



Autorità Portuale di Augusta

**LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA
- BANCINE CONTAINERS -**

IMPRESE:



Condotte S.p.A.

Fondata il 7 aprile 1880

(MANDATARIA)



**PIACENTINI
COSTRUZIONI** S.p.A.



Cosedil S.p.A.

(MANDANTI)

PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

3	<input type="text"/>				
2	<input type="text"/>				
1	<input type="text"/>				
0	<input type="text" value="081114"/>	PRIMA EMISSIONE		A. ZANLORENZA	A. MULLER
REV.	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
	PROGETTO <input type="text" value="1073"/>	OPERA <input type="text" value="ID02"/>	TIPO ELAB. <input type="text" value="C"/>	N° ELAB. <input type="text" value="004"/>	REV. <input type="text" value="A"/>
					SCALA:

TITOLO ELABORATO:
**CALCOLO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
IMPIANTO IDRICO E FOGNARIO**

Relazione di calcolo strutturale della vasca di raccolta e sollevamento acque bianche

PROGETTAZIONE:



(MANDATARIA)



SIGMA INGEGNERIA s.r.l.
Via della Libertà, 201/A
90143 PALERMO
Tel. 091/6254742 - Fax 091/307909
C.F. e P.IVA 02639310826
e-mail: sigmaingsr@gmail.com



(MANDANTE)

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Geom. Venerando Toscano



SOMMARIO

1. GENERALITÀ'	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
3. MATERIALI.....	11
3.1. CALCESTRUZZO SOLETTE E PARETI	11
3.2. ACCIAIO PER ARMATURA IN BARRE PER C.A.....	12
4. METODO DI CALCOLO E LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI	13
5. SCHEMI STATICI DI CALCOLO.....	14
6. ANALISI DEI CARICHI	16
6.1. PESO PROPRIO E PERMANENTI PORTATI – CONDIZIONI STATICHE	16
6.2. SOVRACCARICO DI ESERCIZIO – CONDIZIONI STATICHE.....	16
6.3. SPINTA DELLE TERRE – CONDIZIONI STATICHE.....	16
6.4. SPINTA DELL'ACQUA – CONDIZIONI STATICHE.....	17
6.5. SPINTA DEL SOVRACCARICO DI ESERCIZIO – CONDIZIONI STATICHE.....	17
6.6. AZIONE SISMICA	17
7. COMBINAZIONI DI CARICO	19
8. VASCA – CALCOLO SOLLECITAZIONI.....	20
8.1. MODELLO DI CALCOLO – INPUT	20
8.2. MATERIALI	23
8.2.1. VINCOLI.....	23
8.3. CARICHI E SOVRACCARICHI	23
8.4. OUPUT.....	24
9. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO "UPL".....	29
10. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE	30
10.1. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONE SLE.....	30
10.2. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONI SLU.....	30
10.3. VERIFICA CAPACITA' PORTANTE	31
11. VERIFICHE STRUTTURALI	32
11.1. PIASTRA DI COPERTURA – SEZIONE S1.....	34
11.1.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	34



11.1.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	34
11.1.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	34
11.2.	PIASTRA DI COPERTURA – SEZIONE S2.....	35
11.2.1.	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	35
11.2.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	35
11.2.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	35
11.3.	PIASTRA DI FONDAZIONE – SEZIONE S3	36
11.3.1.	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	36
11.3.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	36
11.3.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	36
11.4.	PIASTRA DI FONDAZIONE – SEZIONE S4	37
11.4.1.	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	37
11.4.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	37
11.4.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	37
11.5.	PARETI – SEZIONE S5.....	38
11.5.1.	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	38
11.5.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	38
11.5.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	39
11.6.	PARETI – SEZIONE S6.....	39
11.6.1.	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU	39
11.6.2.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE.....	39
11.6.3.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE.....	40



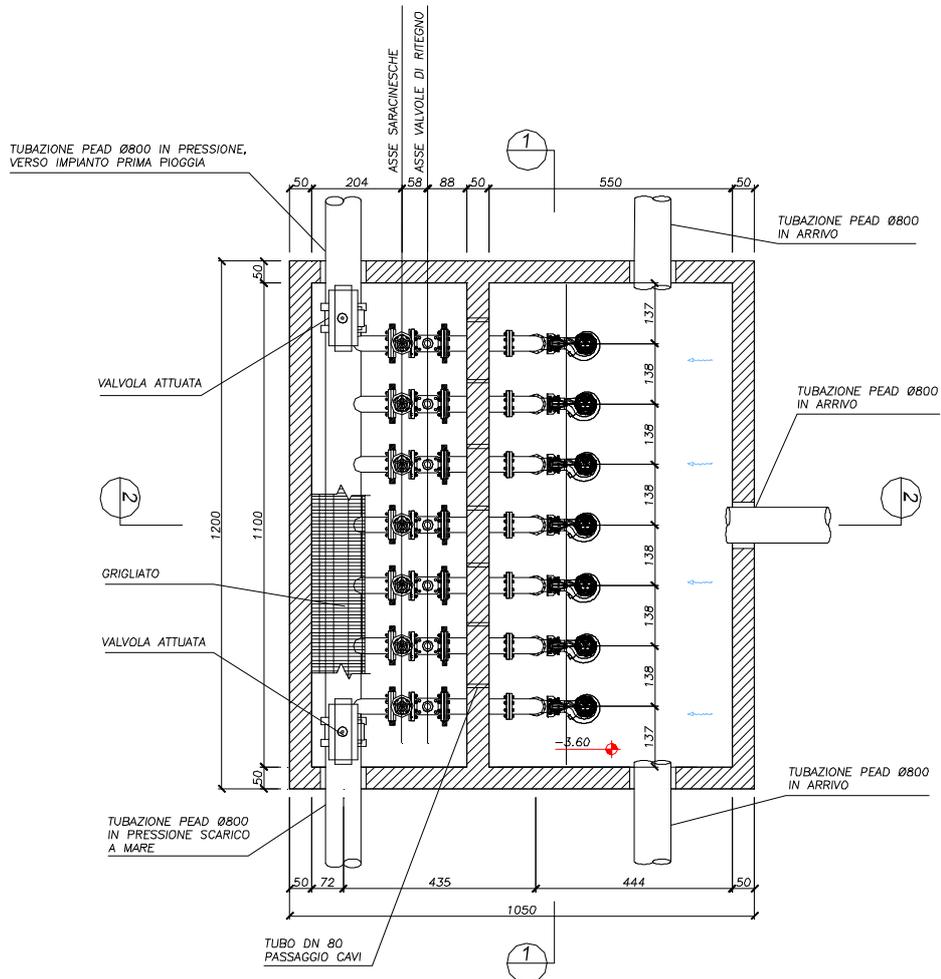
1. GENERALITÀ'

Oggetto della presente relazione tecnica e di calcolo è l'*analisi strutturale* della vasca di raccolta e pressurizzazione delle acque bianche struttura facente parte dei *lavori del primo stralcio e del secondo stralcio della terza fase del porto commerciale di Augusta*. La struttura in esame è una struttura interrata caratterizzata dalle seguenti componenti:

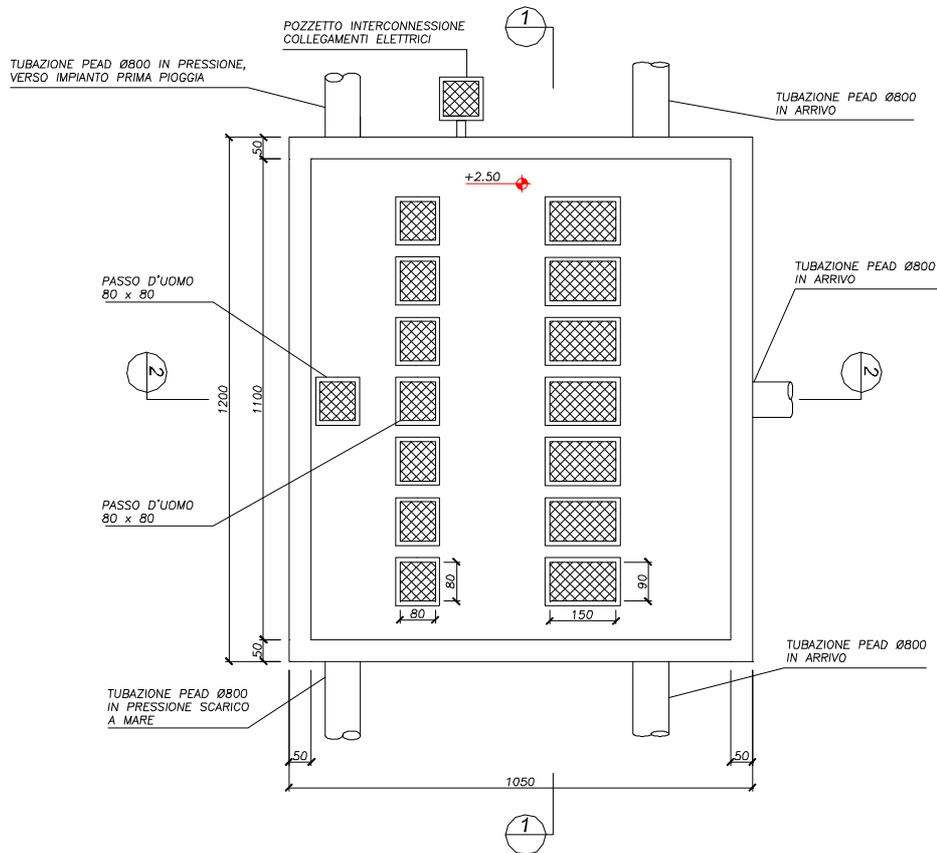
- piastra di fondazione di forma pseudo rettangolare inscritta in un rettangolo di dimensioni planimetriche pari a 10.5×12.0 m avente uno spessore minimo di 50 cm;
- pareti verticali, spicanti dallo sviluppo perimetrale della piastra di fondazione e di partizione degli ambienti interni (locali tecnici), tutte di spessore costante e pari a 50 cm;
- soletta di copertura anch'essa di forma pseudo rettangolare e inscritta nello stesso rettangolo della fondazione ma caratterizzata da uno spessore di 45 cm;

Le analisi riportate di seguito, sia statiche che sismiche, fanno riferimento alla struttura nel suo complesso o, ove opportuno, alle singole componenti strutturali considerando di volta in volta le più gravose condizioni e combinazioni di carico.

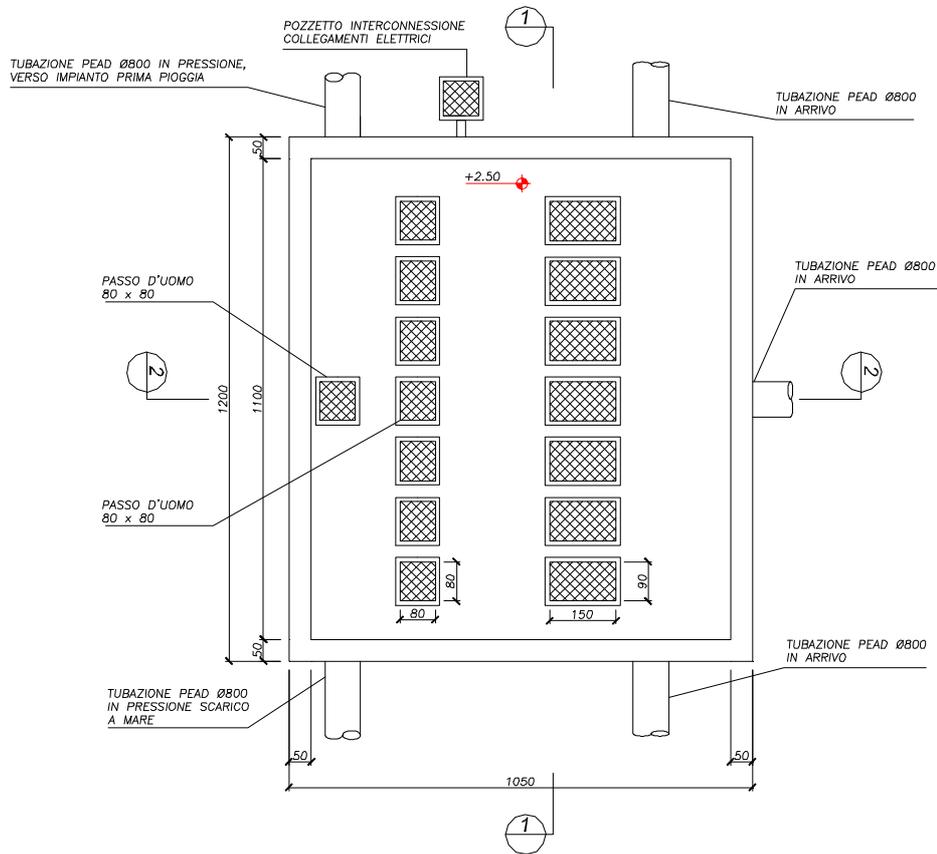
Si riportano di seguito alcune figure della struttura in esame.



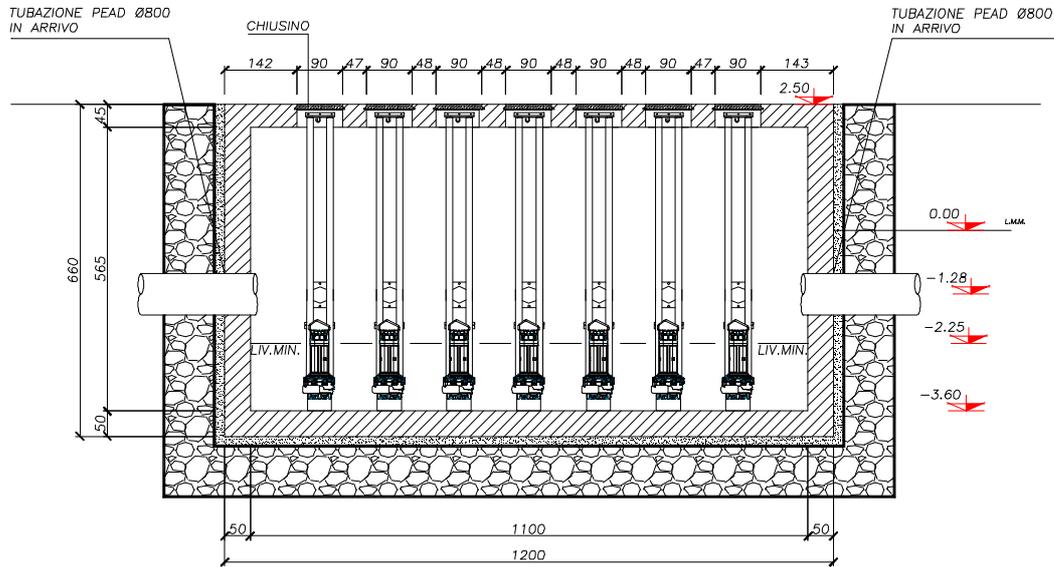
F 1. Pianta quota 0.00 m s.l.m.m.



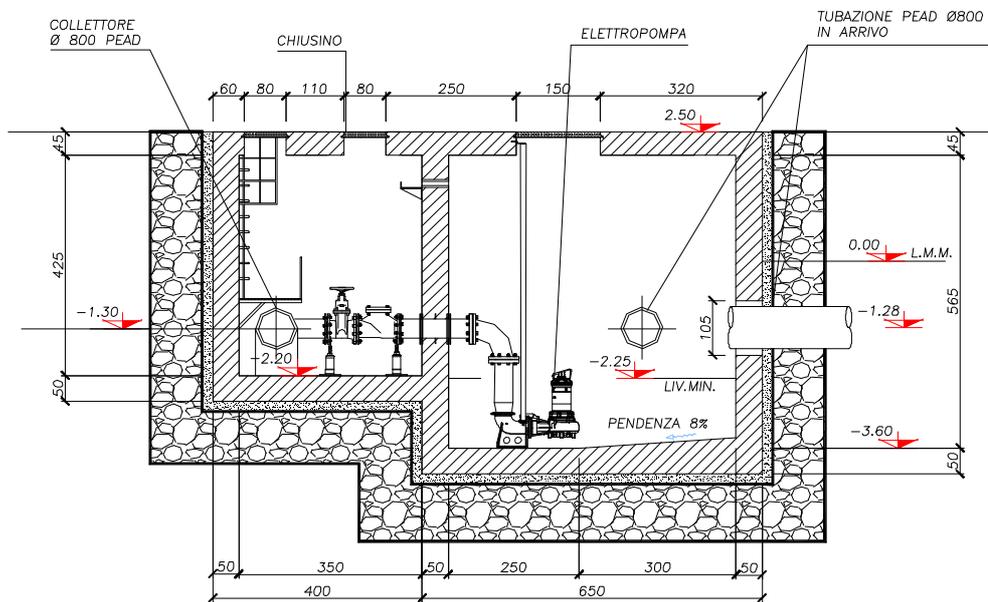
F 2. Pianta quota 2.30 m s.l.m.m.



F 3. Pianta quota 2.50 m s.l.m.m.



F 4. Sezione 1-1



F 5. Sezione 2-2



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali sono stati redatti nella piena osservanza delle normative vigenti; in particolare, come precedentemente dichiarato, le analisi statiche e sismiche sono eseguite facendo riferimento al “D.M. del 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni”. Oltre all'attuale normativa si farà riferimento ove opportuno e ove maggiormente cautelativo alle normative elencate successivamente di sicura e comprovata affidabilità.

- Eurocodice n° 1 – UNI EN 1991-2;
- Eurocodice n° 2 – UNI EN 1992-1-1 e UNI EN 1992-2;
- Eurocodice n° 7 – UNI EN 1997-1;
- Eurocodice n° 8 – UNI EN 1998-2;
- OPCM n. 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica e successive integrazioni;
- D.M. del 14/2/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso;
- D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16/1/1996: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circolare n. 156 AA.GG./STC del 04/7/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 9/01/1996;
- Circolare n. 252 del 15/10/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9/01/1996;
- D.M. Min. LL.PP. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- Circolare Min. LL.PP. 16 Marzo 1989, n° 31104 - Istruzioni in merito alle “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.



3. MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO SOLETTE E PARETI

Si prevede una classe di esposizione **XS3** e in accordo con la UNI 11104 l'impiego di un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** ($f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ - $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$), rapporto acqua/cemento massimo pari a 0.45, un contenuto minimo di cemento di 360 kg/m^3 . Le caratteristiche meccaniche sono riassunte di seguito. Il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo è fornito dalla relazione:

$$- E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 22000 \times [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} \cong 3.4625 \times 10^7 \text{ kPa.}$$

La resistenza di calcolo a compressione risulta pari a:

$$- f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 0.85 \times 35 / 1.5 \cong 19.83 \text{ MPa.}$$

La resistenza di calcolo a trazione risulta pari a:

$$- f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = (0.7 \times f_{ctm}) / 1.5 = [0.7 \times (0.3 \times f_{ck}^{2/3})] / 1.5 \cong 1.50 \text{ MPa.}$$

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, in zona compressa, risulta pari a:

$$- [f_{bd}]_{\text{zona compressa}} = f_{bk} / \gamma_C = (2.25 \times \eta \times f_{ctk}) / 1.5 \cong 3.38 \text{ MPa;}$$

mentre in zona tesa risulta pari a:

$$[f_{bd}]_{\text{zona tesa}} \cong 2.25 \text{ MPa.}$$

La massima tensione di compressione in esercizio è pari a:

- $\sigma_{c-SLE} = 0.6 \times f_{ck} = 22.41 \text{ MPa}$ – combinazione rara;
- $\sigma_{c-SLE} = 0.45 \times f_{ck} = 16.81 \text{ MPa}$ – combinazione quasi permanente.



3.2. ACCIAIO PER ARMATURA IN BARRE PER C.A.

L'acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata da impiegarsi nel conglomerato armato ordinario e nel conglomerato armato precompresso come armatura lenta è del tipo **B450C**. Le tensioni caratteristiche di tale materiale risultano, in accordo con la normativa vigente, pari a:

- $f_{yk} \geq 450$ MPa – tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%);
- $f_{tk} \geq 540$ MPa – tensione caratteristica di rottura (frattile 5%);
- $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$ – (frattile 10%);

cui corrisponde la seguente tensione di snervamento di calcolo:

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \cong 391$ MPa.

Il modulo elastico per l'acciaio ordinario è assunto pari a:

- $E_s \cong 2.0 \times 10^8$ kPa.



4. METODO DI CALCOLO E LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni. Le verifiche sono eseguite con il metodo agli Stati Limite.

Legame costitutivo del calcestruzzo

Si adotta il diagramma parabola rettangolo definito da un arco di parabola con la seguente equazione:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \text{per: } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}; \quad \text{per: } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

in cui ε_{c2} e ε_{cu2} assumono i seguenti valori:

- deformazione in corrispondenza del valore massimo della tensione $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$;
- deformazione unitaria a rottura $\varepsilon_{cu2} = 0.35\%$.

Il valore di f_{cd} è assunto pari a:

$$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_C \text{ con } \gamma_C = 1.5.$$

Legame costitutivo dell'acciaio

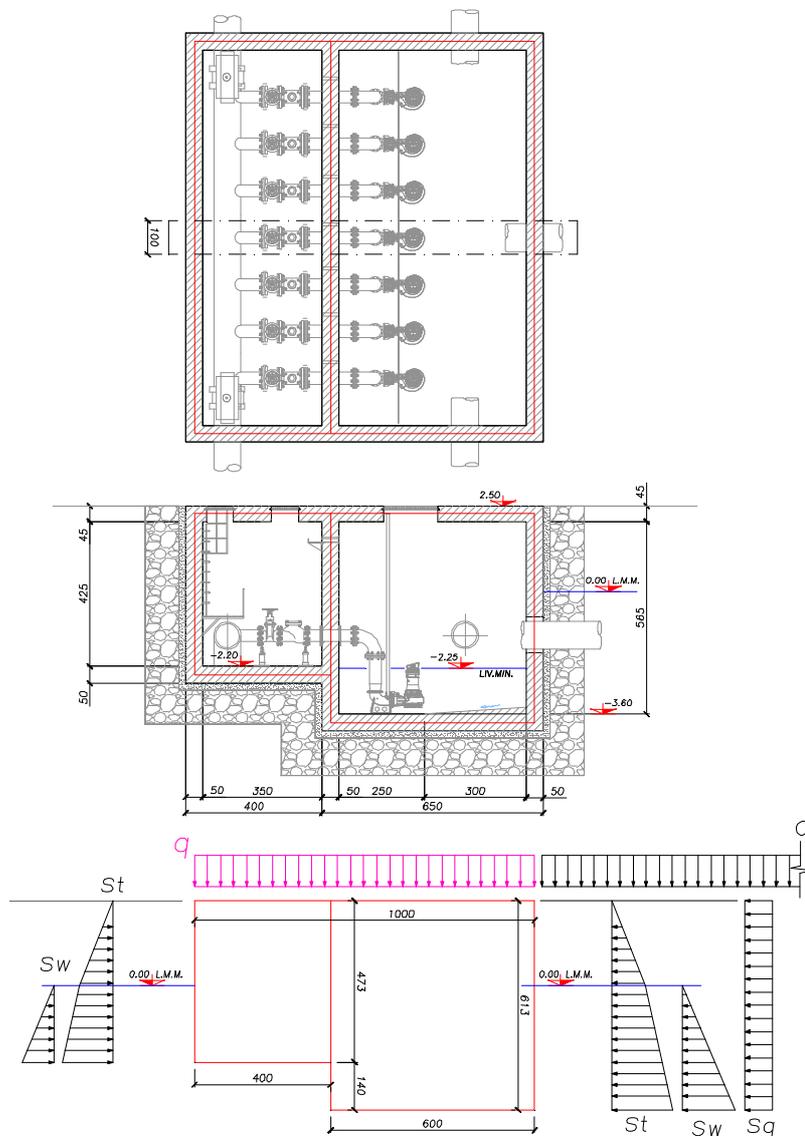
Si adotta un diagramma elastico perfettamente plastico (incrudimento nullo) caratterizzato da $\varepsilon_{yd} \cong 1.0\%$ con tensione di snervamento pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S \text{ con } \gamma_S = 1.15 \cong 391 \text{ MPa.}$$



5. SCHEMI STATICI DI CALCOLO

Lo schema statico di calcolo adottato per analizzare la struttura, ovvero per determinare le sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali, è schematizzato nelle figure sottostanti; si tratta in particolare di un telaio verticale individuato dal piano contenente la presunta deformata cilindrica ed utilizzato per determinare le sollecitazioni negli orizzontamenti e nelle pareti. Le sollecitazioni così ottenute sono poi assunte valide, *in assoluto favore di sicurezza*, per tutti gli elementi strutturali facenti parte della stessa struttura.



F 6. Soletta di fondazione pareti e soletta di copertura - Schema statico di calcolo



La geometria dello schema statico a telaio adottato è tale da massimizzare le sollecitazioni piane considerando opportune condizioni di vincolo. Le luci di calcolo adottate sono cautelativamente riferite agli assi baricentrici degli elementi strutturali.



6. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi adottati per il dimensionamento della struttura. Si premette che nel dimensionamento della struttura saranno considerate le sole azioni statiche poiché generano, come verrà dimostrato in seguito, condizioni/combinazioni maggiormente gravose rispetto alle condizioni/combinazioni sismiche. In particolare la spinta del sovraccarico accidentale posto sui soli lati della vasca ($q=80$ kPa), presente per le sole condizioni statiche, genera azioni nettamente superiori rispetto alle azioni generate dalla sovrappinta sismica del terreno e dalla azione inerziale della struttura.

6.1. PESO PROPRIO E PERMANENTI PORTATI – CONDIZIONI STATICHE

Il peso del calcestruzzo è determinato in base all'effettiva geometria delle sezioni ed utilizzando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m³. In relazione alla tipologia di opera si considera, ove opportuno, sulla soletta di fondazione il carico permanente portato rappresentante l'acqua interna, agente sulla vasca, di intensità pari a c.ca 19 kPa (1.9×10 kN/m³).

6.2. SOVRACCARICO DI ESERCIZIO – CONDIZIONI STATICHE

Per la sola soletta di copertura si considera un carico verticale di servizio pari a $q = 20$ kPa.

6.3. SPINTA DELLE TERRE – CONDIZIONI STATICHE

La spinta delle terre, ovvero dello scheletro solido, calcolata considerando cautelativamente un angolo di attrito interno $\phi=30^\circ$, è valutata facendo riferimento al coefficiente di spinta a riposo " k_0 " (struttura interrata "indeformabile"). Adottando l'espressione di *Jacky* per il calcolo di k_0 ed assumendo un diagramma delle tensioni orizzontali efficaci di forma triangolare si ha un'intensità variabile della di spinta esprimibile tramite le seguenti:

$$s_{\text{terre-fuori falda}} = k_0 \times (\gamma \times z) \cong 0.5 \times (19 \times z) \cong 9.5 \times z \text{ kN/m per metro di profondità;}$$

$$s_{\text{terre-sotto falda}} = k_0 \times (\gamma' \times z') \cong 0.5 \times (9 \times z') \cong 4.5 \times z' \text{ kN/m per metro di profondità;}$$

con

$z \Rightarrow$ profondità a partire da piano colamata ovvero da $+2.5$ m s.l.m.m.;

$z' \Rightarrow$ profondità a partire da -2.5 da piano colamata ovvero da 0.0 m s.l.m.m..



6.4. SPINTA DELL'ACQUA – CONDIZIONI STATICHE

La spinta dell'acqua è calcolata considerando un peso per unità di volume di 10 kN/m^3 . Adottando l'ipotesi di spinta idrostatica, diagramma di pressione di forma triangolare, si ha un'intensità variabile esprimibile tramite la seguente:

$$S_{\text{acqua}} = \gamma_w \times z' \cong 10 \times z' \text{ kN/m per metro di profondità;}$$

con

$z \Rightarrow$ profondità a partire da piano colamata ovvero da +2.5 m s.l.m.m.;

$z' \Rightarrow$ profondità a partire da -2.5 da piano colamata ovvero da 0.0 m s.l.m.m..

6.5. SPINTA DEL SOVRACCARICO DI ESERCIZIO – CONDIZIONI STATICHE

Si considera per l'area adiacente la vasca, ovvero a tergo dei muri perimetrali, un carico verticale di servizio (carico container) pari a $q = 80 \text{ kPa}$. Si assume che tale carico generi una spinta costante sulle pareti interrato valutata facendo riferimento al coefficiente di spinta a riposo " k_0 ". Adottando l'espressione di *Jacky* per il calcolo di k_0 l'intensità costante della spinta risulta pari a:

$$s'_q = (k_0 \times q) \times z = 40 \times z \text{ kN/m per metro di profondità;}$$

con

$z \Rightarrow$ profondità a partire da piano colamata ovvero da +2.5 m s.l.m.m..

6.6. AZIONE SISMICA

La struttura in esame ricade in zona sismica. L'analisi sismica della struttura in esame è effettuata secondo il *D.M. del 14 gennaio 2008*; il metodo d'analisi scelto per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi lineare statica. Si assume una classe d'uso II (coefficiente d'uso $C_U=1.0$) e una vita nominale " V_N " pari a 50 anni; il periodo di riferimento " V_R " è pertanto pari a 50 anni. Il dimensionamento farà riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita "*SLV*" considerando quindi una probabilità di superamento del 10% ovvero considerando un periodo di ritorno " T_R " dell'azione sismica pari a $T_R \cong 475 \text{ anni}$.

Dalla tabella dei parametri spettrali, pubblicata in allegato alle NTC si ottiene:

-	(a_g/g)	F_0	T^*_c
SLV	0.217	2.282	0.422



In accordo con quanto prescritto dalla normativa ed in relazione alla tipologia di struttura (opera rigida interrata) si considera l'azione sismica facendo riferimento al metodo pseudostatico considerando una pseudo accelerazione orizzontale equivalente pari a:

$$a_h/g = \alpha \times \beta \times (a_{max}/g) = \alpha \times \beta \times S_S \times S_T \times (a_g/g).$$

Si evidenzia che anche laddove si assumesse il valore massimo del coefficiente $S_S = 1.5$ ($S_T = 1.0$ – superficie pianeggiante) si otterrebbe un incremento di spinta sismica del terreno pari a (teoria di *Wood*):

$$\Delta H_{Wood} = (a_h/g) \times \gamma \times H^2 \cong (1.0 \times 1.0 \times 1.5 \times 1.0 \times 0.217) \times 19 \times 6.6^2 \cong 270 \text{ kN/m di profondità.}$$

Tale incremento sommato alla forza di inerzia della struttura in c.a. (parete e fascia di competenza della soletta di copertura), pari a:

$$H_{inerzia \text{ CA}} = (a_h/g) \times W_{str} \cong (1.5 \times 0.217) \times [(6.6 \times 0.5 + 5.5/2 \times 0.45) \times 25] \cong 37 \text{ kN/m di profondità;}$$

restituisce una forza sismica risultante pari a:

$$H_{SIS} = \Delta H_{Wood} + H_{inerzia \text{ CA}} = 270 + 37 = 307 \text{ kN/m di profondità.}$$

La risultante della spinta indotta dal sovraccarico di esercizio valutata allo *SLU* risulta invece pari a:

$$H_q = \gamma \times (k_0 \times q) \times H = 1.5 \times (0.5 \times 80) \times 6.6 \cong 396 \text{ kN/m di profondità.}$$

Quanto appena esposto conferma la tesi precedentemente esposta ovvero che le condizioni/combinazioni sismiche non sono dimensionanti e che pertanto saranno considerate le sole condizioni/combinazioni statiche.



7. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo sono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con il *D.M. del 14/01/2008 - NTC*, si definiscono le seguenti combinazioni di:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *QUASI PERMANENTE*, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio *SLE* (rare, frequenti e quasi permanenti) ed allo stato limite ultimo *SLU*, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno o dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera. Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite facendo riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale *STR* in quanto dimensionante: pertanto le verifiche sono condotte con riferimento alla *Combinazione* seguente.

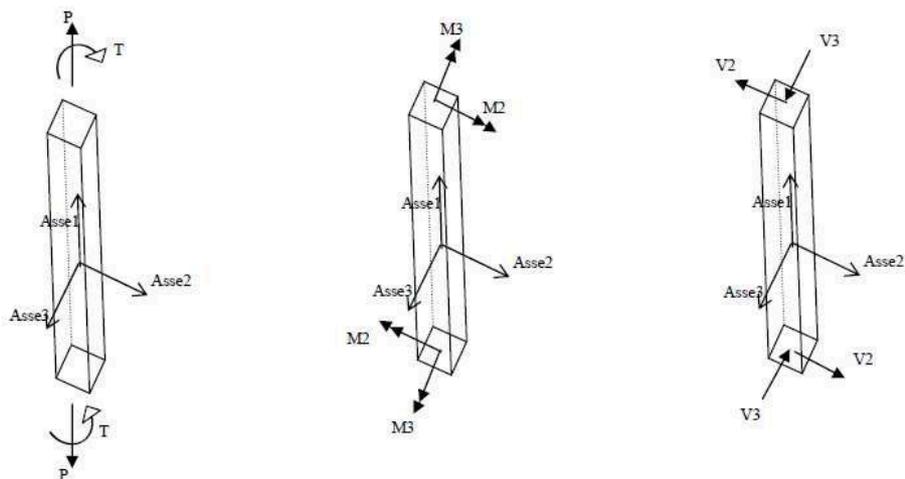
$$\text{Combinazione } [STR] \rightarrow (A1+M1+R1).$$



8. VASCA – CALCOLO SOLLECITAZIONI

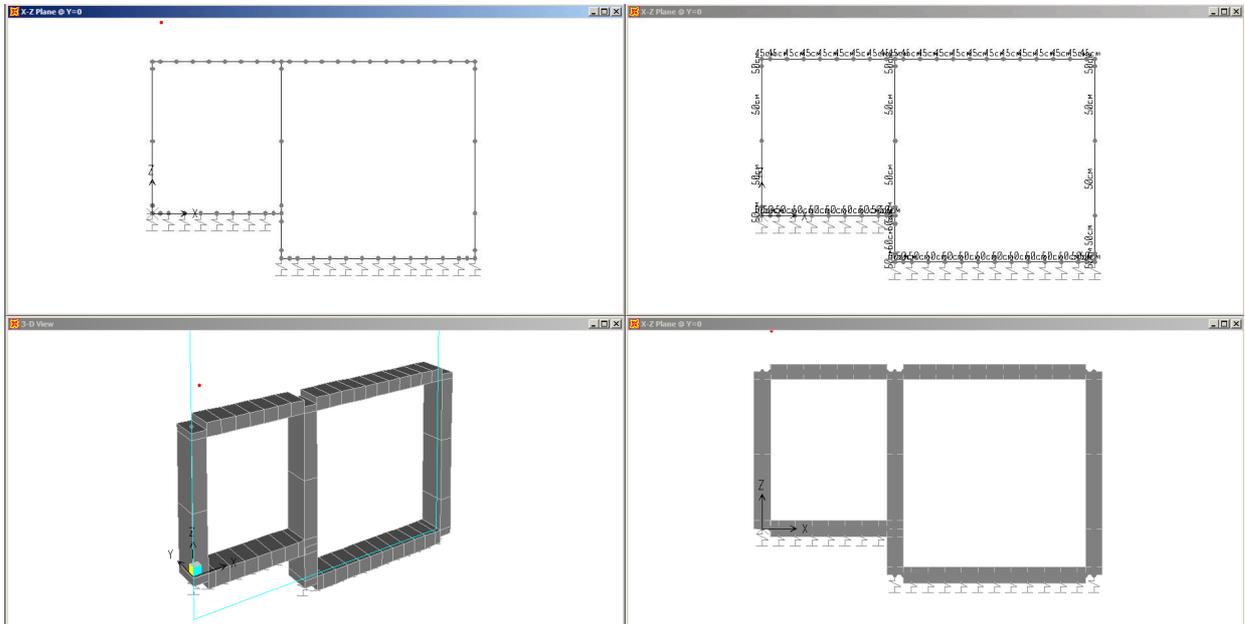
8.1. MODELLO DI CALCOLO – INPUT

L'analisi della vasca è effettuata in condizioni di stato di deformazione piano. Sotto tale ipotesi la determinazione delle sollecitazioni nella vasca è ottenuta tramite un opportuno modello di calcolo risolto con apposito programma di calcolo agli elementi finiti (*Sap2000*). Con tale programma si schematizza un telaio trasversale con travi e piedritti. La struttura è quindi discretizzata con elementi tipo "frame" a due nodi con sei gradi di libertà per nodo, tre traslazionali e tre rotazionali. Il sistema di riferimento globale è formato da una terna trirettangola levogira X-Y-Z.

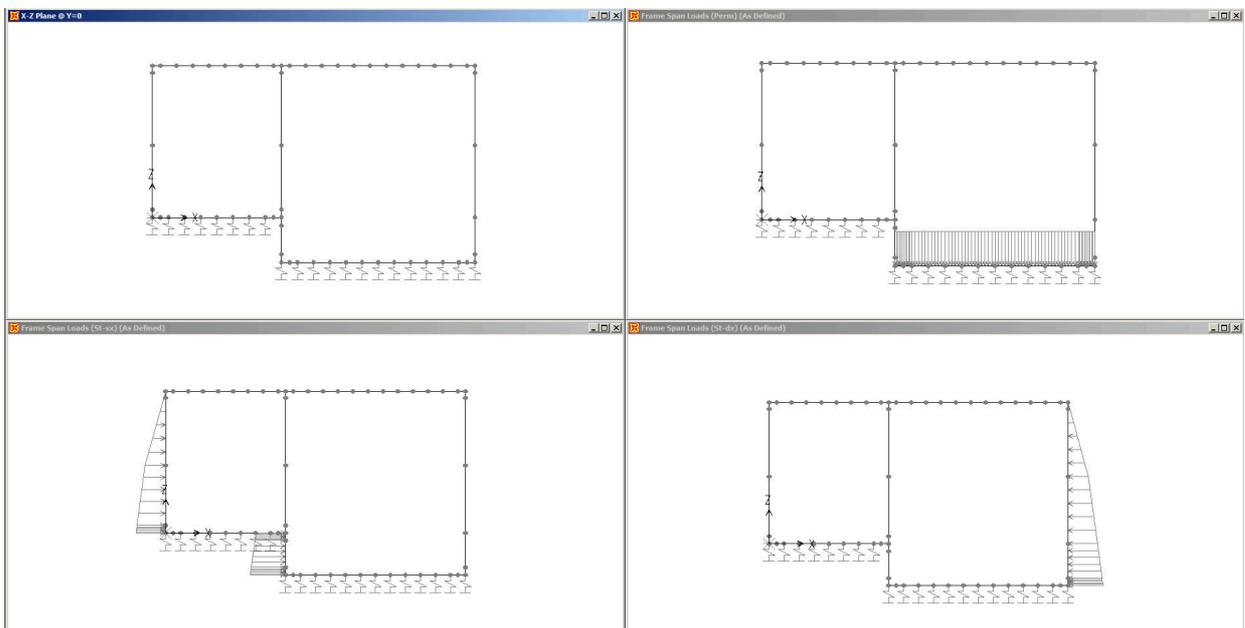


F 7. Convenzione dei segni per le azioni interne elementi FRAME

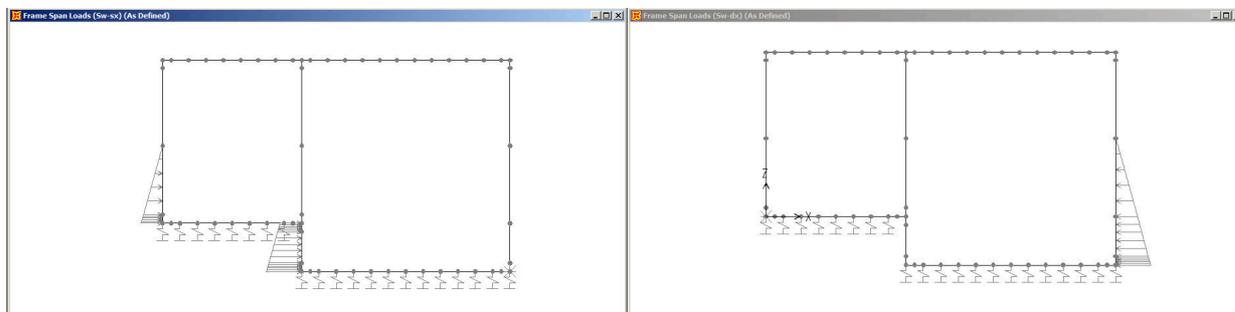
Le caratteristiche delle sezioni sono tali da riprodurre le opportune rigidzze elastiche delle sezioni considerate interamente reagenti. Una rappresentazione grafica qualitativa del modello strutturale adottato, con l'indicazione delle sezioni ed i carichi applicati, è riportata nelle figure sottostanti.



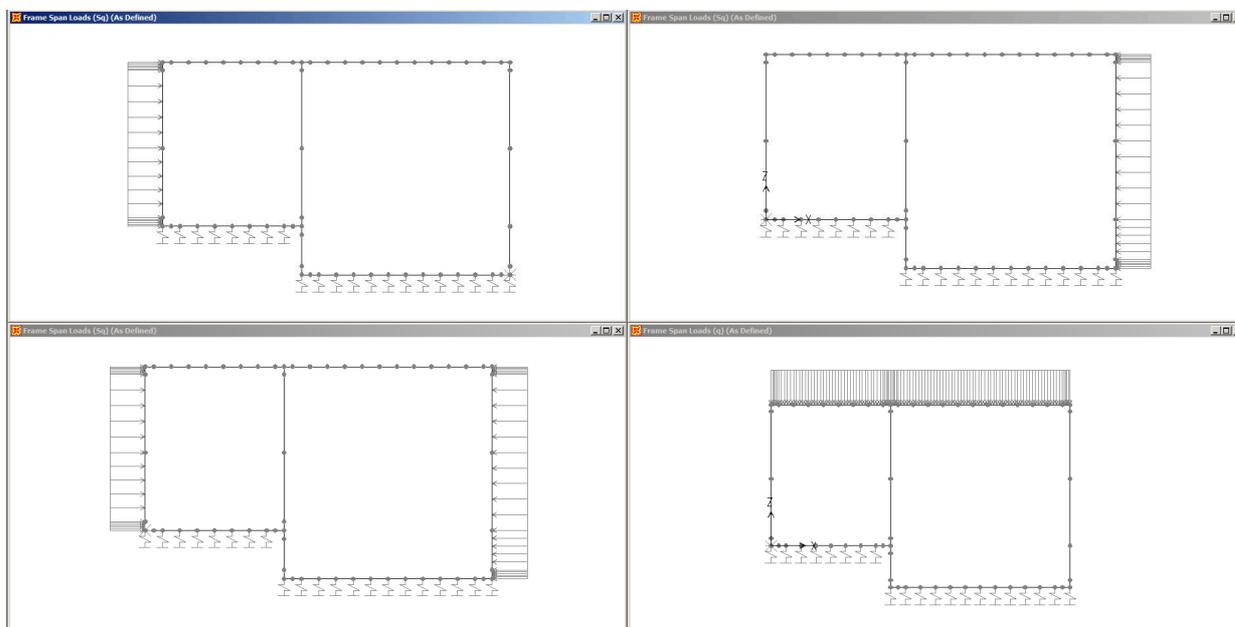
F 8. Modello di calcolo – Vista 2-D, Sezioni di calcolo, Vista 3-D e Vista 2-D con estrusione elementi



F 9. Modello di calcolo – Carichi applicati – Peso proprio (calcolato dal programma), Permanente portato, Spinta delle terre lato sinistro e Spinta delle terre lato destro



F 10. Modello di calcolo – Carichi applicati – Spinta dell'acqua lato sinistro, Spinta dell'acqua lato destro



F 11. Modello di calcolo – Carichi applicati – Spinta accidentale lato sinistro, Spinta accidentale lato destro,
Spinta accidentale lato sinistro e destro e Sovraccarico accidentale in copertura



8.2. MATERIALI

Il materiale C.A. (calcestruzzo $R_{ck}=45\text{MPa}$ - $f_{ck}=0.83\times R_{ck}$) è schematizzato come un materiale dal comportamento elastico lineare; le caratteristiche elastiche adottate sono:

$$E = 22000 \times [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} \cong 3.4625 \times 10^7 \text{ kPa};$$

$$\nu = 0.2.$$

8.2.1. VINCOLI

I vincoli esterni verticali, simulanti l'interazione con il terreno, assegnati alla struttura sono rappresentati da molle reagenti solo a compressione di opportuna costante elastica. Tale costante elastica di reazione è valutata considerando il comportamento del terreno sottostante la soletta di fondazione. Le molle caratterizzanti il terreno sono state stimate mediante la seguente formulazione:

dove

$$K = k \times A = (p/w) \times A \quad [\text{kN/m}];$$

con

$$k = \cong 10000 \text{ kN/m}^3 \text{ (valore cautelativo);}$$

$$A = B \times i - \text{area di influenza della singola molla.}$$

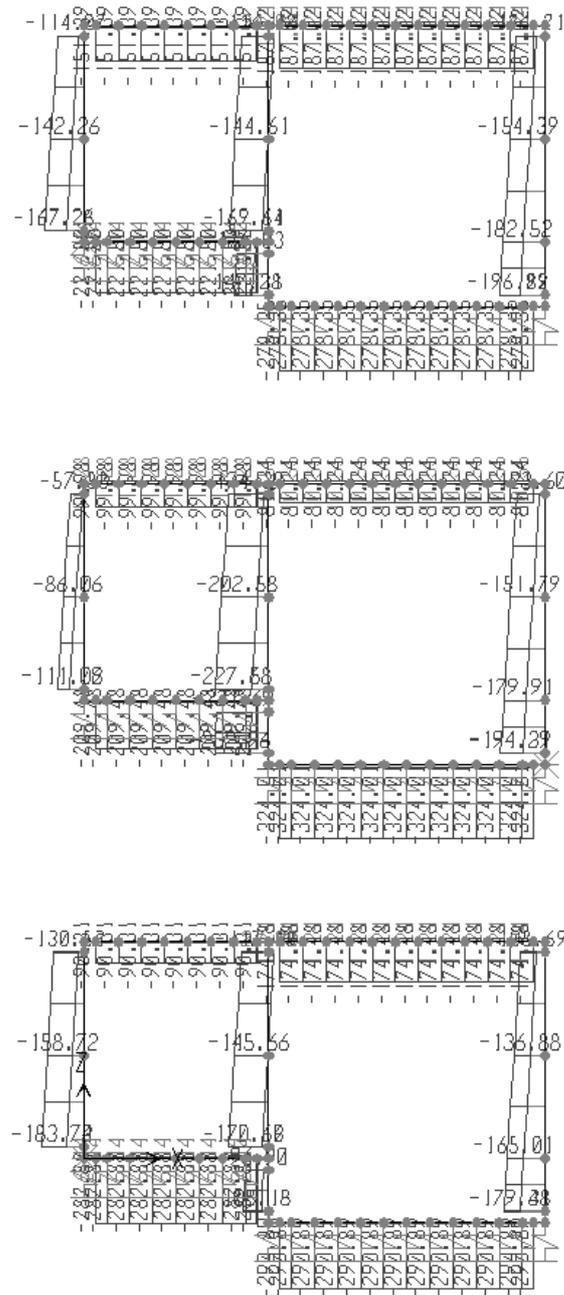
8.3. CARICHI E SOVRACCARICHI

I carichi applicati sono quelli descritti al §6.0.

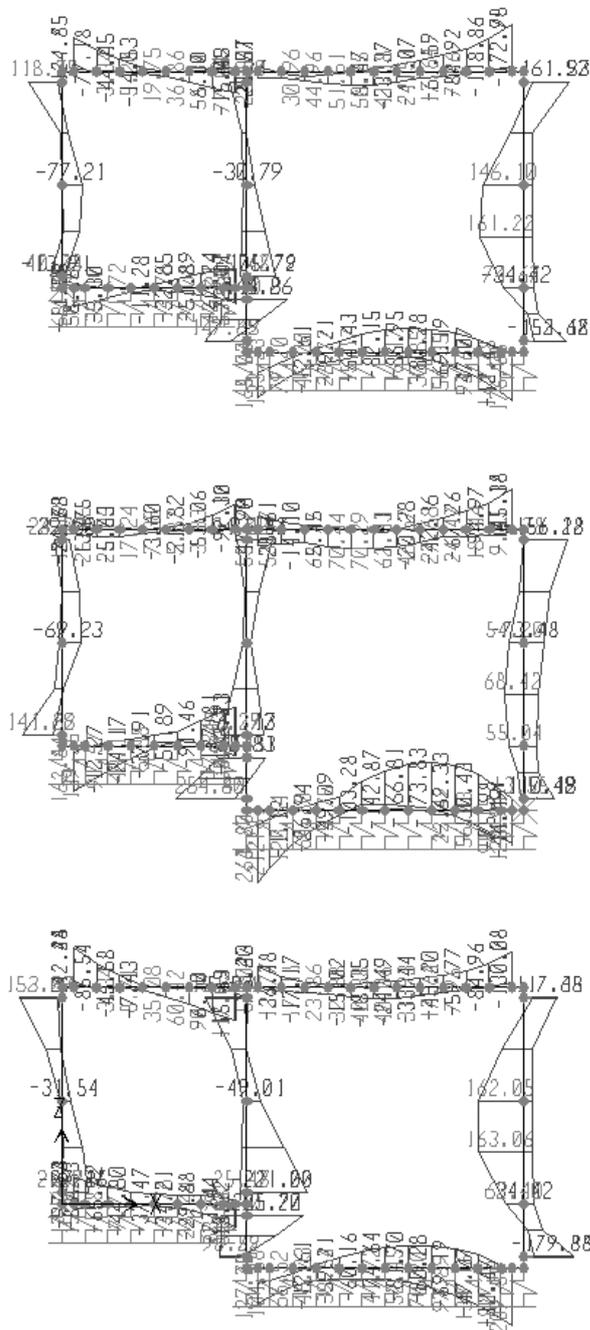


8.4. OUPUT

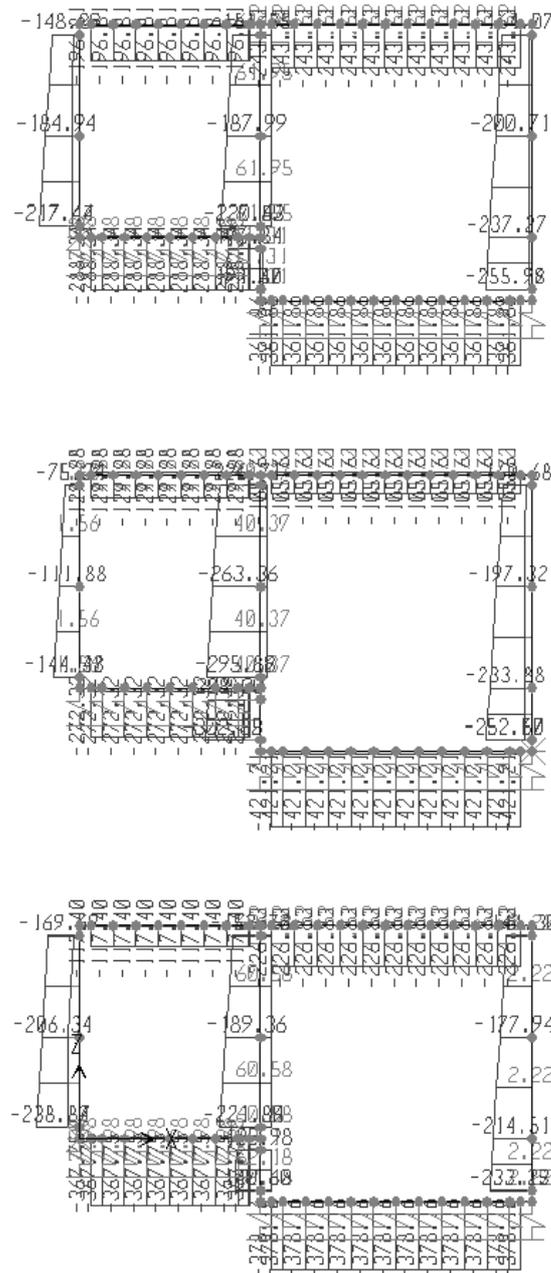
Si riporta di seguito l'output del modello precedentemente descritto. Si riportano in particolare i diagrammi dello sforzo assiale, del taglio e del momento flettente per la combinazione *involuppo SLU* e i diagrammi dello sforzo assiale e del momento flettente per la combinazione *involuppo SLE*.



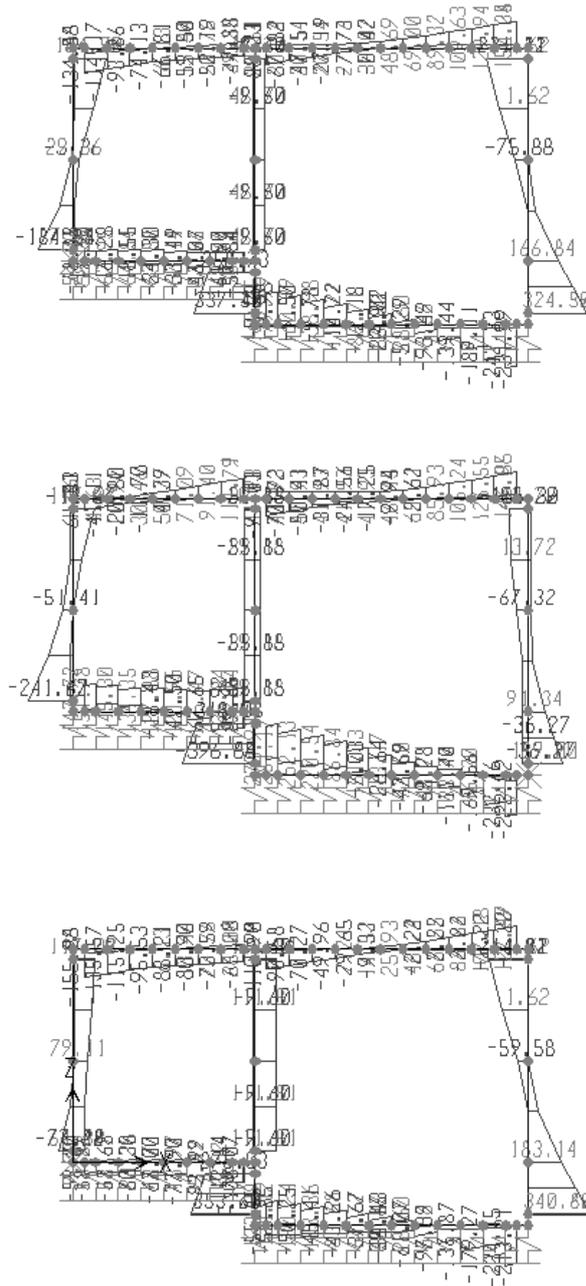
F 12. *Involuppo SLE – Sforzo assiale*



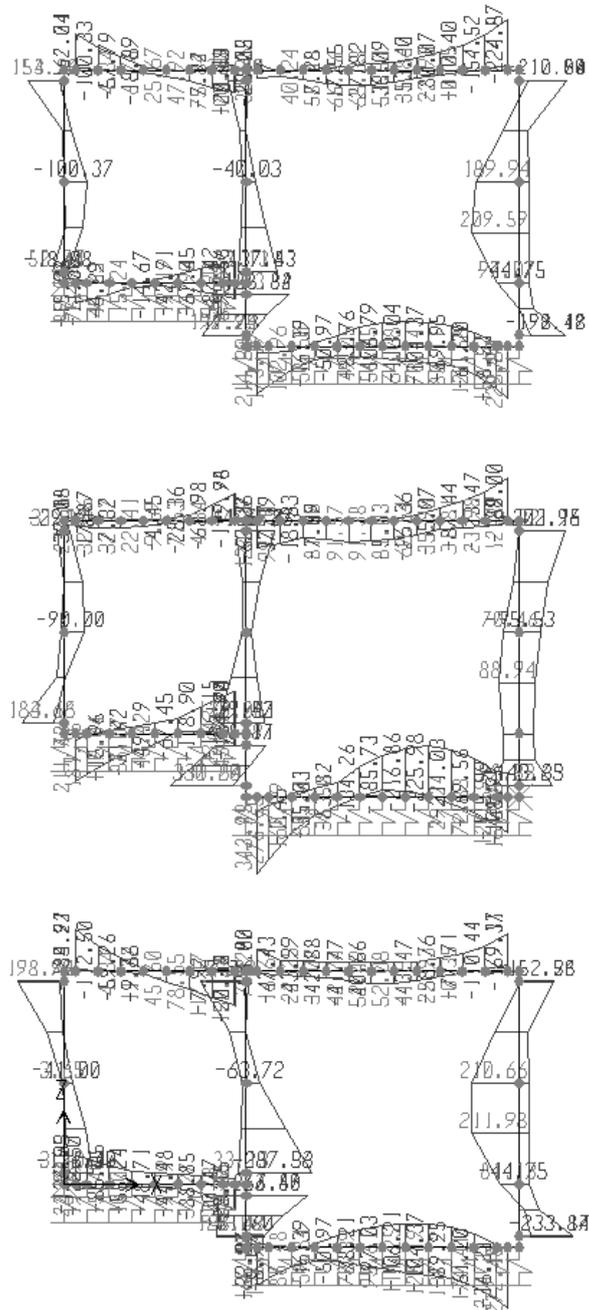
F 13. Inviluppo SLE – Momento flettente



F 14. Involuppo SLU – Sforzo assiale



F 15. Inviluppo SLU – Taglio



F 16. *Inviluppo SLU – Momento flettente*



9. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO "UPL"

Nel presente capitolo si riporta la *verifica di stabilità al sollevamento della struttura in c.a.* ovvero si controlla che il *valore di progetto dell'azione instabilizzante* $V_{inst,d}$ sia minore o uguale al *valore di progetto delle azioni stabilizzanti* $G_{stb,d}$ e delle *resistenze* R_d . Tale verifica è condotta per la situazione più gravosa che si realizza quando viene completata l'opera e per la configurazione che prevede la struttura completamente vuota al suo interno ovvero senza il peso dell'acqua all'interno della vasca e considerando la massima sottospinta dell'acqua (massimo dislivello).

L'azione instabilizzante è rappresentata dalla sottospinta dell'acqua, valutata cautelativamente in condizioni idrostatiche, ad intradosso fondazione; il valore di progetto è pari a:

$$- V_{inst,d} = \gamma_{G1} \times V_{inst,k} \cong 4944 \text{ kN} - \text{sottospinta (spinta di Archimede);}$$

con

$$\gamma_{G1} = 1.1;$$

$$V_{inst,k} = \gamma_W \times V_{\text{fluido spostato}} \cong 10 \times [(6.5 \times 12 \times 4.1) + (4 \times 12 \times 2.7)] \cong 4494 \text{ kN};$$

L'azione stabilizzante è assunta cautelativamente pari al solo *peso proprio della struttura in c.a.* $G_{stb,d}$ (si trascura la *forza di attrito* R_d , che si sviluppa sull'interfaccia tra le pareti ed il terreno).

Il valore di progetto dell'azione stabilizzante è pertanto pari a:

$$- G_{stb,d} + R_d \cong 2381 \text{ kN} - \text{azione stabilizzante;}$$

con

$$G_{stb,d} = \gamma_{G1} \times G_{stb,k} \cong 6165 \text{ kN} - \text{peso struttura in c.a.};$$

dove

$$\gamma_{G1} = 0.9;$$

$$G_{stb,k} = \gamma_{CA} \times V_{CA} \cong 6850 \text{ kN}$$

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

$$V_{CA} = (12.0 \times 0.5 \times 4.7) + 2 \times (12 \times 0.5 \times 6.1) + 2 \times (9.5 \times 0.5 \times 5.6) + [(6.5 \times 12) \times (0.5 + 0.45)] + [(4.0 \times 12) \times (0.5 + 0.45)] \cong 274 \text{ m}^3;$$

La verifica è pertanto soddisfatta in quanto porge:

$$V_{inst,d} = 4944 \text{ kN} < 6165 \text{ kN} = G_{stb,d} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$



10. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE

10.1. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONE SLE

La massima tensione verticale, per metro di profondità, allo *SLE*, dedotta dal modello di calcolo, è pari a:

$$-(r_v \text{ MAX})_{\text{terreno}} = N_{\text{Sd } i\text{-MAX}} / A_{\text{V infl-}i} \cong 132 \text{ kPa } (1.3 \text{ kg/cm}^2) - \text{massima reazione verticale};$$

con

$$N_{\text{Sd } i\text{-MAX}} \cong 66 \text{ kN} - \text{massima reazione verticale};$$

$$A_{\text{V-infl}} = 1.0 \times 0.5 = 0.5 \text{ m}^2 - \text{area d'influenza della molla per la quale si ha la massima reazione verticale.}$$

10.2. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONI SLU

La massima tensione verticale, per metro di profondità, allo *SLU* (*combinazione STR*), dedotta dal modello di calcolo, è pari a:

$$-(r_v \text{ MAX})_{\text{terreno}} = N_{\text{Sd } i\text{-MAX}} / A_{\text{V infl-}i} \cong 170 \text{ kPa } (1.7 \text{ kg/cm}^2) - \text{massima reazione verticale};$$

con

$$N_{\text{Sd } i\text{-MAX}} \cong 85 \text{ kN} - \text{massima reazione verticale (SLU2)};$$

$$A_{\text{V-infl}} = 1.0 \times 0.5 = 0.5 \text{ m}^2 - \text{area di influenza della molla per la quale si ha la massima reazione verticale.}$$



10.3. VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

I risultati precedenti ovvero l'entità dello stato tensionale verticale e orizzontale in fondazione confermano il modesto cimento del terreno di fondazione; le verifiche di capacità portante sono pertanto automaticamente soddisfatte. Tuttavia per completezza si riporta di seguito la verifica della capacità portante nei confronti dei carichi verticali in accordo con quanto previsto dalla normativa in vigore e facendo riferimento alle indicazioni fornite dall'*Eurocodice 7 – Annexe D*. La capacità portante del plinto a pozzo è pari a:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

con

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi'$$

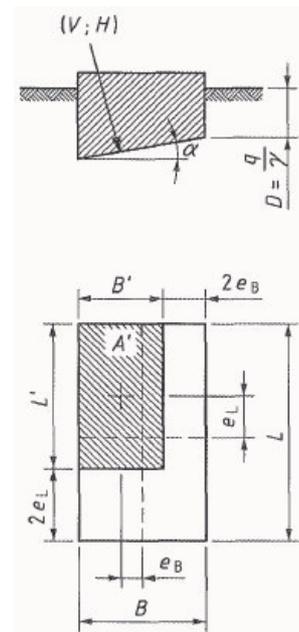
$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi')]^{m+1}$$



Per il caso in esame seguendo l'*Approccio 2*, ovvero adottando la combinazione $A1+M1+R3$ ($A1 \Rightarrow STR \div M1 \Rightarrow \gamma_M = 1.0 \div R3 \Rightarrow \gamma_R = 2.3$) ed assumendo:

$$- B' \cong 8.64 \text{ m} \quad L' = 1.0 \text{ m} \quad \phi'_d \cong 30^\circ \text{ (valore cautelativo);}$$

$$c'_d = 0 \text{ kPa} \quad \gamma'_d = 9 \text{ kN/m}^3 \quad q' = D \times \gamma'_d = 61.2 \text{ kPa;}$$

$$N_q = 18.4 \quad N_c = 30.14 \quad N_\gamma = 20.09;$$

$$b_q = b_c = 1.0 \quad s_q \cong 5.32 \quad s_c = 5.57 \quad s_\gamma = 0.97;$$

$$i_q = 0.73 \quad i_c = 0.71 \quad i_\gamma = 0.55 \quad m = 1.1.$$

si ottiene una capacità portante, in termini tensionali, pari a:

$$- q_{Rd} = [(R/A') / \gamma_R] \cong 1923 \text{ kPa.}$$

La verifica di portanza porge:

$$- q_{Rd} \cong 1923 \text{ kPa} > 132 \text{ kPa} = (q_{Sd-MAX})_{SLU STR};$$

risultando

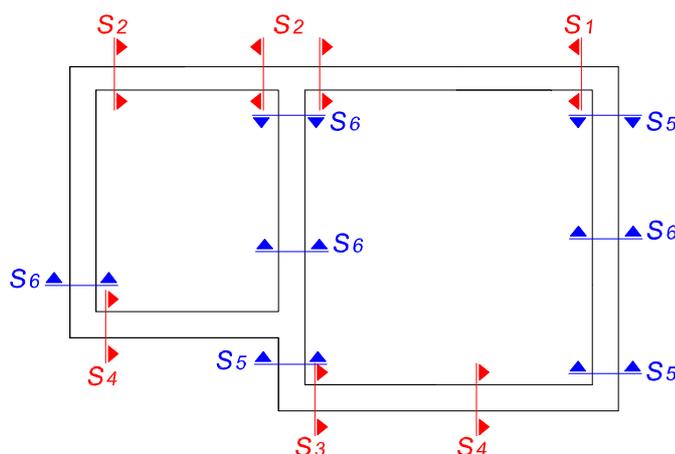
pertanto

soddisfatta.



VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche di *resistenza* allo *SLU* e le verifiche dello *stato tensionale* e a *fessurazione* allo *SLE* delle sezioni maggiormente significative relative alla piastra di copertura, alla piastra di fondazione ed alle pareti. Nella figura sottostante sono evidenziate le sezioni verificate.



Si evidenzia che l'armatura standard è composta da barre $\phi 20$ ad interasse 20 cm mentre l'armatura di rinforzo è composta da barre $\phi 16$ ad interasse 20 cm sfaldate rispetto all'armatura standard in maniera tale da avere un interasse di armatura pari a 10 cm. Le sezioni tipo sono verificate considerando le caratteristiche meccaniche e geometriche riportate di seguito.

- Piastra di copertura \Rightarrow Sezione S1

- $B \times H = 100 \times 45$ cm;
- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4$ cm;
- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20 + 1\phi 16/20) = 25.75$ cm² – armatura inferiore / superiore;

- Piastra di copertura \Rightarrow Sezione S2

- $B \times H = 100 \times 45$ cm;
- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4$ cm;
- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20) = 15.70$ cm² – armatura inferiore / superiore;

- Piastra di fondazione \Rightarrow Sezione S3

- $B \times H = 100 \times 50$ cm;
- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4$ cm;



- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20 + 1\phi 16/20) = 25.75 \text{ cm}^2$ – armatura inferiore / superiore;

- **Piastra di copertura** \Rightarrow **Sezione S4**

- $B \times H = 100 \times 50 \text{ cm}$;

- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4 \text{ cm}$;

- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20) = 15.70 \text{ cm}^2$ – armatura inferiore / superiore;

- **Pareti** \Rightarrow **Sezione S5**

- $B \times H = 100 \times 50 \text{ cm}$;

- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4 \text{ cm}$;

- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20 + 1\phi 16/20) = 25.75 \text{ cm}^2$ – armatura inferiore / superiore;

- **Pareti** \Rightarrow **Sezione S6**

- $B \times H = 100 \times 50 \text{ cm}$;

- copriferro di calcolo $\Rightarrow c = c' = 4 \text{ cm}$;

- $A_s = A'_s = (1\phi 20/20) = 15.70 \text{ cm}^2$ – armatura inferiore / superiore;



10.4. PIASTRA DI COPERTURA – SEZIONE S1

10.4.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$N_{Sd} \cong 243 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{Sd-MAX} \cong 225 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$M_{Rd} \cong 432 \text{ kN}\times\text{m}$.

La verifica porge:

$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.92 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.4.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$N_{Sd} \cong 187 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{Sd-MAX} \cong 175 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$\sigma_{C-max} \cong 6.7 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta;

$\sigma_{S-max} \cong 167 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.4.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$\sigma_{C-trazione} \cong 3.77 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa}$.

Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza dell'fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:

$S_{rm} \cong 154 \text{ mm}$;

$\epsilon_{sm} \cong 4.8 \times 10^{-4}$;

$w_k \cong 0.13 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.



10.5. PIASTRA DI COPERTURA – SEZIONE S2

10.5.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$N_{Sd} \cong 117 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{d-MAX} \cong 185 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$M_{Rd} \cong 262 \text{ kN}\times\text{m}$.

La verifica porge:

$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.42 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.5.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$N_{Sd} \cong 90 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{Sd-MAX} \cong 142 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$\sigma_{C-max} \cong 6.7 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta;

$\sigma_{S-max} \cong 234 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.5.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$\sigma_{C-trazione} \cong 3.46 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa}$.

Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza delle fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:

$S_{rm} \cong 196 \text{ mm}$;

$\varepsilon_{sm} \cong 5.9 \times 10^{-4}$;



$w_k \cong 0.19 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.6. PIASTRA DI FONDAZIONE – SEZIONE S3

10.6.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$N_{Sd} \cong 419 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{Sd-MAX} \cong 343 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$M_{Rd} \cong 524 \text{ kN}\times\text{m}$.

La verifica porge:

$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.53 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.6.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$N_{Sd} \cong 322 \text{ kN/m}$ – sforzo assiale (compressione);

$M_{Sd-MAX} \cong 264 \text{ kN}\times\text{m}$ – massimo momento flettente.

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$\sigma_{C-max} \cong 8.3 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta;

$\sigma_{S-max} \cong 209 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta.

10.6.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$\sigma_{C-trazione} \cong 4.53 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa}$.

Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza delle fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:



$$S_{rm} \cong 159 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{sm} \cong 7.2 \times 10^{-4};$$

$$w_k \cong 0.19 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.7. PIASTRA DI FONDAZIONE – SEZIONE S4

10.7.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$$N_{Sd} \cong 221 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione)};$$

$$M_{Sd-MAX} \cong 230 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$$M_{Rd} \cong 318 \text{ kN}\times\text{m.}$$

La verifica porge:

$$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.38 \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.7.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$$N_{Sd} \cong 170 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione)};$$

$$M_{Sd-MAX} \cong 174 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$$\sigma_{C-max} \cong 6.8 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta};$$

$$\sigma_{S-max} \cong 229 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.7.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$$\sigma_{C-trazione} \cong 3.64 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa.}$$



Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza dell'fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:

$$S_{rm} \cong 237 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{sm} \cong 5.1 \times 10^{-4};$$

$$w_k \cong 0.20 \text{ mm} = w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.8. PARETI – SEZIONE S5

10.8.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$$N_{Sd} \cong 303 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione)};$$

$$M_{Sd - MAX} \cong 332 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$$M_{Rd} \cong 500 \text{ kN}\times\text{m.}$$

La verifica porge:

$$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.51 \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.8.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$$N_{Sd} \cong 233 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione)};$$

$$M_{Sd - MAX} \cong 255 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$$\sigma_{C-max} \cong 7.9 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta};$$

$$\sigma_{S-max} \cong 214 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$



10.8.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$$\sigma_{C\text{-trazione}} \cong 4.49 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa.}$$

Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza dell'fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:

$$S_{rm} \cong 160 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{sm} \cong 7.4 \times 10^{-4};$$

$$w_k \cong 0.20 \text{ mm} = w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.9. PARETI – SEZIONE S6

10.9.1. VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE – SLU

Le sollecitazioni di verifica sono:

$$N_{Sd} \cong 137 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione);}$$

$$M_{Sd - MAX} \cong 220 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Il momento resistente minimo, determinato con apposito programma *PresFle+5.5*, risulta pari a:

$$M_{Rd} \cong 299 \text{ kN}\times\text{m.}$$

La verifica porge:

$$FS = M_{Rd} / M_{Sd} \cong 1.36 \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

10.9.2. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Le sollecitazioni di verifica (*combinazione rara*) sono:

$$N_{Sd} \cong 105 \text{ kN/m} - \text{sforzo assiale (compressione);}$$

$$M_{Sd - MAX} \cong 165 \text{ kN}\times\text{m} - \text{massimo momento flettente.}$$

Le tensioni massime nei materiali sono pari a:

$$\sigma_{C\text{-max}} \cong 6.3 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta;}$$

$$\sigma_{S\text{-max}} \cong 232 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$



10.9.3. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Adottando cautelativamente le sollecitazioni precedenti (*combinazione rara*) si ottiene una tensione di trazione nel calcestruzzo, valutata nell'ipotesi di sezione interamente reagente, pari a:

$$\sigma_{C\text{-trazione}} \cong 3.20 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3.35 \text{ MPa.}$$

Si riporta pertanto la verifica dell'ampiezza dell'fessure. Adottando, come previsto nella *Circolare al DM 2008*, il metodo di calcolo diretto riportato nel *DM96*, si ottiene:

$$S_{rm} \cong 239 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{sm} \cong 5.0 \times 10^{-4};$$

$$w_k \cong 0.20 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$