COMUNE DI CASTAGNETO CARDUCCI
(PROVINCIA DI LIVORNO)

PROGETTO DI UN TRATTO DI FOGNATURA BIANCA NELL'AMBITO DEL "PROGETTO DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA, PIANO ATTUATIVO DEI CAMPEGGI ART.25 ATTO di CONVENZIONE"

PROGETTO ESECUTIVO

REL
02

Calcoli delle strutture:
vasca di alloggiamento delle pompe

Data emissione:	CODICE ELABORATO	Anno	Commessa	Progetto	Tipologia	Elaborato n°
Novembre 2016		2015	098	E	REL	02

LIVELLO	Numero	Data	Stesura	Controllo	Approvazione

Il Committente

LA LABRONICA S.R.L.
Leg. rappresentante Riccardo Cecinini

LA TIRRENO IMMOBILIARE 2080 S.R.L.
Leg. rappresentante Sandro Gori

Progetto sistema fognario

INGEO

Studio INGEO
Ingegneri e Geologi Associati
Via di Tiglio 433 - 55100 Lucca
Telefono 0583 - 48682
Telefax 0583 - 464539
E-mail studio@ingeo.it

Il tecnico
ing. Paolo Barsotti

I collaboratori:
ing. Francesco Barsotti
ing. Alessandro Giorgi

Il progettista architettonico
Arch. Giacomo Cordoni

INDICE

1 PREMESSA 3

2 STATO PROGETTO 3

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 3

4 MATERIALI IMPIEGATI 4

4.1 CALCESTRUZZO 4

4.2 ARMATURA DA C.A. 5

5 MODELLAZIONE SISMICA 6

5.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO 6

5.2 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA E CLASSIFICAZIONE SISMICA 6

5.3 PERICOLOSITA'SISMICA DI BASE 7

5.3.1 AMPLIFICAZIONE LOCALE (STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA) 8

5.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI 8

6 DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE 8

6.1 ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO 9

6.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 9

7 VASCA IN C.A. 10

7.1 ANALISI DEI CARICHI 10

7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE 13

7.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE 19

7.3.1 PLATEA DI FONDAZIONE 19

7.3.2 IMPALCATO 22

7.3.3 PARETI LONGITUDINALI 25

7.3.4 PARETI TRASVERSALI 28

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI 30

7.4.1 PLATEA DI FONDAZIONE 30

7.4.2 IMPALCATO 33

7.4.3 PARETI LONGITUDINALI 36

7.4.4 PARETI TRASVERSALI 38

7.4.5 SETTO 40

7.4.6 VERIFICHE A DEFORMAZIONE SLE ***40***

7.5 VERIFICHE GEOTECNICHE **40**

7.5.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE ***40***

7.5.2 VERIFICA SCORRIMENTO ***45***

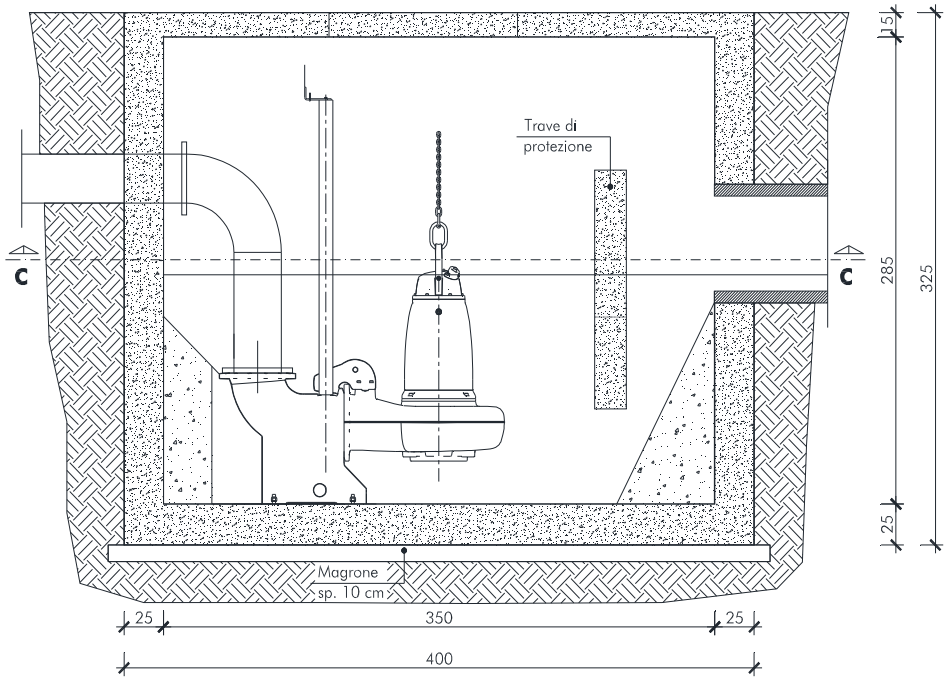
7.5.3 VERIFICA SOLLEVAMENTO ***45***

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i calcoli strutturali per la verifica della vasca di alloggiamento delle pompe realizzata in c.a. gettato in opera, facente parte del progetto di un tratto di fognatura bianca nell'ambito del "Progetto di Urbanizzazione primaria, Piano attuativo dei campeggi art.25 Atto di Convenzione" nel Comune di Castagneto Carducci, Provincia di Livorno.

2 STATO PROGETTO

Geometria



Il progetto prevede la realizzazione di una vasca in c.a. necessaria per l'alloggiamento di n.2 pompe sommergibili adibite al sollevamento delle acque chiare .

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge 05/11/1971 n. 1086

" Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica. "

Legge 02/02/1974 n. 64

" Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. "

D.P.R. 6 giugno 2001, n°380

"Testo unico delle disposizioni legislative eregolamentari in materia edilizia"

D.M.LL.PP. 14/01/2008

" Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 2/02/2009 n° 617 C.S.LL.PP

" Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni " di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. "

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

" Linee guida sul calcestruzzo strutturale"

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

" Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale"

4 MATERIALI IMPIEGATI

4.1 CALCESTRUZZO

Per le opere in c.a. si utilizza un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza	C 25/30
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo aggregato	15 mm

Indicazioni composizione calcestruzzo

Deve essere utilizzato cemento idraulico

rapporto a/c_{max}	0,60
contenuto minimo di cemento	280 daN/m^3

L'impiego di eventuali additivi deve essere concordato con la direzione lavori

Durabilità

Per le opere in c.a. si assume una classe di esposizione XC2 , fondazioni.

classe di esposizione	XC2,
copriferro minimo	40 mm

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	300,00
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	249,00
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	329,00
Resistenza media trazione classe < C50/60	f_{ctm}	25,58
Resistenza caratteristica trazione	f_{ctk}	17,91
Resistenza media trazione per flessione	f_{cfm}	30,70
Modulo elastico	E_{cm}	314.472
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,50
Coefficiente azione lunga durata	α_{cc}	0,85
Barre diametro < 32 mm	η	1,00
Resistenza calcolo compressione	f_{cd}	141,10
Elementi spessore < 5 cm	$f_{cd,rid}$	112,88
Resistenza calcolo trazione	f_{ctd}	11,94
Elementi spessore < 5 cm	$f_{ctd,rid}$	9,55
Resistenza tangenziale caratteristica aderenza	f_{bk}	40,29
Resistenza tangenziale aderenza	f_{bd}	26,86
Resistenza tangenziale aderenza zona tesa	$f_{bd,tesa}$	17,91

4.2 ARMATURA DA C.A.

Acciaio per cemento armato B450C ad aderenza migliorata saldabile

Caratteristiche meccaniche (unità di misura daN/cm²)

Tensione nominale caratteristica snervamento	f_{ynom}	4.500,0
Tensione nominale caratteristica rottura	f_{tnom}	5.400,0
Tensione caratteristica snervamento	f_{yk} >	4.500,0
Tensione caratteristica rottura	f_{tk} >	5.400,0
	$(f_t/f_y)_k$ >	1,15
	$(f_t/f_y)_k$ <	1,35
	$(f_y/f_{ynom})_k$<	1,25
Allungamento	$(A_{gt})_k$ >	7,5%
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15
Resistenza calcolo acciaio	f_{yd}	3.913,0

5 MODELLAZIONE SISMICA

5.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita nominale

Si assume una vita nominale (V_N) di 50 anni.

Classe d'uso

La classe d'uso dei manufatti è la II, coefficiente d'uso C_u =1,0

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento $V_r = V_N C_u = 50$ anni

5.2 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA E CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'intervento in oggetto, è sito nel Comune di Castagneto Carducci, in provincia di Livorno.
Le coordinate geografiche sono:

43,177804 N (latitudine) 10,544719 E (longitudine)

La classificazione sismica attuale è stata approvata dalla Regione Toscana con Del. G.R.T del 08/10/2012, n° 878 ed entrata in vigore 60 giorni dopo la sua pubblicazione quindi il 08/12/2012, aggioranata con delibera GRT n.421 del 26/05/2014 . Tale delibera recepisce l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3.519 del 28/04/2006.

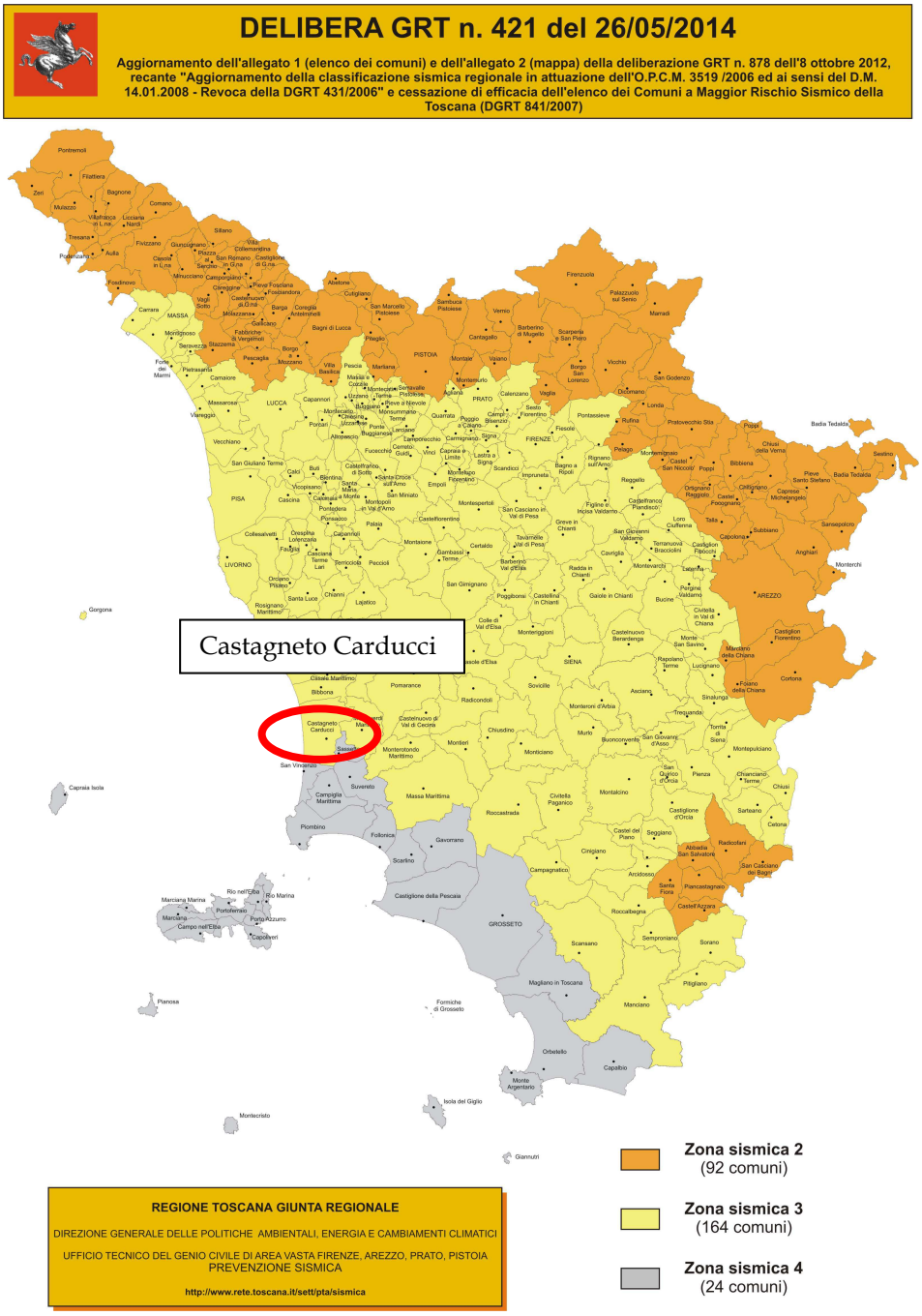
A seguito dell'emanazione del *" Regolamento di attuazione dell'articolo 117, comma 2, lettera g) della legge regionale 3 gennaio 2005, n.1 (Norme per il governo del territorio). Verifiche nelle zone a bassa sismicità. Determinazione del campione da assoggettare a verifica."* decreto del presidente della giunta regionale 22/10/2012, n.58 R, all'articolo 2, comma 3 si sono individuate tre fasce di pericolosità della zona 3:

Art.3 comma 2

" La zona 3 è suddivisa in fasce di pericolosità che tengono conto del valore dell'accelerazione sismica su suolo rigido e pianeggiante, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), riferito al periodo di ritorno (TR) di 475 anni, corrispondente in termini progettuali ad una vita nominale di 50 anni e categoria d'uso (Cu) pari a 1 (classe d'uso II) di seguito indicato a_g come segue:

a) *Fascia A, contraddistinta da valori di* $a_g > 0,15\ g$
b) *Fascia B, contraddistinta da valori di* $0,125\ g < a_g \leq 0,15g$
c) *Fascia C, contraddistinta da valori di* $a_g \leq 0,125g$

Si riporta un'immagine della classificazione



Il territorio del comune di Castagneto Carducci appartiene alla zona sismica 3.

5.3 PERICOLOSITA'SISMICA DI BASE

Si ricavano i seguenti valori per la pericolosità sismica di base per lo stato limite di salvaguardia e per quello di danno, ricavati in funzione delle coordinate geografiche dal programma spettri NTC ver.1.0.2 del ministero dei lavori pubblici:

Stato limite di danno SLD	tempo di ritorno (T_r) 50 anni	
a_g = 0,036 g	F_o = 2,624	T_{c^*} = 0,212
Stato limite di salvaguardia SLV	tempo di ritorno (T_r) 475 anni	
a_g = 0,071 g	F_o = 2,726	T_{c^*} = 0,279

5.3.1 AMPLIFICAZIONE LOCALE (STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA)

Le categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche per tutti gli interventi sono: categoria di sottosuolo B condizione topografica T1 coefficiente amplificazione topografico è S_T = 1,0.

5.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le NTC 2008 dicono di considerare con il sisma, il valore quasi permanente del sovraccarico accidentale, in analogia con il capitolo 5 della NTC 2008 "Ponti", si assume il coefficiente Ψ_{2j} = 0,20 quindi l'azione sismica si combina con i carichi permanenti e un'aliquota dei carichi variabili

$G_1 + G_2 + E + \Psi_{2j} Q_{kj}$

G_1 carichi permanenti portanti	G_2 carichi permanenti portati
E azione sismica	Q_{kj} carichi variabili

6 DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE

L'analisi strutturale per la vasca viene effettuata con un codice di calcolo agli elementi finiti, SAP 2000, modellando la struttura spaziale come uno scatolare ad elementi shell, composto da soletta di copertura, pareti verticali e platea di fondazione, quest'ultima poggiante su molle verticali (costante di Winkler k = 1,0 daN/cm^3).

L'analisi statica è quella lineare elastica, mentre quella dinamica è trascurata poiche la struttura, trovandosi completamente incassata nel terreno, non subisce amplificazione dell'accelerazione del suolo. Si assimila la struttura della vasca a quella di un ponte di piccole dimensioni, dunque consideriamo un comportamento non dissipativo, sostanzialmente elastico con un fattore di struttura q = 1.

Consideriamo l'effetto del sisma sul terreno tenendo conto dell'incremento sismico della spinta .

Nel paragrafo relativo alla modellazione strutturale, si descrivono i vari elementi del modello, i carichi assegnati e quant'altro necessario per l'analisi.

6.1 ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo programma di calcolo:	" SAP 2000 standard 8.3.8"
Autore:	Computers and Structures,Inc.
	195 University Ave
	Tel: 510-845-2177-Fax 510-845-4096
	E-mail:info@csiberkeley.com
	www.csiberkeley
Versione e estremi licenza uso:	"SAP2000 standard 8.3.8
	Numero di serie:S17105
Soggetto intestatario licenza:	INGEO
	Studio INGEO
	Ingegneri e geologi Associati
	Via di Tiglio 433-55100 Lucca
	Tel 0583-48682 Telefax 0583-464539
	E-mail studio@ingeo.it

6.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La valutazione della sicurezza per la vasca viene effettuata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, metodo di primo livello.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limiti ultimi di resistenza è espressa dall'equazione formale $R_d > E_d$ dove

R_d rappresenta la resistenza di progetto

E_d il valore di progetto degli effetti delle azioni

Di volta in volta i valori di R_d e E_d saranno momenti flettenti, sforzi taglianti, sforzi normali ecc.

Si considera l'APPROCCIO 1 delle NTC 2008 sia per le verifiche strutturali che per quelle geotecniche.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio, si esprime controllando aspetti della funzionalità e stato tensionale, in particolare per le strutture in cemento armato si effettueranno verifiche a fessurazione e tensionali, sul calcestruzzo e sull'armatura, come previsto da normativa.

7 VASCA IN C.A.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Permanenti portanti (g_1)

Soletta,pareti, fondazione 25,0 KN/m^3

N.B. Il peso proprio degli elementi strutturali viene assegnato dal programma di calcolo

Permanenti portati (g_2)

n.2 Pompe 2 x 7,90 KN = 15,80 KN

Spinte delle terre (g_3)

A tergo delle pareti è previsto il riempimento con terreno di riporto, si stimano i seguenti parametri

γ_t = 19,0 KN/m^3	peso specifico terreno
Φ_k = 27,0°	ang. attr. ter. caratteristico
Φ_d = 27,0°	ang. attr. ter. progetto (M1)
K_{as} = 0,334	coef. spinta attiva (M1)
Φ_d = 22,2°	ang. attr. ter. progetto (M2)
K_{asg} = 0,403	coef. spinta attiva (M2)
$p_t(hi) = K_a \gamma_t h_i$	pressione terreno ad altezza hi
$p_t(3,25)$ = 20,62 KN/m^2	press. terreno ad altezza 3,25 m (M1 e M2)

Spinta dell'acqua di falda W (g_4)

Si considera in via molto cautelativa la presenza della falda 1,0 m sotto il piano campagna

$P_w(hi) = \gamma_w h_i$ pressione acqua ad altezza hi

$p_w(3,25)$= 10 KN/m^3 x (3,25 – 1,0)m = 22,50 KN/m^2

Acqua di riempimento W_{int} (g_5)

Per garantire il funzionamento delle pompe presenti all'interno della vasca è necessario un livello d'acqua di 1,40 m. Si considera agente il peso proprio dell'acqua sulla pianta interna della vasca, pari a

$W_{int} = \gamma_w h_i$ (bxh)= 10 KN/m^3 x 1,40m x (2,65 x 3,50) = 129,85 KN Peso proprio acqua interna vasca

q_w= 129,85 / (2,90 x 3,75)= 11,94 KN/m^2 carico distribuito

Effetti reologici : variazioni termiche (ε_3)

Non presente

Cedimenti vincolari (ε_4)

Non sono presenti cedimenti differenziali che inducono caratteristiche della sollecitazione sulla struttura

Azioni variabili (q_k)

Si considera l'azione della folla compatta come definita per lo schema di carico 5, previsto dal DM 2008 par.5.1.3.3.3 per passerelle pedonali:

q_k = 5,0 KN/m^2

Azione neve, vento (q_5)

Neve

Il carico neve non si considera agente poiché di valore inferiore al carico folla. Inoltre i valori dei coefficienti di combinazione sono nulli per la concomitanza coi carichi variabili da traffico (folla compatta Tab.5.1.VI NTC 2008)

Vento

Non presente su struttura incassata nel terreno.

Carichi sismici

Dato che si considera la vasca come una struttura scatolare da ponte, in conformità con il DM 2008 cap. 7 paragrafo 7.9.2, che prevede per i ponti di mantenere l'impalcato, le fondazioni e il terreno in campo elastico , anche per la vasca si adotta lo stesso criterio, quindi assumiamo q = 1 . Si fa comunque notare che la struttura è interrata, quindi non è presente il contributo inerziale dovuto al sisma, ma in via cautelativa viene considerato l'incremento di spinta sismica sul terreno

Si riportano i valori massimi dello spettro di risposta per SLV e SLD.

a_g = 0,071 g accelerazione orizzontale massima al sito allo SLV

a_g= 0,036 g accelerazione orizzontale massima al sito allo SLD

Si riportano i valori di progetto dell' angolo di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva per la combinazione STR

Combinazione sismica STR (coefficienti parziali terreno M1)

γ_M = 1,00

Φ_{d1} = arctg (tg (Φ_{k1}))/ γ_M = 27° angolo attrito progetto

Stato limite di salvaguardia (SLV)

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo B)

a_g = 0,071 g S_S = 1,20 S_T = 1,00

$S = S_S S_T$ = 1,20 β = 1,00

$a_{max} = S\, a_g$ = 0,085 g

$k_h = \beta\, a_{max}/g$ = 0,085 g coeff.sismico orizzontale

$k_v = 0.5\, k_h$ = 0,043 coeff.sismico verticale

$\theta = \text{arctg}\, k_h$ = 5,09°

$K_{ass} = \text{sen}^2(\alpha+\Phi-\theta)/[\cos\theta\, \text{sen}^2\alpha\, \text{sen}(\alpha-\delta-\theta)[1+RQ[\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\beta-\theta)/(\text{sen}(\alpha-\delta-\theta)\text{sen}(\alpha+\beta))]]^2]$

K_{ass} = 0,399 coef. spinta attiva

Si riporta l'incremento di spinta sismico, distribuito uniformemente sull'altezza di h=3,25 m

Insis = 2,13 KN/m² incremento di spinta sismica

Stato limite di danno (SLD)

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo B)

a_g = 0,036 g S_S = 1,20 S_T = 1,00

$S = S_S S_T$ = 1,20 β = 1,00

$a_{max} = S\, a_g$ = 0,043 g

$k_h = \beta\, a_{max}/g$ = 0,043 g coeff.sismico orizzontale

$k_v = 0.5\, k_h$ = 0,022 coeff.sismico verticale

$\theta = \text{arctg}\, k_h$ = 2,53°

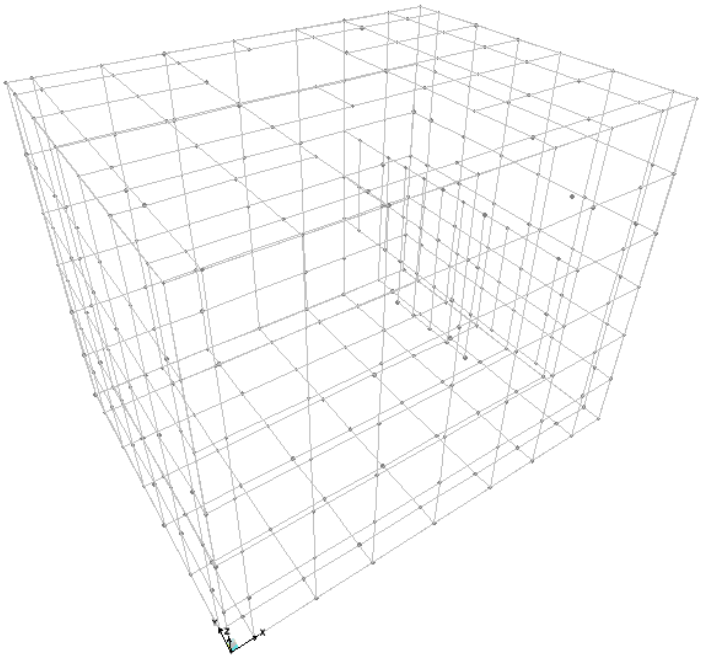
$K_{ass} = \text{sen}^2(\alpha+\Phi-\theta)/[\cos\theta\, \text{sen}^2\alpha\, \text{sen}(\alpha-\delta-\theta)[1+RQ[\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\beta-\theta)/(\text{sen}(\alpha-\delta-\theta)\text{sen}(\alpha+\beta))]]^2]$

K_{ass1} = 0,365 coef. spinta attiva

Insis = 1,01 KN/m² incremento di spinta sismica

7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Si effettua un'analisi strutturale, con il codice di calcolo agli elementi finiti, SAP2000 standard 8.3.8, modellando lo scatolare, soletta di copertura, pareti, platea di fondazione, in maniera spaziale, schematizzando le varie parti con elementi shell.



Modello 3d_SAP

I vincoli esterni sono rappresentati da un letto di molle in corrispondenza della platea di fondazione.

L'analisi effettuata è quella elastica lineare.

Si riporta di seguito:

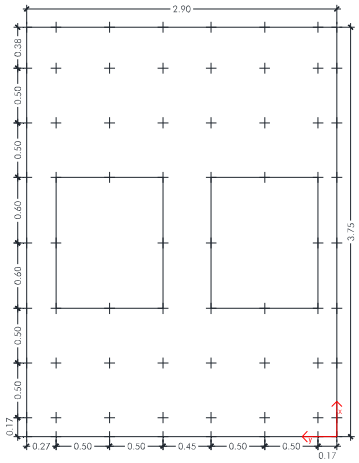
- coefficiente di struttura
- schema dei nodi,
- schema degli elementi,
- schema delle sezioni,
- schema dei vincoli
- Condizioni elementari
- Combinazioni di carico

Coefficiente di struttura q

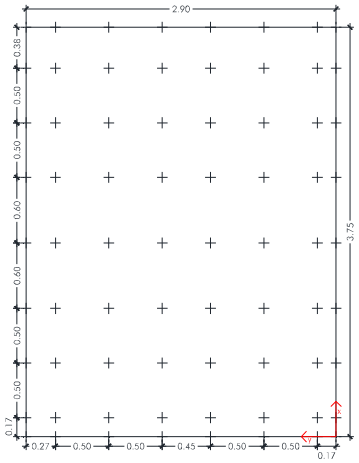
Il coefficiente di struttura per l'azione orizzontale è q = 1, quindi non occorre tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze.

Schema dei nodi

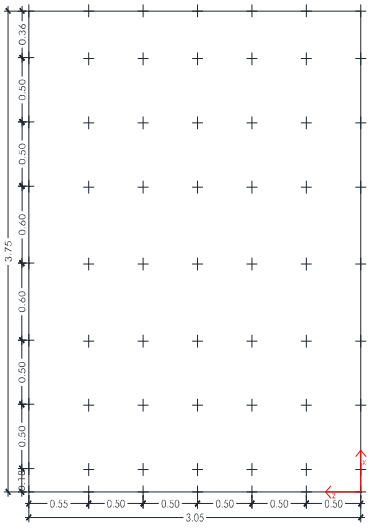
Soletta di copertura



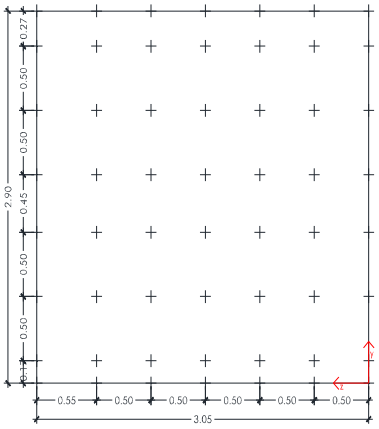
Platea



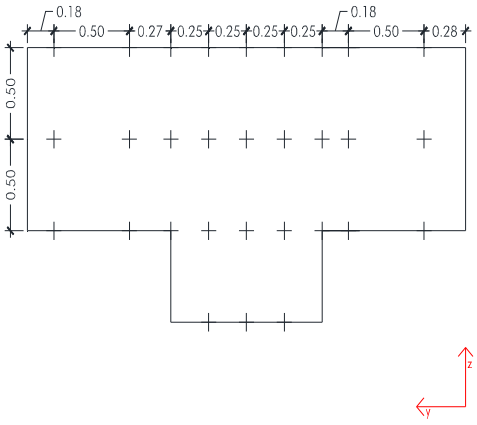
Pareti longitudinali



Pareti trasversali

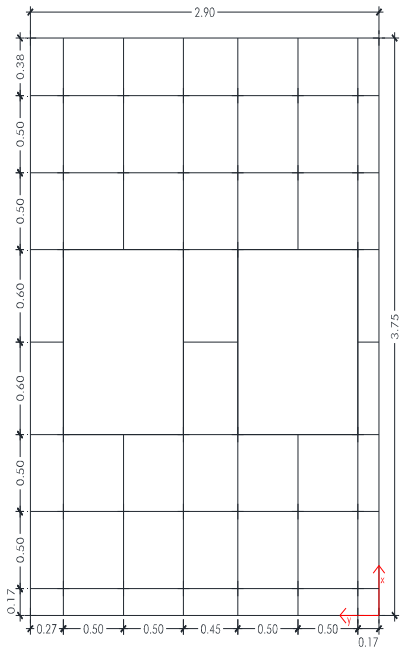


Setto interno

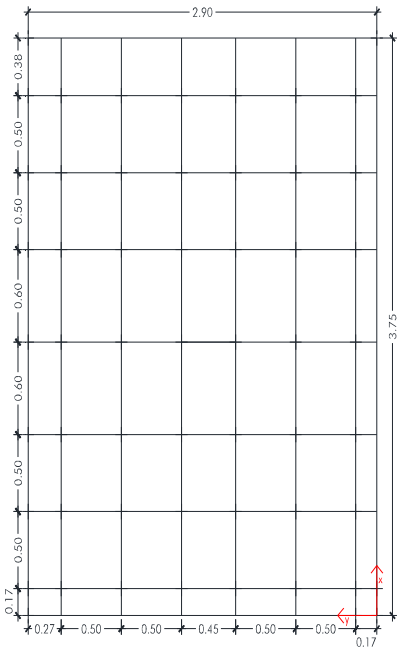


Schema degli elementi

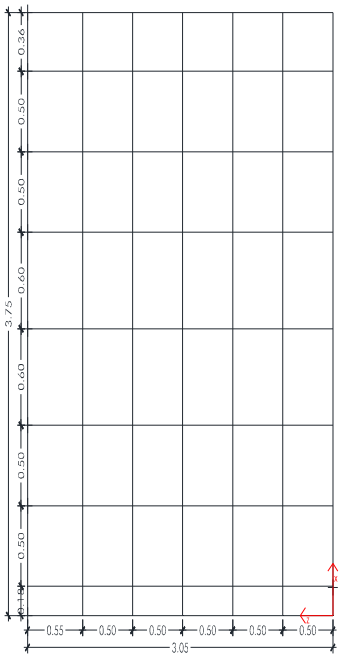
Soletta di copertura



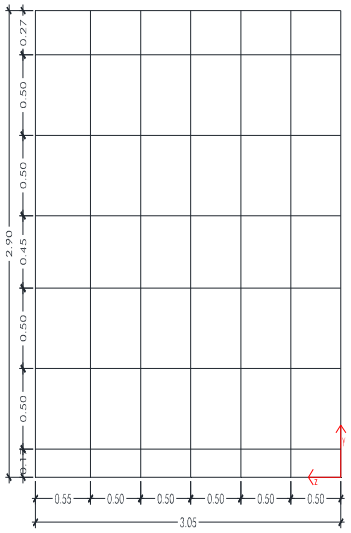
Platea



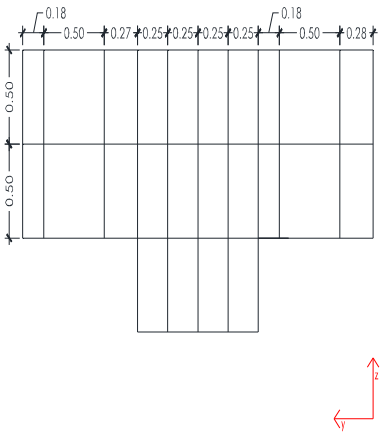
Pareti longitudinali



Pareti trasversali

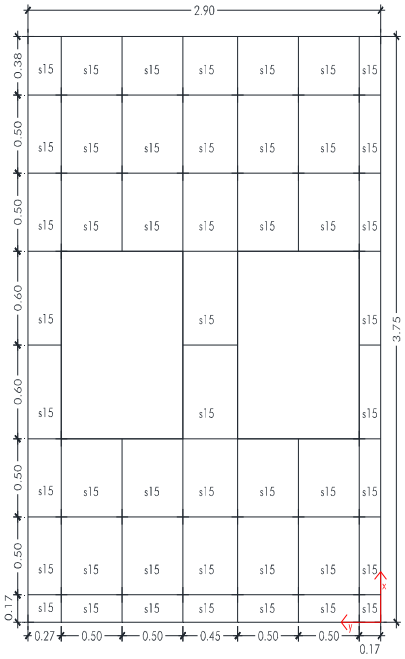


Setto interno

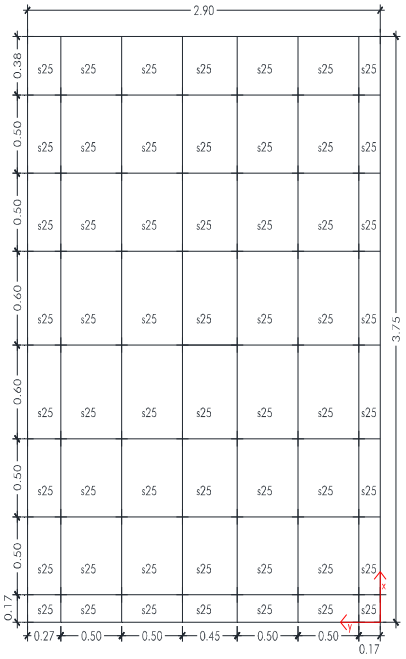


Schema delle sezioni

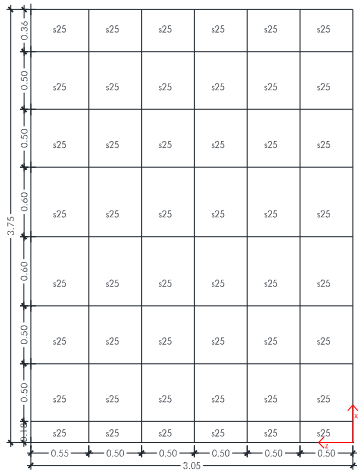
Soletta di copertura



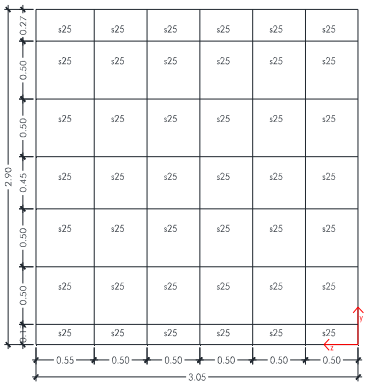
Platea



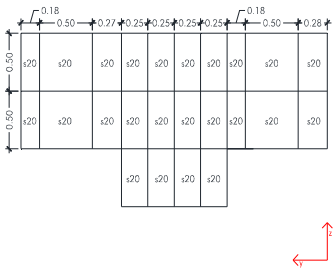
Pareti longitudinali



Pareti trasversali



Setto interno



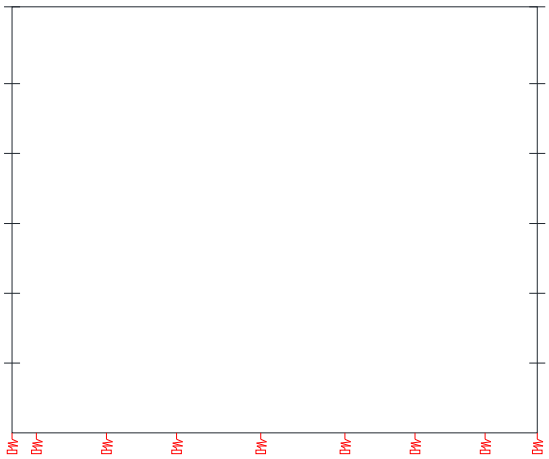
Le sezioni degli elementi sono :

s15 Shell di spessore 15cm

s20 Shell spessore 20cm

s25 Shell spessore 25 cm

Schema dei vincoli



La platea di fondazione è poggiata su un letto di molle

Condizioni di carico elementari

1) g_1 perm. portanti 2) g_2 perm. portati
3) Sp.ter sp. terreno su pareti verticali
4) q_k car. folla compatta
5) W sp. acqua di falda su pareti verticali
6) Sp.ter. w sp. terreno in presenza di falda su pareti verticali
7) Incsis Incremento di spinta sismica del terreno
8) W_{int} Acqua interna alla vasca per funzionamento pompe

Combinazioni di carico

Combinazioni SLU non sismiche STR

1) $1{,}35\ g_1 + 1{,}35\ g_2 + 1{,}35$ Sp.ter
2) $1{,}35\ g_1 + 1{,}35\ g_2 + 1{,}35$ Sp.ter $+ 1{,}35\ q_k$
3) $1{,}35\ g_1 + 1{,}35\ g_2 + 1{,}35$ Sp.ter.w $+ 1{,}35$ W
4) $1{,}35\ g_1 + 1{,}35\ g_2$
5) $1{,}35\ g_1 + 1{,}35\ g_2 + 1{,}35\ q_k$

Combinazioni SLV sismiche STR

6) $g_1 + g_2 +$ Sp.ter + Incsis $+ 0{,}2\ q_k$

Combinazioni SLU non sismiche GEO

7) $g_1 + g_2 + 1{,}3$ W $+ W_{int} + 1{,}15$ qk
8) $g_1 + g_2 + 1{,}3$ W $+ W_{int}$
9) $0{,}9\ g_1 + 0{,}9\ g_2 + 1{,}1$ W $+ 0{,}9\ W_{int}$ *(sollevamento)*

Combinazioni SLE rara (deformazione)

10) $g_1 + g_2 +$ Sp.ter $+ q_k$
11) $g_1 + g_2 + q_k$
12) $g_1 + g_2 +$ Sp.ter.w + W

Combinazioni SLE frequente

13) $g_1 + g_2 +$ Sp.ter $+ 0{,}75$ qk
14) $g_1 + g_2 + 0{,}75$ qk

Combinazioni SLE quasi permanente

15) $g_1 + g_2 + 0{,}2\ q_k$
16) $g_1 + g_2 +$ Sp.ter $+ 0{,}2\ q_k$

17) $g_1 + g_2 + Sp.ter.w + W$

Si riportano gli inviluppi delle combinazioni di carico considerati

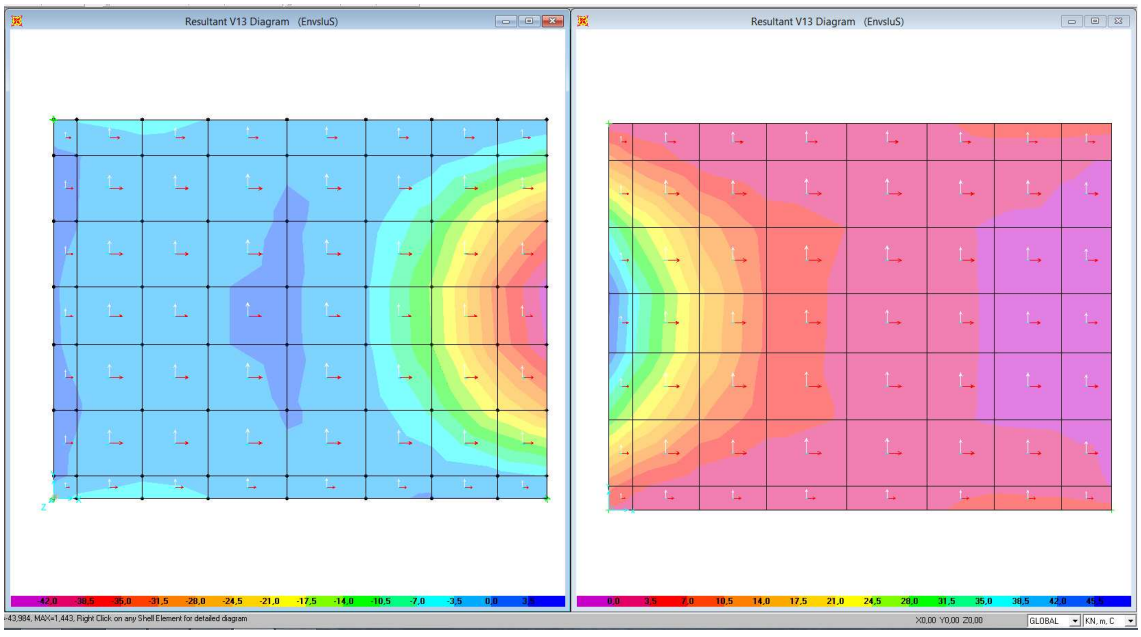
ENVSLUS	inviluppo delle combinazioni da 1 a 5
ENVSLEr	inviluppo delle combinazioni da 10 a 12
ENVSLEf	inviluppo delle combinazioni da 13 a 14
ENVSLEqp	inviluppo delle combinazioni da 15 a 17

7.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

7.3.1 PLATEA DI FONDAZIONE

Combinazioni di carico

Diagramma sforzo tagliante v13 (KN)



Inviluppo Min

Min= -43,98 KN

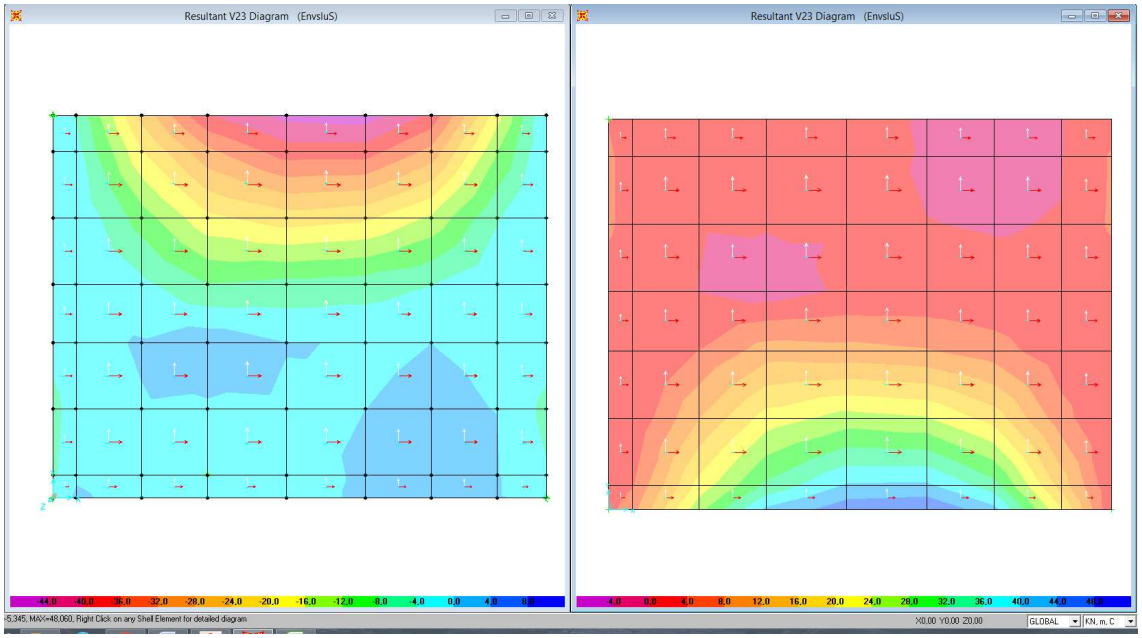
Max= 1,44 KN

Inviluppo Max

Min= -0,56 KN

Max= 46,54 KN

Diagramma sforzo tagliante v23 (KN)



Inviluppo Min

Min= -46,13 KN

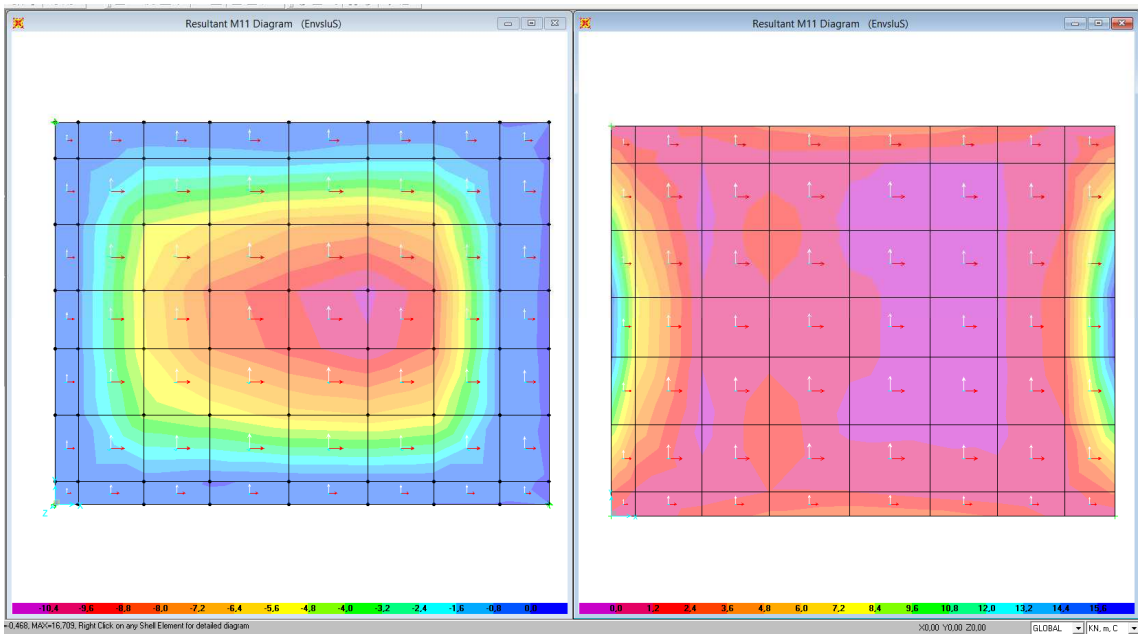
Max= 5,24 KN

Inviluppo Max

Min= -5,34 KN

Max= 48,06 KN

Diagramma momento flettente m11 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -10,63 KNm

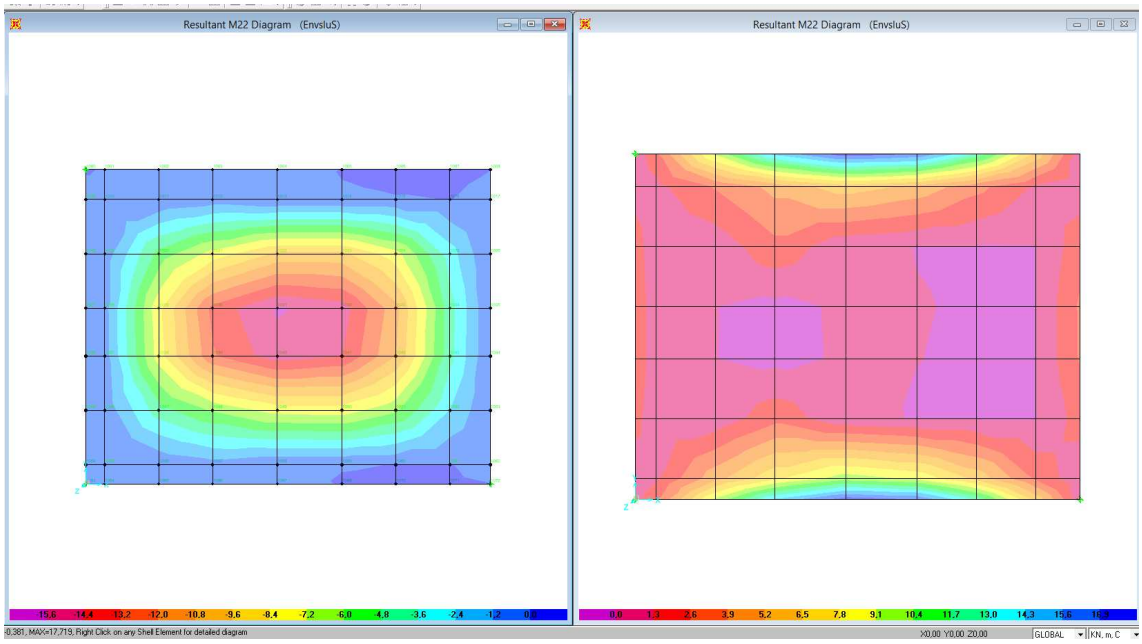
Max= 0,08 KNm

Inviluppo Max

Min= -0,47 KNm

Max= 16,71 KNm

Diagramma momento flettente m22 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -15,77 KNm

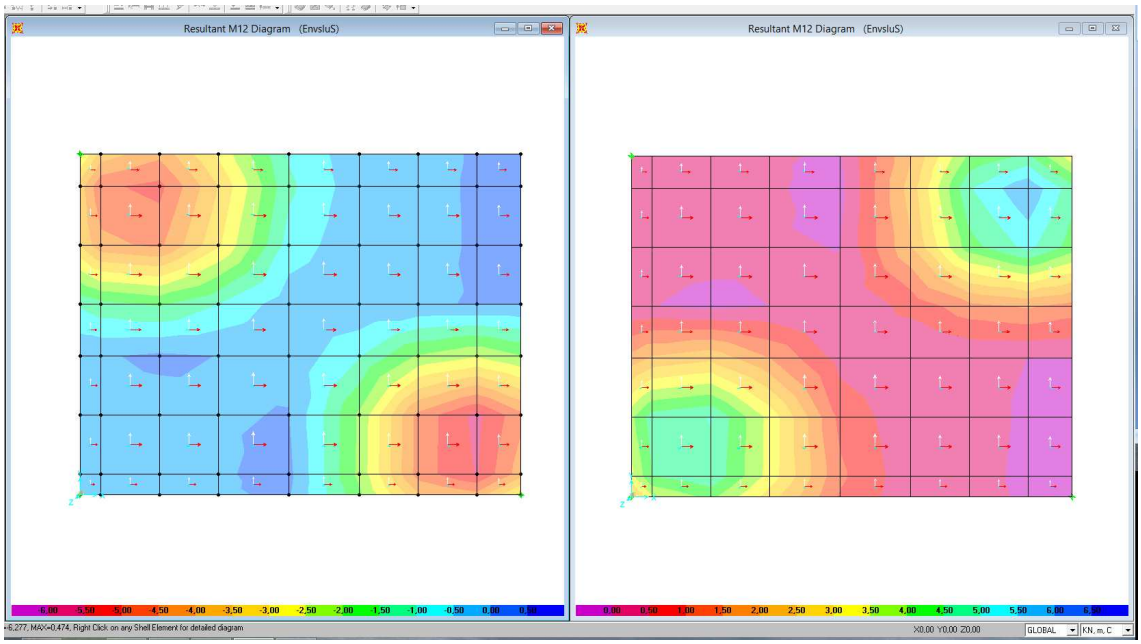
Max= 0,11 KNm

Inviluppo Max

Min= -0,38 KNm

Max= 17,72 KNm

Diagramma momento flettente m12 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -6,27 KNm

Max= 0,47 KNm

Inviluppo Max

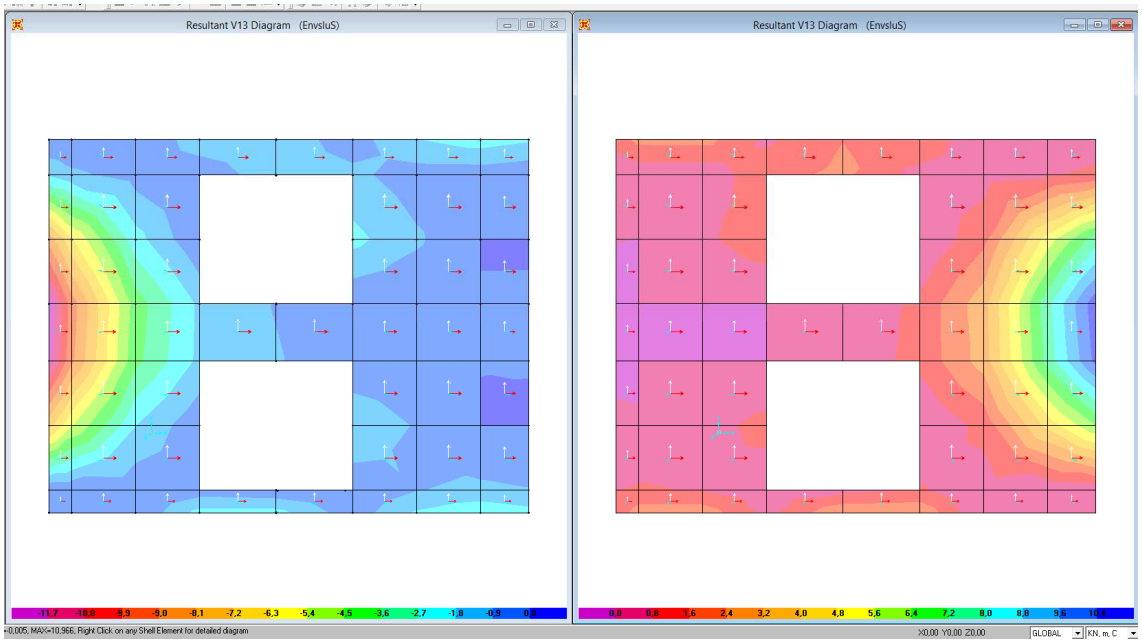
Min= -0,46 KNm

Max= 6,33 KNm

7.3.2 IMPALCATO

Combinazioni di carico

Diagramma sforzo tagliante v13 (KN)



Inviluppo Min

Min= -12,48 KN

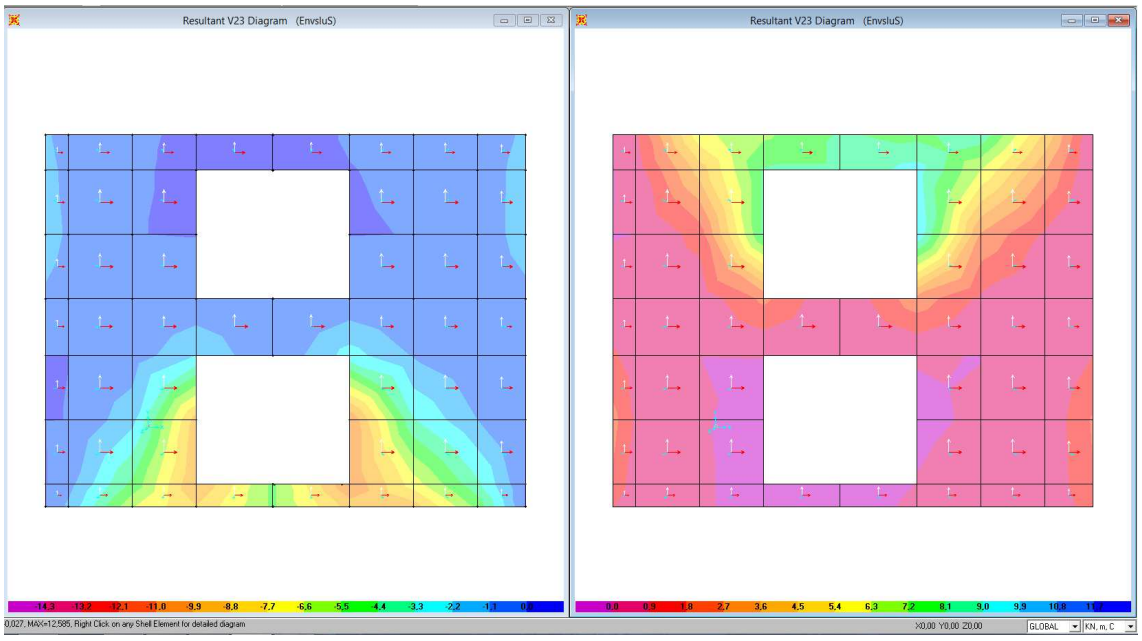
Max= 0,005 KN

Inviluppo Max

Min= -0,005KN

Max= 10,97 KN

Diagramma sforzo tagliante v23 (KN)



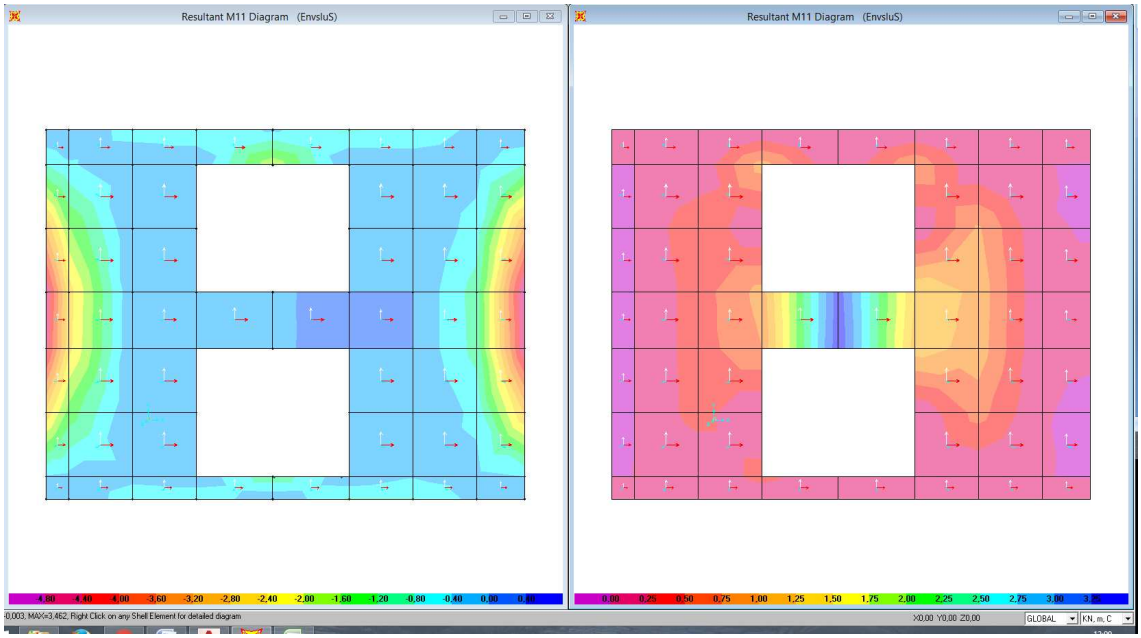
Inviluppo Min

Inviluppo Max

Min= -14,30 KN *Min= -0,027 KN*

Max= 0,065 KN *Max= 12,59 KN*

Diagramma momento flettente m11 (KNm)

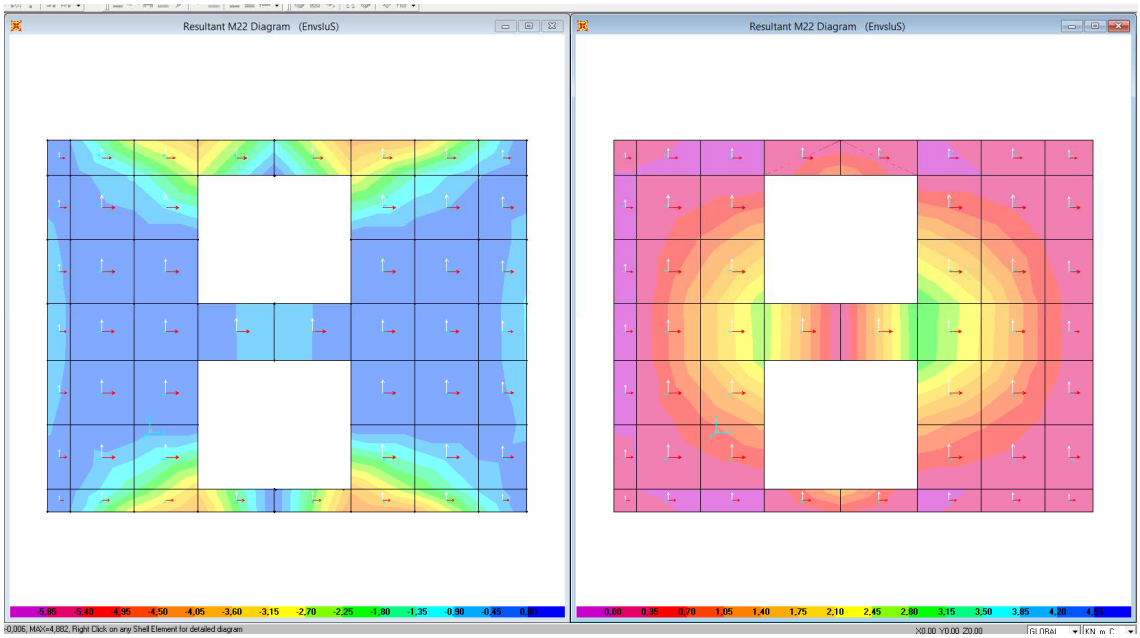


Inviluppo Min *Inviluppo Max*

Min= -4,91 KNm *Min= -0,003 KNm*

Max= 0,001 KNm *Max= 3,46 KNm*

Diagramma momento flettente m22 (KNm)



Inviluppo Min *Inviluppo Max*

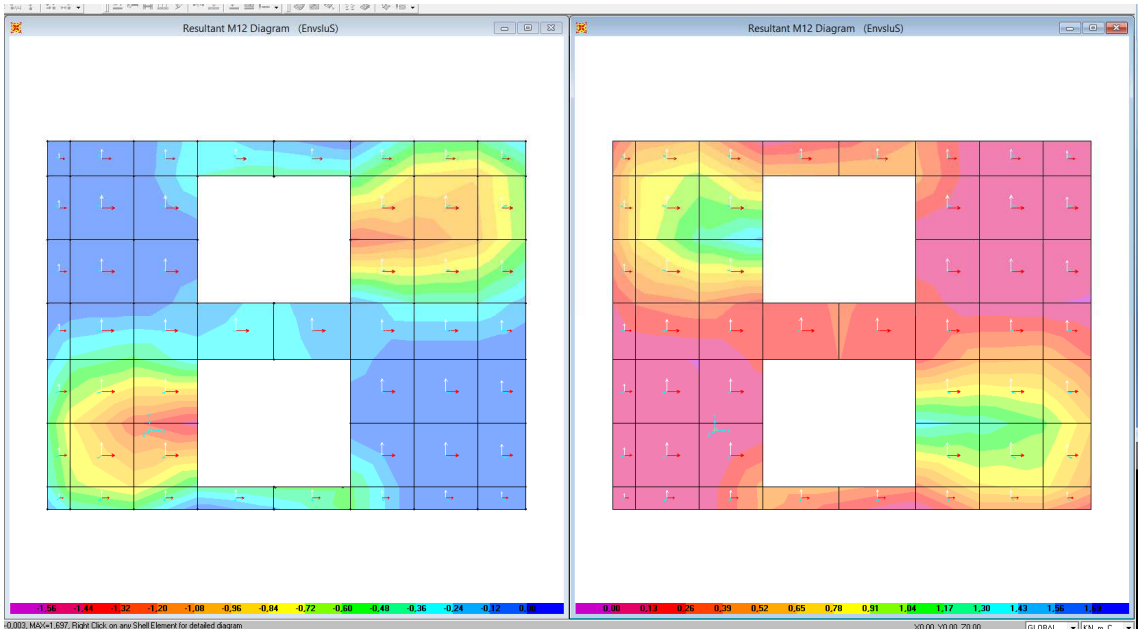
Min= -5,97 KNm

Max= 0,002 KNm

Min= -0,006 KNm

Max= 4,88 KNm

Diagramma momento flettente m12 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -1,67 KNm

Max= 0,002 KNm

Inviluppo Max

Min= -0,003 KNm

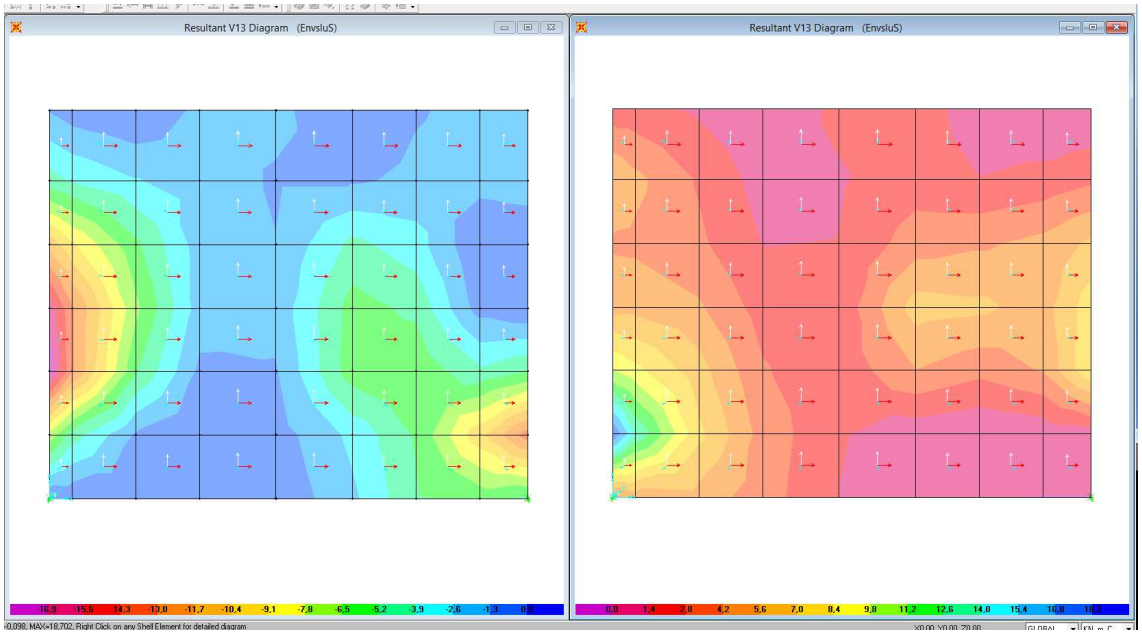
Max= 1,69 KNm

7.3.3 PARETI LONGITUDINALI

Si riportano i risultati di una sola parete vista la simmetria della struttura e dei carichi applicati

Combinazioni di carico

Diagramma sforzo tagliante v13 (KN)



Inviluppo Min

Min= -17,86 KN

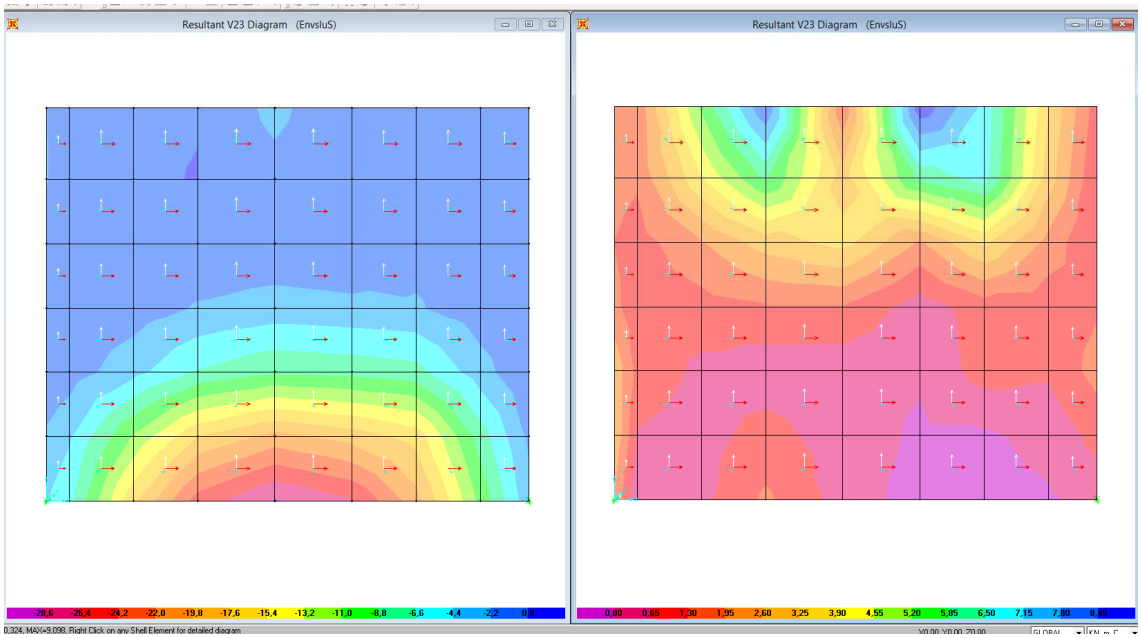
Max= 0,33 KN

Inviluppo Max

Min= -0,098 KN

Max= 18,70 KN

Diagramma sforzo tagliante v23 (KN)



Inviluppo Min

Min= -29,21 KN

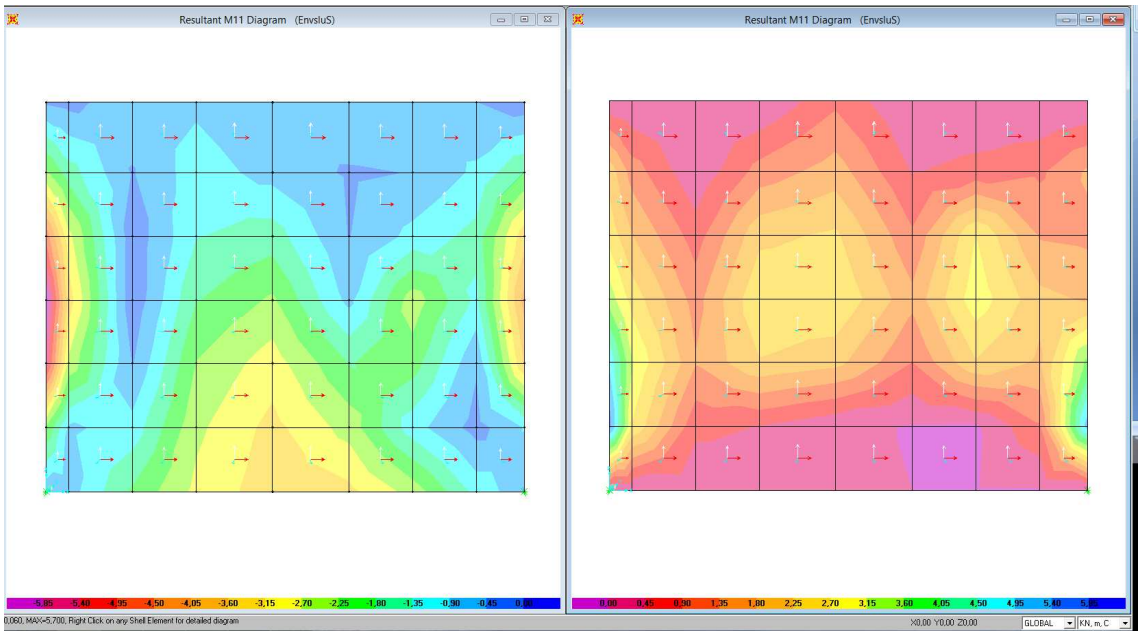
Max= 0,016 KN

Inviluppo Max

Min= -0,32 KN

Max= 9,10 KN

Diagramma momento flettente m11 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -6,25 KNm

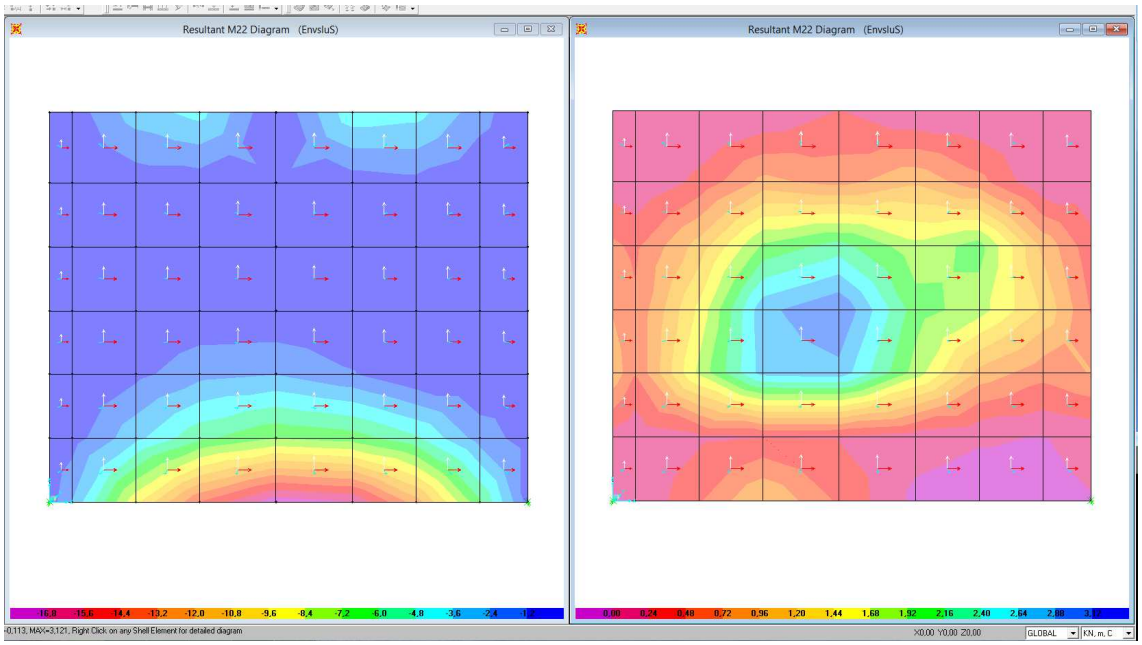
Max= -0,097 KNm

Inviluppo Max

Min= -0,06 KNm

Max= 5,70 KNm

Diagramma momento flettente m22 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -17,65 KNm

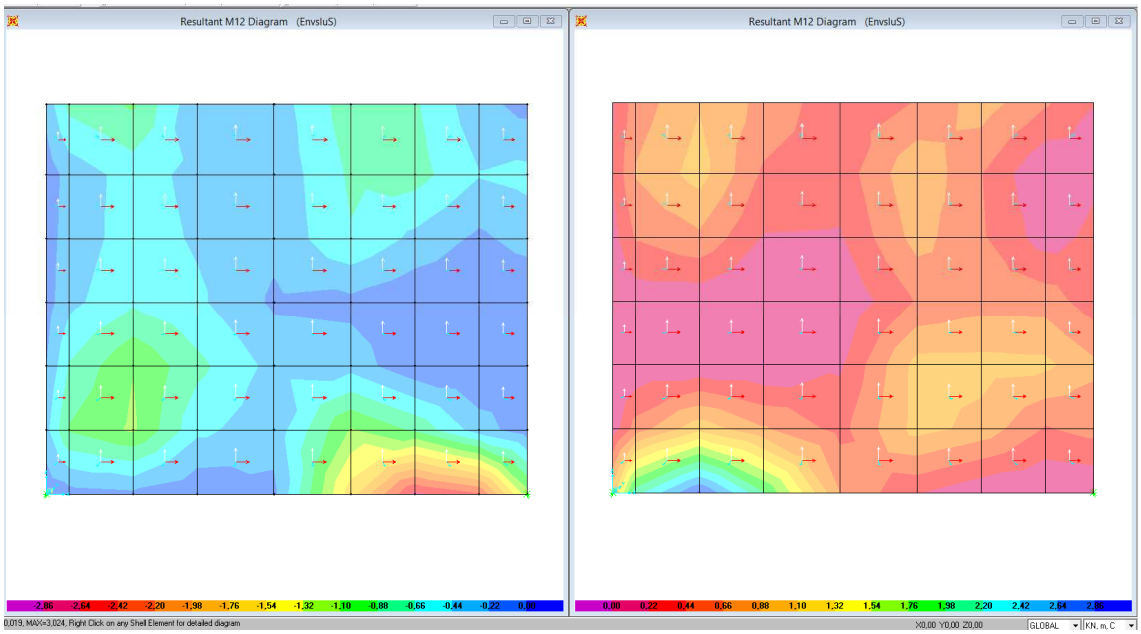
Max= -4,76x10^{-4} KNm

Inviluppo Max

Min= -0,11 KNm

Max= 3,12 KNm

Diagramma momento flettente m12 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -2,96 KNm

Max= 0,11 KNm

Inviluppo Max

Min= -0,019 KNm

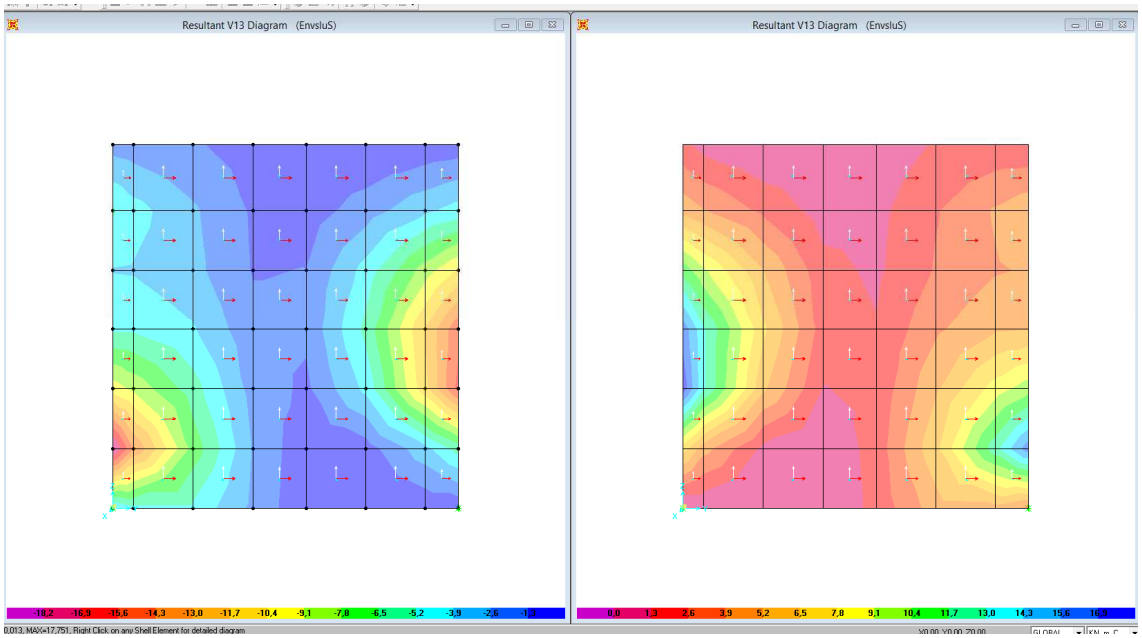
Max= 3,02 KNm

7.3.4 PARETI TRASVERSALI

Si riportano i risultati di una sola parete vista la simmetria della struttura e dei carichi applicati

Combinazioni di carico

Diagramma sforzo tagliante v13 (KN)



Inviluppo Min

Min= -19,22 KN

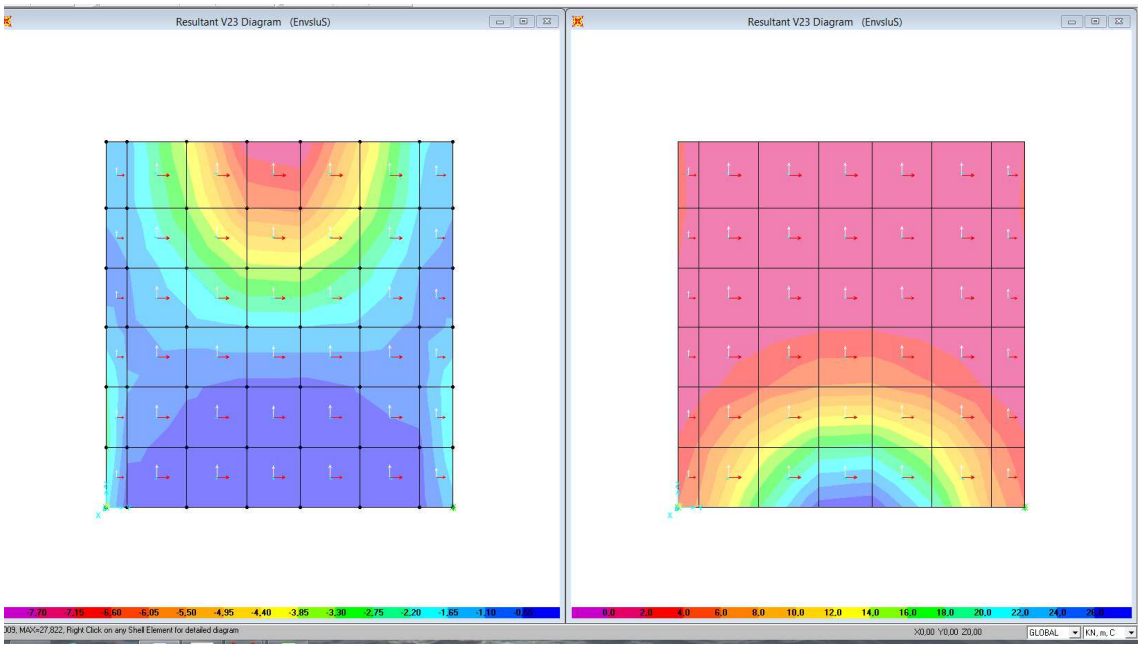
Max= -8,20x10^{-4} KN

Inviluppo Max

Min= -0,013 KN

Max= 17,75 KN

Diagramma sforzo tagliante v23 (KN)



Inviluppo Min

Min= -7,77 KN

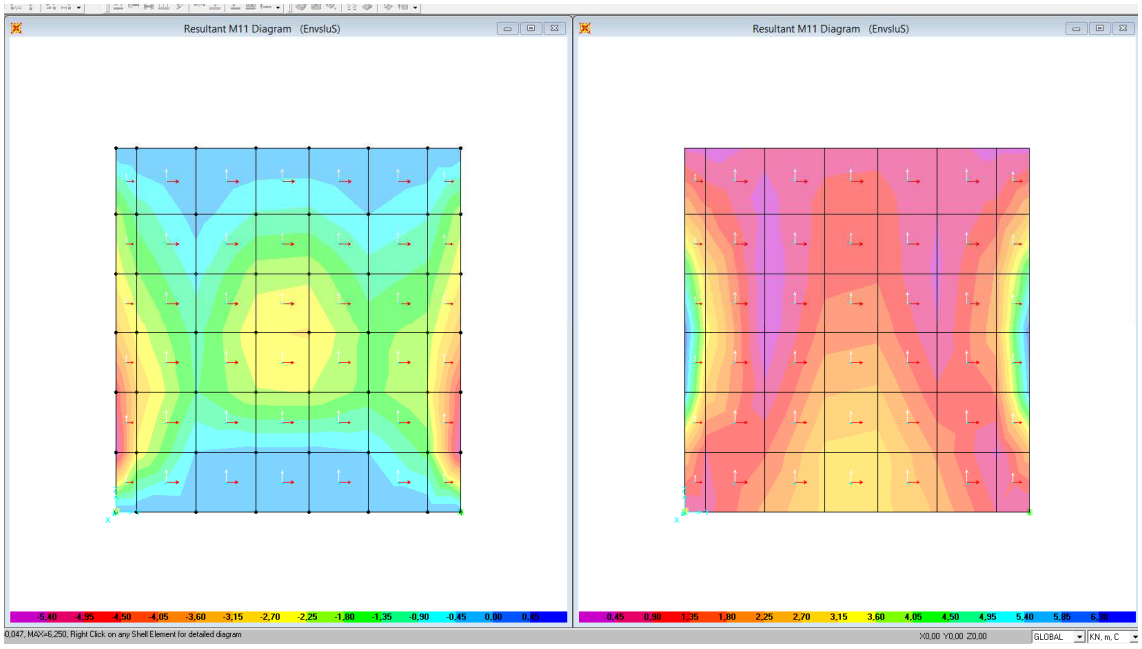
Max= -0,094 KN

Inviluppo Max

Min= -0,009 KN

Max= 27,82 KN

Diagramma momento flettente m11 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -5,71 KNm

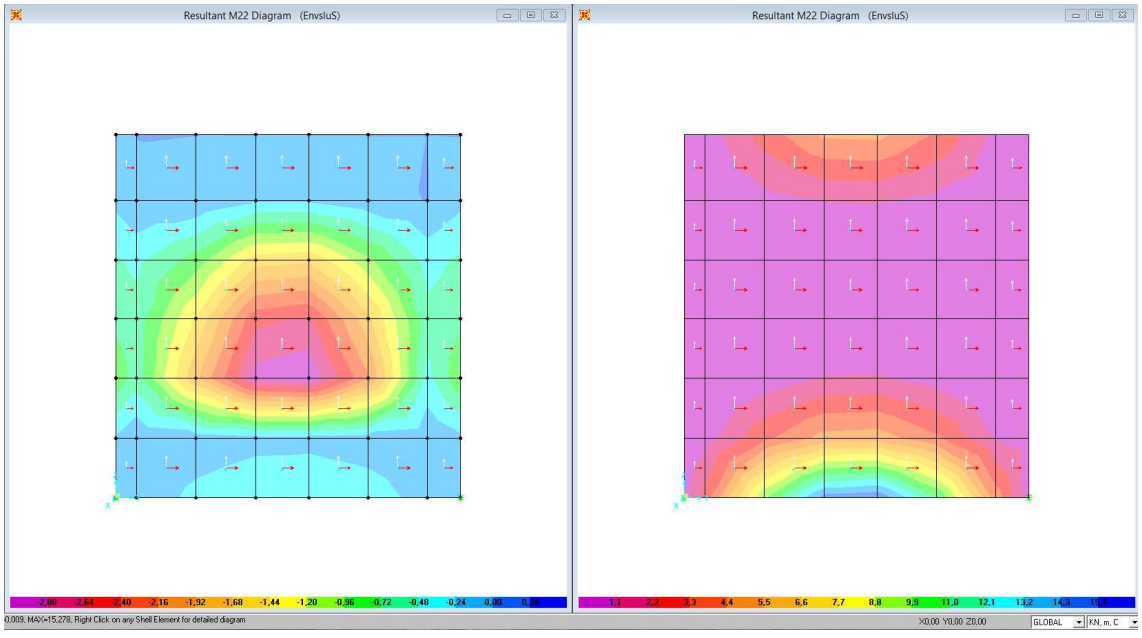
Max= 0,006 KN m

Inviluppo Max

Min= 0,047 KNm

Max= 6,25 KNm

Diagramma momento flettente m22 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -3,10 KNm

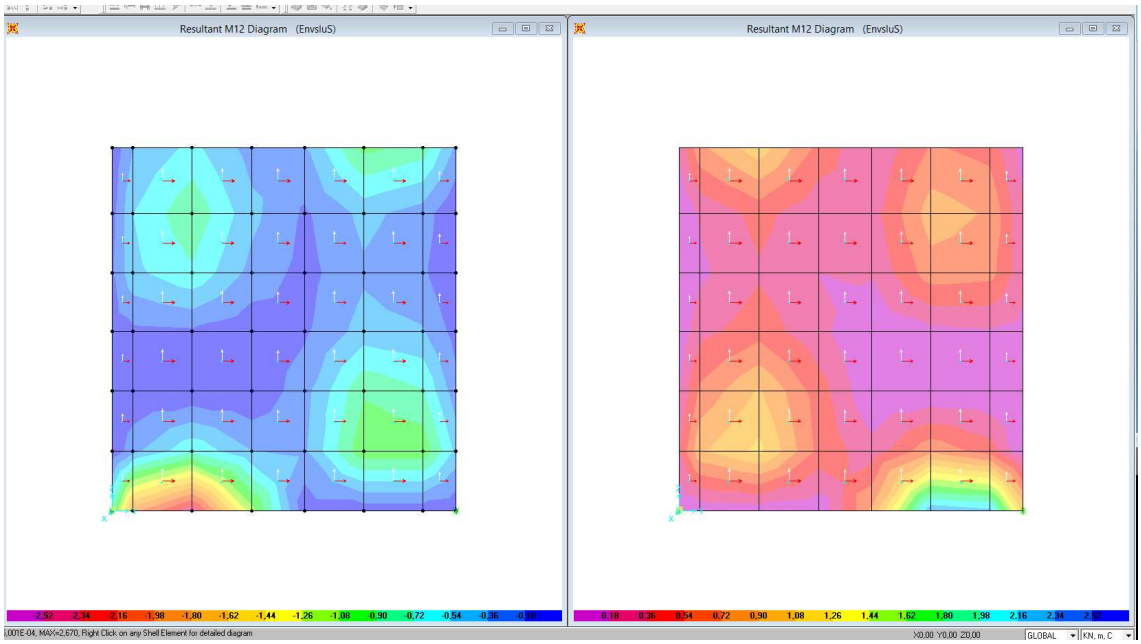
Max= 0,007 KNm

Inviluppo Max

Min= 0,009 KNm

Max= 15,28 KNm

Diagramma momento flettente m12 (KNm)



Inviluppo Min

Min= -2,70 KNm

Max= -5,09 x 10^{-4} KNm

Inviluppo Max

Min= 5,001x10^{-4} KNm

Max= 2,67 KNm

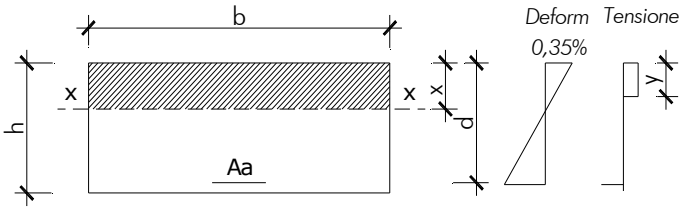
7.4 VERIFICHE STRUTTURALI

7.4.1 PLATEA DI FONDAZIONE

7.4.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA SLU

Elementi di fondazione

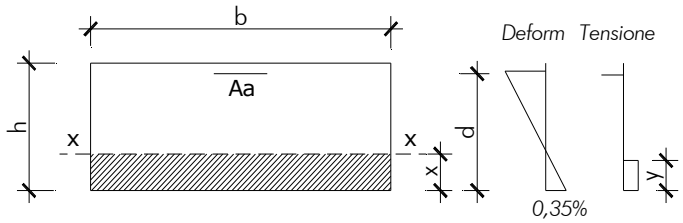
Momento flettente sezione incastro



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	21,00

Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
ω_1 = $A_a f_{yd} / (b\ d\ f_{cd})$	0,043	Percentuale meccanica armatura	
y = $h\ \omega_1$ [cm]	1,08	Altezza stress block	
d* = (d-0,5y) [cm]	20,46	Braccio forze interne	
M_{rd} = $A_a f_{yd}$ d* [KNm]	**31,22**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**17,72**	**Momento sollecitante**	

Momento flettente sezione di mezzeria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	21,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
ω_1 = $A_a f_{yd} / (b\ d\ f_{cd})$	0,043	Percentuale meccanica armatura	
y = $h\ \omega_1$ [cm]	1,08	Altezza stress block	
d* = (d-0,5y) [cm]	20,46	Braccio forze interne	
M_{rd} = $A_a f_{yd}$ d* [KNm]	**31,22**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**15,77**	**Momento sollecitante**	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	25,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Sforzo tagliante resistente senza arm. [KN]			
k = $1+(200/d)^{1/2}$	1,89	Effetto ingranamento < 2	1,89
φ_l = $A_a / (b\ d)$	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
v_{min} = $0{,}035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm²]	4,55	Tensione tangenziale minima	
V_{min} = $v_{min}\ b\ d$ [KN]	113,85	Sforzo tagliante minimo	
V_{rd1} = $(0{,}18\ k(100\ \varphi_l\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c)\ b\ d$ [KN]	89,34	Sforzo tagliante	
V_{rd} = max (V_{min} ,V_{rd1}) [KN]	**113,85**	**Sforzo tagliante resistente**	
V_{sd} [KN]	**48,00**	**Sforzo tagliante sollecitante**	

7.4.1.2 VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE SLE

Elementi di fondazione ***sezione incastro***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Copriferro compressione	4,00		
Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90		
Asse neutro x	4,41		
Momento inerzia J_{xx}	18.960		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	13,12		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**30,49**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,6 f_{ck}$ [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.722,42**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	12,32		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**28,63**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x)/J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.617,39**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t = W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t = 100*25^2/6\ \sigma_t = 22,20$ KNm

per condizione frequente, $M_{max} = 12,78$ KNm $< M_t$

per condizione quasi perm $M_{max} = 12,32$ KNm $< M_t$

Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Elementi di fondazione ***sezione mezzeria***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Copriferro compressione	4,00		

Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90	Area armatura compr. 3Φ16 A_a	0,00
Asse neutro x	4,41		
Momento inerzia J_{xx}	18.960		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	11,68		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**27,14**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,6 f_{ck}$ [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo in rara	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.533,37**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio in rara	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	10,52		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**24,45**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x)/J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.381,09**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t = W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t = 100*25^2/6\ \sigma_t = 22,20$ KNm

per condizione frequente, $M_{max} = 11,31$ KNm < M_t

per condizione quasi perm $M_{max} = 10,52$ KNm < M_t

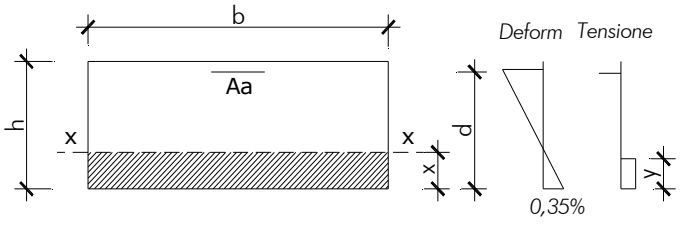
Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

7.4.2 IMPALCATO

7.4.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA SLU

Elementi di impalcato

Momento flettente sezione incastro

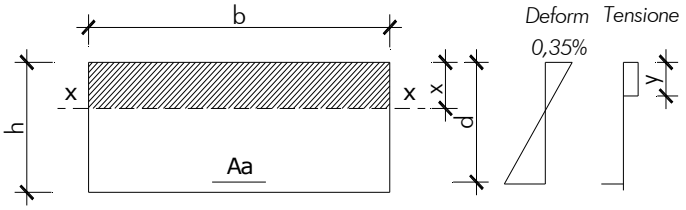


Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	15,00	Altezza utile d	11,00
Area armatura Φ18/10 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b\ d\ f_{cd})$	0,072	Percentuale meccanica armatura	
$y = h\ \omega_1$ [cm]	1,08	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	10,46	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [KNm]	**15,96**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**5,97**	**Momento sollecitante**	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	11,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Sforzo tagliante resistente senza arm. [KN]			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	2,35	Effetto ingranamento < 2	2,00
$\varphi_l = A_a / (b\ d)$	0,004	Effetto spinotto < 0,02	0,004
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm²]	4,94	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = v_{min}\ b\ d$ [KN]	54,34	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18\ k(100\ \varphi_l\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c)\ b\ d$ [KN]	54,56	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [KN]	**54,56**	**Sforzo tagliante resistente**	
V_{sd} [KN]	**14,30**	**Sforzo tagliante sollecitante**	

Momento flettente sezione di mezzeria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	15,00	Altezza utile d	11,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b\ d\ f_{cd})$	0,072	Percentuale meccanica armatura	
$y = h\ \omega_1$ [cm]	1,08	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	10,46	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [KNm]	**15,96**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**4,88**	**Momento sollecitante**	

7.4.2.2 VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE SLE

Elementi di impalcato ***sezione incastro***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	11,00
Copriferro compressione	4,00		
Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90		
Asse neutro x	3,05		
Momento inerzia J_{xx}	4.643		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	4,41		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**28,97**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,6 f_{ck}$ [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.132,65**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	2,48		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**16,29**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x)/J_{xx}$ [daN/cm²]	**636,96**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t = W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t = 100*15^2/6\ \sigma_t = 8,00$ KNm

per condizione frequente, $M_{max} = 3,81$ KNm $< M_t$

per condizione quasi perm $M_{max} = 2,48$ KNm $< M_t$

Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Elementi di impalcato ***sezione mezzeria***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	11,00
Copriferro compressione	4,00		

Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90	
Asse neutro x	3,05	
Momento inerzia J_{xx}	4.643	
Condizione di carico rara		
Momento sollecitante [KNm]	3,61	
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**23,71**	Tensione calcestruzzo
$\sigma_{cmax} = 0,6 f_{ck}$ [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm²]	**927,18**	Tensione acciaio
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio
Condizione di carico quasi permanente		
Momento sollecitante [KNm]	1,98	
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**13,01**	Tensione calcestruzzo
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo
$\sigma_a = n M (d-x)/J_{xx}$ [daN/cm²]	**508,54**	Tensione acciaio
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t = W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t = 100*15^2/6\ \sigma_t = 8,00$ KNm

per condizione frequente, $M_{max} = 3,10$ KNm < M_t

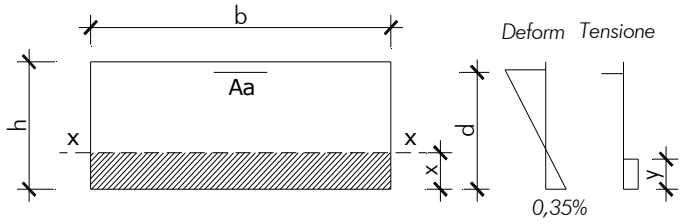
per condizione quasi perm $M_{max} = 1,98$ KNm < M_t

Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

7.4.3 PARETI LONGITUDINALI

7.4.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA SLU

Flessione sezione incastro



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	21,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b\ d\ f_{cd})$	0,043	Percentuale meccanica armatura	
$y = h\ \omega_1$ [cm]	1,08	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	20,46	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [KNm]	**31,22**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**17,65**	**Momento sollecitante**	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Sforzo tagliante resistente senza arm. [KN]			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,98	Effetto ingranamento < 2	1,98
$\varphi_l = A_a (b\ d)$	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm²]	4,85	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = v_{min}\ b\ d$ [KN]	101,87	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18\ k(100\ \varphi_l\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c)\ b\ d$ [KN]	82,96	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [KN]	**101,87**	**Sforzo tagliante resistente**	
V_{sd} [KN]	**29,21**	**Sforzo tagliante sollecitante**	

7.4.3.2 VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE SLE

Parete ***sezione incastro***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Copriferro compressione	4,00		
Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90		
Asse neutro x	4,41		
Momento inerzia J_{xx}	18.960		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	13,07		
$\sigma_c = M\ x / J_{xx}$ [daN/cm²]	**30,37**	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,6\ f_{ck}$ [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n\ M\ (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm²]	**1.715,86**	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8\ f_{yk}$ [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	12,30		

σ_c = M x / J_{xx}	[daN/cm²]	**28,59**	Tensione calcestruzzo
σ_{cmax} = 0,45 f_{ck}	[daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo
σ_a = n M (d-x)/J_{xx}	[daN/cm²]	**1.614,77**	Tensione acciaio
σ_{amax}= 0,8 f_{yk}	[daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$\sigma_t=f_{ctm}/1,2$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t= W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t=100*25^2/6\ \sigma_t =22,20$ KNm

per condizione frequente, M_{max} = 12,76 KNm < M_t

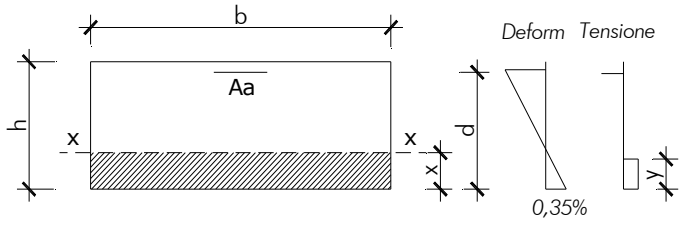
per condizione quasi perm M_{max} =12,30 KNm < M_t

Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

7.4.4 PARETI TRASVERSALI

7.4.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA SLU

Flessione sezione incastro



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	21,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Momento flettente resistente [KNm]			
ω_1 = $A_a f_{yd}$ /(b d f_{cd})	0,043	Percentuale meccanica armatura	
y = h ω_1 [cm]	1,08	Altezza stress block	
d* = (d-0,5y) [cm]	20,46	Braccio forze interne	
M_{rd} = $A_a f_{yd}$ d* [KNm]	**31,22**	**Momento resistente**	
M_{sd} [KNm]	**15,28**	**Momento sollecitante**	

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Area armatura Φ10/20 A_a	3,90		
Sforzo tagliante resistente senza arm. [KN]			
k = $1+(200/d)^{1/2}$	1,98	Effetto ingranamento < 2	1,98
φ_l = A_a (b d)	0,002	Effetto spinotto < 0,02	0,002
v_{min} = $0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm²]	4,85	Tensione tangenziale minima	
V_{min} = v_{min} b d [KN]	101,87	Sforzo tagliante minimo	
V_{rd1} =$(0,18 k(100 \varphi_l f_{ck})^{1/3}/\gamma_c)$ b d [KN]	82,96	Sforzo tagliante	
V_{rd} = max (V_{min} ,V_{rd1}) [KN]	**101,87**	**Sforzo tagliante resistente**	
V_{sd} [KN]	**27,82**	**Sforzo tagliante sollecitante**	

7.4.4.2 VERIFICHE TENSIONALI E A FESSURAZIONE SLE

Parete ***sezione incastro***

Tensione calcestruzzo e acciaio, fessurazione

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	21,00
Copriferro compressione	4,00		
Area armatura tesa Φ10/20 A_a	3,90		
Asse neutro x	4,41		
Momento inerzia J_{xx}	18.960		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	12,33		
σ_c = M x / J_{xx} [daN/cm²]	**28,65**	Tensione calcestruzzo	
σ_{cmax} = 0,6 f_{ck} [daN/cm²]	**149,40**	Tensione massima calcestruzzo	
σ_a = n M (d-x) /J_{xx} [daN/cm²]	**1.618,71**	Tensione acciaio	
σ_{amax}= 0,8 f_{yk} [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	11,78		
σ_c = M x / J_{xx} [daN/cm²]	**27,38**	Tensione calcestruzzo	
σ_{cmax} = 0,45 f_{ck} [daN/cm²]	**112,05**	Tensione massima calcestruzzo	
σ_a = n M (d-x)/J_{xx} [daN/cm²]	**1.546,50**	Tensione acciaio	
σ_{amax}= 0,8 f_{yk} [daN/cm²]	**3.600,00**	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua una controllo diretto sulla tensione massima nel calcestruzzo. Come definito nel par. 4.1.2.2.4.1.b, si considera come limite di formazione delle fessure il raggiungimento nella fibra più sollecitata della tensione limite

$\sigma_t=f_{ctm}/1,2$

per un calcestruzzo C25/30 il valore di $f_{ctm}=0,3\ f_{ck}^{\ 2/3}=25,58$ daN/cm² quindi $\sigma_t=21,31$ daN/cm².

Si calcola il momento resistente come

$M_t= W\ \sigma_t = bxh^2/6\ \sigma_t=100*25^2/6\ \sigma_t =22,20$ KNm

per condizione frequente, M_{max} = 12,05 KNm < M_t

per condizione quasi perm M_{max} =11,78 KNm < M_t

Si hanno valori inferiori a quello massimo consentito, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

7.4.5 SETTO

Non si riportano le verifiche strutturali per il setto di separazione poiché soggetto al solo peso proprio.

Se si considera in via cautelativa come valore limite della tensione quello già usato per le verifiche di fessurazione, $\sigma_t=f_{ctm}/1,2$, con un'altezza della sezione di mezzeria di circa 1,50 m e spessore 20 cm si ha una resistenza a flessione $M_{rd}= W\ \sigma_t =20*150^2/6$ x 21,31 = 159,82 KNm molto superiore allo sforzo sollecitante da peso proprio, che se si considera uno schema di trave semplicemente appoggiata risulta pari a circa

$M_{p.p}=[25$ x(0,20x2,9x1,0+0,20x1x0,50)/2,9]x $2,90^2/8=6,16$ kNm.

7.4.6 VERIFICHE A DEFORMAZIONE SLE

Si riporta il valore del massimo spostamento in campata per la condizione di carico SLE che prevede la presenza della folla, la sezione reagente è quella non fessurata, secondo quanto previsto da normative tecniche deve essere < 1/700 luce

Δ (g+q) = 0,40 cm < 1/700 (375 cm) = 0,53 cm

Lo spostamento dovuto ai carichi permanenti strutturali è di 0,36 cm.

7.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

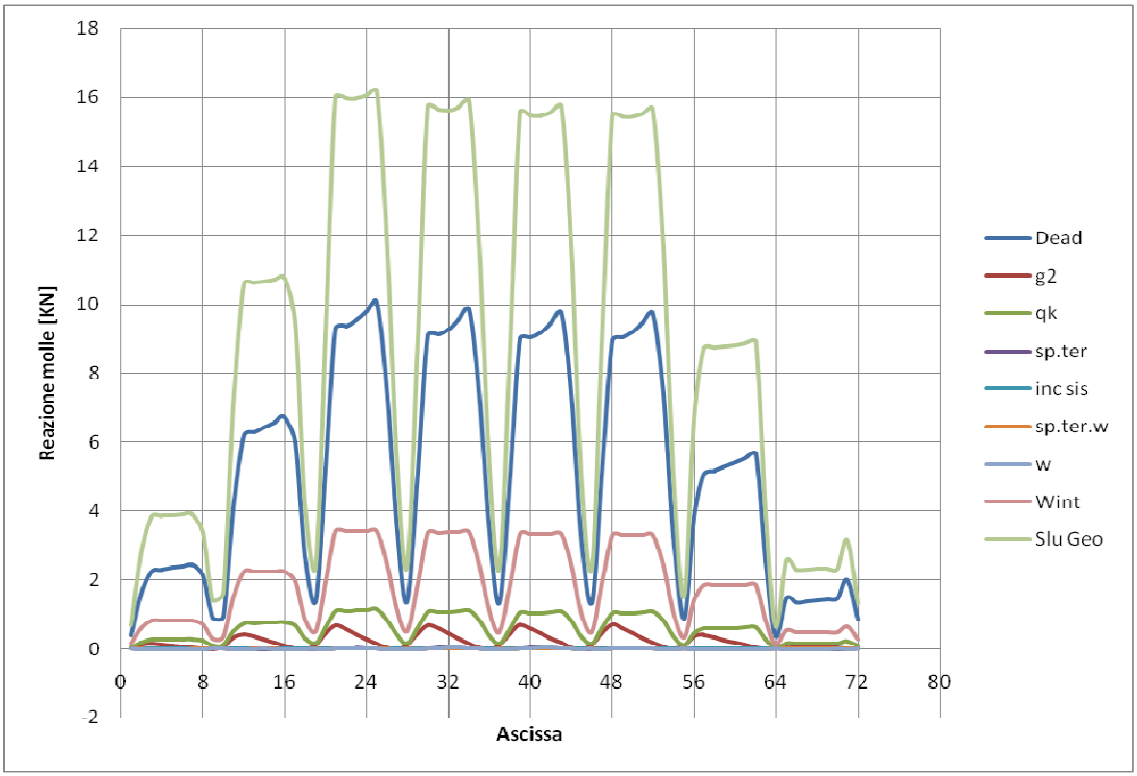
7.5.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Il diagramma riporta in ascissa i nodi e in ordinata la tensione sul terreno, il nodo 0 nel diagramma corrisponde al 1000 nello schema dei nodi sopra riportato, il nodo8 -1008 e cosi via.

In corrispondenza dei nodi si riporta la forza corrispondente alle condizioni di carico elementare, (unità di misura KN)

Considerando la combinazione SLU GEO non sismica, g1 + g2 + 1,3 W +Wint+ 1,15 qk ,

la forza massima di calcolo raggiunta è di **603,89 KN,** che diviso per l'area di impronta della vasca, pari a 4,00x3,15 m, da una tensione di circa 0,43 daN/cm², inferiore a quella di progetto di **4,46 daN/cm²**.



Si riportano i valori delle molle per le condizioni elementari fondamentali (unità di misura KN)

Nodi	g_1	g_2	qk	Sp.ter	Inc.sis	Sp.ter w	W	Wint
1000	0,392	0,033	0,048	-0,002	0,000	-0,001	-0,001	0,145
1001	1,580	0,127	0,192	-0,007	-0,001	-0,003	-0,005	0,579
1002	2,254	0,151	0,271	-0,008	-0,001	-0,004	-0,007	0,811
1003	2,296	0,125	0,274	-0,008	-0,001	-0,004	-0,007	0,811
1004	2,349	0,093	0,278	-0,008	-0,001	-0,004	-0,007	0,811
1005	2,402	0,061	0,281	-0,008	-0,001	-0,004	-0,006	0,812
1006	2,447	0,034	0,285	-0,008	-0,001	-0,004	-0,006	0,812
1007	2,137	0,006	0,247	-0,007	-0,001	-0,003	-0,005	0,696
1008	0,903	-0,005	0,104	-0,003	-0,001	-0,002	-0,002	0,290
1009	0,934	0,081	0,113	-0,004	-0,001	-0,002	-0,003	0,345
1010	4,071	0,333	0,492	-0,014	-0,002	-0,007	-0,011	1,495
1011	6,195	0,427	0,741	-0,012	-0,002	-0,006	-0,009	2,243
1012	6,291	0,355	0,746	-0,006	-0,001	-0,003	-0,005	2,243
1013	6,425	0,264	0,754	-0,004	-0,001	-0,002	-0,004	2,244
1014	6,579	0,173	0,765	-0,007	-0,001	-0,003	-0,005	2,245
1015	6,723	0,098	0,777	-0,011	-0,002	-0,005	-0,008	2,245
1016	5,998	0,020	0,689	-0,014	-0,003	-0,007	-0,011	1,958
1017	2,691	-0,012	0,308	-0,009	-0,002	-0,004	-0,007	0,864
1018	1,382	0,123	0,166	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,511

1019	5,235	0,441	0,626	-0,013	-0,002	-0,006	-0,010	1,931
1020	9,288	0,673	1,098	0,004	0,001	0,002	0,003	3,406
1021	9,365	0,569	1,095	0,019	0,003	0,009	0,015	3,406
1022	9,531	0,423	1,102	0,025	0,004	0,012	0,020	3,408
1023	9,783	0,277	1,122	0,020	0,003	0,010	0,016	3,408
1024	10,061	0,160	1,148	0,009	0,001	0,004	0,007	3,410
1025	7,620	0,033	0,865	-0,007	-0,001	-0,004	-0,006	2,503
1026	3,367	-0,013	0,381	-0,011	-0,002	-0,005	-0,009	1,081
1027	1,363	0,124	0,162	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,505
1028	5,155	0,447	0,611	-0,011	-0,002	-0,005	-0,008	1,907
1029	9,097	0,684	1,063	0,013	0,002	0,006	0,011	3,362
1030	9,131	0,577	1,054	0,031	0,005	0,015	0,025	3,362
1031	9,272	0,435	1,058	0,039	0,007	0,019	0,030	3,364
1032	9,533	0,288	1,079	0,034	0,006	0,017	0,027	3,364
1033	9,846	0,170	1,110	0,021	0,004	0,010	0,017	3,366
1034	7,500	0,041	0,843	-0,002	0,000	-0,001	-0,001	2,471
1035	3,326	-0,009	0,373	-0,011	-0,002	-0,005	-0,009	1,068
1036	1,346	0,125	0,159	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,499
1037	5,094	0,452	0,598	-0,011	-0,002	-0,005	-0,008	1,885
1038	8,995	0,693	1,042	0,013	0,002	0,006	0,010	3,325
1039	9,034	0,585	1,034	0,030	0,005	0,015	0,024	3,325
1040	9,178	0,443	1,038	0,037	0,007	0,018	0,029	3,326
1041	9,438	0,297	1,059	0,033	0,006	0,016	0,026	3,327
1042	9,747	0,179	1,089	0,020	0,004	0,010	0,016	3,328
1043	7,423	0,047	0,827	-0,002	0,000	-0,001	-0,002	2,444
1044	3,292	-0,007	0,366	-0,011	-0,002	-0,005	-0,008	1,056
1045	1,329	0,127	0,155	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,493
1046	5,037	0,458	0,586	-0,013	-0,002	-0,007	-0,010	1,862
1047	8,956	0,701	1,029	0,001	0,000	0,001	0,001	3,285
1048	9,046	0,596	1,028	0,016	0,003	0,008	0,012	3,286
1049	9,220	0,451	1,036	0,021	0,004	0,011	0,017	3,287
1050	9,468	0,306	1,055	0,016	0,003	0,008	0,013	3,288
1051	9,736	0,189	1,079	0,006	0,001	0,003	0,005	3,289
1052	7,369	0,055	0,813	-0,009	-0,002	-0,004	-0,007	2,414
1053	3,255	-0,003	0,358	-0,011	-0,002	-0,005	-0,008	1,043
1054	0,875	0,086	0,101	-0,004	-0,001	-0,002	-0,003	0,324
1055	3,814	0,354	0,439	-0,014	-0,003	-0,007	-0,011	1,406
1056	5,074	0,400	0,579	-0,013	-0,002	-0,006	-0,010	1,839
1057	5,166	0,336	0,584	-0,009	-0,002	-0,005	-0,008	1,840
1058	5,287	0,257	0,591	-0,008	-0,001	-0,004	-0,007	1,841
1059	5,419	0,178	0,601	-0,010	-0,002	-0,005	-0,008	1,841
1060	5,539	0,113	0,610	-0,012	-0,002	-0,006	-0,009	1,841
1061	5,665	0,048	0,620	-0,015	-0,003	-0,008	-0,012	1,842
1062	2,542	0,000	0,277	-0,009	-0,002	-0,004	-0,007	0,813
1063	0,363	0,036	0,042	-0,002	0,000	-0,001	-0,001	0,135

1064	1,462	0,137	0,168	-0,006	-0,001	-0,003	-0,005	0,538
1065	1,342	0,106	0,153	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,485
1066	1,370	0,089	0,154	-0,005	-0,001	-0,003	-0,004	0,485
1067	1,403	0,068	0,157	-0,005	-0,001	-0,002	-0,004	0,485
1068	1,438	0,048	0,159	-0,005	-0,001	-0,002	-0,004	0,485
1070	1,467	0,030	0,161	-0,005	-0,001	-0,002	-0,004	0,485
1071	1,995	0,018	0,218	-0,006	-0,001	-0,003	-0,005	0,647
1072	0,844	0,000	0,092	-0,003	-0,001	-0,001	-0,002	0,270
Totale	**370,55**	**15,80**	**42,37**	**-0,002**	**0,000**	**-0,001**	**0,003**	**129,85**

Per effettuare la verifica della tensione sul terreno, si fa riferimento alla formula di Vesic corretta con i relativi coefficienti, si riporta la verifica a lungo termine considerando la combinazione sismica i carichi si riportano alla lunghezza del muro di 20,00 m

$q_k = \gamma'_t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2\ \gamma'_t B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma h_\gamma$

$\gamma_r = 1{,}0$ $\quad q_d = q_k / \gamma_r$ tensione terreno di progetto

$Q_d = B' L' q_d$ carico massimo terreno di progetto

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d > V_d$

γ'_t peso specifico terreno immerso

Fattori capacità portante

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

$N_c = (N_q - 1) / \tan\Phi$

$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan\Phi$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$B' = B - 2e$ larghezza $\quad L'$ lunghezza muro

Fattore di forma

$s_q = 1 + B'/L \tan\Phi$ $\quad s_c = 1 + N_q/N_c\ B'/L$ $\quad s_\gamma = 1 - 0{,}4\ B'/L$

i fattori di forma assumano valore 1 nel caso siano presenti i fattori di inclinazione del carico i_i

Fattore di profondità

se $D \le B$ $\quad d_q = 1 + 2 \tan\Phi(1-\text{sen}\Phi)^2 D/B$

altrimenti $D>B$ $\quad d_q = 1 + 2 \tan\Phi(1-\text{sen}\Phi)^2 \arctan(D/B)$

se $D \le B$ $\quad d_c = 1 + 0{,}4\ D/B$

altrimenti $D>B$ $\quad d_c = 1 + 0{,}4 \arctan(D/B)$

$d_\gamma = 1$

Fattore inclinazione del carico

$m_L = (2+L/B')/(1+L/B')$ $\quad m_B = (2+B'/L)/(1+B'/L)$

$m = m_L \cos^2\Theta_n + m_B \text{sen}^2\Theta_n$

Θ_n ang, fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza L

$i_q = (1 - H/(N + B'L'c'/\tan\Phi))^m$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan\Phi)$

$i_\gamma = (1 - H/(N + B'L'c'/\tan\Phi))^{m+1}$

Fattore inclinazione della fondazione

$b_q = (1 - \varepsilon \tan\Phi)^2$ $b_c = (1 - \varepsilon° / 147°)$ $b_\gamma = b_q$

Fattore inclinazione del terreno

$g_q = (1 - \tan\omega)^2$ $g_c = (1 - \omega° / 147°)$ $g_\gamma = g_q$

Fattore sismico

I coefficienti h_i sono ricavati con la teoria di Richards e al,(1993)

$h_q = N_{qsis} / N_{qst}$ $h_c = N_{csis} / N_{cst}$ $h_\gamma = N_{\gamma sis} / N_{\gamma st}$

N_{qst} , N_{cst} , $N_{\gamma st}$ sono i coeff, in condizione statica sopra determinati

N_{qsis} , N_{csis} , $N_{\gamma sis}$ sono i coeff, in condizione sismica

$N_{qsis} = K_{pe}/K_{ae}$ $N_{csis} = (N_{qsis}-1) \cot \Phi$ $N_{\gamma sis} = (K_{pe}/k_{ae} - 1) \tan\rho_a$

$\rho_a = (\Phi-\theta) + \tan^{-1}[[RQ(1+\tan^2(\Phi-\theta)(1+\tan(\delta+\theta)\cot(\Phi-\theta))-\tan(\Phi-\theta)]/(1+\tan(\delta+\theta)(\tan(\Phi-\theta)+\cot(\Phi-\theta)]$

$\theta = k_h/(1-k_v)$

$K_{ae} = \cos^2(\Phi-\theta)/[\cos\theta \cos(\delta+\theta)[1+RQ(\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\theta)/\cos(\delta+\theta)]^2$

$K_{pe} = \cos^2(\Phi-\theta)/[\cos\theta \cos(\delta+\theta)[1-RQ(\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\theta)/\cos(\delta+\theta)]^2$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]					
Larghezza B	315,0	Lunghezza L	400,0	Prof. incastro D	325,0

Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert. N_z	60.389	Car. per. p. posa N_{per}	60.389		
Carico orizz.(par B) H_x	0	Car. par. p. posa H_{par}	0		
Carico orizz.(par L) H_y	0	Car. oriz. risult. H_r	0		
Ecc. lungo B e_b	22,0	Ecc. lungo L e_L	23,0		
Acc. Sism. max a_g S	0,000	Coefficiente βs	0,24		
Coeff. sismico orizz. K_h	0,000	Coeff.sismico vert. K_v	0,000		
Tan Θ	0,000	Ang. Θ (rad)	0,000	Ang. Θ	0,00

Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)			
Ang. attrito interno φ'	22,2	Ang. attrito interno φ'(rad)	0,39
Ang. attrito terreno δ	14,8	Ang. attrito terreno δ(rad)	0,26
Coesione c'	0,000	Mod. tangenziale G	5,0
P.s.t.sopra p.p.[daNm] γ'_{t1}	900,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm] γ'_{t2}	900,0

Fattori capacità portanti					
Pi greco π	3,14	Numero di neplero e	2,72		
Fatt. sovraccarico N_q	7,98	Fatt. coesione N_c	17,11	Fatt. attrito N_γ	7,33
Fattore eccentricità carico					
Largh. efficace B'	271,0	Lungh. efficace L'	354,0		
Fattore forma					
Fatt. sovraccarico s_q	1,31	Fatt. coesione s_c	1,36	Fatt. attrito s_γ	0,69
		Per nastriformi $s_c = 1$			
Fattore di profondità					

Fatt. sovraccarico d_q	1,25	Fatt. coesione d_c	1,32	Fatt. attrito d_γ	1,00
Fattore inclinazione carico					
mb	1,57	mL	1,43	m	1,57
Ang. direz. carico L θn	90	θn rad	1,57		
Fatt. sovraccarico i_q	1,00			Fatt. attrito i_γ	1,00
Fatt. sovraccarico i_q	1,00	Fatt. coes. (se φ>0) i_c	1,00	Fatt. attrito i_γ	1,00
Fattore inclinazione fond.					
Incl. fondazione ε	0,00	Incl. fondazione ε (rad)	0,00		
Fatt. sovraccarico b_q	1,00	Fatt. coes. se Φ>0 b_c	1,00	Fatt. attrito b_γ	1,00
Fattore inclinazione terreno					
Incl. terreno ω	0,00	Incl. terreno ω (rad)	0,00		
Fatt. sovraccarico g_q	1,00	Fatt. coes. se Φ>0 g_c	1,00	Fatt. attrito g_γ	1,00
Fattore sisma Richard					
Fatt. sovraccarico h_q	1,00	Fatt. coes. h_c	1,00	Fatt. attrito h_γ	1,00

Fattori Nq	3,84	Fattore Nc	0,00	Fattore Nγ	0,62
Coefficiente parziale γ_r	1,00	**Tens. prog q_d [daN/cmq]**	**4,46**	**Car. prog Q_d [KN]**	**4.278**

Il carico massimo di progetto del terreno è Q_d=4.278,00 KN ≥ V_d = 603,89 KN/m il **C.S.= 7,08** quindi **la** verifica è soddisfatta. Si fa notare che dalle indagiini geologiche risultano presenti sabbie cementate a partire dalla profondità di 2,70m ,con angolo di attrito di circa 40°, in via cautelativa non si è tenuto conto di questo cambiamento a livello del piano di posa.

7.5.2 VERIFICA SCORRIMENTO

La vasca risulta incassata nel terreno la verifica risulta soddisfatta.

7.5.3 VERIFICA SOLLEVAMENTO

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione in stabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$) , sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze ($R_{,d}$):

$V_{insb,d} < G_{stb,d} + R_{,d}$

dove

$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Si verifica la condizione di sollevamento della vasca considerando agente la sottospinta dovuta alla presenza della falda 1,0m sotto piano campagna

$V_{inst,d} = G_{inst,d} = 1{,}1\ Sottosp_{,w}$

Mentre le azioni stabilizzanti sono

$G_{stb,d} = 0{,}9\ g_1 + 0{,}9\ g_2 + 0{,}9\ W_{int}$

dove:

g_1=370,55 KN

g_2= 15,80 KN

W_{int}= 129,85 KN

$G_{stb,d}$ = 0,9x370,55 + 0,9x15,80 + 0,91x 129,85 = 464,58 KN

L'azione instabilizzante è data da

$Sottosp_{,w} = \gamma_w h_{falda}$ (axb)= 10 KN/m^3 x (3,25 – 1,0)(4,00x3,15)= 10 x 2,25 (4,00x3,15)= 283.50 KN

Con a,b dimensioni in pianta dell'impronta della vasca.

Si ha che

$V_{inst,d}$= 1,1 $Sottosp_{,w}$=1,1x283,50= 311,85 KN

Dato che $V_{insb,d} < G_{stb,d}$, la verifica risulta soddisfatta.