



COMUNE DI PISA

Provincia di Pisa



ADEGUAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI PISA NORD - S. JACOPO II STRALCIO

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Data :

Dicembre 2014

<i>Committente:</i> Dott. Ing. Roberto CECCHINI	<i>Progettisti:</i> Dott. Ing. Giovanni SIMONELLI Dott. Ing. Simone FRANCHINI		<i>CSP:</i> Dott. Ing. Simone FRANCHINI	
<i>Responsabile di Commessa:</i> Dott. Ing. Claudio LASTRAIOLI	<i>Collaboratori tecnici :</i>			
	<i>Opere idrauliche e di processo, impiantistica</i> Dott. Ing. Robi NOVELLI Dott. Ing. Fabrizio MANCUSO Dott. Ing. Simone LIPPI	<i>Opere strutturali</i> A.I.C.E.Consulting Srl Dott. Ing. Domenico DARDANO	<i>Opere geotecniche</i> Dott. Geol. Carlo FERRI	<i>Opere elettriche ed automazione</i> CUBO Progetti Dott. Ing. Carmine MIULLI

Indice rev.	Data	Oggetto	Controllato	Approvato

0	Dicembre 2014	Prima emissione	FR	FR	DD
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato

INDICE

0.	SOMMARIO.....	7
1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI	8
2.1.	Generalità	8
2.2.	Descrizione della vasca	8
2.2.1.	Fasi di realizzazione della vasca.....	9
2.3.	Descrizione del locale tecnico	9
2.4.	Altre opere complementari	9
3.	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	10
3.1.	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)	10
4.	VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA DEI DIAFRAMMI	12
4.1.	Calcestruzzo armato	12
4.1.1.	Calcestruzzo	12
4.1.2.	Acciaio per calcestruzzi armati.....	12
4.2.	Fattore di confidenza	12
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NUOVI (§ 11 NTC).....	12
5.1.	Calcestruzzo strutturale per opere in c.a.	12
5.1.1.	Calcestruzzo strutturale normale	12
5.2.	Acciaio da cemento armato	13
5.2.1.	Acciaio in barre ad aderenza migliorata	13
5.3.	Copriferri (§ 4.1.6.1.3 delle NTC).....	13
5.4.	Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri	14
5.5.	Struttura metallica	14
5.5.1.	Profili	14
5.5.2.	Graticci metallici per scale e passerelle	15
5.5.3.	Bulloneria.....	15
5.5.4.	Tirafondi.....	16
5.5.5.	Saldature	16
5.5.6.	Protezione anticorrosiva e finitura	16
6.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3 NTC)	17
6.1.	Obiettivi e metodi	17
6.2.	Criteri di verifica	18
6.2.1.	Generalità	18
6.2.2.	Stati limite in assenza di sisma.....	18
6.2.3.	Stati Limite in presenza di azioni sismiche.....	19
7.	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	20
7.1.	Carichi permanenti strutturali	20
7.1.1.	Locale tecnico	20
7.1.2.	Vasche	20
7.2.	Carichi permanenti non strutturali	21
7.2.1.	Vasche	21
7.2.2.	Locale tecnico	22
7.3.	Carichi variabili	22
7.3.1.	Locale tecnico	22
7.3.2.	Vasca.....	22
7.4.	Azioni della temperatura	24
7.4.1.	Locale tecnico	24
7.4.2.	Vasca.....	24
7.5.	Azione della neve (§3.3 NTC).....	26

7.6.	Azioni sismiche (§3.2.3 NTC).....	27
7.6.1.	Definizione dello spettro di risposta elastico	28
7.6.2.	Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio	29
7.6.3.	Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi	29
7.6.4.	Locale tecnico	29
7.6.5.	Vasca.....	32
7.7.	Condizioni di carico elementari.....	37
7.7.1.	Locale tecnico	37
7.7.2.	Vasche	37
7.8.	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	38
7.8.1.	Locale tecnico	41
7.8.2.	Vasca.....	42
8.	METODI DI ANALISI	45
8.1.	Analisi per azioni non sismiche.....	45
8.1.1.	Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC).....	45
8.2.	Analisi in presenza di azioni sismiche per il locale tecnico.....	45
8.2.1.	Analisi statica lineare.....	45
8.2.2.	Eccentricità delle masse.....	45
8.2.3.	Non linearità geometriche.....	45
8.2.4.	Risposta alle diverse componenti	46
8.3.	Analisi in presenza di azioni sismiche per le vasche	46
9.	MODELLAZIONE NUMERICA	47
9.1.	Criteri di modellazione	47
9.1.1.	Locale tecnico	47
9.1.2.	Vasca.....	47
9.2.	Elenco dei modelli di calcolo	50
9.3.	Codici di calcolo.....	50
9.3.1.	Locale tecnico	50
9.3.2.	Vasca.....	51
9.4.	Affidabilità dei codici utilizzati	51
9.5.	Validazione dei codici utilizzati	51
9.5.1.	Valutazione della correttezza dei modelli	51
9.5.2.	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	51
9.6.	Informazione generali sull'elaborazione	52
9.6.1.	Locale tecnico	52
9.6.2.	Vasca.....	53
10.	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR).....	56
10.1.	Verifiche per SLV e SLU	56
10.1.1.	Resistenza di calcolo del calcestruzzo.....	56
10.1.2.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	57
10.1.3.	Verifica a flessione e pressoflessione (travi e pilastri).....	57
10.1.4.	Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite	58
10.1.5.	Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali	58
10.1.6.	Locale tecnico	59
10.1.7.	Vasche	60
10.1.8.	Verifica dei diaframmi.....	64
10.1.9.	Verifica della trave di collegamento diaframmi-muro vasca	67
10.2.	Verifica degli ancoraggi	70
10.2.1.	Ancoraggi tra elementi in calcestruzzo	70
10.3.	Verifiche per SLD	70
10.3.1.	Vasca.....	70
10.4.	Verifiche per SLO	71
10.4.1.	Locale tecnico	71
10.5.	Verifiche per SLE.....	71
10.5.1.	Verifiche a fessurazione §4.1.2.2.4 NTC.....	71
10.5.2.	Verifiche delle tensioni di esercizio §4.1.2.2.5 NTC	79

10.6. VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO).....	87
APPENDICE A	88
Rappresentazioni grafiche dei modelli.....	88
Vasca di stabilizzazione fanghi.....	89
Locale tecnico.....	94
APPENDICE B	98
Verifica del solaio del locale tecnico	98
APPENDICE C	100
Disegni esecutivi dei diaframmi e certificati dei materiali	100

0. SOMMARIO

La presente Relazione Tecnica di Calcolo delle strutture si riferisce al progetto della vasca di stabilizzazione dei fanghi (corpo "I") e al locale tecnico adiacente e al pozzetto ripartitore, da realizzarsi nell'ambito dell'intervento di ampliamento dell'impianto di depurazione di "Pisa Nord" sito in località San Jacopo nel Comune di Pisa.

La relazione è redatta ai sensi del punto 10.1 del **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni** e dell'**Art. 65 del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380**.

La relazione illustra le ipotesi generali poste alla base del calcolo, specifica la qualità e le caratteristiche meccaniche dei materiali e dei componenti da impiegare nella costruzione e precisa la modalità di esecuzione degli elementi strutturali; la relazione, inoltre, contiene l'analisi dei carichi per cui le strutture sono state dimensionate, descrive le modalità del calcolo, i mezzi informatici utilizzati ed i risultati delle verifiche statiche.

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008**
- **D.P.R. 380/01, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia**
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19.06.2006 - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc.m. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006**
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 421 del 26.05.2014 Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana**
- **Regolamento 58/r**, pubblicato sul BURT n. 57 parte I del 26 ottobre 2012, di attuazione dell' articolo 117, comma 2, lettera g) della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). *Verifiche nelle zone a bassa sismicità. Determinazione del campione da assoggettare a verifica.*

Inoltre, fatto salvo il rispetto delle norme cogenti sopraelencate, per alcuni aspetti non contemplati dalle norme italiane, quali ad esempio le azioni sui serbatoi dovute al liquido contenuto per effetto del sisma, si è fatto riferimento ai seguenti Eurocodici, pubblicati in Italia dall'UNI come norme tecniche volontarie.

- **UNI EN 1997-1, Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali**
- **UNI ENV 1998-4, Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni**

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

2.1. Generalità

I manufatti in progetto sono vasche in cemento armato, destinate a contenere i liquami trattati dall'impianto di depurazione, da realizzarsi in località San Jacopo nel Comune di Pisa.

2.2. Descrizione della vasca

La vasca di stabilizzazione dei fanghi (corpo "I") ha una forma rettangolare con dimensioni in pianta 30.90 m x 15.45 m, l'altezza massima delle pareti è di 6.10 m, lo spessore delle pareti è di 45 cm, la quota di posa della fondazione è di -2.20 m s.l.m., spessore platea 80 cm.

Il progetto esecutivo della vasca è stato originariamente redatto dalla società SLED Costruzioni S.p.A. come variante migliorativa della aggiudicazione della gara di appalto per la realizzazione dell'ampliamento del depuratore di Pisa San Jacopo.

Nel progetto esecutivo della SLED Costruzioni per il sostegno delle pareti dello scavo era prevista la realizzazione di diaframmi in calcestruzzo armato di altezza complessiva pari a 10.50m, altezza fuori terra 3.5m e spessore 40cm.

L'impresa SLED Costruzioni ha realizzato parte delle lavorazioni relative a questa vasca, in particolare ha completato uno scavo di sbancamento di circa 1.00m su tutta l'area e ha realizzato tutti i diaframmi in calcestruzzo a partire dalla quota di scavo prima citata. Per meglio capire la situazione attuale si rimanda alla figura sottostante e agli elaborati progettuali.

Lo scopo del presente lavoro è quello di riprogettare la vasca sfruttando i diaframmi esistenti realizzati dalla SLED.

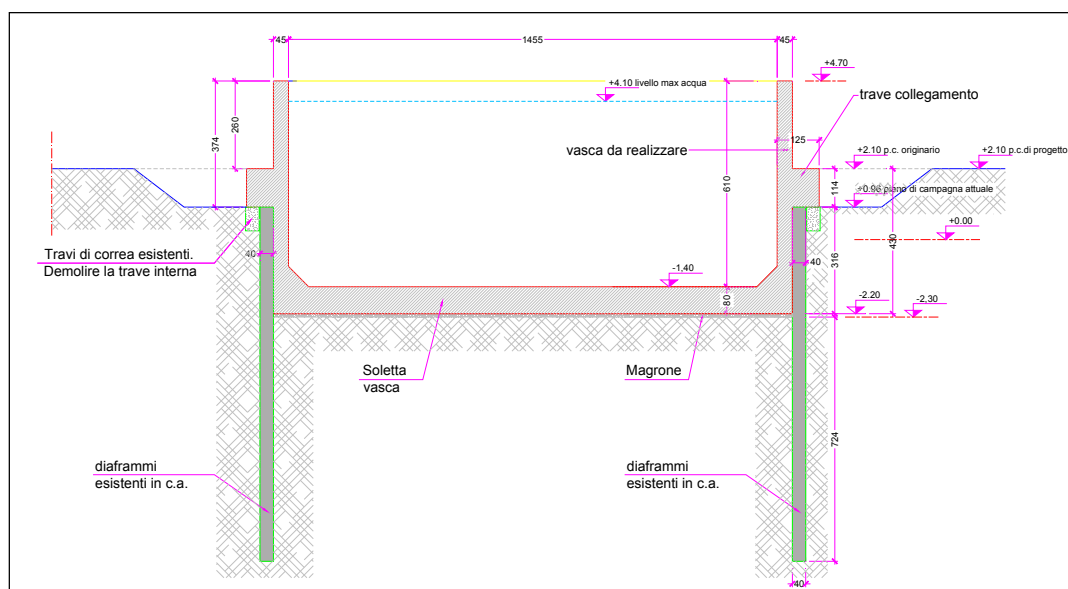


Fig. 1 – Sezione trasversale della vasca

2.2.1. Fasi di realizzazione della vasca

La realizzazione dell'opera si svilupperà attraverso le seguenti fasi:

1. scavo sul perimetro esterno dei diaframmi di profondità pari a 1.8m a partire dal piano di campagna attuale posto a +0.96m s.l.m. (questo scavo consente di contenere l'altezza di terreno spingente da 3.25m a 1.45 mm riducendo le azioni agenti sui diaframmi);
2. scavo di profondità pari a 3.25m per la realizzazione della vasca (dalla quota dell'attuale piano di campagna +0.96m s.l.m. alla quota -2.30m s.l.m.);
3. getto del magrone e della platea;
4. getto parziale dei muri fino alla quota dell'attuale piano di campagna +0.96m s.l.m. comprensivo della trave di correa che collega i diaframmi e i muri;
5. completamento del getto dei muri fino alla sommità +4.70m s.l.m.;
6. rinterro per riportare il piano di campagna alla quota di progetto +2.10m s.l.m.;

2.3. Descrizione del locale tecnico

Il locale tecnico da realizzare in adiacenza alla vasca ha una dimensione in pianta di 8.86mx5.60m per una altezza di 3.5m fuori terra.

La struttura del locale è realizzata con telai in c.a. ordinario gettati in opera, costituiti da pilastri 30x60cm, travi di sez. 30x50cm e 30x70cm. L'orizzontamento di copertura è realizzato mediante un solaio semiprefabbricato in ca. costituito da lastre tralicciate prefabbricate, alleggerimento in polistirolo e getto di completamento in opera, per uno spessore complessivo di 26cm.

Le fondazioni sono realizzate con travi rovesce in c.a. su tutto il perimetro.

Il piano di calpestio a terra è realizzato mediante una soletta piena in c.a. dello spessore di 20cm.

I tamponamenti sono realizzati in blocchi di laterizio porizzato.

2.4. Altre opere complementari

Per il funzionamento della vasca è prevista la realizzazione di un pozzetto ripartitore in c.a.. Il pozzetto ha una forma rettangolare con dimensioni in pianta 4.70x3.90m, l'altezza massima delle pareti è di 3.70 m, lo spessore delle pareti è di 30 cm, la quota di posa della fondazione è di -0.10 m s.l.m., spessore platea 40 cm.

Per consentire la manutenzione della vasca in oggetto è necessaria la realizzazione di due scale metalliche esterne (dalla quota del piano di campagna alla sommità del muro) che consentono l'accesso ad una passerella metallica ancorata alla sommità del muro della vasca stessa.

Nelle opere oggetto di questo appalto è inoltre compresa la realizzazione di una ulteriore scala metallica a servizio di una vasca esistente.

3. CARATTERISTICHE DELL'OPERA

3.1. Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

Tab. 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	T_C^* [s]
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

4. VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA DEI DIAFRAMMI

Per i diaframmi esistenti in c.a. realizzato dalla SLED Costruzioni sono disponibili tutti i disegni esecutivi di progetto, quindi sono noti sia tutti i dettagli costruttivi che i certificati dei materiali utilizzati per la loro costruzione (i dettagli costruttivi sono stati depositati presso gli uffici del genio civile di Pisa in occasione della richiesta di autorizzazione del 25.06.2009, prot 167857, Pratica 1218/09).

Le resistenze dei materiali assunte per le verifiche sono state desunte dagli elaborati di progetto e confermate dai certificati di prova dei materiali effettuati durante i controlli di accettazione dalla direzione dei lavori durante al fase di realizzazione dell'opera.

In APPENDICE C è riportato il disegno esecutivo delle armature dei diaframmi e copia dei certificati di prova dei materiali testati.

Per quanto detto si può assumere un livello di conoscenza massimo LC=3.

4.1. Calcestruzzo armato

4.1.1. Calcestruzzo

$R_{cm} = 35 \text{ MPa}$	resistenza cubica media a compressione del calcestruzzo
$f_{cm} = 0.83 R_{cm} = 29.05 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
$f_{ck} = f_{cm} = 29.05 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo

4.1.2. Acciaio per calcestruzzi armati

$f_{tm} = 540 \text{ MPa}$	tensione media di rottura a trazione dell'acciaio
$f_{ym} = 430 \text{ MPa}$	tensione media di snervamento dell'acciaio

4.2. Fattore di confidenza

Il livello di conoscenza raggiunto "LC3" consente di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a 1.00.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NUOVI (§ 11 NTC)

5.1. Calcestruzzo strutturale per opere in c.a.

5.1.1. Calcestruzzo strutturale normale

Le opere di conglomerato cementizio armato normale in fondazione e in elevazione saranno realizzate utilizzando calcestruzzo strutturale normale, a prestazione garantita, in conformità alla norma UNI EN 206-1 e alla UNI 11104, "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

5.2. Acciaio da cemento armato

5.2.1. Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Le armature delle opere di conglomerato cementizio armato normale saranno realizzate utilizzando acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata del tipo B450C, in conformità alle norme tecniche di cui al D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

Caratteristiche	Simbolo	Valore
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
Tensione nominale di rottura	$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

5.3. Copriferri (§ 4.1.6.1.3 delle NTC)

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella 4, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti, ecc.) o monodimensionale (travi, pilastri, ecc.).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{\min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tab. 4 - Valori del copriferro minimi previsti dalle NTC

C_{\min}	C_0	ambiente classe di esposizione	barre da c.a. elementi piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_0$	$C_{\min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{\min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{\min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{\min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/40	ordinario X0, XC1, XC2, XC3, XF1	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/40	C45/55	molto aggressivo XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	35	40	40	45	45	50	50	50

5.4. Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI EN 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nella tabella sottostante:

Tab. 5 - Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri

Normativa di riferimento		UNI EN 11104					UNI EN 206				NTC 2008	
Elemento strutturale		Classe di esposizione	Classe di resistenza	Esposizione ambientale	min. rapporto a/c	contenuto min. di cemento [kg/m ³]	Classe di contenuto in cloruri	Aria trattenuta	Massimo diam. Aggregato [mm]	Classe di consistenza	min. sp. copriferro in calcestruzzo [mm]	Requisiti aggiuntivi
	MAGRONE	X0	C 12/15	Ordinaria	-	-	Cl 0.20	NO	20	S5	-	-
LOCALE TECNICO	TRAVI DI FONDAZIONE	XC2	C 25/30	Ordinaria	0.60	300	Cl 0.20	NO	32	S5	30	-
	PILASTRI	XC4+XF1	C 32/40	Aggressiva	0.50	340	Cl 0.20	NO	32	S3	45	-
	TRAVI SOLAI	XC4+XF1	C 32/40	Aggressiva	0.50	340	Cl 0.20	NO	10	S5	45	-
VASCA	PLATEA	XC2+XA2	C 32/40	Aggressiva	0.45	340	Cl 0.20	NO	32	S5	40	Limitazione salto termico (1)
	MURI E TRAVE COLL. DIAFRAMMI	XC4+XA2+XF1	C 32/40	Aggressiva	0.45	340	Cl 0.20	NO	32	S5	40	Ritiro <300µm (2)

(1) Per la platea di fondazione si prescrive la limitazione dell'innalzamento termico (salto termico) nel calcestruzzo in condizioni adiabatiche a 35°C. La temperatura massima all'interno del getto non deve superare i 70°C.

(2) Sia per la platea che per i muri viene prescritto l'utilizzo di un calcestruzzo il cui ritiro igrometrico standard tra 7 e 28gg, calcolato secondo le UNI 11307, abbia un valore inferiore ai 300µm/m.

5.5. Struttura metallica

5.5.1. Profili

Per i profili da realizzare in carpenteria metallica sarà impiegato un acciaio: S275 JR - UNI EN 10025-2, laminati a caldo.

Le caratteristiche di resistenza dell'acciaio vengono di seguito elencate:

Tab. 6 – Caratteristiche di resistenza dell'acciaio S275 JR

Caratteristiche	
tensione di snervamento minima	275 MPa ($t \leq 16\text{mm}$) 265 MPa ($16\text{mm} < t \leq 40\text{mm}$) 255 MPa ($40\text{mm} < t \leq 63\text{mm}$) 245 MPa ($63\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$) 235 MPa ($80\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$)
tensione di rottura minima	410-560 MPa ($3\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$)
resilienza	27J a +20°
allungamento minimo (%)	23 ($3\text{ mm} < t \leq 40\text{ mm}$) 22 ($40\text{ mm} < t \leq 63\text{ mm}$) 21 ($63\text{ mm} < t \leq 100\text{ mm}$)

Ai fini del calcolo, come previsto nelle NTC, si assume:

tensione di snervamento minima	275 MPa ($t \leq 40\text{mm}$)
tensione di rottura minima	430 MPa ($t \leq 40\text{mm}$)

5.5.2. Graticci metallici per scale e passerelle

In acciaio S235 JR (UNI EN 10025-2), maglia antitacco dim. 15x76mm, costituiti da profili verticali portanti in piatto 25x2mm posti ad un interasse di 15mm, collegati tra loro da traversini in tondo Ø 4 mm avente un interasse di 76 mm. I pannelli vengono bordati sulle estremità con un profilo in piatto 25x3mm.

5.5.3. Bulloneria

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, UNI 3740, UNI 5712, UNI 5714 - devono appartenere alla classe 8.8 della norma UNI EN ISO 898-1:2001 salvo quanto diversamente specificato. I dadi devono appartenere alla classe 8.

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alla classe 8.8 risultano:

Tab. 7 – Viti di classe 8.8.

Caratteristiche delle viti	Simbolo	Valore
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²

5.5.4. Tirafondi

I tirafondi - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, UNI 3740, UNI 5712, UNI 5714 - devono appartenere alla classe 8.8 della norma UNI EN ISO 898-1:2001 salvo quanto diversamente specificato.

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alla classe 8.8 risultano:

Tab. 8 – Viti di classe 8.8.

Caratteristiche delle viti	Simbolo	Valore
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²

5.5.5. Saldature

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001.

La saldatura dovrà avvenire secondo i procedimenti e metodi codificati nella norma UNI EN ISO 4063:2001; dovranno inoltre essere rispettate tutte le prescrizioni di cui al capitolo §. 11.3.4.5 delle NTC di cui al DM 14.01.2008.

Tutte le saldature dovranno, inoltre, essere conformi alla norma UNI EN 1011:2005. Per la preparazione dei lembi si applica la UNI EN ISO 96962-1:2005

5.5.6. Protezione anticorrosiva e finitura

Per la protezione delle strutture metalliche verrà utilizzato il seguente trattamento di protezione anticorrosivi e finitura.

Ciclo di protezione conforme alla UNI EN ISO 12944, classe di corrosività C4, durabilità alta (>15 anni), preparazione della superficie con grado Sa1/2, zincatura per immersione a caldo in conformità alla norma UNI EN ISO 1461 e UNI EN ISO 14713 realizzata in bagno di zinco classe 1 secondo EUR 24286 EN: 2010, verniciatura a polvere in conformità alla norma UNI EN 13438, con l'impiego di vernici in polvere poliestere TGIC free formulate specificamente per il rivestimento dell'acciaio zincato, spessore minimo 70 µm.

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3 NTC)

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nella relazione geotecnica.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.1. Obiettivi e metodi

Per valutare il livello di sicurezza degli interventi in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se gli elementi strutturali siano in grado o meno di resistere alle azioni cui sono, o potranno essere, sottoposti durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

- 2) **definizione dei modelli di calcolo:**
 - modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
 - modellazione delle azioni;
- 3) **analisi del modello col metodo degli elementi finiti;**
 - analisi statica lineare per i carichi non sismici;
 - analisi statica lineare sismica;
- 4) **controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**
 - controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
 - verifiche di resistenza e di stabilità degli elementi strutturali;
 - controllo della compatibilità degli spostamenti;
 - verifiche relative agli elementi non strutturali;
 - verifiche relative agli aspetti geotecnici.

6.2. Criteri di verifica

Le opere strutturali verranno verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

6.2.1. Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono 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.

6.2.2. Stati limite in assenza di sisma

6.2.2.1. Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;

raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
rottura di membrature e collegamenti per fatica;
rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

6.2.2.2. Stati Limite di Esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

1. danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
2. spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
3. spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
4. vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
5. danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
6. corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

6.2.3. Stati Limite in presenza di azioni sismiche

Poiché la costruzione in oggetto è un edificio in cemento armato, che ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

6.2.3.1. Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

6.2.3.2. Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

6.2.3.3. Stato Limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO):

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

7. DEFINIZIONE DELLE AZIONI**7.1. Carichi permanenti strutturali****7.1.1. Locale tecnico****7.1.1.1. Peso proprio**

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m³ peso di volume per il calcestruzzo armato;

7.1.2. Vasche

Le azioni permanenti prese in considerazione sono:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua nel terreno;

7.1.2.1. Peso proprio

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m³ peso di volume per il calcestruzzo armato;

Per la vasca si ha:

$$G_{pl} = 30.90m \cdot 15.45m \cdot 0.80m \cdot 25kN/m^3 = 9548 \text{ kN peso della platea}$$

$$G_m = 2 \cdot (30.90m + 15.45m) \cdot 6.10m \cdot 0.45m \cdot 25kN/m^3 = 6360 \text{ kN peso dei muri}$$

7.1.2.2. Spinta del terreno e dell'acqua nel terreno

Sono da noverarsi tra i carichi permanenti anche le spinte delle terre e gli effetti legati alla presenza della falda.

Nel caso in esame la falda ha una oscillazione tra +1.50m e -0.40m sul livello del mare.

Per la valutazione delle spinte sui diaframmi durante la fase di scavo si rimanda alla relazione geotecnica.

La spinta del terreno sulla parete dei diaframmi dopo l'esecuzione della vasca si ipotizza avvenga in condizioni di spinta a riposo con terreno completamente saturo. La spinta del terreno sulle pareti del diaframma e della vasca risulta:

$$\sigma_t = (k_0 \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot H_p = (0.66 \cdot 8.6 + 10) 3.30 = 52 \text{ kN/m}^2$$

k_0 = coefficiente di spinta a riposo illustrato precedentemente

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.49$$

$\phi' = 20^\circ$ per lo strato A

$\gamma' = 8.5 \text{ kN/m}^2$ peso di volume immerso del terreno per lo strato A

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^2$ peso di volume dell'acqua

$H_p = 3.30 \text{ m}$ altezza del terreno in adiacenza alla parete prima della riporto

La spinta complessiva sulle pareti risulta:

$$S_t = \sigma_{h,p} \cdot H_p / 2 = 52 \cdot 3.30 / 2 = 85 \text{ kN/m}$$

Nella fase finale è previsto il riporto di circa 1.15m di terreno per riportare il piano di campana alla quota di progetto +2.10m s.l.m.. Il peso complessivo del riporto risulta pari a circa $p = 20 \text{ kN/m}^2$. La spinta sulle pareti del diaframma e della vasca risulta:

$$\sigma_{trip} = k_0 \cdot p = 0.66 \cdot 20 = 13.2 \text{ kN/m}^2$$

k_0 = coefficiente di spinta a riposo

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.49$$

$\phi' = 20^\circ$ per lo strato A

La spinta complessiva sulle pareti risulta:

$$S_{trip} = \sigma_{h,q} \cdot H_p = 13.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.4 \text{ m} = 43.4 \text{ kN/m}$$

$H_p = 3.30 \text{ m}$ altezza della parete

La pressione esercitata dell'acqua nel terreno sull'intradosso della platea della vasca nel caso di falda massima, minima e media risulta:

$$\sigma_w = (z_f - z_{pf}) \cdot \gamma_w$$

$$\sigma_{w,max} = 37 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{w,min} = 18 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{w,med} = 27 \text{ kPa}$$

- $z_{f,max} = +1.50 \text{ m}$ quota della falda max s.l.m.
- $z_{f,min} = -0.40 \text{ m}$ quota della falda min s.l.m.
- $z_{f,med} = +0.55 \text{ m}$ quota della falda media s.l.m.
- $z_{pf} = -2.20 \text{ m}$ quota piano di posa fondazione s.l.m.

$$G_{w,pl,max} = 17664 \text{ kN} \quad \text{Sottospinta idraulica vasca per falda massima}$$

$$G_{w,pl,min} = 8593 \text{ kN} \quad \text{Sottospinta idraulica vasca per falda minima}$$

$$G_{w,pl,med} = 13129 \text{ kN} \quad \text{Sottospinta idraulica vasca per falda media}$$

7.2. Carichi permanenti non strutturali

7.2.1. Vasche

La vista di una possibile copertura leggera, non prevista in questo progetto, si adotta un carico uniformemente distribuito di 0.5 kN/m^2 .

Tale carico si suppone applicato sui bordi dei lati lunghi:

$$q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \times 15.45 \text{ m} / 2 = 4.00 \text{ kN/m}$$

7.2.2. Locale tecnico

7.2.2.1. Partizioni esterne

Le pareti di tamponamento vengono realizzate con:

- Tamponamento con blocco portante in laterizio alleggerito (Tipo Poroton 700):

- blocchi forati di laterizio porizzato, sp. 25 cm:	2.25 kN/m ²
- intonaco su entrambe le facce:	0.60 kN/m ²
Totale:	2.85 kN/m²

Il peso del tamponamento del piano per una altezza di circa 3.20m risulta paria a 9.12 kN/m.

7.2.2.2. Gronda in c.a.

La gronda in c.a. ha un peso pari a 4.00 kN/m

7.2.2.3. Solai

L'analisi dei carichi del solaio di copertura è riportato nella griglia seguente:

Designazione solaio:	Tipo 1		
Id solaio:	S1		
Tipologia:	lastra tralicciata e alleggerimento in polistirolo (altezza 5+16+5 cm) = 26cm		
Ubicazione:	copertura		
Destinazione:	copertura non praticabile		
peso proprio solaio	3.58		kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	3.58		kN/m²
massetto	0.10x15.00=1.50		kN/m ²
Pavimento	0.30		kN/m ²
Impermeabilizzazione e isolante	0.10		kN/m ²
Impianti	1.00		kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	2.90		kN/m²
Totale Permanenti	6.48		kN/m²

7.3. Carichi variabili

7.3.1. Locale tecnico

I carichi variabili considerati sulle strutture nel circolo sottufficiali possono essere ricondotti, in conformità con le NTC, a:

- Coperture (Cat. H1-D.M. 14.01.2008) (coperture accessibili per sola manutenzione)

accidentale distribuito	$q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 1.20 \text{ kN}$
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00 \text{ kN/m}$

7.3.2. Vasca

Sono stati considerati le seguenti azioni variabili:

- Azioni indotte dai liquidi contenuti nelle vasche;
- Sovraccarico presente sul terrapieno

7.3.2.1. Azioni indotte dal liquido contenuto

Le azioni indotte dai liquidi contenuti nelle vasche sono state schematizzate come mostrato in Fig. 2.

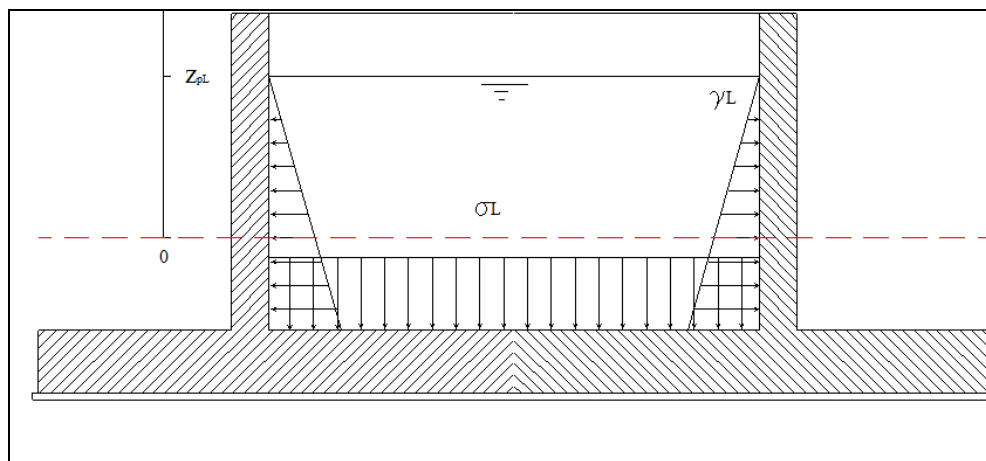


Fig. 2 – Azione idrostatica del fluido contenuto nelle vasche

$\sigma_{Lmax} = H_L \cdot \gamma_L = 55 \text{ kPa}$ tensione sulle pareti e sul fondo dovute alla presenza del liquido
con:

- $\gamma_L = 10,00 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume del liquido contenuto (acque reflue)
- $H_L = 5.50\text{m}$ quota del pelo libero rispetto al livello del mare

Il peso complessivo del liquido contenuto è di 23963 kN.

7.3.2.2. Sovraccarico sul terrapieno

Durante l'esercizio dell'opera è stata prevista la presenza di un sovraccarico sul terrapieno in adiacenza pari a :

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

la spinta sulle pareti del diaframma e della vasca risulta:

$$\sigma_{h,q} = k_0 \cdot q = 0.66 \cdot 20 = 13.2 \text{ kN/m}^2$$

k_0 = coefficiente di spinta a riposo illustrato precedentemente

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.49$$

$\phi' = 20^\circ$ per lo strato A

La spinta complessiva sulle pareti risulta:

$$S_q = \sigma_{h,q} \cdot H_p = 13.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.4 \text{ m} = 57.90 \text{ kN/m}$$

In caso di sisma si adotterà per tale sovraccarico un coefficiente di compartecipazione nullo.

7.4. Azioni della temperatura

7.4.1. Locale tecnico

Nel caso in esame la temperatura non costituisce una azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, quindi secondo quanto stabilito dalle NTC si assume una variazione uniforme di temperatura pari a:

$$\Delta T_u = \pm 15^\circ\text{C} \text{ strutture in c.a. esposte}$$

7.4.2. Vasca

Si è ipotizzata di una variazione termica massima nell'arco dell'anno rispetto alla temperatura ambiente all'atto della esecuzione dell'opera ($+ 20^\circ\text{C}$) pari a $\pm 15^\circ\text{C}$, come previsto dalle NTC per le strutture in c.a. esposte.

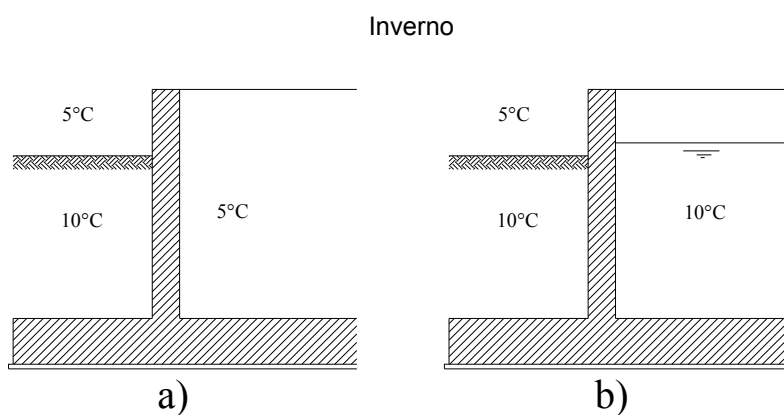


Fig. 3 - Temperature invernali : a) vasca vuota; b) vasca piena

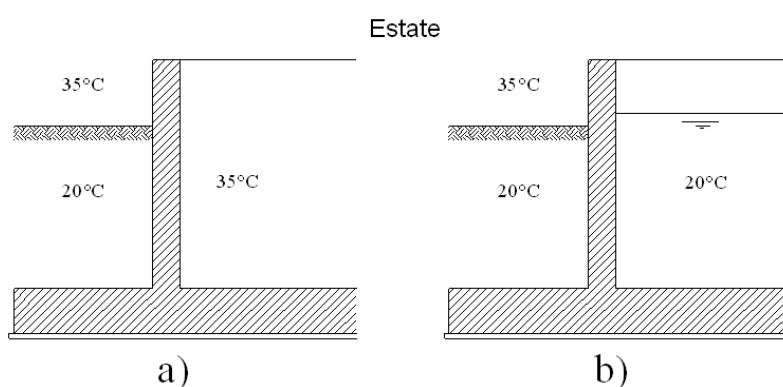


Fig. 4 – Temperature estive : a) vasca vuota; b) vasca piena

La variazione lineare della temperatura attraverso i muri è espressa dall'equazione (ENV 1992-4. 2001, punto 2.5.6.1):

$$\Delta T_{ss} = \frac{(h / \lambda_c)}{\alpha_1 + (h / \lambda_c) + \alpha_2} \cdot (T_2 - T_1)$$

differenza lineare di temperatura

con:

α_1	resistenza termica sulla superficie "1"
α_2	resistenza termica sulla superficie "2"
h	spessore del muro in m
$\lambda_c = 1.75 \text{ W/m}^\circ\text{C}$	coefficiente di conducibilità termica del calcestruzzo
T_1	temperatura del materiale a contatto con la superficie "1"
T_2	temperatura del materiale a contatto con la superficie "2"

Tab. 2 valori della resistenza termica per i diversi materiali (ENV 1992-4: 2001, punto 2.5.6.1)

	α_1, α_2 ($\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$)
liquidi	0.005
Materiali granulari	0.110
esterno	0.060

La temperatura lineare media del muro è invece pari a :

$$T_m = T_1 + \left(0.5 + \frac{\lambda_c \cdot \alpha_1}{h}\right) \cdot \Delta T_{ss}$$

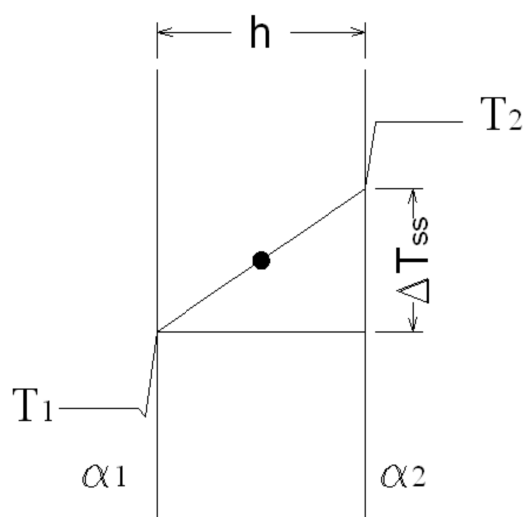


Fig. 5 – Temperatura lineare all'interno del muro

I valori adottati nel calcolo risultano:

elemento		inverno	Estate
		Vasca Vuota	
Muri	T_m	7.21	28.38
	ΔT_{ss}	6.70	-11.30
Platea	T_m	7.30	28.10
	ΔT_{ss}	4.56	-13.67
		Vasca Piena	
Muri	T_m	7.93	26.22
	ΔT_{ss}	8.90	-20.0
Platea	T_m	0	0
	ΔT_{ss}	0	0

Tab. 9 - Valori della temperatura media e del gradiente di temperatura

7.5. Azione della neve (§3.3 NTC)

Il carico neve sulla copertura del locale tecnico e sulla eventuale copertura delle vasche è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_1 è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

- Per le coperture ad una falda piane o inclinate si assume:

$\mu_1=0.80$ per $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$;

$\mu_1=0.80 + (60-\alpha)/30$ per $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$;

$\mu_1=0$ per $\alpha \geq 60^\circ$;

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I riportata in Figura 6. Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III riportate in Figura 6.

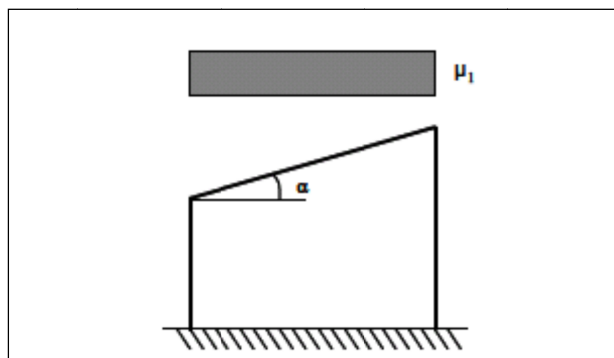


Figura 6 - coperture ad una falda

Nel caso in esame la costruzione è sita nel comune di Pisa, quindi in **Zona III** ad una altitudine di 0m sul livello del mare si ha:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

$C_E = 1$ per classe di topografia Normale - Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi

$$C_t = 1$$

$$\alpha = 0$$

$$\mu_1(\alpha) = 0.8$$

$$q_s(\alpha) = 0.48 \text{ kN/m}^2;$$

7.6. Azioni sismiche (§3.2.3 NTC)

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

L'azione sismica in direzione verticale non viene presa in considerazione poiché non significativa per la struttura in esame.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella Tab. 10, nel periodo di riferimento V_R definito in 3.1.

Tab. 10 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

Latitudine del sito:	43.694292°
Longitudine del sito:	10.429312°
Classe d'uso:	III
Vita nominale, V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u :	1.5
Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_u$:	75 anni

si ha per gli stati limite da verificare:

Tab. 11 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	45	0.045	2.558	0.243
Danno (SLD)	75	0.055	2.577	0.259
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.137	2.375	0.282
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.173	2.392	0.285

dove:

T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{VR} (definita in Tab. 10) nel periodo V_r definito in 3.1;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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.

Il territorio del comune di Pisa è classificato come zona sismica 3 dall'Allegato 1 del. GRT n° 421 del 26.05.2014 "Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana". Il valore di accelerazione sismica su suolo rigido e pianeggiante, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), riferito al periodo di ritorno (T_r) di 475 anni, corrispondente in termini progettuali ad una vita nominale (V_n) di 50 anni e categoria d'uso (C_u) pari ad 1 (classe d'uso II) risulta 0.119g, corrispondente secondo il regolamento regionale 58/r alla fascia di pericolosità C per la zona 3.

7.6.1. Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettronnormalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido

orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo:

D (si veda la relazione geologica)

pianeggiante:

T1

7.6.2. Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

7.6.3. Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

Per le strutture non dissipative lo spettro di progetto $S_d(T)$, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

7.6.4. Locale tecnico

7.6.4.1. Regolarità strutturale dell'edificio (§7.2.2 NTC)

Regolarità in pianta

La valutazione dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 12 – Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
		Locale tecnico

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
		Locale tecnico
a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	forma compatta in pianta e simmetrica	VERIFICATO
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$8.86 \text{ m} / 5.60 \text{ m} = 1.58 < 4$	VERIFICATO
c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	Nessuna sporgenza	VERIFICATO
d) Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali	I solai di piano in laterizio armato presentano una soletta di completamento armata di spessore 4 o 5 cm; si possono considerare infinitamente rigidi.	VERIFICATO
		REGOLARE IN PIANTA

Regolarità in altezza

La valutazione dei requisiti di regolarità in altezza viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 13 – Regolarità in altezza

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
		Locale tecnico
e) Tutti i sistemi resistenti (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio		VERIFICATO
f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);	edificio ad un piano verifica non necessaria	-
g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento,	edificio ad un piano verifica non necessaria	-

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
		Locale tecnico
non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;		
h) Il restringimento della sezione dell'edificio ad ogni piano non supera il 30% della dimensione corrispondente al piano primo né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	Non ci sono restringimenti	VERIFICATO
		REGOLARE IN ALTEZZA

Nel locale tecnico trattandosi di edificio ad un piano non è necessaria la verifica delle masse.

7.6.4.2. Masse strutturali

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi accidentali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che dà il valore quasi permanente. I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nei paragrafi successivi.

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori della forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità. Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto della lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

7.6.4.3. Considerazioni sugli orizzontamenti

Nel caso in esame la presenza di una soletta superiore in calcestruzzo armato di spessore pari a 5cm consente di considerare tali solai infinitamente rigidi nel loro piano.

7.6.4.4. Fattore di struttura e classe di duttilità (§8.7.2.4 Circolare NTC)

Le strutture sismo-resistenti del locale tecnico appartiene alle strutture a telaio ad un piano, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale.

La struttura è regolare sia in pianta che in altezza, essa verrà progettata in classe di duttilità B.

In definitiva si adotta un fattore di struttura per le verifiche in entrambe le direzioni pari a:

$$q = q_0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 3 \cdot 1.1 = 3.3$$

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$ per strutture a telai ad un piano

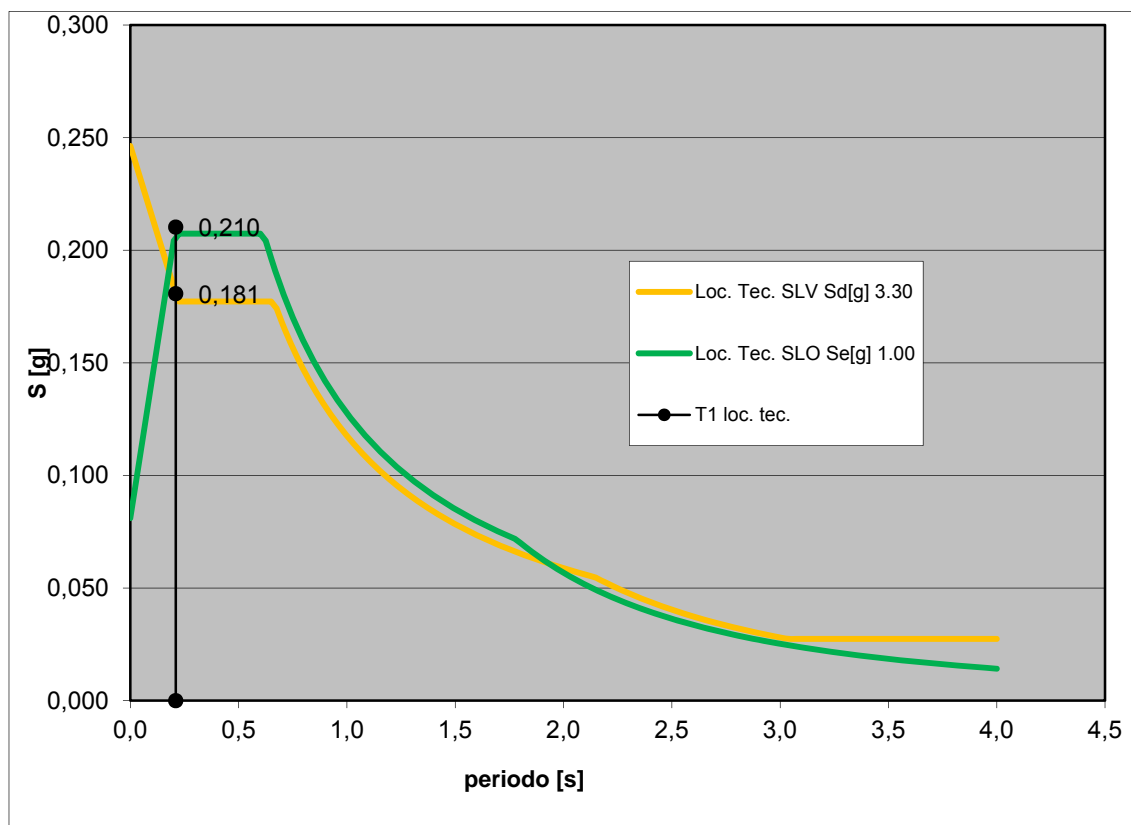


Fig. 7 – Spettri di risposta

7.6.5. Vasca

La vasca in esame può considerarsi un "serbatoio rigido" seminterrato che durante un evento sismico si muove solidalmente al terreno. Il calcolo dell'azione sismica si riconduce per analogia a quello delle spalle dei ponti (§ 7.9.5.6.2 NTC) e dei muri di sostegno (§ 7.11.6 NTC).

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico effettuata mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende la vasca e il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite a riposo (la vasca e i diaframmi non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Insieme agli effetti delle forze d'inerzia dovute all'eccitazione sismica sono state considerate le variazioni di pressione del liquido in condizioni dinamiche possono

essere espresse come la somma di due contributi separati: "rigido impulsivo" e "convettivo".

A questo proposito si è fatto riferimento ai procedimenti di calcolo relativi alla procedura semplificata illustrata nelle "Guidelines For Seismic Design Of Liquid Storage Tanks" dell'Indian Institute of Technology Kanpur e riportata in maniera tabellare nel paragrafo A.3.3.2 della UNI EN 1998-4 (Eurocodice 8.4).

7.6.5.1. Incremento dinamico di spinta del terreno sulle pareti verticali in presenza di sisma

L'incremento di spinta sismica del terreno sui diaframmi è stato calcolato nell'ipotesi che la struttura di sostegno, dopo la realizzazione della vasca, sia impedita di spostarsi (struttura rigida).

La spinta del terrapieno (scheletro solido e acqua) sulle pareti della vasca può essere calcolata come nel caso di un mezzo monofase (l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido), essendo il terreno in esame dotato di permeabilità del terreno bassa ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).

L'incremento di spinta in fase sismica risulta:

$$\Delta P = k_h W$$

Dove:

$k_h = \beta_m a_{\max} / g$ è il coefficiente sismico orizzontale

con:

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

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC;

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

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, quale quello in esame, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Per il calcolo è stata utilizzata la formula contenuta nelle UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8.5), punto E.9, valida per strutture rigide:

$$\Delta P_d = k_h \gamma H_p^2$$

Dove:

H_p = altezza della parete

γ = peso di volume del terreno, γ_n per terreno sopra falda e γ_{sat} per terreno in falda

Nel caso specifico per falda massima, ipotizzando a favore di sicurezza tutto il terreno saturo, per SLV si ha:

$$\Delta P_{d,SLV} = 0.137 \cdot 1.8 \cdot 19 \text{ kN/m}^3 / g \cdot (4.40 \text{ m})^2 = 90.7 \text{ kN/m}$$

La pressione risulta $\Delta P_{d,SLV} / 4.40 = 20.6 \text{ kPa}$

7.6.5.2. Pressione idrodinamica: componente rigido impulsiva e convettiva

Le componenti di pressione impulsive e convettive sulle pareti e sulla base della vasca hanno le forme indicate in figura. Il calcolo delle componenti mediante il metodo semplificato indicato permette di trovare una distribuzione di pressioni equivalente lineare semplificando molto il problema.

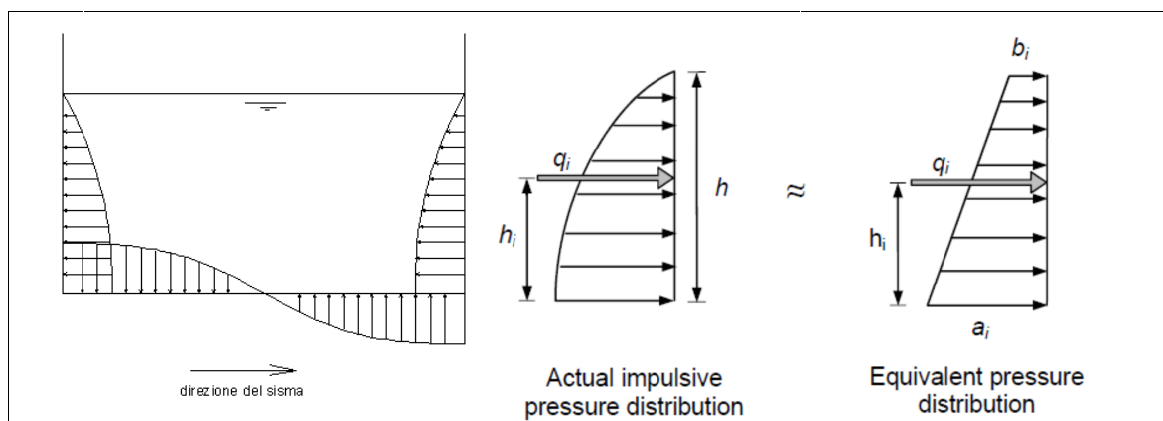


Fig. 8- componente impulsiva della pressione idrodinamica

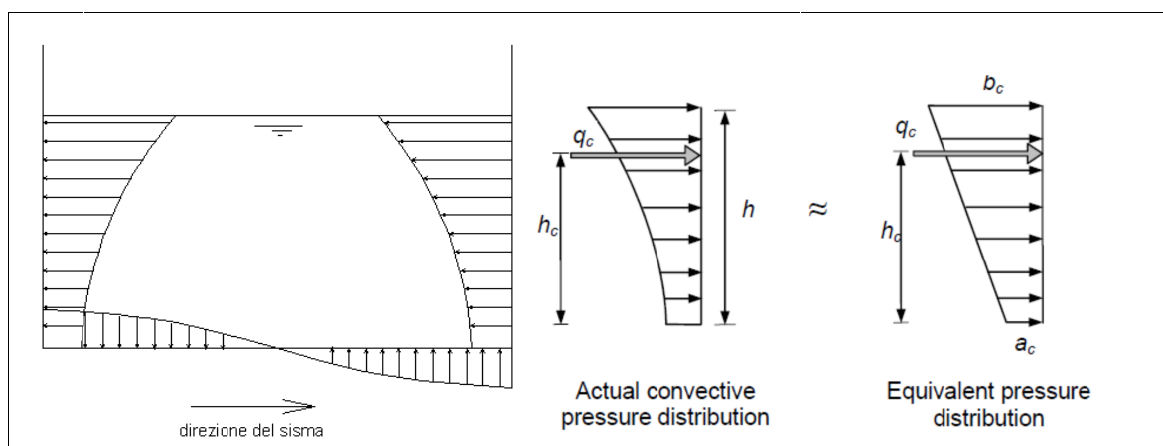


Fig. 9 – componente convettiva della pressione idrodinamica

I dati di base della vasca sono:

$h=5.5\text{m}$	altezza del liquido
$B=15\text{m}$	dimensione della vasca in direzione Y (Sisma in dir. X)
$L=30\text{m}$	dimensione della vasca in direzione X(Sisma in dir. Y)
$t_{hk}=0.45\text{m}$	spessore delle pareti della vasca in direzione
$h_p=6.1\text{m}$	altezza delle pareti

$W_w = 6392 \text{ kN}$	peso delle parti della vasca
$W_b = 9548 \text{ kN}$	peso della platea di base della vasca
$W = 23963 \text{ kN}$	peso del liquido contenuto

$m_w = W_w/g$	massa delle parti della vasca
$m_b = W_b/g$	massa della platea di base della vasca
$m = W_w/g$	massa del liquido contenuto
m_c	massa convettiva del liquid
m_i	massa impulsiva del liquido
\underline{m}_w	massa complessiva di una delle pareti perpendicolare alla

$E_c = 30000 \text{ MPa}$ modulo elastico del calcestruzzo
 $I_w = 1/12 \cdot t_{hk}^3 \cdot 1m = 7.594 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ inerzia delle pareti per metro di lunghezza

Per sisma in direzione Y, parallela a B, ortogonale a L si ha:

Azione impulsiva

$m_{iB} = m \cdot \tanh(0.866B/h) / (0.866B/h)$ massa impulsiva
 $h_{iB} = 0.375h$ altezza della posizione del baricentro della massa impulsiva a partire dal piede delle pareti
 $m_{wB} = t_{hk} \cdot h_p \cdot L \cdot \gamma_{cls} / g$ massa della parete di lunghezza L
 $h_B = (m_{iB}/2 \cdot h_{iB} + m_{wB} \cdot h/2) / (m_{iB}/2 + m_{wB})$ altezza della posizione del baricentro di metà massa impulsiva e della massa della parete di lunghezza L (ortogonale al sisma)
 $q_B = (m_{iB}/2 + m_{wB}) \cdot g / (L \cdot h)$ pressione uniformemente distribuita sulla parete nella direzione del sisma
 $d_B = q_B \cdot h \cdot 1m \cdot h_B^3 / (3EI_w)$ spostamento della parete soggetta al carico q_B
 $T_{iB} = 2 \cdot \pi \cdot (d_B/g)^{0.5}$ periodo di oscillazione della massa impulsiva
 $Se(T_{iB})$ valore spettrale per $t=T_{iB}$ con uno smorzamento $\xi = 5\%$ (smorzamento tipico per la componente impulsiva)
 $Q_{iB} = S_e(T_{iB}) \cdot m_{iB} / (2L)$ azione impulsiva sulla parete per metro lineare
 $q_{iB.bot} = q_{iB} / h_2 (4h - 6 h_{iB})$ pressione impulsiva alla base della parete
 $q_{iB.top} = q_{iB} / h_2 (-2h + 6 h_{iB})$ pressione impulsiva in cima alla parete
 $p_{iB}(x) = S_e(T_{iB}) \cdot \rho \cdot h \cdot [\sinh(1.732 \cdot x/h) / \cosh(0.866 \cdot B/h)]$ pressione impulsiva sulla base in funzione della distanza x dal centro
 p_{iBmax} pressione impulsiva massima sulla base per $x = B/2$ (a favore di sicurezza si ipotizza una distribuzione triangolare)

Azione convettiva

$m_{cB} = m \cdot 0.264 \tanh(3.16h/B) / (h/B)$ massa convettiva
 $h_{cB} = h[1 - (\cosh(3.16h/B) - 1) / ((3.16h/B) \sinh(3.16h/B))]$ altezza della posizione del baricentro della massa convettiva a partire dal piede delle pareti
 $K_{cB} = 0.833 \cdot m \cdot g / h [\tanh(3.16h/B)]^2$ rigidità del moto convettivo
 $T_{cB} = 2 \cdot \pi \cdot (m_{cB} / K_{cB})^{0.5} =$ periodo di oscillazione della massa convettiva
 $Se(T_{cB})$ valore spettrale per $t=T_{cB}$ con uno smorzamento $\xi = 0.5\%$ (smorzamento tipico per la componente convettiva)
 $Q_{cB} = S_e(T_{cB}) \cdot m_{cB} / (2L)$ azione convettiva sulla parete per metro lineare
 $q_{cB.bot} = q_{cB} / h_2 (4h - 6 h_{cB})$ pressione convettiva alla base della parete
 $q_{cB.top} = q_{cB} / h_2 (-2h + 6 h_{cB})$ pressione convettiva in cima alla parete
 $p_{cB}(x) = S_e(T_{cB}) \cdot \rho \cdot h \cdot 1.25 \cdot [x/B - 4/3 \cdot (x/B)^3] \text{ sech}(3.162 \cdot h/B)$ pressione convettiva sulla base in funzione della distanza x dal centro
 p_{cBmax} pressione convettiva massima sulla base per $x = B/2$ (a favore di sicurezza si ipotizza una distribuzione triangolare)

g Accelerazione di gravità

ρ densità di massa del liquido

Per sisma in direzione X, parallela a L, ortogonale a B occorre invertire B con L.

I valori delle varie componenti sono riportate nella tabella sottostante.

valori	sisma in direzione Y parallela a B, ortogonale a L	sisma in direzione X parallela a L, ortogonale a B
Comp. Impulsiva		
m_i	$1.016 \cdot 10^6 \text{ kg}$	$5.172 \cdot 10^5 \text{ kg}$
h_i	2.06 m	2.06 m

valori	sisma in direzione Y parallela a B, ortogonale a L	sisma in direzione X parallela a L, ortogonale a B
\underline{m}_w	$2.099 \cdot 10^5$ kg	$1.05 \cdot 10^5$ kg
\underline{h}	2.26m	2.26m
q	42.7 kPa	43.2 kPa
d	3.98 mm	4.02 mm
T_i	0.127 s	0.127 s
$S_e(T_i)$ $\xi = 5\%$	0.442 g	0.443 g
Q_i	73 kN/m	75 kN/m
$q_{i.bot}$	23 kPa	24 kPa
$q_{i.top}$	3 kPa	3 kPa
p_{ibmax} (x=B/2 o L/2)	24 kPa	24 kPa
Comp. Convettiva		
m_c	$1.444 \cdot 10^6$ kg	$1.837 \cdot 10^6$ kg
h_c	3.02 m	2.82 m
K_c	$2.444 \cdot 10^3$ kN/m	$8.896 \cdot 10^2$ kN/m
T_c	4.829 s	8.561 s
$S_e(T_c)$ $\xi = 0.5\%$	0.048g	0.015g
Q_c	11.3 kN/m	9.18 kN/m
$q_{c.bot}$	1.5 kPa	1.5 kPa
$q_{c.top}$	2.7 kPa	1.8 kPa
p_{cbmax} (x=B/2 o L/2)	2.7 kPa	0.4 kPa

Tab. 14 - Valori delle componenti di pressione convettiva e impulsiva

La composizione delle due componenti di pressione (convettiva e impulsiva) viene effettuata mediante somma algebrica come suggerito dall'Eurocodice 8.4 (UNI EN 1998 8.4).

Le azioni compressive (impulsiva e convettiva) sulla intera vasca risultano:

$$F_x = 2(Q_{iL} + Q_{cL}) \cdot B = 2 \cdot (75 + 9.18) \cdot 15 = 2525 \text{ kN}$$

$$F_y = 2(Q_{iB} + Q_{cB}) \cdot L = 2 \cdot (73 + 11.3) \cdot 30 = 5058 \text{ kN}$$

7.6.5.1. Forze di inerzia sulla vasca

Per quanto detto precedentemente la struttura della vasca non possiede capacità dissipative, pertanto si adotterà lo spettro elastico. Le forze d'inerzia sugli elementi strutturali risulteranno (§ 7.9.5.6.2 NTC):

$$F_i = S_e(T_i) / g \cdot W$$

dove W è il peso delle masse associate ai carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi variabili

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che dà il valore quasi permanente.

$S_e(T_i)$ è il valore dello spettro di risposta elastico nella direzione considerata calcolato per il periodo impulsivo T_i di cui al paragrafo precedente:

in direzione Y, $S_e(T_{iB}) = 0.442$ g

in direzione X, $S_e(T_{iL}) = 0.443$ g

Nel caso in esame tra i carichi permanenti si annovera il solo peso proprio degli elementi strutturali della vasca (pareti e platea). Il carico variabile sul terrapieno in fase sismica non viene preso in considerazione.

Le azioni di inerzia sulla intera vasca risultano:

$$F_x = W S_e(T_{iL}) = (9548+6360) \cdot 0.442 = 7031 \text{ kN}$$

$$F_y = W S_e(T_{iB}) = (9548+6360) \cdot 0.443 = 7047 \text{ kN}$$

$$W = G_{pl} + G_m = 9548+6360 = 15908 \text{ kN}$$

7.7. Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che seguono:

7.7.1. Locale tecnico

Tab. 15 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Permanenti strutturali	<i>Carichi permanenti strutturali</i>
2	Permanenti no strutturali	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
3	Variabile copertura	<i>Carico variabile ambienti cat. H</i>
6	Neve	<i>Neve sulla copertura</i>
6	Variazioni termiche	<i>Variazioni termiche uniformi sulla struttura</i>
7	Sisma eccentricità accidentale - SLO	<i>Ecc. accidentale azione sismica SLO</i>
8	Sisma in direzione "x" – SLO	<i>Azione sismica SLO in direzione longitudinale</i>
9	Sisma in direzione "y" – SLO	<i>Azione sismica SLO in direzione trasversale</i>
10	Sisma eccentricità accidentale – SLV	<i>Ecc. accidentale azione sismica SLV</i>
11	Sisma in direzione "x" – SLV	<i>Azione sismica SLV in direzione longitudinale</i>
12	Sisma in direzione "y" – SLV	<i>Azione sismica SLV in direzione trasversale</i>

7.7.2. Vasche

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue.

Tab. 16 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio	<i>Carichi permanenti strutturali</i>

n. CCE	Nome	Descrizione
2	Carichi permanenti non strutturali	<i>Peso della copertura</i>
3	Spinta laterale del terreno sulle pareti	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
4	Sottospinta dell'acqua sulla platea con falda max	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
5	Sottospinta dell'acqua sulla platea con falda min	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
6	Spinta idrostatica liquido contenuto	<i>Carico variabile ambienti cat. E</i>
7	Temperatura invernale a vasca vuota	<i>Variazioni termiche</i>
8	Temperatura estiva a vasca vuota	<i>Variazioni termiche</i>
9	Temperatura invernale a vasca piena	<i>Variazioni termiche</i>
10	Temperatura estiva a vasca piena	<i>Variazioni termiche</i>
11	Spinta del sovraccarico sul terrapieno	<i>Carico variabile</i>
12	Sisma in dir. "X" - Azione impulsiva	<i>Azione sismica SLV in direzione longitudinale</i>
13	Sisma in dir. "Y" - Azione impulsiva	<i>Azione sismica SLV in direzione trasversale</i>
14	Azione impulsiva e convettiva liquido in dir. "X"	<i>Azione sismica SLV in direzione longitudinale</i>
15	Azione impulsiva e convettiva liquido in dir. "Y"	<i>Azione sismica SLV in direzione trasversale</i>
16	Incremento spinta del terreno con falda max in dir. "X"	<i>Azione sismica SLV in direzione longitudinale</i>
17	Incremento spinta del terreno con falda max in dir. "Y"	<i>Azione sismica SLV in direzione trasversale</i>
18	Neve (coperture vasche)	<i>Neve</i>

7.8. Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008.

essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili,

assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

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

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

SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)

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

$$(SLR) \quad G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$(SLF) \quad G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$(SLQ) \quad G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

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

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

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 17 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale (liquido contenuto nel serbatoio)	1.0	0.9	0.8
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

- lo stato limite idraulico per perdita di equilibrio del terreno o della struttura per la sottospinta dell'acqua: UPL

- lo stato limite idraulico per erosione e sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici: HYD

Per le verifiche UPL e HYD si rimanda alla relazione geotecnica.

Tab. 18 – Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coeff. 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	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5 (1.1)	1.5 (1.3)	1.3 (1.0)
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tra parentesi i valori adottabili per i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) quando siano compiutamente definiti. Nel caso in esame si adotteranno i valori tra parentesi.

La Tab. 18 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) della vasca verranno eseguite mediante l'approccio 2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1:

$$(A1+M1+R3)$$

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive relazioni.

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

7.8.1. Locale tecnico

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 19 – Combinazioni delle condizioni elementari

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio/ comb.	Tipo di verifica	N. CCE							
					1	2	3	4	5	6/9	7/10	8/9
1	CC1	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	1	0.3
2	CC2	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	1	0.3
3	CC3	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	1	-0.3
4	CC4	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	1	-0.3
5	CC5	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-1	0.3
6	CC6	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-1	0.3
7	CC7	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-1	-0.3
8	CC8	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-1	-0.3
9	CC9	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	0.3	1
10	CC10	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	0.3	1
11	CC11	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-0.3	1
12	CC12	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-0.3	1
13	CC13	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	0.3	-1
14	CC14	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	0.3	-1
15	CC15	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-0.3	-1
16	CC16	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	1	-0.3	-1
17	CC17	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	1	0.3
18	CC18	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	1	0.3
19	CC19	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	1	-0.3
20	CC20	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	1	-0.3
21	CC21	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-1	0.3
22	CC22	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-1	0.3
23	CC23	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-1	-0.3
24	CC24	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-1	-0.3
25	CC25	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	0.3	1
26	CC26	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	0.3	1
27	CC27	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-0.3	1
28	CC28	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-0.3	1
29	CC29	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	0.3	-1
30	CC30	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	0.3	-1
31	CC31	SLV	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-0.3	-1
32	CC32	SLO	A2	STR/GEO	1	1	0	0	0	-1	-0.3	-1
33	CC33	SLV	A2	STR/GEO	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	0	0
34	CC34	SLO	A2	STR/GEO	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0
35	CC35	SLU	A2	STR/GEO	1.3	1.5	1.5	0.75	-0.9	0	0	0
36	CC36	SLU	A2	STR/GEO	1	1	1	0.5	0	0	0	0
37	CC37	SLU	A2	STR/GEO	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio/ comb.	Tipo di verifica	N. CCE							
					1	2	3	4	5	6/9	7/10	8/9
38	CC38	SLR			1	1	1	0.5	-0.6	0	0	0
39	CC39	SLF			1	1	0	0.2	0	0	0	0
40	CC40	SLF			1	1	0	0	0.5	0	0	0
41	CC41	SLF			1	1	0	0	-0.5	0	0	0
42	CC42	SLQ			1	1	0	0	0	0	0	0

dove:

SLU stato limite ultimo

SLV stato limite ultimo di salvaguardia della vita

SLO stato limite di operatività

SLR stato limite di esercizio, combinazione rara

SLF stato limite di esercizio, combinazione frequente

SLQ stato limite di esercizio, combinazione quasi permanente

7.8.2. Vasca

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 20 – Combinazioni delle condizioni elementari (vasca piena)

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio/ comb.	Tipo di verifica	CCE																	
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	SLU1	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	SLU2	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
3	SLU3	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	SLU4	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
5	SLU5	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
6	SLU6	SLU	A2	STR/GEO	1.30	1.30	1.30	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SLV1	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.80	0.24	1.00	0.30	0.00
8	SLV2	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.24	0.80	0.30	1.00	0.00
9	SLV3	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	-0.80	-0.24	-1.00	0.30	0.00
10	SLV4	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	-0.24	-0.80	0.30	-1.00	0.00
11	SLR1	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	SLR2	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
13	SLR3	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	SLR4	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
15	SLR5	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
16	SLR6	SLR			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	SLF1	SLF			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
18	SLQ1	SLQ			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Da queste combinazioni sono stati creati i seguenti involuipi:

SLU max involuppo massimo di tutte le combinazioni SLU e SLV;

SLU min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLU e SLV;
 SLR max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLR;
 SLR min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLR;
 SLF max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLF;
 SLF min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLF;
 SLQ max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLQ;
 SLQ min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLQ;

Tab. 21 – Combinazioni delle condizioni elementari (vasca vuota)

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio/comb.	Tipo di verifica	CCE																	
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
19	SLU1-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	SLU2-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	SLU3-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	SLU4-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
23	SLU5-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
24	SLU6-VV	SLU	A2	STR/GEO	1.00	1.30	1.30	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	SLV1-VV	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
26	SLV2-VV	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
27	SLV3-VV	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
28	SLV4-VV	SLV	A2	STR/GEO	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
29	SLR1-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	SLR2-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	SLR3-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	SLR4-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
33	SLR5-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
33	SLR5-VV	SLR			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
35	SLF1-VV	SLF			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
36	SLQ1-VV	SLQ			1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

dove:

SLU stato limite ultimo
 SLV stato limite ultimo di salvaguardia della vita
 SLR stato limite di esercizio, combinazione rara
 SLF stato limite di esercizio, combinazione frequente
 SLQ stato limite di esercizio, combinazione quasi permanente

Da queste combinazioni sono stati creati i seguenti inviluppi:

SLU max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLU e SLV;
 SLU min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLU e SLV;
 SLR max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLR;
 SLR min inviluppo minimo di tutte le combinazioni SLR;
 SLF max inviluppo massimo di tutte le combinazioni SLF;

SLF min	involuppo minimo di tutte le combinazioni SLF;
SLQ max	involuppo massimo di tutte le combinazioni SLQ;
SLQ min	involuppo minimo di tutte le combinazioni SLQ;

Per ciascuna condizione elementare di carico e per ogni loro combinazione, sono stati calcolati gli spostamenti dei nodi liberi, le reazioni vincolari dei nodi vincolati, nonché le componenti di tensione e le caratteristiche di sollecitazione negli elementi. I risultati significativi ai fini delle verifiche sono riportati nel paragrafo che segue, oltre che nelle immagini di cui all'allegato.

8. METODI DI ANALISI

8.1. Analisi per azioni non sismiche

8.1.1. Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC)

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi viene usata una analisi elastica lineare.

8.2. Analisi in presenza di azioni sismiche per il locale tecnico

8.2.1. Analisi statica lineare

Gli effetti sismici sono stati valutati convenzionalmente mediante un'analisi della struttura considerata in campo elastico lineare.

Per sistemi non dissipativi (Stati Limite di Esercizio) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Per i sistemi dissipativi (Stati Limite Ultimi) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità.

Lo spettro di risposta fornisce la massima risposta, in termini di accelerazione, per l'oscillatore semplice caratterizzato dal valore del periodo naturale e dello smorzamento. In questo modo la risposta della struttura è fornita dalla combinazione delle risposte degli n oscillatori semplici (forme modali) che ne descrivono in maniera compiuta il comportamento dinamico.

Il periodo del modo di vibrare principale (calcolato con l'analisi modale e vincoli fissi alla base) risulta pari a 0.21s, inferiore a $2,5T_C$ ($2,5 \times 0.66s = 1.65s$) e T_D (2.15s). La struttura risulta regolare in altezza. Per le ragioni esposte verrà condotta una analisi statica lineare consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

8.2.2. Eccentricità delle masse

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa viene attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione verrà assunta pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

8.2.3. Non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito.

In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = P \cdot d_r / (V \cdot h) \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Nel caso in esame θ assume il valore massimo inferiore a 0.1 pertanto non verranno presi in conto gli effetti delle non linearità geometriche.

8.2.4. Risposta alle diverse componenti

La risposta viene valutata separatamente per ciascuna delle tre componenti. La risposta a ciascuna componente, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando le seguenti espressioni:

$$- 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y;$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

8.3. Analisi in presenza di azioni sismiche per le vasche

E' stata eseguita un'analisi pseudo-statica, ovvero l'azione sismica è stata schematizzata attraverso un insieme di forze statiche orizzontali (a tale scopo si veda il par. 7.6.5).

Per la risposta della struttura è stato utilizzato uno spettro elastico.

Gli effetti delle componenti impulsive e convettive sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono stati combinati applicando le seguenti espressioni:

$$- 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y;$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

9. MODELLAZIONE NUMERICA

9.1. Criteri di modellazione

9.1.1. Locale tecnico

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un modello tridimensionale che rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La rigidezza degli elementi strutturali è stata rappresentata adottando modelli lineari che trascurano le non linearità di materiale e geometriche.

Nella definizione del modello i tamponamenti sono stati considerati come elementi non strutturali trascurando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale. I tamponamenti sono stati rappresentati unicamente in termini di massa.

Gli orizzontamenti in latero-cemento aventi una soletta armata di spessore 5 cm sono stati considerati come infinitamente rigidi nel loro piano.

Per effettuare le verifiche è stato utilizzato un modello di calcolo adottando un fattore di struttura pari a 3.3.

Ai fini della valutazione della interazione terreno-struttura si è operato utilizzando un sistema di vincoli alla Winkler alla base delle travi rovesce di fondazione.

La costante di Winkler, assunta pari a 0.15 daN/cm³, è stata calcolata sulla base dei cedimenti attesi calcolati nella relazione geotecnica sulle fondazioni cui si rimanda.

Per l'azione sismica verrà eseguita analisi statica lineare su suolo alla Winkler nella quale le azioni di inerzia agenti saranno valutate in funzione del periodo del primo modo di vibrare della sovrastruttura ottenuto con vincoli fissi alla base ($T_1=0.20s$). In questa maniera si agisce a favore di sicurezza tenendo conto della maggiore rigidezza della struttura nella sua risposta all'accelerazione sismica.

9.1.2. Vasca

Per la modellazione della vasca è stato utilizzato un modello tridimensionale che rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La rigidezza degli elementi strutturali è stata rappresentata adottando modelli lineari che trascurano le non linearità di materiale e geometriche.

Ai fini della valutazione della interazione terreno-struttura si è operato utilizzando un sistema di vincoli elastici diffuso (alla Winkler) sia sulla platea che sui diaframmi (su questi ultimi sia in direzione verticale che orizzontale).

Le costanti di sottofondo assunte per le varie situazioni di progetto sono state determinate sulla base dei cedimenti attesi sia gli SLE che per gli SLU.

A tale scopo è stata effettuata una analisi separata dei vari elementi di fondazione - meglio illustrata nella relazione geotecnica e sulle fondazioni cui si rimanda - che consente di cogliere oltre agli aspetti legati alla l'interazione tra il terreno e i diversi elementi di fondazione, platea e diaframmi, anche gli aspetti legati interazioni tra i vari elementi della fondazione stessa.

Per la valutazione della interazione suolo-struttura sono stati individuati tre casi specifici che si distinguono nettamente uno dall'altro in ragione della diversa rigidità del sistema terreno-fondazione che li caratterizza:

- 1 vasca piena allo SLE
- 2 vasca piena allo SLU
- 3 vasca vuota allo SLU e SLE

Il primo caso è caratterizzato dalla generazione di pressioni sul terreno alla base della platea vicine a quelle litostatiche originarie (caso tipico di fondazione bilanciata) accompagnate da cedimenti modestissimi. Ne consegue una grande rigidità del sistema suolo-platea contraddistinta da grandi valori della costante di sottofondo del terreno alla Winkler.

Il passaggio dagli SLE agli SLU è invece caratterizzato da un aumento dei carichi che genera un incremento di pressioni alla base della fondazione e lo sviluppo di notevoli cedimenti fondali in conseguenza delle scarse caratteristiche meccaniche che caratterizzano i terreni in situ. La scarsa rigidità sistema suolo-platea allo SLU genera di fatto una amplificazione delle sollecitazioni sulla vasca che deve essere necessariamente presa in considerazione adottando un sistema di vincoli elastici di rigidità opportuna, ottenuta dividendo il carico agente alla base della platea allo SLU per il cedimento atteso del terreno allo SLU.

Nel terzo caso a vasca vuota, sia allo SLE che SLU, la spinta esercitata al di sotto della vasca dall'acqua nel terreno (sottospinta idraulica) è sempre maggiore del peso della vasca stessa. In tali condizioni il terreno alla base della platea risulta completamente scarico e quindi incapace di esercitare alcuna reazione vincolare. Il sollevamento della vasca è impedito dalla presenza del peso dei diaframmi e dall'attrito che questi esercitano sul terreno laterale. In questa fase la pressione esercitata dall'acqua nel terreno al di sotto della platea genera nella platea stessa delle sollecitazioni di segno opposto a quelle generate in esercizio.

In tutti i casi le costanti di sottofondo verticali per la platea e i diaframmi vengono calcolate dividendo la rigidità complessiva per la superficie di base (per il significato dei simboli si veda la figura sottostante).

Le rigidità dei due sistemi nei vari casi indagati risultano (si veda la relazione geotecnica):

Tab. 22 – Rigidità del complesso suolo-fondazione

Caso	Descrizione	PLATEA $K_{pl,z}$ [MN/m]	DIAFRAMMI $K_{diaf,z}$ [MN/m]
1	vasca piena allo SLE	10600	240
2	vasca piena allo SLU	380	50
3	vasca vuota SLE e SLU	0	50

$$k_{pl,z} = K_{pl,z} / A_{pl}$$

$$k_{diaf,z} = K_{diaf,z} / A_{diaf}$$

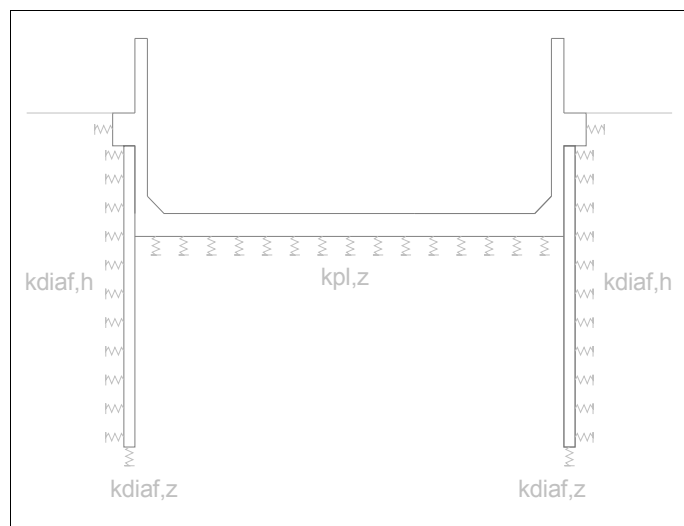


Fig. 10- Schematizzazione sistema terreno-vasca-diaframmi

Tab. 23 – Costanti elastiche di sottofondo utilizzate nella modellazione FEM

Caso	Descrizione	$k_{pl,z}$ [kpa/m]	$k_{diaf,z}$ [kpa/m]	$k_{diaf,h}$ [kpa/m]
1	vasca piena allo SLE	22500	6300	3000
2	vasca piena allo SLU	800	1350	3000
3	vasca vuota SLE e SLU	0	6300	3000

* 10000 kPa/m = 1 daN/cm²

9.2. Elenco dei modelli di calcolo

Nella tabella seguente si riportano per chiarezza i modelli agli elementi finiti svolti per condurre le varie analisi e verifiche.

Tab. 24 – Modelli agli elementi finiti del locale tecnico eseguiti con Modest.

Nome del modello	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Caratteristiche del modello e azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
LT-02B	Elementi BEAM	<ul style="list-style-type: none"> - Analisi statica lineare - Analisi sismica statica lineare con fattore di struttura $q=3.3$ (primo modo di vibrare calcolato con vincoli fissi) 	<u>Caratteristiche del modello</u> <ul style="list-style-type: none"> - Elementi con rigidezza non fessurata - Vincoli di fondazione elastici <u>Azioni</u> <ul style="list-style-type: none"> - Peso proprio strutture - Carichi permanenti - carichi variabili; - temperatura - carico neve - sisma in dir X - sisma in dir Y 	<ul style="list-style-type: none"> - verifiche di resistenza elementi in elevazione e fondazione per SLU e SLV - verifiche di esercizio SLE - verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLO)

Tab. 25 – Modelli agli elementi finiti per la vasca eseguiti con Straus 7.2.

Nome del modello	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Caratteristiche del modello e azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
Caso 1 Vasca-I-04-80-SLE	Elementi PLATE e BEAM	- Analisi statica lineare	<u>Caratteristiche del modello</u> <ul style="list-style-type: none"> - Vincoli di fondazione elastici - Vasca piena 	- verifiche di esercizio (SLE)
Caso 2 Vasca-I-04-80-SLU	Elementi PLATE e BEAM	- Analisi statica lineare	<u>Caratteristiche del modello</u> <ul style="list-style-type: none"> - Vincoli di fondazione elastici - Vasca piena 	- verifiche agli stati limite ultimi (SLU)
Caso 3 Vasca-I-04-80-SLU-SLE-Vasca_Vuota	Elementi PLATE e BEAM	- Analisi statica lineare	<u>Caratteristiche del modello</u> <ul style="list-style-type: none"> - Vincoli di fondazione elastici solo sui diaframmi - Vasca vuota 	- verifiche di esercizio (SLE) e agli stati limite ultimi (SLU)

9.3. Codici di calcolo

9.3.1. Locale tecnico

Il calcolo della struttura è stato eseguito mediante il codice di calcolo MODEST, ver. 7.5, sviluppato dalla Tecnisoft S.r.l. di Prato (FI) e implementato su personal

computer equipaggiato con processore INTEL I7 2.8 GHz avente 12 GB di memoria RAM e dotato di sistema operativo Microsoft Windows 7 Professional.

Il programma MODEST funziona come pre- e post-processore per il solutore agli elementi finiti che è collegato in maniera automatica a quest'ultimo. Il programma agli elementi finiti utilizzato è XFINEST 8.3.28 sviluppato dalla società HERPACEAS s.r.l. di Milano.

Sia il programma MODEST che XFINEST sono dotati di manuali esaustivi sull'utilizzo e sul funzionamento del software. La grande versatilità del programma sulla possibilità di rappresentazione dei risultati in maniera sintetica, mediante mappe a colori, grafici ecc., consente di effettuare un controllo efficace sulla correttezza della modellazione eseguita.

9.3.2. Vasca

I modelli analizzati nell'ambito della presente indagine sono stati definiti utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti *Straus7 Release 2.3.6*, ampiamente convalidato e testato, realizzato dalla *G+D Compting Pty Ltd, Australia* (www.straus7.com).

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo. Parimenti, per l'interpretazione dei risultati, si è fatto uso degli strumenti di post-processing disponibili nel medesimo software.

Per la sua costruzione sono stati utilizzati elementi finiti di tipo PLATE e FRAME.

9.4. Affidabilità dei codici utilizzati

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego.

9.5. Validazione dei codici utilizzati

9.5.1. Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

La valutazione qualitativa delle forme modali e delle frequenze proprie di oscillazione della struttura ha permesso di scongiurare errori nella modellazione.

9.5.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

La loro attendibilità è strettamente legata alla qualità delle informazioni a disposizione e al livello di conoscenza conseguito.

9.6. Informazione generali sull'elaborazione

9.6.1. Locale tecnico

9.6.1.1. Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico integrato all'interno del programma di calcolo. Parimenti, per l'interpretazione dei risultati, si è fatto uso degli strumenti di post-processing disponibili nel medesimo software. In allegato, sono riportati alcune immagini più significative del modello ed una copia del file di testo contenente i dati di input.

9.6.1.2. Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il chilonewton [kN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi, i chilopascal [kPa] equivalenti ai chilonewton/metroquadrato [kN/m²] per le pressioni.

9.6.1.3. Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto. Non sono stati utilizzati sistemi di riferimento locali.

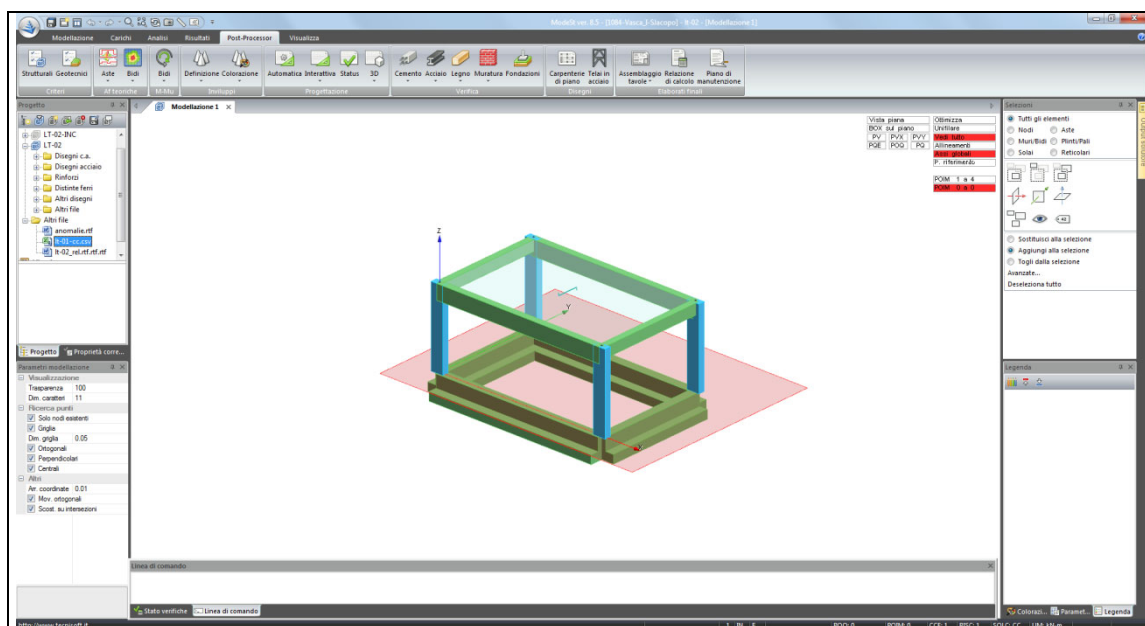


Fig. 11 – Sistema di riferimento globale (z rivolto verso l'alto)

9.6.1.4. Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. Alla base sono stati utilizzati vincoli elastici.

9.6.1.5. Modellazione dei materiali

Ai fini dell'analisi strutturale i materiali sono stati modellati come materiali omogenei ed isotropi, caratterizzati dai seguenti parametri:

9.6.1.6. Calcestruzzo in elevazione C32/40

- peso di volume: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- modulo elastico: $E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \cdot (33.20/10)^{0.3} = 31533 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_c = 0$
- modulo di elasticità tangenziale: $G_c = 15766 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

9.6.1.7. Calcestruzzo in fondazione C25/30

- peso di volume: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- modulo elastico: $E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \cdot (24.90/10)^{0.3} = 28926 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_c = 0$
- modulo di elasticità tangenziale: $G_c = 14463 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

9.6.1.8. Elementi finiti

Per la modellazione di pilastri e travi sono stati impiegati elementi monodimensionali di tipo BEAM.

Gli elementi strutturali secondari non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carichi agenti sulla struttura principale.

9.6.2. Vasca

9.6.2.1. Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico integrato all'interno del programma di calcolo. Parimenti, per l'interpretazione dei risultati, si è fatto uso degli strumenti di post-processing disponibili nel medesimo software. In allegato, sono riportati alcune immagini più significative del modello ed una copia del file di testo contenente i dati di input.

9.6.2.2. Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il chilonewton [kN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi, i chilopascal [kPa] equivalenti ai chilonewton/metroquadrato [kN/m²] per le pressioni.

9.6.2.3. Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto.

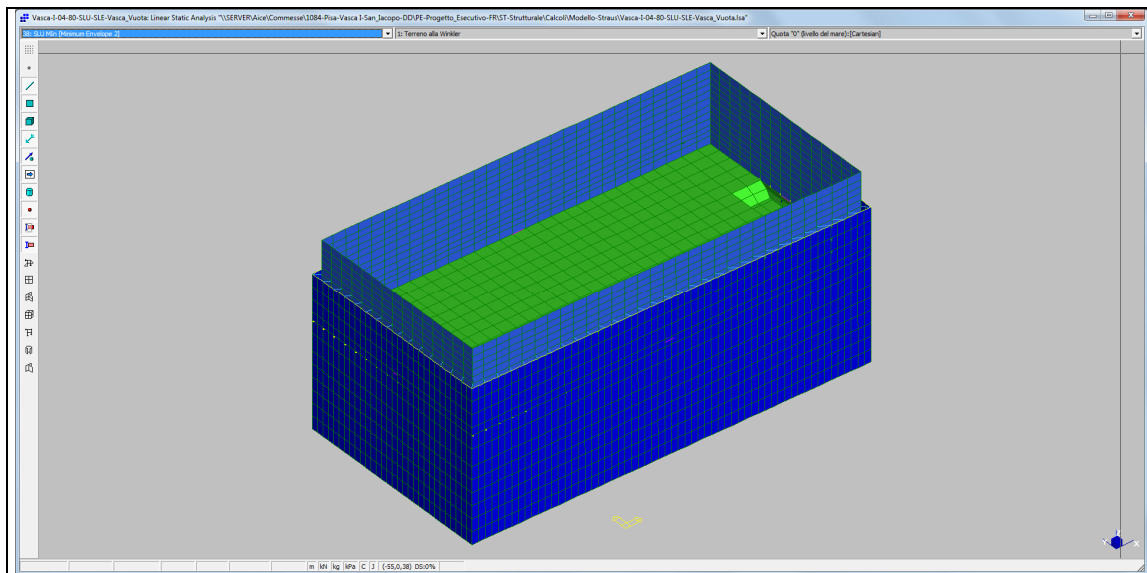


Fig. 12 – Sistema di riferimento globale (z rivolto verso l'alto)

9.6.2.4. Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. Alla base sono stati utilizzati vincoli elastici come meglio indicato nel par. 9.1.2.

Per modellare correttamente i diaframmi, lungo i giunti verticali tra un diaframma e il successivo, sono state inserite sconnessioni a flessione fuori dal piano negli elementi *plate*.

9.6.2.5. Modellazione dei materiali

Ai fini dell'analisi strutturale i materiali sono stati modellati come materiali omogenei ed isotropi, caratterizzati dai seguenti parametri:

9.6.2.6. Calcestruzzo vasca C32/40

- peso di volume: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- modulo elastico: $E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \cdot (33.20/10)^{0.3} = 31533 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_c = 0$
- modulo di elasticità tangenziale: $G_c = 15766 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

9.6.2.7. Calcestruzzo diaframmi esistenti C28/35

- peso di volume: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$

- modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$
 $= 22000 \cdot (29.05/10)^{0.3} = 30295 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_c = 0$
- modulo di elasticità tangenziale: $G_{cm} = 15147 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

9.6.2.8. Elementi finiti

Per la modellazione di pilastri e travi sono stati impiegati elementi bidimensionali di tipo PLATE e monodimensionali di tipo BEAM.

10. VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

10.1. Verifiche per SLV e SLU

10.1.1. Resistenza di calcolo del calcestruzzo

10.1.1.1. Resistenza di calcolo a compressione

Per il calcestruzzo in elevazione la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_C)$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
- f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls, vedi cap.4;
- $\epsilon_{cyd} = 0.2\%$ è la deformazione allo snervamento
- $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ è la deformazione massima
- $\gamma_C = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- FC è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza definito nel cap 4 utilizzato solo per le strutture esistenti.

10.1.1.2. Resistenza di calcolo a trazione

La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} risulta:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / (FC \cdot \gamma_C)$$

dove:

- $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$ è la resistenza caratteristica a trazione del cls
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ MPa è la resistenza media a trazione del cls
- $\gamma_C = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- FC è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza definito nel cap 4 utilizzato solo per le strutture esistenti.

Il metodo ipotizza per il calcestruzzo un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0.35 %.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0.2% fino a rottura la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0.2% la funzione $\sigma = f(\epsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate $\sigma = 0.85 \sigma_{cd}$ ed $\epsilon = 0.002$ passante per l'origine degli assi (vedi Fig. sottostante).

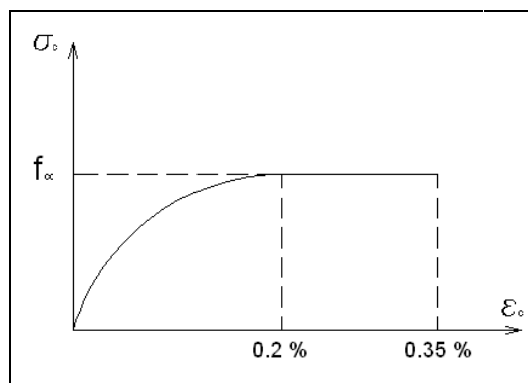


Fig. 13 –Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

10.1.2. Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / (FC \cdot \gamma_C) = 374 \text{ MPa} \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

Con:

$$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$$

tensione caratteristica allo snervamento

$$\gamma_S = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

FC

fattore di confidenza per il livello di conoscenza definito nel

cap 4, utilizzato solo per le strutture esistenti e pari a 1.0 in questo caso.

Per l'acciaio il diagramma tensioni deformazioni è una bilatera:

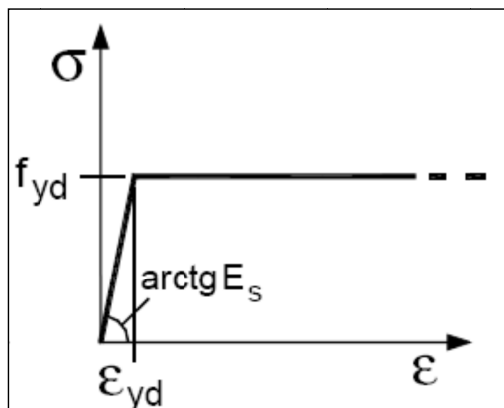


Fig. 14 –Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

10.1.3. Verifica a flessione e pressoflessione (travi e pilastri)

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Con:

M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}

N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione

M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione

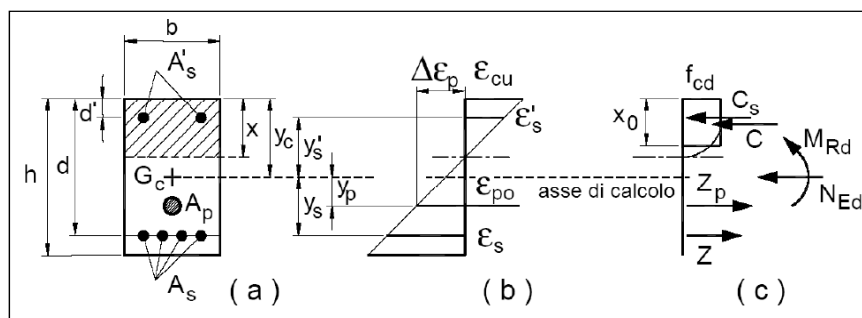


Fig. 15 –Sezione presso inflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si è comunque assunta una componente flettente dello sforzo $M_{Ed}=e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità pari almeno a $0.05h > 20\text{mm}$ con h altezza della sezione.

Le verifiche dei pilastri e delle travi sono riportate nel fascicolo dei calcoli allegato RTC-01.

10.1.4. Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio è stata valutata a mezzo della seguente espressione:

$$V_{Rd0} = [0.15 \cdot k \cdot (100 + \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 1.5 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

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

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

A_c

b_w

d

rapporto geometrico di armatura longitudinale

tensione media di compressione nella sezione

sezione di calcestruzzo

larghezza minima della sezione

altezza utile della sezione (in mm)

10.1.5. Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo. La verifica invece si è ridotta al rispetto della disequaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con:

V_{Ed}

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

resistente a taglio dell'elemento

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

resistenza di calcolo per rottura dell'armatura

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) / (1 + \cotg \theta^2)$$

resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse

b_w	larghezza minima della sezione
d	altezza utile della sezione
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	tensione media di compressione nella sezione
N_{Ed}	sforzo normale di compressione
A_c	sezione di calcestruzzo
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutivi
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave con la limitazione (da ricerca con la rottura bilanciata): $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$
$f_{cd} = 0.5 f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
f_{yd}	resistenza di calcolo a trazione delle armature

Il coefficiente α_c è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{comprese} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

Le verifiche dei pilastri e delle travi sono riportate nel fascicolo dei calcoli allegato RTC-01.

10.1.6. Locale tecnico

10.1.6.1. Verifiche di resistenza a flessione, pressoflessione e taglio

Le verifiche risultano tutte soddisfatte, per le verifiche in esame si rimanda al fascicolo dei calcoli.

10.1.6.2. Verifica del solaio

Per la verifica del solaio si rimanda all'APPENDICE B.

10.1.6.3. Verifica dei nodi trave-colonna (§ C8.7.2.5 Circolare NTC)

La struttura appartiene alle strutture a telaio ad un piano. Per questa ragione si omette la verifica dei nodi non interamente confinati.

10.1.6.4. Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione sismica delle tamponature, in conformità alle indicazioni del punto C7.3.6.3 della circolare delle NTC 2008, si inseriscono sui due lati della muratura reti da intonaco collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale che verticale.

10.1.7. Vasche

10.1.7.1. Verifica della platea

Le azioni agenti sulla soletta di base della vasca fondazione sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Verifica a flessione (SLU)

La soletta della vasca (platea) ha uno spessore di 80cm ed è armata con una armatura corrente costituita da barre $\phi 20$ a passo 20 cm (15.70 cmq/m). Nella direzione trasversale (y) al lembo superiore viene aggiunta una armatura superiore costituita da ulteriori barre $\phi 20$ a passo 20 cm (31.40 cmq/m), di lunghezza 9m, per coprire il caso 3 (vasca vuota) SLUmin.

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

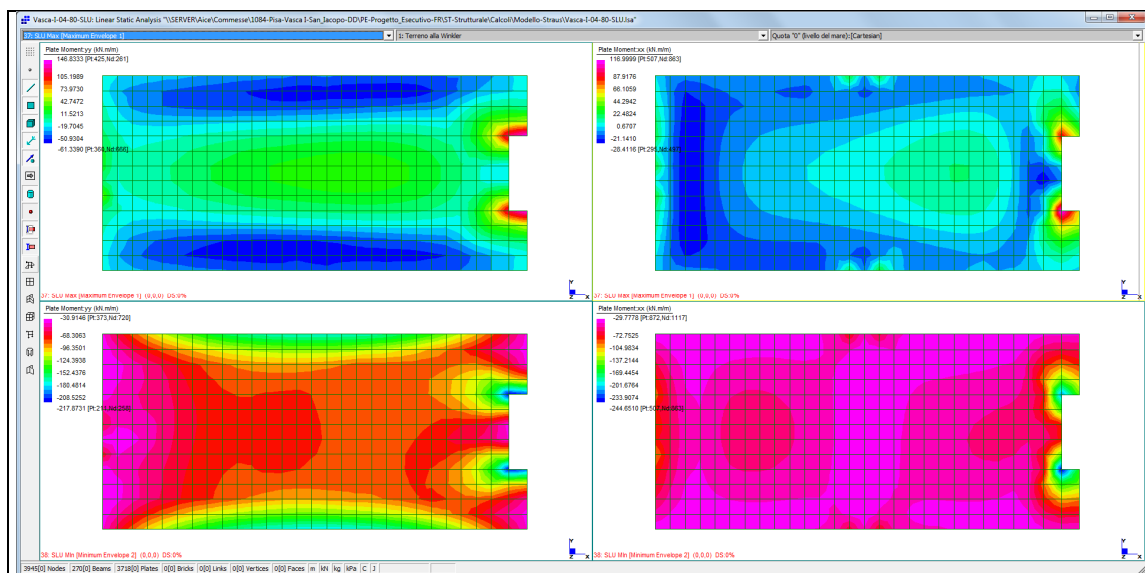


Fig. 16 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 1 - Involuppo SLUmax e SLUmin

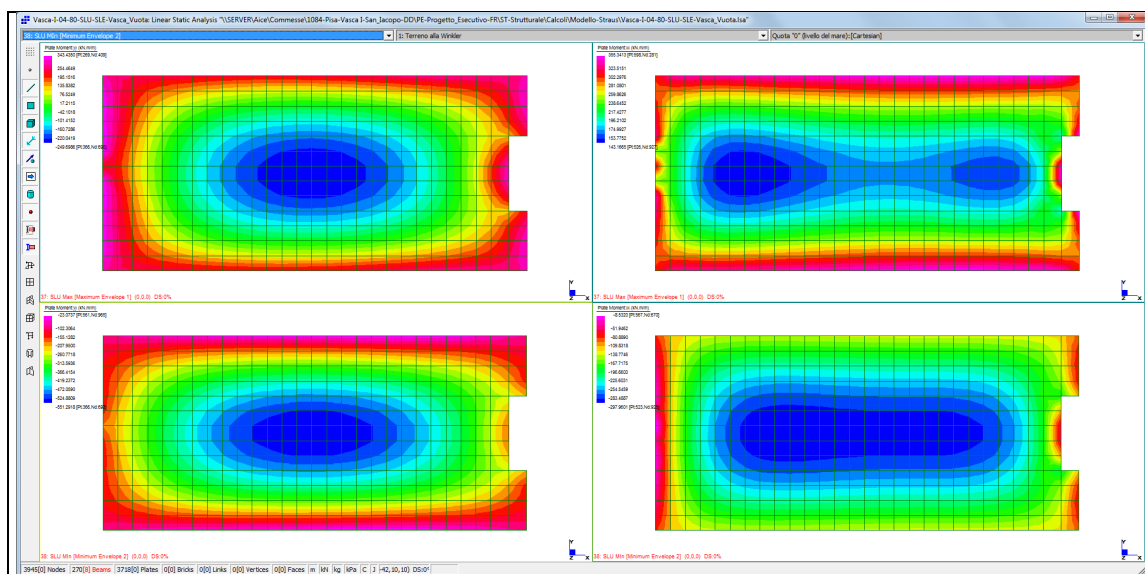


Fig. 17 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 3 - Involuppo SLUmax e SLUmin

Per convenzione m_{xx} (m_{yy}) è il momento che provoca tensioni normali in direzione X (Y) sulle facce con normale X (Y), dove X e Y sono rappresentati nelle figure.

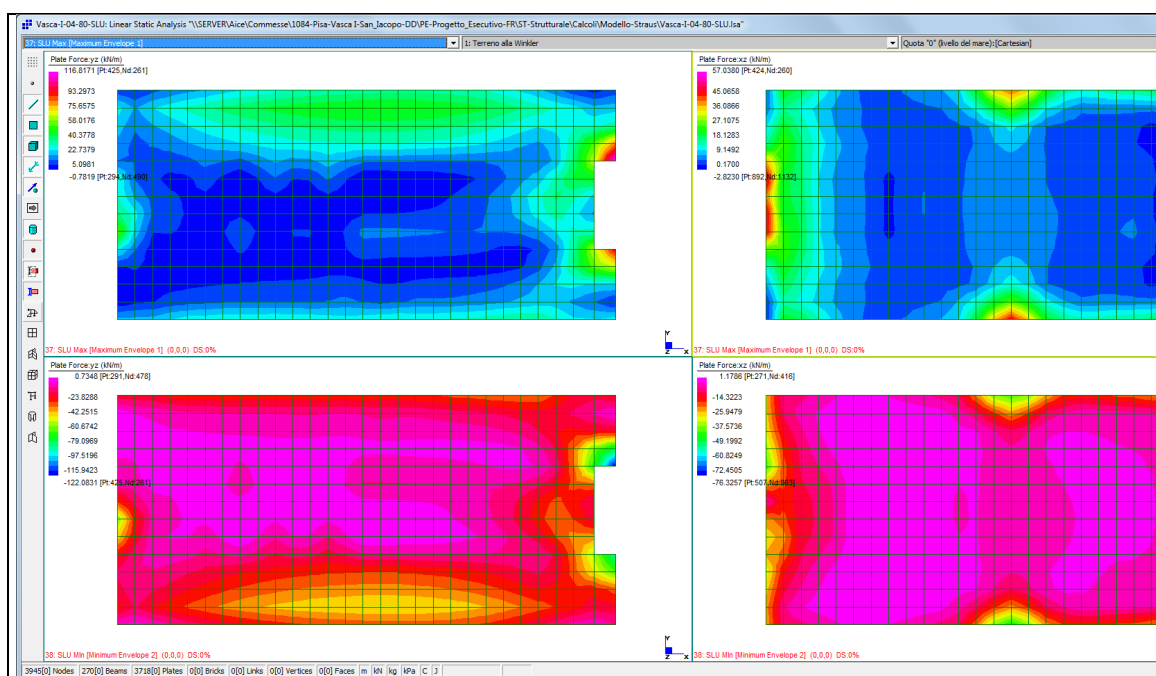
Il momento resistente m_{rd} della platea con armatura corrente $\phi 20/20\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta pari a $\pm 433 \text{ kNm/m}$.

Il momento resistente m_{rd} della platea con armatura $\phi 20/10\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta pari a -850 kNm/m .

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a taglio (SLU)

Le sollecitazioni taglianti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

**Fig. 18 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sulla soletta della vasca, Caso 1 - Involuppo SLUmax e SLUmin**

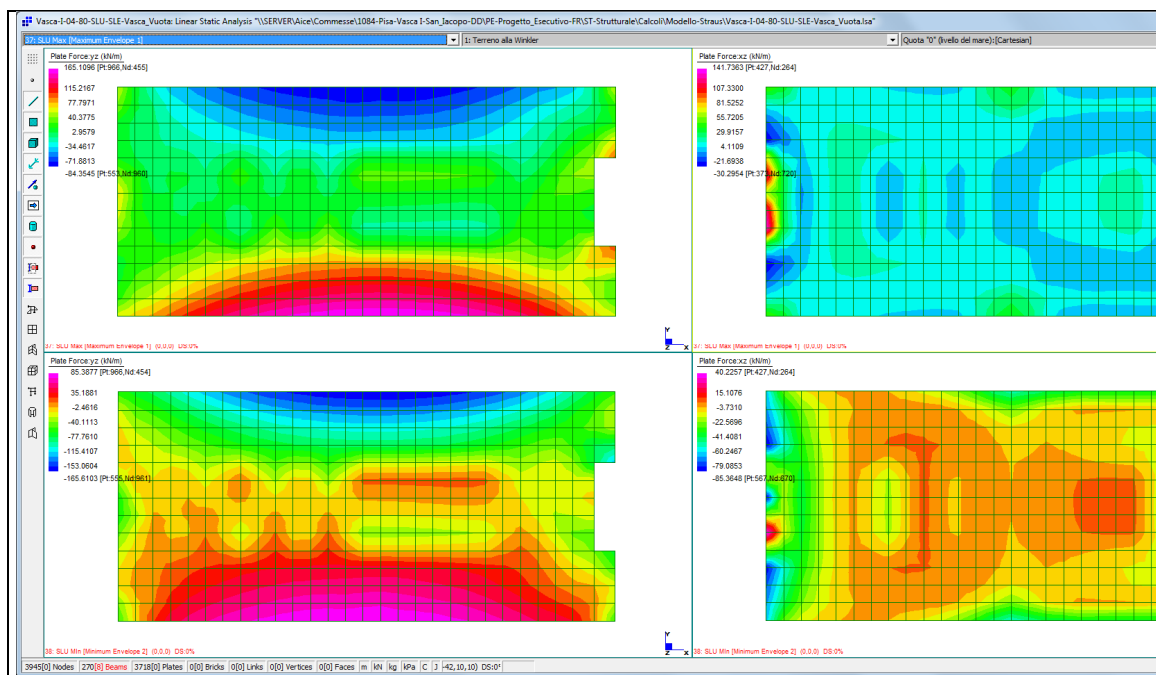


Fig. 19 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sulla soletta della vasca, Caso 3 - Involuppo SLUmax e SLUmin

Il taglio resistente v_{rd} per la soletta non armata a taglio di spessore 80cm con armatura tesa $\phi 20/20$ cm (copriferro 70mm) e privo di armatura a taglio risulta pari a ± 276 kN/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.7.2. Verifica dei muri

Le azioni agenti sui muri della vasca sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Verifica a flessione (SLU)

I muri hanno uno spessore di 45cm e sono armati con una armatura corrente verticale e orizzontale costituita da barre $\phi 16$ a passo 20 cm (10.05 cmq/m). Nella direzione verticale (y) al lembo esterno viene aggiunta una armatura superiore costituita da ulteriori barre $\phi 20$ a passo 20 cm (25.75 cmq/m).

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

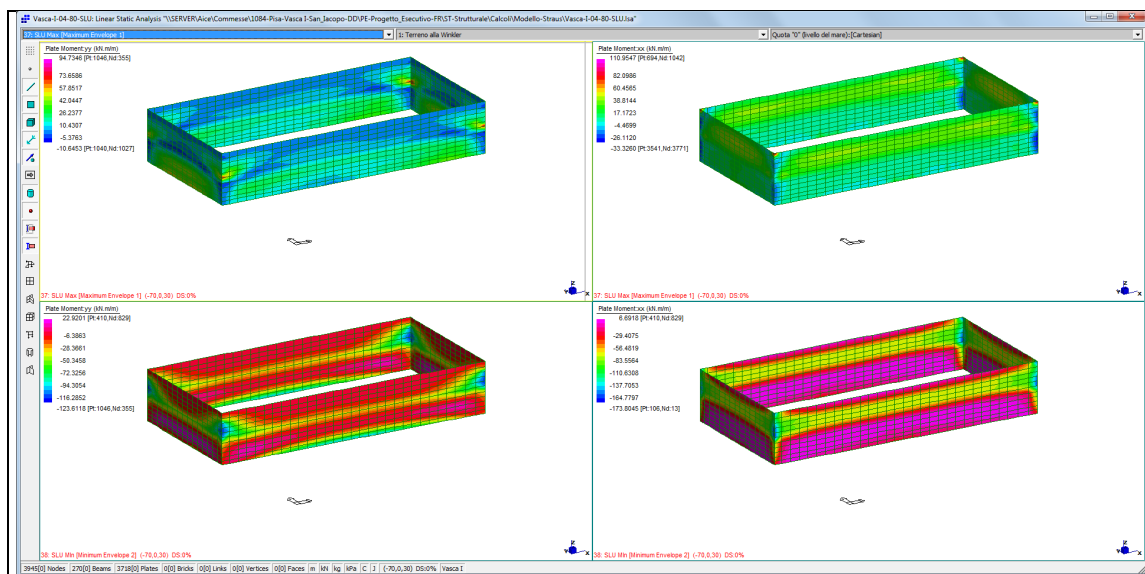


Fig. 20 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 1 - Involuppo SLUmax e SLUmin

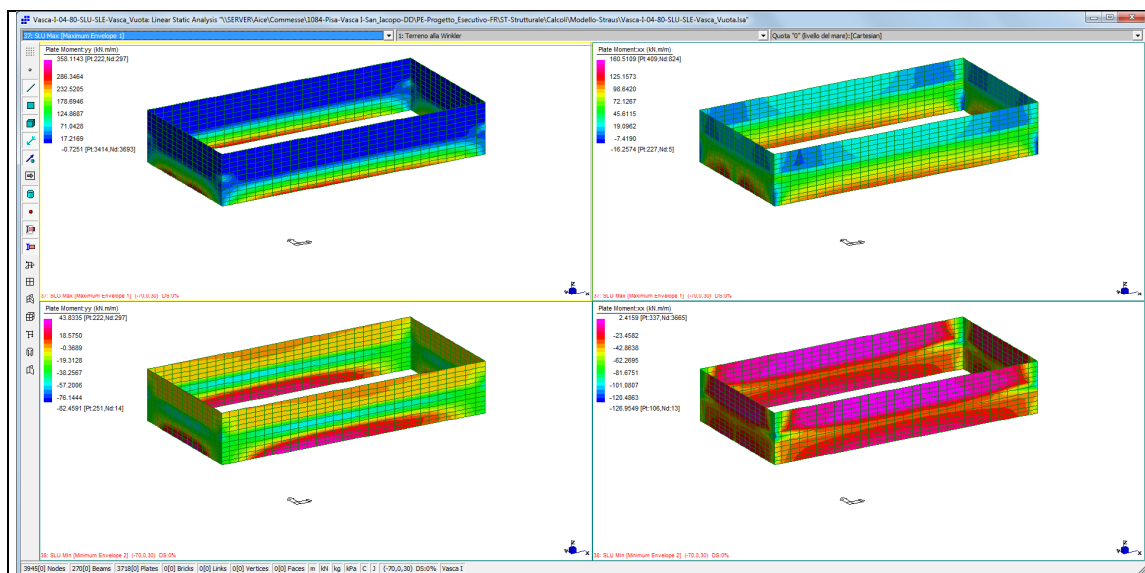


Fig. 21 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 3 - Involuppo SLUmax e SLUmin

Per convenzione m_{xx} (m_{yy}) è il momento che provoca tensioni normali in sulle facce con normale orizzontale (o verticale).

Il momento resistente m_{rd} del muro con armatura corrente $\phi 16/20\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta paria a $\pm 144 \text{ kNm/m}$.

Il momento resistente m_{rd} del muro con armatura aggiuntiva sul lembo esterno $\phi 16+\phi 20/20\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta pari a $+356 \text{ kNm/m}$.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a taglio (SLU)

Le sollecitazioni taglianti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

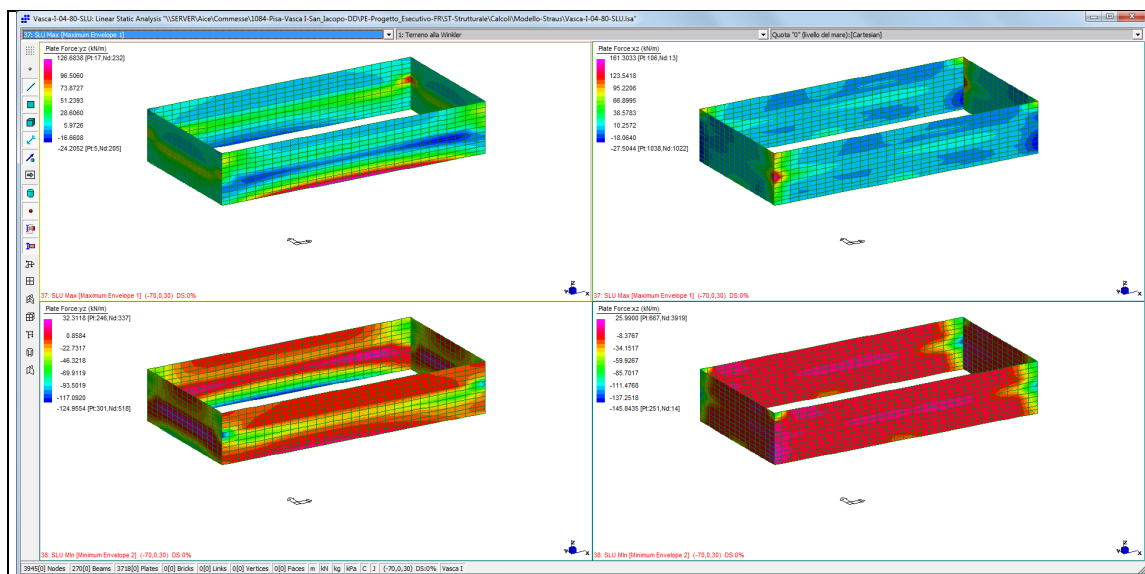


Fig. 22 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sui muri della vasca, Caso 1 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

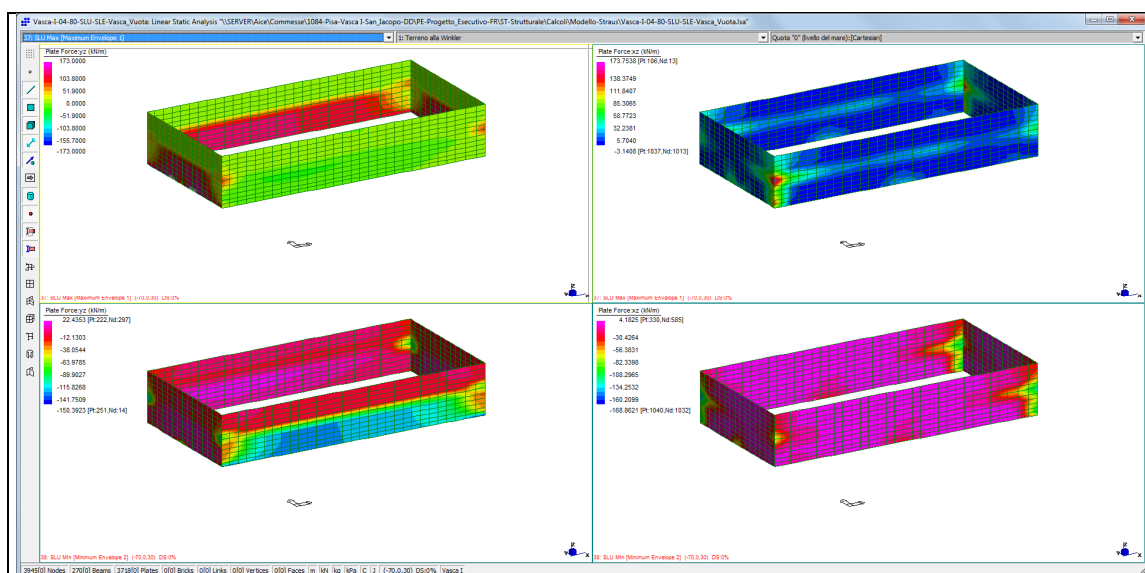


Fig. 23 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sui muri della vasca, Caso 3 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

Il taglio resistente v_{Rd} per i muri non armate a taglio di spessore 45cm con armatura tesa $\phi 16/20$ cm (copriferro 70mm) e privo di armatura a taglio risulta pari a ± 174 kN/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10.1.8. Verifica dei diaframmi

10.1.8.1. Verifica di resistenza

Le sollecitazioni agenti sui diaframmi della vasca sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti, cui vanno sommate le sollecitazioni relative alla fase di scavo.

Verifica a flessione (SLU)

I diaframmi hanno uno spessore di 40cm e sono armati in verticale con n.16 barre $\phi 16$ (n.6.4 barre al m equivalenti a 12.86 cm²/m).

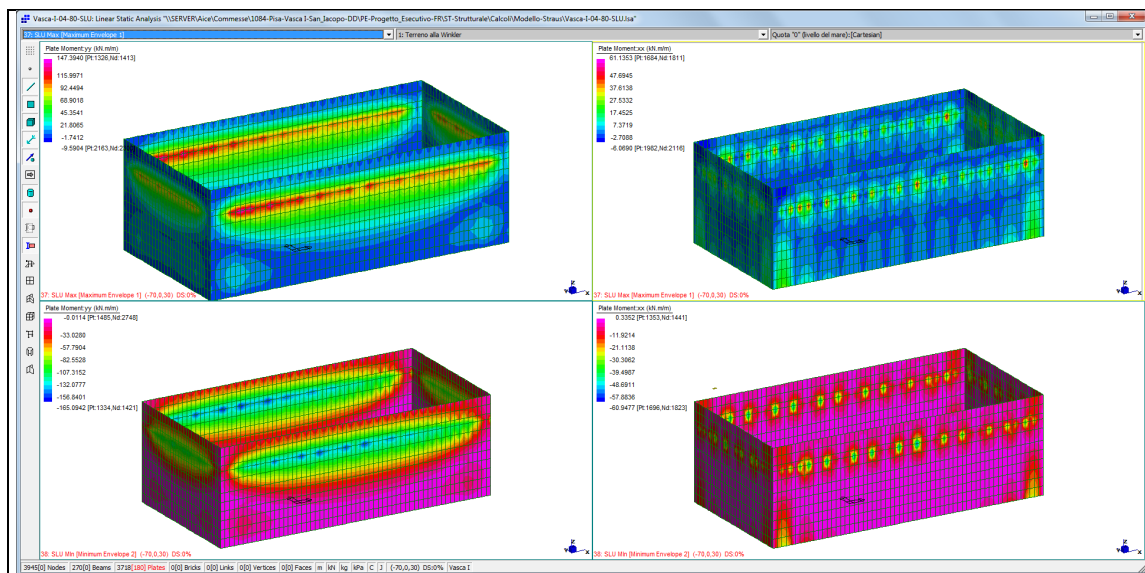


Fig. 24 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 1 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

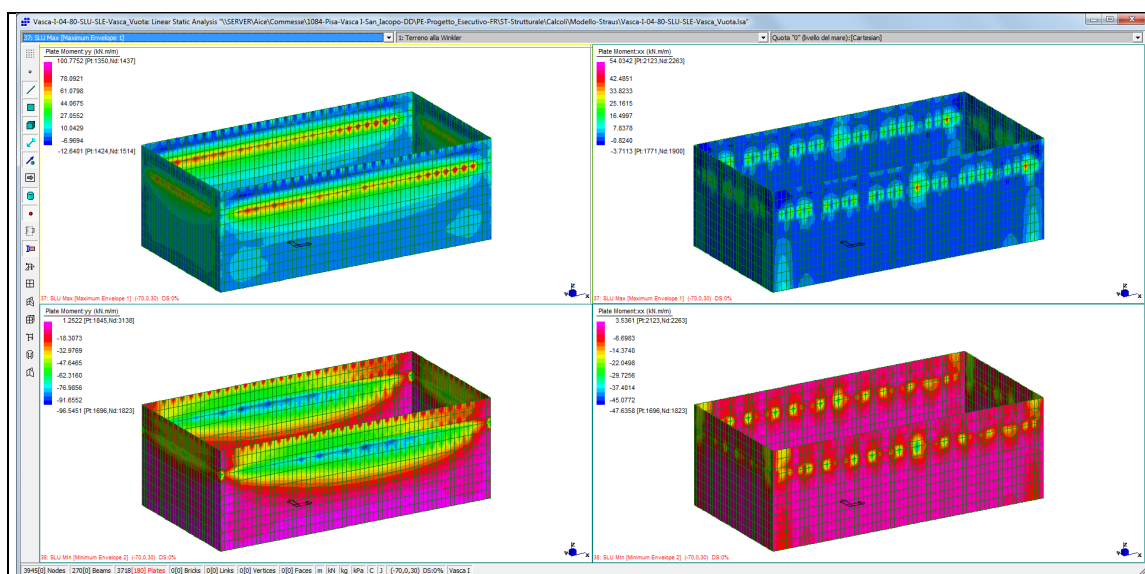


Fig. 25 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 3 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

Per convenzione m_{xx} (m_{yy}) è il momento che provoca tensioni normali in sulle facce con normale orizzontale (o verticale).

Il momento massimo verticale m_{yy} sui diaframmi risulta +147/-165 kNm/m (si vedano le immagini soprastanti).

A queste sollecitazioni vanno sommate quelle ottenute nella fase di scavo, che per SLU valgono +26/-30 kNm/m (si veda la reazione geotecnica). Il momento massimo complessivo risulta variabile tra 173 kNm/m e -195kNm/m.

Il momento resistente dei diaframmi armati con n. 6.4 barre $\phi 16$ (copriferro 60mm) risulta pari a 264 kNm/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a taglio (SLU)

Le sollecitazioni taglianti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

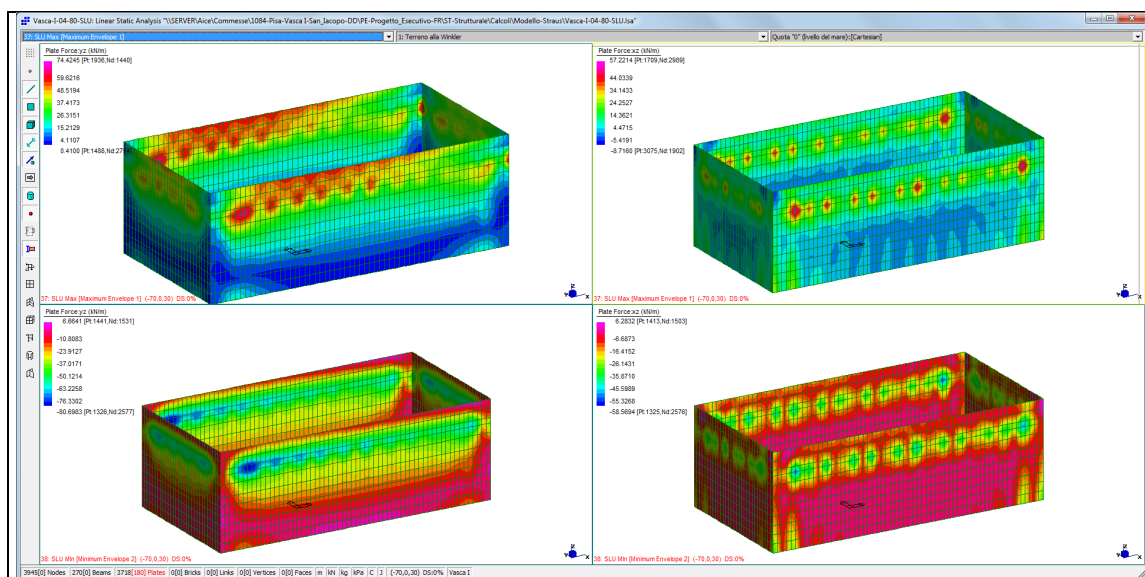


Fig. 26 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sui diaframmi della vasca, Caso 1 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

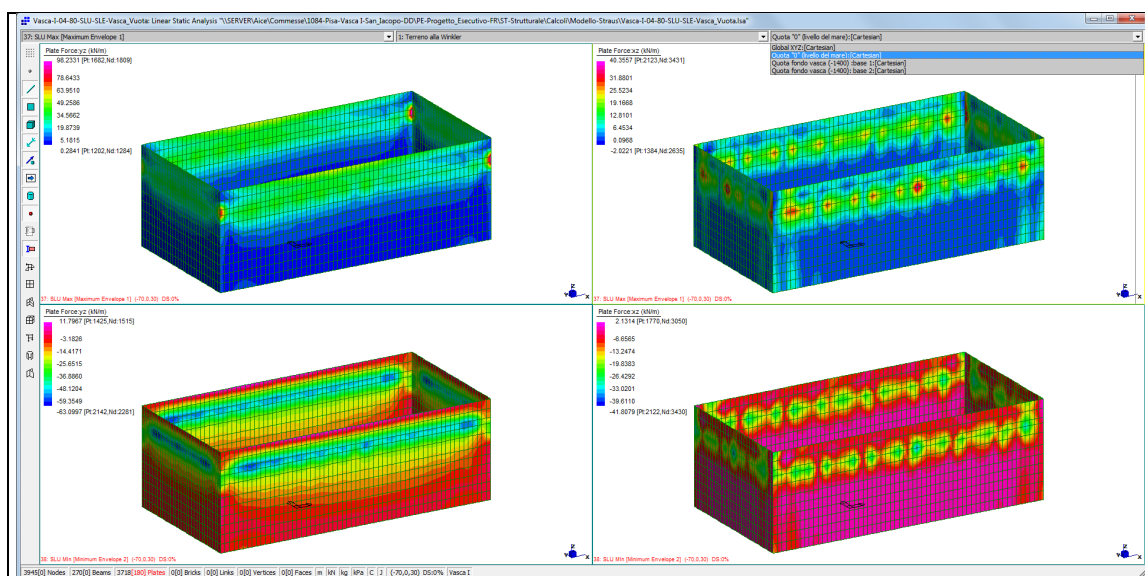


Fig. 27 – Taglio v_{yz} , v_{xz} sui diaframmi della vasca, Caso 3 - Inviluppo SLUmax e SLUmin

Il taglio massimo verticale v_{yz} sui diaframmi risulta 98 kN/m (si vedano le immagini soprastanti).

A queste sollecitazioni vanno sommate quelle ottenute nella fase di scavo, che per SLU valgono 23 kN/m (si veda la reazione geotecnica). Il taglio massimo complessivo risulta 121 kN/m.

Il taglio resistente v_{Rd} per i muri di spessore 45cm armati con staffe $\phi 8/20$ a 6 bracci ogni 250 cm e con armatura tesa $6.4\phi 16/100$ cm (copriferro 60mm) risulta paria a ± 172 kN/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

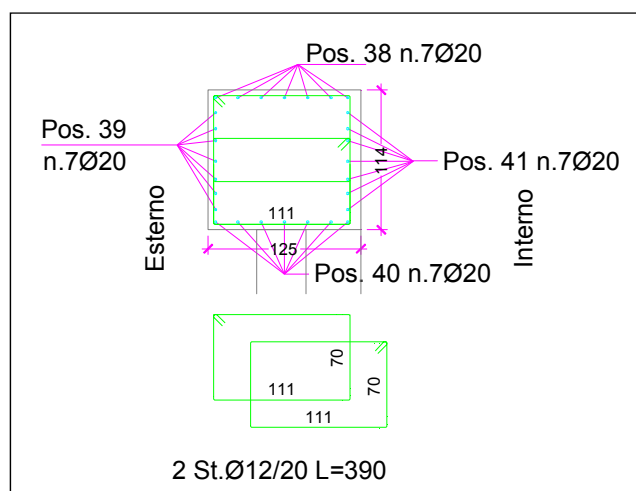
10.1.9. Verifica della trave di collegamento diaframmi-muro vasca

10.1.9.1. Verifica di resistenza

Le sollecitazioni agenti sulla trave di collegamento tra la vasca e i diaframmi sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Verifica a flessione e taglio (SLU)

La trave di collegamento ha una sezione 125x116cm ed è armata con n.28 barre longitudinali $\phi 20$ (n.8 barre sul lato verticale e n.7 sul lato orizzontale) e staffe $\phi 12/20$ a quattro bracci.



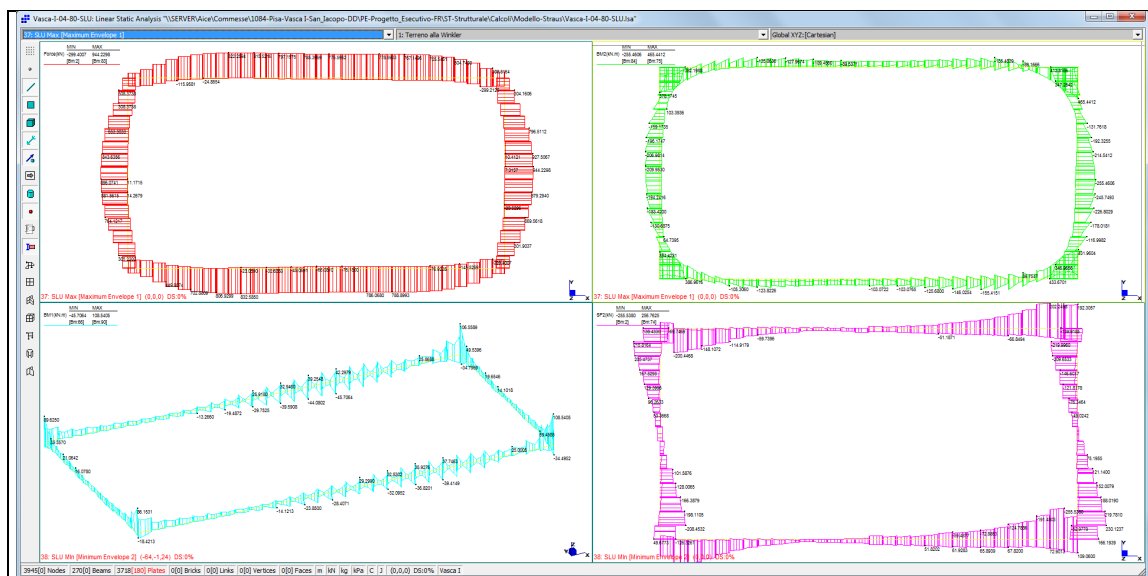


Fig. 28 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 1 - Inviluppo SLU_{max} e SLU_{min}

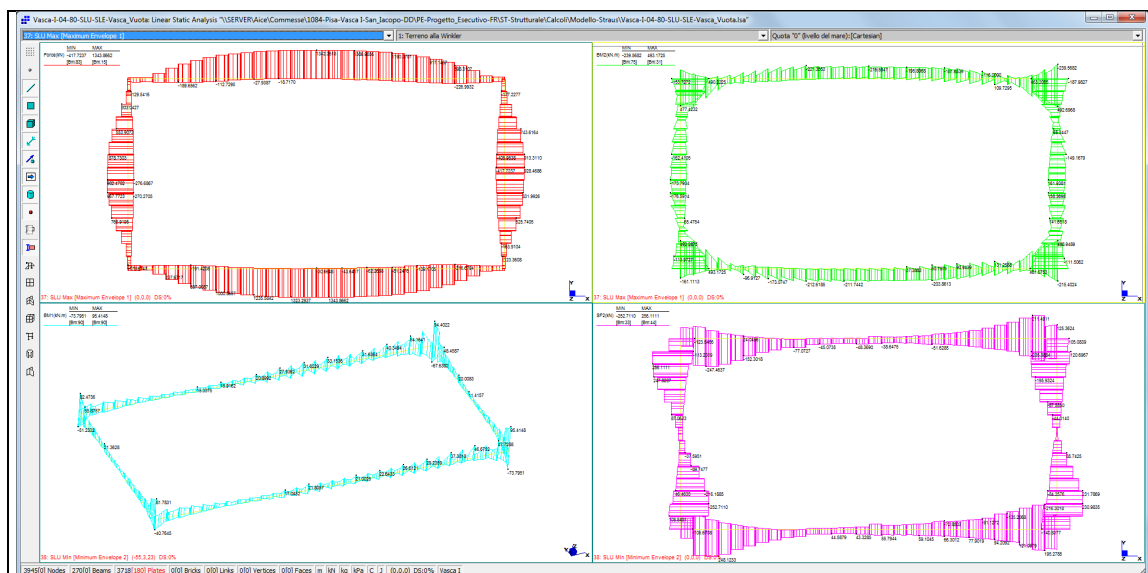


Fig. 29 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 3 - Inviluppo SLU_{max} e SLU_{min}

Per convenzione $BM_1(BM_2)$ è il momento nel piano verticale (orizzontale); $SF_1(SF_2)$ è il taglio nel piano verticale (orizzontale); lo sforzo normale N (Axial) è positivo se di trazione.

Le sollecitazioni agenti contemporaneamente sulla trave risultano:

Tab. 26 – Sollecitazioni massime sulla trave

Sollecitazione	SLU Fase 1	SLU Fase 1	SLU Fase 3	SLU Fase 3
N [kN]	301	944	0	1343
M ₁ [kNm]	108	14	95	28
M ₂ [kNm]	465	-255	493	-239

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Rott. = Tipo di rottura
 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
 TS = Modalità di calcolo sicurezza
 N/e = N costante ed eccentricità costante
 My/e = My costante ed eccentricità costante
 My/N = My e N costante
 Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
 Mz/N = Mz e N costante
 Sic. = Sicurezza a rottura
 AFT = Area di ferro tesa
 AfC = Area di ferro compressa
 σ_C = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{cf} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 w_k = Apertura delle fessure
 t_y = Taglio in dir. Y
 t_z = Taglio in dir. Z
 b_w = Larghezza membratura resistente al taglio
 A_{sw} = Area armatura trasversale
 V_{sdu} = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 V_{Rcd} = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 V_{Rsd} = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
------	------	---	---	----	-----	-----	------	-----	------	------	-----	-----

		<cm>	<cm>	<cm>	<daN/cm>	<daN/cm>	<daN/cm>	<daN/cm>	<daN/cm>	<daN/cm>	<daN/cm>				
1	R	125.00	114.00	6.20	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	4500.00			
Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali															
Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ϵ_c	TS	Sic.		
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>					
1	SLU		30100.00	10800.00	46500.00	30104.60	40015.50	178669.00	1-2	96.25	-2.98	N/e	3.835		
2	SLU		94400.00	1400.00	-25500.00	94400.00	7777.14	-144223.00	1-2	268.75	-1.80	N/e	5.656		
3	SLU		0.00	9500.00	49500.00	0.06	37074.90	195500.00	1-2	95.63	-3.08	N/e	3.948		
4	SLU		134300.00	2800.00	-23900.00	134304.00	14427.30	-121256.00	1-2	267.50	-1.75	N/e	5.075		
Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti															
Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd
	<daN>	<daN>	<cm>	<cm>	<daN>	<daN>	<daN>		<daN>	<daN>	<cm>	<cm>	<daN>	<daN>	<daN>
1	25600.00	0.00	0.47	6.24	25447.80	261685.00	28613.00	2	0.00	0.00	1.16	5.78	0.00	596109.00	24692.60
3	0.00	0.00	0.57	6.18	0.00	309407.00	28130.20	4	25600.00	0.00	1.16	5.90	25575.60	607906.00	25682.80

Le verifiche di resistenza risultano tutte soddisfatte.

10.2. Verifica degli ancoraggi

10.2.1. Ancoraggi tra elementi in calcestruzzo

10.2.1.1. Ancoraggi tra elementi in calcestruzzo esistenti e di nuova realizzazione

La connessione tra la platea e i diaframmi esistenti in in calcestruzzo verrà realizzata mediante ancoranti chimici realizzati con barre ad aderenza migliorata del tipo B450C fissati con resina a base epossidica bisfenolo A/F (esente da stirene) con riempitivo inorganico e da una miscela indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento, tipo HILTI HIT-RE 500 SD.

Per la connessione in esame viene utilizzata una barra ad aderenza migliorata B450 C diametro 20mm al passo di 20cm.

La connessione è soggetta al solo sforzo assiale, pari a:

$$N_{Sd} = 285 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,c} = n \cdot N_{Rd,c}^0 \cdot f_T \cdot f_{B,N} \cdot f_{A,N} \cdot f_{R,N} \cdot f_{W,sat} = 431 \text{ kN/m} > N_{Sd} = 285 \text{ kN/m}$$

Dove:

$n = 5$ barre al metro

$$N_{Rd,c}^0 = 74.2 \text{ kN}$$

$$f_T = 350/170 = 2.17 \text{ si assume il valore max } 2.0$$

$$f_{B,N} = 1.05 \text{ per calcestruzzo C28/35}$$

$$f_{A,N} = 0.79 \text{ per } s=20\text{cm (spaziatura)}$$

$$f_{R,N} = 1.0 \text{ nessuna influenza del bordo}$$

$$f_{W,sat} = 0.7 \text{ per calcestruzzo immerse in acqua}$$

10.3. Verifiche per SLD

10.3.1. Vasca

Per costruzioni di Classe III e IV deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad h il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d) calcolato con riferimento alle situazioni eccezionali.

Nel caso della vasca il valore di progetto dello spettro calcolato per SLV con $q=1$ ($\eta=1$, spettro elastico) risulta sempre superiore a quello calcolato per SLD con $\eta=2/3$, quindi le verifiche di resistenza per SLD con fattori parziali dei materiali per azioni eccezionali appaiono abbondantemente superate da quelle per SLV.

10.4. Verifiche per SLO

10.4.1. Locale tecnico

10.4.1.1. Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 2/3 \cdot 0.005 h = 0.003 h$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, h è l'altezza del piano.

Nel caso in esame si ha:

$$\text{piano primo (nodi -2451 CC9)} \quad d_r = (1.5)/3100 = 0.0003 h < 0.003 h$$

10.5. Verifiche per SLE

10.5.1. Verifiche a fessurazione §4.1.2.2.4 NTC

La verifica a fessurazione del calcestruzzo si effettua assicurandosi di non superare lo stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Per gli elementi di calcestruzzo realizzati in opera della struttura in esame appartenenti alla classe XS1 e XA2 (aggressiva), realizzati con armature sensibili, i limiti di fessurazione stabiliti dalla Tab. 4.1.IV delle NTC risultano:

Tab. 27 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione previsti dalle NTC

Gruppo di esigenza	Condizioni ambientali e classe di esposizione	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
A	ordinario X0, XC1, XC2, XC3, XF1	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	aggressivo XC4, XD1, XS1,	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$

Gruppo di esigenza	Condizioni ambientali e classe di esposizione	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
	XA1, XA2, XF2, XF3	Quasi permanente	decomp.	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	molto aggressivo XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Frequente	formaz. fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decomp.	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Con

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Prima della valutazione dell'apertura delle fessure si valuterà la presenza di fessurazione nel calcestruzzo confrontando le sollecitazioni flettenti con il momento di prima fessurazione, calcolato nell'ipotesi di sezione in calcestruzzo omogenea interamente reagente avente una resistenza a trazione pari a f_{ctd} .

10.5.1.1. Locale tecnico

Per le verifiche in esame si rimanda al fascicolo dei calcoli

10.5.1.2. Vasca

Soletta-platea

La verifica a fessurazione viene condotta per le combinazioni frequenti (CC n.17-18) e quasi permanenti (CC n.35-36).

La soletta della vasca (platea) ha uno spessore di 80cm ed è armata con una armatura corrente costituita da barre $\phi 20$ a passo 20 cm (15.70 cmq/m). Nella direzione trasversale (y) al lembo superiore viene aggiunta una armatura superiore costituita da ulteriori barre $\phi 20$ a passo 20 cm (31.40 cmq/m), di lunghezza 9m, per coprire il caso 3 (vasca vuota) SLUmin.

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

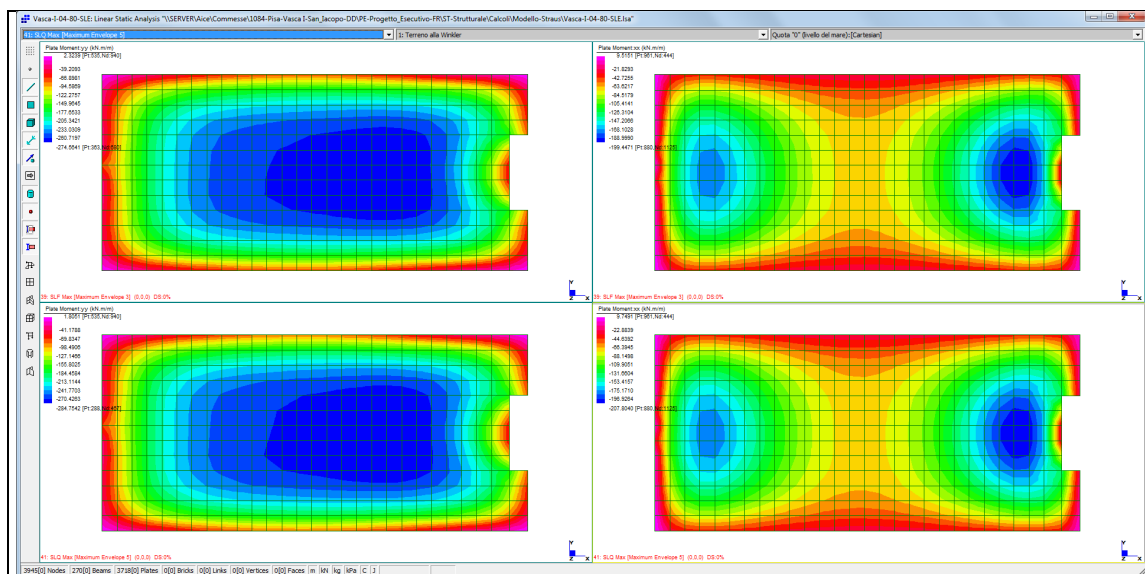


Fig. 30 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 2 - Involuppo SLQ e SLF

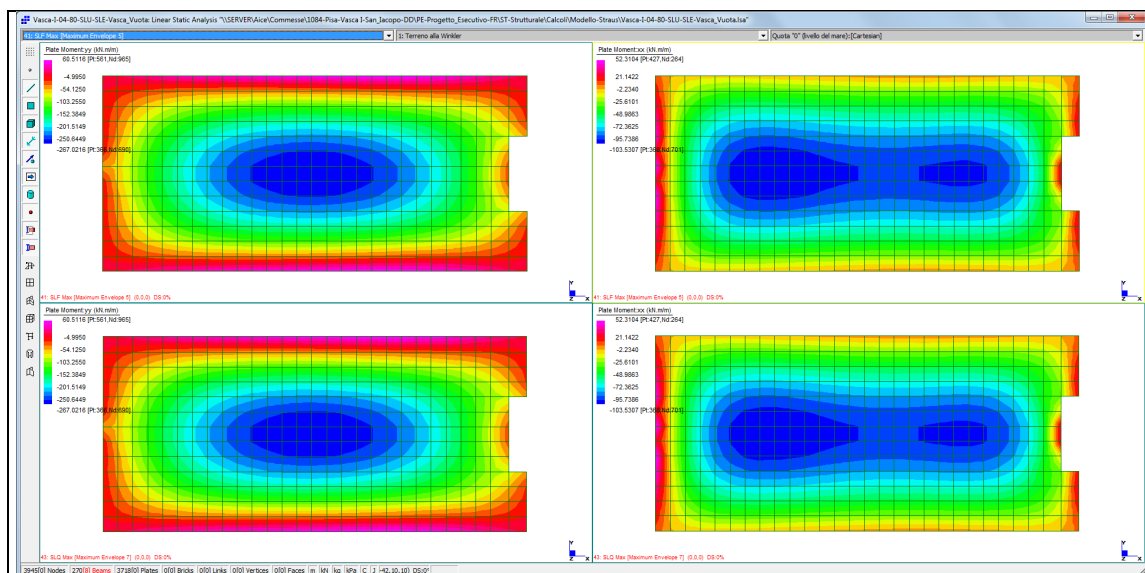


Fig. 31 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 3 - Involuppo SLQ e SLF

Le azioni agenti sulla soletta di base della vasca fondazione sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Il momento di prima fessurazione della soletta armata con armatura corrente $\phi 20/20\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta paria a 261 kNm/m.

Il momento di prima fessurazione della soletta armata con armatura corrente $\phi 20/10\text{cm}$ (copriferro 70mm) risulta paria a 290 kNm/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori dei momenti di fessurazione, pertanto le verifiche risultano a fessurazione risultano ampiamente soddisfatte.

Muri

La verifica a fessurazione viene condotta per le combinazioni frequenti (CC n.17-18) e quasi permanenti (CC n.35-36).

Il muro della vasca ha uno spessore di 45cm ed è armato in entrambe le direzioni con barre $\phi 16$ a passo 20 cm (10.05 cmq/m). Nella direzione verticale (y) al lembo esterno viene aggiunta una armatura superiore costituita da ulteriori barre $\phi 20$ a passo 20 cm (15.7 cmq/m).

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

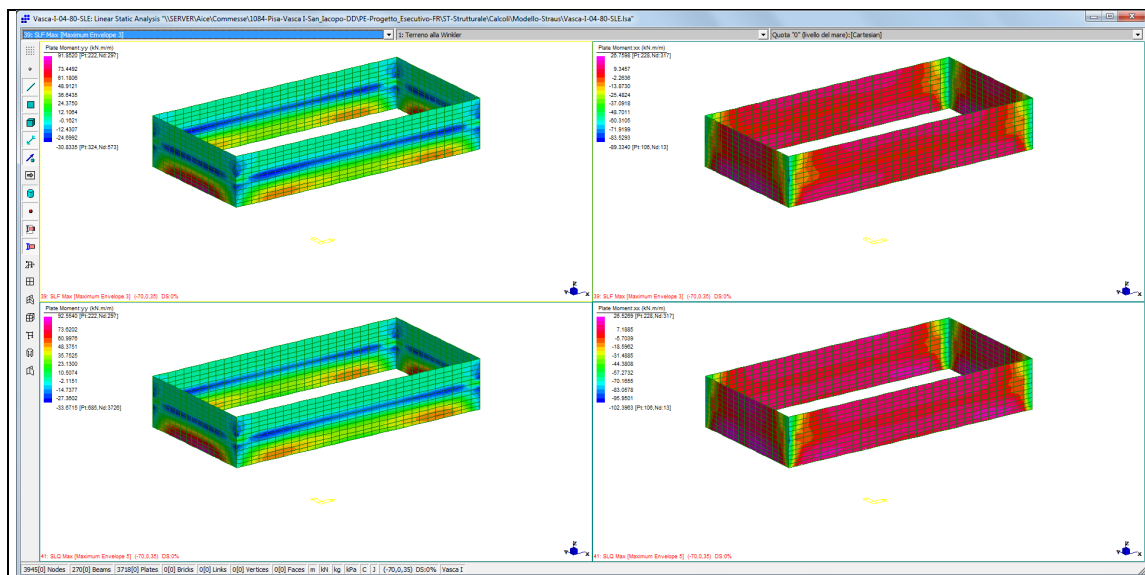


Fig. 32 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 2 - Involuppo SLF e SLQ

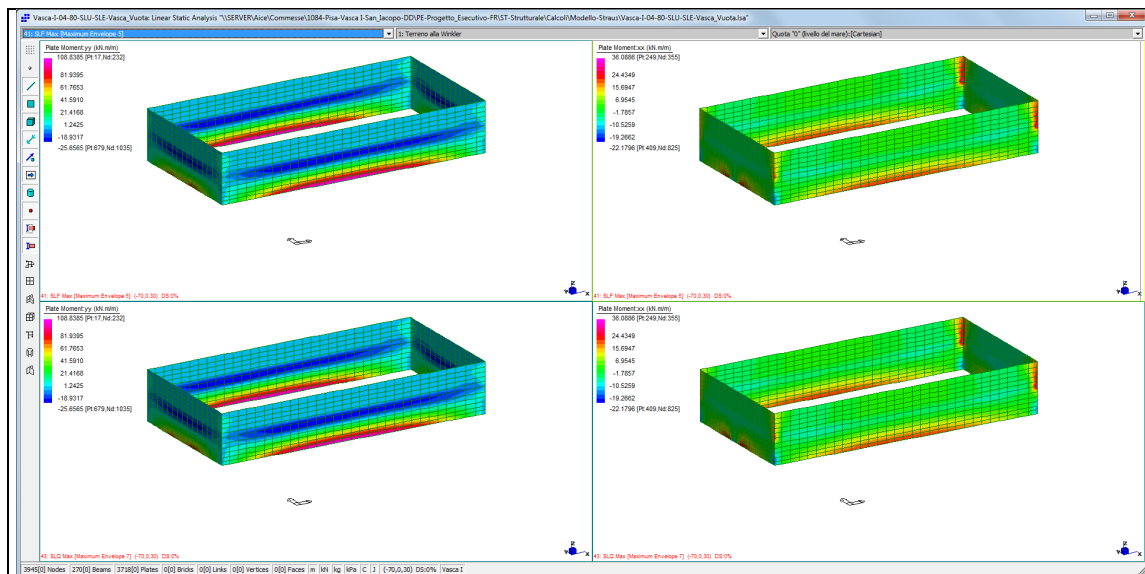


Fig. 33 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 3 - Involuppo SLF e SLQ

Le azioni agenti sui muri della vasca fondazione sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Il momento di prima fessurazione dei muri armati con armatura corrente $\phi 16/20$ cm (copriferro 70mm) risulta paria a 81 kNm/m.

Il momento di prima fessurazione della soletta armata con armatura corrente $\phi 20+\phi 16/20$ cm (copriferro 70mm) risulta paria a 93 kNm/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori dei momenti di fessurazione, pertanto le verifiche risultano a fessurazione risultano ampiamente soddisfatte.

10.5.1.3. Diaframmi

La verifica a fessurazione viene condotta per le combinazioni frequenti (CC n.17-18) e quasi permanenti (CC n.35-36).

I diaframmi hanno uno spessore di 40cm e sono armati in verticale con n.16 barre $\phi 16$ (n.6.4 barre al m equivalenti a 12.86 cmq/m).

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

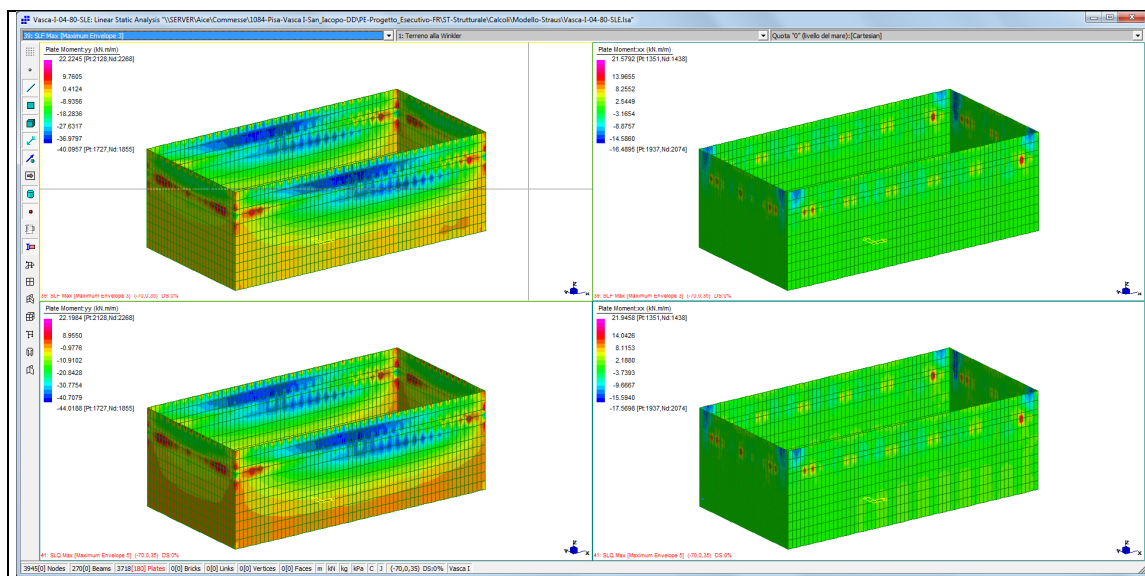


Fig. 34 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 2 - Inviluppo SLF e SLQ

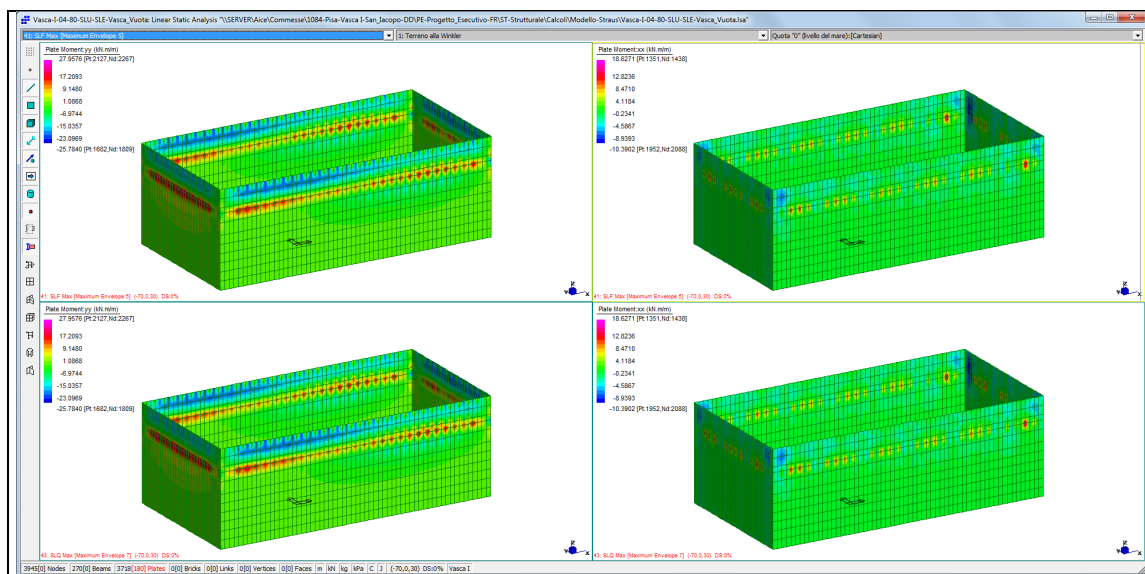


Fig. 35 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 3 - Inviluppo SLF e SLQ

Il momento massimo verticale sui diaframmi risulta 28 kNm/m (si vedano le immagini soprastanti).

A queste sollecitazioni vanno sommate quelle ottenute nella fase di scavo, che per SLR vale 23 kNm/m (si veda la reazione geotecnica). Il momento massimo complessivo risulta $28 \text{ kNm/m} + 23 \text{ kNm/m} = 51 \text{ kNm/m}$.

Il momento verticale di prima fessurazione dei diaframmi armati con n. 6.4 barre $\phi 16$ (copriferro 60mm) risulta paria a 68 kNm/m.

Le sollecitazioni massime risultano inferiori ai valori dei momenti di fessurazione, pertanto le verifiche risultano a fessurazione risultano ampiamente soddisfatte.

10.5.1.4. Trave di collegamento diaframmi-muro vasche

Le sollecitazioni agenti sulla trave di collegamento tra la vasca e i diaframmi sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

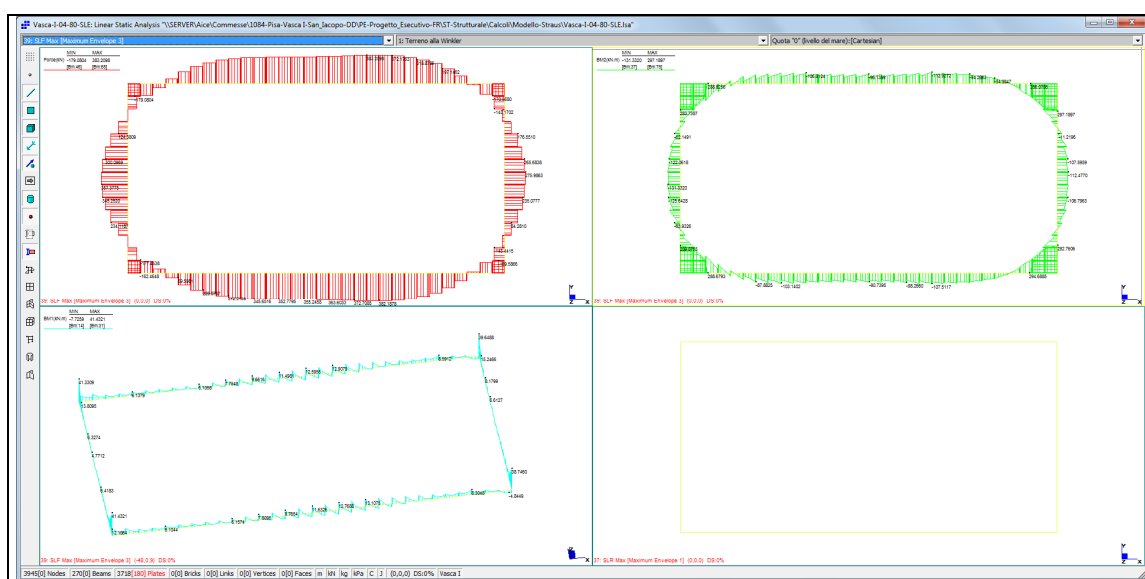


Fig. 36 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 2 - Inviluppo SLF

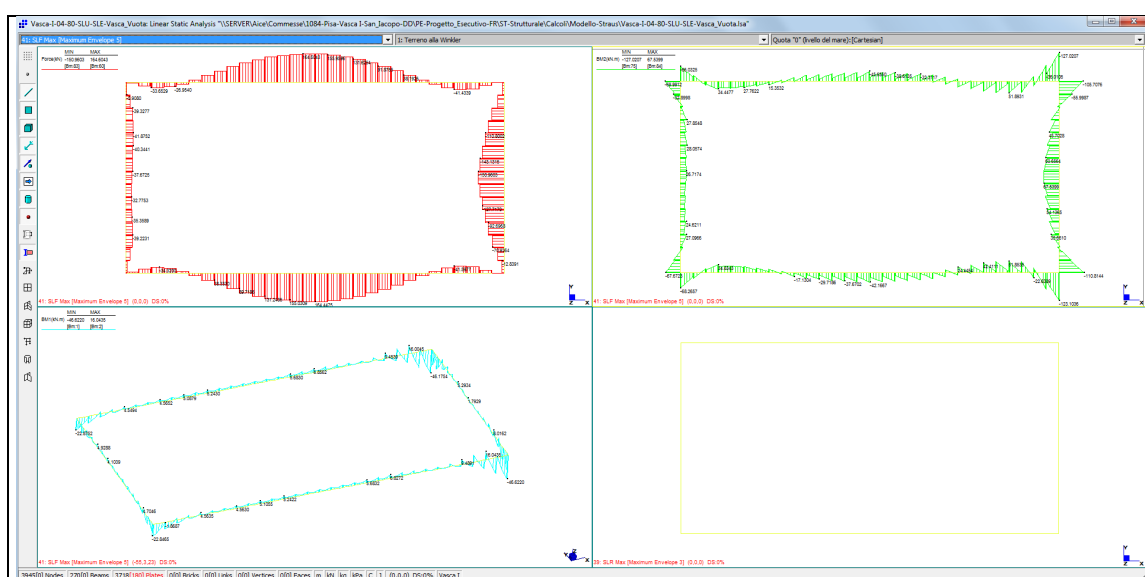


Fig. 37 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 3 - Inviluppo SLF

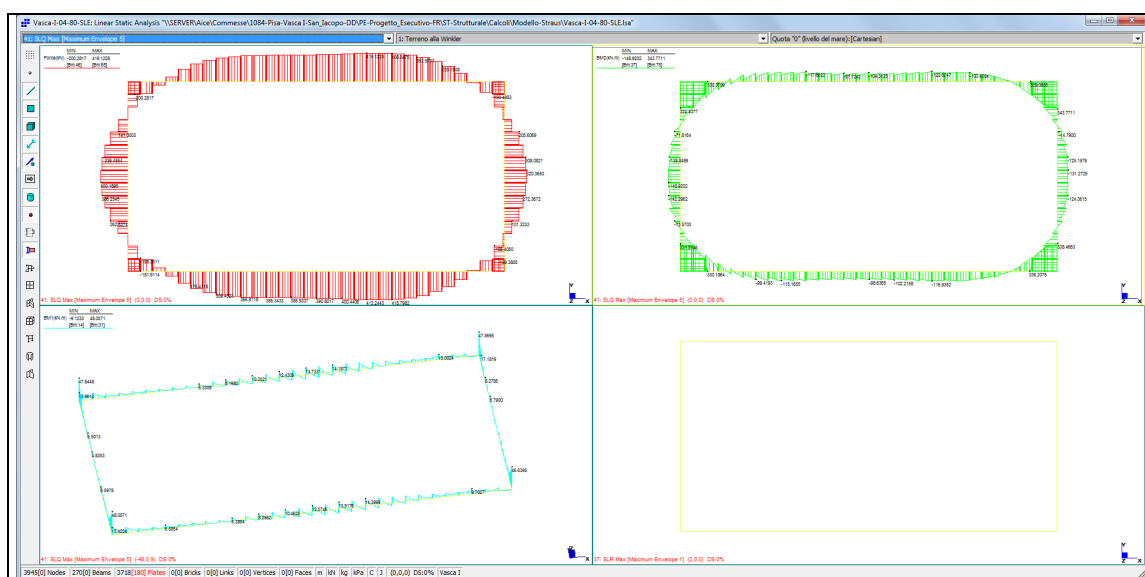


Fig. 38 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 2 - Involuppo SLQ

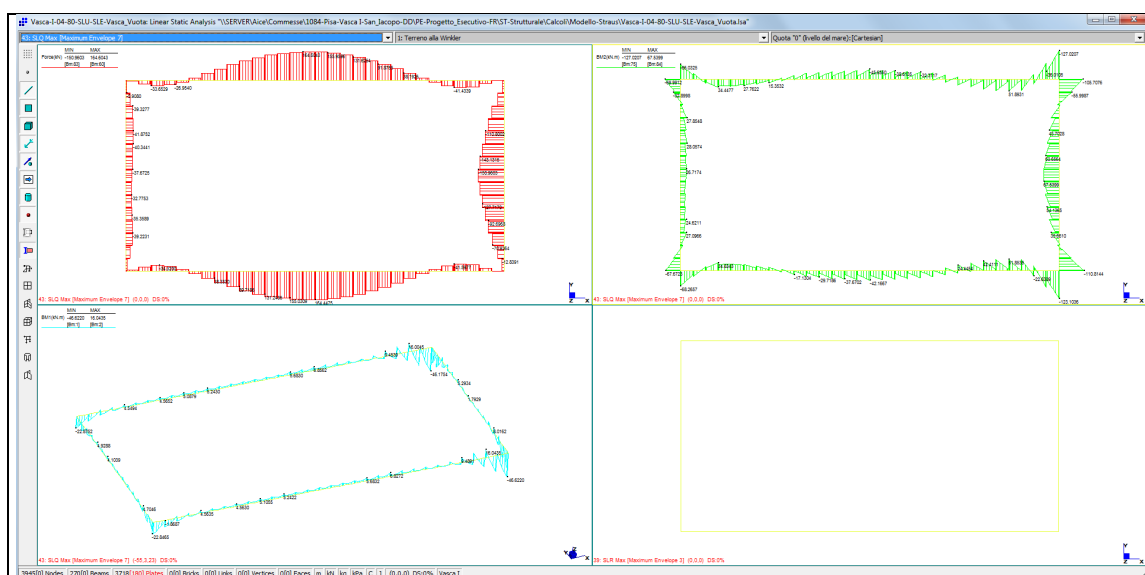


Fig. 39 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 3 - Involuppo SLQ

Per convenzione $BM_1(BM_2)$ è il momento nel piano verticale (orizzontale); $SF_1(SF_2)$ è il taglio nel piano verticale (orizzontale); lo sforzo normale N (Axial) è positivo se di trazione.

Le sollecitazioni agenti contemporaneamente sulla trave risultano:

Tab. 28 – Sollecitazioni massime sulla trave

Sollecitazione	SLF Fase 2	SLF Fase 2	SLF Fase 3	SLF Fase 3
N [kN]	-180	383	0	164
M_1 [kNm]	41	13	-46	6

Sollecitazione	SLF Fase 2	SLF Fase 2	SLF Fase 3	SLF Fase 3
M_2 [kNm]	297	-96	-127	-45

Tab. 29 – Sollecitazioni massime sulla trave

Sollecitazione	SLQ Fase 2	SLQ Fase 2	SLQ Fase 3	SLQ Fase 3
N [kN]	-200	419	0	164
M_1 [kNm]	48	13	-46	6
M_2 [kNm]	343	-104	-127	-45

Il dettaglio delle verifiche è riportato sotto:

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Rott. = Tipo di rottura
 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
 TS = Modalità di calcolo sicurezza
 N/e = N costante ed eccentricità costante
 My/e = My costante ed eccentricità costante
 My/N = My e N costante
 Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
 Mz/N = Mz e N costante
 Sic. = Sicurezza a rottura
 AFT = Area di ferro tesa
 AfC = Area di ferro compressa
 σ_C = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{cf} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw = Area armatura trasversale
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura

Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Acc.	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1	R	125.00	114.00	6.20	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	4500.00

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	S _{r m}	Φ	A _s	A _{c eff}	σ _s	σ _{s r} ε _{s m}	Wk	
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<mm>	
9	SLE	Q	-20000.00	4800.00	34300.00	50.00	124.14	0.13	218.01	20.00	50.27	4683.55	682.36	2533.69	0.13	0.05
10	SLE	Q	41900.00	1300.00	-10400.00	50.00	124.14	0.13	212.67	20.00	87.96	7726.99	810.38	4171.70	0.16	0.06
11	SLE	Q	0.00	-4600.00	-12700.00	50.00	124.14	0.13	219.21	20.00	53.41	5040.47	385.72	2834.13	0.07	0.03
12	SLE	Q	16400.00	600.00	-4500.00	50.00	124.14	0.13	212.67	20.00	87.96	7726.99	332.28	4107.13	0.06	0.02
13	SLE	F	-18000.00	4100.00	29700.00	50.00	124.14	0.13	218.01	20.00	50.27	4683.55	582.30	2514.65	0.11	0.04
14	SLE	F	38300.00	1300.00	-9600.00	50.00	124.14	0.13	212.67	20.00	87.96	7726.99	747.24	4161.56	0.15	0.05
15	SLE	F	0.00	-4600.00	-12700.00	50.00	124.14	0.13	219.21	20.00	53.41	5040.47	385.72	2834.13	0.07	0.03
16	SLE	F	16400.00	600.00	-4500.00	50.00	124.14	0.13	212.67	20.00	87.96	7726.99	332.28	4107.13	0.06	0.02

Le verifiche di resistenza risultano tutte soddisfatte.

10.5.2. Verifiche delle tensioni di esercizio §4.1.2.2.5 NTC

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature e si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti previsti nel §4.1.2.2.5 delle NTC e di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara) SLR}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente SLQ}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica SLR deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

10.5.2.1. Locale tecnico

Per le verifiche in esame si rimanda al fascicolo dei calcoli

10.5.2.2. Vasca

Soletta-platea

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

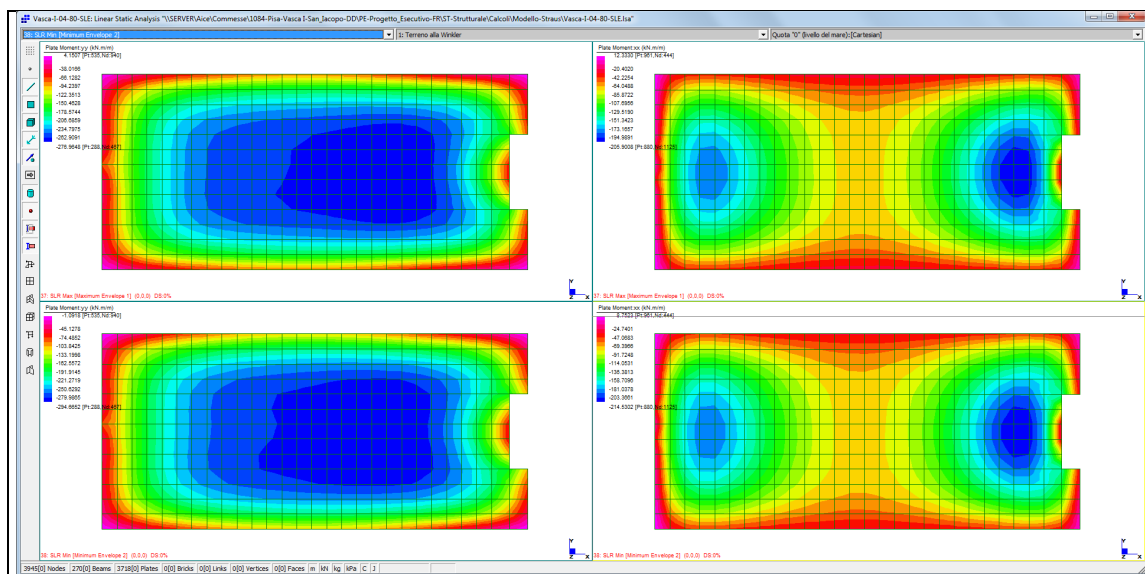


Fig. 40 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 2 - Involuppo SLR e SLQ

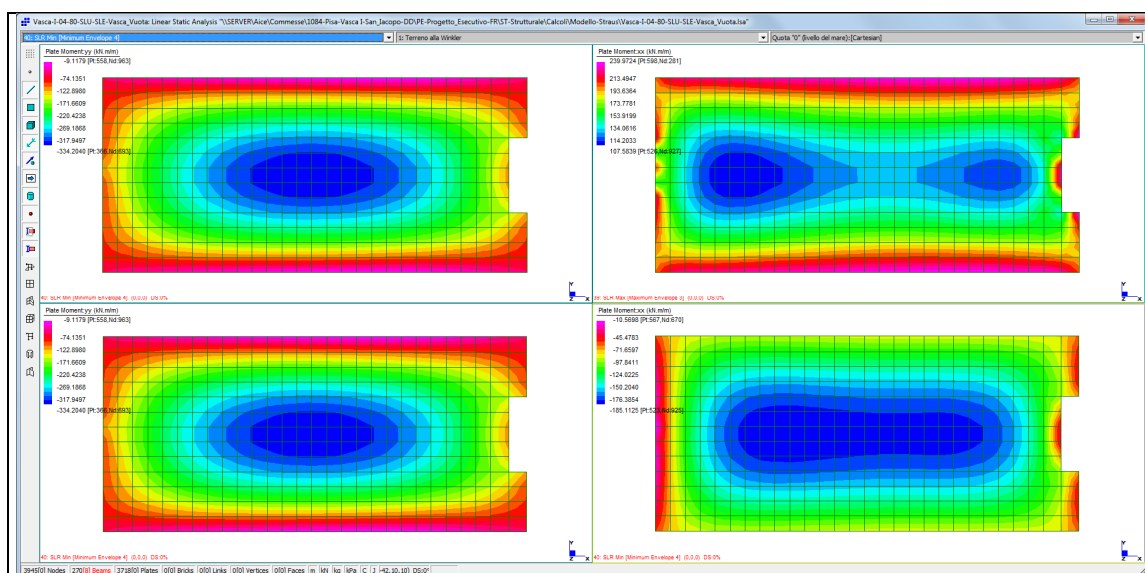


Fig. 41 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sulla soletta della vasca, Caso 3 - Involuppo SLR e SLQ

Le azioni agenti sulla soletta di base della vasca fondazione sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Le verifiche delle tensioni vengono riportate nella tabella seguente:

SLR

Momento sollecitante assunto in valore assoluto
Coefficiente di omogeneizzazione
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo
Copriferro
Altezza utile della sezione
Area dell'armatura tesa
Area dell'armatura compressa
Posizione dell'asse neutro
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLE
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLR

M_{Ed}	334.0	[kNm]
n	15.0	[-]
h	800	[mm]
b	1000	[mm]
d'	70	[mm]
d	730	[mm]
A_s	1571	[mm ²]
A'_s	0	[mm ²]
x	163.40	[mm]
J	9.018E+09	[mm ⁴]
$\sigma_{c,caratt.}$	19.92	[MPa]
σ_s	360	[MPa]

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	6.05	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	314.76	[MPa]
SLQ			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	284.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	70	[-]
Altezza utile della sezione	d'	730	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	163.40	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	9.018E+09	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLQ	$\sigma_{c,q.p.}$	14.94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLQ	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.15	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	267.64	[MPa]

Le tensioni risultano inferiori ai valori massimi previsti dalla norma pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Muri

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

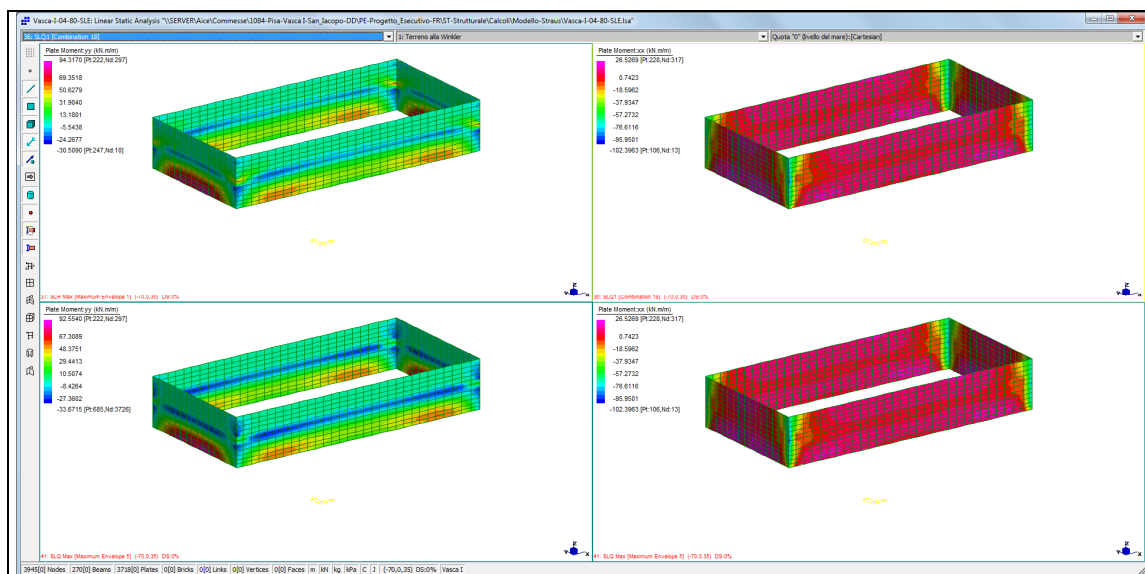


Fig. 42 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 2 - Involuppo SLR e SLQ

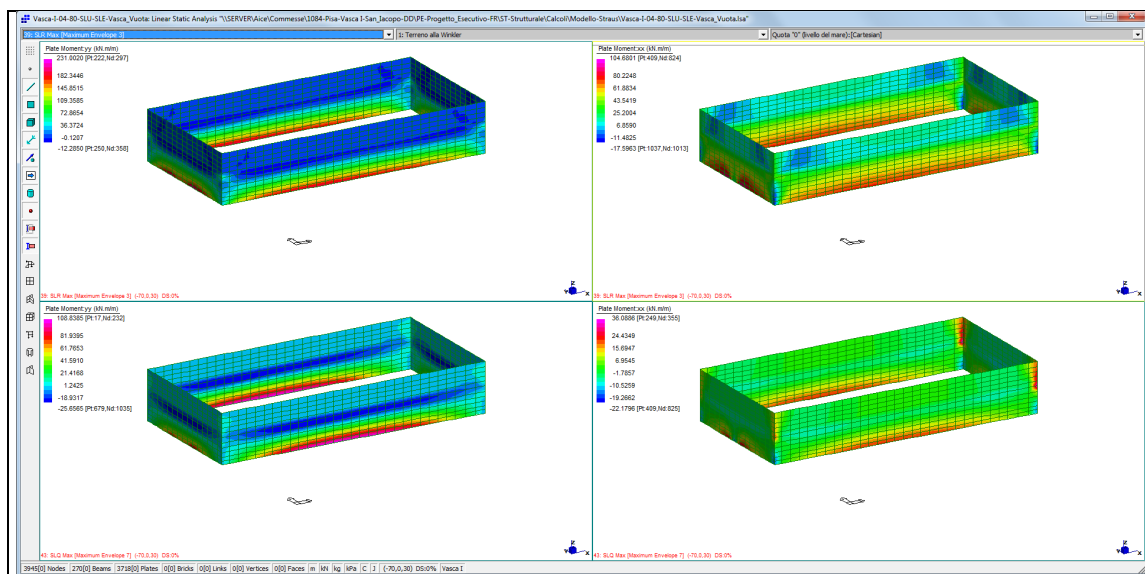


Fig. 43 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui muri della vasca, Caso 3 - Involuppo SLR e SLQ

Le azioni agenti sulla soletta di base della vasca fondazione sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

Le verifiche delle tensioni vengono riportate nella tabella seguente:

SLR

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	231.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	450	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	68	[mm]
Altezza utile della sezione	d	382	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2576	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	137.47	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3.177E+09	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLE	$\sigma_{c,caratt.}$	19.92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLR	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	10.00	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	266.74	[MPa]

SLQ

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	108.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	450	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	68	[-]
Altezza utile della sezione	d	382	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2576	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	137.47	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3.177E+09	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLQ	$\sigma_{c,q.p.}$	14.94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLQ	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.67	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	124.71	[MPa]

Le tensioni risultano inferiori ai valori massimi previsti dalla norma pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10.5.2.3. Diaframmi

Le sollecitazioni flettenti massime risultano quelle illustrate nelle figure sottostanti:

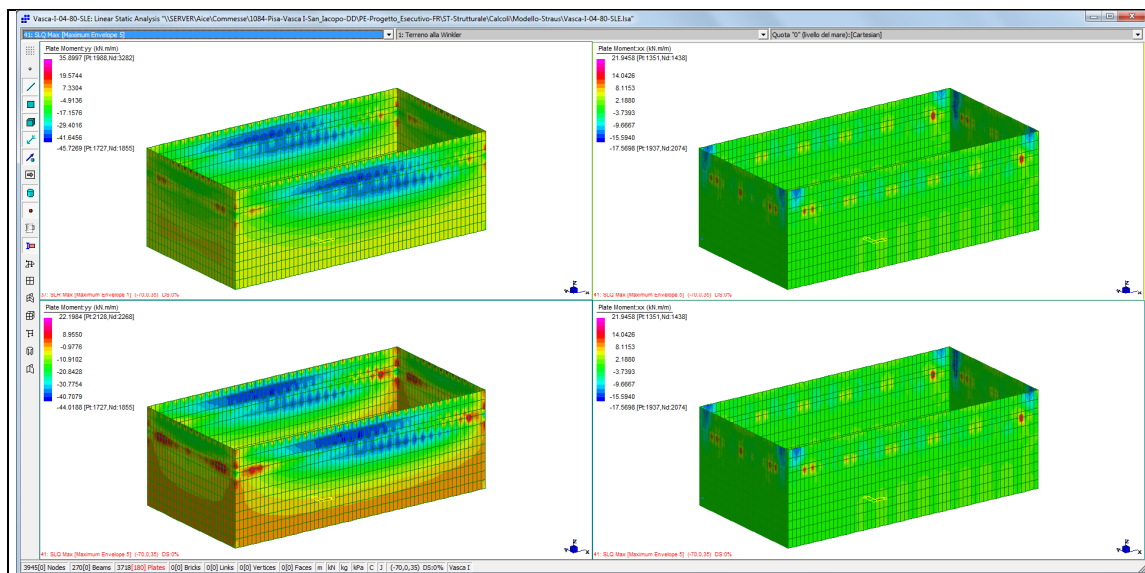


Fig. 44 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 2 - Involuppo SLR e SLQ

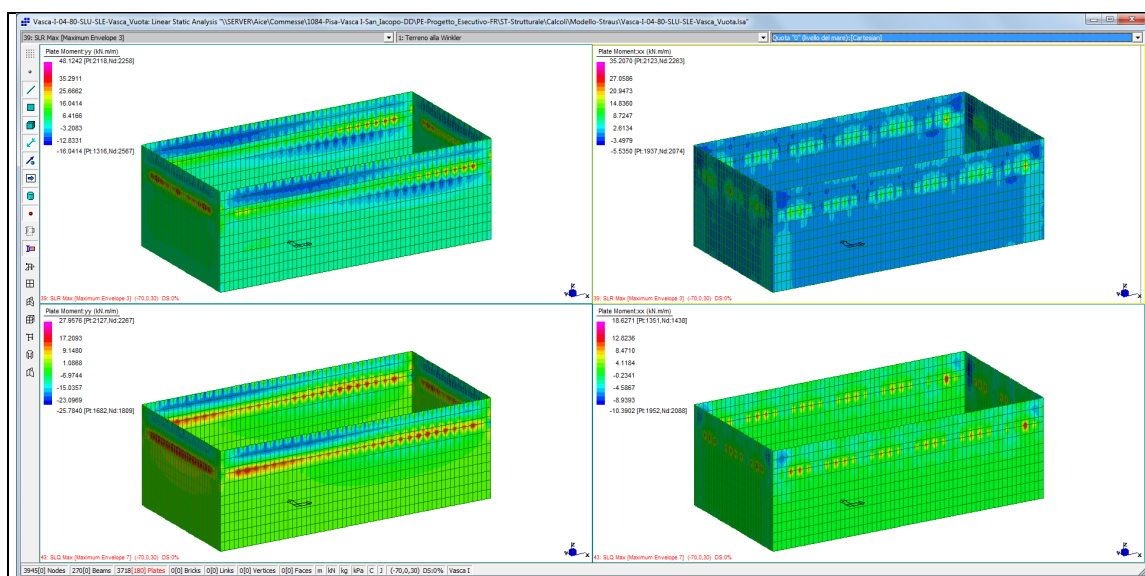


Fig. 45 – Momento flettente m_{yy} , m_{xx} sui diaframmi della vasca, Caso 3 - Involuppo SLR e SLQ

Il momento massimo verticale sui diaframmi risulta 48 kNm/m per SLR e 28 kNm/m per SLQ (si vedano le immagini soprastanti).

A queste sollecitazioni vanno sommate quelle ottenute nella fase di scavo, che per SLR vale 23 kNm/m (si veda la reazione geotecnica). I momenti massimi complessivi risultano 71 kNm/m per SLR e 51 kNm/m per SLQ.

Le verifiche delle tensioni vengono riportate nella tabella seguente:

SLR

Momento sollecitante assunto in valore assoluto
Coefficiente di omogeneizzazione

M_{Ed}	71.0	[kNm]
n	15.0	[-]

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	121.71	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2.218E+09	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLE	$\sigma_{c,caratt.}$	17.43	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLR	σ_s	344	[MPa]

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.90	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	104.83	[MPa]

SLQ

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	51.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d	340	[-]
Area dell'armatura tesa	As	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	0	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	121.71	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2.218E+09	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione SLQ	$\sigma_{c,q.p.}$	13.07	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLQ	σ_s	344	[MPa]

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.80	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	75.30	[MPa]

Le tensioni risultano inferiori ai valori massimi previsti dalla norma pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

10.5.2.4. Trave di collegamento diaframmi-muro vasche

Le sollecitazioni agenti sulla trave di collegamento tra la vasca e i diaframmi sono stati ricavati dal modello agli elementi finiti descritto nei paragrafi precedenti.

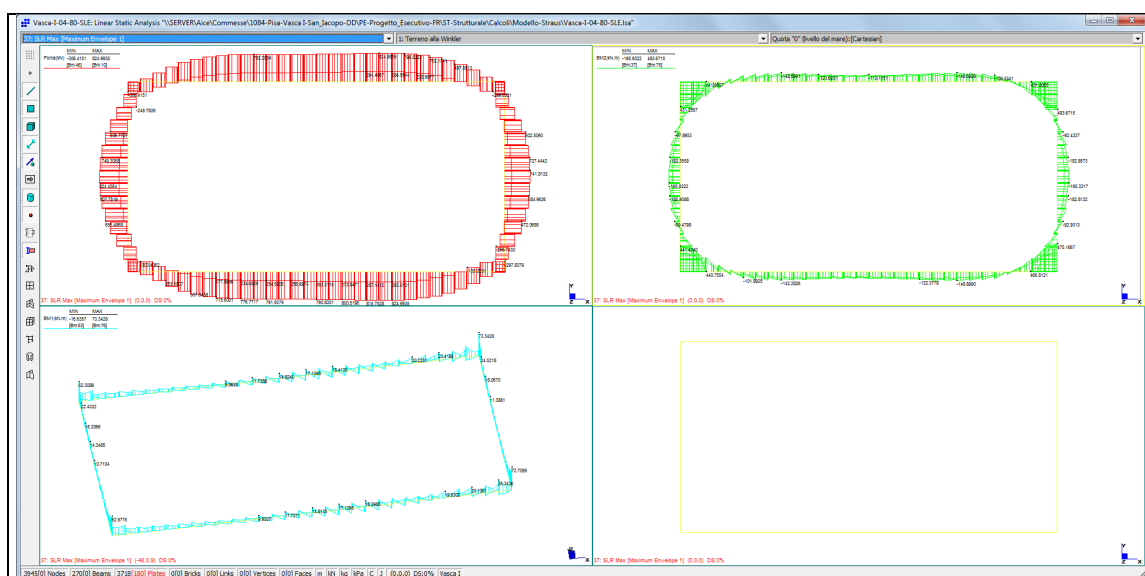


Fig. 46 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 2 - Involuppo SLR

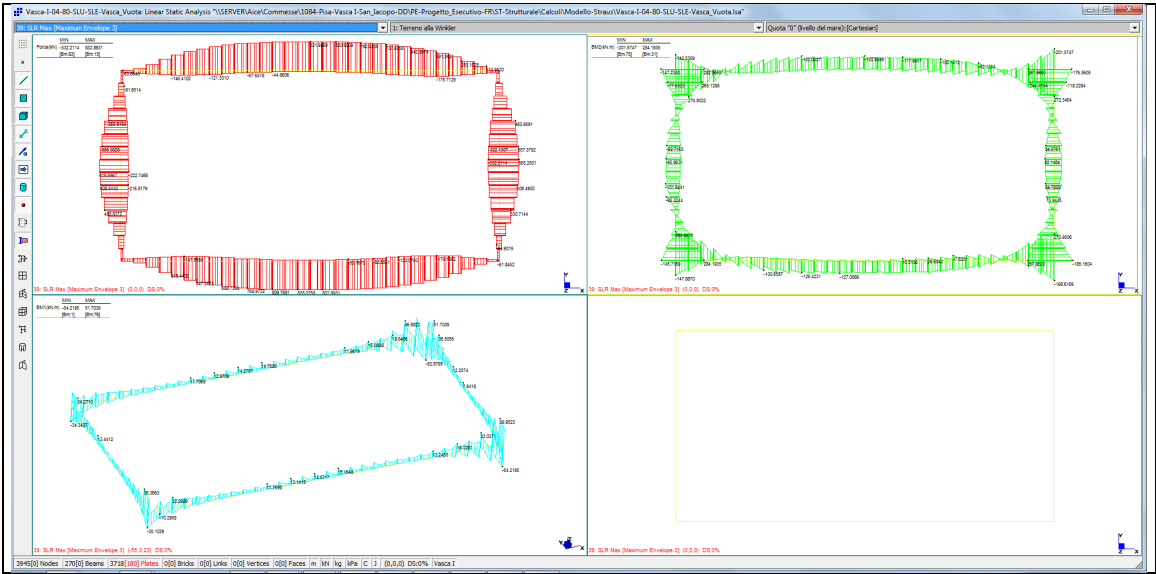


Fig. 47 – Sollecitazioni sulla trave di collegamento, Caso 3 - Involuppo SLR

Per convenzione $BM_1(BM_2)$ è il momento nel piano verticale (orizzontale); $SF_1(SF_2)$ è il taglio nel piano verticale (orizzontale); lo sforzo normale N (Axial) è positivo se di trazione.

Le sollecitazioni agenti contemporaneamente sulla trave risultano:

Tab. 30 – Sollecitazioni massime sulla trave

Sollecitazione	SLR Fase 2	SLR Fase 2	SLR Fase 3	SLR Fase 3
N [kN]	107	824	0	832
M ₁ [kNm]	73	14	54	14
M ₂ [kNm]	483	-122	284	-130

Il dettaglio delle verifiche è riportato sotto:

Simbologia

Caso = Caso di verifica
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott. = Tipo di rottura
1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_Y d$, $\epsilon_C < \epsilon_C u$
2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_Y d$, $\epsilon_C = \epsilon_C u$
3-4 = Rott. cls: $\epsilon_C 0 < \epsilon_C < \epsilon_C u$

α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)

TS = Modalità di calcolo sicurezza
 N/e = N costante ed eccentricità costante
 My/e = My costante ed eccentricità costante
 My/N = My e N costante
 Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
 Mz/N = Mz e N costante
 Sic. = Sicurezza a rottura
 AfT = Area di ferro tesa
 AfC = Area di ferro compressa
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 $s_{r\ m}$ = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_c e $f\ f$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 $\sigma_{s\ r}$ = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 $\epsilon_{s\ m}$ = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw = Area armatura trasversale
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm>	Fctk <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Acc.	Fyk <daN/cm>	Fyd <daN/cm>
1 R	125.00	114.00	6.20	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	4500.00

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cm>	AfC <cm>	σ_c <daN/cm>	σ_f <daN/cm>
5	10700.00	48300.00	7300.00	56.55	31.42	31.57	1439.85
6	82400.00	-12200.00	1400.00	87.96	0.00	0.00	1324.26
7	0.00	28400.00	5400.00	56.55	31.42	19.68	784.24
8	83200.00	-13000.00	1400.00	87.96	0.00	0.00	1355.58
9	-20000.00	34300.00	4800.00	53.41	34.56	21.98	682.36
10	41900.00	-10400.00	1300.00	87.96	0.00	0.00	810.38
11	0.00	-12700.00	-4600.00	53.41	34.56	10.79	385.72
12	16400.00	-4500.00	600.00	87.96	0.00	0.00	332.28

Le verifiche di resistenza risultano tutte soddisfatte.

10.6. VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

Per le verifiche di sicurezza geotecniche si rimanda alla relazione geotecnica

APPENDICE A

Rappresentazioni grafiche dei modelli

Vasca di stabilizzazione fanghi

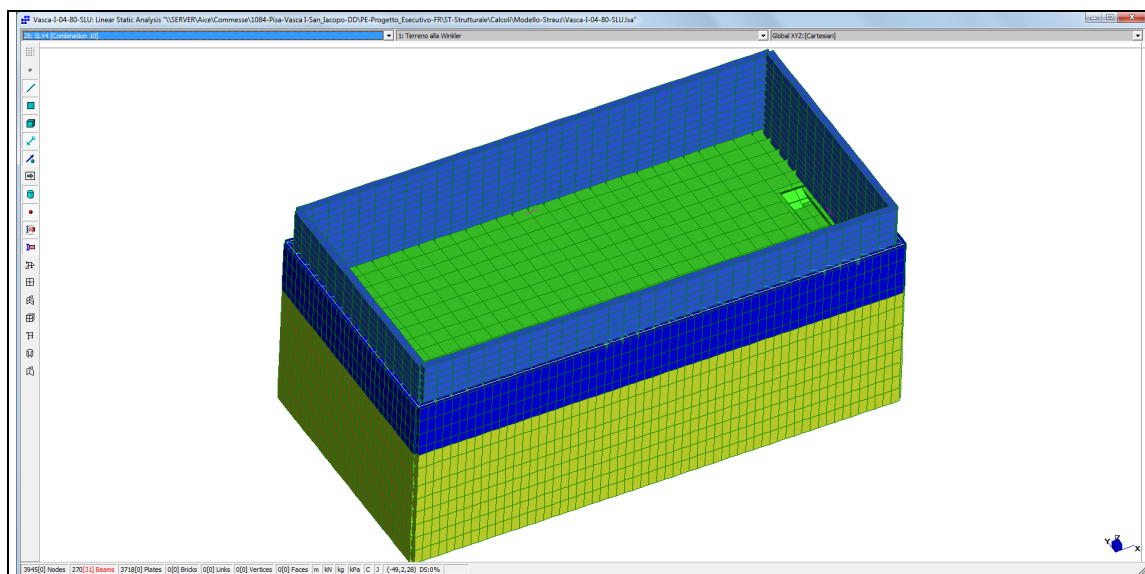


Fig. 48 – Rappresentazione tridimensionale

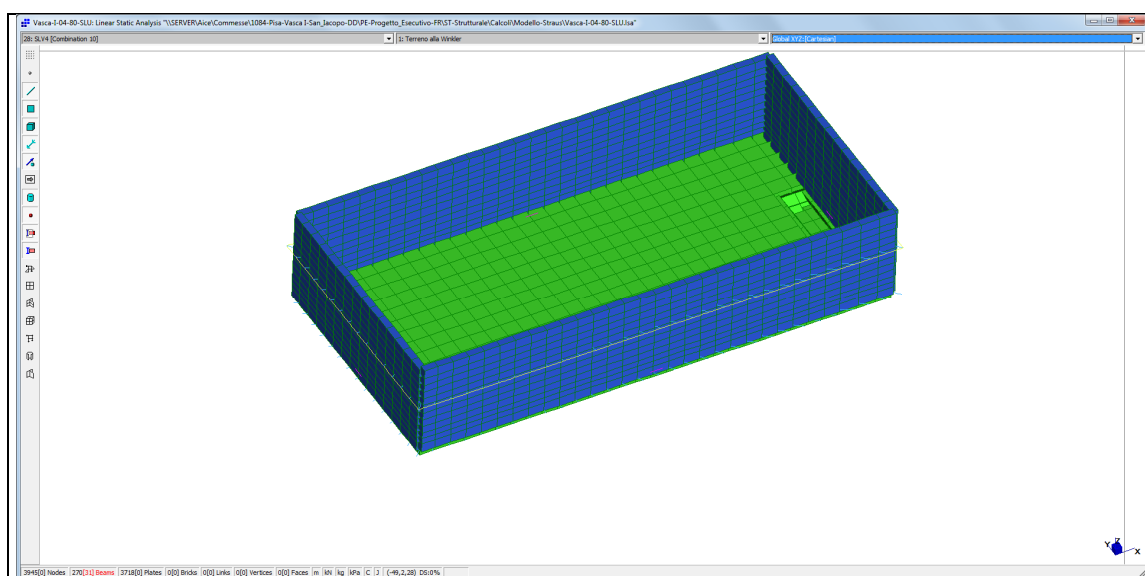


Fig. 49 – Rappresentazione tridimensionale (senza diaframmi)

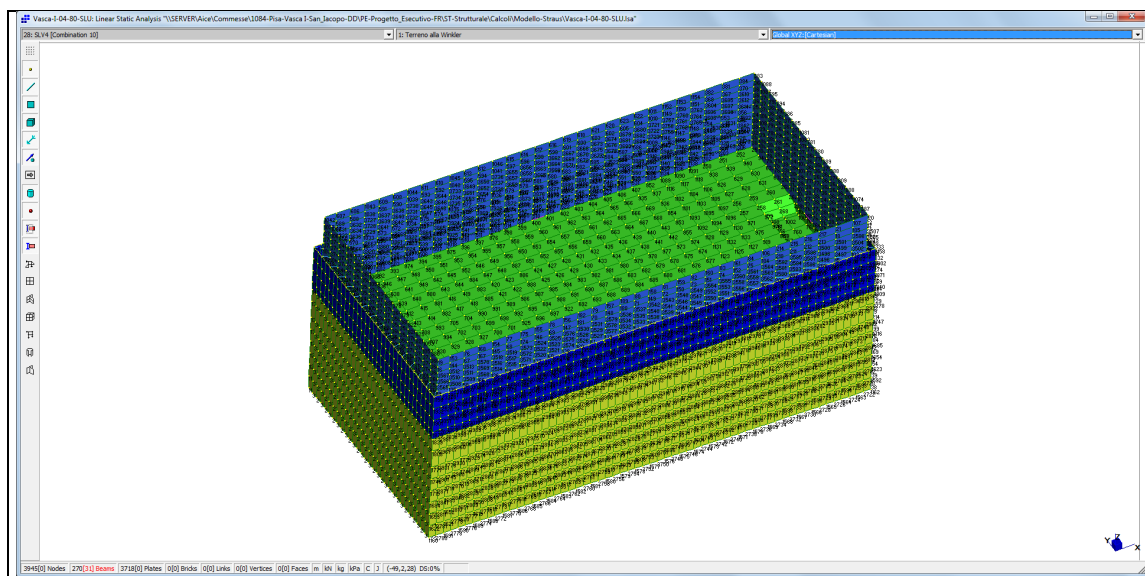


Fig. 50 – Numerazione dei nodi

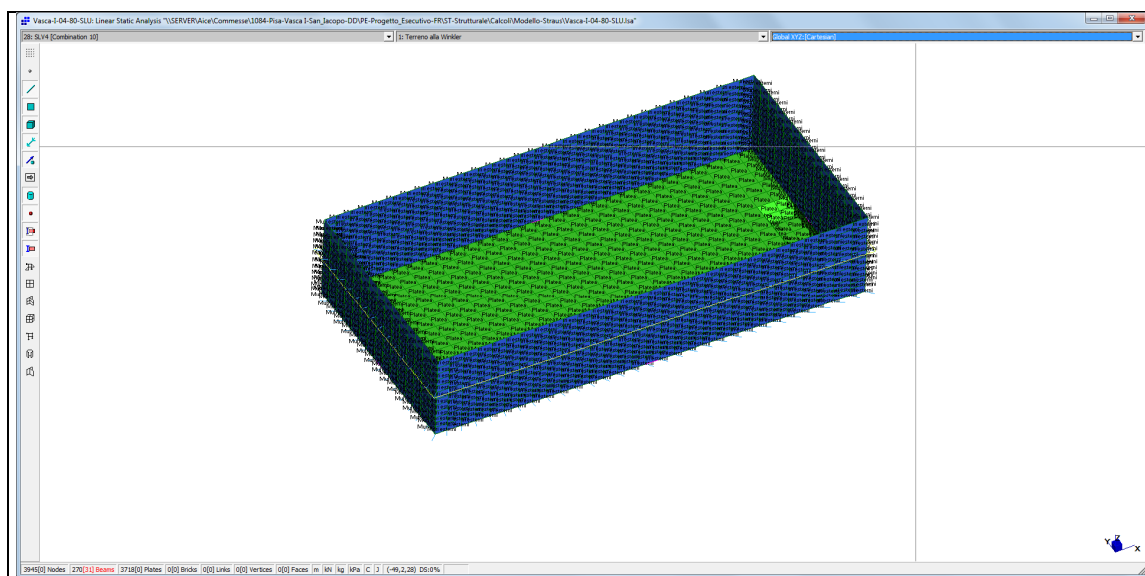


Fig. 51 – Proprietà dei plate

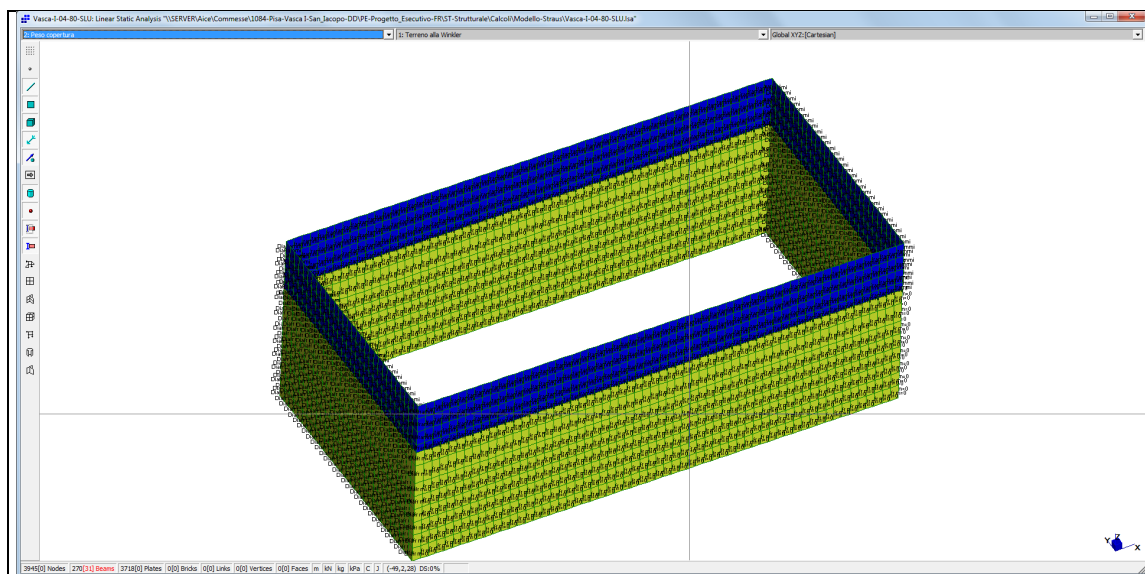


Fig. 52 – Proprietà dei plate

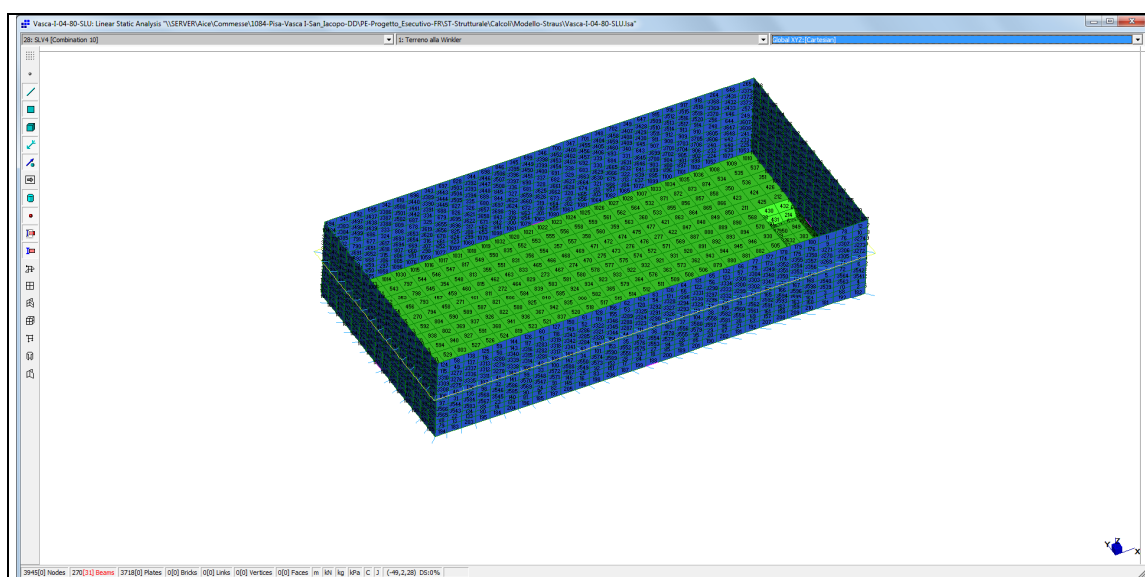


Fig. 53 – Numerazione dei plate

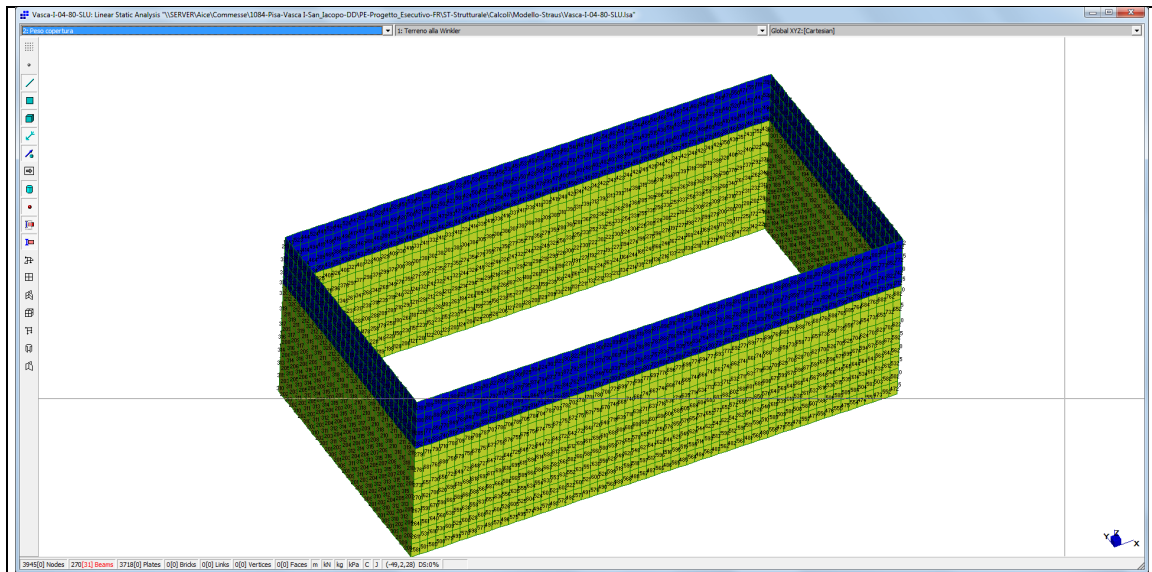


Fig. 54 – Numerazione dei plate

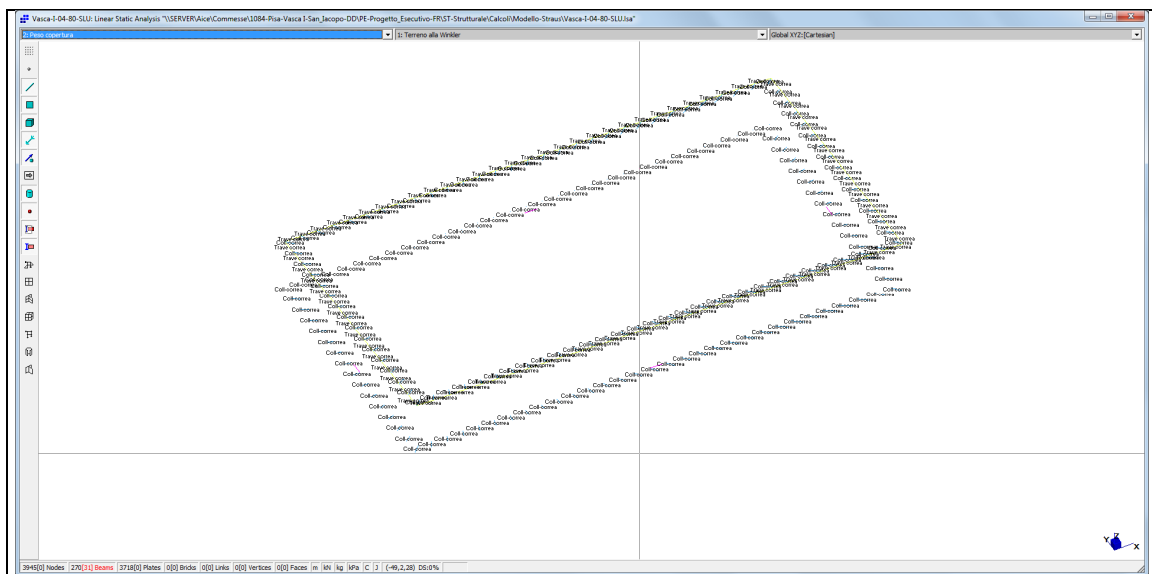
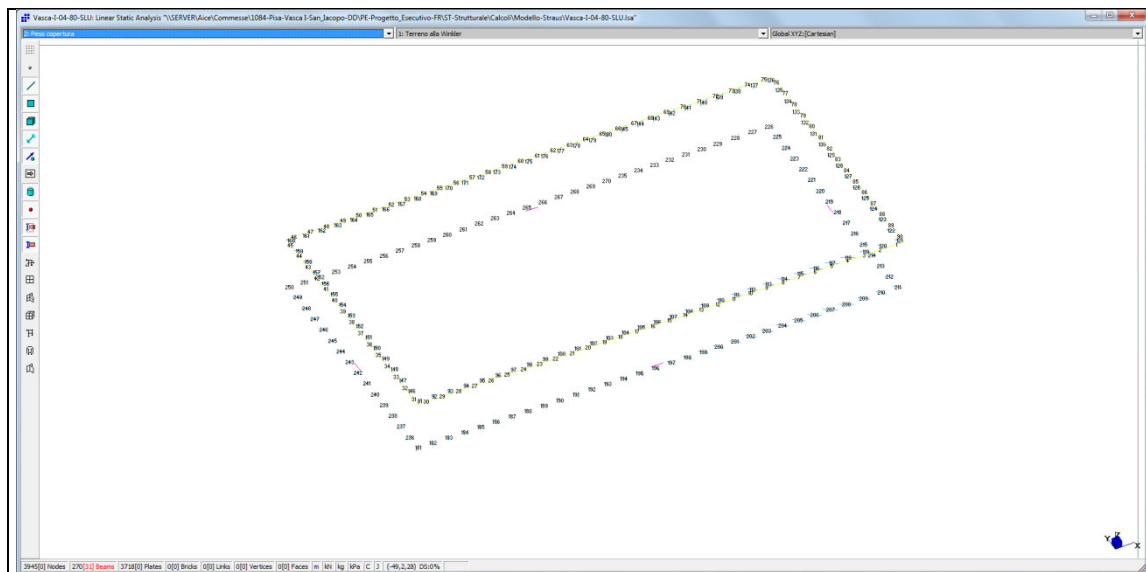


Fig. 55 – Proprietà dei frame

**Fig. 56 – Numerazione dei frame**

Locale tecnico

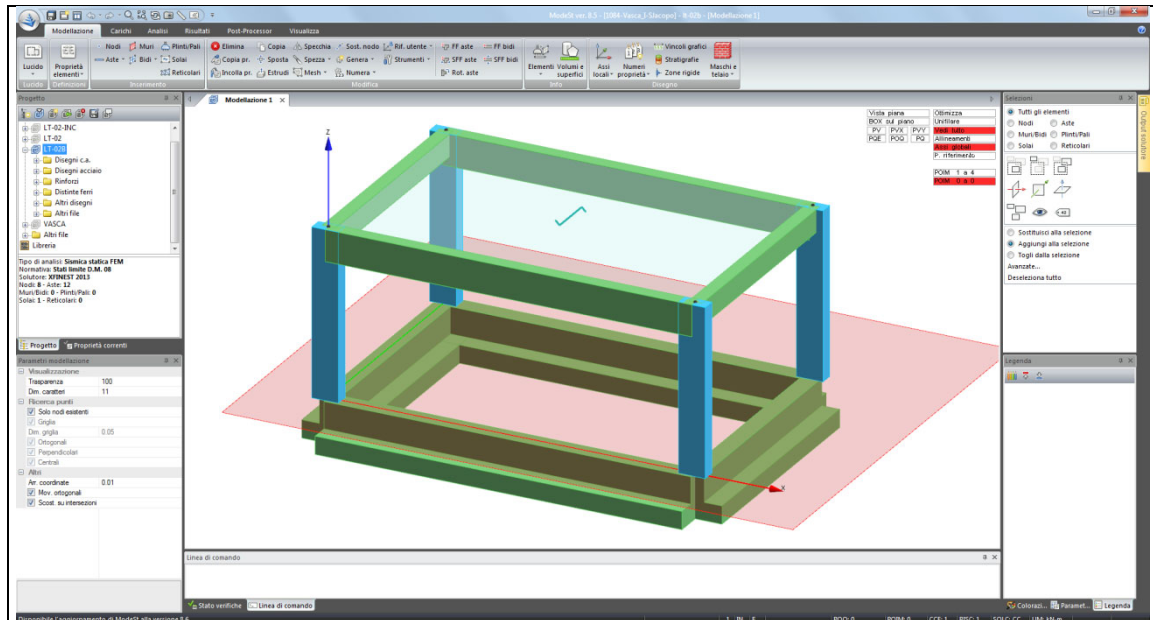


Fig. 57 – Rappresentazione tridimensionale

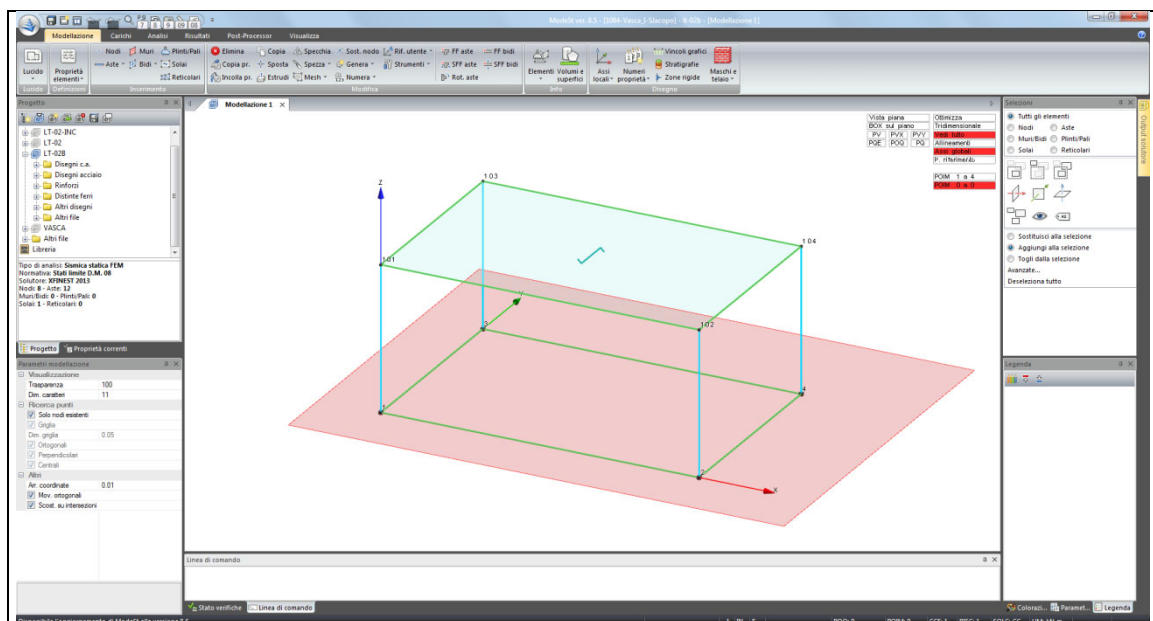


Fig. 58 – Numerazione dei nodi

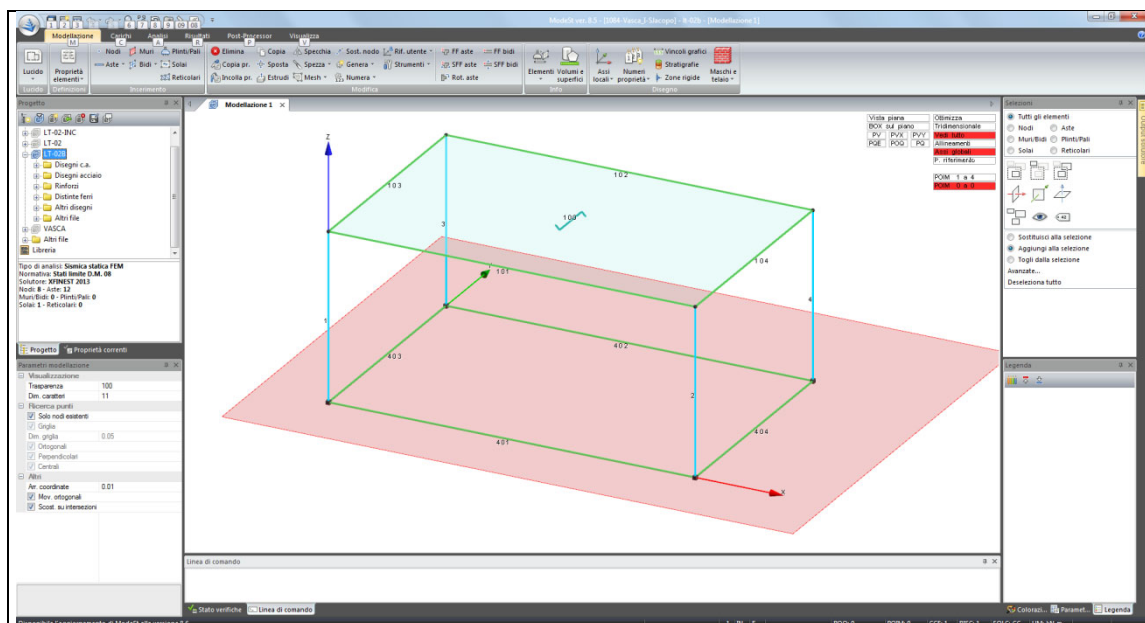


Fig. 59 – Numerazione delle aste e dei solai

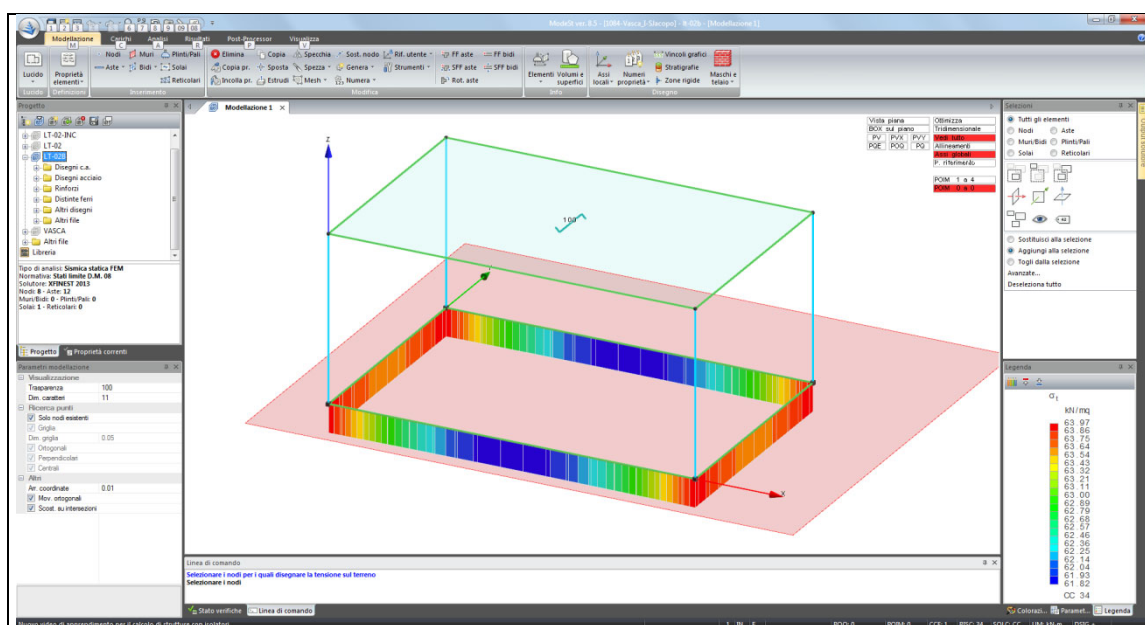
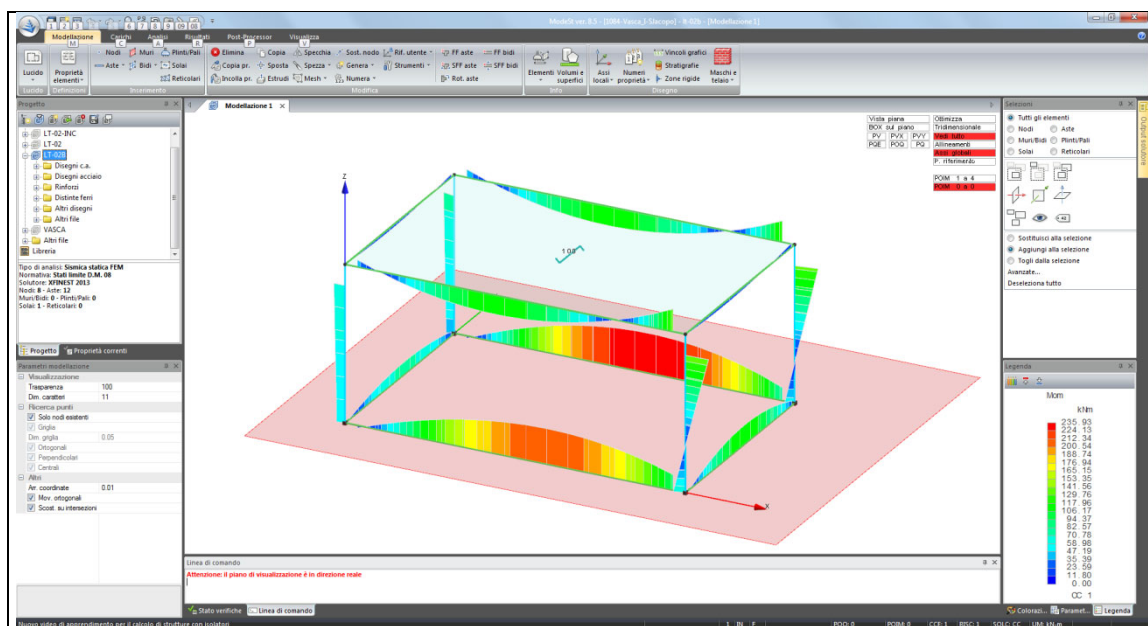
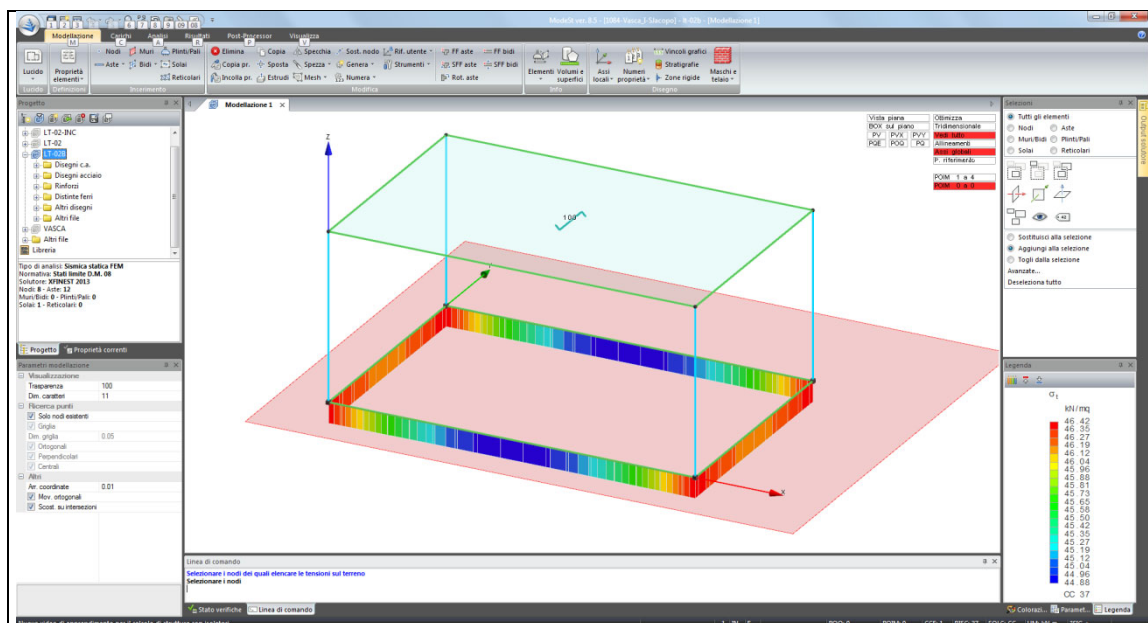


Fig. 60 – Tensioni sul terreno per SLU: CC34



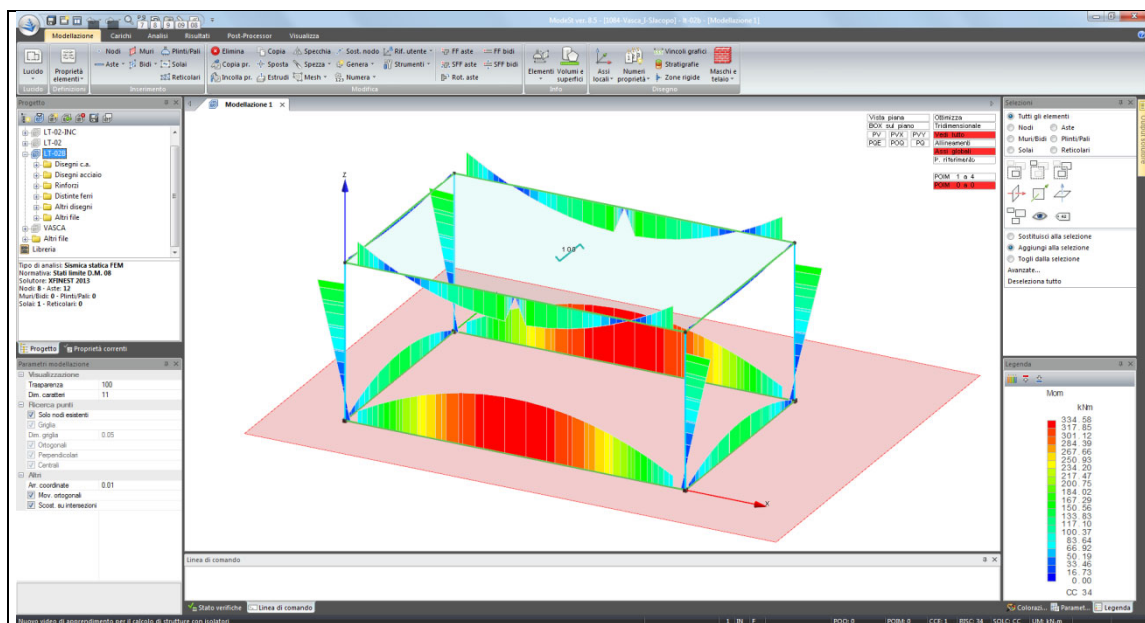


Fig. 63 – Sollecitazioni flettenti per SLU: CC34

APPENDICE B

Verifica del solaio del locale tecnico

C1084 - Locale soffianti									
id	1								
Designazione Solaio	S1 Solaio								
Tipologia del solaio	c.a.								
H solaio	26								
Ubicazione	PC								
Destinazione	cop								
Resistenza al fuoco	-								

Materiali									
Acciaio					C15				
f_{yk}	450	[MPa]	R_{yk}	30	[MPa]	E_{cm}	31447	[MPa]	
f_{td}	1.15		f_{td}	24.9	[MPa]	ϵ_{yk}	0.0020		
E_s	205000	[MPa]	f_{yk}	1.5		ϵ_{yk}	0.0035		
σ_{yk}	0.0019		σ_{yk}	0.85		f_{yk}	14.11	[MPa]	
σ_{yk}	0.01		f_{yk}	32.9	[MPa]	f_{yk}	1.19	[MPa]	
f_{yk}	391.3	[MPa]	f_{yk}	2.6	[MPa]	f_{yk}	1.43	[MPa]	
s_s	360.0	[MPa]	f_{yk}	3.1	[MPa]	σ_{yk}	14.94	[MPa]	
FC	1.00		f_{yk}	1.8	[MPa]	σ_{yk}	11.21	[MPa]	
			f_{yk}	3.3	[MPa]	FC	1.00		

Dati geometrici sezione		predalle collaborante	
interasse nervature [cm]	120		
larghezza nervatura [cm]	40		
altezza solaio [cm]	25		
altezza soletta [cm]	5		
altezza costola [cm]	16		
altezza predalle [cm]	4		
copriferro superiore [cm]	3		
copriferro inferiore [cm]	3		
Luce solaio [m]	5.30		
tramezzature	no		
tipologia di vincolo	app-app		

Combinazioni di carico	Tipo di combinazione di carico					SLE	SLE R	SLE F	SLE QP
	Coefficienti di combinazione								
Categorie carichi elementari	Gk, Qk	A1	$\psi_0 q$	$\psi_1 q$	$\psi_2 q$	$\sum Gk + \sum Qk$	$\sum Gk + \sum Qk$	$\sum Gk + \sum Qk$	$\sum Gk + \sum Qk$
PERM. STRUTT. [kN/mq]	3.58	1.30	1.00	1.00	1.0	4.66	3.58	3.58	3.58
PERM. NON STRUTT. [kN/mq]	2.90	1.50	1.00	1.00	1.0	4.35	2.90	2.90	2.90
ACC [kN/mq]	0.50	1.50	1.00	0.00	0.0	0.75	0.50	0.00	0.00
ACC conc. [kN]	1.50	1.50	1.00	0.00	0.0	2.25	1.50	0.00	0.00
NEVE [kN/mq]	0.48	1.50	0.50	0.20	0.0	0.36	0.24	0.10	0.00
TOTALE [daN/mq]						10.12	7.22	6.58	6.48

SLU - Verifiche di resistenza		Sollecitazioni		Arm. a flessione		Verifica a flessione		Verifica a taglio	
le verifiche sono riferite ad una larghezza pari all'interasse tra le nervature B	dist. dal appoggio [m]	bw [m]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	num. barre in trazione	diam. barre	A_s [cmq]	B_{comp} [cm]	posiz. a.n. dal lembo comp. [cm]
appoggio - zona piena 1	0.00	120.00	1/2	32.18	-1/16	-21.32	6	10	4.71
appoggio - sezione 1	0.15	40.00	25/53	30.36	-29/467	-21.18	6	10	4.71
mezzzeria	2.65	40.00	0	0.00	1/8	42.63	6	14	9.23
appoggio - sezione 2	5.15	40.00	25/53	-30.36	-29/467	-21.18	6	10	4.71
appoggio - zona piena 2	5.30	120.00	-1/2	-32.18	-1/16	-21.32	6	10	4.71
Con carico concentrato									
appoggio - zona piena 1	0.00	120.00	1	32.04	0	-19.74	6	10	4.71
appoggio - sezione 1	0.15	40.00	25/53	30.36	0	-19.74	6	10	4.71
mezzzeria	2.65	40.00	0	29.79	1/4	42.45	6	14	9.23

SLE - Verifica deformabilità									
Carico di lunga durata	Calcolo della freccia								
Calcolo rigidezze flessionali	Calcolo freccia iniziale								
sez. non fess.	Calcolo freccia								
baricentro [cm]	7.9								
momento di inerzia [cm ⁴]	49045								
sez. fessurata									
asse neutro [cm]	6.12								
momento di inerzia [cm ⁴]	44051								
Con carico concentrato									

SLE - Verifica a fessurazione										
Armatura poco sensibile										
Ambiente aggressivo										
Carico di lunga durata										
Barre ad aderenza migliorata										
Prevalentemente inflesse										
Sezione di verifica	Combinazione di verifica	asse neutro [cm]	mon. di inerzia sez. fess. [cm ⁴]	momento sollecitante [kNm]	$\sigma_s = n M y_f / J_f$ [MPa]	$\sigma_{s,eff}$ [cm]	$A_{s,eff} = h c_{eff} b$ [cmq]	A_s [cmq]	k_1	k_2
appoggio - zona piena 1	SLE_F	7.22	30214	-13.86	101.68	5.93	237.01	4.71	0.40	0.50
appoggio - zona piena 1	SLE_QP	7.22	30214	-13.66	100.19	5.93	237.01	4.71	0.80	0.50
mezzzeria	SLE_F	6.12	44051	27.72	149.88	6.29	251.70	9.23	0.52	0.43
mezzzeria	SLE_QP	6.12	44051	27.32	147.69	6.29	251.70	9.23	0.52	0.43

SLE - Verifica alle tensioni			
Sezione di verifica	c15 [MPa]	acciaio [MPa]	c15 [MPa]
appoggio - sezione 1	-3.62	< 14.94	< 360
mezzzeria	-4.23	< 14.94	< 360

APPENDICE C

Disegni esecutivi dei diaframmi e certificati dei materiali



SIGMA ETRURIA s.r.l.

D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA A COMPRESSIONE SU CUBI IN CALCESTRUZZO

CERTIFICATO N° 3382 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)

Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI

Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)

Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERICO//



Tipo e caratteristiche Composizione non dichiarata

DATI DICHIARATI

RISULTATI DI PROVA

Struttura	Verbale di prelievo n.	Sigla	Data prelievo	Dimensioni mm	Massa Vol. kg/m ³	T.R.	R.	Fc kN	Rc N/mm ²	Data prova
DIAFRAMMI VASCA I		DDT 376	24/05/2012	150 150 145	2342	1	A	1441.7	64.1	25/09/2012
		" "	" "	150 150 145	2308	1	A	1479.9	65.8	" "
DIAFRAMMI VASCA I		DDT 408	30/05/2012	140 150 145	2279	1	A	1004.4	47.8	25/09/2012
		" "	" "	142 150 145	2331	1	A	1410.9	66.2	" "
DIAFRAMMI VASCA I		DDT 444	05/06/2012	150 150 145	2308	1	A	1164.5	51.8	25/09/2012
		" "	" "	150 150 145	2339	1	A	1270.9	56.5	" "

NORME Compressione e rettificazione UNI EN 12390-3

T.R. Tipo Rottura: 1=soddisfacente; 2=non soddisfacente

R. Rettifica: A=effettuata; B=non effettuata: provino conforme UNI EN 12390-1

Macchina utilizzata: RMU

Attenzione: il numero minimo di campioni necessario per il controllo Tipo A previsto dalle norme tecniche vigenti è pari a 6 (3 prelievi)

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Lo Sperimentatore

Geom. Enrico Spagnolo

Il Direttore Responsabile del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 1 pagina

pag. 1 / 1



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA A COMPRESSIONE SU CUBI IN CALCESTRUZZO

CERTIFICATO N° 3383 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)

Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI

Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)

Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012
GENERICO//



Tipo e caratteristiche Composizione non dichiarata

DATI DICHIARATI

RISULTATI DI PROVA

Struttura	Verbale di prelievo n.	Sigla	Data prelievo	Dimensioni mm	Massa Vol. kg/m ³	T.R.	R.	Fc kN	Rc N/mm ²	Data prova
DIAFRAMMI VASCA I	DDT 459		07/06/2012	150 150 145	2330	1	A	1279.7	56.9	25/09/2012
	" "		" "	150 150 145	2345	1	A	1234.6	54.9	" "
DIAFRAMMI VASCA I	DDT 464		08/06/2012	150 150 145	2287	1	A	1015.7	45.1	25/09/2012
	" "		" "	150 150 145	2299	1	A	860.1	38.2	" "
DIAFRAMMI VASCA I	DDT 493		11/06/2012	145 150 146	2365	1	A	1171.0	53.8	25/09/2012
	" "		" "	150 150 145	2256	1	A	1015.9	45.2	" "

NORME Compressione e rettifica UNI EN 12390-3

T.R. Tipo Rottura: 1=soddisfacente; 2=non soddisfacente

R. Rettifica: A=effettuata; B=non effettuata: provino conforme UNI EN 12390-1

Macchina utilizzata: RMU

Attenzione: il numero minimo di campioni necessario per il controllo Tipo A previsto dalle norme tecniche vigenti è pari a 6 (3 prelievi)

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Lo Sperimentatore

Geom. Enrico Spagnolo

Il Direttore Responsabile del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 1 pagina

pag. 1 / 1



SIGMA ETRURIA s.r.l.

D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO PER BARRE DI ACCIAIO DA C.A.

CERTIFICATO N° 3364 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)
Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI
Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)
Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERICO//



Tipo e caratteristiche Acciaio dichiarato B 450 C

RISULTATI DI PROVA

n.	Ø Nom. mm	Sez.nom. mm ²	Sez.eff. mm ² (1)	Massa Kg/m	Snervam. fy N/mm ² (2)	Rottura ft N/mm ² (2)	ft fy	Agt % (3)	Piegamento Mandrino mm	Esito
1	20	314	318	2.494	501	607	1.21	15.1	160	POS
2	20	314	318	2.497	502	606	1.21	14.6	160	POS
3	20	314	317	2.490	507	610	1.20	15.0	160	POS

Norme Trazione e Piegamento UNI EN ISO 15630-1 / D.M. 14/01/08

(1) calcolata sulla barra liscia equipesante

(2) calcolata sulla sezione nominale

(3) determinato con metodo manuale

Piegamento: eseguito a 90° e successivo raddrizzamento - POS = Assenza di cricche - NEG = Presenza di cricche

Macchina utilizzata: METROCOM

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Prove effettuate in data: 27/09/2012

Osservazioni: DDT 178 - FERRIERE NORD - 17-04-2012 - VASCA I

Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile del
Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 2 pagine

pag. 1 / 2



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

MARCHI DI IDENTIFICAZIONE

CERTIFICATO N° 3364 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Campioni Ø 20 mm

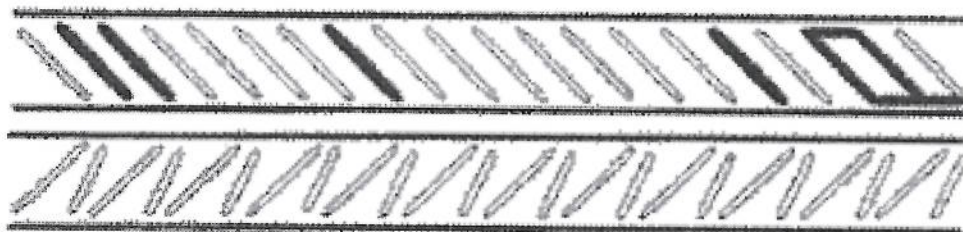
Provincie 1, 2, 3

Produttore FERRIERE NORD SPA - Zona Industriale di Rivoli - Osoppo
(UD)

Stabilimento SIDERPOTENZA di Potenza, Zona Industriale

Tipo di acciaio B450C, saldabile, in barre,

MARCHIO DI IDENTIFICAZIONE



Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile
del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO PER BARRE DI ACCIAIO DA C.A.

CERTIFICATO N° 3365 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)
Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI
Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)
Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERIC//



Tipo e caratteristiche Acciaio dichiarato B 450 C

RISULTATI DI PROVA

Ø Nom.	Sez.nom.	Sez.eff.	Massa	Snervam.	Rottura	$\frac{ft}{fy}$	Agt	Piegamento		
n.	mm	mm ²	mm ² ⁽¹⁾	Kg/m	fy N/mm ² ⁽²⁾	ft N/mm ² ⁽²⁾	% ⁽³⁾	Mandrino mm	Esito	
1	20	314	313	2.453	575	665	1.16	12.6	160	POS
2	20	314	313	2.456	555	657	1.18	13.2	160	POS
3	20	314	313	2.456	576	666	1.16	13.4	160	POS

Norme Trazione e Piegamento UNI EN ISO 15630-1 / D.M. 14/01/08

(1)calcolata sulla barra liscia equipesante

(2)calcolata sulla sezione nominale

(3)determinato con metodo manuale

Piegamento: eseguito a 90° e successivo raddrizzamento - POS = Assenza di cricche - NEG = Presenza di cricche

Macchina utilizzata: METROCOM

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Prove effettuate in data: 27/09/2012

Osservazioni: DDT 251 - SIDERUMBRA - 22-05-2012 - VASCA I

Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 2 pagine

pag. 1 / 2



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

MARCHI DI IDENTIFICAZIONE

CERTIFICATO N° 3365 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Campioni Ø 20 mm

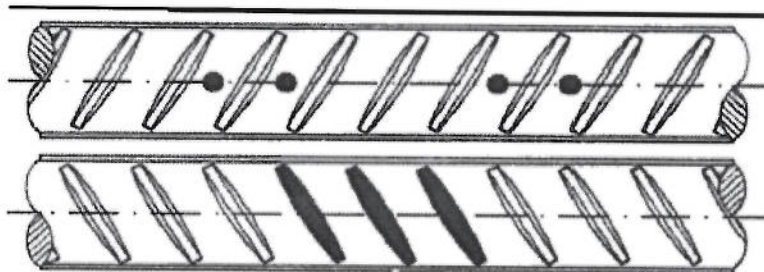
Provincie 1, 2, 3

Produttore FERRIERA SIDERUMBRA SPA

Stabilimento ATTIGLIANO - TERNI

Tipo di acciaio B450C, impiegabile anche come FeB44k, saldabile, in barre nei diametri da 8 a 20 mm

MARCHIO DI IDENTIFICAZIONE



Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile
del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore



SIGMA ETRURIA s.r.l.

D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO PER BARRE DI ACCIAIO DA C.A.

CERTIFICATO N° 3366 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERICO//



Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)

Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI

Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)

Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

Tipo e caratteristiche Acciaio dichiarato B 450 C

RISULTATI DI PROVA

n.	Ø Nom. mm	Sez.nom. mm ²	Sez.eff. mm ² (1)	Massa Kg/m	Snervam. fy N/mm ² (2)	Rottura ft N/mm ² (2)	ft fy	Agt % (3)	Piegamento Mandrino mm	Esito
1	16	201	198	1.555	526	623	1.19	12.4	80	POS
2	16	201	198	1.556	526	624	1.18	12.7	80	POS
3	16	201	198	1.555	528	619	1.17	12.4	80	POS

Norme Trazione e Piegamento UNI EN ISO 15630-1 / D.M. 14/01/08

(1)calcolata sulla barra liscia equipesante

(2)calcolata sulla sezione nominale

(3)determinato con metodo manuale

Piegamento: eseguito a 90° e successivo raddrizzamento - POS = Assenza di cricche - NEG = Presenza di cricche

Macchina utilizzata: METROCOM

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Prove effettuate in data: 27/09/2012

Osservazioni: DDT 253 - SIDERUMBRA - 23-05-2012 - VASCA I

Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile del
Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 2 pagine

pag. 1 / 2



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

MARCHI DI IDENTIFICAZIONE

CERTIFICATO N° 3366 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Campioni Ø 16 mm

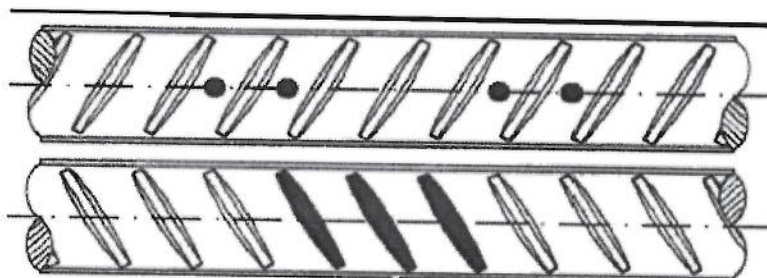
Provini 1, 2, 3

Produttore FERRIERA SIDERUMBRA SPA

Stabilimento ATTIGLIANO - TERNI

Tipo di acciaio B450C, impiegabile anche come FeB44k, saldabile, in barre nei diametri da 8 a 20 mm

MARCHIO DI IDENTIFICAZIONE



Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile
del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO PER BARRE DI ACCIAIO DA C.A.

CERTIFICATO N° 3367 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)
Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI
Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)
Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERIC//



Tipo e caratteristiche Acciaio dichiarato B 450 C

RISULTATI DI PROVA

n.	Ø Nom. mm	Sez.nom. mm ²	Sez.eff. mm ² (1)	Massa Kg/m	Snervam. fy N/mm ² (2)	Rottura ft N/mm ² (2)	ft fy	Agt % (3)	Piegamento	
									Mandrino mm	Esito
1	20	314	311	2.445	577	675	1.17	13.5	160	POS
2	20	314	312	2.448	573	659	1.15	13.0	160	POS
3	20	314	311	2.440	569	661	1.16	12.8	160	POS

Norme Trazione e Piegamento UNI EN ISO 15630-1 / D.M. 14/01/08

(1)calcolata sulla barra liscia equipesante

(2)calcolata sulla sezione nominale

(3)determinato con metodo manuale

Piegamento: eseguito a 90° e successivo raddrizzamento - POS = Assenza di cricche - NEG = Presenza di cricche

Macchina utilizzata: METROCOM

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Prove effettuate in data: 27/09/2012

Osservazioni: DDT 270 - SIDERUMBRA - 30-05-2012 - VASCA I

Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile del
Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 2 pagine

pag. 1 / 2



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

MARCHI DI IDENTIFICAZIONE

CERTIFICATO N° 3367 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Campioni Ø 20 mm

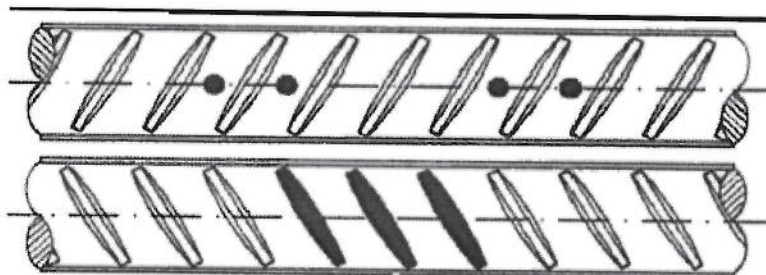
Provini 1, 2, 3

Produttore FERRIERA SIDERUMBRA SPA

Stabilimento ATTIGLIANO - TERNI

Tipo di acciaio B450C, impiegabile anche come FeB44k, saldabile, in barre nei diametri da 8 a 20 mm

MARCHIO DI IDENTIFICAZIONE



Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Molteni

Il Direttore Responsabile
del Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO PER BARRE DI ACCIAIO DA C.A.

CERTIFICATO N° 3368 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Dati dichiarati

Richiedente ACQUE SPA
VIA A.BELLATALLA 1 - 56017 OSPEDALETTO (PI)
Direttore dei lavori ING.GIOVANNI SIMONELLI
Impresa esecutrice SLED SPA
PIAZZA DEI MARTIRI 30 - 80100 NAPOLI (NA)
Cantiere AMPLIAMENTO DEPURATORE SAN JACOPO - VIA SAN JACOPO - PISA

INGTOS

Prot: 0004472/2012

Data: 16/10/2012

GENERICO//



Tipo e caratteristiche Acciaio dichiarato B 450 C

RISULTATI DI PROVA

n.	Ø Nom.	Sez.nom.	Sez.eff.	Massa	Snervam.	Rottura	$\frac{ft}{fy}$	Agt	Piegamento	
	mm	mm ²	mm ² (1)		fy N/mm ² (2)	ft N/mm ² (2)			Mandrino mm	Esito
1	20	314	310	2.435	577	671	1.16	13.5	160	POS
2	20	314	311	2.439	575	663	1.15	13.0	160	POS
3	20	314	310	2.437	582	665	1.14	12.7	160	POS

Norme Trazione e Piegamento UNI EN ISO 15630-1 / D.M. 14/01/08

(1)calcolata sulla barra liscia equipesante

(2)calcolata sulla sezione nominale

(3)determinato con metodo manuale

Piegamento: eseguito a 90° e successivo raddrizzamento - POS = Assenza di cricche - NEG = Presenza di cricche

Macchina utilizzata: METROCOM

Domanda di prove sottoscritta dal D.L.

Prove effettuate in data: 27/09/2012

Osservazioni: DDT 281 - SIDERUMBRA - 04-06-2012 - VASCA I

Lo Sperimentatore

T.i.m. Massimo Mollisi

Il Direttore Responsabile del
Laboratorio

Dott. Ing. Antonio Tenore

Il presente documento è costituito da 2 pagine

pag. 1 / 2



SIGMA ETRURIA s.r.l. D.M. 57216 del 29.10.2007

Concessione Ministero Infrastrutture ad effettuare e certificare prove su materiali da costruzione (Legge 1086/71 - art.20)

MARCHI DI IDENTIFICAZIONE

CERTIFICATO N° 3368 del 02/10/2012

Rif. V.A. N° 995/1060 del 20/09/2012

Campioni Ø 20 mm

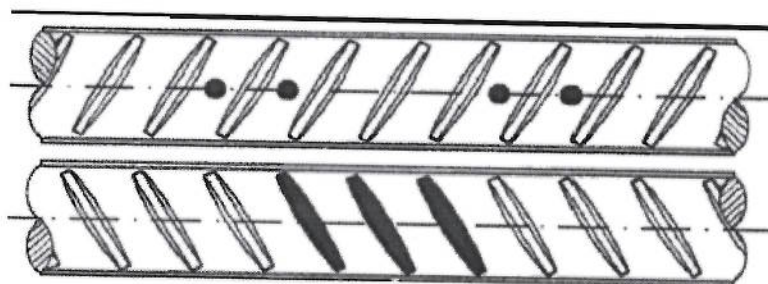
Provini 1, 2, 3

Produttore FERRIERA SIDERUMBRA SPA

Stabilimento ATTIGLIANO - TERNI

Tipo di acciaio B450C, impiegabile anche come FeB44k, saldabile, in barre nei diametri da 8 a 20 mm

MARCHIO DI IDENTIFICAZIONE

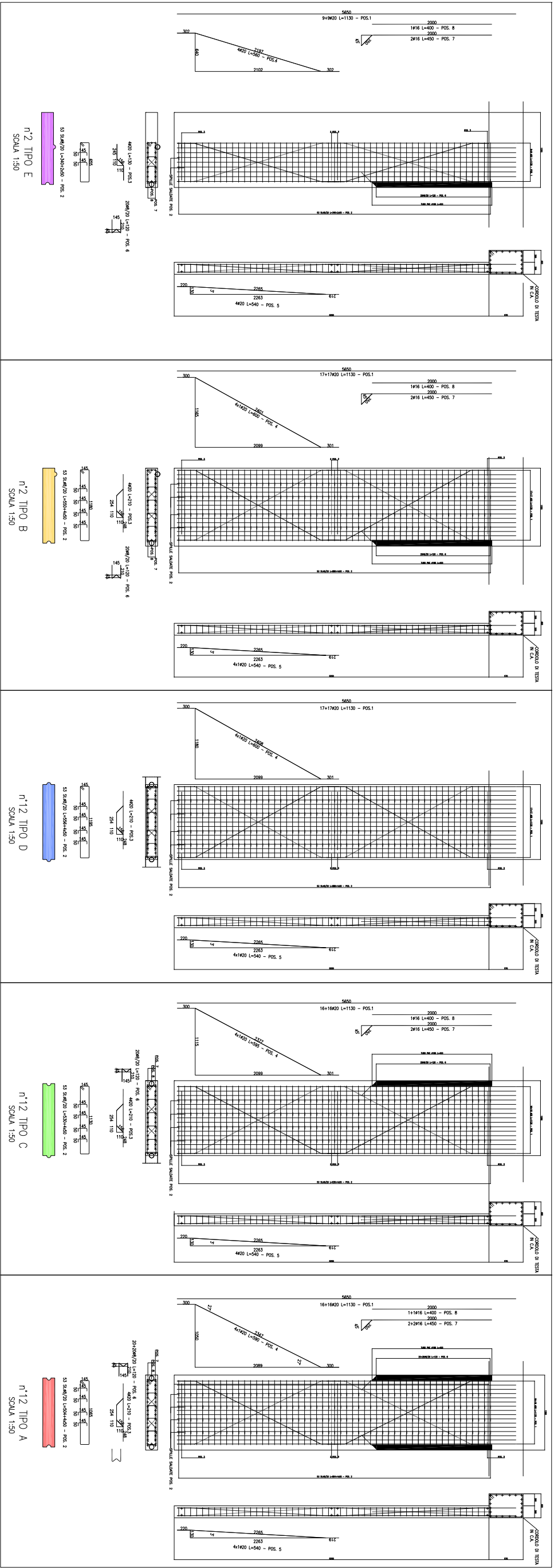


Lo Sperimentatore

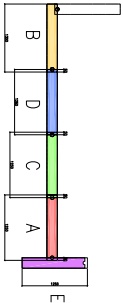
T.i.m. Massimo Molteni

Il Direttore Responsabile
del Laboratorio

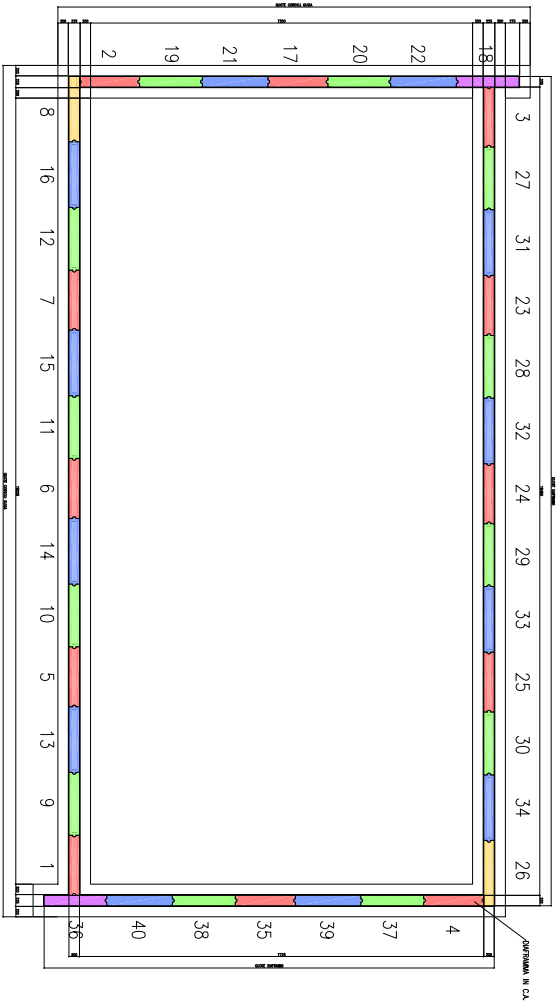
Dott. Ing. Antonio Tenore



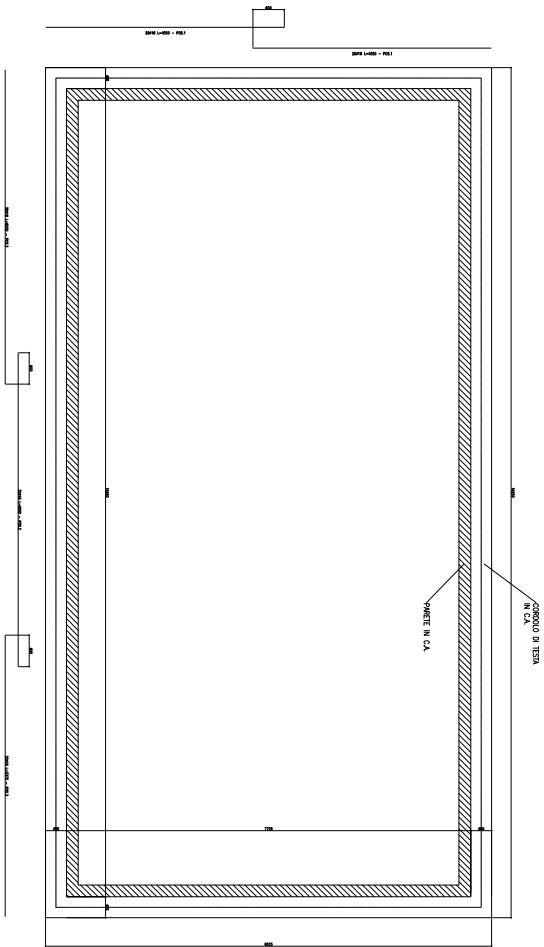
N.B. LE MISURE DEI FERRI SONO RIFERITE ALL'ASSE GEOMETRICO DELLA BARRA



ABACO TIPOLOGIE DIAFRAMMI
SCALA 1:100



PIANTA DIAFRAMMI E CORDOLI GUIDA



MATERIALI

[illegible]

PRESCRIZIONI ESECUTIVE

- [illegible]

NOTE GENERALI

- [illegible]

COMUNE DI PISA
Provincia di Pisa

AMPLIAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI PISA NORD - SAN JACOPO

TRAPICATO CORPO I - VASCA STABILIZZAZIONE FANGHI - ST 2.2.4.2V1		codice: tipo: 1180
Orditura dei diaframmi		data: ottobre 2007
<i>Impresso</i>	SILED S.p.A. Via S. Giuseppe, 19 80135 Sesto San Giovanni CN	
Designazione della apparecchiatura Pom. 170, 180P, 181A/21771		
Data	Disegnato	Controllo Approvato
17/02/2007		