

Dr. ing. Cesare Campanini – Via Matteotti, 3 - 27058 VOGHERA (PV)
Tel./Fax : 0383 270215 Cell. 335 6634795 e-mail: c.campanini@libero.it

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

DELLE STRUTTURE

con annesso Fascicolo dei Calcoli

Elab.03

Per

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO

A RISCHIO IDROGEOLOGICO

Codice CUP J35F22000320005

Muro Parcheggio Piazza Antico Lavello

PROGETTO ESECUTIVO

CITTÀ DI TORTONA



PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Committente:

Città di Tortona

Settore Lavori Pubblici e CUC

Sommario

1) INTRODUZIONE.....	3
1.2) DESCRIZIONE STRUTTURA MURO ESISTENTE.....	3
1.3) STRUTTURA MURO DI PROGETTO.....	4
2) NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4) ANALISI DEI CARICHI.....	6
4.1) Carichi unitari	6
4.2) Carico da neve	6
5) DETERMINAZIONE AZIONE SISMICA	7
6) TIPOLOGIA STRUTTURALE e MODELLAZIONE.....	8
6.1) Analisi spinte orizzontali MURO 88,0 m (H 4,5 m)	8
6.1) Analisi spinte orizzontali MURO 19,0 m (Hmax 3,5 m)	10
Le sollecitazioni dovute alle spinte orizzontali sono assorbite dai tiranti. Per determinare tale spinta è stato utilizzato il programma di calcolo ‘Muro’ del prof. Ghelfi, inserendo i dati relativi al terreno, il sovraccarico dovuto al pendio e la geometria del muro ed è stato ottenuto il seguente risultato:..	
7) VERIFICHE STRUTTURALI	11
7.1) Contro – Muro 88,0 m	11
7.1) Contro – Muro 19,0 m	13
8) VERIFICA STRUTTURALE DEI TIRANTI	14
9) VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI	15

1) INTRODUZIONE

Il progetto prevede la messa in sicurezza dell'area interessata da un fenomeno franoso e il ripristino della funzionalità e viabilità dell'area sottostante.

L'amministrazione comunale di Tortona ha incaricato il sottoscritto Dr. Ing. Cesare Campanini.

Nel 2019 si sono verificati dei movimenti franosi immediatamente a monte del muro di sostegno, tali movimenti franosi hanno determinato la fessurazione e disgregazione del muro.



Il progetto esecutivo prevede la realizzazione di un muro di sostegno in cemento armato, a ridosso del muro esistente, formato da una parete verticale, una travatura di fondazione con annessi pali trivellati, la ristrutturazione di una parte del muro esistente e l'inserimento di tiranti geotecnici di ancoraggio.

La zona risulta attualmente transennata a valle in modo tale da non permettere ad eventuale materiale che dovesse staccarsi dalla scarpata di invadere il parcheggio sottostante.

1.2) DESCRIZIONE STRUTTURA MURO ESISTENTE

Allo stato attuale il muro di contenimento è di tipo a gravità con struttura portante in calcestruzzo di altezza circa 4.5 m, lunghezza pari a circa 88m e spessore intesa pari a 45cm.

Le fondazioni sono state indagate in due punti distinti con i seguenti risultati:

- Dalla prima indagine risulta una fondazione a profondità dal piano campagna pari a 40cm;
- La seconda indagine riporta che la fondazione è a 1,00 m di profondità rispetto al pc.

1.3) STRUTTURA MURO DI PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di un nuovo muro di sostegno in calcestruzzo armato, ad affiancamento di un muro di sostegno in calcestruzzo, diviso in tre parti principali, un tratto di sviluppo 88,0m, un tratto trasversale di sviluppo 7,30m, entrambi di altezza 4,50m, a cui si aggiungono un cordolo sommitale di spessore 30 cm, che comprende la profondità di entrambe le pareti, ovvero 80 cm ed un muretto di sp. 25 cm e altezza extra cordolo di 70 cm, con funzione di protezione del parcheggio sottostante. Vi è poi un terzo tratto di sviluppo 19,0 m, con altezza variabile da 3,50 a 2,40 m, per cui non è prevista nessun cordolo sommitale.

La parete verticale risulta incastrata alla base su una fondazione consolidata con pali di medio diametro (D300).

Per soddisfare le sollecitazioni dovute alle spinte orizzontali dovute al terreno e al pendio, sono previsti una fila di tiranti a 1.5m di altezza con interasse 3m, e una fila di tiranti a 2.5m con interasse 3m. (disposti in quinconce), per i muri di altezza 4,50 m. Per il muro di sviluppo 19,0m è stata prevista una sola fila di tiranti inferiori a 1,50 m di altezza.

L'armatura dei tiranti è composta da una barra $\phi 32$ di tipologia Pre-iniettata, in acciaio tipo Dywidag di qualità Y1050H, con tensione di snervamento caratteristico pari a 760 KN.

2) NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si è fatto riferimento in particolare alle seguenti Norme e prescrizioni:

- **L. n° 1086 del 05.11. 71** : “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **D.M. 17 gennaio 2018** - Norme tecniche per le costruzioni
- **Deliberazione giunta regionale n°11-13058** del 19 gennaio 2010. “Aggiornamento dell’elenco delle zone sismiche”
- **D.G.R. 26 novembre 2021, n. 10-4161** “D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico”

3) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO:

- Calcestruzzo fondazioni e muri

Calcestruzzo di cemento tipo 325 con resistenza caratteristica: $R_{ck} > 37 \text{ N/mm}^2$

- classe di resistenza: C 30/37
- R_{ck} : valore caratteristico di resistenza a compressione = 37 N/mm^2
- f_{ck} : valore di resistenza cilindrica a compressione = $0.83 R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} : valore medio della resistenza a trazione = $0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.942 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} : resistenza media a trazione per flessione = $1.2 f_{ctm} = 3.53 \text{ N/mm}^2$
- E_c : modulo di resistenza elastica = $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.435 \text{ N/mm}^2$
- ν : coefficiente di Poisson = 0,2
- α : coefficiente di dilatazione termica = 1×10^{-6}
- f_{cd} : valore di calcolo della resistenza a compressione =
$$0.85 f_{ck}/\gamma_c = 17.402 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \gamma_c = 1,5$$
- Massa volumica : 25 KN/m^3
- Consistenza: Slump S4
- Classe di esposizione: XC4

- Calcestruzzo pali

Calcestruzzo di cemento tipo 325 con resistenza caratteristica : $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

- classe di resistenza: C 30/37
- R_{ck} : valore caratteristico di resistenza a compressione = 30 N/mm^2
- f_{ck} : valore di resistenza cilindrica a compressione = $0.83 R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} : valore medio della resistenza a trazione = $0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.558 \text{ N/mm}^2$
- f_{ctm} : resistenza media a trazione per flessione = $1.2 f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$
- E_c : modulo di resistenza elastica = $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.161 \text{ N/mm}^2$
- ν : coefficiente di Poisson = 0,2
- α : coefficiente di dilatazione termica = 1×10^{-6}
- f_{cd} : valore di calcolo della resistenza a compressione =
$$0.85 f_{ck}/\gamma_c = 14.11 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } \gamma_c = 1,5$$
- Massa volumica : 25 KN/m^3

- **Consistenza:** Slump S4
- **Classe di esposizione:** XC4

Barre di armatura opere in C.A. e pali di fondazione:

Acciaio tipo B450C con resistenza caratteristica a snervamento : $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$

- f_{yk} : tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm^2
- E_s : modulo di elasticità = 200 KN/mm^2
- α : coefficiente di dilatazione termica = $10 * 10^{-6} / \text{C}^\circ$
- f_{yd} : valore di calcolo della resistenza = $f_{yk} / \gamma_s = 390 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_c = 1,15$
- **Massa volumica :** 7850 Kg/m^3 media

Tiranti a barre DYWIDAG a filettatura continua:

- Malta e/o boiaccia di cemento Resistenza Comp. a 28gg $> 40 \text{ N/mm}^2$
- Armatura barre tipo Dywidag Y1050H

4) ANALISI DEI CARICHI

4.1) Carichi unitari

Si considerano nei calcoli i seguenti carichi unitari:

- peso calcestruzzo armato (γ_c) = $25,0 \text{ kN/m}^3$
- sovraccarico Uomo accesso al pendio superiore, per Manut. $0,50 \text{ kN/m}^3$

4.2) Carico da neve

Dal punto 3.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 si ricava che il carico di neve in copertura vale:

$$q_s = u_i q_{sk} C_e C_t$$

dove:

u_i = coefficiente di forma della copertura

q_{sk} = valore di riferimento del carico di neve

C_e = coefficiente di esposizione

C_t = coefficiente termico

La zona interessata in comune di Tortona si trova in Zona I – Mediterranea ad una quota minore ai 200 m slm e precisamente a quota: $a_s = 132 \text{ m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 1,5$$

Poiché la superficie di carico misura un'inclinazione compresa tra 0° e 30°

il coefficiente di forma della copertura risulta: $\mu_1 = 0.80$

si considerano: $C_e = 1$ e $C_t = 1$

Si hanno i seguenti valori di carico, da utilizzare secondo le indicazioni del D.M.:

$$q_{s1} = \mu_1 q_{sk} C_e C_t = 0.80 * 1,5 * 1 * 1 = \mathbf{1,20 \text{ kN/m}^2}$$

5) DETERMINAZIONE AZIONE SISMICA

In ottemperanza alle indicazioni riportate dalle *N.T.C./2018*, utilizzando il programma di calcolo *SPEZZI NTC ver. 1.03*, calcoliamo l'azione sismica del sito in esame e il relativo spettro di risposta:

SUOLO DI FONDAZIONE

Categoria di suolo di fondazione tipo "**B**": *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 e 800 m/s.*

La categoria topografica è **T2**.

VITA RIFERIMENTO DELL'EDIFICIO

La vita di riferimento dell'edificio è calcolata come: $V_R = V_N * C_u$

dove in relazione alle caratteristiche in oggetto si ha che:

V_N = vita nominale = **50 anni**

C_u = coeff. d'uso = **1,5 (classe d'uso III)**

V_r = vita di riferimento = **75 anni**

COEFFICIENTE SISMICO

K_h, K_v = coefficiente sismico orizzontale e verticale

$$K_h = 0.0289$$

$$K_v = 0.0144$$

6) TIPOLOGIA STRUTTURALE e MODELLAZIONE

Tipologia strutturale: Muro a Shell – Analisi Statica

Vita nominale: ≥ 50 anni

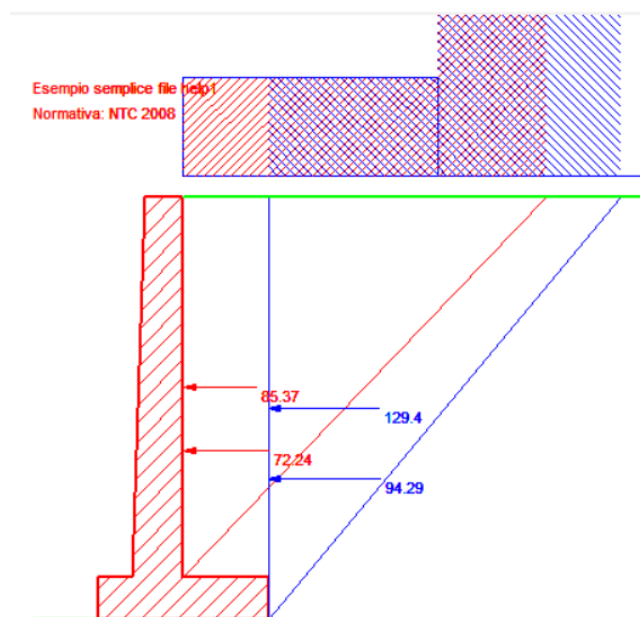
Classe: III

Edificio in zona sismica 3

6.1) Analisi spinte orizzontali MURO 88,0 m (H 4,5 m)

Ai fini della valutazione della sicurezza statica e antisismica si è modellata la struttura ad elementi shell permettendo di valutare le sollecitazioni sugli elementi geotecnici verticali ed orizzontali. Per la conoscenza delle sollecitazioni degli elementi strutturali è stata eseguita una analisi dinamico-modale lineare, gli elementi sono stati modellati secondo le loro dimensioni reali.

Le sollecitazioni dovute alle spinte orizzontali sono assorbite dai tiranti. Per determinare tale spinta è stato utilizzato il programma di calcolo 'Muro' del prof. Ghelfi, inserendo i dati relativi al terreno, il sovraccarico dovuto al pendio e la geometria del muro ed è stato ottenuto il seguente risultato:



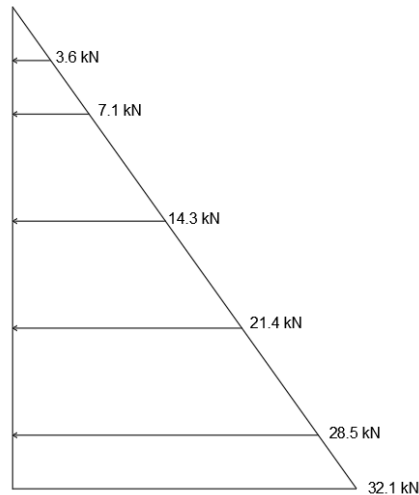
Risultante di spinta dovuta al sovraccarico del pendio applicata ad H/2: $P = 85.37$ kN

Risultante di spinta dovuta alla spinta del terreno a monte applicata ad H/3: $P = 72.24$ kN

Successivamente il muro è stato modellato sul software 'MIDAS' tramite elementi shell opportunamente discretizzati.

La spinta del terreno, come sopra riportato, è determinata da un contributo di spinta uniformemente distribuita derivante dal sovraccarico e un contributo di spinta triangolare al mq dovuta al terreno a

monte del muro. Il carico uniformemente distribuito è stato applicato al muro come carico uniforme su ciascun elemento shell con un intensità pari a 18.97 kN/m^2 ; il carico triangolare dovuto alla spinta del terreno a monte è stato applicato invece puntualmente ai nodi di ciascuna shell al mq con i valori seguenti:



I materiali

I materiali attribuiti agli elementi della modellazione sono : calcestruzzo, i parametri attribuiti ai materiali sono quelli riportati nel §3 “Caratteristiche dei Materiali” e dalle schede dei nuovi materiali.

I carichi

Sono stati formati i seguenti Casi di Carico :

- | | |
|------|--------------------------------------|
| DEAD | (peso proprio struttura) |
| Q | (spinta del terreno / sovraccarichi) |

Sono state eseguite le seguenti combinazioni di carico:

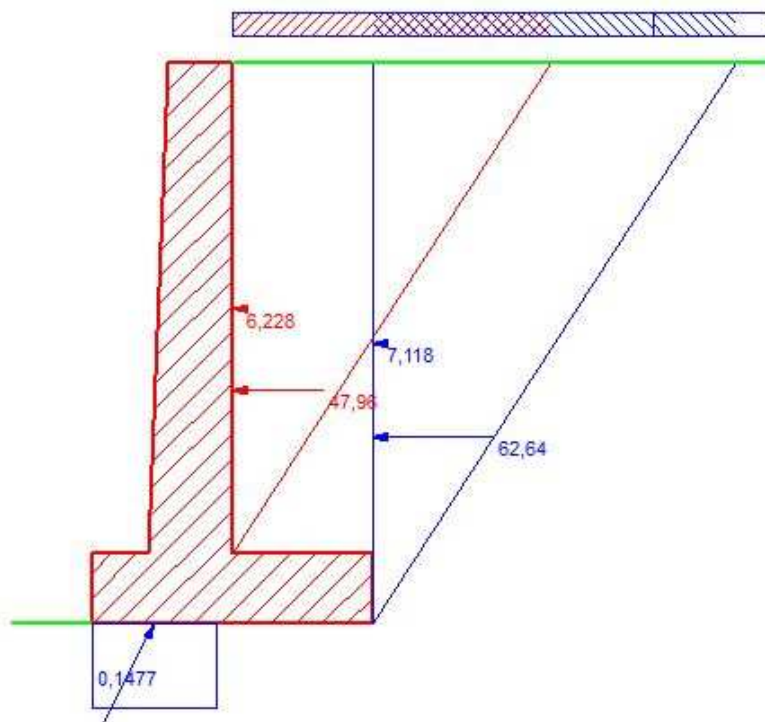
COMBINAZIONE SLU:

DEAD·1.3+Q·1.3

6.1) Analisi spinte orizzontali MURO 19,0 m (Hmax 3,5 m)

Ai fini della valutazione della sicurezza statica e antisismica si è modellata la struttura ad elementi shell permettendo di valutare le sollecitazioni sugli elementi geotecnici verticali ed orizzontali. Per la conoscenza delle sollecitazioni degli elementi strutturali è stata eseguita una analisi dinamico-modale lineare, gli elementi sono stati modellati secondo le loro dimensioni reali.

Le sollecitazioni dovute alle spinte orizzontali sono assorbite dai tiranti. Per determinare tale spinta è stato utilizzato il programma di calcolo ‘Muro’ del prof. Ghelfi, inserendo i dati relativi al terreno, il sovraccarico dovuto al pendio e la geometria del muro ed è stato ottenuto il seguente risultato:



Risultante di spinta dovuta al sovraccarico del pendio applicata ad H/2: $P = 6,23$ kN

Risultante di spinta dovuta alla spinta del terreno a monte applicata ad H/3: $P = 47,96$ kN

Successivamente il muro è stato modellato sul software ‘MIDAS’ tramite elementi shell opportunamente discretizzati.

La spinta del terreno, come sopra riportato, è determinata da un contributo di spinta uniformemente distribuita derivante dal sovraccarico e un contributo di spinta triangolare al mq dovuta al terreno a monte del muro. Il carico uniformemente distribuito è stato applicato al muro come carico uniforme su ciascun elemento shell con un'intensità pari a $1,78$ kN/m²; il carico triangolare dovuto alla spinta del terreno a monte è stato applicato invece puntualmente ai nodi di ciascuna shell al mq .

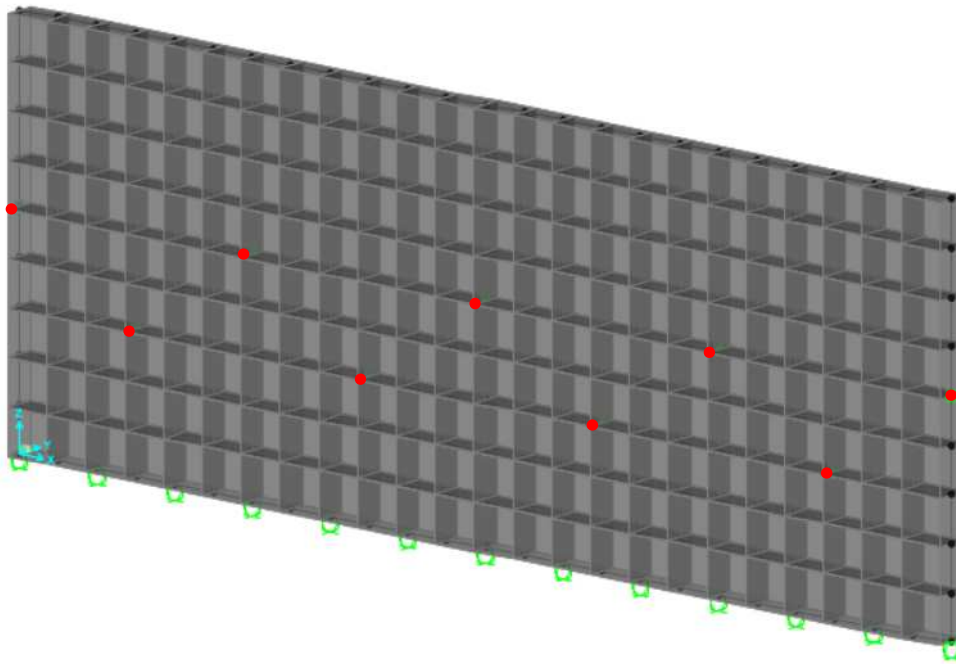
7) VERIFICHE STRUTTURALI

7.1) Contro – Muro 88,0 m

Sono state ipotizzate armature $\Phi 14$ ogni 20cm orizzontale e $\Phi 14$ ogni 20cm verticale ed in prossimità della testa dei tiranti, dove è previsto lo sforzo massimo, è prevista sull'estremità del muro la presenza di una piastra di ripartizione in acciaio zincato ed è stata anche infittita l'armatura nella realizzazione del manufatto in c.a. per sopperire meglio agli sforzi di taglio e di momento nelle due direzioni della parete

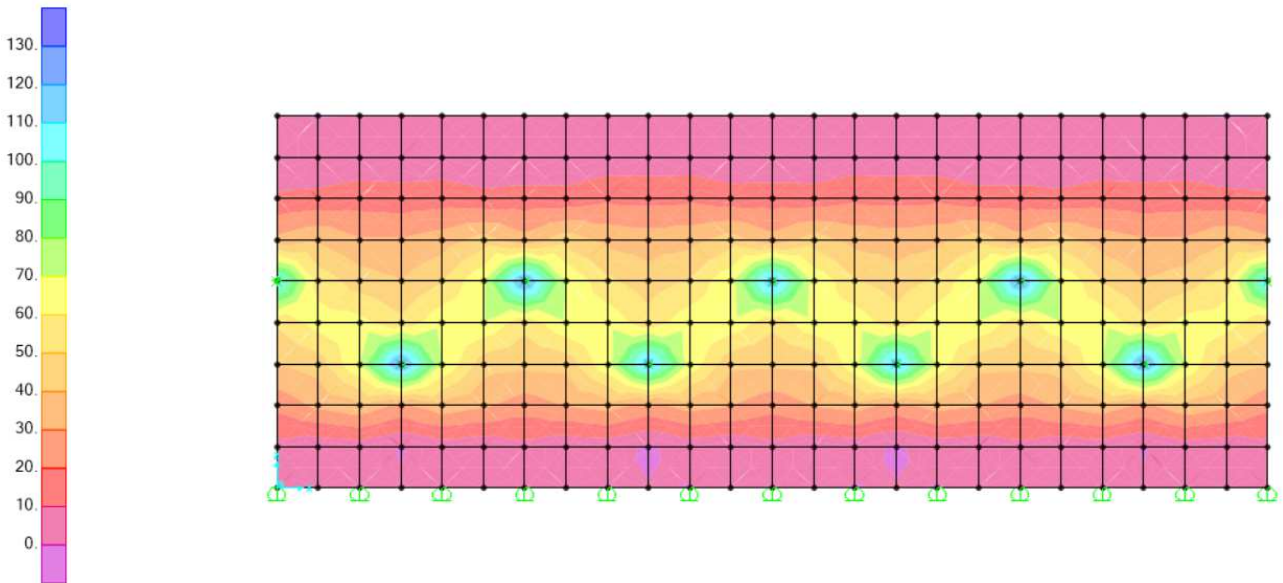
Per determinare la sollecitazione in prossimità dei tiranti, sono stati modellati come reazione puntuale orizzontale nei punti di appoggio:

- tiranti inferiori ad 1.5m dal pc
- tiranti superiori a 2.5m dal pc



I momenti sollecitanti risultati dall'analisi sono:

- momenti fuori piano



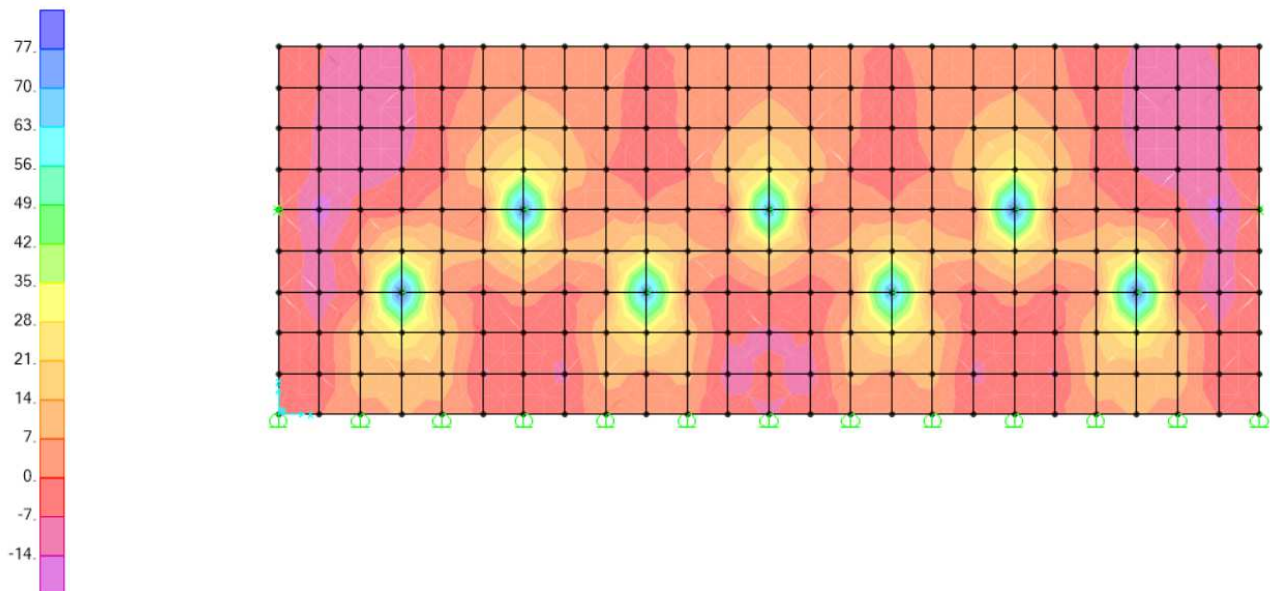
Med (prossimità tiranti)=125.8 kNm

Med,max=70 kNm

$M_{Rd,armatura\ base} (\Phi 14/20) = 90.6\text{ kNm} > Med,max$ *Verificato*

In prossimità del momento dovuto ai tiranti $Med=125.8\text{ kNm}$ sono previste gabbie di armatura

- momenti nel piano



Med (prossimità tiranti)=81.5 kNm

Med,max=39 kNm

$M_{Rd,armatura\ base} (\Phi 12/20) = 69.3\text{ kNm} > M_{ed,max}$ Verificato

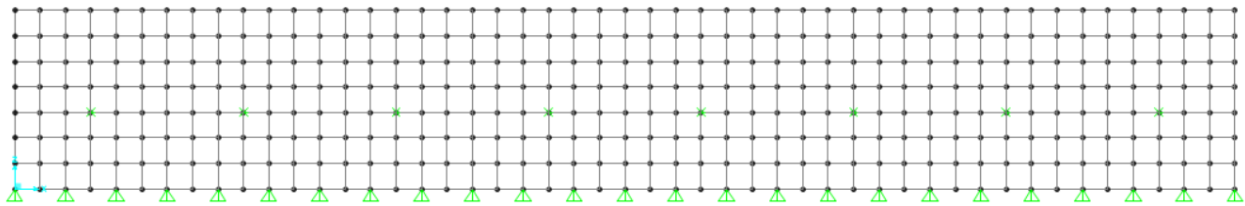
Dalla analisi si ottiene che la sollecitazione di spinta massima fuori piano orizzontale che i tiranti devono contrastare è pari a 352 kN.

7.1) Contro – Muro 19,0 m

Sono state ipotizzate armature $\Phi 14$ ogni 20cm orizzontale e $\Phi 14$ ogni 20cm verticale ed in prossimità della testa dei tiranti, dove è previsto lo sforzo massimo, è prevista sull'estremità del muro la presenza di una piastra di ripartizione in acciaio zincato ed è stata anche infittita l'armatura nella realizzazione del manufatto in c.a. per sopperire meglio agli sforzi di taglio e di momento nelle due direzioni della parete

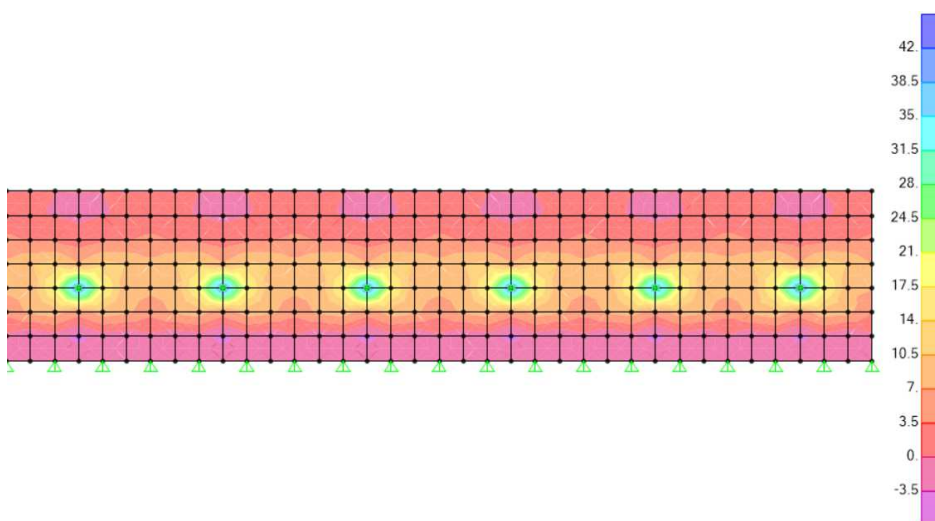
Per determinare la sollecitazione in prossimità dei tiranti, sono stati modellati come reazione puntuale orizzontale nei punti di appoggio:

- tiranti inferiori ad 1.5m dal pc



I momenti sollecitanti risultati dall'analisi sono:

- momenti fuori piano



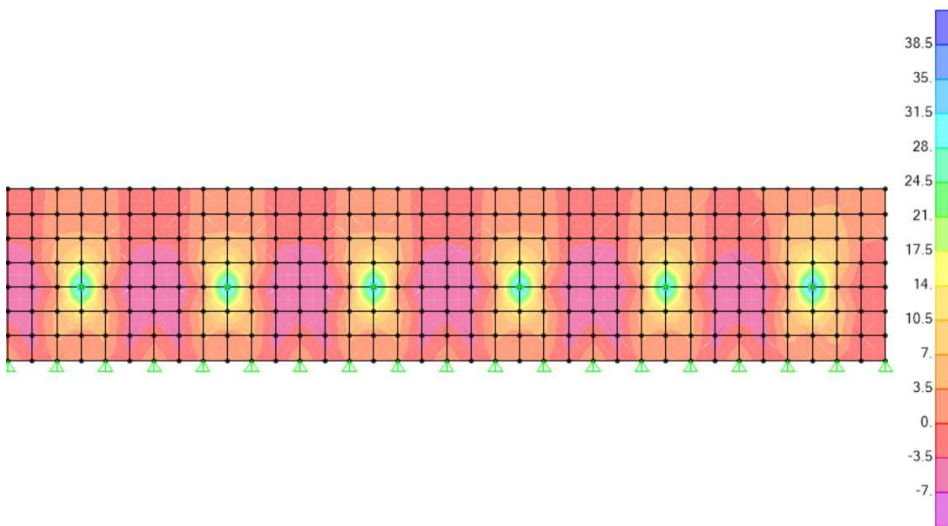
M_{rd} (prossimità tiranti)=125.8 kNm

$M_{ed,max} = 43,5$ kNm

$M_{Rd,armatura\ base} (\Phi 14/20) = 90.6$ kNm > $M_{ed,max}$ Verificato

In prossimità del momento dovuto ai tiranti $M_{ed}=125.8$ kNm sono previste gabbie di armatura

- momenti nel piano



M_{rd} (prossimità tiranti)=81.5 kNm

$M_{ed,max}=39,5$ kNm

$M_{Rd,armatura\ base} (\Phi 12/20) = 69.3$ kNm > $M_{ed,max}$ Verificato

Dalla analisi si ottiene che la sollecitazione di spinta massima fuori piano orizzontale che i tiranti devono contrastare è pari a 352 kN.

8) VERIFICA STRUTTURALE DEI TIRANTI

- TIRANTI INFERIORI – quota p.c. 1.5m - passo 3m - inclinazione 15°

Sollecitazione massima imposta ai tiranti $E_d=295$ kN

- TIRANTI SUPERIORI - quota p.c. 3m - passo 3m - inclinazione 15°

Sollecitazione massima imposta ai tiranti Muro 88,0 m $E_d=352$ kN

Sollecitazione massima imposta ai tiranti 19,0 m $E_d=157,5$ kN

I tiranti utilizzati provengono dall'azienda costruttrice Dywidag, utilizzando la versione Y1050H presenta le seguenti caratteristiche:

DYWIDAG Y1050H acciaio da precompressione

Diametro nominale \varnothing [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
26.5	950/1.050	552	525	580	4.48	7.4	□ ◇
32	950/1.050	804	760	845	6.53	9.8	□ ◇
36	950/1.050	1.018	960	1.070	8.27	12.3	□ ◇
40	950/1.050	1.257	1.190	1.320	10.21	14.0	□ ◇
47	950/1.050	1.735	1.650	1.820	14.10	20.0	□ ◇

La verifica allo SLU afferma che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione che:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dei suoi effetti e R_d è il valore di calcolo della resistenza.

Si devono verificare i seguenti stati limite:

- Rottura del tirante: l'azione di calcolo deve essere inferiore alla resistenza limite allo snervamento di calcolo:

$$\text{Tirante superiore muro } 88,0 \rightarrow 295 \text{ kN} \leq 760 \text{ kN}$$

$$\text{Tirante inferiore muro } 88,0 \rightarrow 352 \text{ kN} \leq 760 \text{ kN}$$

$$\text{Tirante inferiore muro } 19,0 \rightarrow 157,5 \text{ kN} \leq 760 \text{ kN}$$

Verificata

- I tiranti devono essere messi in tensione fino al carico di Esercizio, riducendo poi il tiro fino al 50% prima del bloccaggio.

- La Rottura per sfilamento tirante-bulbo è stata effettuata nella relazione geotecnica.

9) VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

- CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL PALO (tratto 88,0 m)

Per determinare la resistenza a compressione del cls del palo è stato calcolato il peso gravante sul palo stesso, derivante dal peso del muro, dal peso della fondazione e dalle componenti verticali derivanti dai tiranti inclinati di 15°.

Di conseguenza il peso che deve sostenere la componente di calcestruzzo del palo, considerando un palo ogni tre metri di muro, è:

peso tot. su palo		
N _{tirante, sup}	76.4	[kN]
N _{tirante, inf}	91	[kN]
peso muro	153.6	[kN]
peso fondazione	34.1	[kN]
peso tot su PALO	355.1	[kN]

La verifica a compressione risulta soddisfatta essendo che: $\frac{N_{ed}}{A_{cls} \cdot f_{cd}} = 0.356 \leq 0.65$

Verificata

La capacità è ampiamente verificata anche nel tratto 19,0 m

Voghera,

Il Progettista
Dott. Ing. Cesare Campanini