

MILANOSPORT S.P.A.
CENTRO SPORTIVO SAINI
VIALE CORELLI, 136 - 20134 MILANO

PISCINA 50 M
NUOVA DISTRIBUZIONE IDRAULICA

PROGETTO ESECUTIVO



DIRETTORE TECNICO
ARCH. STEFANO PEDULLA'

R4M engineering

Progetto e D.L. strutture
ing. Massimo Panizza

R4M engineering srl
Milano - Roma

Sede di Milano via Giorgio Giulini 2 20123
t +39 02 899.190.39 f +39 02 400.434.57

mail info@r4mengineering.com
pec r4mengineering@legalmail.it
www.r4mengineering.com

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

ER01

24.05.2013

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
1.1.	NUOVA VASCA DI COMPENSO	2
1.2.	NUOVA SOLETTA FONDO VASCA	3
2.	NORMATIVA.....	3
3.	MATERIALI.....	4
3.1.	CALCESTRUZZI	4
3.2.	ACCIAIO PER C.A.....	5
4.	TERRENO	5
5.	DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	5
5.1.	VASCA DI COMPENSO	5
5.1.1.	Pesi propri e permanenti	5
5.1.2.	Sovraccarichi variabili soletta di copertura:.....	5
5.1.3.	Spinta del terreno sui muri	6
5.1.4.	Spinta idraulica.....	6
5.1.5.	Sisma	6
5.2.	SOLETTA DI FONDO PISCINA 50 M.....	6
5.2.1.	Pesi propri e permanenti	6
5.2.2.	Spinta idraulica.....	6
6.	CRITERI DI VERIFICA	7
6.1.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE	7
6.2.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE	7
6.3.	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	7
6.4.	VALORE DEI COEFFICIENTI	8
7.	SOFTWARE	9
8.	VERIFICHE VASCA DI COMPENSO	10
8.1.	SOLETTA DI COPERTURA	10
8.1.1.	Verifiche agli S.L.U.....	10
8.1.2.	Verifiche agli S.L.E.	11
8.2.	MURI	11
8.2.1.	Verifiche agli S.L.U.....	12
8.2.2.	Verifiche agli S.L.E.	12
8.3.	PLATEA DI FONDAZIONE	13
8.3.1.	Verifiche agli S.L.U.....	14
8.3.2.	Verifiche agli S.L.E.	14
8.3.3.	Verifica della capacità portante	16
9.	VERIFICA SOLETTA DI FONDO.....	17

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le seguenti opere strutturali collegate alla ristrutturazione della piscina da 50 m del Centro sportivo Saini in Viale Corelli a Milano:

- nuova vasca di compenso, interrata, adiacente alla piscina;
- nuova soletta di fondo della piscina da 50 m.

1.1. NUOVA VASCA DI COMPENSO

La nuova vasca di compenso è una struttura interrata interamente in calcestruzzo armato, costituita da:

- platea di fondazione sp. 25 cm;
- muri perimetrali sp. 25 cm;
- soletta carrabile sp. 25 cm.

La nuova struttura si colloca in prossimità di strutture esistenti le cui fondazioni sono, in parte, posizionate ad una quota più superficiale rispetto alla quota di fondo scavo prevista per la realizzazione della nuova vasca. Pertanto nella progettazione è stata posta particolare cura nella definizione delle sezioni di scavo e delle fasi di lavoro, che includono la sottomurazione di alcuni plinti interessati dagli scavi.

Si segnala inoltre che, ai fini di ridurre il carico gravante sui plinti in prossimità dell'intervento, si prescrive che la copertura scorrevole sia tenuta aperta durante tutte le lavorazioni fino al completamento dell'opera.

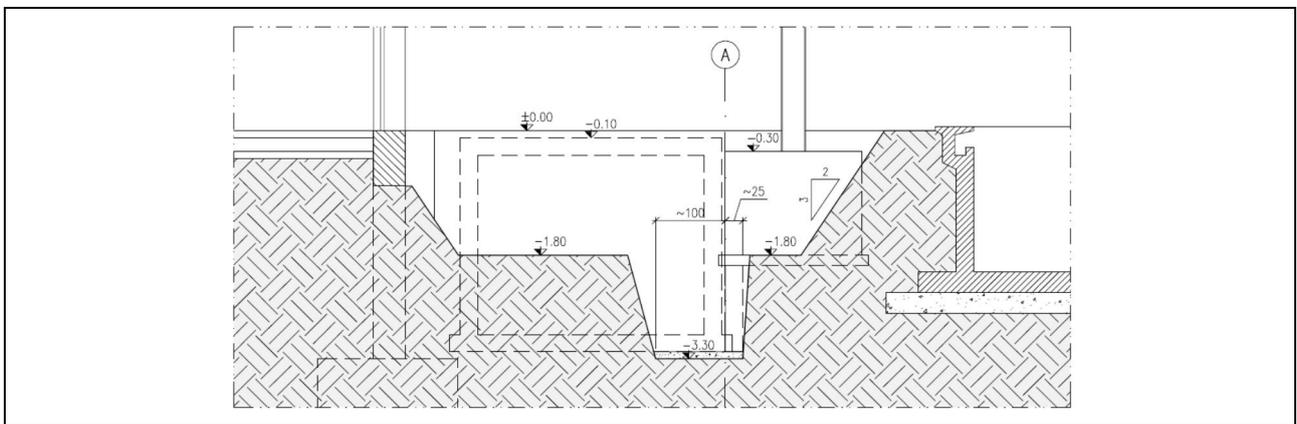


Figura 1 – Sezione rappresentativa delle fasi di scavo e della sottomurazione dei plinti esistenti.

Ai fini della definizione della classe di esposizione ambientale del calcestruzzo, è stata prevista in fase progettuale un'impermeabilizzazione integrale delle superfici interne della vasca (fondo, pareti, soffitto) in modo da non esporre il calcestruzzo all'acqua clorata e al relativo attacco chimico.

La nuova vasca dovrà essere resa comunicante con l'attuale vasca di compenso adiacente ad essa per mezzo di n. 15 tubi $\varnothing 160$ passanti nelle due pareti in calcestruzzo armato. La realizzazione dei fori nella parete esistente dovrà evitare il taglio delle armature e pertanto è necessario individuare la maglia delle armature prima di procedere alla realizzazione dei fori mediante carotatura.

1.2. NUOVA SOLETTA FONDO VASCA

Ai fini di collocare la nuova rete di adduzione della piscina da 50 m è stata adottata la soluzione di posare le tubazioni sull'attuale fondo e ricoprirle con una nuova soletta in c.a. alleggerita con casseri in plastica (iglù). La nuova soletta è prevista di altezza totale 24 cm, data da casseri (iglù) di altezza 18 cm e getto integrativo in calcestruzzo di spessore 6 cm, armato con rete elettrosaldata. Su tutto il perimetro è previsto l'inserimento di un giunto a tenuta idraulica (waterstop) e l'ancoraggio alle pareti della vasca per mezzo di barre inghisate (a passo 2 m).

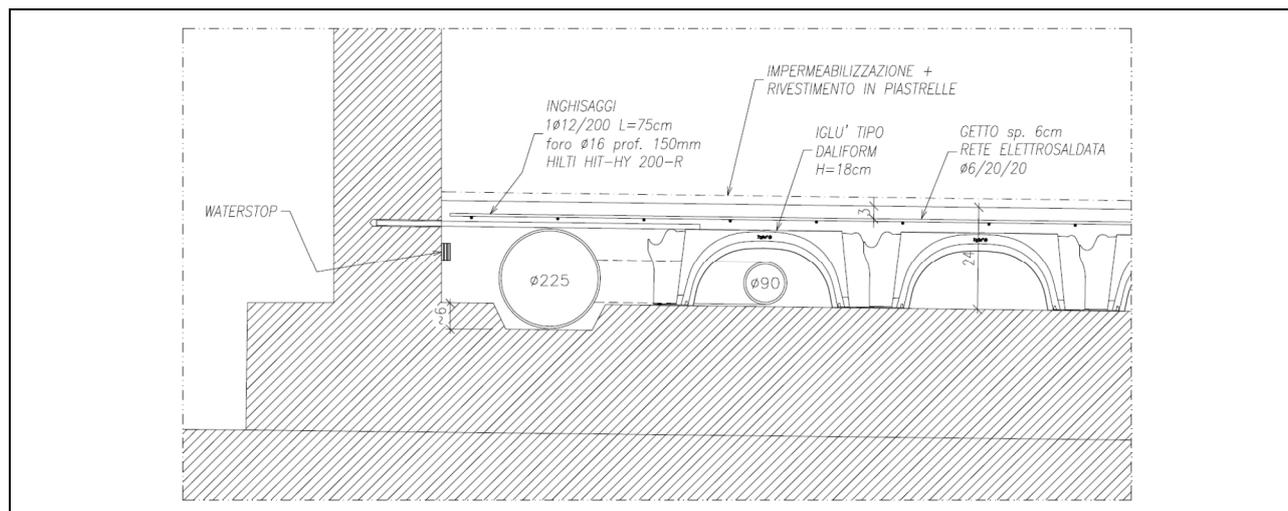


Figura 2 – Dettaglio tipologico della nuova soletta di fondo.

I casseri ad iglù di altezza 18 cm consentono il passaggio delle tubazioni di distribuzione ($\varnothing 90$), mentre per la collocazione delle tubazioni della linea e dell'anello di distribuzione e dello scarico (di diametro maggiore, fino a $\varnothing 225$) è necessario realizzare una traccia sul fondo della piscina esistente (di circa 6 cm). Si noti a tal proposito che dagli assaggi strutturali effettuati preliminarmente, è emerso che il ricoprimento delle barre di armatura dell'attuale soletta di fondo è di circa 10 cm.

2. NORMATIVA

- LEGGE 05/11/1971 n°1086:
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 14/01/2008:
Norme tecniche per le costruzioni (in seguito NTC2008)
- Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP
Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

3. MATERIALI

I materiali utilizzati sono indicati sui disegni esecutivi e sulla relazione illustrativa dei materiali, da considerarsi integrativi della presente relazione.

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti materiali, di cui si riportano le principali caratteristiche meccaniche.

3.1. CALCESTRUZZI

In Tabella 1 vengono mostrate le caratteristiche dei calcestruzzi adottati nel progetto, relativamente alle seguenti parti strutturali:

- sottofondo di fondazione in calcestruzzo magro (magrone);
- platea di fondazione e muri (vasca di compenso);
- soletta di copertura (vasca di compenso);
- getto integrativo soletta di fondo (piscina 50 m).

elemento strutturale	classe esposizione ambientale	classe resistenza a compressione	A/C max	contenuto min. di cemento (kg/m ³)	D max (mm)	classe di consistenza getto	classe di contenuto cloruri	classe resistenza cemento	copriferro minimo (mm)
Magrone	X0	C12/15	0,55	150	31,5	S2	Cl 0,20	-	-
Platea e muri	XC2	C25/30	0,55	300	31,5	S3-S4	Cl 0,20	32,5 R	30
Soletta di copertura	XC2	C25/30	0,55	300	31,5	S4	Cl 0,20	32,5 R	30
Soletta di fondo (getto integrativo)	XC2	C25/30	0,55	300	20	S3-S4	Cl 0,20	32,5 R	30

Tabella 1 - Specifiche dei calcestruzzi previsti a progetto.

La classe di esposizione ambientale dei calcestruzzi non tiene conto dell'attacco chimico dovuto all'acqua clorata in quanto è prevista l'impermeabilizzazione integrale delle superfici a contatto dell'acqua.

In Tabella 2 vengono riportati i valori delle caratteristiche meccaniche di calcolo, in funzione della classe di resistenza a compressione delle miscele adottate nel progetto:

Caratteristica	sim.	u.m.	C12/15	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	MPa	15,0	25,0
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	MPa	-	14,16
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	MPa	-	2,56
Modulo elastico medio	E_m	GPa	-	31,5

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi adottati nel progetto.

3.2. ACCIAIO PER C.A.

Per tutto l'acciaio per c.a. è prevista la classe **B450C** (ex FeB44K) controllato in stabilimento, per il quale vengono assunti i seguenti valori delle principali caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450,0 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 319,3 \text{ MPa}$

Per le reti elettrosaldate è prevista la classe **B450A**.

4. TERRENO

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno, data la modesta rilevanza della costruzione, non sono state effettuate indagini geognostiche. Per la valutazione della spinta del terreno sui muri della vasca e per la resistenza del sistema di fondazione sono stati assunti i seguenti valori:

- angolo di attrito interno: $\varphi = 26^\circ$
- peso specifico del terreno: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- costante di sottofondo (Winkler): $k = 1,00 \text{ daN/cm}^3$

5. DEFINIZIONE DEI CARICHI

5.1. VASCA DI COMPENSO

5.1.1. *Pesi propri e permanenti*

Strutture in calcestruzzo armato pieno (platea, muri, solette)

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

Sovraccarico permanente soletta:

$$g_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

5.1.2. *Sovraccarichi variabili soletta di copertura:*

Sovraccarico variabile uniformemente distribuito:

$$q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$$

o, in alternativa, carico mobile da **310 kN** (v. schema in Figura 3), oltre amplificazione dinamica (con fattore 0,4).

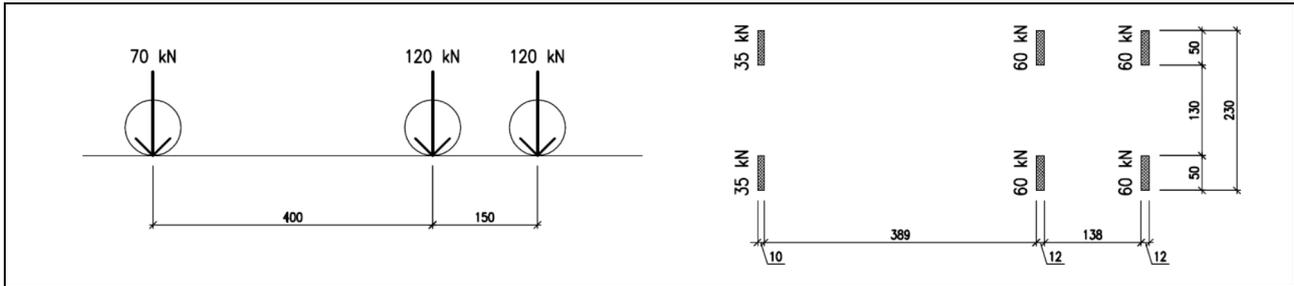


Figura 3 – Schema del carico mobile considerato sulla soletta di copertura.

5.1.3. Spinta del terreno sui muri

La spinta del terreno sui muri è data dai seguenti parametri:

- angolo di attrito interno: $\varphi = 26^\circ$
- peso specifico del terreno: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

e dai seguenti sovraccarichi:

- sovraccarico permanente: $2,50 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico variabile: $20,00 \text{ kN/m}^2$

5.1.4. Spinta idraulica

Sulle pareti e sul fondo della vasca è stata considerata anche la spinta idraulica dovuta alla presenza di acqua con il seguente peso specifico:

$$\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

5.1.5. Sisma

Nelle verifiche dei muri interrati è stata considerata la sovraspinta del terreno sulle pareti per effetto di un sisma.

Trattandosi di costruzione in Zona sismica 4 è stata effettuata la verifica semplificata con:

$$S_d(T_1) = 0,07 \text{ g}$$

5.2. SOLETTA DI FONDO PISCINA 50 M

5.2.1. Pesi propri e permanenti

Sovraccarico permanente soletta di fondo (massetto 4 cm, guaina, piastrelle):

$$g_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2. Spinta idraulica

La spinta idraulica massima corrisponde ad una colonna d'acqua di altezza pari a circa 2,00 m:

$$q_w = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

6. CRITERI DI VERIFICA

Le azioni agenti sulla struttura sono combinate in base al D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico nel caso di verifiche allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio.

In accordo alla normativa, al paragrafo 2.5.1.3, vengono assunte le seguenti definizioni:

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = azione della pretensione e precompressione

Q_{k1} = azioni variabili di base

Q_{ki} = azioni variabili tra loro indipendenti

A = azioni che si verificano solo eccezionalmente (incendi, esplosioni, urti e impatti)

E = azioni derivate dai terremoti

6.1. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, senza sisma

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

6.2. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, con sisma

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0,2$, quando rilevante.

6.3. STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni allo stato limite di esercizio si suddividono in:

Rare
$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

Frequenti
$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Quasi permanenti
$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

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

6.4. VALORE DEI COEFFICIENTI

Nelle espressioni delle combinazioni dei paragrafi precedenti i coefficienti assumono i seguenti valori indicati nelle seguenti tabelle.

ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}	Categoria/Azione variabile
0,7	0,5	0,3	Categoria A Ambiente ad uso residenziale
0,7	0,5	0,3	Categoria B Uffici
0,7	0,7	0,6	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento
0,7	0,7	0,6	Categoria D Ambiente ad uso commerciale
1,0	0,9	0,8	Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale
0,7	0,7	0,6	Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)
0,7	0,5	0,3	Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)
0,0	0,0	0,0	Categoria H Coperture
0,6	0,2	0,0	Vento
0,5	0,2	0,0	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
0,7	0,5	0,2	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)
0,6	0,5	0,0	Variazioni termiche

coeff.	fav./sfav.	EQU	STR	GEO	
ψ_{G1}	favorevoli	0,9	1,0	1,0	Carichi permanenti
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	
ψ_{G2}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	
ψ_{Qi}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi variabili
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	

dove per le verifiche per lo stato limite ultimo si distinguono:

EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido

STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione

GEO: stato limite di resistenza del terreno

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

7. SOFTWARE

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi riconducibili a schema di trave è eseguito con il programma Tci dell'ing. Alberto Ferrari.

Le verifiche sezionali sono state effettuate con l'ausilio del programma Ver c.a. dello Studio Software AMV S.r.l. - Via San Lorenzo, 106 - Ronchi dei Legionari (GO).

Le verifiche a fessurazione sono state effettuate con fogli di calcolo .

8. VERIFICHE VASCA DI COMPENSO

Si riportano nel seguito le verifiche dei principali elementi strutturali.

8.1. SOLETTA DI COPERTURA

Si considerano le seguenti configurazioni dei sovraccarichi variabili:

- C1) sovraccarico uniforme
- C2) carico mobile in posizione tale da massimizzare momento flettente e taglio.

In tutti i casi la soletta viene analizzata con uno schema di calcolo di trave in semplice appoggio. La sezione di verifica considerata ha larghezza pari a 150 cm, pari quindi alla distanza tra gli assi del carico mobile più ravvicinati.

Per le verifiche si considera la seguente sezione resistente:

dimensioni: 150 x 25h (cm)
armatura: 7 ϕ 10 sup. (c = 4 cm)
15 ϕ 14 inf. (c = 4 cm)

8.1.1. Verifiche agli S.L.U.

Si riportano gli schemi di calcolo e le relative sollecitazioni nelle 2 configurazioni di carico considerate.

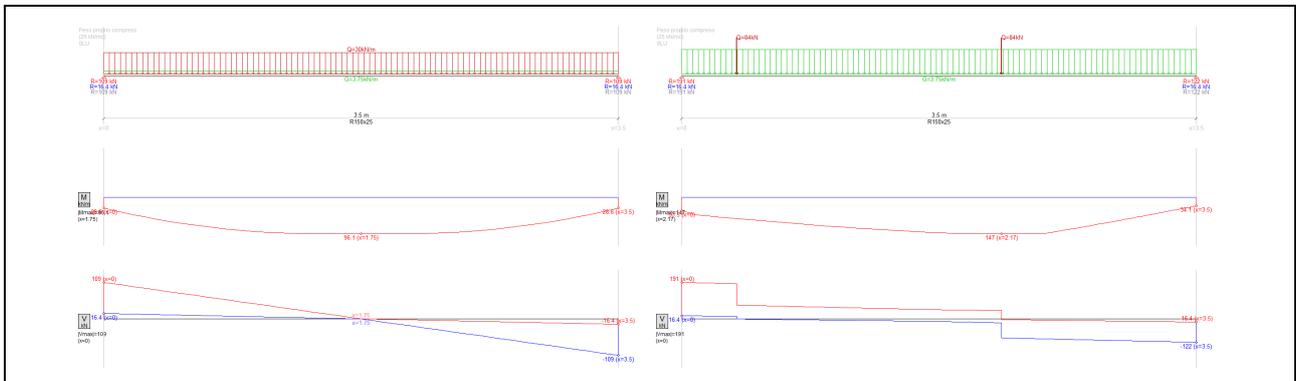


Figura 4 - Schema di calcolo e sollecitazioni calcolate nella soletta (S.L.U.).

Le sollecitazioni agenti allo S.L.U. risultano quindi:

$$M_{Ed} = 147 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 191 \text{ kNm}$$

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd} = 169 \text{ kNm} \quad \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,87)}$$

$$V_{Rd} = 196,7 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,97)}$$

8.1.2. Verifiche agli S.L.E.

Si considerano i precedenti schemi di carico nelle seguenti tre combinazioni, per le verifiche delle tensioni in esercizio e per le verifiche di fessurazione, caratterizzate da differenti valori del fattore moltiplicativo dei sovraccarichi variabili:

- comb. rara: $\psi = 1,0$
- comb. frequente: $\psi = 0,5$
- comb. quasi permanente: $\psi = 0,3$

I massimi momenti flettenti risultano quindi:

$$M_{E,rara} = 100,0 \text{ kNm}$$

$$M_{E,freq} = 59,4 \text{ kNm}$$

$$M_{E,q.p.} = 43,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni in esercizio

In combinazione di carico rara le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

$$\sigma_c = -8,93 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 235,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

In combinazione di carico quasi permanente le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

$$\sigma_c = -3,86 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 101,8 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica di fessurazione

In virtù dell'impermeabilizzazione che ricopre integralmente le superfici interne della vasca, si possono considerare condizioni ambientali *ordinarie* per le verifiche dell'apertura delle fessure.

L'apertura delle fessure risulta:

- in combinazione frequente: $w_d = 0,08 \text{ mm} < w_3 = 0,40 \text{ mm}$
- in combinazione quasi permanente: $w_d = 0,06 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

8.2. MURI

Per il calcolo delle spinte sul muro si considera il coefficiente di spinta a riposo, che assume il seguente valore:

$$K_0 = 1 - \sin(26^\circ) = 0,56$$

Viene analizzata una fascia di muro di larghezza unitaria (1 m) con schema di trave incastrata alla base e appoggiata all'estremità superiore.

Per le verifiche si considerano le seguenti sezioni resistenti:

in campata:

dimensioni: 100 x 25h (cm)
 armatura: 5 ϕ 10 sup. (ext.) (c = 5 cm)
 5 ϕ 10 inf. (int.) (c = 5 cm)

alla base:

dimensioni: 100 x 25h (cm)
 armatura: 5 ϕ 14 sup. (ext.) (c = 5 cm)
 5 ϕ 10 inf. (int.) (c = 5 cm)

8.2.1. Verifiche agli S.L.U.

Si considerano le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione statica
- combinazione sismica (con forza concentrata equivalente pari a $P_d = 16,9$ kN)

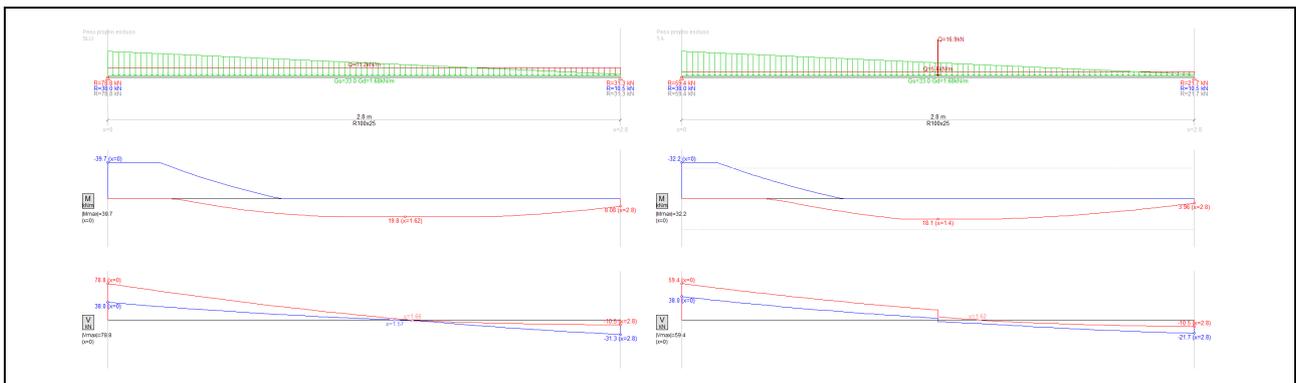


Figura 5 - Schema di calcolo e sollecitazioni calcolate nei muri (S.L.U.).

Le sollecitazioni agenti allo S.L.U. risultano quindi:

$$M_{Ed}^+ = 19,8 \text{ kNm} \quad (\text{in campata})$$

$$M_{Ed}^- = -39,7 \text{ kNm} \quad (\text{alla base})$$

$$V_{Ed} = 78,8 \text{ kNm}$$

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$M_{Rd}^+ = 32,9 \text{ kNm} \quad (\text{in campata}) \quad \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,60)}$$

$$M_{Rd}^- = -44,3 \text{ kNm} \quad (\text{alla base}) \quad \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,89)}$$

$$V_{Rd} = 102,1 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,77)}$$

8.2.2. Verifiche agli S.L.E.

Si considera il precedente schema di carico (statico) nelle seguenti tre combinazioni, per le verifiche delle tensioni in esercizio e per le verifiche di fessurazione, caratterizzate da differenti valori del fattore moltiplicativo dei sovraccarichi variabili:

- comb. rara: $\psi = 1,0$

- comb. frequente: $\psi = 0,5$
- comb. quasi permanente: $\psi = 0,3$

I massimi momenti flettenti risultano quindi:

$$\begin{array}{ll} M_{E,rara}^+ = 14,3 \text{ kNm} & M_{E,rara}^- = -28,9 \text{ kNm} \\ M_{E,freq}^+ = 11,2 \text{ kNm} & M_{E,freq}^- = -23,4 \text{ kNm} \\ M_{E,q.p.}^+ = 10,0 \text{ kNm} & M_{E,q.p.}^- = -21,2 \text{ kNm} \end{array}$$

Verifica delle tensioni in esercizio

In combinazione di carico rara le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

in campata:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -1,14 \text{ N/mm}^2 & < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 6,51 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

(sezione non parzializzata) - La verifica è pertanto soddisfatta.

alla base:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -5,51 \text{ N/mm}^2 & < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 208,2 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

In combinazione di carico quasi permanente le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

alla base

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -1,84 \text{ N/mm}^2 & < 0,45 f_{ck} = 11,2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 6,52 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

(sezione non parzializzata) - La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica di fessurazione

In virtù dell'impermeabilizzazione che ricopre integralmente le superfici interne della vasca, si possono considerare condizioni ambientali *ordinarie* per le verifiche dell'apertura delle fessure.

L'apertura delle fessure in campata è nulla (la sezione è sempre non parzializzata allo S.L.E.), mentre per la sezione alla base risulta:

- in combinazione frequente: $w_d = 0,21 \text{ mm} < w_3 = 0,40 \text{ mm}$
- in combinazione quasi permanente: $w_d = 0,15 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

8.3. PLATEA DI FONDAZIONE

Per il calcolo della platea si considera una fascia di trave su suolo elastico di larghezza unitaria (1 m) sottoposta alle azioni trasferite alla base dei muri (carichi verticali e momento di incastro).

Si considerano le seguenti configurazioni dei sovraccarichi variabili:

- C1) carico mobile in posizione simmetrica

C2) carico mobile in posizione decentrata

Il valore della costante di sottofondo (Winkler) assunta nei calcoli è pari a:

$$k_w = 1,00 \text{ daN/cm}^3$$

Si considerano le seguenti sezioni resistenti:

in campata:

dimensioni: 100 x 25h (cm)
armatura: 5 ϕ 10 + 5 ϕ 14 sup. (c = 4 cm)
5 ϕ 10 inf. (c = 4 cm)

alla base dei muri:

dimensioni: 100 x 25h (cm)
armatura: 5 ϕ 10 sup. (c = 4 cm)
5 ϕ 10 + 5 ϕ 14 inf. (c = 4 cm)

8.3.1. Verifiche agli S.L.U.

Si riportano gli schemi di calcolo e le relative sollecitazioni nelle 2 configurazioni di carico considerate.

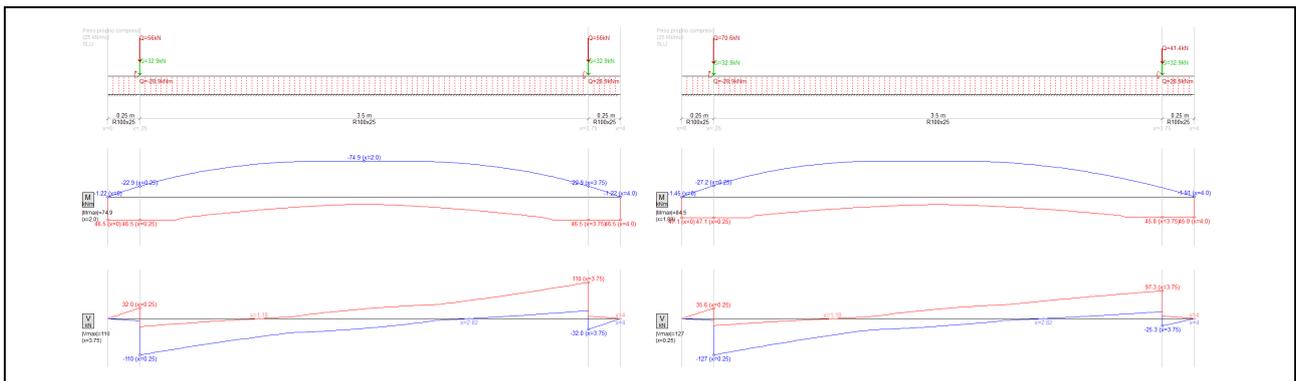


Figura 6 - Schema di calcolo e sollecitazioni calcolate nella platea (S.L.U.).

Le sollecitazioni agenti allo S.L.U. risultano quindi:

$$\begin{aligned} M_{Ed}^- &= -84,5 \text{ kNm} && \text{(in campata)} \\ M_{Ed}^+ &= 47,1 \text{ kNm} && \text{(sotto i muri)} \\ V_{Ed} &= 117 \text{ kN} && \text{(nella sezione al filo interno del muro)} \end{aligned}$$

I valori resistenti di momento flettente e taglio risultano:

$$\begin{aligned} M_{Rd}^- &= -87,6 \text{ kNm} && \text{(in campata)} && \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,96)} \\ M_{Rd}^+ &= 87,5 \text{ kNm} && \text{(sotto i muri)} && \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,54)} \\ V_{Rd} &= 119 \text{ kN} && && \text{La verifica è soddisfatta (I.R. 0,98)} \end{aligned}$$

8.3.2. Verifiche agli S.L.E.

Si considerano i precedenti schemi di carico nelle seguenti tre combinazioni, per le verifiche delle tensioni

in esercizio e per le verifiche di fessurazione, caratterizzate da differenti valori del fattore moltiplicativo dei sovraccarichi variabili:

- comb. rara: $\psi = 1,0$
- comb. frequente: $\psi = 0,5$
- comb. quasi permanente: $\psi = 0,3$

I massimi momenti flettenti risultano quindi:

$$\begin{array}{ll} M_{E,rara}^+ = 31,4 \text{ kNm} & M_{E,rara}^- = -58,9 \text{ kNm} \\ M_{E,freq}^+ = 24,9 \text{ kNm} & M_{E,freq}^- = -40,3 \text{ kNm} \\ M_{E,q.p.}^+ = 22,3 \text{ kNm} & M_{E,q.p.}^- = -32,8 \text{ kNm} \end{array}$$

Verifica delle tensioni in esercizio

In combinazione di carico rara le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

in campata:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -9,58 \text{ N/mm}^2 & < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 286,9 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

alla base:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -4,63 \text{ N/mm}^2 & < 0,45 f_{ck} = 11,2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 145,1 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

In combinazione di carico quasi permanente le tensioni di calcolo nei materiali risultano:

in campata:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -5,33 \text{ N/mm}^2 & < 0,45 f_{ck} = 11,2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 159,8 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

alla base

$$\begin{array}{ll} \sigma_c = -1,74 \text{ N/mm}^2 & < 0,45 f_{ck} = 11,2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s = 10,7 \text{ N/mm}^2 & < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

(sezione non parzializzata) - La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica di fessurazione

In virtù dell'impermeabilizzazione che ricopre integralmente le superfici interne della vasca, si possono considerare condizioni ambientali *ordinarie* per le verifiche dell'apertura delle fessure.

L'apertura delle fessure risulta:

in campata

- in combinazione frequente: $w_d = 0,12 \text{ mm} < w_3 = 0,40 \text{ mm}$
- in combinazione quasi permanente: $w_d = 0,10 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$

alla base

- in combinazione frequente: $w_d = -$ (sezione non parzializzata)
- in combinazione quasi permanente: $w_d = -$ (sezione non parzializzata)

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

8.3.3. Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante del sistema di fondazione a platea viene condotta seguendo l'Approccio 2 (A1 + M1 + R3) definito dalle NTC2008, che prevede:

- calcolo delle sollecitazioni con i fattori moltiplicativi dei carichi della combinazione fondamentale;
- calcolo delle resistenze con gli effettivi valori dei parametri meccanici;
- coefficiente parziale della capacità portante:

$$\gamma_R = 2,3.$$

Lo schema di calcolo sotto riportato considera anche il peso dell'acqua contenuto all'interno della vasca, e mostra l'andamento delle pressioni sul terreno in condizione fondamentale S.L.U.

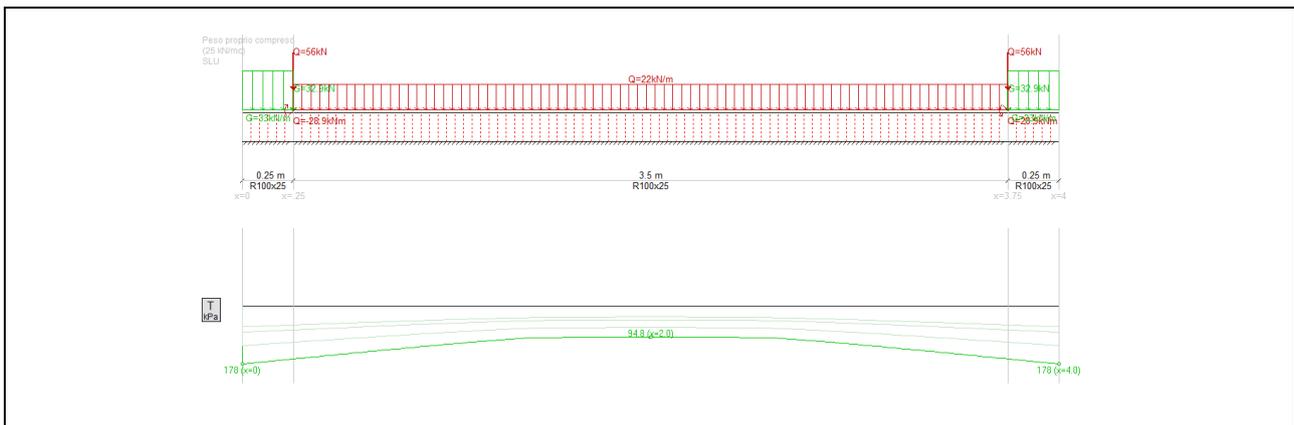


Figura 7 - Schema di calcolo e pressioni sul terreno (S.L.U.).

La pressione massima risulta pari a:

$$p_{Ed} = 178 \text{ kPa}$$

Utilizzando la formulazione classica di Brick-Hansen, la pressione ultima della platea risulta pari a:

$$q_{ult} = q^* \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con:

- $\varphi = 26^\circ$
- $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$ (peso efficace del terreno)
- $B = 3,35 \text{ m}$ (larghezza media della platea)
- $L = 13,00 \text{ m}$ (lunghezza della platea)
- $q^* = 60,8 \text{ kN/m}^3$ (sovraccarico laterale)
- $N_q = 11,85$
- $N_\gamma = 7,93$
- $s_q = 1,12$ (fattore di forma)

$s_v = 0,897$ (fattore di forma)
 $d_q = 1,52$ (fattore di profondità)
 $d_v = 1,00$ (fattore di profondità)

da cui:

$$q_{ult} = 1226,5 + 107,2 = 1333 \text{ kN/m}^2 = 1333 \text{ kPa}$$

La pressione resistente di progetto risulta quindi pari a:

$$p_{Rd} = 1333/2,3 = 444,5 \text{ kPa}$$

La verifica della capacità portante della fondazione è pertanto ampiamente soddisfatta.

9. VERIFICA SOLETTA DI FONDO

Si riportano le considerazioni strutturali in merito alla soletta di fondo realizzata con iglù e getto integrativo ($H = 18 + 6 = 24 \text{ cm}$)

Per tale tipologia di solette, date le dimensioni della maglia dei casseri, la resistenza del sistema è governata dallo spessore della soletta gettata sopra ai casseri ovvero dalla capacità di formare un effetto arco per il trasferimento dei carichi ai pilastri.

Dall'analisi delle schede tecniche del sistema "Iglu Daliform", si ricava che solette di spessore pari a 6 cm e armate con rete $\phi 6/20/20$ permettono l'utilizzo del vespaio in ambienti ad uso "opificio", per i quali è ipotizzabile un carico utile di:

$$p_{utile} = 21,00 \text{ kN/m}^2$$

Dall'analisi dei carichi gravanti sulla soletta, il carico sul vespaio risulta pari a:

$$q = 21,0 \text{ kN/m}^2$$

Considerando che nel caso in esame il carico è distribuito uniformemente si ritiene che i carichi in esercizio siano compatibili con la capacità portante della soletta alleggerita.

Il Progettista delle strutture
dott. ing. Massimo Panizza

Milano, 24 maggio 2013