	1.12	kNm	
$S_{s2y} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm	
P_3	129.96	kN	b_{p3}	0.00	m	M_{p3}	0.00	kNm	
			F_O	-183.45	kN				
			F_V	186.05	kN				
			M	-451.50	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}	168.78	kN	b_{S1x}	2.44	m	M_{S1x}	411.82	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	
$S_{s1x} * \psi_2$	12.58	kN	b_{Ss1x}	3.66	m	M_{Ss1x}	46.03	kNm	
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm	
E_{1x}	2.24	kN	b_{E1x}	2.44	m	M_{E1x}	5.47	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	
$E_{s1x} * \psi_2$	0.17	kN	b_{Es1x}	3.66	m	M_{Es1x}	0.61	kNm	
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm	
P'_{3h}	1.73	kN	$b_{P'3h}$	3.61	m	$M_{P'3h}$	6.23	kNm	
P'_{1h}	2.95	kN	$b_{P'1h}$	3.61	m	$M_{P'1h}$	10.66	kNm	
P'_{2h}	2.95	kN	$b_{P'2h}$	3.61	m	$M_{P'2h}$	10.66	kNm	
S_{1y}	51.60	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	12.90	kNm	
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm	
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm	
$S_{s1y} * \psi_2$	3.85	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	0.96	kNm	
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm	
P_3	129.96	kN	b_{p3}	0.00	m	M_{p3}	0.00	kNm	
E_{1y}	0.34	kN	b_{E1y}	0.25	m	M_{E1y}	0.09	kNm	
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.25	m	M_{E2ty}	0.00	kNm	
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.25	m	M_{E2ry}	0.00	kNm	
$E_{s1y} * \psi_2$	0.03	kN	b_{Es1y}	0.25	m	M_{Es1y}	0.01	kNm	
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.25	m	M_{Es2y}	0.00	kNm	
P'_{3v}	0.86	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm	
			F_O	-191.40	kN				
			F_V	186.64	kN				
			M	-477.54	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}	168.78	kN	b _{S1x}	2.44	m	M _{S1x}	411.82	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} * ψ_2	12.58	kN	b _{Ss1x}	3.66	m	M _{Ss1x}	46.03	kNm
S _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2x}	0.00	m	M _{Ss2x}	0.00	kNm
E _{1x}	2.24	kN	b _{E1x}	2.44	m	M _{E1x}	5.47	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} * ψ_2	0.17	kN	b _{Es1x}	3.66	m	M _{Es1x}	0.61	kNm
E _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2x}	0.00	m	M _{Es2x}	0.00	kNm
P' _{3h}	1.73	kN	b _{P'3h}	3.61	m	M _{P'3h}	6.23	kNm
P' _{1h}	2.95	kN	b _{P'1h}	3.61	m	M _{P'1h}	10.66	kNm
P' _{2h}	2.95	kN	b _{P'2h}	3.61	m	M _{P'2h}	10.66	kNm
S _{1y}	51.60	kN	b _{S1y}	0.25	m	M _{S1y}	12.90	kNm
S _{2ty}	0.00	kN	b _{S2ty}	0.25	m	M _{S2ty}	0.00	kNm
S _{2ry}	0.00	kN	b _{S2ry}	0.25	m	M _{S2ry}	0.00	kNm
S _{s1y} * ψ_2	3.85	kN	b _{Ss1y}	0.25	m	M _{Ss1y}	0.96	kNm
S _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2y}	0.25	m	M _{Ss2y}	0.00	kNm
P ₃	129.96	kN	b _{P3}	0.00	m	M _{P3}	0.00	kNm
E _{1y}	0.34	kN	b _{E1y}	0.25	m	M _{E1y}	0.09	kNm
E _{2ty}	0.00	kN	b _{E2ty}	0.25	m	M _{E2ty}	0.00	kNm
E _{2ry}	0.00	kN	b _{E2ry}	0.25	m	M _{E2ry}	0.00	kNm
E _{s1y} * ψ_2	0.03	kN	b _{Es1y}	0.25	m	M _{Es1y}	0.01	kNm
E _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2y}	0.25	m	M _{Es2y}	0.00	kNm
P' _{3v}	0.86	kN	b _{P'3v}	0.00	m	M _{P'3v}	0.00	kNm
			F_O	-191.40	kN			
			F_V	184.17	kN			
			M	-477.72	kNm			

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

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

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

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

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

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

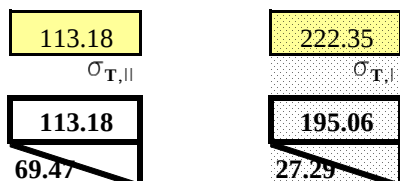
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

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	49.00	kN	b_{Pf}	1.40	m	M_{Pf}	68.60	kNm
P_1	222.38	kN	b_{p1}	2.10	m	M_{p1}	466.99	kNm
P_2	222.38	kN	b_{p2}	0.70	m	M_{p2}	155.66	kNm
$P_{sovr} * \psi_1$	19.60	kN	b_{Psovr}	1.40	m	M_{Psovr}	27.44	kNm
$V_{II\text{ rett}}$	316.91	kN	$b_{VII\text{ rett}}$	1.40	m	$M_{VII\text{ rett}}$	443.68	kNm
$V_{II\text{ triang}}$	97.26	kN	$b_{VII\text{ triang}}$	0.93	m	$M_{VII\text{ triang}}$	90.77	kNm
			F_V	99.18	kN			
			M	184.24	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 $\psi=0.70$

2.80	0.50	1.10
------	------	------

$$M - M_p + M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = + M_p - M_v$$

$$F_v = + P - V$$

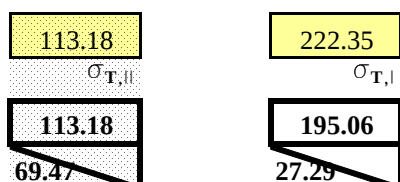
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

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	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
$V_{I\text{rett}}$	214.56	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	118.01	kNm
$V_{I\text{triang}}$	15.01	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	11.01	kNm
			F_V	-210.32	kN			
			M	118.43	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 $\psi=0.70$

2.80	0.50	1.10
------	------	------

$$M + M_p - M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = - M_p + M_v$$

$$F_v = + P - V$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

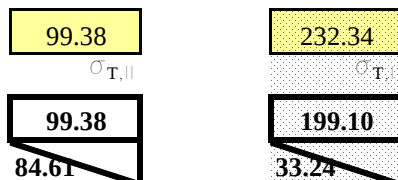
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	49.00	kN	b_{Pf}	1.40	m	M_{Pf}	68.60	kNm
P_1	222.38	kN	b_{P1}	2.10	m	M_{P1}	466.99	kNm
P_2	222.38	kN	b_{P2}	0.70	m	M_{P2}	155.66	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	16.80	kN	b_{Psovr}	1.40	m	M_{Psovr}	23.52	kNm
P'_{fv}	0.33	kN	$b_{P'fv}$	1.40	m	$M_{P'fv}$	0.46	kNm
P'_{1v}	1.48	kN	$b_{P'1v}$	2.10	m	$M_{P'1v}$	3.10	kNm
P'_{2v}	1.48	kN	$b_{P'2v}$	0.70	m	$M_{P'2v}$	1.03	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.11	kN	$b_{P'sovr v}$	1.40	m	$M_{P'sovr v}$	0.16	kNm
$V_{II rett}$	278.26	kN	$b_{VII rett}$	1.40	m	$M_{VII rett}$	389.56	kNm
$V_{II triang}$	118.46	kN	$b_{VII triang}$	0.93	m	$M_{VII triang}$	110.56	kNm
			F_V	117.22	kN			
			M	219.39	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)

2.80	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

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

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

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

P_f	49.00	kN	b_{pf}	1.40	m	M_{pf}	68.60	kNm
P_1	222.38	kN	b_{p1}	2.10	m	M_{p1}	466.99	kNm
P_2	222.38	kN	b_{p2}	0.70	m	M_{p2}	155.66	kNm
$P_{sovr} * \psi/2$	16.80	kN	b_{psovr}	1.40	m	M_{psovr}	23.52	kNm
P'_{fv}	0.33	kN	$b_{p'fv}$	1.40	m	$M_{p'fv}$	0.46	kNm
P'_{1v}	1.48	kN	$b_{p'1v}$	2.10	m	$M_{p'1v}$	3.10	kNm
P'_{2v}	1.48	kN	$b_{p'2v}$	0.70	m	$M_{p'2v}$	1.03	kNm
$P'_{sovr v} * \psi/2$	0.11	kN	$b_{p'sovr v}$	1.40	m	$M_{p'sovr v}$	0.16	kNm
$V_{II rett}$	278.26	kN	$b_{VII rett}$	1.40	m	$M_{VII rett}$	389.56	kNm
$V_{II triang}$	118.46	kN	$b_{VII triang}$	0.93	m	$M_{VII triang}$	110.56	kNm
			F_V	110.44	kN			
			M	209.90	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

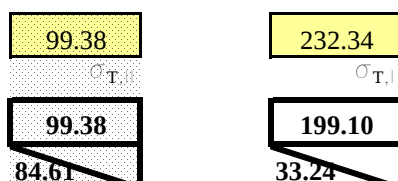
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.13	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.07	kNm
$V_{I\text{rett}}$	255.58	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	140.57	kNm
$V_{I\text{triang}}$	18.28	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	13.41	kNm
			F_V	-254.48	kN			
			M	143.32	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)

2.80	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

$$F_V = +P + P' - V$$

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

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.13	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.07	kNm
$V_{I\text{rett}}$	255.58	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	140.57	kNm
$V_{I\text{triang}}$	18.28	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	13.41	kNm
			F_V	-254.74	kN			
			M	143.46	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

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

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

$$M_{Ed} = 451.50 \quad \text{kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 22 = 19.01 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 10\emptyset 22 = 38.00 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0012 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00083$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 16.36 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 690\,282 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2909 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.283 \quad \text{mm} \leq 0.3 \quad \text{mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 106.98 \quad \text{daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2908.53 \quad \text{daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \quad \text{daN/cm}^2$$

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				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
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	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				coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_s =$	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

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

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' = copriferro

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

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

$M_{Ed} =$	477.72	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø22=	19.01	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	10Ø22=	38.00	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0013 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00088$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 16.36 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 690282 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 3077 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.30 \text{ mm} \geq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 113.19 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 3077.46 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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				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
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	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				coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_s =$	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

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

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' = copriferro

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$M_{Ed} =$	184.24	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00023$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 20.57 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 1\,544\,829 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 813 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.054 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 24.54 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 812.64 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$M_{Ed} =$	118.43	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = \mathbf{0.0001} < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00015$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 20.57 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 1\,544\,829 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 522 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = \mathbf{0.035} \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = \mathbf{15.77} \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = \mathbf{522.36} \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

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

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$M_{Ed} =$	219.39	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0003 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00028$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 20.57 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 1\,544\,829 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 968 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.067 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 29.22 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 967.68 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 22 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$M_{Ed} =$	143.46	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø22 =	19.01	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	10Ø22 =	38.00	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = \mathbf{0.0001} < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 57.01 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 20.57 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 1\,544\,829 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 633 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 23.44 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = \mathbf{0.042} \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

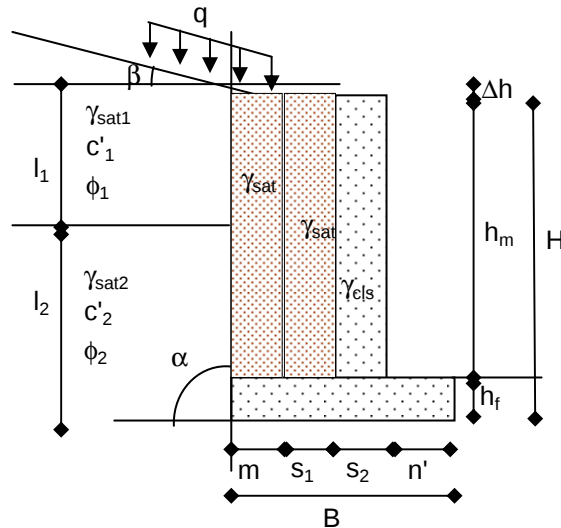
$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = \mathbf{19.11} \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = \mathbf{632.75} \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

ALLEGATO 2

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	4.80	0.70
$\gamma_d =$	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

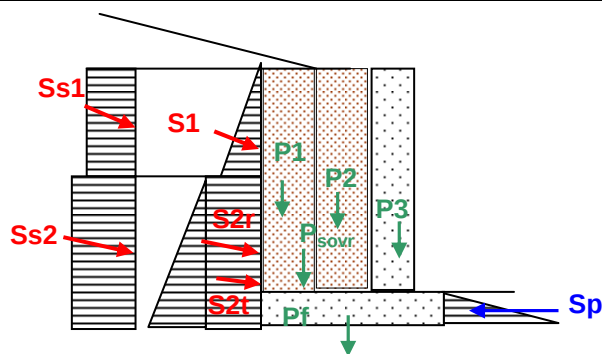
Parametri sismici

$ag =$	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
$H =$	5.50
$h_F =$	0.70
$m =$	1.00
$s_1 =$	1.00
$s_2 =$	0.50
$n' =$	1.10
$n = n' + s_2 =$	1.60
$B =$	3.60
$h_M =$	4.80
$\Delta h =$	0.00
$h_M' =$	4.80
$L =$	1.00
$q =$	10.00
$\% h_f \text{ per } S_p =$	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

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_F * L = 63.00 \quad kN \\
 P_1 &= \gamma_{sat} * m * h_M * L = 105.60 \quad kN \\
 P_2 &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 105.60 \quad kN \\
 P_3 &= \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 86.40 \quad kN \\
 \hline
 P_{muro} &= P_f + P_1 + P_2 + P_3 = 360.60 \quad kN
 \end{aligned}$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 20.00 \quad kN$$

Componenti spinta attiva del terreno

Calcolo spinta per M2

$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 =$	75.89	kN	92.04	kN
$S_{1x} = S_1 * \cos \delta =$	72.57	kN	88.02	kN
$S_{1y} = S_1 * \sin \delta =$	22.19	kN	26.91	kN
$S_{2t} = \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 =$	1.61	kN	1.96	kN
$S_{2tx} = S_{2t} * \cos \delta =$	1.54	kN	1.87	kN
$S_{2ty} = S_{2t} * \sin \delta =$	0.47	kN	0.57	kN
$S_{2r} = (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L =$	22.13	kN	26.84	kN
$S_{2rx} = S_{2r} * \cos \delta =$	21.17	kN	25.67	kN
$S_{2ry} = S_{2r} * \sin \delta =$	6.47	kN	7.85	kN
$S_x = S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} =$	95.28	kN	115.56	kN
$S_y = S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} =$	29.13	kN	35.33	kN

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L =$	14.37	kN	17.43	kN
$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta =$	13.75	kN	16.67	kN
$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta =$	4.20	kN	5.10	kN
$Ss_2 = (q + p) * k_{a2} * l_2 * L =$	2.10	kN	2.54	kN
$Ss_{2x} = Ss_2 * \cos \delta =$	2.00	kN	2.43	kN
$Ss_{2y} = Ss_2 * \sin \delta =$	0.61	kN	0.74	kN
$Ss_x = Ss_{1x} + Ss_{2x} =$	15.75	kN	19.10	kN
$Ss_y = Ss_{1y} + Ss_{2y} =$	4.82	kN	5.84	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

$M_f = P_f * b_f =$	113.40	kNm
$M_1 = P_1 * b_1 =$	327.36	kNm
$M_2 = P_2 * b_2 =$	221.76	kNm
$M_3 = P_3 * b_3 =$	116.64	kNm
$M_{muro} = M_f + M_1 + M_2 + M_3 =$	779.16	kNm

Momenti dati dai sovraccarichi

$b_{sovr} = B - (m + S_1)/2$	2.60	m
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	52.00	kNm

Momenti dati dalla spinta attiva del terrenoCalcolo spinta per M2

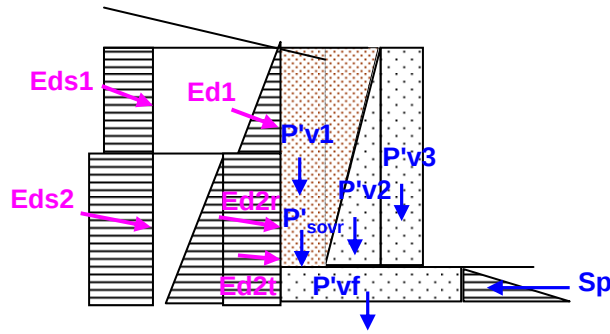
$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	166.92	kNm	202.43	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	79.88	kNm	96.87	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	0.36	kNm	0.44	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	1.70	kNm	2.06	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	7.41	kNm	8.98	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	23.30	kNm	28.25	kNm
$M_{Sx} = M_{S1x} + M_{S2tx} + M_{S2rx} =$	174.69	kNm	211.86	kNm
$M_{Sy} = M_{S1y} + M_{S2ty} + M_{S2ry} =$	104.87	kNm	127.19	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico

$M_{Ss1x} = S_{s1x} * b_{Ss1x} =$	42.61	kNm	51.68	kNm
$M_{Ss1y} = S_{s1y} * b_{Ss1y} =$	15.13	kNm	18.35	kNm
$M_{Ss2x} = S_{s2x} * b_{Ss2x} =$	0.70	kNm	0.85	kNm
$M_{Ss2y} = S_{s2y} * b_{Ss2y} =$	2.21	kNm	2.68	kNm
$M_{Ssx} = M_{Ss1x} + M_{Ss2x} =$	43.31	kNm	52.53	kNm
$M_{Ssy} = M_{Ss1y} + M_{Ss2y} =$	17.33	kNm	21.02	kNm

Momenti della spinta passiva del terreno

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



Forze inerziali verticali sulla struttura

$P'_{vf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_v =$	0.73	kN
$P'_{v1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_v =$	1.23	kN
$P'_{v2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_v =$	1.23	kN
$P'_{v3} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v =$	1.01	kN
$P'_{v \text{ muro}} = P'_{vf} + P'_{v1} + P'_{v2} + P'_{v3} =$	4.21	kN

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$P'_{hf} = \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_h =$	1.47	kN
$P'_{h1} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h =$	2.46	kN
$P'_{h2} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h =$	2.46	kN
$P'_{h3} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h =$	2.02	kN
$P'_{h \text{ muro}} = P'_{hf} + P'_{h1} + P'_{h2} + P'_{h3} =$	8.41	kN

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr} = (q) * (m + S_1) * L * k_v = 0.23 \quad kN$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$E_{d1x} = S_{1x} * k_h =$	1.69	kN	2.05	kN
$E_{d2tx} = S_{2tx} * k_h =$	0.04	kN	0.04	kN
$E_{d2rx} = S_{2rx} * k_h =$	0.49	kN	0.60	kN
$E_{dx} = E_{d1x} + E_{d2tx} + E_{d2rx} =$	2.22	kN	2.70	kN
$E_{d1y} = S_{1y} * k_v =$	0.26	kN	0.31	kN
$E_{d2ty} = S_{2ty} * k_v =$	0.01	kN	0.01	kN
$E_{d2ry} = S_{2ry} * k_v =$	0.08	kN	0.09	kN
$E_{dy} = E_{d1y} + E_{d2ty} + E_{d2ry} =$	0.34	kN	0.41	kN

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$E_{dS1x} = Ss_{1x} * k_h =$	0.32	kN	0.39	kN
$E_{dS2x} = Ss_{2x} * k_h =$	0.05	kN	0.06	kN
$E_{dsx} = E_{dS1x} + E_{dS2tx} + E_{dS2rx} =$	0.37	kN	0.45	kN
$E_{dS1y} = Ss_{1y} * k_v =$	0.05	kN	0.06	kN
$E_{dS2y} = Ss_{2y} * k_v =$	0.01	kN	0.01	kN
$E_{dsy} = E_{dS1y} + E_{dS2ty} + E_{dS2ry} =$	0.06	kN	0.07	kN

Momenti dati dalle forze inerziali verticali sull'opera

$M'_{vf} = P'_{vf} * b_f =$	1.32	kNm
$M'_{v1} = P'_{v1} * b_1 =$	3.82	kNm
$M'_{v2} = P'_{v2} * b_2 =$	2.59	kNm
$M'_{v3} = P'_{v3} * b_3 =$	1.36	kNm
$M'_v = M'_{vf} + M'_{v1} + M'_{v2} + M'_{v3} =$	9.09	kNm

Momento della forza inerziale orizzontale dell'opera

$M'_{hf} = P'_{hf} * b_{hf} =$	0.51	kNm
$M'_{h1} = P'_{h1} * b_{h1} =$	7.64	kNm
$M'_{h2} = P'_{h2} * b_{h2} =$	7.64	kNm
$M'_{h3} = P'_{h3} * b_{h3} =$	6.25	kNm
$M'_h = M'_{hf} + M'_{h1} + M'_{h2} + M'_{h3} =$	22.04	kNm

Momento della forza inerziale verticale sul sovraccarico

$$M'_{sovr} = P'_{sovr} * b_{sovr} = 0.61 \quad \text{kNm}$$

Momenti della spinta attiva del terreno (componente sismica)

$M_{Ed1x} = E_{d1x} * b_{Ed1x} =$	3.89	kNm	4.72	kNm
$M_{Ed1y} = E_{d1y} * b_{Ed1y} =$	0.93	kNm	1.13	kNm
$M_{Ed2tx} = E_{d2tx} * b_{Ed2tx} =$	0.01	kNm	0.01	kNm
$M_{Ed2ty} = E_{d2ty} * b_{Ed2ty} =$	0.02	kNm	0.02	kNm
$M_{Ed2rx} = E_{d2rx} * b_{Ed2rx} =$	0.17	kNm	0.21	kNm
$M_{Ed2ry} = E_{d2ry} * b_{Ed2ry} =$	0.27	kNm	0.33	kNm
$M_{Edx} =$	4.08	kNm	4.94	kNm
$M_{Edy} =$	1.22	kNm	1.48	kNm
$M_{Ed} =$	5.30	kNm	6.43	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico (componente sismica)

$M_{Eds1x} = E_{ds1x} * b_{Eds1x} =$	0.99	kNm	1.21	kNm
$M_{Eds1y} = E_{ds1y} * b_{Eds1y} =$	0.18	kNm	0.21	kNm
$M_{Eds2x} = E_{ds2x} * b_{Eds2x} =$	0.02	kNm	0.02	kNm
$M_{Eds2y} = E_{ds2y} * b_{Eds2y} =$	0.03	kNm	0.03	kNm
$M_{Edsx} =$	1.01	kNm	1.23	kNm
$M_{Edsy} =$	0.20	kNm	0.25	kNm
$M_{Eds} =$	1.21	kNm	1.47	kNm

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

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

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

$$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{muro} + \gamma_{Q1} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q1} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} = 841.15 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q1} M_{Ssx} = 233.04 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} = \mathbf{3.61} > 1.00$$

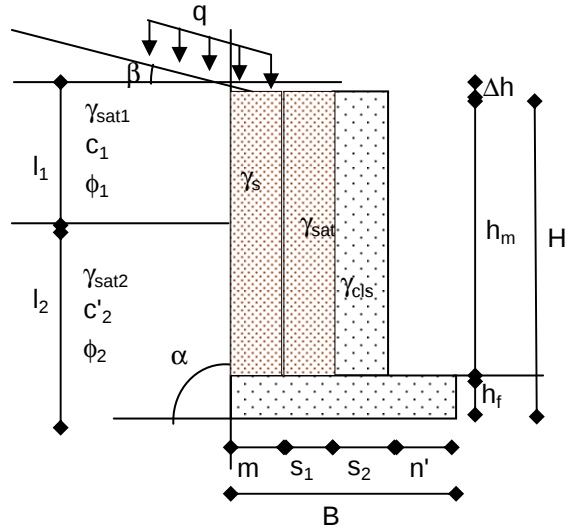
MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m		
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3		
- Scorrimento		
GEO A1		
permanententi favorevoli γ_{G1} =	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2} =	1.30	
variabili favorevoli γ_{Q1} =	0.00	
variabili sfavorevoli γ_{Q2} =	1.50	
M1		
I coefficienti γ_M sono =	1	
R3		
Il coefficiente γ_R é =	1.1	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{s_y} = 435.69 \text{ kN}$		
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{s_x} - \gamma_{G1} S_p = 147.49 \text{ kN}$		
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = 1.71 > 1.10$		

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m									
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)									
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		934		kN/m ²					
con:									
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		15.4	kN/m ²	$d =$		0.70	m		
$\gamma_{sat\ 2} =$		22.00	kN/m ³	$B =$		3.60	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	
$d_c =$		1.07		$d_q =$		1.03		$d_\gamma =$ 1.03	
Calcolo pressione sul terreno									
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} =$		1253.24		kNm					
$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q2} M_{Ssx} =$		292.06		kNm					
$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{sy} =$		543.87		kN					
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		1.77		m					
$e = (B / 2) - u =$		0.03		m		<	$B/6 =$	0.60	m
$R_e = 1 - (e / B) ^ 0.5 =$		0.90		terreni incoerenti					
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		0.98		terreni coesivi					
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		917		kN/m ²					
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		159.31		kN/m ²		e<B/6			
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		142.84		kN/m ³					
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$		205.16		kN/m ²		e>B/6			
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		5.76		>		1.40			

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m				
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO CON SISMA - RIBALTAMENTO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE:				
COEFFICIENTI COMBINAZIONE QUASI PERMANENTI				
Categoria F (rimesse e parcheggi) $\Psi =$ 0.60				
- Ribaltamento				
M2				
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka $\varphi'_1 = \arctg(\tg\varphi_1/1.25) =$ 24.79				
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} =$		950.16	kNm	
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_v + M'_h + M_{Ed} + (M_{Eds} + M'_{sovr}) \Psi =$		282.17	kNm	
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		3.37	>	1.00
- Scorrimento				
M1				
I coefficienti γ_M sono =		1		
R3				
Il coefficiente γ_R é =		1.1		
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$		399.90	kN	
$\Sigma R_x = S_x + S_{sx} \Psi - S_p + P_h \text{ muro} + E_{dx} + E_{dsx} \Psi =$		115.59	kN	
$(\Sigma R_y * \tan \phi) / \Sigma R_x =$		2.00	>	1.10
- Capacità portante terreno di fondazione				
M1				
I coefficienti γ_M sono =		1		
R3				
Il coefficiente γ_R é =		1.4		
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)				
con:		$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$ 934 kN/m ²		
$q' = \gamma_{sat 2} * d =$		15.4	kN/m ²	$d =$ 0.70 m
$\gamma_{sat 2} =$		22.00	kN/m ³	$B =$ 3.60 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	
$d_c =$ 1.07		$d_q =$ 1.03	$d_\gamma =$ 1.03	
Calcolo pressione sul terreno				
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} - M'_v + M_{Edy} - (M_{Edsy} + M'_{sovr}) \Psi =$		914.84	kNm	
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_h + M_{Edx} + M_{Edsx} \Psi =$		227.39	kNm	
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$		399.90	kN	
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		1.72	m	
$e = (B / 2) - u =$		0.08	m	< $B/6 =$ 0.60 m
$R_e = 1 - (e / B) ^{0.5} =$		0.85	terreni incoerenti	
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		0.96	terreni coesivi	
$q_{ult}' = q_{ult} * R_e =$		892	kN/m ²	
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$		126.07	kN/m ²	$e < B/6$
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) =$		96.09	kN/m ³	
$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) =$		155.09	kN/m ²	$e > B/6$
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		7.08	>	1.40

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	4.80	0.70
$\gamma_d =$	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

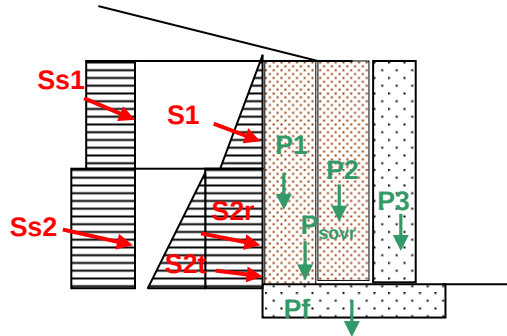
Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	5.50	m
$h_F =$	0.70	m
$m =$	1.00	m
$s_1 =$	1.00	m
$s_2 =$	0.50	m
$n' =$	1.10	m
$n = n' + s_2 =$	1.60	m
$B =$	3.60	m
$h_M =$	4.80	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	4.80	m
$L =$	1.00	m
$q =$	10.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%	

	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 86.40 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{p3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 75.89 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 72.57 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 22.19 \quad kN$$

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

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

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

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

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

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

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 1.60$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$S_{s1} = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 14.37 \quad kN$$

$$S_{s1x} = S_{s1} * \cos \delta = 13.75 \quad kN$$

$$S_{s1y} = S_{s1} * \sin \delta = 4.20 \quad kN$$

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

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

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

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 2.40$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU****AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO**Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 35.00 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 1.00$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 105.60 \quad kN$$

$$b_{P1} = m/2 + s_1 = 1.50$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 105.60 \quad kN$$

$$b_{P2} = s_1/2 = 0.50$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 20.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 1.00$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNOPeso proprio della struttura

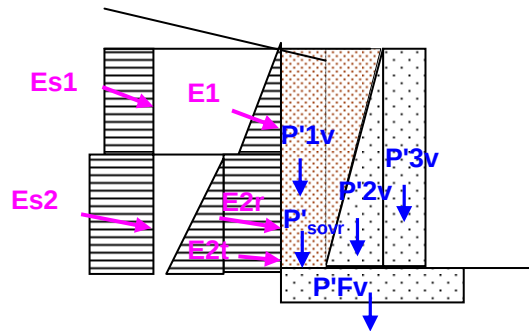
$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 19.25 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.55$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU

AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{3v} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = 1.01 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

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

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$P'_{3h} = \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = 2.02 \quad kN$$

$$b_{P'3h} = h_m/2 = 2.40$$

Forze inerziali orizzontali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1h} = \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = 2.46 \quad kN$$

$$b_{P'1h} = h_m/2 = 2.40$$

$$P'_{2h} = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = 2.46 \quad kN$$

$$b_{P'2h} = h_m/2 = 2.40$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$E_{1x} = S_{1x} * k_h = 1.69 \quad kN$$

$$b_{E1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 1.60$$

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

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

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

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

$$E_{1y} = S_{1y} * k_v = 0.26 \quad kN$$

$$b_{E1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{E2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$E_{S1x} = Ss_{1x} * k_h = 0.32 \quad kN$$

$$b_{Es1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 2.40$$

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

$$b_{Es2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{S1y} = Ss_{1y} * k_v = 0.05 \quad kN$$

$$b_{Es1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Es2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLU****AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO**Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.41 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 1.00$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 1.23 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 1.50$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 1.23 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.50$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.23 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 1.00$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNOForze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.22 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.55$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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

$S_{1x} \cdot \gamma_{G2}$	94.35	kN	b_{S1x}	1.60	m	M_{S1x}	150.95	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
$S_{s1x} \cdot \gamma_{Q2}$	20.62	kN	b_{Ss1x}	2.40	m	M_{Ss1x}	49.48	kNm
$S_{s2x} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
$S_{1y} \cdot \gamma_{G2}$	28.84	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	7.21	kNm
$S_{2ty} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
$S_{2ry} \cdot \gamma_{G2}$	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} \cdot \gamma_{Q2}$	6.30	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	1.58	kNm
$S_{s2y} \cdot \gamma_{Q2}$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
$P_3 \cdot \gamma_{G2}$	112.32	kN	b_{p3}	0.00	m	M_{p3}	0.00	kNm
			F_O	-114.96	kN			
			F_V	147.47	kN			
			M	-191.65	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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}	72.57	kN	b_{S1x}	1.60	m	M_{S1x}	116.12	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
$S_{s1x} * \psi_2$	8.25	kN	b_{Ss1x}	2.40	m	M_{Ss1x}	19.79	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	1.69	kN	b_{E1x}	1.60	m	M_{E1x}	2.71	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
$E_{s1x} * \psi_2$	0.19	kN	b_{Es1x}	2.40	m	M_{Es1x}	0.46	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	2.02	kN	$b_{P'3h}$	2.40	m	$M_{P'3h}$	4.84	kNm
P'_{1h}	2.46	kN	$b_{P'1h}$	2.40	m	$M_{P'1h}$	5.91	kNm
P'_{2h}	2.46	kN	$b_{P'2h}$	2.40	m	$M_{P'2h}$	5.91	kNm
S_{1y}	22.19	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	5.55	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	2.52	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	0.63	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	86.40	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.26	kN	b_{E1y}	0.25	m	M_{E1y}	0.06	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.25	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.25	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.03	kN	b_{Es1y}	0.25	m	M_{Es1y}	0.01	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.25	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	1.01	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-89.65	kN			
			F_V	112.41	kN			
			M	-149.49	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO								
S _{1x}	72.57	kN	b _{S1x}	1.60	m	M _{S1x}	116.12	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} * ψ_2	8.25	kN	b _{Ss1x}	2.40	m	M _{Ss1x}	19.79	kNm
S _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2x}	0.00	m	M _{Ss2x}	0.00	kNm
E _{1x}	1.69	kN	b _{E1x}	1.60	m	M _{E1x}	2.71	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} * ψ_2	0.19	kN	b _{Es1x}	2.40	m	M _{Es1x}	0.46	kNm
E _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2x}	0.00	m	M _{Es2x}	0.00	kNm
P' _{3h}	2.02	kN	b _{P'3h}	2.40	m	M _{P'3h}	4.84	kNm
P' _{1h}	2.46	kN	b _{P'1h}	2.40	m	M _{P'1h}	5.91	kNm
P' _{2h}	2.46	kN	b _{P'2h}	2.40	m	M _{P'2h}	5.91	kNm
S _{1y}	22.19	kN	b _{S1y}	0.25	m	M _{S1y}	5.55	kNm
S _{2ty}	0.00	kN	b _{S2ty}	0.25	m	M _{S2ty}	0.00	kNm
S _{2ry}	0.00	kN	b _{S2ry}	0.25	m	M _{S2ry}	0.00	kNm
S _{s1y} * ψ_2	2.52	kN	b _{Ss1y}	0.25	m	M _{Ss1y}	0.63	kNm
S _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2y}	0.25	m	M _{Ss2y}	0.00	kNm
P ₃	86.40	kN	b _{P3}	0.00	m	M _{P3}	0.00	kNm
E _{1y}	0.26	kN	b _{E1y}	0.25	m	M _{E1y}	0.06	kNm
E _{2ty}	0.00	kN	b _{E2ty}	0.25	m	M _{E2ty}	0.00	kNm
E _{2ry}	0.00	kN	b _{E2ry}	0.25	m	M _{E2ry}	0.00	kNm
E _{s1y} * ψ_2	0.03	kN	b _{Es1y}	0.25	m	M _{Es1y}	0.01	kNm
E _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2y}	0.25	m	M _{Es2y}	0.00	kNm
P' _{3v}	1.01	kN	b _{P'3v}	0.00	m	M _{P'3v}	0.00	kNm
			F_O	-89.65	kN			
			F_V	109.81	kN			
			M	-149.64	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

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

A1

permanententi favorevoli $\gamma_{G1} = 1.00$

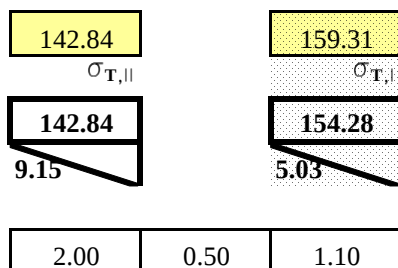
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1.30$

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0.00$

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1.50$

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$P_f \cdot \gamma_{G2}$	45.50	kN	b_{Pf}	1.00	m	M_{Pf}	45.50	kNm
$P_1 \cdot \gamma_{G2}$	137.28	kN	b_{p1}	1.50	m	M_{p1}	205.92	kNm
$P_2 \cdot \gamma_{G2}$	137.28	kN	b_{p2}	0.50	m	M_{p2}	68.64	kNm
$P_{sovr} \cdot \gamma_{Q2}$	30.00	kN	b_{psovr}	1.00	m	M_{psovr}	30.00	kNm
$V_{II \text{ rett}}$	285.68	kN	$b_{VII \text{ rett}}$	1.00	m	$M_{VII \text{ rett}}$	285.68	kNm
$V_{II \text{ triang}}$	9.15	kN	$b_{VII \text{ triang}}$	0.67	m	$M_{VII \text{ triang}}$	6.10	kNm
			F_V	55.23	kN			
			M	58.28	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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**

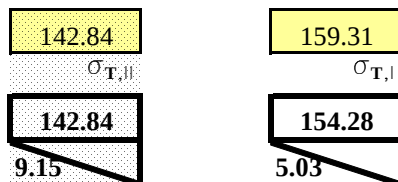
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

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

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$P_f \cdot \gamma_{G2}$	25.03	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	13.76	kNm
$V_{I\text{ rett}}$	169.71	kN	$b_{VI\text{ rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{ rett}}$	93.34	kNm
$V_{I\text{ triang}}$	2.77	kN	$b_{VI\text{ triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{ triang}}$	2.03	kNm
			F_V	-147.45	kN			
			M	81.60	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

2.00	0.50	1.10
------	------	------

$$M + M_p - M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = - M_p + M_v$$

$$F_v = + P - V$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

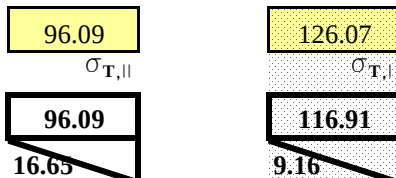
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	35.00	kN	b_{Pf}	1.00	m	M_{Pf}	35.00	kNm
P_1	105.60	kN	b_{P1}	1.50	m	M_{P1}	158.40	kNm
P_2	105.60	kN	b_{P2}	0.50	m	M_{P2}	52.80	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	12.00	kN	b_{Psovr}	1.00	m	M_{Psovr}	12.00	kNm
P'_{fv}	0.41	kN	$b_{P'fv}$	1.00	m	$M_{P'fv}$	0.41	kNm
P'_{1v}	1.23	kN	$b_{P'1v}$	1.50	m	$M_{P'1v}$	1.85	kNm
P'_{2v}	1.23	kN	$b_{P'2v}$	0.50	m	$M_{P'2v}$	0.62	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.14	kN	$b_{P'sovr v}$	1.00	m	$M_{P'sovr v}$	0.14	kNm
$V_{II rett}$	192.19	kN	$b_{VII rett}$	1.00	m	$M_{VII rett}$	192.19	kNm
$V_{II triang}$	16.65	kN	$b_{VII triang}$	0.67	m	$M_{VII triang}$	11.10	kNm
			F_V	52.37	kN			
			M	57.92	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)

2.00	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

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

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

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

P_f	35.00	kN	b_{Pf}	1.00	m	M_{Pf}	35.00	kNm
P_1	105.60	kN	b_{p1}	1.50	m	M_{p1}	158.40	kNm
P_2	105.60	kN	b_{p2}	0.50	m	M_{p2}	52.80	kNm
$P_{sovr} * \psi/2$	12.00	kN	b_{psovr}	1.00	m	M_{psovr}	12.00	kNm
P'_{fv}	0.41	kN	$b_{p'fv}$	1.00	m	$M_{p'fv}$	0.41	kNm
P'_{1v}	1.23	kN	$b_{p'1v}$	1.50	m	$M_{p'1v}$	1.85	kNm
P'_{2v}	1.23	kN	$b_{p'2v}$	0.50	m	$M_{p'2v}$	0.62	kNm
$P'_{sovr v} * \psi/2$	0.14	kN	$b_{p'sovr v}$	1.00	m	$M_{p'sovr v}$	0.14	kNm
$V_{II rett}$	192.19	kN	$b_{VII rett}$	1.00	m	$M_{VII rett}$	192.19	kNm
$V_{II triang}$	16.65	kN	$b_{VII triang}$	0.67	m	$M_{VII triang}$	11.10	kNm
			F_V	46.34	kN			
			M	51.90	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

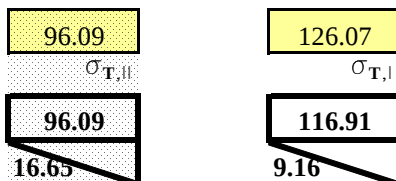
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.22	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.12	kNm
$V_{I\text{rett}}$	138.68	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	76.27	kNm
$V_{I\text{triang}}$	5.04	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	3.69	kNm
			F_V	-124.24	kN			
			M	69.26	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)

2.00	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

$$F_V = +P + P' - V$$

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

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.22	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.12	kNm
$V_{I\text{rett}}$	138.68	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	76.27	kNm
$V_{I\text{triang}}$	5.04	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	3.69	kNm
			F_V	-124.69	kN			
			M	69.50	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 R_{ck} ≥ 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 ASSENZA DI SISMA

Verifica a taglio

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 114.96 \text{ kN}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

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

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

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 183.45 \text{ kN}$$

con:

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

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0028 \leq 0.02$$

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

$$V_{Rd} = 183.45 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 185.49 \text{ kN}$$

con

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

$$V_{Rd} = 185.49 \text{ kN} > V_{Ed} = 114.96 \text{ kN}$$

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

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 191.65 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 147.47 \text{ kNm}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 28971 x - 373968 = 0$$

$$x = 4.32 \text{ cm}$$

$$x = 4.32 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 546 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 252.70 \text{ kNm} > M_{Ed} = 191.65 \text{ kNm}$$

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
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
		$\epsilon_{uk} =$	0.075

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

$$V_{Ed} = 89.65 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

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

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

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 166.41 \text{ kN}$$

con:

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

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0028 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

$$N_{Sd} = 109.81 \text{ daN}$$

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

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

$$V_{gr} = 166.41 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 184.14 \text{ kN}$$

con

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

$$V_{gr} = 184.14 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 89.65 \text{ kN}$$

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

Verifica a presso-flessione

SEZIONE AL PIEDE DEL MURO

$$M_{Ed} = 149.64 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 109.81 \text{ kN}$$

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 32737 x - 373968 = 0$$

$$x = 4.21 \text{ cm}$$

$$x = 4.21 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 366 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 222.48 \text{ kNm} > M_{Ed} = 149.64 \text{ kNm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO - SLU - IN ASSENZA 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			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		

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

$$V_{Ed} = 55.23 \text{ kN}$$

$$A_{S,comp} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 218.05 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0019 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{Rd} = 218.05 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{Rd} = 240.37 \text{ kN} > V_{Ed} = 55.23 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 58.28 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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

- 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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43718 x - 373968 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 320.96 \text{ kNm} > M_{Ed} = 58.28 \text{ kNm}$$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Ed} = 147.45 \text{ kN}$$

$$A_{S, compr} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S, tesa} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 218.05 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0019 \leq 0.02$$

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{Rd} = 218.05 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{Rd} = 240.37 \text{ kN} > V_{Ed} = 147.45 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

$$M_{Ed} = 81.60 \quad \text{kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$h = 70 \quad \text{cm}$$

$$d = 66 \quad \text{cm}$$

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

- Ipotesi $x < x_1$:

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

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

L'armatura compressa è in campo elastico

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

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

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

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

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

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

$$13326 x^2 - 43718 x - 373968 = 0$$

$$x = 3.91 \quad \text{cm}$$

$$x = 3.91 \quad \text{cm} < x_1 = 8.55 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \quad \text{daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 320.96 \quad \text{kNm} > M_{Ed} = 81.60 \quad \text{kNm}$$

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

Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck ≥ 35MPa

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

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

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

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.5$$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	52.37	kN		
$A_{S,comp} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 198.23 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0019 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{gr} = 198.23 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{gr} = 240.37 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 52.37 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 57.92 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43718 x - 373968 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 291.78 \text{ kNm} > M_{Ed} = 57.92 \text{ kNm}$$

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

$$\beta_1 = 0.80952 \quad \beta_2 = 0.41597$$

- un asse neutro reale dove $x < h$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

Verifica a taglio

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	124.69	kN		
$A_{S, compr} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm

$$V_{gr} = V_{Rd} / \gamma_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 198.23 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.55 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{Sl} / (b_w * d) = 0.0019 \leq 0.02$$

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

A_{Sl} = armatura longitudinale tesa

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

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

$$A_c = b * h = 7000 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{gr} = 198.23 \text{ kN} \leq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 240.37 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.364$$

$$V_{gr} = 240.37 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{max} = 124.69 \text{ kN}$$

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

Verifica a flessione

SEZIONE PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$$M_{Ed} = 69.50 \text{ kNm}$$

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

dove:

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 43718 x - 373968 = 0$$

$$x = 3.91 \text{ cm}$$

$$x = 3.91 \text{ cm} < x_1 = 8.55 \text{ cm}$$

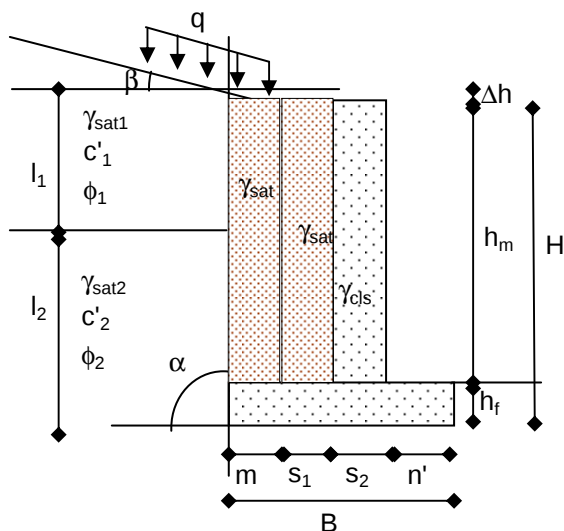
$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -178 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{gr} = 291.78 \text{ kNm} > M_{Ed} = 69.50 \text{ kNm}$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2
$l =$	4.80	0.70
$\gamma_d =$	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

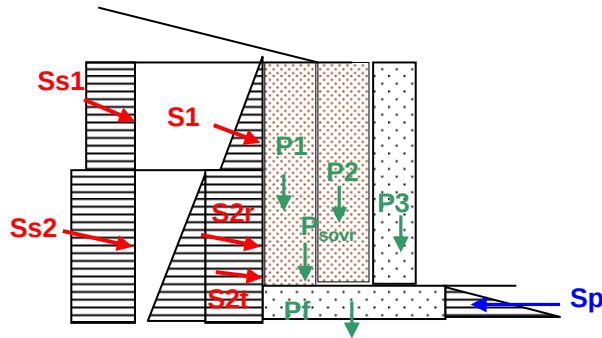
Muro		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³
$H =$	5.50	m
$h_F =$	0.70	m
$m =$	1.00	m
$s_1 =$	1.00	m
$s_2 =$	0.50	m
$n' =$	1.10	m
$n = n' + s_2 =$	1.60	m
$B =$	3.60	m
$h_M =$	4.80	m
$\Delta h =$	0.00	m
$h_M' =$	4.80	m
$L =$	1.00	m
$q =$	10.00	kN/m ²
$\% h_f \text{ per } S_p$	0%	

	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



AZIONI AGENTI ALLA BASE DEL MURO

Peso proprio della struttura

$$P_3 = \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = 86.40 \quad kN$$

Bracci delle azioni (m)

$$b_{p3} = 0$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$S_1 = \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 75.89 \quad kN$$

$$S_{1x} = S_1 * \cos \delta = 72.57 \quad kN$$

$$S_{1y} = S_1 * \sin \delta = 22.19 \quad kN$$

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

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

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

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

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

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

$$b_{S1x} = l_2 - h_f + (l_1/3) = 1.60$$

$$b_{S1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ty} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{S2ry} = s_2/2 = 0.25$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$Ss_1 = (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 14.37 \quad kN$$

$$Ss_{1x} = Ss_1 * \cos \delta = 13.75 \quad kN$$

$$Ss_{1y} = Ss_1 * \sin \delta = 4.20 \quad kN$$

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

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

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

$$b_{Ss1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 2.40$$

$$b_{Ss1y} = s_2/2 = 0.25$$

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

$$b_{Ss2y} = s_2/2 = 0.25$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE****AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO**Peso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 35.00 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 1.00$$

Peso del terreno gravante sulla struttura

$$P_1 = \gamma_{sat} * m * h_M * L = 105.60 \quad kN$$

$$b_{P1} = m/2 + s_1 = 1.50$$

$$P_2 = \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = 105.60 \quad kN$$

$$b_{P2} = s_1/2 = 0.50$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 20.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 1.00$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNOPeso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 19.25 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.55$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE - SLE

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO INTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.23 \quad kN \quad b_{P'fv} = (m+s_1)/2 = 1.00$$

Forze inerziali verticali nel terreno gravante sulla struttura

$$P'_{1v} = P_1 * k_v = 0.70 \quad kN \quad b_{P'1v} = m/2+s_1 = 1.50$$

$$P'_{2v} = P_2 * k_v = 0.70 \quad kN \quad b_{P'2v} = s_1/2 = 0.50$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr\ v} = P_{sovr} * k_v = 0.13 \quad kN \quad b_{P'sovr\ v} = (m+s_1)/2 = 1.00$$

AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

Forze inerziali verticali sulla struttura

$$P'_{fv} = P_f * k_v = 0.13 \quad kN \quad b_{Pf} = n/2 = 0.55$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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}	72.57	kN	b_{S1x}	1.60	m	M_{S1x}	116.12	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			
$S_{s1x} * \psi_1$	9.62	kN	b_{Ss1x}	2.40	m	M_{Ss1x}	23.09	kNm			
$S_{s2x} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm			
S_{1y}	22.19	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	5.55	kNm			
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm			
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm			
$S_{s1y} * \psi_1$	2.94	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	0.74	kNm			
$S_{s2y} * \psi_1$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm			
P_3	86.40	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm			
			F_O	-82.20	kN						
			F_V	111.53	kN						
			M	-132.93	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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}	72.57	kN	b_{S1x}	1.60	m	M_{S1x}	116.12	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
$S_{s1x} * \psi_2$	8.25	kN	b_{Ss1x}	2.40	m	M_{Ss1x}	19.79	kNm
$S_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2x}	0.00	m	M_{Ss2x}	0.00	kNm
E_{1x}	0.96	kN	b_{E1x}	1.60	m	M_{E1x}	1.54	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
$E_{s1x} * \psi_2$	0.11	kN	b_{Es1x}	2.40	m	M_{Es1x}	0.26	kNm
$E_{s2x} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2x}	0.00	m	M_{Es2x}	0.00	kNm
P'_{3h}	1.15	kN	$b_{P'3h}$	2.40	m	$M_{P'3h}$	2.75	kNm
P'_{1h}	1.40	kN	$b_{P'1h}$	2.40	m	$M_{P'1h}$	3.37	kNm
P'_{2h}	1.40	kN	$b_{P'2h}$	2.40	m	$M_{P'2h}$	3.37	kNm
S_{1y}	22.19	kN	b_{S1y}	0.25	m	M_{S1y}	5.55	kNm
S_{2ty}	0.00	kN	b_{S2ty}	0.25	m	M_{S2ty}	0.00	kNm
S_{2ry}	0.00	kN	b_{S2ry}	0.25	m	M_{S2ry}	0.00	kNm
$S_{s1y} * \psi_2$	2.52	kN	b_{Ss1y}	0.25	m	M_{Ss1y}	0.63	kNm
$S_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Ss2y}	0.25	m	M_{Ss2y}	0.00	kNm
P_3	86.40	kN	b_{P3}	0.00	m	M_{P3}	0.00	kNm
E_{1y}	0.15	kN	b_{E1y}	0.25	m	M_{E1y}	0.04	kNm
E_{2ty}	0.00	kN	b_{E2ty}	0.25	m	M_{E2ty}	0.00	kNm
E_{2ry}	0.00	kN	b_{E2ry}	0.25	m	M_{E2ry}	0.00	kNm
$E_{s1y} * \psi_2$	0.02	kN	b_{Es1y}	0.25	m	M_{Es1y}	0.00	kNm
$E_{s2y} * \psi_2$	0.00	kN	b_{Es2y}	0.25	m	M_{Es2y}	0.00	kNm
P'_{3v}	0.57	kN	$b_{P'3v}$	0.00	m	$M_{P'3v}$	0.00	kNm
			F_O	-85.85	kN			
			F_V	111.85	kN			
			M	-140.99	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

SEZIONE DI BASE DEL MURO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO								
S _{1x}	72.57	kN	b _{S1x}	1.60	m	M _{S1x}	116.12	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} * ψ_2	8.25	kN	b _{Ss1x}	2.40	m	M _{Ss1x}	19.79	kNm
S _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2x}	0.00	m	M _{Ss2x}	0.00	kNm
E _{1x}	0.96	kN	b _{E1x}	1.60	m	M _{E1x}	1.54	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} * ψ_2	0.11	kN	b _{Es1x}	2.40	m	M _{Es1x}	0.26	kNm
E _{s2x} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2x}	0.00	m	M _{Es2x}	0.00	kNm
P' _{3h}	1.15	kN	b _{P'3h}	2.40	m	M _{P'3h}	2.75	kNm
P' _{1h}	1.40	kN	b _{P'1h}	2.40	m	M _{P'1h}	3.37	kNm
P' _{2h}	1.40	kN	b _{P'2h}	2.40	m	M _{P'2h}	3.37	kNm
S _{1y}	22.19	kN	b _{S1y}	0.25	m	M _{S1y}	5.55	kNm
S _{2ty}	0.00	kN	b _{S2ty}	0.25	m	M _{S2ty}	0.00	kNm
S _{2ry}	0.00	kN	b _{S2ry}	0.25	m	M _{S2ry}	0.00	kNm
S _{s1y} * ψ_2	2.52	kN	b _{Ss1y}	0.25	m	M _{Ss1y}	0.63	kNm
S _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Ss2y}	0.25	m	M _{Ss2y}	0.00	kNm
P ₃	86.40	kN	b _{P3}	0.00	m	M _{P3}	0.00	kNm
E _{1y}	0.15	kN	b _{E1y}	0.25	m	M _{E1y}	0.04	kNm
E _{2ty}	0.00	kN	b _{E2ty}	0.25	m	M _{E2ty}	0.00	kNm
E _{2ry}	0.00	kN	b _{E2ry}	0.25	m	M _{E2ry}	0.00	kNm
E _{s1y} * ψ_2	0.02	kN	b _{Es1y}	0.25	m	M _{Es1y}	0.00	kNm
E _{s2y} * ψ_2	0.00	kN	b _{Es2y}	0.25	m	M _{Es2y}	0.00	kNm
P' _{3v}	0.57	kN	b _{P'3v}	0.00	m	M _{P'3v}	0.00	kNm
			F_O	-85.85	kN			
			F_V	110.37	kN			
			M	-141.07	kNm			

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

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

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

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

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

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

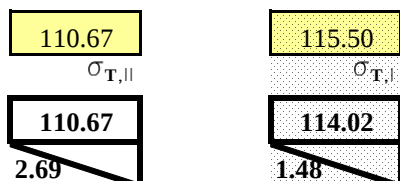
MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

**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	35.00	kN	b_{Pf}	1.00	m	M_{Pf}	35.00	kNm	
P_1	105.60	kN	b_{p1}	1.50	m	M_{p1}	158.40	kNm	
P_2	105.60	kN	b_{p2}	0.50	m	M_{p2}	52.80	kNm	
$P_{sovr} * \psi_1$	14.00	kN	b_{Psovr}	1.00	m	M_{Psovr}	14.00	kNm	
$V_{II\text{ rett}}$	221.33	kN	$b_{VII\text{ rett}}$	1.00	m	$M_{VII\text{ rett}}$	221.33	kNm	
$V_{II\text{ triang}}$	2.69	kN	$b_{VII\text{ triang}}$	0.67	m	$M_{VII\text{ triang}}$	1.79	kNm	
			F_V	36.18	kN				
			M	37.08	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 $\psi=0.70$

2.00	0.50	1.10
------	------	------

$$M - M_p + M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = + M_p - M_v$$

$$F_v = + P - V$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

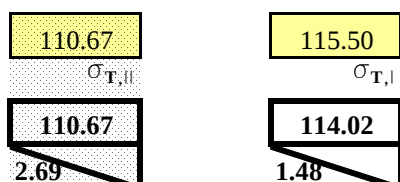
**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
ASSENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO -
COMBINAZIONE FREQUENTE**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
$V_{I\text{rett}}$	125.43	kN	$b_{V_{I\text{rett}}}$	0.55	m	$M_{V_{I\text{rett}}}$	68.98	kNm
$V_{I\text{triang}}$	0.81	kN	$b_{V_{I\text{triang}}}$	0.73	m	$M_{V_{I\text{triang}}}$	0.60	kNm
			F_V	-106.99	kN			
			M	58.99	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 $\psi=0.70$

2.00	0.50	1.10
------	------	------

$$M + M_p - M_V = 0$$

$$F_V - P + V = 0$$

$$M = - M_p + M_V$$

$$F_V = + P - V$$

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

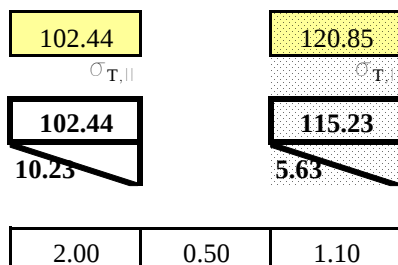
**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	35.00	kN	b_{Pf}	1.00	m	M_{Pf}	35.00	kNm
P_1	105.60	kN	b_{P1}	1.50	m	M_{P1}	158.40	kNm
P_2	105.60	kN	b_{P2}	0.50	m	M_{P2}	52.80	kNm
$P_{sovr} * \psi_2$	12.00	kN	b_{Psovr}	1.00	m	M_{Psovr}	12.00	kNm
P'_{fv}	0.23	kN	$b_{P'fv}$	1.00	m	$M_{P'fv}$	0.23	kNm
P'_{1v}	0.70	kN	$b_{P'1v}$	1.50	m	$M_{P'1v}$	1.05	kNm
P'_{2v}	0.70	kN	$b_{P'2v}$	0.50	m	$M_{P'2v}$	0.35	kNm
$P'_{sovr v} * \psi_2$	0.08	kN	$b_{P'sovr v}$	1.00	m	$M_{P'sovr v}$	0.08	kNm
$V_{II rett}$	204.89	kN	$b_{VII rett}$	1.00	m	$M_{VII rett}$	204.89	kNm
$V_{II triang}$	10.23	kN	$b_{VII triang}$	0.67	m	$M_{VII triang}$	6.82	kNm
			F_V	44.80	kN			
			M	48.21	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)

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

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

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

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

MURO D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m
PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO L'ALTO

P_f	35.00	kN	b_{pf}	1.00	m	M_{pf}	35.00	kNm
P_1	105.60	kN	b_{p1}	1.50	m	M_{p1}	158.40	kNm
P_2	105.60	kN	b_{p2}	0.50	m	M_{p2}	52.80	kNm
$P_{sovr} * \psi/2$	12.00	kN	b_{psovr}	1.00	m	M_{psovr}	12.00	kNm
P'_{fv}	0.23	kN	$b_{p'fv}$	1.00	m	$M_{p'fv}$	0.23	kNm
P'_{1v}	0.70	kN	$b_{p'1v}$	1.50	m	$M_{p'1v}$	1.05	kNm
P'_{2v}	0.70	kN	$b_{p'2v}$	0.50	m	$M_{p'2v}$	0.35	kNm
$P'_{sovr v} * \psi/2$	0.08	kN	$b_{p'sovr v}$	1.00	m	$M_{p'sovr v}$	0.08	kNm
$V_{II rett}$	204.89	kN	$b_{VII rett}$	1.00	m	$M_{VII rett}$	204.89	kNm
$V_{II triang}$	10.23	kN	$b_{VII triang}$	0.67	m	$M_{VII triang}$	6.82	kNm
			F_V	41.37	kN			
			M	44.78	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 D'ALA DI CONTENIMENTO h=4.80m

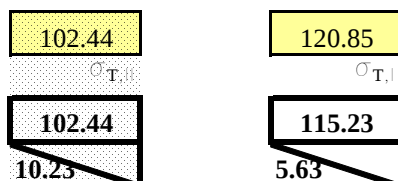
**CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO**

COEFFICIENTE COMBINAZIONE AZIONI VARIABILI

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

PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO CON AZIONI INERZIALI VERTICALI VERSO IL BASSO

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.13	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.07	kNm
$V_{I\text{rett}}$	132.94	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	73.12	kNm
$V_{I\text{triang}}$	3.09	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	2.27	kNm
			F_V	-116.65	kN			
			M	64.73	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)

2.00	0.50	1.10
------	------	------

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

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

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

$$F_V = +P + P' - V$$

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

P_f	19.25	kN	b_{pf}	0.55	m	M_{pf}	10.59	kNm
P'_{fv}	0.13	kN	$b_{p'fv}$	0.55	m	$M_{p'fv}$	0.07	kNm
$V_{I\text{rett}}$	132.94	kN	$b_{VI\text{rett}}$	0.55	m	$M_{VI\text{rett}}$	73.12	kNm
$V_{I\text{triang}}$	3.09	kN	$b_{VI\text{triang}}$	0.73	m	$M_{VI\text{triang}}$	2.27	kNm
			F_V	-116.91	kN			
			M	64.87	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

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

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' = copriferro

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI SEZIONE AL PIEDE DEL MURO - SLE (combinazione frequente)

$M_{Ed} =$	132.93	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø18=	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5Ø18=	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0007 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00070$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 10.51 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287104 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2464 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.269 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 48.68 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2464.43 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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				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
$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	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				coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$E_s =$	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

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

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' = copriferro

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

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

$M_{Ed} =$	141.07	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø18=	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5Ø18=	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	50	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	46	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0008 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00075$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 10.51 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 287104 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2615 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.296 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 51.66 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2615.36 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

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

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$M_{Ed} =$	37.08	kNm	
$A_{S,compr} =$	5Ø18 =	12.72	cm ² (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5Ø18 =	12.72	cm ² (armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00013$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \,644 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 472 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{s,max} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.051 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 7.70 \text{ daN/cm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 472.18 \text{ daN/cm}^2 < 0,8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$M_{Ed} =$	58.99	kNm		
$A_{S,compr} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	5Ø18 =	12.72	cm ²	(armatura tesa)

con:

$b =$	100	cm	$h =$	70	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	66	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0001 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00021$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d'))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \,644 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 751 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.081 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 12.25 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 751.28 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

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

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$$M_{Ed} = 48.21 \text{ kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\emptyset 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$n = 15$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0002 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00018$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624 \,644 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 614 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.066 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato interno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 10.01 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 613.96 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 18 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

$$M_{Ed} = 64.87 \text{ kNm}$$

$$A_{S,compr} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura compressa})$$

$$A_{S,tesa} = 5\phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{armatura tesa})$$

con:

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

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

$$n = 15$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0001 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00024$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 25.44 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 12.97 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 624\,644 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 826 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.013$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 37.66 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.089 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

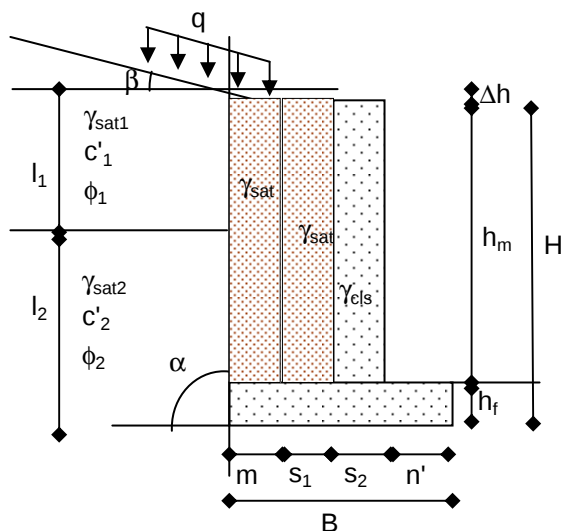
Verifica tensioni d'esercizio del piede di fondazione lato esterno

$$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 13.47 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 130.73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 826.10 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

ALLEGATO 3

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

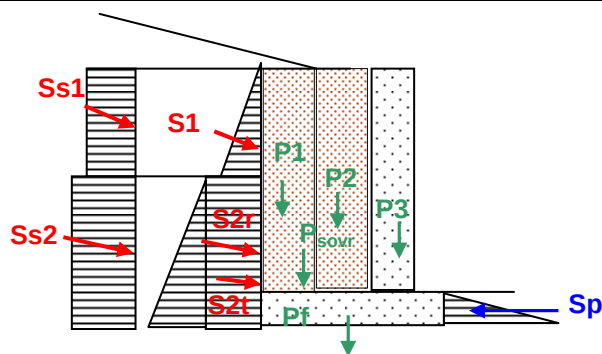
Parametri sismici

$ag =$	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 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

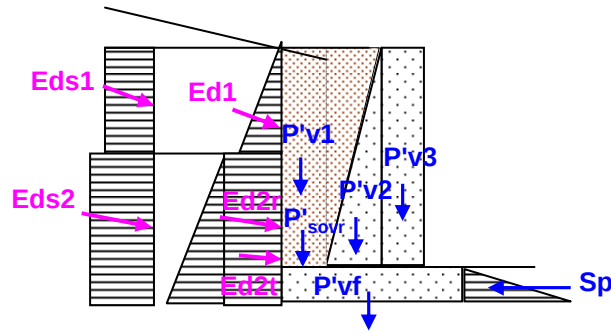
$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	21.11	kNm	25.60	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	8.66	kNm	10.50	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	0.13	kNm	0.16	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	0.41	kNm	0.50	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	1.81	kNm	2.20	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	3.77	kNm	4.57	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
$E_{dsx} = E_{dS1x} + E_{dS2tx} + E_{dS2rx} =$	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
$E_{dsy} = E_{dS1y} + E_{dS2ty} + E_{dS2ry} =$	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

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **0.90**

permanenti 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

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

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

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

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

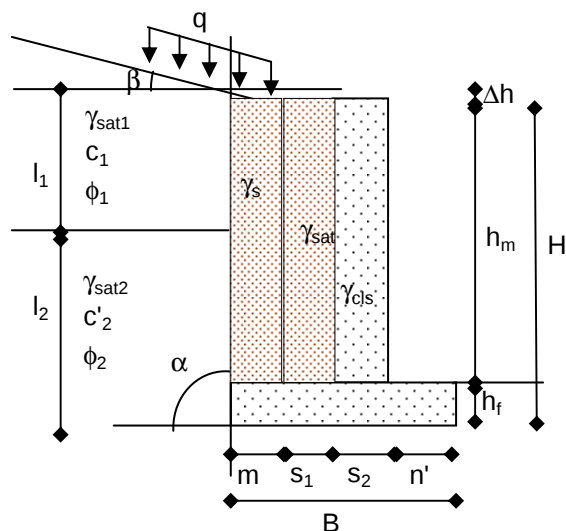
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3			
- Scorrimento			
GEO A1			
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.30	
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00	
variabili sfavorevoli 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									
permanenti favorevoli γ_{G1} =		1.00							
permanenti 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		
ΣM _{res} = M _{muro} + M _{sovr} Ψ + M _{Sy} + M _{Ssy} Ψ + M _{Sp} =		119.02	kNm	
ΣM _{rib} = M _{Sx} + M _{Ssx} Ψ + M' _v + M' _h + M _{Ed} + (M _{Eds} +M' _{sovr}) Ψ =		41.27	kNm	
ΣM _{res} / ΣM _{rib} =		2.88	>	1.00
- Scorrimento				
M1				
I coefficienti γ _M sono =		1		
R3				
Il coefficiente γ _R é =		1.1		
ΣR _y = P _{muro} + P _{sovr} Ψ + S _y + S _{sy} Ψ - P' _v muro - E _{dy} - (E _{dsy} +P' _{sovr}) Ψ =		105.90	kN	
ΣR _x = S _x + S _{sx} Ψ - S _p + P _h muro + E _{dx} + E _{dsx} Ψ =		32.39	kN	
(ΣR _y * tan ϕ) / ΣR _x =		1.89	>	1.10
- Capacità portante terreno di fondazione				
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 * γ * B * N _γ * s _γ * d _γ =		521	kN/m ²	
con:				
q' = γ _{sat 2} * d =		11	kN/m ²	d = 0.50 m
γ _{sat 2} =		22.00	kN/m ³	B = 1.70 m
per ϕ' =		30°		L = 1.00 m
c' =		0.00	kN/m ²	
N _c = 30.14		N _q = 18.40	N _γ = 15.67	
s _c = 1.00		s _q = 1.00	s _γ = 1.00	
d _c = 1.10		d _q = 1.05	d _γ = 1.05	
Calcolo pressione sul terreno				
ΣM _{res} = M _{muro} + M _{sovr} Ψ + M _{Sy} + M _{Ssy} Ψ + M _{Sp} - M' _v + M _{Edy} - (M _{Edsy} +M' _{sovr}) Ψ =		114.41	kNm	
ΣM _{rib} = M _{Sx} + M _{Ssx} Ψ + M' _h + M _{Edx} + M _{Edsx} Ψ =		33.40	kNm	
ΣR _y = P _{muro} + P _{sovr} Ψ + S _y + S _{sy} Ψ - P' _v muro - E _{dy} - (E _{dsy} +P' _{sovr}) Ψ =		105.90	kN	
u = (ΣM _{res} - ΣM _{rib}) / ΣR _y =		0.76	m	
e = (B / 2) - u =		0.09	m	< B/6 = 0.28 m
R _e = 1 - (e / B) ^ 0.5 =		0.78	terreni incoerenti	
R _e = 1 - 2(e / B) =		0.90	terreni coesivi	
q _{ult} ' = q _{ult} * R _e =		469	kN/m ²	
σ _{T,I} = ΣR _V / (B * L) + ΣR _V * 6 * e / (B ² * L) =		80.99	kN/m ²	e<B/6
σ _{T,II} = ΣR _V / (B * L) - ΣR _V * 6 * e / (B ² * L) =		43.60	kN/m ³	
σ _{max} = ΣR _V *2 / (3 * u * L) =		92.29	kN/m ²	e>B/6
q' _{ult} / σ _{T,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

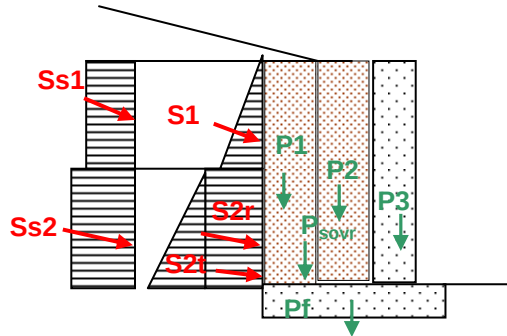
$ag =$	0.072		
$F_0 =$	2.863		
$Tc^* =$	0.29		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0233	0.0117

Muro	
$\gamma_{cls} =$	25
$H =$	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
$q =$	10.00
$\% h_f \text{ per } S_p$	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 - 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

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

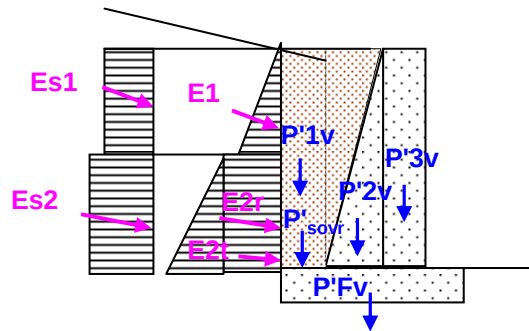
AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNO

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)

$$E_{S1x} = Ss_{1x} * k_h = 0.15 \quad kN$$

$$b_{Es1x} = l_2 - h_f + (l_1/2) = 1.15$$

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

$$b_{Es2x} = (l_2 - h_f)/2 = 0.00$$

$$E_{S1y} = Ss_{1y} * k_v = 0.02 \quad kN$$

$$b_{Es1y} = s_2/2 = 0.23$$

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

$$b_{Es2y} = s_2/2 = 0.23$$

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} * ψ_2	3.95	kN	b _{Ss1x}	1.15	m	M _{Ss1x}	4.54	kNm
S _{s2x} * ψ_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} * ψ_2	0.09	kN	b _{Es1x}	1.15	m	M _{Es1x}	0.11	kNm
E _{s2x} * ψ_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} * ψ_2	1.21	kN	b _{Ss1y}	0.23	m	M _{Ss1y}	0.27	kNm
S _{s2y} * ψ_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} * ψ_2	0.01	kN	b _{Es1y}	0.23	m	M _{Es1y}	0.00	kNm
E _{s2y} * ψ_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**

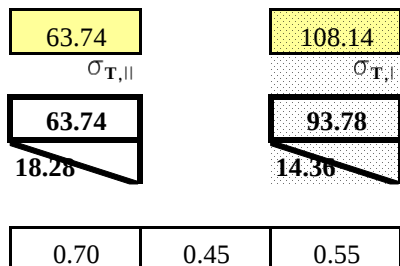
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

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

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

PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

$P_f \cdot \gamma_{G2}$	11.38	kN	b_{Pf}	0.35	m	M_{Pf}	3.98	kNm
$P_1 \cdot \gamma_{G2}$	23.02	kN	b_{P1}	0.53	m	M_{P1}	12.09	kNm
$P_2 \cdot \gamma_{G2}$	23.02	kN	b_{P2}	0.18	m	M_{P2}	4.03	kNm
$P_{sovr} \cdot \gamma_{Q2}$	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**

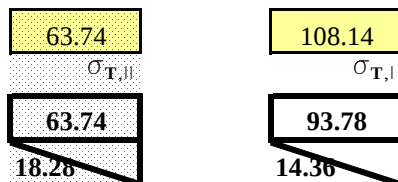
permanententi sfavorevoli $\gamma_{G2} =$ **1.30**

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

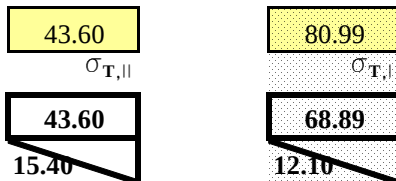
**CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN
PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO**

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
$P_{sovr} * \psi/2$	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	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

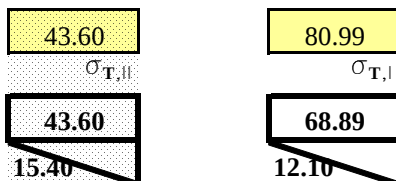
CALCOLO DELLE AZIONI SLU - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

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	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		

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:

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

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

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

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

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

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
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_S =$	0.00186	$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675
		$\epsilon_{uk} =$	0.075

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

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

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

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

con:

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

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

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

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

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

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:

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

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

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

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

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

fattore di sovraresistenza

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

- 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

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

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

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

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

$$\gamma_C = 1.5$$

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

$$E_S = 2\,100\,000 \text{ daN/cm}^2$$

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 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:

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

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

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

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

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

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:

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

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

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 $x < x_1$)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\gamma_C = 1.5$$

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

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

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

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

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

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:

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

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

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

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

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

con:

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

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

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:

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

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

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

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	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 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:

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

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

con:

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

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

$$\gamma_{Rd} = 1.10$$

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

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

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 $x < x_1$)

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

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

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

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

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

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

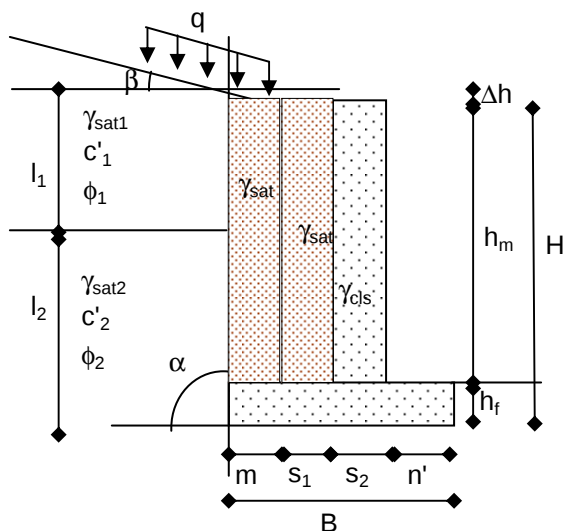
$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1706 \text{ daN/cm}^2$$

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

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

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

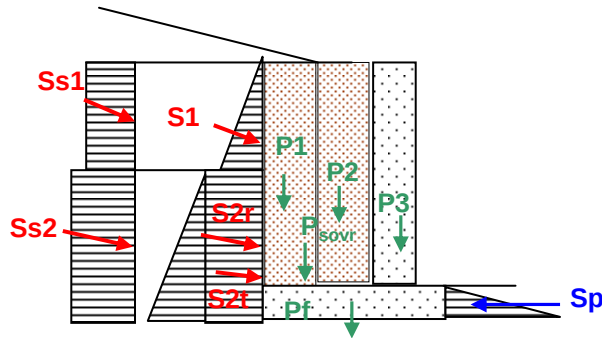
$ag =$	0.041		
$F_0 =$	2.687		
$Tc^* =$	0.233		
$S =$	1.8	k_h	k_v
$\beta_m =$	0.18	0.0133	0.0066

Muro	
$\gamma_{cls} =$	25
$H =$	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
$q =$	10.00
$\% h_f \text{ per } S_p$	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 - 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

$$P_f = \gamma_{cls} * (m + s_1) * h_F * L = 8.75 \quad kN$$

$$b_{Pf} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

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

$$P_{sovr} = q * (m + s_1) * L = 7.00 \quad kN$$

$$b_{Psovr} = (m + s_1)/2 = 0.35$$

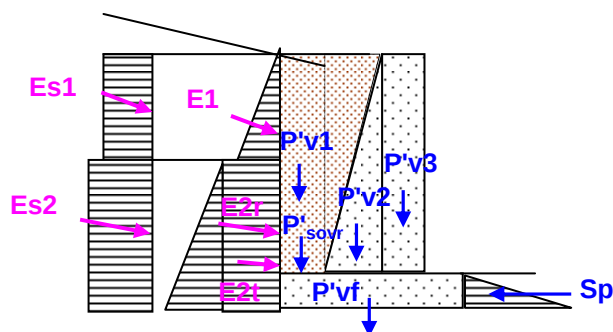
AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE AL PIEDE DEL MURO LATO ESTERNOPeso proprio della struttura

$$P_f = \gamma_{cls} * n' * h_F * L = 6.88 \quad kN$$

$$b_{Pf} = n'/2 = 0.28$$

MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE
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)

$$E_{S1x} = S_{S1x} * k_h = 0.09 \quad kN$$

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

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

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

$$E_{S1y} = S_{S1y} * k_v = 0.01 \quad kN$$

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

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

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

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} * ψ_2	3.95	kN	b _{Ss1x}	1.15	m	M _{Ss1x}	4.54	kNm
S _{s2x} * ψ_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} * ψ_2	0.05	kN	b _{Es1x}	1.15	m	M _{Es1x}	0.06	kNm
E _{s2x} * ψ_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} * ψ_2	1.21	kN	b _{Ss1y}	0.23	m	M _{Ss1y}	0.27	kNm
S _{s2y} * ψ_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} * ψ_2	0.01	kN	b _{Es1y}	0.23	m	M _{Es1y}	0.00	kNm
E _{s2y} * ψ_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			

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

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

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

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

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

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

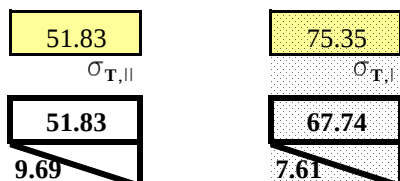
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

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
$V_{II\ rett}$	36.28	kN	$b_{V_{II\ rett}}$	0.35	m	$M_{V_{II\ rett}}$	12.70	kNm
$V_{II\ triang}$	3.39	kN	$b_{V_{II\ triang}}$	0.23	m	$M_{V_{II\ triang}}$	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
------	------	------

$$M - M_p + M_v = 0$$

$$F_v - P + V = 0$$

$$M = + M_p - M_v$$

$$F_v = + P - V$$

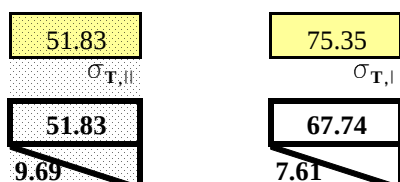
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE

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

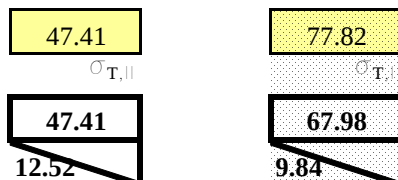
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO INTERNO

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
$P_{sovr} * \psi/2$	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	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

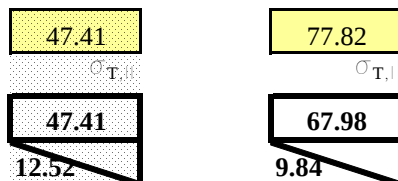
CALCOLO DELLE AZIONI SLE - PER LE VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI SISMA - PIEDE FONDAZIONE LATO ESTERNO

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

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

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)

$$M_{Ed} = 16.61 \text{ kNm}$$

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

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

con:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00014$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \,195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 502 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.064 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

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

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

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:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0005 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00015$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 521 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.066 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

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

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

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 PIEDE FONDAZIONE - SLE (combinazione frequente)

$$M_{Ed} = 3.69 \text{ kNm}$$

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

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

con:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0007 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00003$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 111 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.014 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI 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:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0006 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00008$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 276 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.035 \quad \text{mm} \leq 0.4 \quad \text{mm}$$

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

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

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 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:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0007 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00004$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185195 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 133 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.017 \text{ mm} \leq 0.4 \text{ mm}$$

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

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

$$k_3 = 3.4$$

$$d' = \text{copriferro}$$

$$k_1 = 0.8 \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0.5 \quad \text{per caso di flessione semplice}$$

$$k_4 = 0.425$$

$$\phi = \text{diametro delle barre tese} = 14 \text{ mm}$$

VERIFICHE STRUTTURALI 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:

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

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

$$n = 15$$

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

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

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = -0.0006 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00009$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 15.40 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 8.68 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 185 \, 195 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 329 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 2.5 \cdot (h - d) \cdot b = 1000 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.008$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.44$$

$$\Delta_{smax} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 44.51 \quad \text{cm}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} = 0.042 \quad \text{mm} \leq 0.4 \quad \text{mm}$$

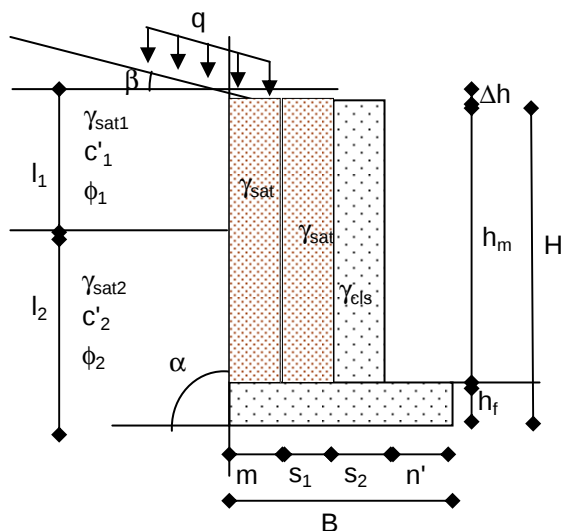
VERIFICHE STRUTTURALI PIEDE FONDAZIONE - SLE IN PRESENZA DI SISMA

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	

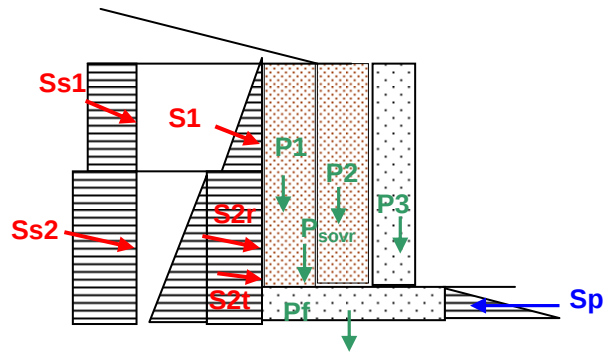
Parametri sismici

$ag =$	-		
$F_0 =$	-		
$Tc^* =$	-		
$S =$	-	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

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

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 0.00 \quad kN$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = 17.42 \quad kN \\
 S_{1x} &= S_1 * \cos \delta = 16.66 \quad kN \\
 S_{1y} &= S_1 * \sin \delta = 5.09 \quad kN \\
 S_{2t} &= \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 = 0.82 \quad kN \\
 S_{2tx} &= S_{2t} * \cos \delta = 0.79 \quad kN \\
 S_{2ty} &= S_{2t} * \sin \delta = 0.24 \quad kN \\
 S_{2r} &= (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L = 7.58 \quad kN \\
 S_{2rx} &= S_{2r} * \cos \delta = 7.24 \quad kN \\
 S_{2ry} &= S_{2r} * \sin \delta = 2.21 \quad kN \\
 S_W &= \gamma_W * l_W^2 * L / 2 = 16.20 \quad kN \\
 \hline
 S_x &= S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} = 40.90 \quad kN \\
 S_y &= S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} = 7.55 \quad kN
 \end{aligned}$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$\begin{aligned}
 Ss_1 &= (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = 0.00 \quad kN \\
 Ss_{1x} &= Ss_1 * \cos \delta = 0.00 \quad kN \\
 Ss_{1y} &= Ss_1 * \sin \delta = 0.00 \quad kN \\
 Ss_2 &= (q + p) * k_{a2} * l_2 * L = 0.00 \quad kN \\
 Ss_{2x} &= Ss_2 * \cos \delta = 0.00 \quad kN \\
 Ss_{2y} &= Ss_2 * \sin \delta = 0.00 \quad kN \\
 \hline
 Ss_x &= Ss_{1x} + Ss_{2x} = 0.00 \quad kN \\
 Ss_y &= Ss_{1y} + Ss_{2y} = 0.00 \quad kN
 \end{aligned}$$

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
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	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

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} =$ **0.90**

permanenti 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

$$\Sigma M_{res} = \gamma_{G1} M_{muro} + \gamma_{Q1} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q1} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} = 85.28 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q1} M_{Ssx} = 32.77 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} = \mathbf{2.60} > 1.00$$

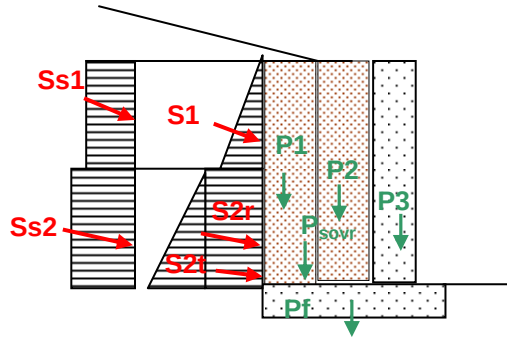
MURO DI SOSTEGNO RILEVATO ARGINALE			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3			
- Scorrimento			
GEO A1			
permanententi favorevoli γ_{G1}	=	1.00	
permanententi sfavorevoli γ_{G2}	=	1.00	
variabili favorevoli γ_{Q1}	=	0.00	
variabili sfavorevoli γ_{Q2}	=	1.00	
M1			
I coefficienti γ_M sono	=	1	
R3			
Il coefficiente γ_R é	=	1.1	
$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{s_y} = 101.48 \text{ kN}$			
$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{s_x} - \gamma_{G1} S_p = 40.90 \text{ kN}$			
$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = 1.43 > 1.10$			

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:										
$q' = \gamma_{sat\ 2} * d =$		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										
$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} =$				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				$e < B/6$
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$				35.95		kN/m ³				
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$				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

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

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1.00$

permanenti 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

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

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

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

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

$$\gamma_C = 1.5$$

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

$$\beta_1 = 0.80952 \quad \beta_2 = 0.41597$$

- 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 $x < x_1$)

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

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

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

$$13326 x^2 - 22229 x - 226380 = 0$$

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

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

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -1371 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$M_{Rd} = 147.11 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15.29 \text{ kNm}$$