

S.S. 45bis - Gardesana Occidentale

Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

PROGETTO DEFINITIVO

COD. MI92

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

*Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena Majetta
Ordine Geol. di Roma n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Ing. Laura Troiani
Ordine Ing. di Roma n. 31890*

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISSO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

**OPERE D'ARTE
EDIFICIO IMPIANTI**

VASCA ANTINCENDIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE .pdf		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	CODICE ELAB.		A	-
DPMI0092	D 18	T00FA01STRRE01			
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		Gen 2020		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.1.1	Strutture in elevazione	7
3.1.2	Strutture di fondazione	7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	8
4	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)	9
4.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI (g2)	9
4.2.1	Solaio di copertura locale tecnico	9
4.2.2	Soletta di copertura serbatoio	9
4.2.3	Tamponature locale tecnico	9
4.3	SOVRACCARICHI VARIABILI (qk)	9
4.4	AZIONE SISMICA (E)	10
4.4.1	Spettri di risposta di progetto per lo SLV	11
4.4.2	Spettri di risposta di progetto per lo SLO	12
4.5	AZIONE DELL'ACQUA	13
4.5.1	Peso dell'acqua sulla fondazione (qw)	13
4.5.2	Pressione idrostatica sulle pareti (qh)	13
4.5.3	Pressioni idrodinamiche (pi; pc; pv)	13
5	COMBINAZIONI DI CARICO	21
6	MODELLO NUMERICO	27
6.1	RISULTATI ANALISI MODALE	28
7	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	30
7.1	SOLAIO DI COPERTURA LOCALE TECNICO	30
7.2	SOLETTA DI COPERTURA SERBATOIO	33
7.2.1	Verifiche allo SLU	33

7.2.2	Verifiche allo SLE	37
7.3	PARETI SERBATOIO LATO LUNGO	41
7.3.1	Verifiche allo SLU	41
7.3.2	Verifiche allo SLE	44
7.4	PARETI SERBATOIO LATO CORTO	48
7.4.1	Verifiche allo SLU	48
7.4.2	Verifiche allo SLE	52
7.5	PLATEA SERBATOIO	57
7.5.1	Verifiche allo SLU	57
7.5.2	Verifiche allo SLE	59
7.6	PLATEA LOCALE TECNICO	64
7.6.1	Verifiche allo SLU	64
7.6.2	Verifiche allo SLE	68
7.7	RIBASSAMENTI PLATEA	72
7.7.1	Verifiche allo SLU	72
7.7.2	Verifiche allo SLE	75
7.8	TRAVI PORTANTI	79
7.8.1	Verifiche allo SLU	79
7.8.2	Verifiche allo SLE	82
7.9	PILASTRI	85
7.9.1	Verifiche allo SLU	85
7.9.2	Verifiche allo SLE	88
8	VERIFICHE DI RIGIDEZZA	91
9	VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO	93

1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione ha per oggetto i calcoli strutturali relativi alla vasca di accumulo in c.a. prevista nell'ambito dei lavori inerenti il progetto definitivo delle "opere di costruzione della Galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 - S.S. n.45bis Gardesana occidentale", finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche generali dell'opera e vengono esposte le modalità di calcolo, i risultati delle analisi e le verifiche degli elementi strutturali.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La vasca in oggetto, posta fuori terra e avente volume utile di accumulo di 100 mc, ha dimensioni in pianta di 4.20 x 10.00 m e altezza fuori tutto di 4.17 m. La struttura è realizzata in c.a. con pareti laterali di spessore 30 cm e soletta di copertura gettata in opera di spessore 20 cm.

In adiacenza al serbatoio è presente un locale tecnico, strutturalmente collegato, con dimensioni in pianta di 4.20 x 5.70 m e avente medesima altezza; la struttura è intelaiata in c.a. con pilastri di sezione 30x40 cm e travi 30x50cm. Il solaio di copertura è realizzato in laterocemento mediante l'impiego di travetti prefabbricati in c.a.p., ed è dotato di soletta collaborante avente spessore di 4 cm, per un'altezza complessiva pari a 22 cm. Per le tamponature esterne si utilizzano blocchi forati in calcestrutto a facciavista.

La fondazione è a platea di spessore pari a 70 cm per la vasca e 60 cm per il locale tecnico. Questa presenta dei ribassamenti di 40 cm e 30 cm in corrispondenza del passaggio delle tubazioni delle pompe dal locale tecnico al serbatoio.

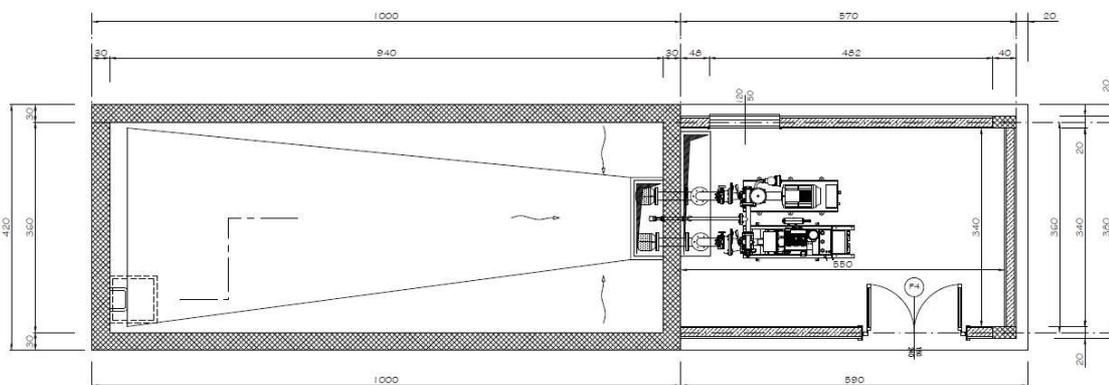


Figura 1: Vista in pianta

VASCA ANTINCENDIO – Relazione Tecnica e di Calcolo

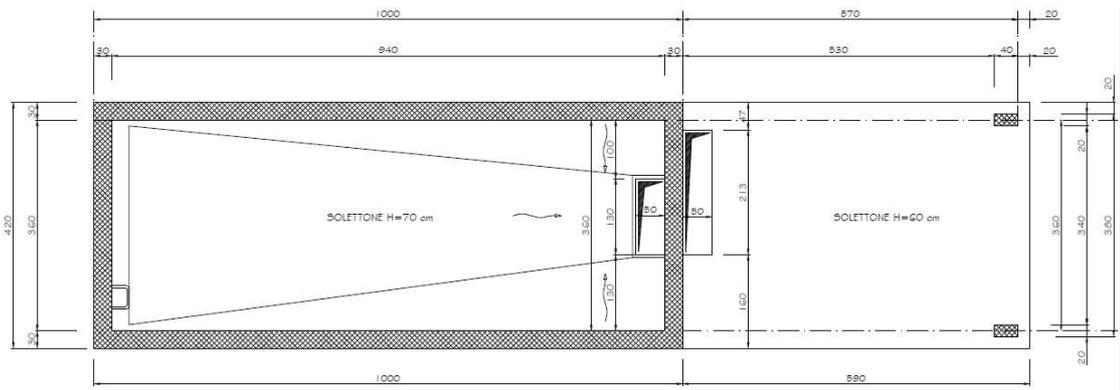


Figura 2: Carpenteria fondazioni

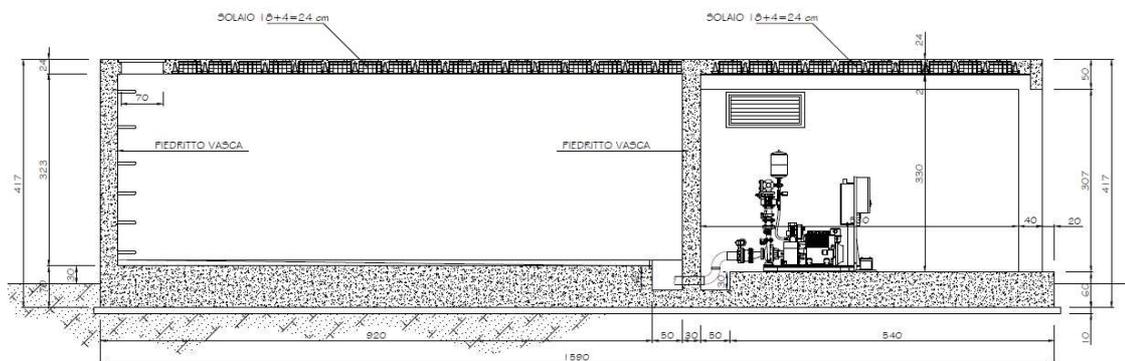


Figura 3: Sezione longitudinale

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture 02 febbraio 2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture 21 gennaio 2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).
- Eurocodice EN 1998-4:2006 – Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines.
- ACI 350.3-06 – Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Strutture in elevazione

La classe di esposizione prevista è XC2/XC3 (condizioni ordinarie), per la quale si adotta una classe di resistenza del calcestruzzo C28/35. Il copriferro minimo prescritto è pari a 35 mm.

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ε_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]

3.1.2 Strutture di fondazione

La classe di esposizione prevista è XC2 (condizioni ordinarie), per la quale si adotta una classe di resistenza del calcestruzzo C25/30. Il copriferro minimo prescritto è pari a 45 mm.

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.3 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ε_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]

3.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

4 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti è condotta sulla base delle prescrizioni di norma (D.M. 17-01-2018) e dell'effettiva geometria dell'opera oggetto della presente relazione.

Per quanto concerne l'interazione dinamica sotto sisma tra il moto del fluido contenuto e la struttura del serbatoio, si fa riferimento alla formulazione analitica della EN 1998-4:2006 e della ACI 350.3-06.

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. (travi, pilastri, pareti, platea) è computato automaticamente dal software di calcolo considerando per il calcestruzzo armato un peso specifico pari a $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$.

4.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (g2)

4.2.1 Solaio di copertura locale tecnico

Peso proprio solaio laterocemento h18+4	3.00 kN/m ²
Sovraccarico permanente (massetto sp. 10cm)	2.00 kN/m ²
TOTALE PERM.	5.00 kN/m²

4.2.2 Soletta di copertura serbatoio

Sovraccarico permanente (massetto sp. 10cm)	2.00 kN/m²
---	------------------------------

4.2.3 Tamponature locale tecnico

Parete in blocchi di cls forati sp. 20cm (facciavista)	1.85 kN/m²
--	------------------------------

N.B. Per considerare la presenza di aperture nelle pareti, si considera un coefficiente riduttivo del peso delle stesse pari a 0.80.

4.3 SOVRACCARICHI VARIABILI (qk)

In assenza di specifiche indicazioni, per i locali tecnici si fa riferimento ai sovraccarichi accidentali (uniformemente distribuiti) indicati nella Tabella B-1 del documento *Unified Facilities Criteria (UFC) - Structural Load Data*, emanato dal *Dipartimento della difesa degli Stati Uniti d'America* ad integrazione dell'*International Building Code (IBC)*, di cui si riporta di seguito un estratto.

OCCUPANCY OR USE	UNIFORM		CONCENTRATED	
	kPa	(psf)	kN	(lbs.)
25. Generator rooms	9.6	200	---	---
39. Mechanical room (HVAC)	6.0	125	---	---
38. Mechanical equipment room (general)	4.8	100	---	---

Ad integrazione della Tab. Tab. 3.1.II delle NTC18, si assumono pertanto i seguenti valori dei sovraccarichi accidentali per ambienti ad uso industriale (Cat E2) e per le relative coperture (Cat. K):

- Locali tecnici (*Mechanical room*) **6.00 kN/m²**
- Coperture locali tecnici (*General mechanical equipment*) **5.00 kN/m²**

rispettivamente agenti sulla platea di fondazione del locale tecnico e sull'intero solaio di copertura.

4.4 AZIONE SISMICA (E)

Si riportano di seguito i parametri considerati per la definizione dell'azione sismica di progetto, valutata in accordo alle indicazioni del par. 3.2 delle NTC-2018.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

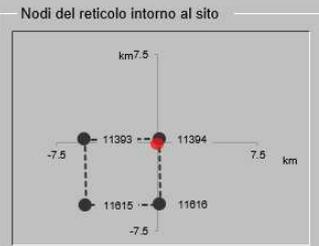


Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

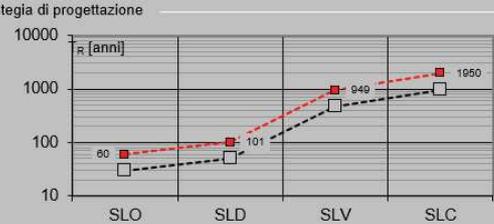
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: B info $S_S =$ 1.198 $C_C =$ 1.422 info

Categoria topografica: T2 info $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.200 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : 1.5 Regol. in altezza: si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : 1.5 $\eta =$ 0.667 info

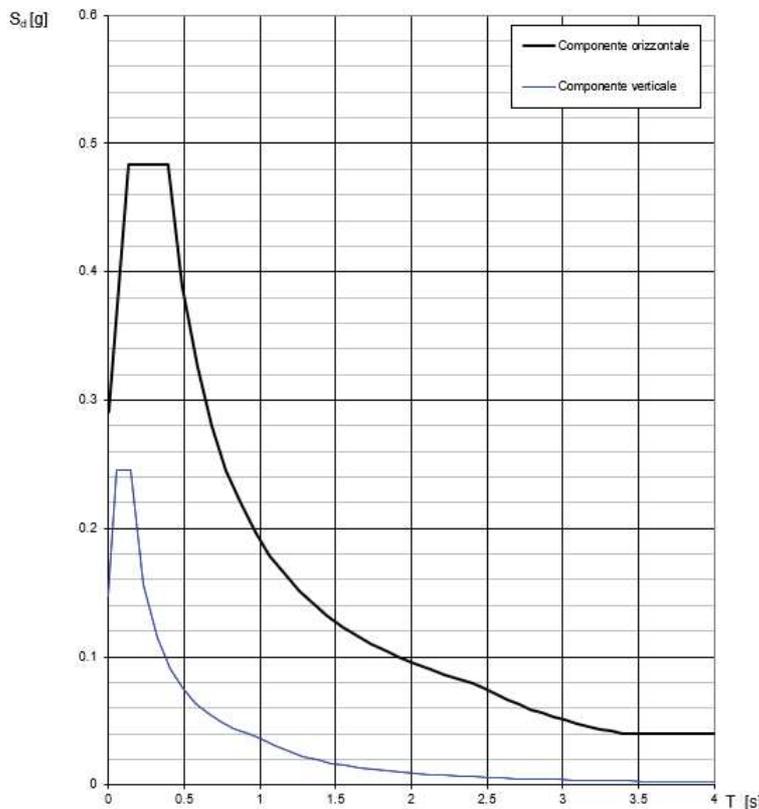
Il metodo d'analisi utilizzato per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

4.4.1 Spettri di risposta di progetto per lo SLV

Gli spettri di progetto per lo SLV sono quelli ottenuti dagli spettri elastici abbattuti con fattore di struttura $q=1.5$, avendo scelto di progettare con comportamento strutturale *Non Dissipativo*.

Per quanto riguarda invece la componente convettiva del moto del fluido all'interno del serbatoio (sloshing), in accordo al par. 4.4 della EN 1998-4, la valutazione è condotta con riferimento allo spettro elastico ($q=1.0$) con smorzamento 0.5% (rif. ACI 350.3).

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



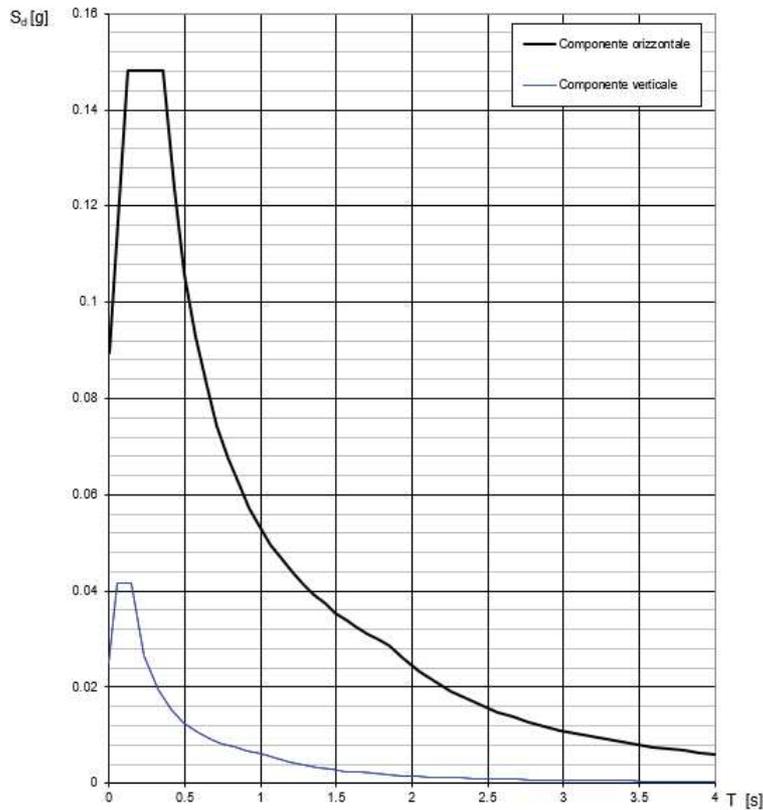
Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.291
0.131	0.484
0.394	0.484
0.490	0.389
0.586	0.326
0.682	0.280
0.778	0.245
0.874	0.218
0.970	0.197
1.066	0.179
1.162	0.164
1.258	0.152
1.354	0.141
1.450	0.132
1.546	0.123
1.642	0.116
1.738	0.110
1.834	0.104
1.930	0.099
2.026	0.094
2.122	0.090
2.218	0.086
2.314	0.083
2.410	0.079
2.485	0.074
2.561	0.070
2.637	0.066
2.713	0.063
2.788	0.059
2.864	0.056

4.4.2 Spettri di risposta di progetto per lo SLO

Per lo SLO lo spettro di risposta di progetto da utilizzare è quello elastico corrispondente.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLO



Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.089
0.120	0.148
0.359	0.148
0.430	0.124
0.500	0.106
0.571	0.093
0.642	0.083
0.713	0.074
0.784	0.068
0.855	0.062
0.926	0.057
0.997	0.053
1.068	0.050
1.139	0.047
1.210	0.044
1.281	0.041
1.352	0.039
1.423	0.037
1.494	0.036
1.565	0.034
1.636	0.032
1.707	0.031
1.777	0.030
1.848	0.029
1.951	0.026
2.053	0.023
2.156	0.021
2.258	0.019
2.361	0.018
2.463	0.016

4.5 AZIONE DELL'ACQUA

4.5.1 Peso dell'acqua sulla fondazione (qw)

Il livello idraulico massimo previsto all'interno della vasca di accumulo è di circa 2,95m.

Il corrispondente carico sulla platea di fondazione è pari a **29.50 kN/m²**.

4.5.2 Pressione idrostatica sulle pareti (qh)

La pressione sulle pareti dovuta al liquido immagazzinato nel serbatoio è data da:

$$p = \gamma_w \cdot z$$

dove:

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso specifico dell'acqua}$$

$$z \quad \text{profondità dal pelo libero}$$

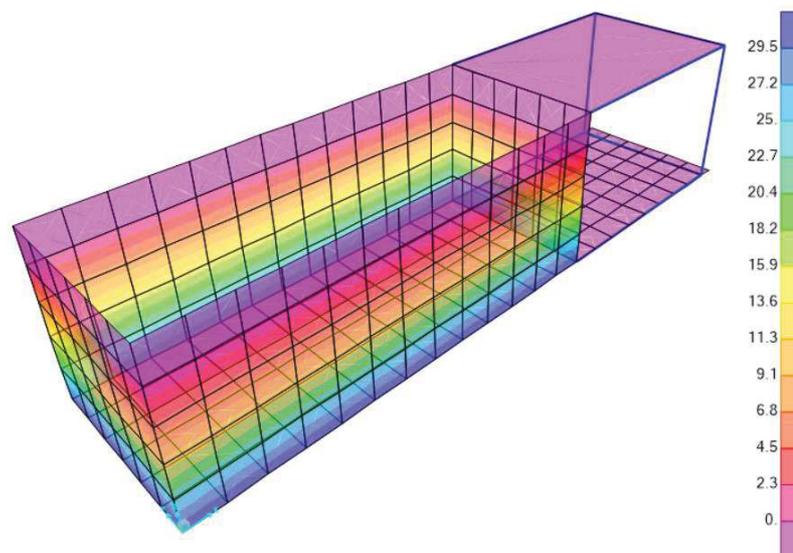


Figura 4: Pressione idrostatica sulle pareti

4.5.3 Pressioni idrodinamiche (pi; pc; pv)

Il moto del fluido all'interno del serbatoio per effetto dell'azione sismica orizzontale determina l'insorgere di pressioni idrodinamiche sulle pareti e sulla base del serbatoio che vanno ad aggiungersi a quella idrostatica, la quale subisce inoltre un incremento causato dall'accelerazione sismica verticale.

Queste sovrappressioni possono essere valutate facendo ricorso ad un modello dinamico equivalente del serbatoio: il liquido nella parte bassa del serbatoio si comporta come una massa rigidamente connessa alle pareti, determinando una componente impulsiva di pressioni sulle pareti e sulla base, mentre quello nella parte alta si muove oscillando con moto ondoso (sloshing), dando vita ad una componente convettiva di pressioni.

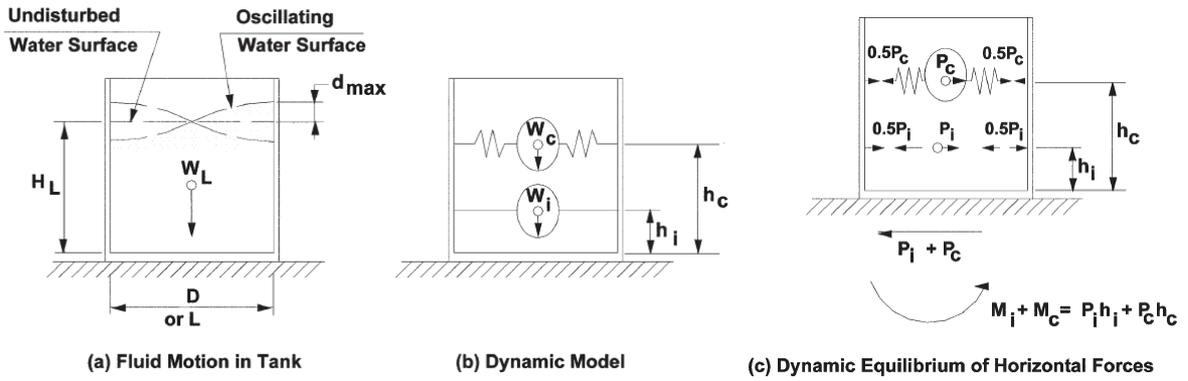


Figura 5: Modello dinamico equivalente del serbatoio

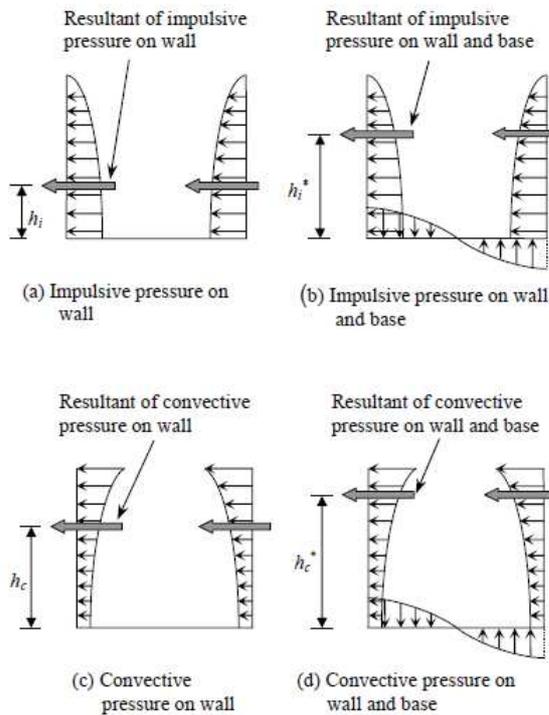


Figura 6: Pressioni idrodinamiche impulsive e convettive

Si riporta di seguito la valutazione analitica delle pressioni idrodinamiche sulle pareti e sulla base del serbatoio, condotta con l'ausilio di un foglio di calcolo in accordo alle indicazioni della ACI 350.3-06 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary".

Azione sismica in dir. x (parallela al lato lungo)

Geometria serbatoio			
Altezza interna serbatoio (altezza netta pareti)	H_w	325	cm
Larghezza interna in dir. perpendicolare al sisma	B	360	cm
Larghezza interna in dir. parallela al sisma	L	940	cm
Volume utile di accumulo	W_L	100	m ³
Altezza del liquido	H_L	295	cm

Rapporto larghezza interna - altezza liquido	L/H_L	3.19
Pressioni idrostatiche		
Risultante idrostatica	P_h	156.6 kN
Forza idrostatica alla base	$P_{hy}(0)$	106.2
Pressione idrostatica alla base	$q_{hy}(0)$	29.50 kN/m²
Modello dinamico equivalente		
<i>Massa sismica del liquido</i>		
Peso totale del liquido	W_L	1000.0 kN
Peso della componente impulsiva	W_i	359.5 kN
	W_i/W_L	0.359
Peso della componente convettiva	W_c	637.7 kN
	W_c/W_L	0.638
<i>Caso EPB (excluding base pressure) - Per calcolo pressione agente sulle pareti</i>		
Quota risultante impulsiva sulle pareti	h_i	110.6 cm
	h_i/H_L	0.375
Quota risultante convettiva sulle pareti	h_c	158.5 cm
	h_c/H_L	0.537
<i>Caso IPB (including base pressure) - Per verifica a ribaltamento e portanza terreno</i>		
Quota risultante impulsiva su pareti e fondazione	h_i'	373.4 cm
	h_i'/H_L	1.266
Quota baricentro componente convettiva su pareti e fondazione	h_c'	417.0 cm
	h_c'/H_L	1.413
Proprietà dinamiche serbatoio		
Coefficiente λ	λ	4.848
Fattore $2\pi/\lambda$	$2\pi/\lambda$	1.296
Periodo naturale del primo modo convettivo (sloshing)	T_c	3.97 s
Periodo fondamentale di oscillazione del serbatoio	$T_i = T_B$	0.131 s
Parametri sismici di progetto		
<i>Spettro di risposta con smorzamento 5%</i>		
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_i	$C_i = S_e(T_i)$	0.726 g
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_c	$S_e(T_c)_{5\%}$	0.045 g
Ordinata spettro elastico verticale	$C_t = S_{ve}$	0.290 g
<i>Spettro di risposta con smorzamento 0,5%</i>		
Fattore per smorzamento diverso dal 5%	η	1.35
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_c	$C_c = S_e(T_c)$	0.061 g
Azioni idrodinamiche		
<i>Forze laterali</i>		

Risultante idrodinamica impulsiva	P_i	261.0 kN
Risultante idrodinamica convettiva	P_c	38.7 kN
Momenti alla base - Caso EPB (excluding base pressure)		
Momento della componente impulsiva	M_i	288.7 kNm
Momento della componente convettiva	M_c	61.3 kNm
Momenti alla base - Caso IPB (including base pressure)		
Momento della componente impulsiva	M'_i	974.6 kNm
Momento della componente convettiva	M'_c	161.3 kNm
Pressioni idrodinamiche sulle pareti		
<i>Le pareti perpendicolari alla direzione dell'azione sismica sono caricate da metà delle forze P_i e P_c</i>		
Componente impulsiva		
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - sul pelo libero	$P_{iy} (H_L)$	11.06 kN/m
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - a metà altezza	$P_{iy} (H_L/2)$	44.24 kN/m
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - alla base	$P_{iy} (0)$	77.41 kN/m
Pressione impulsiva - sul pelo libero	$p_{iy} (H_L)$	3.07 kN/m²
Pressione impulsiva - a metà altezza	$p_{iy} (H_L/2)$	12.29 kN/m ²
Pressione impulsiva - alla base	$p_{iy} (0)$	21.50 kN/m²
Componente convettiva		
Forza convettiva per unità di altezza della parete - sul pelo libero	$P_{cy} (H_L)$	8.03 kN/m
Forza convettiva per unità di altezza della parete - a metà altezza	$P_{cy} (H_L/2)$	6.56 kN/m
Forza convettiva per unità di altezza della parete - alla base	$P_{cy} (0)$	5.09 kN/m
Pressione convettiva - sul pelo libero	$p_{cy} (H_L)$	2.23 kN/m²
Pressione convettiva - a metà altezza	$p_{cy} (H_L/2)$	1.82 kN/m ²
Pressione convettiva - alla base	$p_{cy} (0)$	1.41 kN/m²
Incremento pressione idrostatica per sisma verticale		
Rapporto tra accelerazione sismica verticale ed orizzontale	b	0.40
Accelerazione spettrale efficace	u_v	0.145 g
Incremento pressione idrostatica alla base	p_{vy}	4.28 kN/m²
Pressioni idrodinamiche sulla base		
<i>Si assume una distribuzione delle pressioni di tipo rettangolare (uniforme) in luogo di quella parabolica</i>		
Componente impulsiva		
Momento sulla base - componente impulsiva	M_{bi}	685.9 kNm
Braccio della coppia	d_x	4.70 m
Pressione impulsiva sulla base	p_{bi}	8.62 kN/m²
Componente convettiva		
Momento sulla base - componente convettiva	M_{bc}	100.0 kNm
Braccio della coppia	d_x	4.70 m
Pressione convettiva sulla base	p_{bc}	1.26 kN/m²

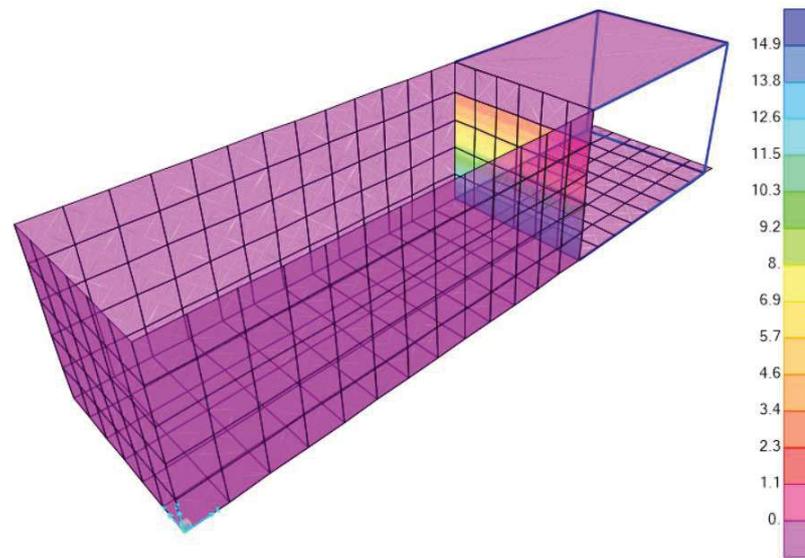


Figura 7: Pressione impulsiva sulle pareti in dir. x

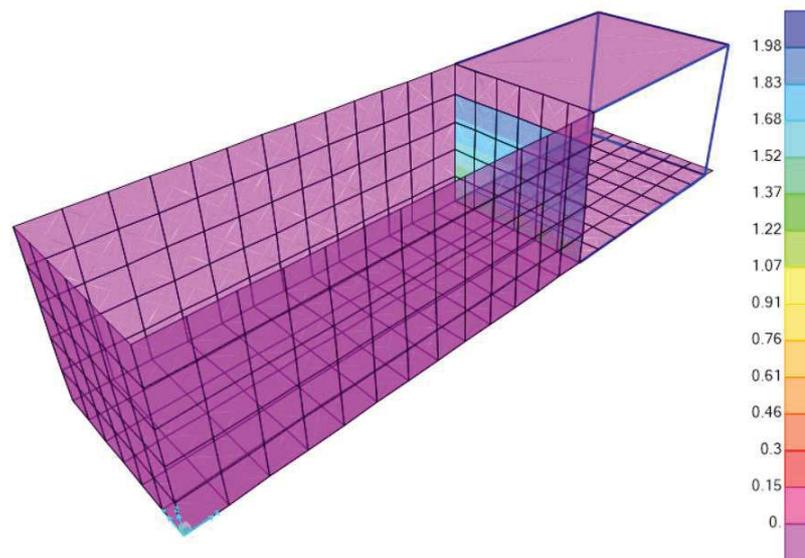


Figura 8: Pressione convettiva sulle pareti in dir. x

Azione sismica in dir. y (parallela al lato corto)

Geometria serbatoio			
Altezza interna serbatoio (altezza netta pareti)	H_w	325	cm
Larghezza interna in dir. perpendicolare al sisma	B	940	cm
Larghezza interna in dir. parallela al sisma	L	360	cm
Volume utile di accumulo	W_L	100	m^3
Altezza del liquido	H_L	295	cm
Rapporto larghezza interna - altezza liquido	L/H_L	1.22	

Pressioni idrostatiche		
Risultante idrostatica	P_h	409.0 kN
Forza idrostatica alla base	$P_{hy} (0)$	277.3
Pressione idrostatica alla base	$q_{hy} (0)$	29.50 kN/m²
Modello dinamico equivalente		
Massa sismica del liquido		
Peso totale del liquido	W_L	1000.0 kN
Peso della componente impulsiva	W_i	742.3 kN
	W_i/W_L	0.742
Peso della componente convettiva	W_c	318.6 kN
	W_c/W_L	0.319
Caso EPB (excluding base pressure) - Per calcolo pressione agente sulle pareti		
Quota risultante impulsiva sulle pareti	h_i	113.8 cm
	h_i/H_L	0.386
Quota risultante convettiva sulle pareti	h_c	197.0 cm
	h_c/H_L	0.668
Caso IPB (including base pressure) - Per verifica a ribaltamento e portanza terreno		
Quota risultante impulsiva su pareti e fondazione	h_i'	161.8 cm
	h_i'/H_L	0.549
Quota baricentro componente convettiva su pareti e fondazione	h_c'	214.4 cm
	h_c'/H_L	0.727
Proprietà dinamiche serbatoio		
Coefficiente λ	λ	5.536
Fattore $2\pi/\lambda$	$2\pi/\lambda$	1.135
Periodo naturale del primo modo convettivo (sloshing)	T_c	2.15 s
Periodo fondamentale di oscillazione del serbatoio	$T_i = T_B$	0.131 s
Parametri sismici di progetto		
Spettro di risposta con smorzamento 5%		
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_i	$C_i = S_e(T_i)$	0.726 g
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_c	$S_e(T_c)_{5\%}$	0.135 g
Ordinata spettro elastico verticale	$C_t = S_{ve}$	0.290 g
Spettro di risposta con smorzamento 0,5%		
Fattore per smorzamento diverso dal 5%	η	1.35
Ordinata spettro elastico orizzontale in corrispondenza di T_c	$C_c = S_e(T_c)$	0.182 g
Azioni idrodinamiche		
Forze laterali		
Risultante idrodinamica impulsiva	P_i	538.9 kN
Risultante idrodinamica convettiva	P_c	58.0 kN

Momenti alla base - Caso EPB (excluding base pressure)		
Momento della componente impulsiva	M_i	613.0 kNm
Momento della componente convettiva	M_c	114.2 kNm
Momenti alla base - Caso IPB (including base pressure)		
Momento della componente impulsiva	M'_i	872.1 kNm
Momento della componente convettiva	M'_c	124.3 kNm
Pressioni idrodinamiche sulle pareti		
<i>Le pareti perpendicolari alla direzione dell'azione sismica sono caricate da metà delle forze P_i e P_c</i>		
Componente impulsiva		
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - sul pelo libero	$P_{iy}(H_L)$	28.64 kN/m
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - a metà altezza	$P_{iy}(H_L/2)$	91.34 kN/m
Forza impulsiva per unità di altezza della parete - alla base	$P_{iy}(0)$	154.03 kN/m
Pressione impulsiva - sul pelo libero	$p_{iy}(H_L)$	3.05 kN/m²
Pressione impulsiva - a metà altezza	$p_{iy}(H_L/2)$	9.72 kN/m ²
Pressione impulsiva - alla base	$p_{iy}(0)$	16.39 kN/m²
Componente convettiva		
Forza convettiva per unità di altezza della parete - sul pelo libero	$P_{cy}(H_L)$	19.72 kN/m
Forza convettiva per unità di altezza della parete - a metà altezza	$P_{cy}(H_L/2)$	9.83 kN/m
Forza convettiva per unità di altezza della parete - alla base	$P_{cy}(0)$	-0.06 kN/m
Pressione convettiva - sul pelo libero	$p_{cy}(H_L)$	2.10 kN/m²
Pressione convettiva - a metà altezza	$p_{cy}(H_L/2)$	1.05 kN/m ²
Pressione convettiva - alla base	$p_{cy}(0)$	-0.01 kN/m²
Incremento pressione idrostatica per sisma verticale		
Rapporto tra accelerazione sismica verticale ed orizzontale	b	0.40
Accelerazione spettrale efficace	u_v	0.145 g
Incremento pressione idrostatica alla base	p_{vy}	4.28 kN/m²
Pressioni idrodinamiche sulla base		
<i>Si assume una distribuzione delle pressioni di tipo rettangolare (uniforme) in luogo di quella parabolica</i>		
Componente impulsiva		
Momento sulla base - componente impulsiva	M_{bi}	259.1 kNm
Braccio della coppia	d_x	1.80 m
Pressione impulsiva sulla base	p_{bi}	8.51 kN/m²
Componente convettiva		
Momento sulla base - componente convettiva	M_{bc}	10.1 kNm
Braccio della coppia	d_x	1.80 m
Pressione convettiva sulla base	p_{bc}	0.33 kN/m²

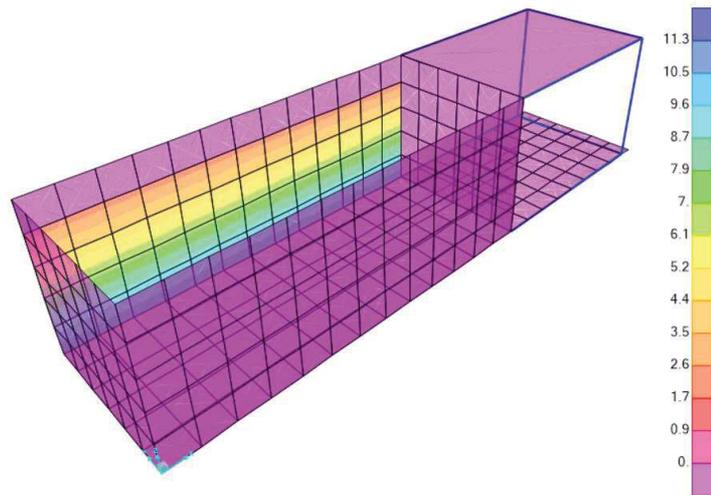


Figura 9: Pressione impulsiva sulle pareti in dir. y

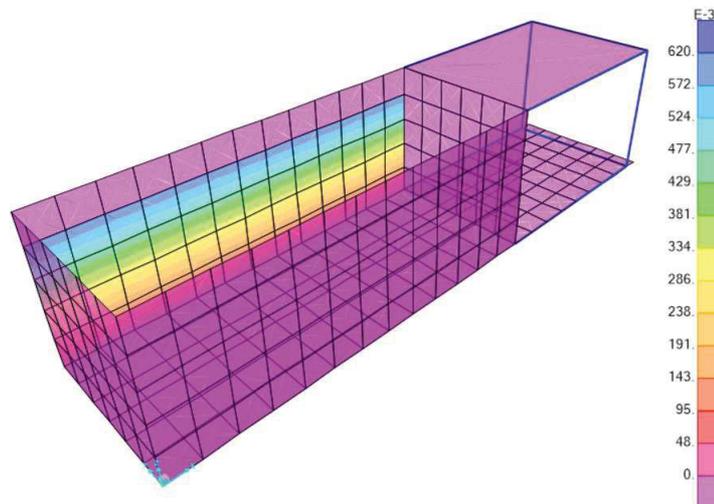


Figura 10: Pressione convettiva sulle pareti in dir. y

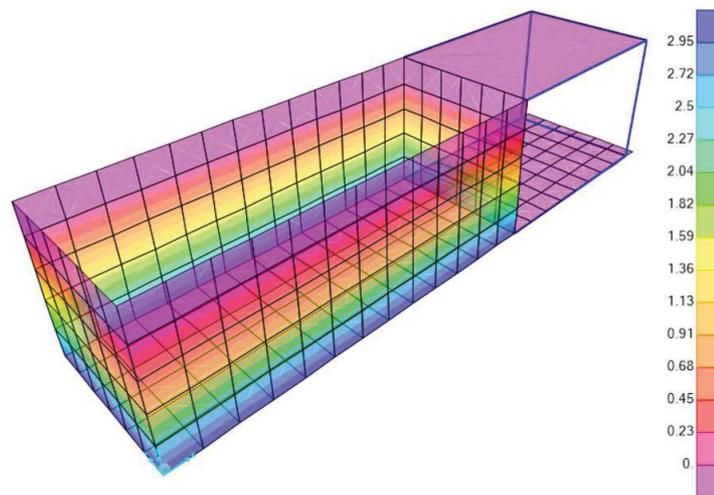


Figura 11: Sovrapressione idrostatica per sisma verticale

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico di cui ai paragrafi precedenti sono state combinate secondo quanto indicato dalle norme tecniche sulle costruzioni NTC18:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

La Tab. 2.6.I fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti ψ per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 3.1.II.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	
Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Si riportano a seguire le combinazioni di carico utilizzate ai fini del calcolo della struttura in oggetto.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
QPERM1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM1		Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM1		Linear Static	g2 peso tamponature	1
QPERM1		Linear Static	qw peso acqua	1
QPERM1		Linear Static	qh press idrostatica	1
QPERM1		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
QPERM1		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
QPERM2	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM2		Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM2		Linear Static	g2 peso tamponature	1
QPERM2		Linear Static	qw peso acqua	1
QPERM2		Linear Static	qh press idrostatica	1
QPERM2		Linear Static	q1 variabile copertura	0
QPERM2		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
QPERM3	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM3		Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM3		Linear Static	g2 peso tamponature	1
QPERM3		Linear Static	qw peso acqua	0
QPERM3		Linear Static	qh press idrostatica	0
QPERM3		Linear Static	q1 variabile copertura	0
QPERM3		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
RARA1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA1		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA1		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA1		Linear Static	qw peso acqua	1
RARA1		Linear Static	qh press idrostatica	1
RARA1		Linear Static	q1 variabile copertura	1
RARA1		Linear Static	q2 variabile platea	1
RARA2	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA2		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA2		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA2		Linear Static	qw peso acqua	1
RARA2		Linear Static	qh press idrostatica	1
RARA2		Linear Static	q1 variabile copertura	0
RARA2		Linear Static	q2 variabile platea	1
RARA3	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA3		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA3		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA3		Linear Static	qw peso acqua	0
RARA3		Linear Static	qh press idrostatica	0

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

RARA3		Linear Static	q1 variabile copertura	0
RARA3		Linear Static	q2 variabile platea	1
SLU1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU1		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU1		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU1		Linear Static	qw peso acqua	1.3
SLU1		Linear Static	qh press idrostatica	1.3
SLU1		Linear Static	q1 variabile copertura	1.5
SLU1		Linear Static	q2 variabile platea	1.5
SLU2	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU2		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU2		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU2		Linear Static	qw peso acqua	1.3
SLU2		Linear Static	qh press idrostatica	1.3
SLU2		Linear Static	q1 variabile copertura	0
SLU2		Linear Static	q2 variabile platea	1.5
SLU3	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU3		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU3		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU3		Linear Static	qw peso acqua	0
SLU3		Linear Static	qh press idrostatica	0
SLU3		Linear Static	q1 variabile copertura	0
SLU3		Linear Static	q2 variabile platea	1.5
SLV1_+x	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV1_+x		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV1_+x		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV1_+x		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV1_+x		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV1_+x		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV1_+x		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV1_+x		Linear Static	sisma x_SLV	1
SLV1_+x		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	1
SLV1_+x		Linear Static	pc press convettiva dir. x	1
SLV1_+x		Linear Static	sisma y_SLV	0.3
SLV1_+x		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	0.3
SLV1_+x		Linear Static	pc press convettiva dir. y	0.3
SLV1_+x		Linear Static	pvy sovrappress idrostat	0.3
SLV2_+x	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV2_+x		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV2_+x		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV2_+x		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV2_+x		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV2_+x		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV2_+x		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV2_+x		Linear Static	sisma x_SLV	1

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

SLV2_+x		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	1
SLV2_+x		Linear Static	pc press convettiva dir. x	1
SLV2_+x		Linear Static	sisma y_SLV	-0.3
SLV2_+x		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	-0.3
SLV2_+x		Linear Static	pc press convettiva dir. y	-0.3
SLV2_+x		Linear Static	pvv sovrappress idrostat	0.3
SLV1_-x	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV1_-x		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV1_-x		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV1_-x		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV1_-x		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV1_-x		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV1_-x		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV1_-x		Linear Static	sisma x_SLV	-1
SLV1_-x		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	-1
SLV1_-x		Linear Static	pc press convettiva dir. x	-1
SLV1_-x		Linear Static	sisma y_SLV	0.3
SLV1_-x		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	0.3
SLV1_-x		Linear Static	pc press convettiva dir. y	0.3
SLV1_-x		Linear Static	pvv sovrappress idrostat	0.3
SLV2_-x	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV2_-x		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV2_-x		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV2_-x		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV2_-x		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV2_-x		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV2_-x		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV2_-x		Linear Static	sisma x_SLV	-1
SLV2_-x		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	-1
SLV2_-x		Linear Static	pc press convettiva dir. x	-1
SLV2_-x		Linear Static	sisma y_SLV	-0.3
SLV2_-x		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	-0.3
SLV2_-x		Linear Static	pc press convettiva dir. y	-0.3
SLV2_-x		Linear Static	pvv sovrappress idrostat	0.3
SLV1_+y	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV1_+y		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV1_+y		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV1_+y		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV1_+y		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV1_+y		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV1_+y		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV1_+y		Linear Static	sisma x_SLV	0.3
SLV1_+y		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	0.3
SLV1_+y		Linear Static	pc press convettiva dir. x	0.3
SLV1_+y		Linear Static	sisma y_SLV	1

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

SLV1_+y		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	1
SLV1_+y		Linear Static	pc press convettiva dir. y	1
SLV1_+y		Linear Static	pvy sovrappress idrostat	0.3
SLV2_+y	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV2_+y		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV2_+y		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV2_+y		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV2_+y		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV2_+y		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV2_+y		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV2_+y		Linear Static	sisma x_SLV	-0.3
SLV2_+y		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	-0.3
SLV2_+y		Linear Static	pc press convettiva dir. x	-0.3
SLV2_+y		Linear Static	sisma y_SLV	1
SLV2_+y		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	1
SLV2_+y		Linear Static	pc press convettiva dir. y	1
SLV2_+y		Linear Static	pvy sovrappress idrostat	0.3
SLV1_-y	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV1_-y		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV1_-y		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV1_-y		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV1_-y		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV1_-y		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV1_-y		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV1_-y		Linear Static	sisma x_SLV	0.3
SLV1_-y		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	0.3
SLV1_-y		Linear Static	pc press convettiva dir. x	0.3
SLV1_-y		Linear Static	sisma y_SLV	-1
SLV1_-y		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	-1
SLV1_-y		Linear Static	pc press convettiva dir. y	-1
SLV1_-y		Linear Static	pvy sovrappress idrostat	0.3
SLV2_-y	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLV2_-y		Linear Static	g2 permanenti	1
SLV2_-y		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLV2_-y		Linear Static	qw peso acqua	1
SLV2_-y		Linear Static	qh press idrostatica	1
SLV2_-y		Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLV2_-y		Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLV2_-y		Linear Static	sisma x_SLV	-0.3
SLV2_-y		Linear Static	pi press impulsiva dir. x	-0.3
SLV2_-y		Linear Static	pc press convettiva dir. x	-0.3
SLV2_-y		Linear Static	sisma y_SLV	-1
SLV2_-y		Linear Static	pi press impulsiva dir. y	-1
SLV2_-y		Linear Static	pc press convettiva dir. y	-1
SLV2_-y		Linear Static	pvy sovrappress idrostat	0.3

6 MODELLO NUMERICO

L'analisi strutturale è stata condotta su un modello tridimensionale con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Csi Bridge v19.2.1" della *Computer and Structures Inc.*

Travi e pilastri sono modellati mediante elementi "frame", mentre per pareti e copertura del serbatoio si è ricorso ad elementi bidimensionali "shell thin".

La platea di fondazione è discretizzata con elementi "shell thick", ai quali sono state applicate molle reagenti solo a compressione che rappresentano il terreno di fondazione.

Gli elementi di solaio sono modellati tramite elementi area privi di rigidità, usati al solo fine di ripartire sulle travi i carichi di superficie ad essi applicati, e gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I tamponamenti sono rappresentati unicamente come peso agente sulla fondazione e come masse sismiche a livello del solaio di impalcato.

Di seguito si riporta una vista del modello FEM sopra descritto.

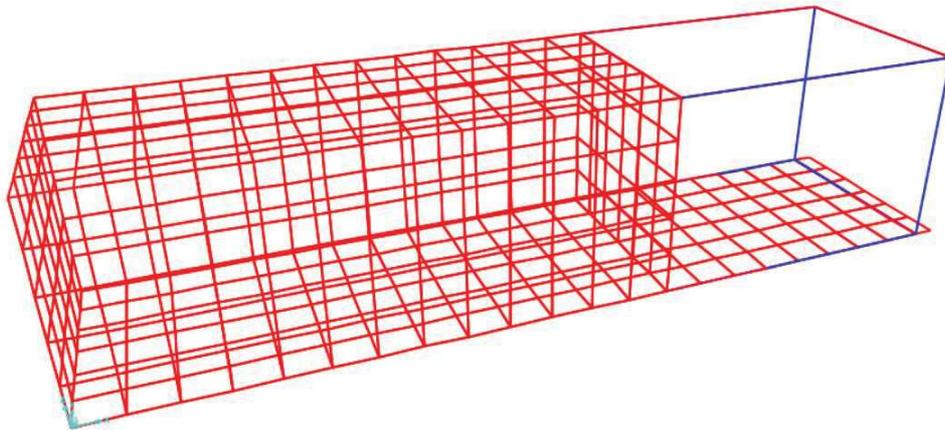


Figura 12: Vista 3D del modello (vista standard)

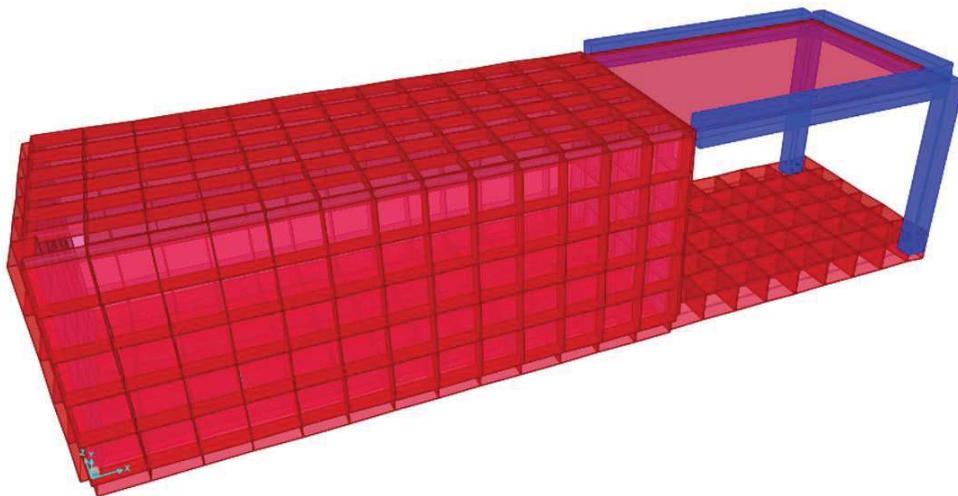


Figura 13: Vista 3D del modello (vista estrusa)

6.1 RISULTATI ANALISI MODALE

Si riporta a seguire una tabella riepilogativa dei risultati dell'analisi modale estratta dal software di calcolo.

In accordo alle prescrizioni di norma, è stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. In grigio sono evidenziati i modi con massa superiore al 5%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.1793	0.0000	0.6964	0.0000	0.0000	0.6964	0.0000
MODAL	Mode	2	0.0831	0.3389	0.0000	0.1300	0.3389	0.6965	0.1300
MODAL	Mode	3	0.0619	0.0772	0.0000	0.6762	0.4161	0.6965	0.8062
MODAL	Mode	4	0.0583	0.0013	0.0000	0.1722	0.4174	0.6965	0.9784
MODAL	Mode	5	0.0558	0.0000	0.0004	0.0000	0.4174	0.6968	0.9784
MODAL	Mode	6	0.0483	0.0000	0.0149	0.0000	0.4174	0.7118	0.9784
MODAL	Mode	7	0.0313	0.0002	0.0000	0.0205	0.4176	0.7118	0.9989
MODAL	Mode	8	0.0283	0.0351	0.0000	0.0000	0.4527	0.7118	0.9989
MODAL	Mode	9	0.0214	0.0009	0.0000	0.0009	0.4536	0.7118	0.9998
MODAL	Mode	10	0.0194	0.0000	0.0629	0.0000	0.4536	0.7746	0.9998
MODAL	Mode	11	0.0184	0.0122	0.0064	0.0000	0.4658	0.7810	0.9998
MODAL	Mode	12	0.0184	0.0499	0.0017	0.0000	0.5157	0.7827	0.9998
MODAL	Mode	13	0.0161	0.0002	0.0000	0.0000	0.5160	0.7827	0.9998
MODAL	Mode	14	0.0160	0.0000	0.0333	0.0000	0.5160	0.8159	0.9998
MODAL	Mode	15	0.0155	0.0000	0.0000	0.0000	0.5160	0.8159	0.9998
MODAL	Mode	16	0.0146	0.0000	0.0013	0.0000	0.5160	0.8173	0.9998
MODAL	Mode	17	0.0132	0.0038	0.0007	0.0000	0.5198	0.8180	0.9998
MODAL	Mode	18	0.0132	0.0042	0.0006	0.0000	0.5240	0.8186	0.9998
MODAL	Mode	19	0.0127	0.0004	0.0000	0.0000	0.5244	0.8186	0.9998
MODAL	Mode	20	0.0114	0.0593	0.0016	0.0000	0.5837	0.8202	0.9998
MODAL	Mode	21	0.0114	0.0171	0.0077	0.0000	0.6008	0.8279	0.9998
MODAL	Mode	22	0.0112	0.0030	0.0025	0.0000	0.6037	0.8303	0.9998
MODAL	Mode	23	0.0112	0.1041	0.0000	0.0000	0.7078	0.8303	0.9998
MODAL	Mode	24	0.0106	0.0000	0.0101	0.0000	0.7078	0.8405	0.9998
MODAL	Mode	25	0.0100	0.0758	0.0000	0.0000	0.7836	0.8405	0.9998
MODAL	Mode	26	0.0099	0.0370	0.0007	0.0000	0.8206	0.8412	0.9999
MODAL	Mode	27	0.0099	0.0004	0.0387	0.0000	0.8210	0.8799	0.9999
MODAL	Mode	28	0.0096	0.0001	0.0000	0.0000	0.8211	0.8799	0.9999
MODAL	Mode	29	0.0095	0.0024	0.0000	0.0000	0.8235	0.8799	0.9999
MODAL	Mode	30	0.0093	0.0006	0.0000	0.0000	0.8241	0.8799	0.9999
MODAL	Mode	31	0.0091	0.0000	0.0094	0.0000	0.8241	0.8893	0.9999
MODAL	Mode	32	0.0088	0.0444	0.0000	0.0000	0.8685	0.8893	0.9999
MODAL	Mode	33	0.0082	0.0000	0.0009	0.0000	0.8685	0.8902	0.9999
MODAL	Mode	34	0.0082	0.0000	0.0124	0.0000	0.8685	0.9026	0.9999
MODAL	Mode	35	0.0079	0.0000	0.0051	0.0000	0.8686	0.9077	0.9999

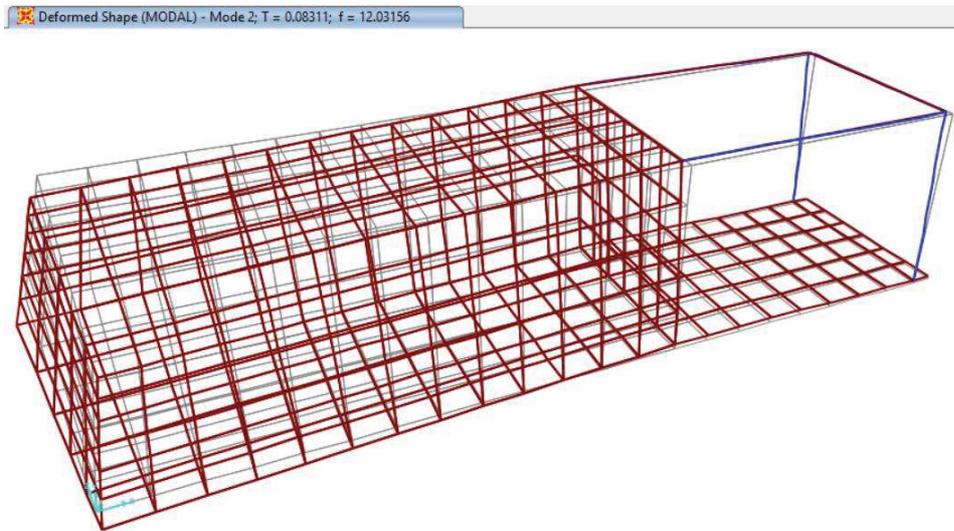


Figura 14: Modo di vibrare principale in dir. x (Modo 2)

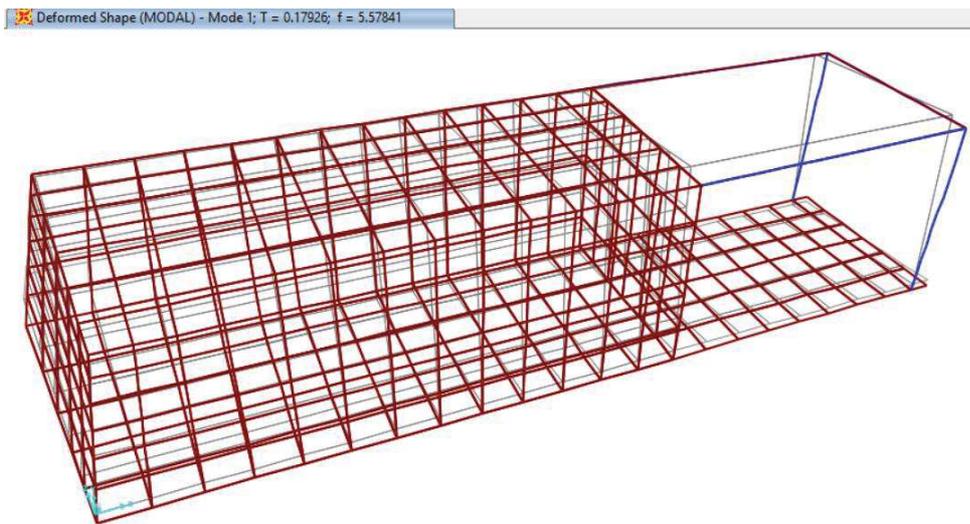


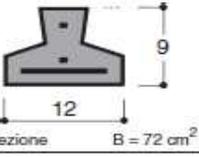
Figura 15: Modo di vibrare principale in dir. y (Modo 1)

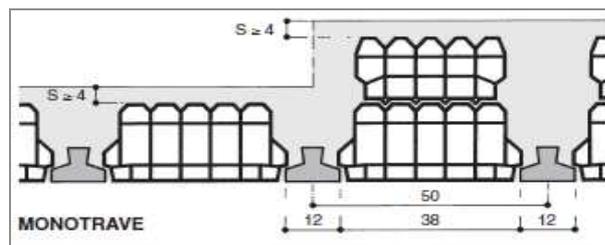
7 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

7.1 SOLAIO DI COPERTURA LOCALE TECNICO

Il solaio in esame, realizzato con travetti in c.a.p. e blocchi laterizio, è dimensionato individuando le sollecitazioni esterne di esercizio, calcolate con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni, e confrontandole con i valori resistenti 'di servizio' di momento (positivo e negativo) e taglio individuati facendo ricorso a tabelle relative ad elementi prefabbricati di serie.

In particolare, si fa riferimento ad un solaio H18+4 cm realizzato con travetti 9x12 posti ad interasse di 50 cm, le cui caratteristiche geometriche e di armatura sono riportate nella seguente tabella.

CARATTERISTICHE TRAVETTI 9/12 Peso Kg/ml 18	1	2	4	5	6	N°	Contrassegno che individua il tipo d'armatura
		0,24	0,32	0,48	0,60	0,84	$A_p = \text{cm}^2$
-41,20		-34,67	-51,21	-42,83	-51,78	$\sigma_{cps} \text{ Kg/cm}^2$	Precompressione al lembo superiore del travetto
	-38,07	-61,72	-89,10	-119,38	-159,61	$\sigma_{cpi} \text{ Kg/cm}^2$	Precompressione al lembo inferiore del travetto
	5,522	5,533	5,538	5,553	5,568	$x_i = \text{cm}$	Distanza baricentro sezione ideale dal lembo super.
	440,7	442,0	447,0	449,0	450,9	$J_i = \text{cm}^4$	Momento d'inerzia baricentrico sez. ideale travetto
$a \leq L \leq b$	1,2	3,6	4,4	5,8	6,6	$a = m$	Limiti inferiore e superiore delle lunghezze travetti disponibili per pronta consegna
	3,4	4,2	5,6	6,4	7,6	$b = m$	



Di seguito si utilizzano quindi i valori di sollecitazione allo SLE per le verifiche dei travetti e per il calcolo delle armature aggiuntive per momenti negativi, mentre si fa ricorso alle sollecitazioni ultime per le verifiche relative alle fasce piene e semipiene e per il calcolo dell'armatura inferiore agli appoggi.

Geometria solaio		
Altezza totale solaio = 18 + 4	h_{solaio}	22 cm
Altezza soletta	h_{soletta}	4 cm
Altezza blocchi laterizio	h_{blocchi}	18 cm
Larghezza blocchi laterizio	b_{blocchi}	38 cm
Interasse travetti	i	50 cm
Altezza travetto	h_{travetto}	9 cm
Larghezza travetto	b_{travetto}	12 cm
Area sezione travetto	A_{travetto}	72 cm ²
Peso travetto	ρ_{travetto}	18 daN/m
Armatura travetto	A_p	0,48 cm ²
Luce netta solaio	L_{net}	360 cm

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Luce di calcolo solaio	L_{calc}	380	cm
Analisi dei carichi			
Peso proprio solaio (g_1)	g_1	300	daN/m ²
Sovraccarichi permanenti	g_2	200	daN/m ²
Sovraccarichi accidentali	q	500	daN/m ²
Carico di esercizio per striscia di 1m	p_{SLE}	1000	daN/m
Carico allo SLU per striscia di 1m	p_{SLU}	1440	daN/m
Sollecitazioni di progetto (per striscia di 1m)			
Tipo campata		esterna	
Sollecitazioni allo SLE			
Momento positivo	$M_{pos,SLE}$	1444.0	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLE}$	1031.4	daNm
Taglio	V_{SLE}	1900.0	daN
Sollecitazioni allo SLU			
Momento positivo	$M_{pos,SLU}$	2079.4	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLU}$	1485.3	daNm
Taglio	V_{SLU}	2736.0	daN
Verifica a momento positivo e taglio			
Momento positivo di servizio per striscia di 1m	$M_{pos,serv}$	1756	daNm
Tasso di lavoro a momento positivo	S/R	0.82	< 1
Taglio di servizio per striscia di 1m	V_{serv}	3094	daN
Tasso di lavoro a taglio	S/R	0.61	< 1
Verifica a momento negativo			
Diametri per interasse	D_1	10	mm
	D_2	10	mm
	D_3	0	mm
Sezione armatura	A_s	3.14	cm ² /m
Momento negativo di servizio per striscia di 1m	$M_{neg,serv}$	1356	daNm
Tasso di lavoro a momento negativo	S/R	0.76	< 1
Lunghezza armature integrative su semicampata			
Lunghezza ferri per momento negativo	L_{neg}	95	cm
Lunghezza ancoraggio ferri	L_a	40	cm
Lunghezza totale ferri	L_{tot}	135	cm

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Verifiche agli appoggi			
Copriferro di calcolo armature	c	30	mm
Altezza utile della sezione	d	190	mm
Resistenza cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm ²
Coefficiente funzione di R_{ck}	r	0.600	
<i>Momento resistente lato calcestruzzo (fasce piene e semipiene)</i>			
Sezione base con due travetti	M_1	2407	daNm
Sezione con fascia semipiena	M_2	6217	daNm
Sezione con fascia piena	M_3	10028	daNm
<i>Sez. base verificata</i>			
<i>Armatura inferiore agli appoggi</i>			
Armatura inferiore necessaria	$A_{s,req}$	0.70	cm ²
<i>Penetrazione travetto agli appoggi</i>			
Appoggio su murature o architravi sottosporgenti	S	10	cm
Appoggi complanari (travi a spessore o a T)	S	27	cm
Verifica di deformabilità (verifica indiretta)			
Rapporto tra luce di calcolo e spessore solaio	L_c/H_{tot}	17.3	< 30

7.2 SOLETTA DI COPERTURA SERBATOIO

La soletta di copertura del serbatoio, realizzata in c.a. con spessore di 20 cm, ha dimensioni in pianta di 4.20x10.00 m e presenta una botola di 75x90 cm in corrispondenza di uno spigolo.

7.2.1 Verifiche allo SLU

7.2.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1087	1087	1123	SLU1	M11,des	Pos	15.5			
1093	1093	10	SLU1	M11,des	Neg	-52.3			
1060	1060	1084	SLU1	M22,des	Pos		17.1		
1074	1074	1101	SLU1	M22,des	Neg		-17.1		
1093	1093	1123	SLU1	V13	Max			67.9	
1087	1087	1116	SLU1	V13	Min			-18.5	
1074	1074	1100	SLU1	V23	Max				29.2
1069	1069	1095	SLU1	V23	Min				-29.2

7.2.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1087	1087	1123	SLV-ENVE	M11,des	Pos	14.7			
1093	1093	10	SLV-ENVE	M11,des	Neg	-47.2			
1059	1059	1091	SLV-ENVE	M22,des	Pos		11.4		
1074	1074	1101	SLV-ENVE	M22,des	Neg		-12.0		
1093	1093	1123	SLV-ENVE	V13	Max			62.7	
1087	1087	1116	SLV-ENVE	V13	Min			-17.8	
1074	1074	1100	SLV-ENVE	V23	Max				19.7
1069	1069	1095	SLV-ENVE	V23	Min				-19.7

7.2.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente M_{Rd} della sezione allo SLU.

La sezione è armata a flessione con $\Phi 14/20$ cm nelle due direzioni in pianta.

Armaruta in dir. x

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	5
2	7.70	15

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 46.7 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 10.51 ‰
 d 15 cm
 x 3.747 x/d 0.2498
 δ 0.7522

$M_{Rd} = 46.7 \text{ kNm} < M_{Sd} = 52.3 \text{ kNm} \rightarrow \text{non Verificato}$

Tuttavia, il momento sollecitante considerato nella verifica, pari a 52.3 kNm, è un valore puntuale in corrispondenza di un nodo della mesh (nodo 11, shell 1098), e dunque sicuramente più elevato di quello che effettivamente agisce sulla soletta. Si procede pertanto ricalcolando un momento sollecitante mediato su una sezione di larghezza 1.30 m (*section cut* nella figura a seguire) effettuata in corrispondenza del valore di picco prima considerato.

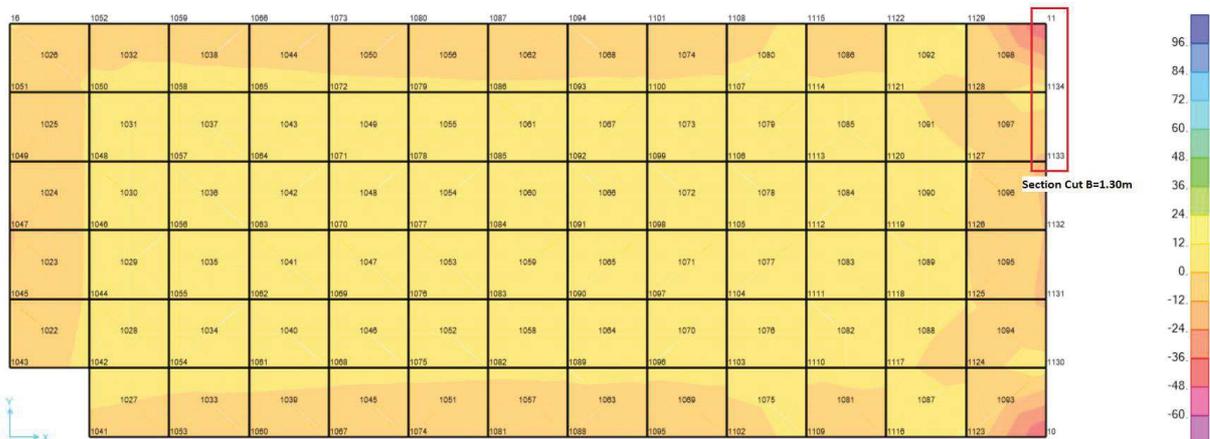


Figura 16: Section cut per verifica a fessurazione

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	M1	M2	M3	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SCUT4	SLU1	Combination	6.49	17.43	-39.16	9.7	3.25	3.7
SCUT4	SLU2	Combination	3.73	10.14	-22.47	9.7	3.25	3.7
SCUT4	SLU3	Combination	3.95	9.83	-24.13	9.7	3.25	3.7

Di conseguenza, ora risulta:

$$M_{Rd} = 46.7 \text{ kNm} > M_{Sd} = 17.43/1.3 = 13.4 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

Armatura in dir. y

The screenshot shows a software interface for section analysis. Key components include:

- Titolo:** A text input field.
- N* strati barre:** A dropdown menu set to '2' with a 'Zoom' button.
- Section Properties Table:**

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	6.5
2			2	7.70	13.5
- Sollecitazioni:** A section with 'S.L.U.' selected and 'Metodo n' chosen.
- P.to applicazione N:** Options for 'Centro', 'Baricentro cls', and 'Coord. [cm]'.
- Materiali:** A detailed table for materials B450C and C28/35, including properties like ϵ_{su} , f_{yd} , E_s , ϵ_{c2} , E_{cu} , f_{cd} , $\sigma_{c,adm}$, τ_{co} , and τ_{c1} .
- Calculated Results:**
 - M_{xRd} : 47.41 kNm
 - σ_c : -15.87 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5 ‰
 - ϵ_s : 7.293 ‰
 - d : 13.5 cm
 - x : 4.378
 - x/d : 0.3243
 - δ : 0.8453
- Additional Parameters:** 'Tipo rottura' (Lato calcestruzzo - Acciaio snervato), 'Metodo di calcolo' (S.L.U.+), 'Tipo flessione' (Retta), 'N* rett.' (100), 'Calcola MRd', 'Dominio M-N', 'L₀' (0 cm), 'Col. modello', and 'Precompresso' checkbox.

$$M_{Rd} = 47.4 \text{ kNm} > M_{Sd} = 17.0 \text{ kNm} \quad (S/R = 17.0/47.4 = 0.36)$$

7.2.1.4 Verifiche a flessione in condizioni sismiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico M_{Yd} , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e quella dell'acciaio a $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$.

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti $\sigma_c < f_{cd}$ e $\sigma_s < f_{yd}$.

Armatura in dir. x

Il momento sollecitante ricavato mediante la *section cut* è pari a 13.97 kNm.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	13.97	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	20	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{S1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{S2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $C_{I2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{I1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.33	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	135.2	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	4.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	2231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	72439.3	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	15699.5	cm ⁴	

Armatura in dir. y

Sollecitazioni

Momento flettente	M	12	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	20	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{S1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{S2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $C_{I2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{I1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.58	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	121.8	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	4.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	2231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	69495.3	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	12755.4	cm ⁴	

7.2.1.5 Verifica a taglio

La verifica è di seguito condotta considerando legature $\Phi 12$ disposte con maglia 40x40 cm quale armatura trasversale a taglio.

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		-
\varnothing_1	mm	-
n_2		-
\varnothing_2	mm	-
Asl	cm ²	-

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	20
c	cm	5
d	cm	15
k	N/mm ²	2.00
V_{min}	N/mm ²	0.53
ρ		0.0000
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	80.0
----------	----	------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{Rsd}	kN	65
V_{RCd}	kN	383
V_{Rd}	kN	64.8

$$V_{Rd} = 80.0 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 67.9 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

7.2.2 Verifiche allo SLE

7.2.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica, quasi permanente, e sismica allo SLD.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M1	M2	M3	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SCUT4	QPERM1	Combination		3.98	11.15	-24.40	9.7	3.25	3.7
SCUT4	QPERM2	Combination		2.51	7.26	-15.50	9.7	3.25	3.7
SCUT4	QPERM3	Combination		2.68	7.02	-16.78	9.7	3.25	3.7
SCUT4	RARA1	Combination		4.34	12.11	-26.65	9.7	3.25	3.7
SCUT4	RARA2	Combination		2.50	7.25	-15.52	9.7	3.25	3.7
SCUT4	RARA3	Combination		2.68	7.01	-16.80	9.7	3.25	3.7
SCUT4	SLD-ENVE	Combination	Max	3.99	8.31	6.82	9.7	3.25	3.7
SCUT4	SLD-ENVE	Combination	Min	0.74	4.97	-35.89	9.7	3.25	3.7

7.2.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano le sole verifiche per flessione M2 (armature in dir. x), essendo questa la più sfavorevole.

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	12.1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	150	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	48.68	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	156994765.2	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.76	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	117.23	[MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	11.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	200	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	150	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	48.68	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	156994765.2	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.46	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	107.94	[MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.2.2.3 Verifiche di fessurazione

In accordo a quanto previsto dalla EN 1992-3:2006 par. 7.3.1 e dalla EN 1998-4:2006 par. 4.5.1.1, le pareti del serbatoio sono verificate nei confronti della fessurazione assumendo una Classe di Tenuta 1, ovvero limitando l'apertura delle fessure in comb. quasi permanente ed allo SLD a w_{k1} , di seguito calcolato.

Limite ampiezza di fessurazione - Eurocodice 2

Altezza del liquido	h_D	295	cm
Spessore della parete	h	30	cm
Rapporto pressione idrostatica/spessore parete	h_D/h	9.83	
Ampiezza massima fessure - Classe Tenuta 1	w_{k1}	0.18	mm

Inoltre, per garantire che le fessure non attraversino l'intero spessore della sezione, la profondità della zona compressa deve risultare non inferiore al minimo tra 50 mm e 0.2 h, essendo h lo spessore dell'elemento.

Si riportano le sole verifiche per flessione M2 (armature in dir. x), essendo questa la più sfavorevole.

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	150 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	770 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	770 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	235 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	11.15 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	48.68 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	107.94 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	50.4393455 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	50439.3455 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01526 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000143 [-] 0.000324 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	291.97 [mm] 291.97 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0945 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure – Combinazione Sismica SLD		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	8.3 [kNm]
Durata del carico		breve [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	48.68 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	80.35 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.6 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	50.4393455 [mm]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	50439.3455	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01526	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000193	[-]
		0.000241	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	291.97	[mm]
		291.97	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0704	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18	[mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore al limite imposto.

7.3 PARETI SERBATOIO LATO LUNGO

Le pareti disposte sul lato lungo della vasca, aventi spessore pari a 30 cm, hanno larghezza netta di 9.40 m e altezza netta di 3.27 m.

7.3.1 Verifiche allo SLU

7.3.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1165	1165	1192	SLU1	M11,des	Pos	20.6			
1179	1179	1202	SLU1	M11,des	Neg	-8.2			
1188	1188	941	SLU1	M22,des	Pos		27.4		
1121	1121	1160	SLU1	M22,des	Neg		-22.5		
1101	1101	1138	SLU1	V13	Max			24.2	
1149	1149	1183	SLU1	V13	Min			-24.2	
1188	1188	1216	SLU1	V23	Max				41.9
1212	1212	1240	SLU1	V23	Min				-11.6

7.3.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1166	1166	1192	SLV1_-x	M11,des	Pos	24.0			
1110	1110	1148	SLV2_-y	M11,des	Neg	-10.1			
1188	1188	941	SLV1_+y	M22,des	Pos		42.9		
1125	1125	1160	SLV2_-y	M22,des	Neg		-25.6		
1101	1101	1138	SLV2_-y	V13	Max			29.3	
1166	1166	1192	SLV2_+y	V13	Min			-29.3	
1188	1188	1216	SLV1_+y	V23	Max				56.7
1212	1212	1240	SLV2_+x	V23	Min				-23.0

7.3.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto a quella in condizioni sismiche.

7.3.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico M_{yd} , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e quella dell'acciaio a $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$.

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti $\sigma_c < f_{cd}$ e $\sigma_s < f_{yd}$.

La sezione è armata a flessione con $\Phi 14/20$ cm verticali ed orizzontali.

Flessione verticale

Sollecitazioni

Momento flettente	M	42.9	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{s1} =$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{t1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.55	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	245.7	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	6.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248091	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	48902.3	cm ⁴	

Flessione orizzontale

Sollecitazioni

Momento flettente	M	24	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{s1} =$ 7 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $C_{t1} =$ 7 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.57	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	145.5	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	6.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	241683	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	42494.6	cm ⁴	

7.3.1.5 Verifica a taglio

Si considera un'armatura trasversale a taglio costituita da legature $\Phi 10$ disposte con maglia 40x40 cm.

Taglio su sezione verticale

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
Tipo	C28/35	V_{Ed}	kN 56.7
R_{ck}	35 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
f_{ck}	29.1 N/mm ²	Armatura a taglio	
γ_c	1.50	Diametro	mm 10
α_{cc}	0.85	Numero barre	2.5
f_{cd}	16.5 N/mm ²	A_{sw}	cm ² 1.96
Acciaio		Passo s	cm 40
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	° 90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale	
γ_s	1.15	n_1	-
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm -
		n_2	-
		\varnothing_2	mm -
		A_{sl}	cm ² -
		Sezione	
		b_w	cm 100
		H	cm 30
		c	cm 5
		d	cm 25
		k	N/mm ² 1.89
		V_{min}	N/mm ² 0.49
		ρ	0.0000
		σ_{cp}	N/mm ² 0.00
		α_c	1.00
		Resistenza senza armatura a taglio	
		V_{Rd}	kN 123.0
		Resistenza con armatura a taglio	
		Inclinazione puntone θ	° 33.7
		V_{RSd}	kN 65
		V_{RCd}	kN 855
		V_{Rd}	kN 64.8
cotg θ			1.5

$$V_{Rd} = 123.0 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 56.7 \text{ kNm}$$

$$S/R = 56.7/123.0 = 0.46 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

Taglio su sezione orizzontale

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto alla precedente.

7.3.2 Verifiche allo SLE

7.3.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica, quasi permanente, e sismica allo SLD.

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1165	1165	1192	RARA1	M11,des	Pos	15.6	
1178	1178	1202	RARA1	M11,des	Neg	-6.2	
1188	1188	941	RARA1	M22,des	Pos		20.7
1121	1121	1160	RARA1	M22,des	Neg		-16.7

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1165	1165	1192	QPERM1	M11,des	Pos	15.3	
1178	1178	1202	QPERM1	M11,des	Neg	-6.0	
1188	1188	941	QPERM1	M22,des	Pos		20.3
1121	1121	1160	QPERM1	M22,des	Neg		-16.2

	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1166	1166	1192	SLD-ENVE	M11,des	Pos	14.3	
1110	1110	1148	SLD-ENVE	M11,des	Neg	-6.0	
1188	1188	941	SLD-ENVE	M22,des	Pos		25.5
1125	1125	1160	SLD-ENVE	M22,des	Neg		-15.2

7.3.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano le sole verifiche per flessione verticale, essendo questa più sfavorevole.

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20.7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63.28 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	489022347.9 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.68 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	118.55 [MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20.3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63.28	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	489022347.9	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.63	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	116.26	[MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.3.2.3 Verifiche di fessurazione

In accordo a quanto previsto dalla EN 1992-3:2006 par. 7.3.1 e dalla EN 1998-4:2006 par. 4.5.1.1, le pareti del serbatoio sono verificate nei confronti della fessurazione assumendo una Classe di Tenuta 1, ovvero limitando l'apertura delle fessure in comb. quasi permanente ed allo SLD a w_{k1} , di seguito calcolato.

Limite ampiezza di fessurazione - Eurocodice 2

Altezza del liquido	h_D	295	cm
Spessore della parete	h	30	cm
Rapporto pressione idrostatica/spessore parete	h_D/h	9.83	
Ampiezza massima fessure - Classe Tenuta 1	w_{k1}	0.18	mm

Inoltre, per garantire che le fessure non attraversino l'intero spessore della sezione, la profondità della zona compressa deve risultare non inferiore al minimo tra 50 mm e 0.2 h, essendo h lo spessore dell'elemento.

Si riportano le sole verifiche per flessione verticale, essendo questa più sfavorevole.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	235	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	20.3	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	116.26	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9055949	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.5949	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000020	[-]
		0.000349	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	379.99	[mm]
		379.99	[mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0.1325	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0.18	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Sismica SLD			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	25.5	[kNm]
Durata del carico		breve	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	146.04	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9055949	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.5949	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000172	[-]
		0.000438	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	379.99 [mm]
		379.99 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1665 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18 [mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore al limite imposto.

7.4 PARETI SERBATOIO LATO CORTO

Le pareti disposte sul lato corto della vasca, aventi spessore pari a 30 cm, hanno larghezza netta di 3.60 m e altezza netta di 3.27 m.

7.4.1 Verifiche allo SLU

7.4.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1231	1231	1138	SLU1	M11,des	Pos	20.6			
1239	1239	1252	SLU1	M11,des	Neg	-10.9			
1261	1261	1188	SLU1	M22,des	Pos		21.7		
1284	1284	1130	SLU1	M22,des	Neg		-55.6		
1251	1251	1260	SLU1	V13	Max			28.4	
1231	1231	1138	SLU1	V13	Min			-28.5	
1284	1284	1266	SLU1	V23	Max				82.1
1266	1266	1265	SLU1	V23	Min				-23.3

7.4.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
1250	1250	1192	SLV1_-x	M11,des	Pos	24.0			
1239	1239	1253	SLV2_-x	M11,des	Neg	-15.5			
1279	1279	3	SLV1_+y	M22,des	Pos		52.4		
1284	1284	1130	SLV1_-x	M22,des	Neg		-47.6		
1250	1250	1260	SLV1_-x	V13	Max			36.8	
1230	1230	1138	SLV2_-x	V13	Min			-36.8	
1279	1279	3	SLV1_+y	V23	Max				79.5
1259	1259	2	SLV2_+y	V23	Min				-49.8

7.4.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente M_{Rd} della sezione allo SLU.

La sezione è armata a flessione con $\Phi 14/20$ cm verticali ed orizzontali.

Flessione verticale

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	5
2	7.70	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 75.41 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 18.83 ‰
 d 25 cm
 x 3.919 x/d 0.1568
 δ 0.7

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$M_{Rd} = 75.4 \text{ kNm} > M_{Sd} = 55.6 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verificato}$

Flessione orizzontale

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	6.5
2	7.70	23.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 75.38 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 14.44 ‰
 d 23.5 cm
 x 4.585 x/d 0.1951
 δ 0.7

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$M_{Rd} = 75.4 \text{ kNm} > M_{Sd} = 20.6 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verificato}$

7.4.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

Dovendo restare la sezione in campo sostanzialmente elastico, si conduce la verifica in termini tensionali controllando che risulti $\sigma_c < f_{cd}$ e $\sigma_s < f_{yd}$.

Flessione verticale

Sollecitazioni

Momento flettente	M	52.4	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $c_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6.78	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	300.1	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	6.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248091	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	48902.3	cm ⁴	

Flessione orizzontale

Sollecitazioni

Momento flettente	M	24	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	16.5	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	7.70	cm ² 5 Ø 14 $c_{s1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	7.70	cm ² 5 Ø 14 $c_{i1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.57	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	145.5	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	6.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3231	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	241683	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	42494.6	cm ⁴	

7.4.1.5 Verifica a taglio

Si considera un'armatura trasversale a taglio costituita da legature $\Phi 10$ disposte con maglia 40x40 cm.

Taglio su sezione verticale

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
Tipo	C28/35	V_{Ed}	kN 82.1
R_{ck}	35 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
f_{ck}	29.1 N/mm ²	Armatura a taglio	
γ_c	1.50	Diametro	mm 10
α_{cc}	0.85	Numero barre	2.5
f_{cd}	16.5 N/mm ²	A_{sw}	cm ² 1.96
Acciaio		Passo s	cm 40
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	° 90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale	
γ_s	1.15	n_1	-
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm -
		n_2	-
		\varnothing_2	mm -
		A_{sl}	cm ² -
		Sezione	
		b_w	cm 100
		H	cm 30
		c	cm 5
		d	cm 25
		k	N/mm ² 1.89
		V_{min}	N/mm ² 0.49
		ρ	0.0000
		σ_{cp}	N/mm ² 0.00
		α_c	1.00
		Resistenza senza armatura a taglio	
		V_{Rd}	kN 123.0
		Resistenza con armatura a taglio	
		Inclinazione puntone θ	° 26.6
		V_{RSd}	kN 86
		V_{RCd}	kN 741
		V_{Rd}	kN 86.4
cotg θ			2.0

$$V_{Rd} = 123.0 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 82.1 \text{ kNm}$$

$$S/R = 82.1/123.0 = 0.67 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

Taglio su sezione orizzontale

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto alla precedente.

7.4.2 Verifiche allo SLE

7.4.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica, quasi permanente, e sismica allo SLD.

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1231	1231	1138	RARA1	M11,des	Pos	15.6	
1239	1239	1252	RARA1	M11,des	Neg	-8.2	
1267	1267	979	RARA1	M22,des	Pos		15.1
1284	1284	1130	RARA1	M22,des	Neg		-38.1

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1231	1231	1138	QPERM1	M11,des	Pos	15.3	
1239	1239	1252	QPERM1	M11,des	Neg	-8.1	
1267	1267	979	QPERM1	M22,des	Pos		15.2
1284	1284	1130	QPERM1	M22,des	Neg		-34.9

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1250	1250	1192	SLD-ENVE	M11,des	Pos	14.3	
1239	1239	1253	SLD-ENVE	M11,des	Neg	-9.2	
1279	1279	3	SLD-ENVE	M22,des	Pos		31.2
1284	1284	1130	SLD-ENVE	M22,des	Neg		-28.3

7.4.2.2 Verifiche tensionali

Si riportano le sole verifiche per flessione verticale, essendo questa più sfavorevole.

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	38.1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63.28	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	489022347.9	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.93	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	218.21	[MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	34.9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	63.28	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	489022347.9	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.52	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	199.88	[MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.4.2.3 Verifiche di fessurazione

In accordo a quanto previsto dalla EN 1992-3:2006 par. 7.3.1 e dalla EN 1998-4:2006 par. 4.5.1.1, le pareti del serbatoio sono verificate nei confronti della fessurazione assumendo una Classe di Tenuta 1, ovvero limitando l'apertura delle fessure in comb. quasi permanente ed allo SLD a w_{k1} , di seguito calcolato.

Limite ampiezza di fessurazione - Eurocodice 2

Altezza del liquido	h_D	295	cm
Spessore della parete	h	30	cm
Rapporto pressione idrostatica/spessore parete	h_D/h	9.83	
Ampiezza massima fessure - Classe Tenuta 1	w_{k1}	0.18	mm

Inoltre, per garantire che le fessure non attraversino l'intero spessore della sezione, la profondità della zona compressa deve risultare non inferiore al minimo tra 50 mm e 0.2 h, essendo h lo spessore dell'elemento.

Si riportano le sole verifiche per flessione verticale, essendo questa più sfavorevole.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	235	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	34.9	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	199.88	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9055949	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.5949	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000398	[-]
		0.000600	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	379.99	[mm]
		379.99	[mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0.2279	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0.18	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Sismica SLD			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	28.3	[kNm]
Durata del carico		breve	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	162.08	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9055949	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.5949	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000092	[-]
		0.000486	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	379.99 [mm]
		379.99 [mm]
Ampiezza delle fessure	W_k	0.1848 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	W_{max}	0.18 [mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta superiore al limite imposto.

Tuttavia, il momento sollecitante massimo considerato nella verifica, pari a 34.9 kNm, è un valore puntuale in corrispondenza di un nodo della mesh (nodo 884, shell 1262), e dunque sicuramente più elevato di quello che effettivamente agisce sulla parete. Si procede pertanto ricalcolando un momento sollecitante mediato su una sezione di larghezza 1.30 m (*section cut* nella figura a seguire) effettuata in corrispondenza del valore di picco prima considerato.

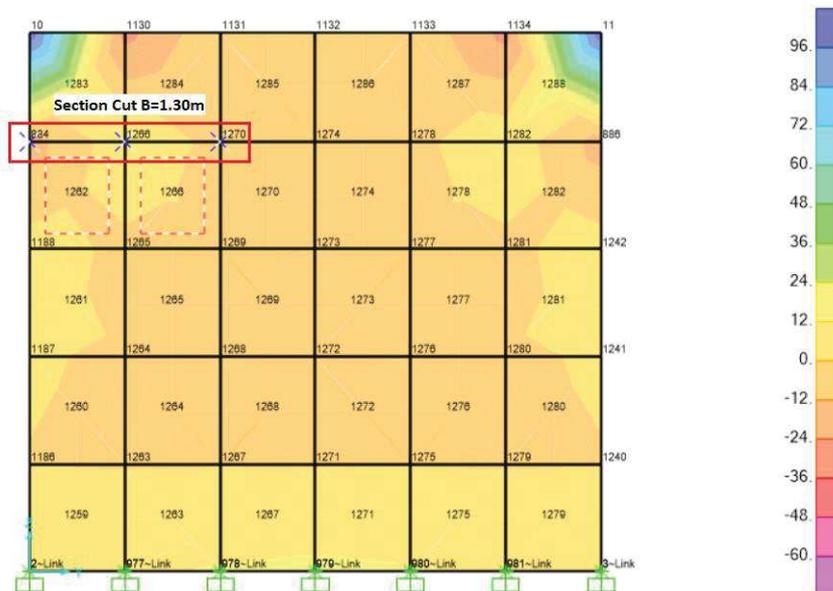


Figura 17: Section cut per verifica a fessurazione

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M1	M2	M3	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SCUT1	QPERM1	Combination		-0.10	-14.94	5.60	9.7	1.3	3.7

Si riporta di seguito la nuova verifica a fessurazione con $M_{sd} = 14.94/1.3 = 11.5$ kNm.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	235	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	11.5	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	63.28	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	65.86	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	78.9055949	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	78905.5949	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00975	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000272	[-]
		0.000198	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	379.99	[mm]
		379.99	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0751	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18	[mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore al limite imposto.

7.5 PLATEA SERBATOIO

La platea di fondazione del serbatoio ha spessore pari a 70 cm e dimensioni in pianta di 4.2x10.0 m.

Lo spessore si riduce a 30 cm in corrispondenza di un ribassamento in corrispondenza del passaggio delle tubazioni delle pompe dal locale tecnico al serbatoio. Tale sezione ribassata sarà oggetto di verifica al par. 7.7.

7.5.1 Verifiche allo SLU

7.5.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
965	965	980	SLU1	M11,des	Pos	74.6			
898	898	903	SLU1	M11,des	Neg	-50.6			
900	900	899	SLU3	M22,des	Pos		6.1		
916	916	924	SLU1	M22,des	Neg		-103.8		
892	892	894	SLU1	V13	Max			44.6	
966	966	975	SLU1	V13	Min			-49.6	
913	913	914	SLU1	V23	Max				66.6
912	912	912	SLU1	V23	Min				-66.9

7.5.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
966	966	3	SLV1_+y	M11,des	Pos	260.3			
961	961	2	SLV2_+y	M11,des	Neg	-163.8			
962	962	978	SLV1_+y	M22,des	Pos		20.8		
922	922	925	SLV2_+y	M22,des	Neg		-90.6		
961	961	970	SLV2_+y	V13	Max			114.0	
966	966	975	SLV1_+y	V13	Min			-184.3	
907	907	907	SLV2_-x	V23	Max				63.3
912	912	912	SLV1_-x	V23	Min				-63.4

7.5.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto a quella in condizioni sismiche.

7.5.1.4 Verifiche a flessione in condizioni sismiche

Armatura in dir. x

La sezione è armata con 5Φ18 superiori ed inferiori.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	260.3	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R _{ck}	30	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{camm}	14.1	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ _{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	70	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	12.72	cm ² 5 Ø 18 c _{s1} = 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS ₂ '	0.00	cm ² Ø c _{s2} = cm
Armatura tesa (2° strato)	AS ₂	0.00	cm ² Ø c _{t2} = cm
Armatura tesa (1° strato)	AS ₁	12.72	cm ² 5 Ø 18 c _{t1} = 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	5.61	N/mm ² < σ _{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	337.7	N/mm ² < σ _{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	13.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	7382	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	3201866	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	601509	cm ⁴	

Armatura in dir. y

La sezione è armata con 5Φ18 superiori ed inferiori.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	90.6	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R _{ck}	30	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{camm}	14.1	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ _{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	70	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	12.72	cm ² 5 Ø 18 c _{s1} = 7 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS ₂ '	0.00	cm ² Ø c _{s2} = cm
Armatura tesa (2° strato)	AS ₂	0.00	cm ² Ø c _{t2} = cm
Armatura tesa (1° strato)	AS ₁	12.72	cm ² 5 Ø 18 c _{t1} = 7 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	2.07	N/mm ² < σ _{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	120.9	N/mm ² < σ _{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm	
Posizione asse neutro	y	13.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	7382	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	3168372	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	568015	cm ⁴	

7.5.1.5 Verifica a taglio

La verifica è di seguito condotta considerando legature $\Phi 12$ disposte con maglia 40x40 cm quale armatura trasversale a taglio.

Armatura a taglio		
Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale		
n_1		-
\varnothing_1	mm	-
n_2		-
\varnothing_2	mm	-
Asl	cm ²	-

Sezione		
b_w	cm	100
H	cm	70
c	cm	5
d	cm	65
k	N/mm ²	1.55
v_{min}	N/mm ²	0.37
ρ		0.0000
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio		
V_{Rd}	kN	237.7

Resistenza con armatura a taglio		
Inclinazione puntone θ	°	26.6
V_{RSd}	kN	225
V_{RCd}	kN	1926
V_{Rd}	kN	224.7

$$V_{Rd} = 237.7 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 184.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 184.3/237.7 = 0.78 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

7.5.2 Verifiche allo SLE

7.5.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica, quasi permanente, e sismica allo SLD.

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
965	965	980	RARA1	M11,des	Pos	55.1	
898	898	903	RARA1	M11,des	Neg	-38.3	
900	900	899	RARA3	M22,des	Pos		4.7
916	916	924	RARA1	M22,des	Neg		-77.3

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
965	965	980	QPERM1	M11,des	Pos	53.4	
898	898	903	QPERM1	M11,des	Neg	-37.6	
900	900	899	QPERM3	M22,des	Pos		4.7
916	916	924	QPERM1	M22,des	Neg		-75.1

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
966	966	3	SLD-ENVE	M11,des	Pos	154.9	

961	961	2	SLD-ENVE	M11,des	Neg	-97.5	
962	962	978	SLD-ENVE	M22,des	Pos		12.4
922	922	925	SLD-ENVE	M22,des	Neg		-53.9

7.5.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	55.1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	650	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1272	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1272	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	129.69	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6015069806	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.19	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	71.49	[MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	53.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	700	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	650	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1272	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1272	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	129.69	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6015069806	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.15	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69.29	[MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.5.2.3 Verifiche di fessurazione

In accordo a quanto previsto dalla EN 1992-3:2006 par. 7.3.1 e dalla EN 1998-4:2006 par. 4.5.1.1, le pareti del serbatoio sono verificate nei confronti della fessurazione assumendo una Classe di Tenuta 1, ovvero limitando l'apertura delle fessure in comb. quasi permanente ed allo SLD a w_{k1} , di seguito calcolato.

Limite ampiezza di fessurazione - Eurocodice 2

Altezza del liquido	h_D	295	cm
Spessore della parete	h	30	cm
Rapporto pressione idrostatica/spessore parete	h_D/h	9.83	
Ampiezza massima fessure - Classe Tenuta 1	w_{k1}	0.18	mm

Inoltre, per garantire che le fessure non attraversino l'intero spessore della sezione, la profondità della zona compressa deve risultare non inferiore al minimo tra 50 mm e 0.2 h, essendo h lo spessore dell'elemento.

Si riportano le sole verifiche per momento flettente M11, essendo questa la direzione di sollecitazione più sfavorevole.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	650 [mm]
Area dell'armatura tesa	As	1272 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	1272 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	245 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	53.4 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129.69 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	69.29 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01018 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0.000190 [-]
		0.000208 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	436.63 [mm]
		436.63 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0908 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Sismica SLD		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,req.}	154.9 [kNm]
Durata del carico		breve [-]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	129.69	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	200.99	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01018	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000200	[-]
		0.000603	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	436.63	[mm]
		436.63	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2633	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18	[mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta superiore al limite imposto in combinazione sismica allo SLD.

Tuttavia, il momento sollecitante considerato nella verifica, pari a 154.9 kNm, è un valore puntuale in corrispondenza di un nodo della mesh (nodo 3, shell 966), e dunque sicuramente più elevato di quello che effettivamente agisce sulla platea. Si procede pertanto ricalcolando un momento sollecitante mediato su una sezione di larghezza 1.30 m (*section cut* nella figura a seguire) effettuata in corrispondenza del valore di picco prima considerato.



Figura 18: Section cut per verifica a fessurazione

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
965	965	Shell-Thick	980	SLD-ENVE	Combination	Max	87.58	12.29	0.00	31.01	24.99
965	965	Shell-Thick	981	SLD-ENVE	Combination	Max	119.41	4.45	0.00	31.01	24.99
966	966	Shell-Thick	981	SLD-ENVE	Combination	Max	130.84	11.05	0.00	67.34	13.11
966	966	Shell-Thick	3	SLD-ENVE	Combination	Max	154.86	4.64	0.00	67.34	13.11
							SCUT3	123.17			

Si riporta di seguito la nuova verifica a fessurazione con $M_{Sd,SLD} = 123.2$ kNm e considerando un'armatura infittita a 5+5Φ18 superiori ed inferiori.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Sismica SLD		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	123.2 [kNm]
Durata del carico		breve [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	167.11 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	81.28 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0.6 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02036 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000021 [-]
		0.000244 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	286.31 [mm]
		286.31 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0698 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18 [mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore al limite imposto.

7.6 PLATEA LOCALE TECNICO

La platea di fondazione del locale tecnico (locale pompe) ha spessore pari a 60 cm e dimensioni in pianta di 4.20x5.90 m.

Lo spessore si riduce a 30 cm in corrispondenza di un ribassamento in corrispondenza del passaggio delle tubazioni delle pompe dal locale tecnico al serbatoio. Tale sezione ribassata sarà oggetto di verifica al par. 7.7.

7.6.1 Verifiche allo SLU

7.6.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
972	972	3	SLU1	M11,des	Pos	95.9			
1008	1008	1023	SLU1	M11,des	Neg	-101.6			
1014	1014	1030	SLU1	M22,des	Pos		13.9		
1018	1018	1038	SLU1	M22,des	Neg		-127.9		
968	968	977	SLU1	V13	Max			91.8	
1014	1014	1029	SLU1	V13	Min			-85.6	
1015	1015	5	SLU1	V23	Max				99.4
1020	1020	1035	SLU1	V23	Min				-99.6

7.6.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
972	972	3	SLV1_+y	M11,des	Pos	348.6			
967	967	2	SLV2_+y	M11,des	Neg	-209.5			
1009	1009	5	SLV2_+y	M22,des	Pos		78.8		
1019	1019	1039	SLV1_+y	M22,des	Neg		-160.6		
972	972	981	SLV1_+y	V13	Max			184.5	
1014	1014	1029	SLV1_+y	V13	Min			-76.9	
1015	1015	5	SLV1_-y	V23	Max				86.7
1020	1020	1035	SLV1_+y	V23	Min				-86.8

7.6.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto a quella in condizioni sismiche.

7.6.1.4 Verifiche a flessione in condizioni sismiche

Armatura in dir. x

Il momento resistente "elastico" della sezione armata con 5Φ16 superiori ed inferiori risulta:

$$M_{Rd} = 200.4 \text{ kN}$$

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	55

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 1.86 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

M_{xRd} 200.4 kN m
 σ_c -5.859 N/mm²
 σ_s 390.6 N/mm²
 ε_c 0.4683 ‰
 ε_s 1.86 ‰
 d 55 cm
 x 11.06 x/d 0.2011
 δ 0.7

Tale momento resistente copre quello sollecitante sulla quasi totalità della platea ad eccezione della zona prossima alla parete del serbatoio, come mostrato nella figura seguente (Contour Range per momento M11).

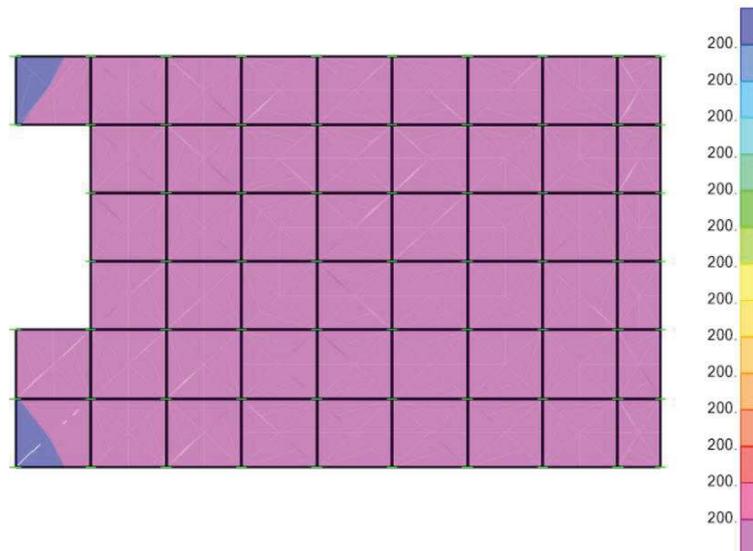


Figura 19: Momento flettente M11 (Contour Range con $M_{Rd} = 200$ kNm)

In queste zone si prevede quindi un inaffittimento dell'armatura a 5+5Φ16, cui corrisponde un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 392.9 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 348.6 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	5
2	20.11	55

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 1.86 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 392.9 kNm
 σ_c -7.83 N/mm²
 σ_s 390.6 N/mm²
 ϵ_c 0.6622 ‰
 ϵ_s 1.86 ‰
 d 55 cm
 x 14.44 x/d 0.2625
 δ 0.7682

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

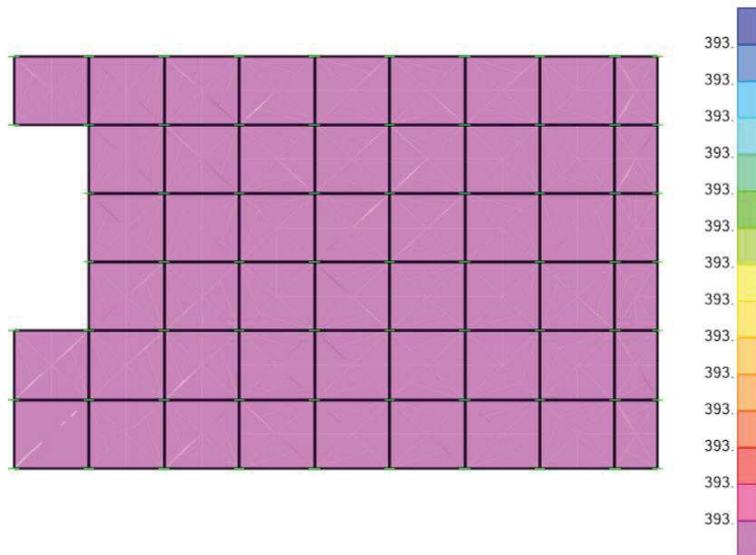


Figura 20: Momento flettente M11 (Contour Range con $M_{Rd} = 393$ kNm)

Armatura in dir. y

Il momento resistente "elastico" della sezione armata con 5 Φ 16 superiori ed inferiori risulta:

$M_{Rd} = 194.0$ kN

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	6.5
2	10.05	53.5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 1.86 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 194 kNm
 σ_c -6.045 N/mm²
 σ_s 390.6 N/mm²
 ϵ_c 0.4856 ‰
 ϵ_s 1.86 ‰
 d 53.5 cm
 x 11.08 x/d 0.207
 δ 0.7

Tale momento resistente copre quello sollecitante sulla totalità della platea, come mostrato nella figura seguente (Contour Range per momento M22).

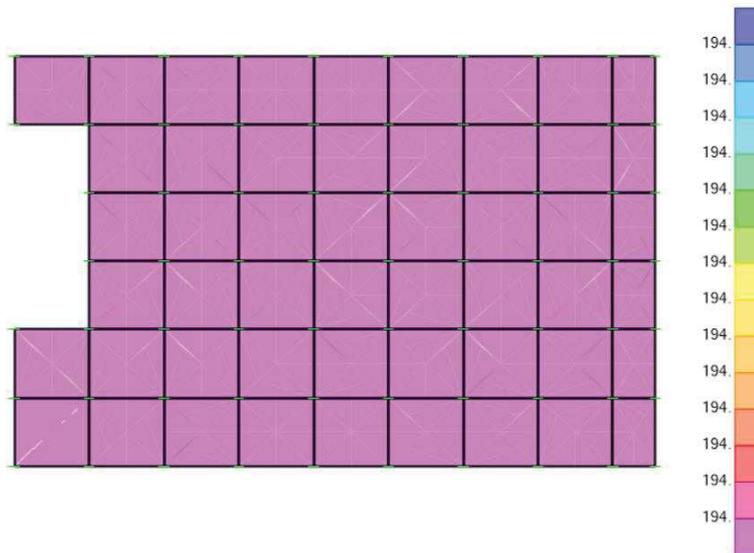


Figura 21: Momento flettente M22 (Contour Range con $M_{Rd} = 194$ kNm)

7.6.1.5 Verifica a taglio

La verifica è di seguito condotta considerando legature $\Phi 12$ disposte con maglia 40x40 cm quale armatura trasversale a taglio.

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		-
\varnothing_1	mm	-
n_2		-
\varnothing_2	mm	-
Asl	cm ²	-

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	60
c	cm	5
d	cm	55
k	N/mm ²	1.60
v_{min}	N/mm ²	0.38
ρ		0.0000
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	210.6
----------	----	-------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	26.6
V_{RSd}	kN	190
V_{RCd}	kN	1630
V_{Rd}	kN	190.2

$$V_{Rd} = 210.6 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 184.5 \text{ kNm}$$

$$S/R = 184.5/210.6 = 0.87 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

7.6.2 Verifiche allo SLE

7.6.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e la quasi permanente.

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
972	972	3	RARA1	M11,des	Pos	72.0	
1008	1008	1023	RARA1	M11,des	Neg	-71.8	
1014	1014	1030	RARA1	M22,des	Pos		9.6
1018	1018	1038	RARA1	M22,des	Neg		-89.3

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
972	972	3	QPERM1	M11,des	Pos	70.4	
1008	1008	1023	QPERM1	M11,des	Neg	-67.7	
1014	1014	1030	QPERM1	M22,des	Pos		8.9
1018	1018	1038	QPERM1	M22,des	Neg		-83.4

7.6.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	72.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	535	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	107.70	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3197225192	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.43	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	144.34	[MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	70.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	65	[-]
Altezza utile della sezione	d'	535	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	107.70	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3197225192	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.37	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	141.13	[MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.6.2.3 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono eseguite per condizioni ambientali ordinarie, considerando, a favore di sicurezza, la combinazione rara in luogo delle frequente.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	65	[mm]
Altezza utile della sezione	d	535	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1005	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	240	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	70.4	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	107.70	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	141.13	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	162.5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	162500	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00619	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000156	[-]
		0.000423	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	575.67	[mm]
		575.67	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2437	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	72	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	107.70	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	144.34	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	162.5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	162500	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.00619	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000140	[-]
		0.000433	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	575.67 [mm]
		575.67 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2493 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore ai limiti imposti dalla normativa.

7.7 RIBASSAMENTI PLATEA

Si prende in esame la porzione di platea ribassata, avente spessore di 30 cm, quotata nella successiva figura.

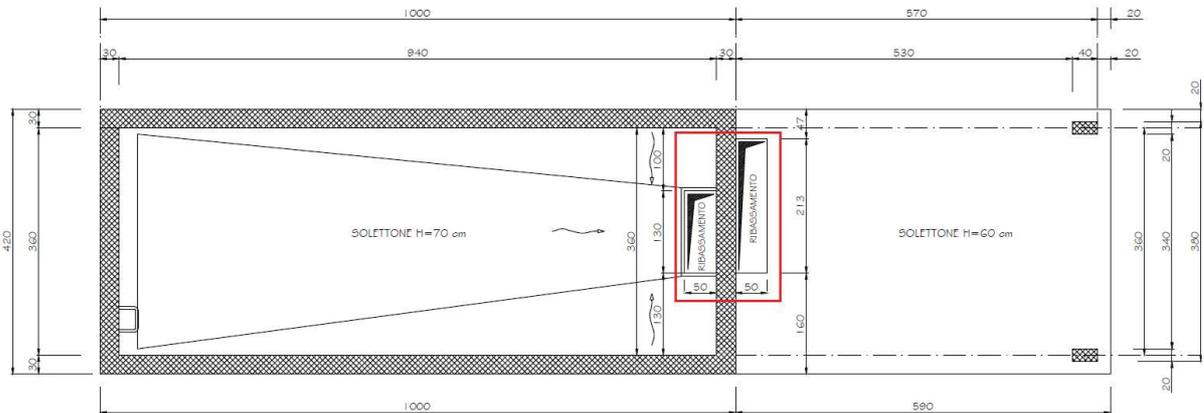


Figura 22: Vista in pianta ribassamenti platea

Per ricavare le caratteristiche di sollecitazione si definiscono sugli elementi shell in corrispondenza dei ribassamenti due *section cut*, di cui una parallela all'asse y e avente larghezza di 1.95 m, ed una parallela all'asse x larga 1.45 m.

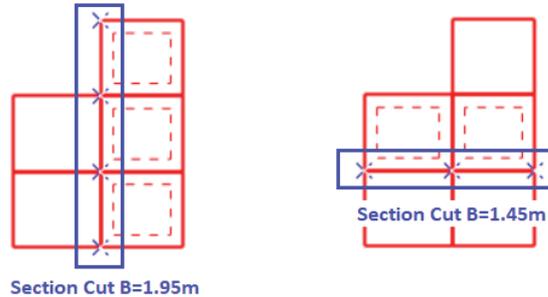


Figura 23: Section Cut 6 e 7 - platea ribassata

7.7.1 Verifiche allo SLU

7.7.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F3	M1	M2	M3	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SCUT6	SLU1	Combination		-164.46	2.27	177.16	-0.04	9.7	2.275	0
SCUT6	SLU2	Combination		-126.92	2.44	142.20	-0.03	9.7	2.275	0
SCUT6	SLU3	Combination		-66.66	2.40	77.84	-0.01	9.7	2.275	0
SCUT7	SLU1	Combination		20.63	-2.52	4.72	0.01	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLU2	Combination		20.49	-1.53	4.43	0.01	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLU3	Combination		12.01	2.35	0.89	0.00	9.6867	1.95	0

7.7.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

SectionCut	OutputCase	CaseType	F3	M1	M2	M3	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SCUT6	SLV1_+x	Combination	-224.79	-37.11	322.59	-0.07	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV2_+x	Combination	-199.78	40.52	281.88	-0.06	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV1_-x	Combination	-39.46	-37.34	-23.97	0.00	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV2_-x	Combination	-14.45	40.29	-64.68	0.02	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV1_+y	Combination	-189.10	-127.76	248.79	-0.06	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV2_+y	Combination	-133.50	-127.83	144.83	-0.04	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV1_-y	Combination	-105.74	131.01	113.09	-0.01	9.7	2.275	0
SCUT6	SLV2_-y	Combination	-50.14	130.94	9.12	0.01	9.7	2.275	0
SCUT7	SLV1_+x	Combination	38.18	-10.38	-1.53	0.02	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV2_+x	Combination	-3.42	-23.29	12.14	0.01	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV1_-x	Combination	34.16	19.13	-4.73	0.00	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV2_-x	Combination	-7.44	6.23	8.94	-0.01	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV1_+y	Combination	85.30	15.01	-18.60	0.03	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV2_+y	Combination	84.09	23.86	-19.56	0.02	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV1_-y	Combination	-53.35	-28.02	26.97	-0.01	9.6867	1.95	0
SCUT7	SLV2_-y	Combination	-54.56	-19.16	26.01	-0.02	9.6867	1.95	0

7.7.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto a quella in condizioni sismiche.

7.7.1.4 Verifiche a flessione in condizioni sismiche

Armatura in dir. x

La sezione è armata a flessione con $\Phi 16/10\text{cm}$.

$$M_{sd} = 322.6 \text{ kNm}/1.95 \text{ m} = 165.4 \text{ kNm/m}$$

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Sollecitazioni

Momento flettente	M	165.4	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	14.1	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	20.11	cm ²	10 Ø 16	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	20.11	cm ²	10 Ø 16	$C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	13.57	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	380.5	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	8.7	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3603	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	285319	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	106209	cm ⁴		

Armatura in dir. y

La sezione è armata a flessione con Ø16/20cm.

$M_{sd} = 27.0 \text{ kNm}/1.45 \text{ m} = 18.6 \text{ kNm/m}$

Sollecitazioni

Momento flettente	M	18.6	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	14.1	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	391.3	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{t1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.47	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	87.8	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	7.0	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3302	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	246790	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	52524	cm ⁴		

7.7.1.5 Verifica a taglio

La verifica è di seguito condotta considerando legature $\Phi 12$ disposte con maglia 40x40 cm quale armatura trasversale a taglio.

$$V_{sd} = 224.8 \text{ kNm} / 1.95 \text{ m} = 115.3 \text{ kNm/m}$$

Armatura a taglio		
Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale		
n_1		-
\varnothing_1	mm	-
n_2		-
\varnothing_2	mm	-
Asl	cm ²	-

Sezione		
b_w	cm	100
H	cm	30
c	cm	5
d	cm	25
k	N/mm ²	1.89
v_{min}	N/mm ²	0.49
ρ		0.0000
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio		
V_{Rd}	kN	123.0

Resistenza con armatura a taglio		
Inclinazione puntone θ	°	26.6
V_{RSd}	kN	86
V_{RCd}	kN	741
V_{Rd}	kN	86.4

$$V_{Rd} = 123.0 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 115.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 115.3/123.0 = 0.94 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

7.7.2 Verifiche allo SLE

7.7.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica, quasi permanente, e sismica allo SLD.

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT6	RARA1	Combination		1.57	131.89	-0.03
SCUT7	RARA1	Combination		-2.14	3.64	0.01

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT6	QPERM1	Combination		1.53	128.55	-0.03
SCUT7	QPERM1	Combination		-2.19	3.68	0.01

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT6	SLD-ENVE	Combination	Max	77.95	191.94	0.01
SCUT6	SLD-ENVE	Combination	Min	-76.06	-38.48	-0.04

SCUT7	SLD-ENVE	Combination	Max	14.20	16.05	0.02
SCUT7	SLD-ENVE	Combination	Min	-16.67	-11.64	-0.01

7.7.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	131.9 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1950 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	4021 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	4019 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	87.76 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2112997590 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.48 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	151.91 [MPa]

Combinazione quasi permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	128.5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1950 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	250 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	4021 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	4019 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	87.76 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2112997590 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.34 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	148.00 [MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.7.2.3 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono eseguite per condizioni ambientali ordinarie, considerando, a favore di sicurezza, la combinazione rara in luogo delle frequenti.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1950 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	4021 [mm ²]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Area dell'armatura compressa	A's	4019	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	C	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	S	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	240	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	128.5	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	87.76	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	148.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	70.7462963	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	137955.278	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02915	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000531	[-]
		0.000531	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5	[-]
	k ₃	3.4	[-]
	k ₄	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	229.31	[mm]
		229.31	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1219	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	131.9	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	87.76	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	151.91	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	70.7462963	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	137955.278	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02915	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000551	[-]
		0.000551	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00	[mm]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	229.31 [mm]
		229.31 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1263 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.18 [mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore al limite imposto.

7.8 TRAVI PORTANTI

Le travi portanti, disposte ortogonalmente all'orditura del solaio, hanno sezione trasversale 30x50 cm e luce netta di 5.30 m.

Avendo scelto di progettare con comportamento strutturale non dissipativo, le verifiche sono di seguito condotte unicamente in termini di resistenza (RES) senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e delle progettazione in capacità.

7.8.1 Verifiche allo SLU

7.8.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
4	3.04	SLU1	M3	Max	-9.6	0.6	0.0	-0.2	71.8
4	0.15	SLU1	M3	Min	-9.6	-98.0	0.0	-0.2	-69.0
3	5.45	SLU1	V2	Max	-9.4	82.9	0.0	0.1	-28.9
4	0.15	SLU1	V2	Min	-9.6	-98.0	0.0	-0.2	-69.0

7.8.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
4	3.52	SLV-ENVE	M3	Max	22.5	18.1	0.1	0.0	46.8
4	0.15	SLV-ENVE	M3	Min	-34.4	-68.6	-0.1	-0.5	-63.7
3	5.45	SLV-ENVE	V2	Max	22.6	59.2	0.1	0.3	0.7
4	0.15	SLV-ENVE	V2	Min	-34.4	-68.6	-0.1	-0.5	-63.7

7.8.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente M_{Rd} della sezione allo SLU.

La sezione è armata a flessione con 4 Φ 14 superiori ed inferiori.

$$M_{Rd} = 102.1 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 71.8 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

7.8.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico M_{yd} , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e quella dell'acciaio a $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$.

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti $\sigma_c < f_{cd}$ e $\sigma_s < f_{yd}$.

La sezione è armata a flessione con 4Φ14 superiori ed inferiori.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	6.16	5
			2	6.16	45

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezzi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 1.863 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -97.72 kNm
 σ_c -9.289 N/mm²
 σ_s 391.2 N/mm²
 ε_c 0.7121 ‰
 ε_s 1.863 ‰
 d 45 cm
 x 12.44 x/d 0.2765
 δ 0.7856

$M_{Rd} = 97.7 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 63.7 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verificato}$

7.8.1.5 Verifica a taglio

La sezione viene armata a taglio con staffe a due bracci $\Phi 8$ passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8 [mm]
Numero di braccia	n_b	2 [-]
Passo delle staffe	s	200 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	33.7 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101 [mm²]
Braccio della coppia interna	z	405 [mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.50 [-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00 [-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	119.44 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	444.94 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87 [mm²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	119.44 [kN]

$V_{Rd} = 119.4 \text{ kN} > V_{Sd,max} = 98.0 \text{ kN}$

$S/R = 98.0/119.4 = 0.82 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$

7.8.2 Verifiche allo SLE

7.8.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e quella quasi permanente.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
4	3.04	RARA1	M3	Max	-6.6	0.4	0.0	-0.1	48.9
4	0.15	RARA1	M3	Min	-6.6	-66.8	0.0	-0.2	-46.9

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
4	3.04	QPERM1	M3	Max	-6.0	0.4	0.0	-0.1	44.9
4	0.15	QPERM1	M3	Min	-6.0	-61.2	0.0	-0.2	-43.0

7.8.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	48.9 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	616 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	614 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1222699723 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.98 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	195.32 [MPa]

Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	44.9 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	450 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	616 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	614 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1222699723 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.57 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	179.34 [MPa]

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.8.2.3 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono eseguite per condizioni ambientali ordinarie considerando, a favore di sicurezza, la combinazione rara in luogo delle frequente.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	616 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	614 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	66 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	285 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	44.9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	124.41 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	179.34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _f	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	37500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01642 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000526 [-] 0.000538 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	314.94 [mm] 314.94 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1695 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	48.9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	124.41 [mm]

SCALA IN ACCIAIO - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	195.32	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	37500	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01642	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000605	[-]
		0.000605	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	14.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	314.94	[mm]
		314.94	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1907	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4	[mm]

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore ai limiti imposti dalla normativa.

7.9 PILASTRI

I pilastri hanno sezione trasversale 30x40 cm, con il lato lungo disposto nel piano delle travi portanti, e altezza netta pari a circa 3.10 m.

7.9.1 Verifiche allo SLU

7.9.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2	0.35	SLU1	M3	Max	-112.4	14.9	-1.6	-5.3	3.9
2	3.45	SLU1	M3	Min	-100.3	14.9	-1.6	-0.2	-42.4
1	0.35	SLU1	M2	Max	-112.1	14.9	1.8	5.6	3.8
2	0.35	SLU1	M2	Min	-112.4	14.9	-1.6	-5.3	3.9
2	0.35	SLU1	V2	Max	-112.4	14.9	-1.6	-5.3	3.9
1	0.35	SLU3	V2	Min	-73.0	7.2	0.8	3.3	0.1

7.9.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2	0.35	SLV-ENVE	M3	Max	-43.7	19.5	21.8	33.0	18.1
2	3.45	SLV-ENVE	M3	Min	-93.9	-1.2	-23.6	-34.5	-42.4
1	0.35	SLV-ENVE	M2	Max	-43.5	19.5	23.8	39.8	18.0
2	0.35	SLV-ENVE	M2	Min	-103.2	-1.2	-23.6	-39.6	-14.1
2	0.35	SLV-ENVE	V2	Max	-43.7	19.5	21.8	33.0	18.1
1	0.35	SLV-ENVE	V2	Min	-103.0	-1.2	-21.6	-32.8	-14.2

7.9.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

La verifica viene omessa in quanto meno gravosa di quella in condizioni sismiche.

7.9.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica è effettuata per la condizione più gravosa confrontando le sollecitazioni massime con i momenti resistenti della sezione in campo sostanzialmente elastico M_{yd} , calcolati limitando la deformazione di picco del cls compresso ad $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e quella dell'acciaio a $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$.

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti $\sigma_c < f_{cd}$ e $\sigma_s < f_{yd}$.

La sezione è armata con 12 Φ 14 ($\rho = 1.50\%$).

Comb. M2 max

Verifica C.A. S.L.U. - File: pil 30x40_asse debole

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	15
2	-20	15
3	-20	-15
4	20	-15

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-15	10
2	1.539	-5	10
3	1.539	5	10
4	1.539	15	10
5	1.539	-15	3.333
6	1.539	15	3.333

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

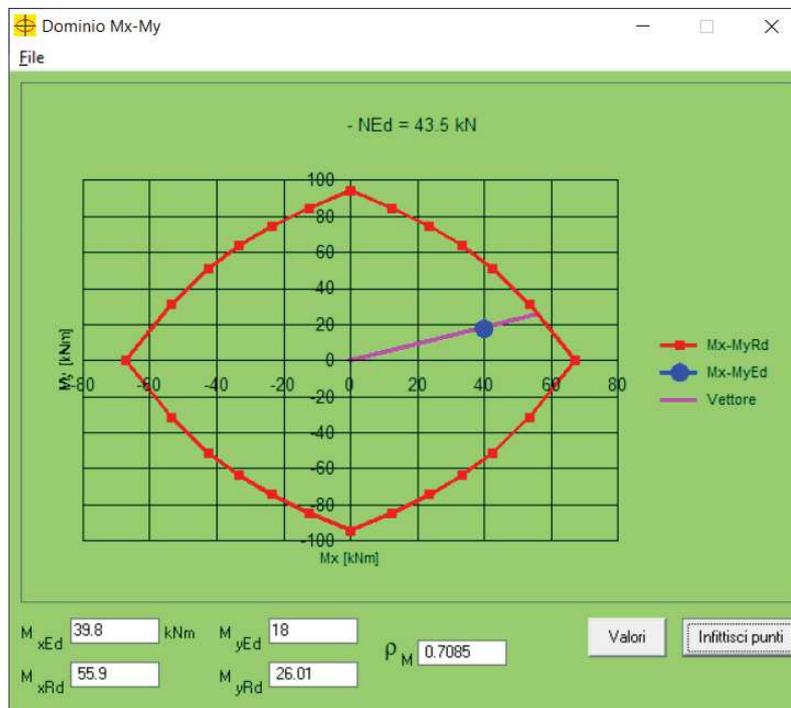
Calcola MRd

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} 1.863 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Comb. M3 min

Verifica C.A. S.L.U. - File: pil 30x40_asse forte

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	20
2	-15	20
3	-15	-20
4	15	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-10	15
2	1.539	-3.333	15
3	1.539	3.333	15
4	1.539	10	15
5	1.539	-10	5
6	1.539	10	5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 1.863 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s 210'000 N/mm ²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

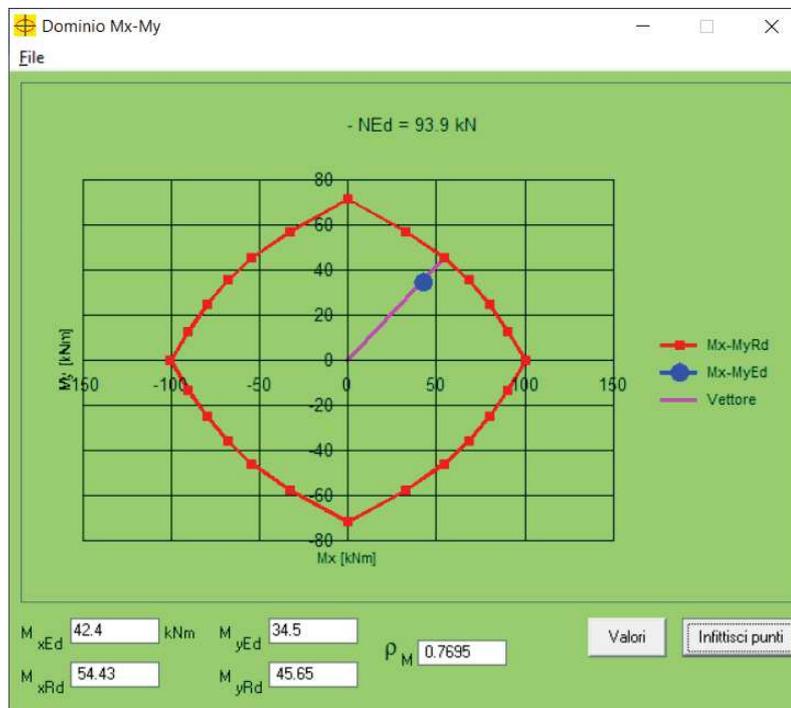
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



7.9.1.5 Verifica a taglio

La sezione viene armata a taglio con staffe a due bracci $\Phi 8$ passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

Armatura a taglio		
Diametro	mm	8
Numero barre		2
A_{sw}	cm ²	1.01
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale		
n_1		-
\varnothing_1	mm	-
n_2		-
\varnothing_2	mm	-
Asl	cm ²	-

Sezione		
b_w	cm	40
H	cm	30
c	cm	5
d	cm	25
k	N/mm ²	1.89
V_{min}	N/mm ²	0.49
ρ		0.0000
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio	
V_{Rd}	kN
	49.2

Resistenza con armatura a taglio		
Inclinazione puntone θ	°	45
V_{Rsd}	kN	44
V_{Rcd}	kN	370
V_{Rd}	kN	44.3

$$V_{Rd} = 49.2 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 19.5 \text{ kNm}$$

$$S/R = 19.5/49.2 = 0.396 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$$

7.9.2 Verifiche allo SLE

7.9.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e quella quasi permanente.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2	0.35	RARA1	M3	Max	-78.6	10.1	-1.1	-3.6	2.5
2	3.45	RARA1	M3	Min	-69.3	10.1	-1.1	-0.3	-28.9
1	0.35	RARA1	M2	Max	-78.4	10.1	1.2	3.8	2.4
2	0.35	RARA1	M2	Min	-78.6	10.1	-1.1	-3.6	2.5

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2	0.35	QPERM1	M3	Max	-73.4	9.2	-0.9	-3.3	2.0
2	3.45	QPERM1	M3	Min	-64.1	9.2	-0.9	-0.4	-26.5
1	0.35	QPERM1	M2	Max	-73.3	9.1	1.1	3.5	2.0
2	0.35	QPERM1	M2	Min	-73.4	9.2	-0.9	-3.3	2.0

7.9.2.3 Verifiche di fessurazione

La massima tensione nell'armatura in comb. caratteristica, pari a $\sigma_s = 87 \text{ N/mm}^2$, è di molto inferiore al valore minimo di 160 N/mm^2 individuato nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare per la verifica a fessurazione senza calcolo diretto; la verifica risulta quindi sicuramente soddisfatta.

8 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto allo SLO non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi sismica siano inferiori al seguente limite:

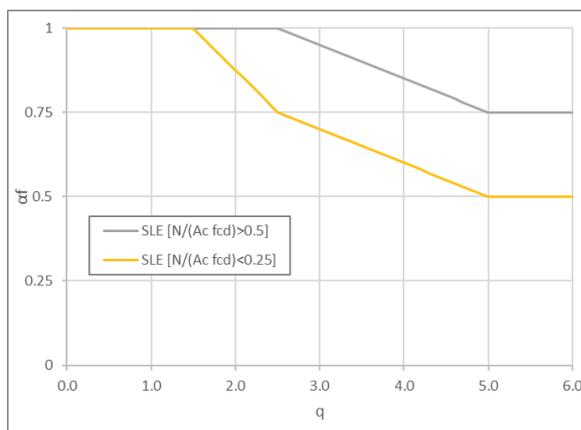
$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 h$$

dove h è l'altezza del piano.

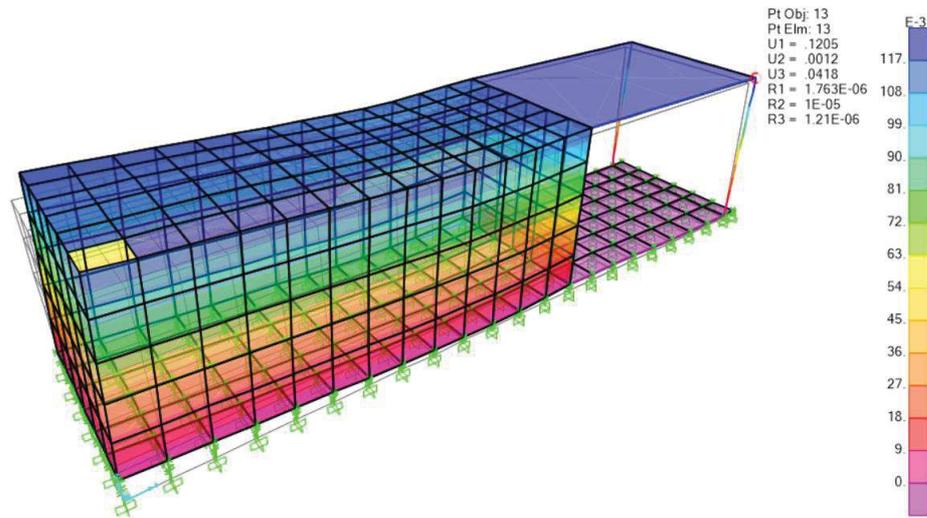
Per tenere in conto la fessurazione degli elementi in c.a., lo spostamento d_r è calcolato considerando una rigidezza allo SLE ridotta del fattore α_f definito al par. C.7.2.6 della Circolare n.7 del 2019, di seguito calcolato.

Coefficiente di fessurazione - Par. C.7.2.6 CIRC. n.7 2019

Sforzo normale in combinazione sismica	N	126	kN
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1200	cm ²
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16.5	N/mm ²
Azione assiale adimensionale	$N/A_c f_{cd}$	0.064	-
Fattore di struttura	q	1.5	-
Coefficiente di fessurazione allo SLU	$\alpha_{f,SLU}$	0.750	-
Coefficiente di fessurazione allo SLE	$\alpha_{f,SLE}$	1.000	-

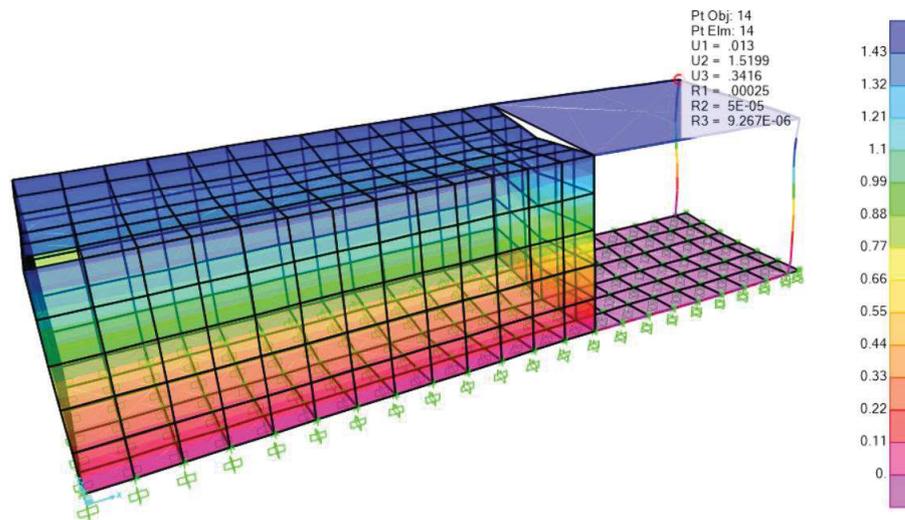


Verifica in dir. x



$d_{r,x} = 0.12 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3700 = 12.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificato}$

Verifica in dir. y



$d_{r,y} = 1.52 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3700 = 12.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificato}$

9 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Carico limite fondazioni superficiali - Formulazione di Meyerhof (1963)

Condizioni drenate, terreno non stratificato, assenza di falda

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Fattori di capacità portante per terreni

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\phi \text{ in gradi})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Fattori di capacità portante per rocce

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

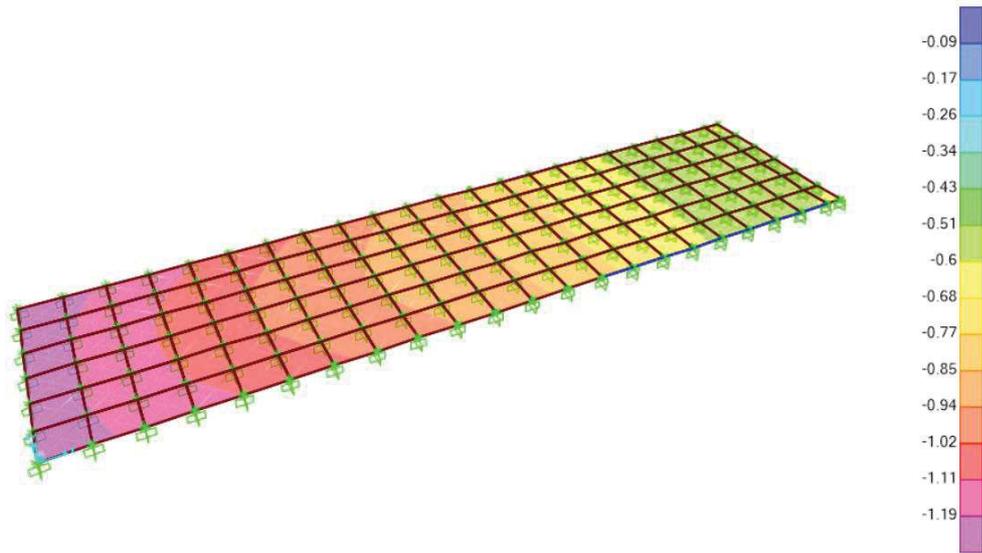
Dati di input

Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione	γ_1	1800 daN/m3
Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione	γ_2	2000 daN/m3
Angolo di attrito interno del terreno di posa	Φ	35 °
Coesione del terreno	c	0 daN/cm2
Tipologia di suolo di fondazione		terreno
Designazione qualità della roccia (solo fond. su roccia)	RQD	%
Approfondimento del piano di posa	D	0.5 m
Considerare fattori correttivi di profondità		NO
Larghezza della fondazione (lato minore)	B	4.4 m
Lunghezza della fondazione (lato maggiore)	L	16 m
Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale	θ	0 °
Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione	eB	0.73 m
Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione	eL	2.67 m

Dati di output

Dimensioni efficaci della fondazione per carico eccentrico	B'	2.933333 m
	L'	10.66667 m
Coefficiente di spinta passiva	Kp	3.69
Fattori di capacità portante secondo Meyerhof	Nc	46.124
	Nq	33.296
	N γ	37.152
Fattori correttivi di forma	sc	1.203
	sq	1.101
	s γ	1.101
Fattori correttivi di profondità	dc	1.000
	dq	1.000
	d γ	1.000
Fattori correttivi di inclinazione del carico	ic	1.000
	iq	1.000
	i γ	1.000
Contributo alla resistenza della coesione	c Nc sc dc ic	0.000 daN/cm2
Contributo alla resistenza del sovraccarico	q Nq sq dq iq	3.301 daN/cm2
Contributo alla resistenza del peso del terreno	0,5 γ_2 B' N γ s γ d γ i γ	12.004 daN/cm2
Carico limite fondazione-terreno	q _{ult}	15.30 daN/cm2
Coefficiente di sicurezza	γ_R	2.3
Carico ammissibile sul terreno	q_{amm}	6.65 daN/cm2
Costante di sottofondo alla Winkler	kw	6.03 daN/cm3

Per quanto riguarda la verifica delle pressioni sul terreno, dal modello di calcolo risulta:



$$\sigma_t = 1.25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{lim} = 6.65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \textit{Verificato}$$