

CUP: E87B15000620005

PROGRAMMA DEGLI INTERVENTI 2016 - 2019
A CARICO DEI PROVENTI TARIFFARI GIUSTA DELIBERA DEL CONSIGLIO DIRETTIVO AIP N. 31 DEL 28/06/2018

REALIZZAZIONE DELLA RETE IDRICA NELL'ABITATO DI CASTELLANETA E POTENZIAMENTO DEL SERBATOIO - PROGETTO DEFINITIVO-

Il Responsabile del Procedimento
ing. Gaetano jr BARBONE

PROGETTAZIONE

Il Coordinatore del progetto,
Progettista parti idrauliche e opere elettriche/elettromeccaniche e
Coordinatore della Sicurezza in fase progettuale
ing. Michele Alessandro SALIOLA

Il Progettista delle strutture
ing. Tommaso DI LERNIA

Il Geologo e Progettista ambientale
dott. Alfredo DE GIOVANNI

Collaboratori
ing. Antonio DISCIPIO
geom. Ruggiero LANOTTE
ing. Francesco Pellegrino PAPEO
Ing. Francesco RUCCIA
ing. Francesco SARCINA
geom. Pietro SIMONE

Il Responsabile Ingegneria di Progettazione
ing. Massimo PELLEGRINI



acquedotto
pugliese
l'acqua, bene comune
Direzione Ingegneria

Il Direttore
ing. Andrea VOLPE

Elaborato

A.7

Relazione di calcolo delle strutture

Codice Intervento: P1388

Codice SAP: 21/19073

Prot. 33246
Data 10/04/2019

Scala:

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
00	APR.2019	Emesso per PROGETTO DEFINITIVO	/	/	/

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI.....	3
2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	3
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	4
3.1 DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	4
3.2 CALCESTRUZZO	5
3.3 ACCIAIO.....	6
3.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA TIPO S 355 (LAMINATI A CALDO)	7
4. PROGETTO STRUTTURALE.....	7
4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
5. ANALISI DEI CARICHI.....	8
5.1 STATI LIMITE	8
5.2 AZIONI VERTICALI.....	9
5.3 AZIONI ORIZZONTALI.....	14
5.4 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI – VENTO	14
5.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI	23
6. DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI.....	25
6.1 DESCRIZIONE DEL SOFTWARE: SISMICAD (VERSIONE 12.13).....	25
6.2 DESCRIZIONE DELL'HARDWARE.....	31
7. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE.....	31
7.1 SCHEDE DI PORTANZA PER I SOLAI	33
7.2 VERIFICHE GIUNTO STRUTTURALE	36
7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE	36
8. OUTPUT DI CALCOLO	38

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica riguarda la realizzazione di tutti le opere a valenza strutturale previste nel Progetto Definitivo "Lavori di realizzazione della rete idrica dell'abitato di Castellaneta (Ta) e potenziamento del serbatoio" in cui è prevista la realizzazione di un nuovo serbatoio seminterrato da 7.000 [mc], posto in un'area del territorio del Comune di Castellaneta e a servizio del comprensorio della stessa Castellaneta con funzione di riserva, compenso a servizio degli abitati di Castellaneta e relative località costiere.

In adiacenza alla camera di manovra è prevista la realizzazione di un pozzetto interrato di convogliamento scarichi a servizio del serbatoio. Il pozzetto ha pianta quadrata delle dimensioni 2,50 x 2,50 m e altezza di 7.10 m, completamente interrato con copertura carrabile a quota piazzale. La struttura sarà realizzata in opera in c.a. con platea di fondo da 50 cm, pareti da 40 cm e soletta di copertura da 30 cm, dotata di botola di ispezione. Per maggiori dettagli si rimanda alla specifica relazione di calcolo e relativi tabulati.

Il serbatoio è costituito da 2 vasche simmetriche rettangolari (circa 24x33m), collegate tra loro strutturalmente e una camera di manovra rettangolare (circa 15x18,50m).

Il giunto tra le vasche e la camera di manovra sarà protetto da un idoneo coprigiunto sismico del tipo "Joint" da pavimento (lungo lo sviluppo orizzontale delle giunzioni) o a tenuta d'aria (lungo lo sviluppo verticale delle giunzioni), costituito da un profilo portante in alluminio e alette di ancoraggio perforate, nonché dotato di guarnizione in neoprene cellulare, che ne assicuri l'impermeabilità e la resistenza agli agenti atmosferici (ove posto verso l'esterno).

La quota del fondo vasca è pari a circa $q_f = 297,61$ m, la quota del pianerottolo d'ingresso è pari a circa $q_i = 302,82$ m, la quota di massimo riempimento del serbatoio è pari a circa $q_r = 302,31$ m, la quota dell'estradosso della copertura delle vasche è pari a circa $q_v = 303,91$ m, mentre la quota dell'estradosso della copertura della camera di manovra è pari a circa $q_m = 309,51$ m.

Tutte le dimensioni del serbatoio e le sue caratteristiche architettoniche sono dettagliate nelle tavole grafiche allegate al progetto.

L'art. 2, co. 2, del Decreto 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti recita testualmente che "*per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi*"; poiché per la redazione del presente progetto Definitivo il sottoscritto sia stato incaricato dalla stazione appaltante, l'Acquedotto Pugliese s.p.a., con la nota prot. n. 19051 del 14/02/2017 (e quindi precedente al 23/03/2018, data nella quale il suddetto Decreto Ministeriale è entrato in vigore), il calcolo dell'opera viene eseguito in ottemperanza alle **Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008**.

Secondo quanto riportato nella predetta norma, per gli aspetti inerenti i metodi specifici di progetto, si fa riferimento anche agli **Eurocodici**.



Localizzazione intervento (ortofoto dell'area)

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

La progettazione strutturale condotta è conforme alle norme seguenti:

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 Gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Min. II. TT. 02 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle «nuove norme tecniche per le costruzioni»;
- EN 1090-1, EN 1090-2, EN 1090-3;
- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1990:2006
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
 - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
 - UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
 - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
 - UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
 - UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
 - UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente d'uso, sono stati adottati i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016 nonché al Disciplinare Tecnico AQP delle opere in cemento armato allegato al progetto; per tutte le caratteristiche dei materiali e le indicazioni di posa in opera non riportate e dettagliate in relazione, e/o per maggiori approfondimenti, si rimanda pertanto ai suddetti documenti.

Nel presente progetto si è previsto l'impiego di conglomerato cementizio a resistenza confezionato secondo le norme susseguenti la legge 5 novembre 1971 n. 1086 tale da corrispondere alla classe di resistenza richiesta (calcestruzzi a prestazione garantita).

Per le opere della presente relazione, vista anche la loro importanza strategica, si adotta quanto segue:

Elevazione, fondazione e parti a contatto con i liquidi

CLASSE D'ESPOSIZIONE XC4+XD2

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Come indicato nella tabella precedente (riportata nel DM08) I muri lato terreno si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, mentre la faccia a contatto con il liquido invasato si trovano in condizioni *Molto Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV (riportata nel DM08) sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

3.1.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento Δc_{dev} . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$.

Per individuare gli spessori adeguati dei copriferri si è fatto riferimento alla Circ. Min. II. TT. 02 Febbraio 2009, n. 617 e alla norma per la progettazione del calcestruzzo Eurocodice 2 - Edizione novembre 2005 - SEZIONE 4 - "DURABILITA' E COPRIFERRI" tabella 4.4N "Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080" e tabella 4.5N "Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione".

Si prescrive di operare in regime di "garanzia di qualità" secondo la quale l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità nel quale sia inclusa un'accurata misura e verifica in opera degli spessori effettivi del copriferro, nonché del corretto posizionamento delle armature.

La tolleranza di posizionamento delle armature Δc_{dev} , per le strutture gettate in opera, può essere quindi assunta pari a 5 mm.

Considerando che la vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni, tenendo conto della classe di esposizione ambientale più severa dell'opera (XD2) e visto che per i tegoli precompressi di copertura si è prevista una classe di calcestruzzo pari al C45/55, la consultazione delle già citate norme suggeriscono di adottare un copriferro minimo cautelativo pari a:

- $c_{min} = 50$ mm, pertanto $c_{nom} = 55$ mm (pareti, piastre, solette in c.a.)
- $c_{min} = 55$ mm, pertanto $c_{nom} = 60$ mm (per i tegoli in c.a.p., travi e pilastri in c.a.).

3.2 CALCESTRUZZO

La classe del calcestruzzo è identificata mediante la resistenza caratteristica a compressione (N/mm^2) misurata dopo 28 gg di maturazione. Nelle NT (Norme Tecniche) la resistenza è

misurata su cubi di lato 150 mm e ha sigla R_{ck} , nell'EC2 su cilindri di diametro 150 mm e altezza 300 mm - sigla f_{ck} - o su cubi di lato 150 mm - sigla $f_{ck,cu}$.
Adottando le indicazioni delle NT si ottengono, per il calcestruzzo usato in opera:

- **Calcestruzzo C12/15** (Solo per il magrone di fondazione)
Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

- **Calcestruzzo C35/45** (Per opere in elevazione e fondazione)
Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
Classe di esposizione: XC4+XD2
Classe di consistenza: S5
 $D_{max} : 20 \text{ mm}$
Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

- **Calcestruzzo C45/55** (Per i tegoli in c.a.p. di copertura)
Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
Classe di esposizione: XC4+XD2
Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$

NB. Per le pareti a contatto con l'acqua (vasca), in corrispondenza di ogni ripresa di getto dovrà essere prevista la messa in opera di un idoneo waterstop costituito da un cordolo idroespansivo composto da bentonite di sodio e gomma butilica in grado, a contatto con l'acqua di espandersi ed evitare il passaggio del liquido durante l'esercizio del manufatto.

3.3 ACCIAIO

Gli acciai per armatura sono definiti dai valori caratteristici delle tensioni di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} , del rapporto $(f_t/f_y)_k$ e dal valore caratteristico della deformazione ϵ_{uk} corrispondente alla tensione massima sotto carico. Per le NT e l'EC2 è:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Secondo le N.T. è $\gamma_s = 1,15$.

La deformazione di progetto al limite elastico vale $\epsilon_{syd} = f_{yd}/E_s$ $E_s=200 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$

Nel seguito sono riportati i valori caratteristici e di progetto di tensioni e deformazioni per acciaio laminato a caldo **B450C** controllato in stabilimento.

Per il calcolo di ϵ_{syd} si è assunto	$E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$.
resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
allungamento uniforme al carico massimo	$\epsilon_{uk} > 75 \%$
rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1,15 < (f_t / f_y)_k < 1,35$
modulo elastico	$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
coeff. di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1,15$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1,96 \%$
deformazione limite allo SLU	$\epsilon_{ud} = 0,90 \epsilon_{uk}$
	$\epsilon_{ud} = 63 \%$

Per i tegoli c.a.p. si adotterà un acciaio armonico

$$f_{ptk} \geq 1.860 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p1k} \geq 1.670 \text{ N/mm}^2$$

3.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA TIPO S 355 (LAMINATI A CALDO)

Tensione di rottura a trazione: $f_t \geq 510 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento: $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$

4. PROGETTO STRUTTURALE

4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

4.1.1 Localizzazione

Il serbatoio è situato in una zona pianeggiante ubicata nell'area urbana della città di Castellaneta (TA), collocata a circa 300 m s.l.m.

La località è classificata in zona sismica 3. Il manufatto, è classificato come struttura di classe IV. La vita utile di progetto T_d è pari a 100 anni, quindi periodo di riferimento delle azioni sismiche $V_R = (V_N \times C_U) = 200$ anni.

4.1.2 Struttura di elevazione

La struttura d'elevazione è costituita da pareti di calcestruzzo armato gettati in opera.

Le pareti perimetrali delle vasche e della camera di manovra sono spesse 50 cm, mentre i setti interni alle vasche (che regolano il flusso dell'acqua) sono dello spessore di 40 cm.

I solai di copertura delle vasche e il pianerottolo d'ingresso sono realizzati con lastre in c.a. prefabbricate, precomprese e tralicciate tipo predalles, con alleggerimenti in polistirolo, dello spessore complessivo di 40 cm.

La copertura della camera di manovra sarà realizzata con tegoli TT prefabbricati in c.a.p. con altezza utile di 50 cm.

Gli orizzontamenti hanno una soletta di completamento in calcestruzzo (5 cm) e sono orditi parallelamente alla luce minore della zona da coprire.

4.1.3 Terreno e struttura di fondazione

Per tutte le informazioni circa la stratigrafia e le caratteristiche del terreno di fondazione, si rimanda alla relazione Geologica allegata al progetto, nonché alle indagini appositamente condotte per la realizzazione dei locali tecnici.

Maggiori dettagli circa la modellazione del suolo e la determinazione della capacità portante dei suoli di fondazione sono desumibili dalla relazione geotecnica.

I parametri di configurazione sono contenuti nei tabulati di calcolo.

Le caratteristiche topografiche delle superfici in cui sono previsti le opere di progetto ricadono nella categoria **T1** che comprende superfici pianeggianti o con una inclinazione media $i < 15^\circ$.

Non è stata individuata la falda e comunque essa sicuramente si mantiene a livelli non interferenti con le quote di progetto.

Le fondazioni sono dirette a piastra con spessori variabili da 50 a 150 cm, in funzione delle azioni di progetto, e comunque adeguate alle caratteristiche meccaniche del terreno.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 STATI LIMITE

5.1.1 Definizione e classificazione

Stati limite: sono stati al di là dei quali una struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Si suddividono in stati limite *ultimi* e stati limite *di esercizio*.

a. Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;
- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

b. Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di uso richiesti. Gli stati limite di esercizio per cui è richiesta la verifica riguardano:

- le deformazioni o inflessioni che nuocciono all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- la fessurazione del calcestruzzo se può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua dell'opera;
- il danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità;
- le vibrazioni se possono causare disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o limitarne l'idoneità all'uso.

5.1.2 Metodi di verifica

La struttura viene verificata per tutti gli stati limite considerati significativi, sia ultimi che di esercizio. In genere le verifiche agli stati limite di esercizio vengono effettuate utilizzando modelli che ipotizzano il comportamento elastico dei materiali, modificato per tener conto della fessurazione del calcestruzzo (sezione parzializzata omogeneizzata).

Il progetto/verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici.

Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve) mediante idonee “combinazioni di carico” e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da “massimizzare” l’effetto sfavorevole considerato.

5.2 AZIONI VERTICALI

Classificazione e variabilità nel tempo

Le NT definiscono come azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

In genere per gli edifici si considerano azioni variabili di intensità convenzionale aventi la possibilità di variare la posizione (disposizioni di carico). I carichi si classificano come:

- carichi permanenti (G) che agiscono durante tutta la vita utile della struttura con variazioni di intensità nel tempo così piccole e lente da poter essere considerati con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: pesi propri della struttura e carichi permanentemente portati;
- carichi variabili (Q) suddivisi in carichi di lunga durata - che agiscono, anche non continuativamente, con intensità significativa per un tempo non trascurabile rispetto alla vita utile della struttura - e di breve durata - che agiscono per un tempo breve rispetto alla vita utile della struttura.
- carichi eccezionali (A), legati ad eventi fortuiti (incendi, esplosioni, urti, impatti, sisma ecc...); (Anche se le NT non classificano l’evento sismico come eccezionale, esso è da intendersi come tale secondo le indicazioni dell’EC0, 4.1.2 (9)).

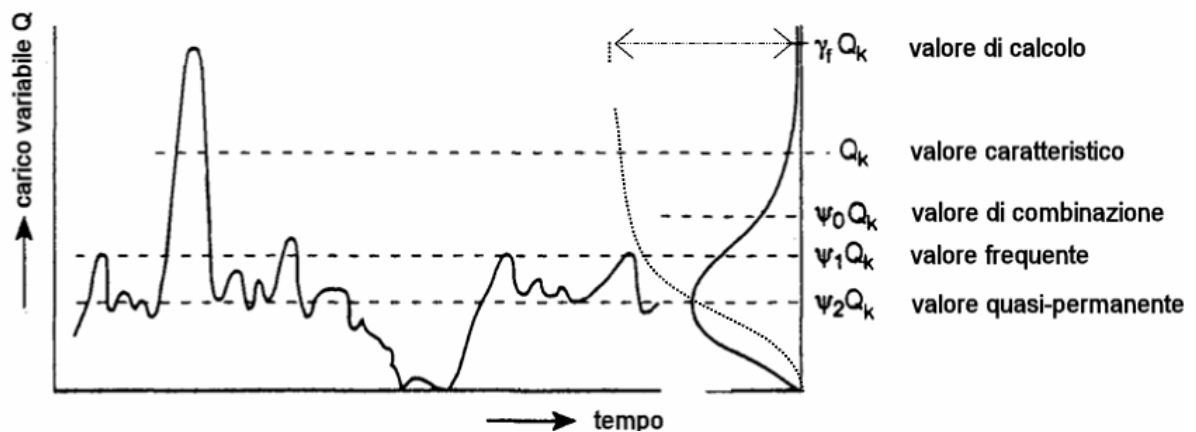


Fig. 6-1 – Variabilità di un’azione nel tempo

Di ciascun carico variabile nel tempo sono definiti una serie di valori rappresentativi (fig. 6.1):

Q_k il valore **caratteristico** dell’azione, caratterizzato da un’assegnata probabilità di essere superato nel periodo di riferimento T_u (frattile di ordine k della distribuzione statistica del carico);

$\Psi_0 Q_k$, il valore **di combinazione** dell’azione, in cui il coefficiente $\Psi_0 < 1$ tiene conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti entrambe di intensità pari al valore caratteristico: è utilizzato per gli SLU e SLE irreversibili (fessurazione);

$\Psi_1 Q_k$ il valore *frequente* dell'azione, in cui $\Psi_1 < \Psi_0$ è scelto in modo che il periodo di tempo in cui il valore l'intensità $\Psi_1 Q_k$ viene superata sia al più una frazione, generalmente il 10%, del periodo di riferimento T_u . E' utilizzato per gli SLE reversibili (verifica di fessurazione di strutture precomprese);

$\Psi_2 Q_k$ il valore *quasi – permanente* dell'azione k , in cui $\Psi_2 < \Psi_1$ è scelto in modo che il periodo di tempo in cui $\Psi_2 Q_k$ risulta superata sia al più una frazione (generalmente il 50%) del periodo

di riferimento T_u : E utilizzato per il calcolo degli effetti a lungo termine negli SLE reversibili (deformazione della struttura) e nelle condizioni che vedono dominante l'azione sismica.

Essendo tutti i coefficienti $\Psi < 1$ i valori che si ottengono corrispondono ad intensità dell'azione via via minori, più facilmente superabili durante la vita utile della struttura e corrispondenti a “periodi di ritorno” T minori del periodo associato al valore caratteristico dell'azione stessa.

I valori dei fattori di combinazione Ψ adottati dal Testo Unico dipendono dal tipo di azione considerata, dalla destinazione d'uso della struttura e dalla situazione di progetto.

Azione	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Azioni permanenti	1	1	1
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0.9	0.8
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve	0.5	0.2	0.0

5.2.1 Azioni permanenti

Per le parti strutturali e non strutturali le azioni permanenti sono valutate in base alle masse volumiche dei materiali di cui è composta la costruzione e/o alle loro caratteristiche geometriche Per elementi strutturali e di finitura per edifici si possono applicare i valori di tabella 6.1.

Materiali	massa volumica/intensità	u.d.m.
Calcestruzzo non armato / armato	24 / 25	kN/m ³
Sottofondo in calcestruzzo (massetto)	20	
Intonaco di cemento	20	
Manto di copertura	0,70	kN/m ²

Tabella. 6-2 – Masse volumiche e intensità

Nel seguito è sviluppata l'analisi dei carichi dei diversi elementi strutturali.

Per tutti gli elementi il peso proprio è identificato dal simbolo g_{k0} .

5.2.1.1 Solai di copertura vasche

a)	lastre tralicciate "predalles" h = 35+5 cm	5,00 kN/m ²	
			g_{k0} = 5,00 kN/m²
b)	Masso a pendio in calcestruzzo alleggerito (8 cm medi)		0,60 kN/m ²
c)	sottofondo+guaina+coibente+barriera al vapore		0,10 kN/m ²
d)	sottofondazione (5 cm tufina)		0,50 kN/m ²
e)	pavimento (4 cm)		<u>0,80 kN/m²</u>
			g_{k1} = 2,00 kN/m²

Si assume cautelativamente un sovraccarico permanente di **g_{k1} = 2,00 kN/m²**

5.2.1.2 Solaio a q=302.82m (locale manovra)

a)	lastre tralicciate "predalles" h = 35+5 cm	5,00 kN/m ²	
			g_{k0} = 5,00 kN/m²
b)	Pavimento in grès (1,5 cm) + sottofondo (3,5 cm)		1,00 kN/m ²
			g_{k1} = 1,00 kN/m²

Si assume cautelativamente un sovraccarico permanente di **g_{k1} = 1,00 kN/m²**

5.2.1.3 Solaio a q=309.52 m (locale manovra)

a)	tegoli prefabbricati in c.a.p. h = 55+5 cm	3,50 kN/m ²	
			g_{k0} = 3,50 kN/m²
b)	Masso a pendio in calcestruzzo alleggerito (8 cm medi)		0,60 kN/m ²
c)	sottofondo+guaina+coibente+barriera al vapore		0,10 kN/m ²
d)	sottofondazione (5 cm tufina)		0,50 kN/m ²
e)	pavimento (4 cm)		<u>0,80 kN/m²</u>
			g_{k1} = 2,00 kN/m²

Si assume cautelativamente un sovraccarico permanente di **g_{k1} = 2,00 kN/m²**

5.2.1.4 Scale

a)	rampa e pianerottolo in c.a. h = 25 cm		6,25kN/m ²
		g_{k0} =	6,25 kN/m²
b)	gradini		1,00 kN/m ²
		g_{k1} =	1,00 kN/m²

Per i tamponamenti si è considerato un carico permanente omnicomprendivo pari a:
g_{k0} = 7,50 kN/m².

5.2.2 Azioni variabili

Le azioni variabili dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera. I modelli di tali azioni sono:

- carichi uniformemente distribuiti q_k ;
- carichi orizzontali lineari H_k , applicati alle pareti alla quota di 1,20 m dal piano di calpestio, oppure ai mancorrenti alla quota del bordo superiore e utilizzati solo per verifiche locali;
- carichi concentrati Q_k applicati su impronte di carico di (50-50) mm [per rimesse e parcheggi su impronte (200-200) mm distanti 1,60 m].

I valori dei carichi caratteristici e/o nominali da utilizzare nel progetto, ricavati dalle NT in funzione della categoria dell'edificio, sono riportati in tabella 6.2.

Cat.	Ambiente	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	H_k (kN/m)
C	Balconi, ballatoi, scale	4,00	4,00	2,00
H	Coperture praticabili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00

Tabella. 6-2 – Carichi di esercizio

Sono stati, inoltre considerati anche i seguenti carichi variabili cautelativi:

- Carico carrabile (mezzi): 20,00 kN/m²
- Sovraccarico apparecchiature idrauliche: 5,00 kN/m²
- Carico concentrato carroponte: 11,00 kN.

5.2.2.1 Azioni variabili ambientali e naturali - neve

L'intensità del carico di neve sulla copertura di un edificio dipende da una serie di fattori legati a variabili topografiche (zona geografica e quota sul livello del mare della costruzione, ventosità del sito, presenza di edifici circostanti) e alla tipologia della copertura (inclinazione delle falde, rugosità della superficie, presenza di fonti di calore sotto la copertura ecc). L'azione statica si ottiene moltiplicando il carico di neve q_s , considerato agente in proiezione orizzontale della copertura, per l'area ove esso è presente.

Il carico di neve q_s è calcolato a partire da:

- il carico di neve q_{sk} è il valore fornito per un periodo di ritorno di 50 anni;
- i parametri che caratterizzano la tipologia strutturale e il tipo di opera (coefficienti di forma, di esposizione e termico).

Zona Neve = III

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 0.60 kN/mq

Ct (coeff. Termico) = 1.00

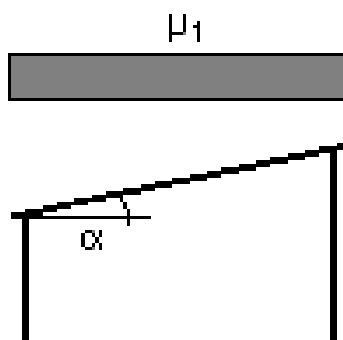
Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda = 0.0°

- Falda con presenza di barriera o impedimento allo scivolamento della neve.

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 0.48$ kN/mq

Schema di carico:



5.2.2.2 Sommario delle azioni (peso proprio, carichi permanenti e variabili)

In tabella 6.3 viene presentato un sommario dei carichi agenti sui diversi orizzontamenti. Tutti i valori di tabella sono valori caratteristici considerati in proiezione verticale.

Orizzontamenti			
Descrizione		Intensità	Totale
1) SOLAI			
Solaio (vasche)			
G_{k0}	peso proprio	5,00	
$G_{k1} + G_{k5}$	carichi permanenti	2,00	7,00 kN/m ²
Q_{k1}	carico variabile		1,00 kN/m ²
Solaio q = 302,82 m (locale manovra)			
G_{k0}	peso proprio	5,00	
$G_{k1} + G_{k5}$	carichi permanenti	1,00	6,00 kN/m ²
Q_{k1}	carico variabile		20,00 kN/m ²
Solaio q = 309,52 m (locale manovra)			
G_{k0}	peso proprio	3,50	
$G_{k1} + G_{k5}$	carichi permanenti	2,00	5,50 kN/m ²
Q_{k1}	carico variabile		0,50 kN/m ²
2) SCALE			
2a) Rampa			
G_{k0}	peso proprio	6,25	
G_{k3}	carichi permanenti	1,00	7,25 kN/m ²
Q_{k4}	carico variabile		4,00 kN/m ²
2b) Pianerottolo			
G_{k0}	peso proprio	6,25	
G_{k4}	carichi permanenti	1,00	7,25 kN/m ²
Q_{k5}	carico variabile		4,00 kN/m ²

5.3 AZIONI ORIZZONTALI

Il capitolo confronta le diverse azioni orizzontali al fine di individuare le azioni più gravose da utilizzare. Le azioni prese in considerazione sono:

- azioni naturali – spinta terre
- azioni naturali – azioni sismiche.

5.3.1 Spinta terre

Il rinterro a ridosso della vasca verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Per il calcolo delle spinte del terreno, si assumono i seguenti parametri

- angolo di attrito $\phi=20^\circ$; peso dell'unità di volume naturale $\gamma_n = 21,00 \text{ KN/m}^3$.

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0.466$

ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0.66$.

viene preso a favore di sicurezza il coefficiente di spinta a riposo.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_o \gamma_t z$$

e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali.

La sovraspinta dovuta al carico accidentale sul terreno ($q=20 \text{ KN/mq}$) risulta:

$$P_2 = 20 * 0.66 = \mathbf{13.20 \text{ kN/m}^2}$$

5.3.2 Spinta acqua interna

Si applica una spinta secondo la profondità con

$$p_h = \gamma_{H2o} z$$

Ipotizzando un battente d'acqua di 4,6m, e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali, risulta che:

$$p_{hmax} = 10 * 4.6 = 46 \text{ kN/m}^2$$

5.4 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI – VENTO

DM 3.3: L'edificio in esame avendo “*configurazione e tipologia strutturale ordinaria, semplice o di limitata estensione*” risulta essere “*poco sensibile all'azione dinamica del vento*”. In tale situazione è possibile descrivere le azioni indotte dal vento “*attraverso sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando di regola la direzione orizzontale ed utilizzando la formulazione quasi – statica equivalente*”.

L'azione quasi-statica equivalente si ottiene moltiplicando la pressione cinetica di riferimento q_b , legata alla velocità di riferimento del vento v_b , per l'area di fabbricato su cui tale pressione risulta applicata. Occorre tenere conto:

- per la velocità v_b , dei parametri che caratterizzano il sito (zona geografica, periodo di ritorno, effetti locali legati all'ubicazione del sito e all'altezza dal suolo degli elementi della costruzione);
- per la pressione cinetica q_b , dei parametri che caratterizzano la tipologia strutturale e il tipo di opera (coefficienti di pressione esterna e interna, coefficiente dinamico). Nel seguito sono sviluppati tutti i passaggi per il calcolo di tale pressione.

Zona vento = 3

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

Categoria esposizione: tipo II

($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Velocità di riferimento = 27.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0.46 kN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1.00

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1.80 ($z < 4$ m)

Coefficiente di esposizione (C_e) = 2.36 ($z = 10$ m)

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 0.83 kN/mq ($z < 4$ m)

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 1.10 kN/mq ($z = 10$ m)

L'azione del vento è stata trascurata in quanto è certamente maggiormente dimensionante quella del sisma (con la quale la norma indica la non contemporaneità).

Per completezza, in sede di progettazione esecutiva si potrà tenere in conto anche tale azione e combinarla con tutte le altre.

5.4.1 azioni ambientali e naturali – sisma

5.4.1.1 Accelerazione di progetto $S_d(T)$ – stato limite Vita

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno per la vasca e lo SLO per l'edificio che accoglie la camera di manovra;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature

rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte o comunque opere interrate a contatto con il terreno (fondazioni), rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per questo motivo, si è utilizzato un valore del coefficiente di struttura unitario ($q = 1$).

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
 F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
 S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade nel territorio di Taranto, Castellaneta – Laterza.

I dati relativi alla Latitudine, Longitudine, Altitudine e ai Parametri e coefficienti sismici sono riportati nei tabulati di calcolo.

5.4.1.2 Sovrappinta terreno

Il calcolo delle sovrappinte sismiche del terreno viene eseguito con il metodo pseudostatico (NTC § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "C"

$S_s(\text{SLV}) = 1.37$

$S_t = 1$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot a_g$$

Essendo le pareti controterra molto rigide (non ammettono spostamenti relativi rispetto al terreno), il coefficiente β_m , assume il valore: $\beta_m = 1$

Le spinte delle terre, considerando la vasca una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica non con la formula di Mononome-Okabe, ma con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa la parete è posto $h_{\text{tot}}/2$, con "h_{tot}" altezza della parte di parete interrata.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sulla parete.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

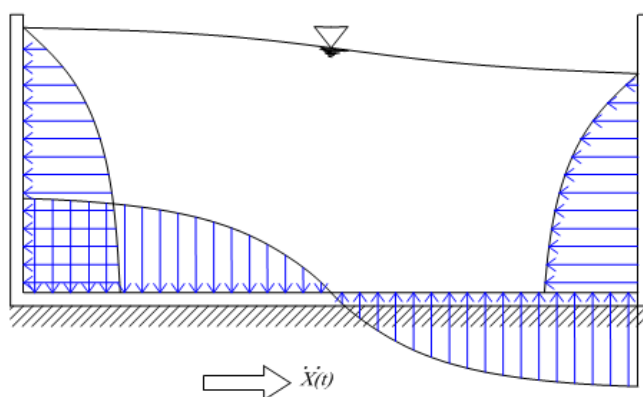
5.4.1.3 Sovrappinta acqua interna

Per la progettazione delle pareti del serbatoio a contatto con l'acqua è stata considerato l'incremento sismico di pressione sulle pareti da parte del liquido contenuto.

Non essendoci nel DM08 degli approfondimenti specifici a riguardo, l'incremento sismico nelle opere in progetto è stato calcolato facendo riferimento agli studi di G. W. Housner ("Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration" e "The dynamic behavior water tanks" – 1963), approfonditi da altri scienziati come M.J.N. Priestley ("Seismic Design of Storage Tanks. Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering" – 1986) e normati dall'Eurocodice 8 "UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte".

Alcune utili indicazioni sono state recepite anche dalla guida "IITK-Gsdma Guidelines for seismic design of liquid storage tanks" emanata nel 2007 dal National Information Centre of Earthquake Engineering a IIT Kanpur (India).

Nella figura seguente è mostrata la distribuzione delle pressioni dinamiche esercitate da un liquido sulle pareti e sul fondo di un contenitore soggetto ad una sollecitazione sismica.

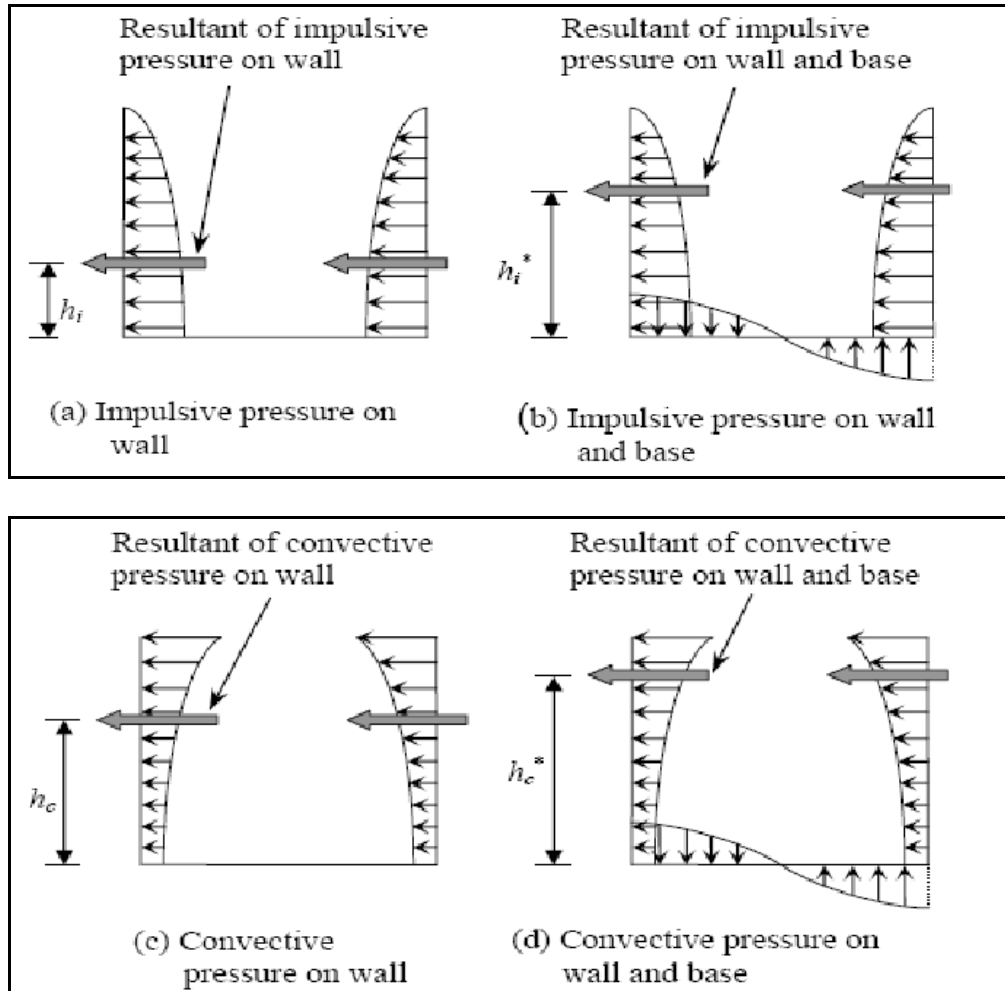


Come si può notare, sotto l'accelerazione laterale la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il contenitore, per cui, a contatto con le pareti, il liquido è costretto a spostarsi verticalmente, dando origine ad onde sismiche di tipo convettivo.

I periodi di queste oscillazioni, dette sloshing, sono tipicamente piuttosto elevati, fino a 6-10 secondi, e sono maggiormente influenzati dal livello degli spostamenti piuttosto che dalle accelerazioni del terreno.

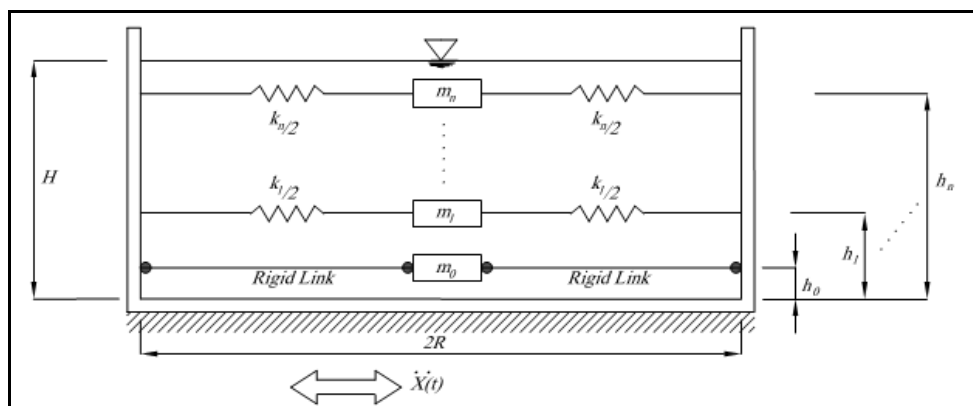
Vicino al fondo, invece, il liquido è costretto a muoversi in modo solidale con il contenitore (moto impulsivo), andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

Le due componenti sopraindicate dell'azione sismica danno origine a pressioni sulle pareti del contenitore il cui andamento è rappresentato nella figura seguente (come si può notare le pressioni in una determinata sezione hanno la stessa direzione, determinando compressione su una parete e aspirazione sulla parete opposta):



La percentuale della massa liquida che partecipa al moto convettivo dipende dal rapporto fra l'altezza H del pelo libero e la base B della vasca: più il rapporto si abbassa e maggiore è la percentuale, tanto che per valori molto bassi di H/B solo il 30 % del liquido stoccato trasla solidamente alle pareti, il resto essendo coinvolto nei moti di sloshing.

In ragione di questo comportamento, per il progetto antisismico, si potrebbe considerare un modello di calcolo che, nell'ipotesi di comportamento rigido del contenitore (ipotesi molto calzante nel caso di strutture in c.a.), è quello riportato nella figura seguente:



La massa m_0 , detta massa impulsiva, è connessa rigidamente alle pareti e rappresenta la quantità di liquido che si sposta in modo solidale con il contenitore; i diversi moti convettivi,

invece, sono modellati dalle sottomasse m_1, m_2, \dots, m_n , ciascuna collegata al guscio da una molla ideale la cui rigidezza è funzione della frequenza del moto di sloshing ad esso associato.

Sulla base di questa teoria sono state elaborate negli anni diverse formule risolutive più o meno complesse per calcolare le sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del contenitore tra le quali quelle proposte in EC8-4 utilizzate in questa sede per i contenitori rigidi in calcestruzzo di forma sia circolare che rettangolare e implementati in appositi fogli di calcolo di cui si dato evidenza all'interno delle appendici alla presente relazione.

Per la vasca, sono state quindi calcolate tutte le grandezze richiamate nelle formule dell'EC8-4 (si sottolinea che ovviamente le accelerazioni sismiche presenti nelle formule sono state calcolate facendo riferimento agli spettri elastici di risposta indicati dal DM08):

- B = dimensione del contenitore rettangolare in direzione normale al sisma
- L = metà della dimensione del contenitore rettangolare nella direzione del sisma
- H = battente del liquido contenuto
- z = altezza (rispetto alla base) per la quale si cerca il valore di sovrappressione
- $\zeta = z/H$
- l = distanza, misurata dal centro del rettangolo, rispetto alla quale calcolare le sovrappressioni idrodinamiche (se $l = L$, la superficie di riferimento è quella esterna)
- $\xi = l/L$
- $\gamma = H/L$
- ρ = densità del liquido contenuto = 1.000 daN/m³
- m_i = il totale della massa impulsiva
- m_{c1} = il totale della massa convettiva (1° modo di sloshing)
- m_{c2} = il totale della massa convettiva (2° modo di sloshing)
- m_{c3} = il totale della massa convettiva (3° modo di sloshing)
- $a_g/g = A_g(t)$ = accelerazione orizz.le al suolo del sito
- $a_{gv}/g = A_v(t)$ = acceleraz. vert.le al suolo del sito (qualora sia tenuto in conto il sisma Z)
- ω_{Cn} = Frequenza di un oscillatore semplice equivalente utilizzato per il calcolo di T_{Cn}
- T_{Cn} = periodo n-mo di vibrazione della componente convettiva
- a_{c1}/g = accelerazione orizzontale calcolato sullo spettro elastico per $T = T_{C1}$
- d_{max} = innalzamento massimo del liquido in fase sismica
- altri parametri (tipo λ_1 e ψ_n riportati nella norma).

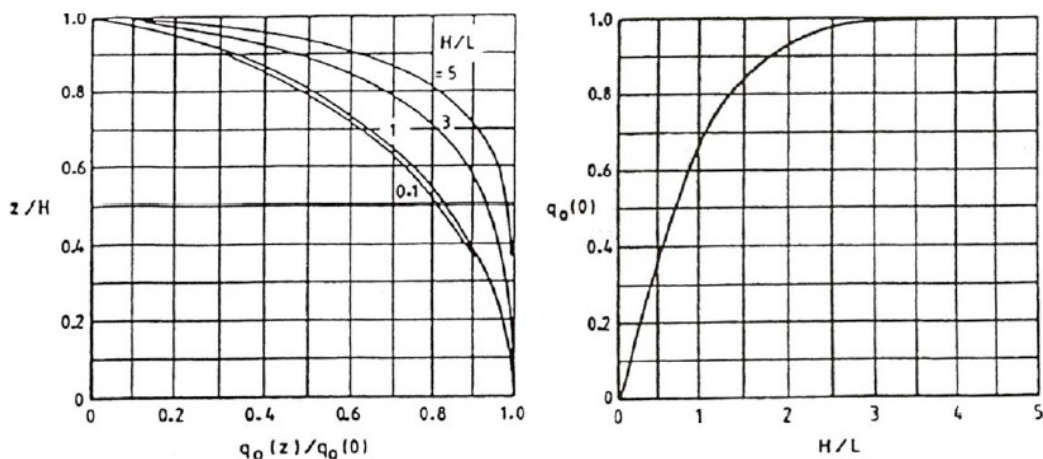
Giova ricordare che le accelerazioni corrispondenti ai periodi di vibrazione convettiva sono stati ricavati secondo norma utilizzando uno spettro elastico caratterizzato da un coefficiente di smorzamento viscoso uguale allo 0,5%.

Dopo aver risolto anche la funzioni I_1 (funzione modificata di Bessel di ordine 1) con la sua derivata I_1' e la funzione J_1 (funzione di Bessel di ordine 1), alla fine si è pervenuto alla quantificazione del campo cercato di sovrappressione (p) pari alla somma della componente impulsiva (p_i), convettiva (p_c) ed eventualmente di quella dovuta al sisma verticale (p_{vr}).

Nel caso di contenitori rettangolari p_i è uguale a

$$p_i(z, t) = q_0(z) \rho L A_{\xi}(t)$$

cioè è funzione del parametro q_0 che ha un andamento del tutto simile a quello corrispettivo (pari a $C_i H/R$) calcolato nel caso di contenitore cilindrico immettendo il valore di L al posto di R e rappresentato qui di seguito



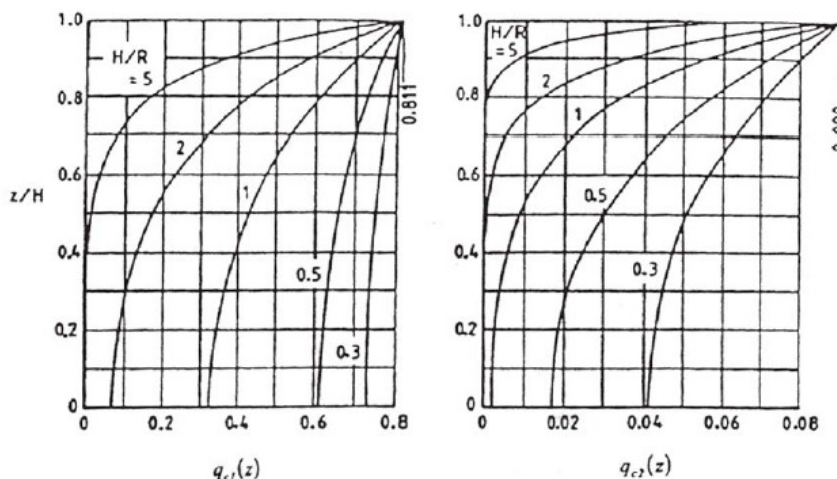
mentre p_c dipende dai periodi di vibrare del moto convettivo, ma soprattutto dal primo modo calcolato come di seguito

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi H}{2L}\right)} \right)^{1/2}$$

e, con riferimento a questo la componente convettiva è uguale a

$$p_{c1}(z, t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t)$$

cioè è funzione principalmente del parametro q_1 che ha un andamento rappresentato qui di seguito (insieme all'andamento di q_{c2})



Per quanto riguarda il calcolo delle altre grandezze in gioco, lo stesso EC8-4 afferma che possono essere mutuate le formule adottate nel caso del contenitore cilindrico (immettendo il valore di L al posto di R) ottenendo una approssimazione massima appena del 15%.

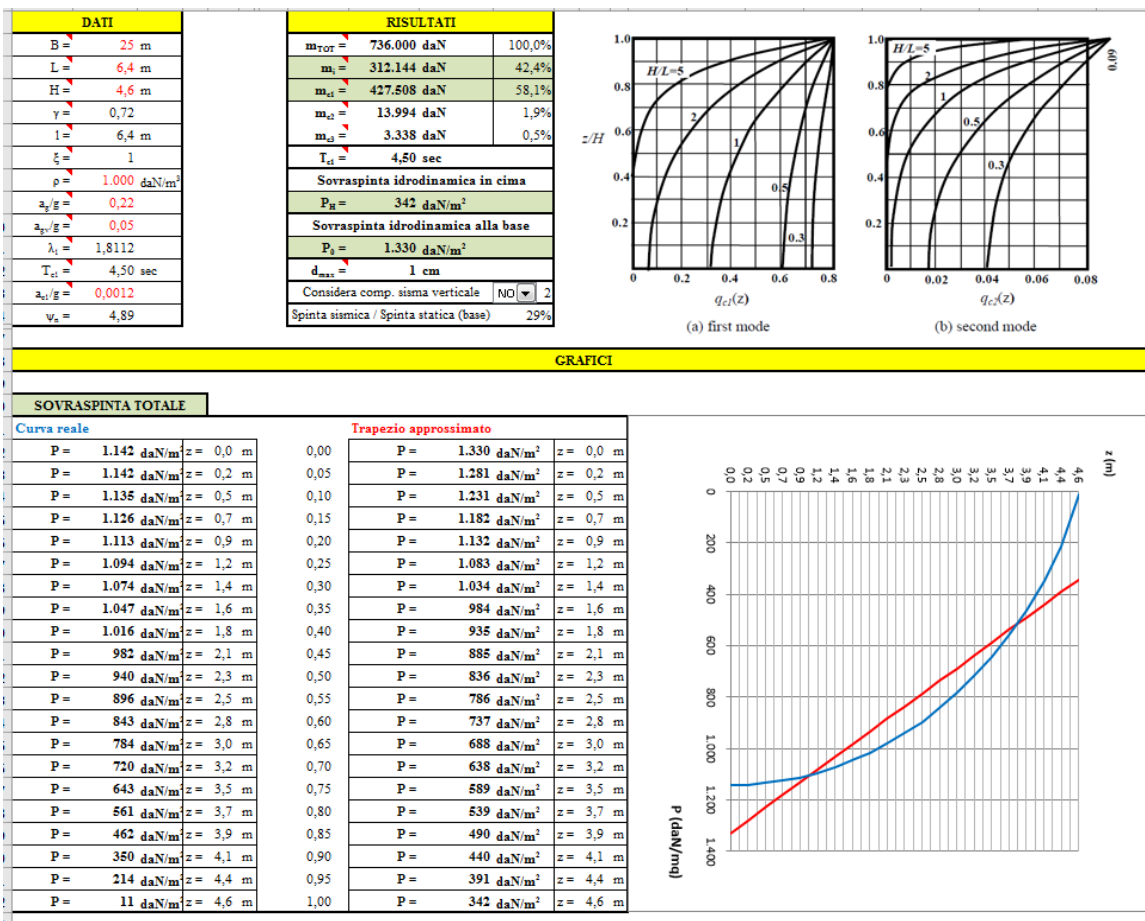
La combinazione delle 3 componenti di sovrappressione idrosismica (p_i , p_c e p_v) è stata ottenuta, coerentemente con la norma, applicando il noto criterio dello "square root of the sum of squares" cioè facendo la radice quadrata della somma dei quadrati di ogni singola componente.

Siccome l'andamento delle sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del suo contenitore è curvilineo, al fine di rendere operativo l'inserimento di tale carico all'interno del programma di calcolo strutturale utilizzato, esso è stato linearizzato in modo da ottenere un carico pressorio equivalente di forma trapezoidale (evidenziato nei fogli di calcolo inseriti in appendice per ciascuna opera) tale che la spinta totale e il momento totale calcolato rispetto alla base della parete risultino uguali (operativamente si è imposta l'equivalenza delle aree dei due diagrammi, quello reale e quello linearizzato, e l'uguaglianza dei momenti statici delle due aree rispetto alla linea di base).

Come già detto a proposito della sovra-spinta sismica del terreno, nel modello di calcolo si è messo in conto che una certa componente sismica orizzontale, in X o Y, produce sempre incrementi di pressioni sismiche dovute al liquido con verso concorde al sisma; questo significa che pareti con il liquido posizionato sul lato di ingresso del sisma subiscono un incremento della spinta rispetto alla condizione statica, mentre le pareti speculari a queste subiranno contestualmente un decremento della spinta rispetto alla condizione statica.

Questa situazione è quanto accade realmente ad una struttura investita da un'onda sismica, e rappresenta nella maggioranza dei casi la condizione più sfavorevole.

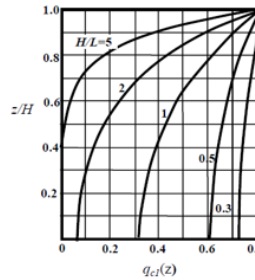
Nel seguito si riportano i risultati ottenuti per la spinta idrodinamica sulle pareti della vasca nei due versi (parallelo e perpendicolare ai setti interni):



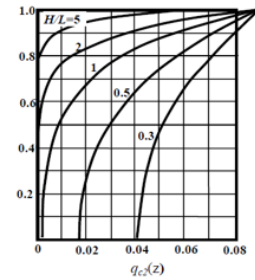
Sisma agente in direzione parallela ai setti interni della vasca

DATI	
B =	25 m
L =	6,4 m
H =	4,6 m
γ =	0,72
l =	6,4 m
ζ =	1
ρ =	1.000 daN/m ³
a_y/g =	0,22
a_x/g =	0,05
λ_s =	1,8112
T _{el} =	4,50 sec
a_{ci}/g =	0,0012
w_s =	4,89

RISULTATI		
m _{TOT} =	736.000 daN	100,0%
m ₁ =	312.144 daN	42,4%
m ₂ =	427.508 daN	58,1%
m ₃ =	13.994 daN	1,9%
m ₄ =	3.338 daN	0,5%
T _{el} =	4,50 sec	
Sovrappinta idrodinamica in cima		
P _H =	342 daN/m ²	
Sovrappinta idrodinamica alla base		
P ₀ =	1.330 daN/m ²	
d _{max} =	1 cm	
Considera comp. sisma verticale	NO	2
Spinta sismica / Spinta statica (base)		29%



(a) first mode

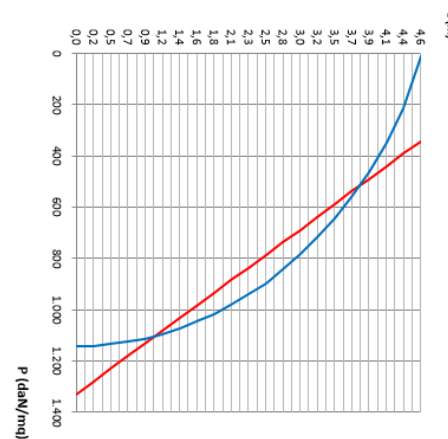


(b) second mode

GRAFICI

SOVRASPINTA TOTALE

Curva reale		Trapezio approssimato	
P = 1.142 daN/m	z = 0,0 m	P = 1.330 daN/m ²	z = 0,0 m
P = 1.142 daN/m	z = 0,2 m	P = 1.281 daN/m ²	z = 0,2 m
P = 1.135 daN/m	z = 0,5 m	P = 1.231 daN/m ²	z = 0,5 m
P = 1.126 daN/m	z = 0,7 m	P = 1.182 daN/m ²	z = 0,7 m
P = 1.113 daN/m	z = 0,9 m	P = 1.132 daN/m ²	z = 0,9 m
P = 1.094 daN/m	z = 1,2 m	P = 1.083 daN/m ²	z = 1,2 m
P = 1.074 daN/m	z = 1,4 m	P = 1.034 daN/m ²	z = 1,4 m
P = 1.047 daN/m	z = 1,6 m	P = 984 daN/m ²	z = 1,6 m
P = 1.016 daN/m	z = 1,8 m	P = 935 daN/m ²	z = 1,8 m
P = 982 daN/m	z = 2,1 m	P = 885 daN/m ²	z = 2,1 m
P = 940 daN/m	z = 2,3 m	P = 836 daN/m ²	z = 2,3 m
P = 896 daN/m	z = 2,5 m	P = 786 daN/m ²	z = 2,5 m
P = 843 daN/m	z = 2,8 m	P = 737 daN/m ²	z = 2,8 m
P = 784 daN/m	z = 3,0 m	P = 688 daN/m ²	z = 3,0 m
P = 720 daN/m	z = 3,2 m	P = 638 daN/m ²	z = 3,2 m
P = 643 daN/m	z = 3,5 m	P = 589 daN/m ²	z = 3,5 m
P = 561 daN/m	z = 3,7 m	P = 539 daN/m ²	z = 3,7 m
P = 462 daN/m	z = 3,9 m	P = 490 daN/m ²	z = 3,9 m
P = 350 daN/m	z = 4,1 m	P = 440 daN/m ²	z = 4,1 m
P = 214 daN/m	z = 4,4 m	P = 391 daN/m ²	z = 4,4 m
P = 11 daN/m	z = 4,6 m	P = 342 daN/m ²	z = 4,6 m



Sisma agente in direzione perpendicolare ai setti interni della vasca

5.4.1.4 Combinazione delle azioni sismiche

Le azioni verticali e orizzontali agiscono simultaneamente sulla struttura, pertanto è necessario cumularle secondo le “regole” definite al paragrafo 6.7.

DM 3.2.4: La combinazione degli effetti dovuti al sisma con quelli relativi ai carichi verticali avviene utilizzando una “regola di combinazione” di SLU differente rispetto a quella che si usa nella condizione “statica”. Si considerano i carichi verticali nella combinazione di carico quasi permanente e li si combina con l’effetto di progetto del sisma.

$$E_{x/Y} + G_{ki} + \sum_i \psi_{2i} Q_{ik}$$

DM 7.3.5: Ciascuna azione sismica di progetto E_x o E_Y è ottenuta combinando gli effetti dell’azione sismica secondo una direzione con il 30% con gli effetti secondo l’altra direzione. Le azioni sollecitanti di progetto su un elemento si ottengono dunque per sovrapposizione degli effetti.

5.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni che possono agire su una struttura sono numerose e in generale la presenza di una azione non implica necessariamente la presenza o l’esclusione di altre azioni: le azioni variabili, considerate tra loro indipendenti possono manifestarsi anche contemporaneamente,

ma la probabilità della presenza contemporanea di azioni variabili aventi tutte intensità significative è ovviamente ridotta.

Le azioni devono essere combinate in uno scenario di carico che massimizzi gli effetti sulla struttura. Una azione variabile non deve mai essere presa in conto se, in una data combinazione di carico, ha effetto “favorevole”, cioè riduce l’effetto di carico (sollecitazione, deformazione, tensione) in esame.

Come riportato nel DM08, nel caso di strutture non precomprese le combinazioni ed i coefficienti da utilizzare sono:

<p>– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E (v. § 3.2):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
<p>– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽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.

6. DESCRIZIONE SOFTWARE DI CALCOLO E HARDWARE UTILIZZATI

6.1 DESCRIZIONE DEL SOFTWARE: SISMICAD (VERSIONE 12.13)

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: Sismicad 12.13

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: INFOTIME del Dr. Liso Vito - Via Virgilio, 171 - Triggiano (BA)

Versione: 12.13

Identificatore licenza: SW-9869744

Intestatario della licenza: ACQUEDOTTO PUGLIESE SPA VIA COGNETTI, 36 BARI

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse.

Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive.

L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio.

Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. È previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale e richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.

- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

CONVENZIONI RELATIVE ALLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

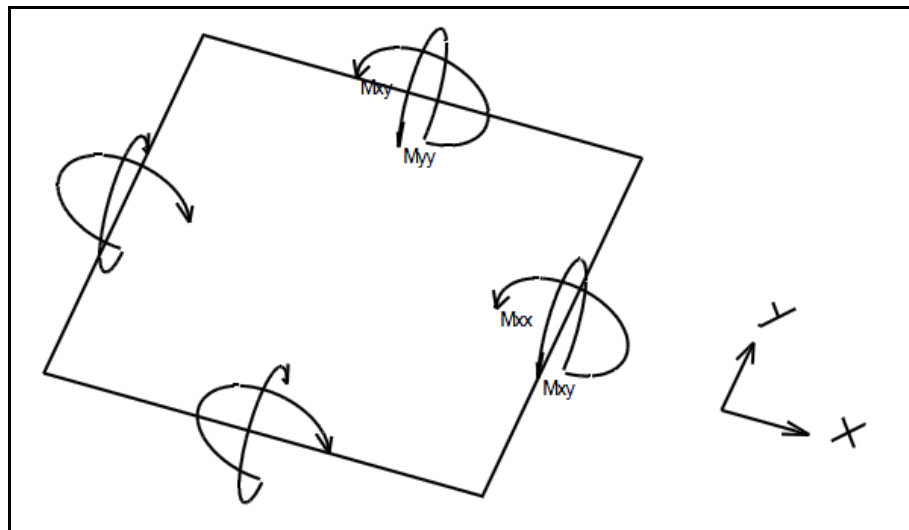
Con riferimento agli elementi piastra (platee, pareti, ecc..) e agli elementi asta (pilastri e travi), nel seguito si riportano le convenzioni adottate dal software di calcolo per individuare il sistema degli assi di riferimento locale e le caratteristiche delle sollecitazioni (Forze e Momenti).

- *ELEMENTI PIASTRA*

Le sollecitazioni, ed i relativi segni, sono definite in base alla giacitura della piastra.

1) Piastre non verticali (platee o piastre oblique)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .



Si definiscono:

M_{xx} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

M_{yy} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

M_{xy} : momento torcente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo

indicato dalla freccia in figura).

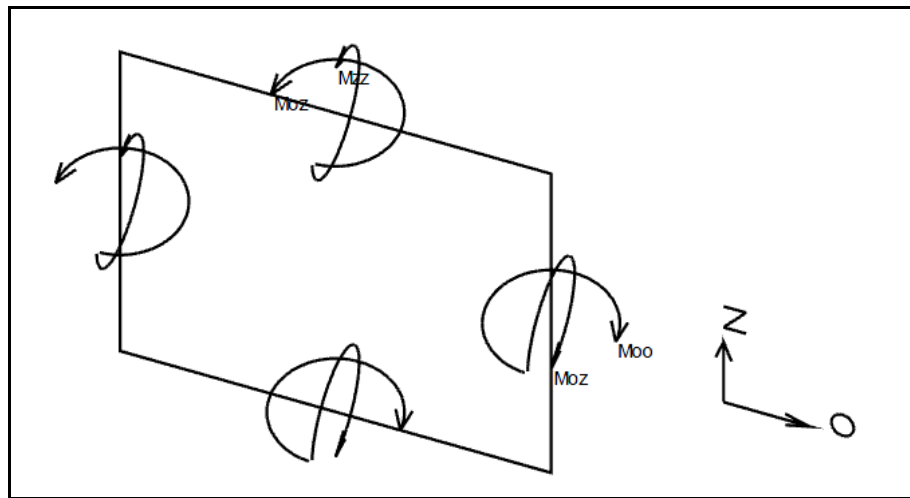
2) Piastre verticali (pareti)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa.

In particolare

- l'asse O è orizzontale e concorde all'asse X globale o concorde a Y globale se l'insieme di shell è in un piano parallelo a $Y-Z$ globali;
- l'asse z parallelo ed equiverso con l'asse Z globale.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell verticale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{oo} , M_{zz} , M_{oz} .



M_{oo} : momento flettente distribuito $[Forza * Lunghezza / Lunghezza]$ applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

M_{zz} : momento flettente distribuito $[Forza * Lunghezza / Lunghezza]$ applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

M_{oz} : momento "torcente" distribuito $[Forza * Lunghezza / Lunghezza]$ applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

- ELEMENTI ASTA

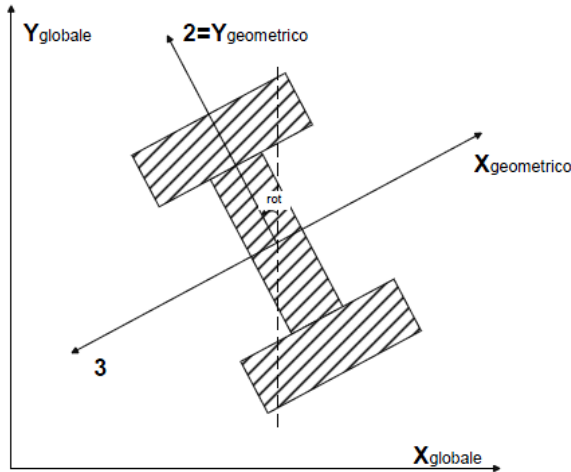
Il sistema degli assi locali dei pilastri e delle travi è definito dal software di calcolo distinguendo tre diverse categorie, a seconda che siano originate da:

- pilastri e colonne in c.a. o in acciaio;
- travi in acciaio di piano (o di falda o generiche);
- travi in c.a. di piano (o di falda o generiche).

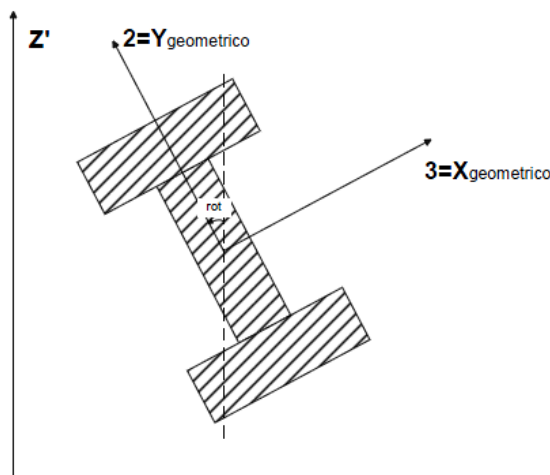
Il sistema locale dell'asta, indicato con 1 (rosso) - 2 (verde) - 3 (blu), non sempre coincide con gli assi principali della sezione e rispetta la regola della mano destra.

1) Pilastri e colonne

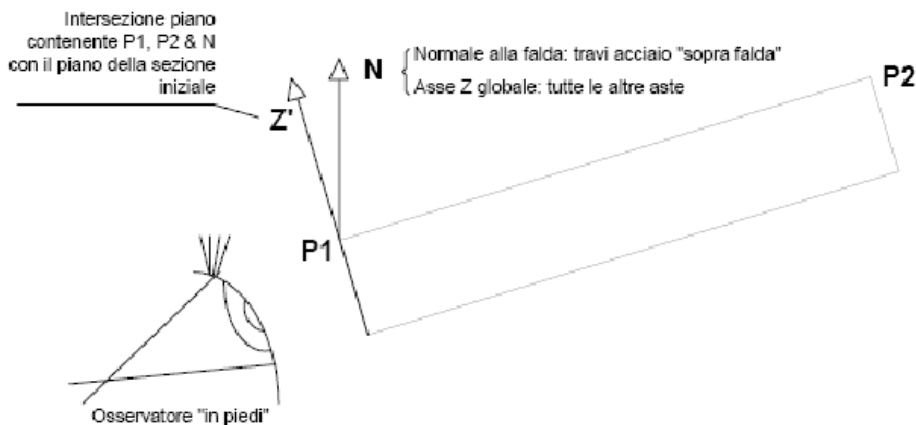
Per quanto riguarda i pilastri e colonne in c.a. o in acciaio, nella figura si considera l'asse 1 uscente dal foglio (l'osservatore guarda in direzione opposta a quella dell'asse 1):



2) Travi in acciaio di piano (o di falda o generiche)
 Per quanto riguarda le travi in acciaio di piano (o di falda o generiche), nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1):



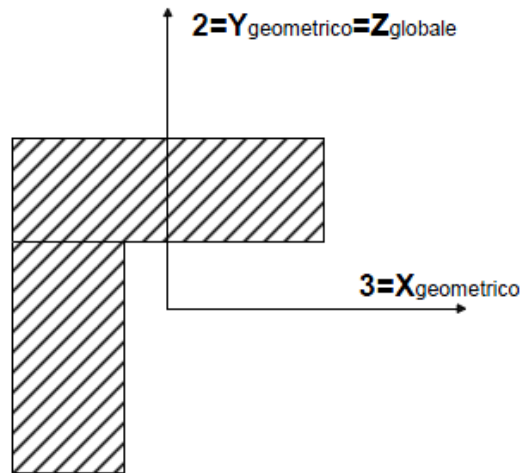
L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove: P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta, P2 è il punto di inserimento finale dell'asta, N è la normale al piano o falda di inserimento:



Z' è quindi l'intersezione tra il piano passante per P1, P2 contenente N e il piano della sezione iniziale dell'asta.

3) Travi in c.a. di piano (o di falda o generiche)

Per quanto riguarda le travi in c.a. di piano, nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e quindi coincidente con l'asse Z globale nonché con l'asse y geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse x geometrico.



I parametri di sollecitazione relativi alle aste possono quindi essere così definiti:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta (positivo se di trazione);
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2 (flettente nel piano verticale nel caso delle travi);
- M3: momento attorno all'asse locale 3;

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente: presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f, asse 1 che va da i a f, assi 2 e 3, presi secondo le regole relative al sistema locale (già definite) sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1), i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1,2,3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione; per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva

tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo al D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

6.2 DESCRIZIONE DELL'HARDWARE

L'hardware aziendale (AQP s.r.l.) utilizzato è il seguente:

Processore Intel(R) Core(TM)
CPU i5-6500
@ 3.20GHz
RAM: 8GB

7. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

Una volta individuate le azioni in gioco e terminato un primo predimensionato delle strutture in progetto (ricorrendo all'esperienza, all'osservazione di opere similari già in esercizio o a semplici calcoli di massima), per ciascuna di esse si è creato (con apposito programma strutturale) il modello necessario ad elaborare l'analisi strutturale completa (di tipo elastico lineare) utilizzando la metodologia f.e.m. svolta dal solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP interno al software stesso.

Per lo studio sismico si è proceduto ad un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta, mentre i calcoli (e le relative verifiche) sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite previsti dalla norma vigente; in particolare sono stati studiati gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite d'esercizio SLE (in condizione statica) e gli stati limite di vita SLV, gli stati limite di danno SLD e di operatività SLO (in condizione dinamica).

Per le verifiche di danneggiamento sismico si è considerato lo SLO in quanto le opere in progetto, come detto in precedenza, sono state considerate ricadenti in Classe d'uso IV.

Per quanto riguarda invece lo SLD, con riferimento al punto 7.3.7.1 del DM08, in automatico il software controlla se lo spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali SLD, ottenuto attribuendo ad η il valore di $2/3$, supera in qualche punto gli spettri di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLV; in caso affermativo, sono state effettuate anche le verifiche di resistenza previste per tale stato limite nel medesimo paragrafo normativo, altrimenti non è stato necessario generare alcuna combinazione SLD.

Così come dettagliato in precedenza, le azioni sulla struttura sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Nel caso delle opere interrato contenenti acqua, ad esempio, sono state create, oltre alle combinazioni canoniche, anche delle combinazioni "ad hoc" per simulare varie situazioni di carico collegate all'esercizio del singolo manufatto e rappresentative di possibili scenari

sfavorevoli come la presenza del liquido all'interno e la contemporanea assenza del terreno all'esterno (nel caso in cui il manufatto sia pieno e il rinterro laterale più deformabile del dovuto) o il viceversa (nel caso di vasca completamente vuota).

Si riporta uno stralcio sintetico del DM08 (cap.2) contenente una indicazione sulle combinazioni di carichi da considerare e sui coefficienti parziali da utilizzare al loro interno:

<p>– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:</p> $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
<p>– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
<p>– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽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.

Nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione sono riportate tutte le combinazioni e i coefficienti utilizzati.

Una volta terminata l'analisi strutturale, sono state svolte le principali verifiche per tutti gli elementi portanti (travi, pilastri, solai, platee e pareti) con particolare attenzione, nel caso di opere in c.a., alla verifica allo Stato limite d'esercizio per fessurazione.

Si è infine proceduto al calcolo delle armature necessarie e sono state prodotte le relative tavole grafiche riportando le armature principali della struttura demandando alla progettazione esecutiva la definizione di tutte quelle armature di rinforzo atte a risolvere problematiche localizzate (in corrispondenza di fori, di particolari picchi di tensione e sollecitazione, ecc..).

Tutte le verifiche puntuali sono state riportate sinteticamente nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione per ciascun manufatto di progetto.

Nel seguito sono riportate le schede di portanza dei solai (utilizzate esclusivamente allo scopo predimensionatorio), la verifica di giunti strutturali e le verifiche geotecniche.

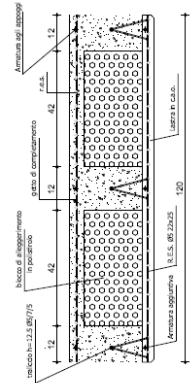
7.1 SCHEDE DI PORTANZA PER I SOLAI

I solai utilizzati per coprire il corpo vasca nonché quello del vano manovra, sono predimensionati attraverso delle schede di portanza comunemente reperibili sul mercato, essendo strutture soggette a prefabbricazione e quindi standard qualitativi e dimensionali legati al produttore.

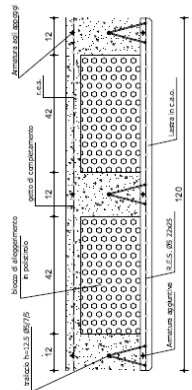


Per le lastre predalles si riporta la seguente scheda tecnica:

4 + 10 + 4	100	64	260	2.376	2.866	3.241	3.454	4.132	4.184	5.289	6.531	2.845
+ 5		74	285	2.548	3.079	3.489	3.721	4.465	4.522	5.747	7.145	3.023
5 + 10 + 4	125	64	285	2.530	3.053	3.454	3.681	4.408	4.462	5.649	6.987	3.023
+ 5		74	310	2.701	3.266	3.701	3.948	4.740	4.800	6.108	7.601	3.201
4 + 15 + 4	100	78	295	3.145	3.800	4.305	4.591	5.508	5.578	7.090	8.811	3.667
+ 5		88	320	3.316	4.014	4.552	4.857	5.841	5.916	7.548	9.425	3.777
5 + 15 + 4	125	78	320	3.298	3.987	4.517	4.818	5.784	5.857	7.450	9.268	3.777
+ 5		88	345	3.469	4.200	4.764	5.085	6.117	6.195	7.909	9.881	3.885
4 + 20 + 4	100	92	330	3.913	4.734	5.368	5.727	6.885	6.973	8.891	11.092	4.204
+ 5		102	355	4.083	4.948	5.615	5.994	7.218	7.311	9.349	11.705	4.309
5 + 20 + 4	125	92	355	4.067	4.922	5.581	5.955	7.160	7.253	9.251	11.548	4.309
+ 5		102	380	4.236	5.134	5.827	6.222	7.493	7.591	9.709	12.161	4.412
4 + 25 + 4	100	104	360	4.680	5.669	6.431	6.865	8.262	8.368	10.692	13.372	4.720
+ 5		114	385	4.850	5.881	6.677	7.131	8.594	8.707	11.150	13.986	4.821
5 + 25 + 4	125	104	385	4.834	5.855	6.644	7.092	8.537	8.648	11.051	13.828	4.821
+ 5		114	410	5.003	6.067	6.890	7.358	8.870	8.986	11.510	14.441	4.921
4 + 30 + 4	100	116	390	5.447	6.602	7.494	8.002	9.639	9.764	12.492	15.652	5.219
+ 5		126	415	5.617	6.814	7.739	8.267	9.971	10.102	12.951	16.266	5.317
5 + 30 + 4	125	116	415	5.601	6.789	7.707	8.229	9.913	10.043	12.852	16.108	5.317
5	125	440	5.770	7.000	7.952	8.494	10.247	10.381	13.311	16.722	5.415	
spessore lastra in c.a.o. altezza polistirolo/pignatta altezza soletta superiore in c.a.o. Peso blocchi e lastra in c.a.o. Conglomerato Peso del solaio in opera	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	M _{SLU}	T _{SLU}	
	3Φ8	3Φ10	6Φ8	3Φ12	3Φ14	6Φ10	6Φ12	6Φ14				
MOMENTI POSITIVI E TAGLIO PRESTAZIONI DI SERVIZIO RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1,20 METRI (L'ARMATURA INDICATA E' RIFERITA ALL'INTERASSE)												

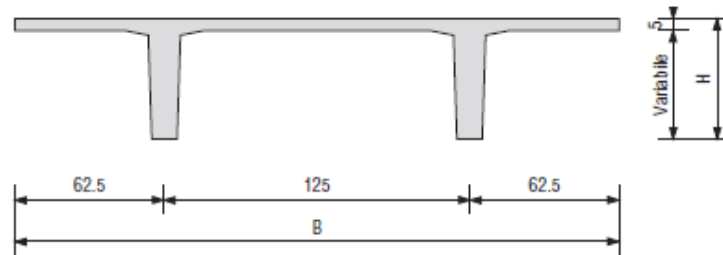


4 + 10 + 4	936	1.454	2.077	2.857	3.457	4.048	4.734	5.405	6.162	6.901
+ 5	995	1.546	2.210	3.041	3.682	4.314	5.046	5.766	6.579	7.373
5 + 10 + 4	995	1.546	2.210	3.041	3.682	4.314	5.046	5.766	6.579	7.373
+ 5	1.053	1.638	2.343	3.225	3.907	4.579	5.360	6.128	6.996	7.845
4 + 15 + 4	1.230	1.914	2.741	3.779	4.582	5.376	6.301	7.212	8.246	9.261
+ 5	1.289	2.006	2.873	3.963	4.807	5.641	6.614	7.573	8.663	9.733
5 + 15 + 4	1.289	2.006	2.873	3.963	4.807	5.641	6.614	7.573	8.663	9.733
+ 5	1.348	2.098	3.006	4.147	5.032	5.907	6.927	7.935	9.079	10.205
4 + 20 + 4	1.524	2.374	3.404	4.700	5.707	6.703	7.868	9.019	10.329	11.622
+ 5	1.583	2.466	3.536	4.885	5.932	6.969	8.182	9.380	10.747	12.093
5 + 20 + 4	1.583	2.466	3.536	4.885	5.932	6.969	8.182	9.380	10.747	12.093
+ 5	1.642	2.558	3.669	5.069	6.157	7.234	8.495	9.742	11.163	12.566
4 + 25 + 4	1.819	2.834	4.066	5.622	6.832	8.031	9.436	10.826	12.413	13.982
+ 5	1.877	2.926	4.199	5.806	7.057	8.296	9.749	11.187	12.830	14.454
5 + 25 + 4	1.877	2.926	4.199	5.806	7.057	8.296	9.749	11.187	12.830	14.454
+ 5	1.936	3.018	4.331	5.990	7.281	8.562	10.062	11.549	13.247	14.926
4 + 30 + 4	2.113	3.294	4.729	6.542	7.955	9.359	11.002	12.634	14.497	16.342
+ 5	2.172	3.385	4.862	6.726	8.180	9.624	11.316	12.994	14.914	16.814
5 + 30 + 4	2.172	3.385	4.862	6.726	8.180	9.624	11.316	12.994	14.914	16.814
5	2.231	3.477	4.994	6.910	8.405	9.889	11.630	13.356	15.330	17.286
spessore lastra in c.a.o. altezza polistirolo/pignatta altezza soletta superiore in c.a.o.	1Φ8	1Φ10	1Φ12	2Φ10	1Φ(10+12)	2Φ12	1Φ(12+14)	2Φ14	1Φ(14+16)	2Φ16
	MOMENTI NEGATIVI PRESTAZIONI DI SERVIZIO RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1,20 METRI (L'ARMATURA INDICATA E' RIFERITA AL SINGOLO TRALICCIO)									



Per i tegoli si riporta la seguente scheda tecnica:

Tegoli TT di copertura

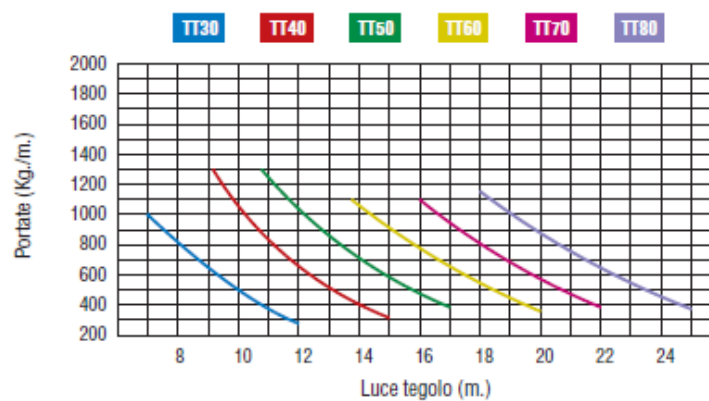


Spessore nervatura cm. 10,5

Caratteristiche

Tipo	B	H	R	Peso proprio
TEGOLO TT30	250	30	60 minuti	185 kg/mq
TEGOLO TT40	250	40	60 minuti	210 kg/mq
TEGOLO TT50	250	50	60 minuti	236 kg/mq
TEGOLO TT60	250	60	60 minuti	264 kg/mq
TEGOLO TT70	250	70	60 minuti	293 kg/mq
TEGOLO TT80	250	80	60 minuti	323 kg/mq

Diagramma di portata tegolo TT



7.2 VERIFICHE GIUNTO STRUTTURALE

DM 7.2.2: La norma prescrive che i distacchi tra gli edifici devono avere dimensioni tali da evitare fenomeni di martellamento tra strutture contigue; per tale motivo i distacchi devono avere dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite di vita delle strutture medesime.

La distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuno degli edifici, secondo il punto 4.8 (gli spostamenti allo stato limite di vita potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di struttura “q”), in ogni caso la distanza tra due punti degli edifici posti alla medesima altezza non potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerata dallo spiccatto delle strutture in elevazione, moltiplicata per $a_g S / 0.5g \leq 1$.

È stata effettuata la verifica del giunto sismico ai vari livelli introducendo delle travi fittizie nel modello ad una distanza pari a metà del giunto, per simulare la presenza del contiguo corpo di fabbrica. I dettagli di tali verifiche sono presenti nei tabulati di calcolo.

In ogni caso la norma prescrive che la distanza minima sia (alla quota di copertura dei torrini):
 $d_{\min} = h \cdot 1/100 \cdot a_g \cdot S / 0.5g = 1.100 \cdot 1/100 \cdot 0,22 \cdot 1,18 / 0,5 = 6,23 \text{ cm}$

- In definitiva è stato previsto un giunto di 15 cm tra i corpi di fabbrica.

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Sulla base della “Relazione Geotecnica” sono state effettuate le verifiche geotecniche delle fondazioni a platea (vasche e camera di manovra) confermando la scelta di considerare l’approccio 2 (**A1+M1+R3**) per gli stati limite **SLU** e **SLV** e l’approccio 1-comb.2 (**A2+M2+R2**) per lo stato limite di **scorrimento**.

Nelle due immagini riportate più avanti (fig.8.1 e fig. 8.2), si è rappresentato l’involuppo delle minime tensioni di compressione sul terreno nelle varie combinazioni di carico, rispettivamente allo SLU e allo SLVfond.

Il valore della costante di Winkler è stata determinata considerando la stratigrafia al sotto di ciascuna piastra di fondazione. Maggiori dettagli e informazioni sono desumibili dalla relazione geotecnica e dai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

- **Serbatoio (B=34,10m; L=78,20m)**

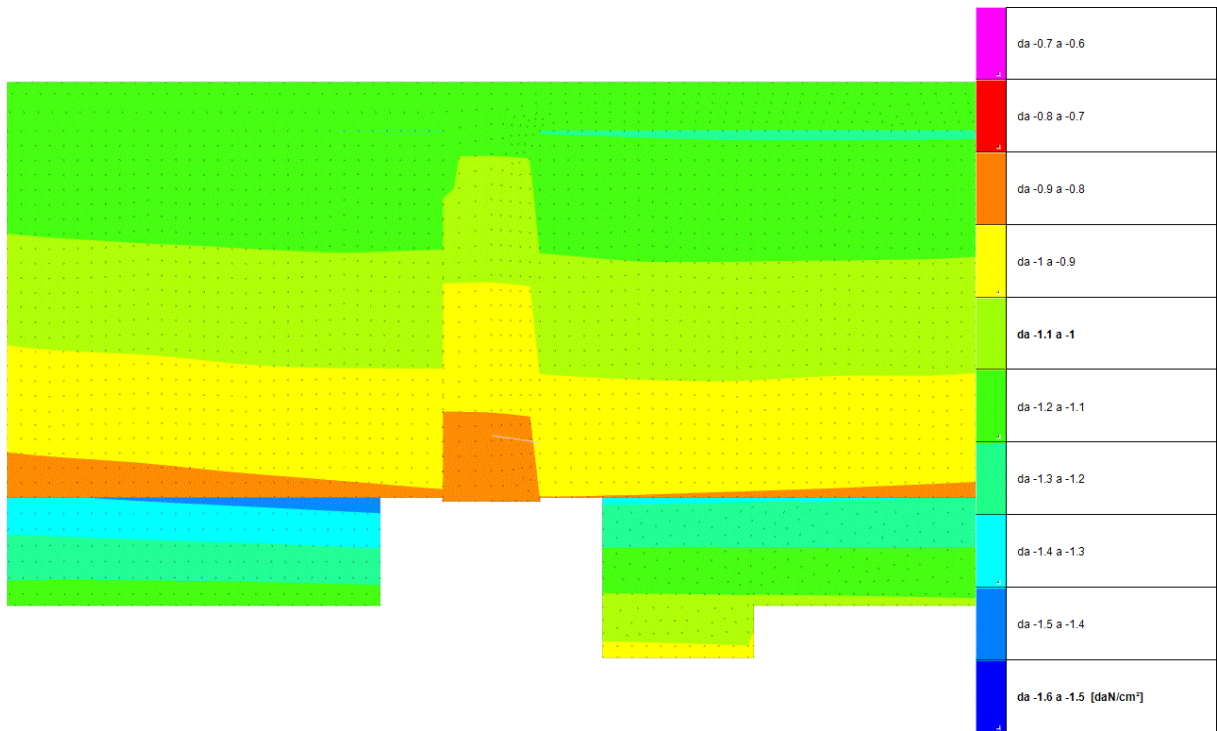


Fig. 8.1

- **Camera di manovra (B=15m; L=18,50m)**

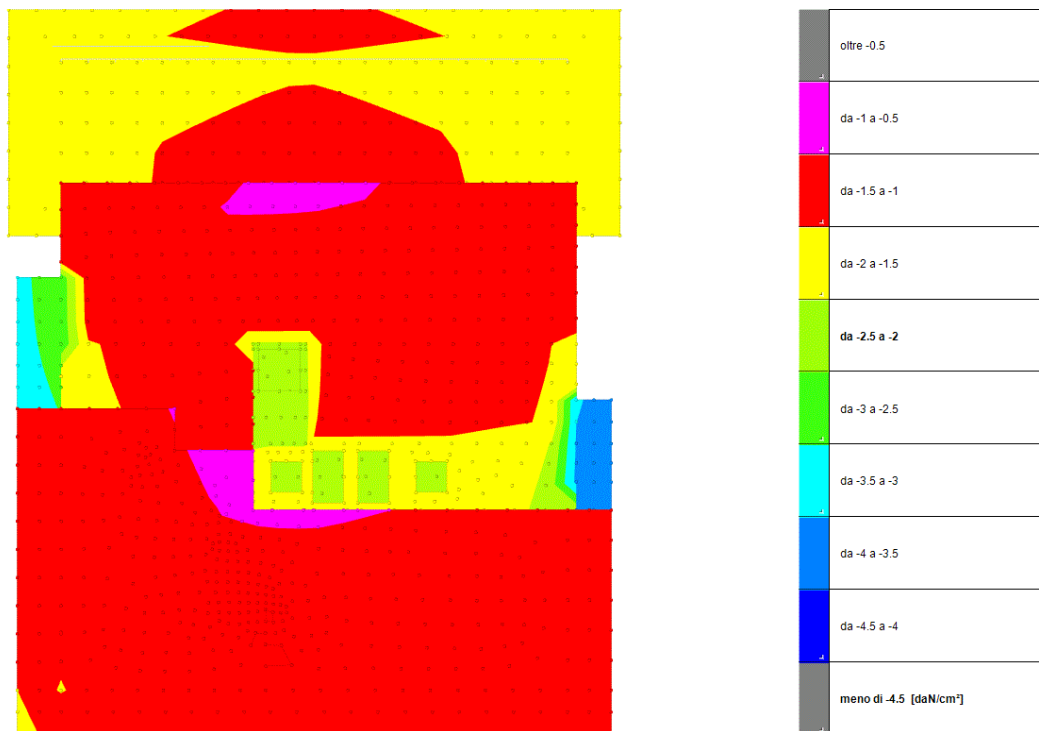


Fig. 8.2

8. OUTPUT DI CALCOLO

Per il calcolo del serbatoio è stato messo appunto un apposito modello agli elementi finiti, sul quale sono state effettuate tutte le verifiche previste dalla norma.

Il modello si divide in due parti indipendenti dettato dai giunti strutturali.

In allegato alla presente, si riportano gli Output del calcolo inerenti i due modelli.

Allegato A – TABULATI CALCOLO VASCA

Allegato B – TABULATI CALCOLO CAMERA DI MANOVRA