

Città  
metropolitana  
di Milano

# Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.  
C.so Giacomo Matteotti, 10  
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA  
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)  
PRIMO ATTO INTEGRATIVO  
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103  
"ANTICA DI CASSANO"  
1° LOTTO - 2° STRALCIO  
TRATTA B

## PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato : <b>STUDI E INDAGINI</b> VL - VASCHE DI LAMINAZIONE Vasche di laminazione: Relazione di calcolo vasca 00				Cod. Elaborato:  <b>B.08.01</b>
CODICE WM :  WM-ERR-TB-00-RP-C-52041				Scala:
	Redatto <b>PALADIN</b>	Controllato <b>VISCHIONI</b>	Approvato <b>RINALDI</b>	Data: <b>Maggio 2015</b>

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	PALADIN	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B				
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Alberto RINALDI

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.  
C.so Giacomo Matteotti, 10  
20121 Milano

Visto

.....



## INDICE

<b>1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI CALCOLO .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1</b>	<b>Normativa tecnica di riferimento .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.1</b>	<b><i>Geotecnica</i> .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.2</b>	<b><i>Materiali</i> .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.3</b>	<b><i>Costruzioni in c.a. e acciaio</i> .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.4</b>	<b><i>Ponti stradali</i> .....</b>	<b>8</b>
<b>2.1.5</b>	<b><i>Sismica</i> .....</b>	<b>8</b>
<b>2.2</b>	<b>Normativa tecnica vigente .....</b>	<b>8</b>
<b>2.3</b>	<b>Bibliografia e altri riferimenti .....</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1</b>	<b>Stratigrafie di riferimento .....</b>	<b>9</b>
<b>3.2</b>	<b>Stratigrafie di calcolo .....</b>	<b>12</b>
<b>3.3</b>	<b>Determinazione del valore della costante di sottofondo .....</b>	<b>14</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>16</b>
<b>4.1</b>	<b>Calcestruzzo .....</b>	<b>16</b>
<b>4.2</b>	<b>Acciaio per armature .....</b>	<b>17</b>
<b>4.3</b>	<b>Copriferro minimo e copriferro nominale .....</b>	<b>17</b>
<b>4.4</b>	<b>Durabilità e prescrizioni sui materiali .....</b>	<b>17</b>
<b>5</b>	<b>MODELLAZIONE ADOTTATA .....</b>	<b>19</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>20</b>
<b>6.1</b>	<b>Peso proprio .....</b>	<b>20</b>
<b>6.2</b>	<b>Carichi permanenti sulla soletta superiore .....</b>	<b>20</b>
<b>6.3</b>	<b>Carichi permanenti sulla soletta di fondazione .....</b>	<b>20</b>
<b>6.4</b>	<b>Spinta del terreno .....</b>	<b>20</b>
<b>6.5</b>	<b>Carichi mobili sulla soletta superiore .....</b>	<b>22</b>
<b>6.6</b>	<b>Spinta del sovraccarico sul rilevato .....</b>	<b>22</b>
<b>6.7</b>	<b>Frenatura .....</b>	<b>22</b>
<b>6.8</b>	<b>Acqua all'interno della vasca .....</b>	<b>23</b>
<b>6.9</b>	<b>Azioni termiche .....</b>	<b>23</b>
<b>6.10</b>	<b>Ritiro .....</b>	<b>23</b>
<b>6.11</b>	<b>Sisma .....</b>	<b>25</b>
<b>7</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>29</b>
<b>8</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>31</b>
<b>9</b>	<b>SOLLECITAZIONI .....</b>	<b>36</b>
<b>9.1</b>	<b>Soletta superiore .....</b>	<b>36</b>
<b>9.2</b>	<b>Ritti esterni .....</b>	<b>37</b>
<b>9.3</b>	<b>Ritti interni .....</b>	<b>38</b>
<b>9.4</b>	<b>Soletta di fondazione .....</b>	<b>39</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE .....</b>	<b>40</b>
<b>10.1</b>	<b>Soletta superiore .....</b>	<b>40</b>
<b>10.1.1</b>	<b><i>Verifiche a taglio</i> .....</b>	<b>48</b>
<b>10.2</b>	<b>Ritti esterni .....</b>	<b>50</b>
<b>10.2.1</b>	<b><i>Verifiche a taglio</i> .....</b>	<b>55</b>
<b>10.3</b>	<b>Ritti centrali .....</b>	<b>56</b>
<b>10.3.1</b>	<b><i>Verifiche a taglio</i> .....</b>	<b>61</b>
<b>10.4</b>	<b>Soletta di fondazione .....</b>	<b>62</b>

<b>10.4.1</b>	<b>Verifiche a taglio.....</b>	<b>71</b>
<b>11</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>73</b>
<b>11.1</b>	<b>Verifiche di portata della fondazione .....</b>	<b>73</b>
<b>11.2</b>	<b>77</b>	
<b>11.3</b>	<b>Verifiche a galleggiamento.....</b>	<b>77</b>
<b>12</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE TORRINI.....</b>	<b>80</b>
<b>12.1</b>	<b>Sollecitazioni agenti.....</b>	<b>81</b>
<b>12.2</b>	<b>Verifiche .....</b>	<b>83</b>

## 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI CALCOLO

L'oggetto della seguente relazione di calcolo è una vasca di trattamento e laminazione per le acque di prima pioggia prevista nell'ambito dei lavori per il potenziamento della S.P. n. 103 "Antica di Cassano".

Il manufatto considerato, ha pianta rettangolare con ingombri complessivi uguali a 31.80m x 18.90m (dimensioni totali esterne). Le pareti hanno altezza totale esterna pari a 4.8m nella zona di accumulo acque e 6.20m nella zona di pompaggio. Sulla soletta superiore è presente un ricoprimento medio pari a 1.60m, su cui è presente la sede stradale.

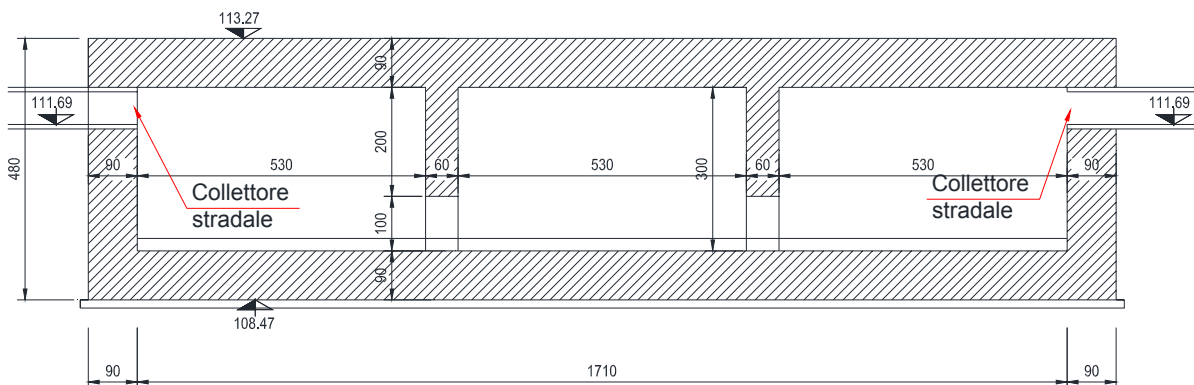
Il manufatto è in cemento armato ordinario, con solette e ritzi di spessore pari a 0.90m.

Nel seguito della relazione, riferita ad una fase di progetto esecutivo, sono riportati: le normative di riferimento, l'analisi dei carichi, il modello strutturale utilizzato per il calcolo e le verifiche degli elementi principali.

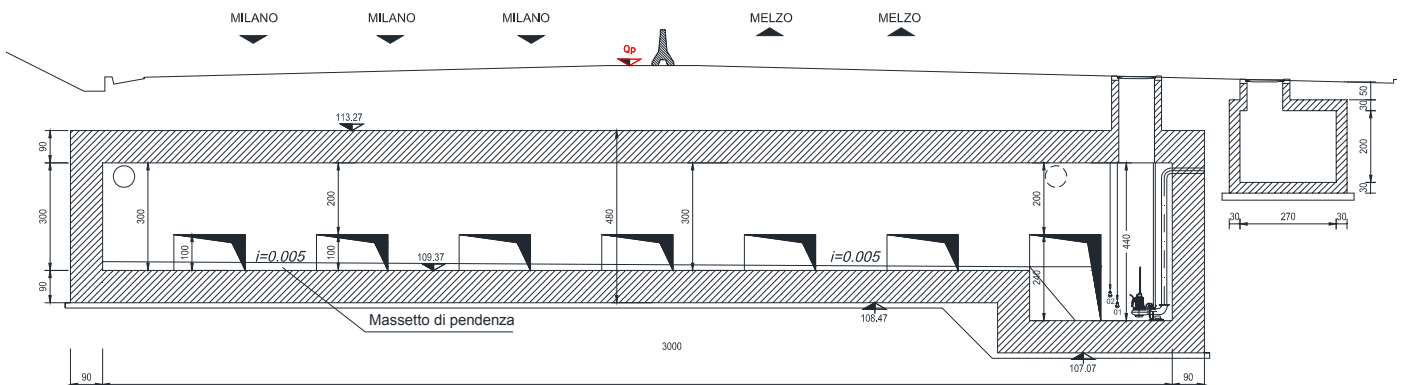
Si studia una sezione trasversale costituita da una struttura scatolare a tre luci ognuna di larghezza interna pari a 5.30m separate da setti di spessore pari a 0.60m, l'altezza interna del manufatto è pari a 3.0m.

Le fasi realizzative del manufatto prevedono un rinterro

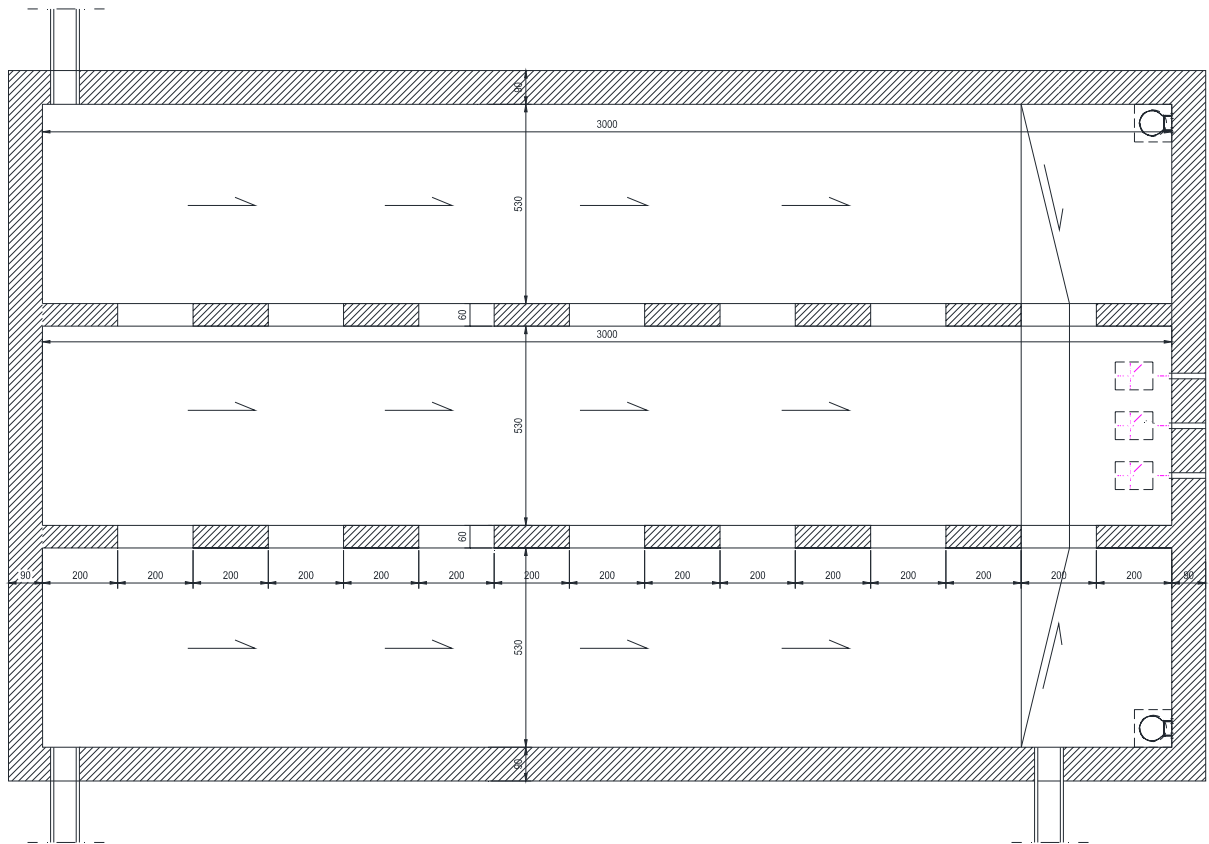
Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008". Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Segrate.



Sezione trasversale vasca (sezione di calcolo)



Sezione longitudinale vasca



*Pianta vasca*

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

### 2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

#### 2.1.1 **Geotecnica**

- Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. maggio 1993.
- Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.

#### 2.1.2 **Materiali**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 10025-2 aprile 2005 – “Prodotto laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”.
- UNI EN 1461 luglio 2009 – “Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli d’acciaio – Specificazioni e metodi di prova”.
- UNI EN 14399-4 marzo 2007 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 4: Sistema HV – Assieme vite e dado esagonali”.
- UNI EN 14399-6 aprile 2015 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 6: Rondelle piane bisellate”.

#### 2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- D.M. 09.01.1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “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. 16.01.1996”;
- Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- D.M. 16.01.1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- Istruzioni CNR 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”
- Istruzioni CNR 10018-85 – “Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

- UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – “Azioni in generale”;
- UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

#### **2.1.4 Ponti stradali**

- D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";
- Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";
- Istruzioni CNR-DT 207/2008 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

#### **2.1.5 Sismica**

- Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

#### **2.2 Normativa tecnica vigente**

- D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”.

#### **2.3 Bibliografia e altri riferimenti**

- Lancellotta R. [1991] “Geotecnica” – Edizioni Zanichelli.
- Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985
- C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987
- R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987
- Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- Bustamante M., Ganeselli L. [1982] - “Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT” -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.



### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta nel seguito la caratterizzazione geotecnica di riferimento dedotta dalle indagini geognostiche e quella utilizzata per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di progetto.

#### 3.1 Stratigrafie di riferimento

“I sondaggi eseguiti hanno messo alla luce la presenza lungo la Traccia A2 e parte della Traccia B, di una coltre di materiale di terreno rimaneggiato con prevalente matrice limoso-sabbiosa, con frammenti lateritici, cls, ed materiale da demolizione, con spessore nell’ordine dei 3,5 e i 4,5 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

In superficie è presente una sottile coltre di terreno di coltivo, l’orizzonte bruno superficiale si esaurisce entro i primi 1.5 m di profondità, solo nel sondaggio S6 eseguito dalla Terra Company tale spessore ha raggiunto i 3 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

Al fine di effettuare una suddivisione del sottosuolo, in funzione della profondità, sono state individuate 4 unità:

- TERRENO RIMANEGGIATO: ove individuato presenta spessori variabili da 1,2 m fino a 4,5 m con valori di  $N_{SPT}$  altrettanto variabili;
- STRATO “1”: con valori di  $N_{SPT} < 30$  colpi/piede presente a profondità variabile che raggiungono anche i 10 m dal p.c.
- STRATO “2”: con valori di  $N_{SPT}$  compresi tra 30 e 50 colpi/piede presenta spessori variabili compresi tra 0 e 7 m, si osserva una tendenza alla riduzione degli spessori in direzione Est (Tratta B) indicativamente fino alla profondità di 15-18 m dal p.c.;
- STRATO “3”: con valori di  $N_{SPT} > 50$  colpi/piede presente oltre la profondità di 10-15 m dal p.c. fino a fine indagine;

Nella tabella seguente sono indicati per ciascun carotaggio gli spessori delle singole unità, per quanto concerne la prima unità, i valori di  $N_{SPT}$  misurati sono da intendersi significativi per il terreno naturale, per il terreno rimaneggiato, vista l’estrema eterogeneità dello stesso e la scarsità dei dati disponibili, non è stato possibile fornire una parametrizzazione attendibile sulla base delle indagini.

	S13-1 HPC	S13-2 HPC	MW13-1 HPC	S1 TC	S2 TC	S3 TC	S4 TC	S5 TC	S6 TC	S14.1 HPC	S14.2 HPC	S14.3 HPC	MW 14.1 HPC	MW 14.2 HPC	1N RCT	2N RCT	3N RCT
TERRENO RIMANEGGIATO	fino a 4,5 m	fino a 3,5 m	fino a 3,5 m	fino a 1,5 m	fino a 4,2 m	fino a 1,2 m	-	-	-	-	-	-	-	fino a 1,0 m	fino a 3,7 m	fino a 1,9 m	-
1° STRATO N < 30	da 4,5 m a 7,5 m	da 3,5 m a 6,0 m	da 3,5 a 6,0 m	da 1,5 m a 6,0 m	-	da 1,2 m a 7,5 m	fino a 9,0 m	fino a 6,0 m	fino a 6,0 m	fino a 7,5 m	fino a 6,0 m	fino a 3,0 m	fino a 10,5 m	da 1,0 m a 12,0 m	da 3,7 a 4,5 m	da 1,9 a 3,0 m	fino a 3,0 m
2° STRATO 30 < N < 50	da 9,0 m a 15 m	da 7,5 m a 18 m	da 7,5 m a 10,5 m	da 7,5 m a 13,5 m	da 4,2 m a 15 m	da 9,0 m a 16,5 m	da 9,0 m a 12,0 m	-	da 6,0 m a 9,0 m	da 7,5 m a 12,0 m	da 6,0 m a 12,0 m	da 3,0 m a 9,0 m	da 10,5 m a 12,0 m	da 12,0 m a 18,0 m	da 6,0 m a 9,0 m	da 4,5 m a 15,0 m	da 3,0 m a 6,0 m
3° STRATO N > 50	oltre 18,0 m	oltre 21,0 m	-	oltre 15,0 m	oltre 16,5 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 6,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 12,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 16,5 m	oltre 6,0 m

Tabella 1: spessore delle singole unità

Dello strato superficiale più marcatamente limoso (terreno rimaneggiato), non sono disponibili valori di SPT.

Di seguito vengono riportati i vari parametri geotecnici corrispondenti alle diverse unità litotecniche identificate.

Strato	Terreno Rimaneggiato	1	2	3
N <sub>SPT</sub>	-	< 30 (media 20)	30 + 50 (media 38)	>50 (media 63)
N <sub>30</sub> (60%)	-	17	36	63
N <sub>1(60%)</sub>	-	20	30	64
D <sub>r(k)</sub> (%)	20	38	57	85
γ (Kn/m <sup>3</sup> )	17	18	19	19
γ' (Kn/m <sup>3</sup> )	7	8	9	9
φ <sub>PC(k)</sub> (°)	30,8	35,87	38,05	41,27
φ <sub>R(k)</sub> (°)	26,7	34,25	37,95	40,65
c (kg/cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
E (kg/cm <sup>2</sup> )	40	185	330	630

Tabella 2

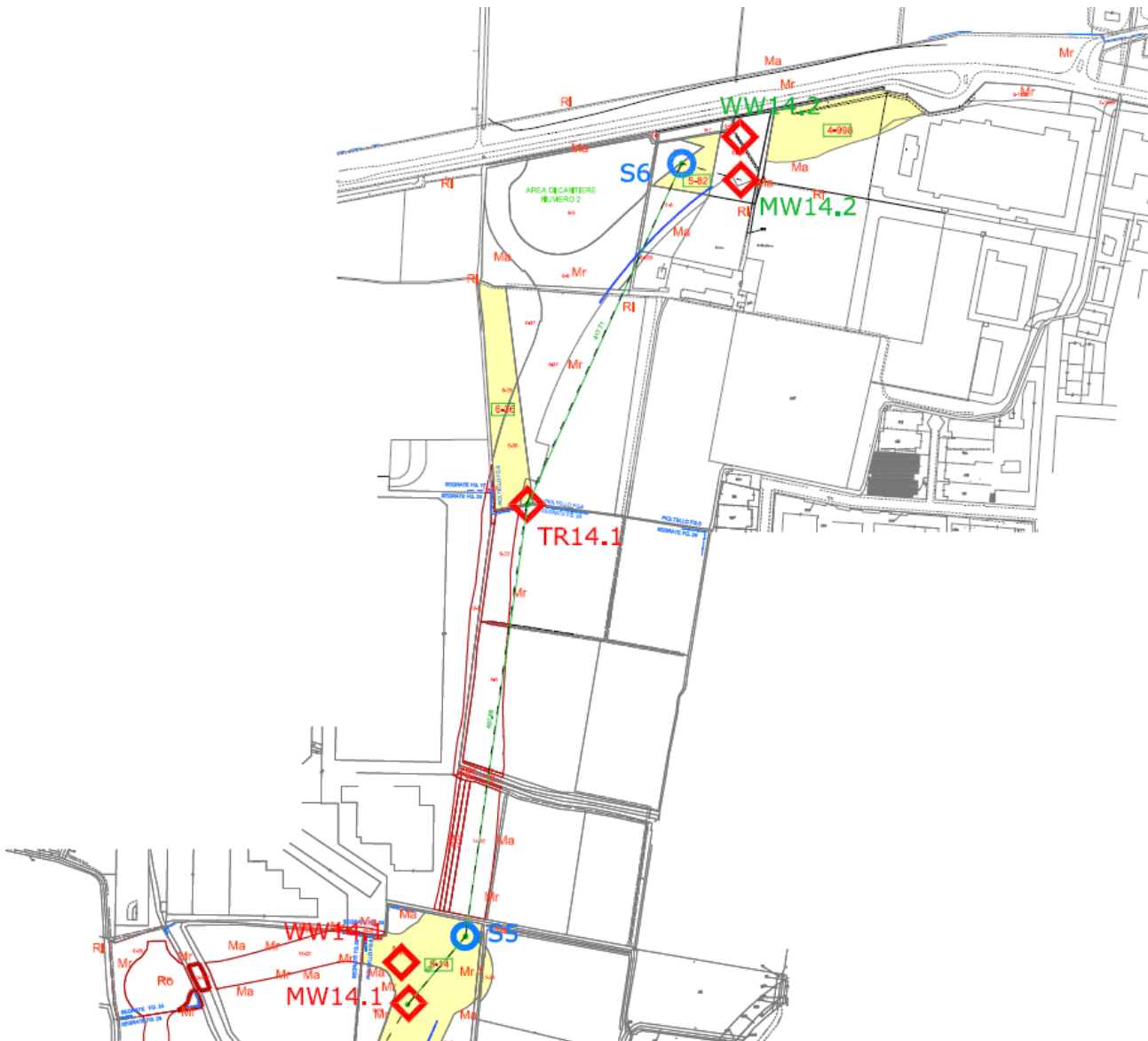
- $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica misurata dalle prove SPT in foro di sondaggio (colpi/piede);
- $N_{(60\%)}$  = resistenza penetrometrica dinamica corretta rispetto:
  - al rendimento del sistema di battitura (73% per penetrometro dinamico, invece quello del sistema di battitura dell'SPT a sganciamento automatico è del 60%.);
  - alla profondità;
  - al rapporto  $N_{SCPT} / N_{SPT} = 0,6$  proposto dallo S.G.I. (Cestari 1996);
- $N_{1(60\%)}$  =  $N_{(60\%)}$  normalizzato rispetto alla tensione litostatica efficace secondo la formula  $N_1 = N_{SPT} \cdot \sqrt{(\sigma_p / \sigma'_{vo})}$  Liao e Whithman (1986);
- $D_r$  = densità relativa (%), ricavata in base al metodo di Skempton per sabbie fini(65) =  $N_{SPT} / D_r^2$ ;
- $\gamma$  = peso di volume naturale del terreno ( $kN/m^3$ ), stimato nell'ambito degli usuali intervalli di variazione compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento;
- $\gamma'$  = peso di volume naturale del terreno ( $kN/m^3$ )  $\gamma$ , in termini di sforzi efficaci;
- $\varphi_{PC}$  = angolo di attrito di picco è ricavato le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) in funzione di  $D_r$  e della litologia;
- $\varphi_R$  = angolo di attrito ridotto che tiene in considerazione del basso grado di addensamento che può far temere l'insorgere di grandi deformazioni prima ancora del raggiungimento della secondo Vesic (1970);
- $c$  = coesione ( $kg/cm^2$ ) parametro difficilmente stimabile con le prove penetrometriche, viene assegnato un valore modesto unicamente sulla base della tipologia di materiale presente;
- $E$  = modulo di elasticità ( $kg/cm^2$ ), calcolato in base alla relazione generica il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometrica dominante (da bowles - fondazioni). Per i valori dei moduli di deformazione  $E$  non si applica il 5° percentile, bensì la mediana, poiché non si è in presenza nè di azioni A, nè di resistenze R;
- $x_k$  = i valori contraddistinti dal pedice  $k$  sono da intendersi caratteristici, ovvero determinati secondo la seguente formula  

$$= x_k = x_{mean} - (1 + k_n \cdot V_x);$$

dove:

- $x_{mean}$ : valore medio;
- $V_x$ : deviazione standard / media;
- $k_n$ : -1.645;

l'EC7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano.



Stralcio planimetrico delle indagini effettuate

### 3.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+H rilevato	+0 (*)	R	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-12.0	1	Strato 1
-12.0	-18.0	2	Strato 2
> -18.0		3	Strato 3

Formazione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Valori medi		Valori minimi	
		$c'$ [kPa]	$\Phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\Phi'$ [°]
1	18	-	35.0	-	34.0
2	19	-	38.0	-	37.0
3	19	-	41.0	-	37.0

Stratigrafia di calcolo

(\*) La quota di zero coincide con la quota del p.c. esistente

$\gamma$  = peso di volume naturale -  $\Phi'$  = angolo di attrito -  $c'$  = intercetta di coesione

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\Phi'$ [°]
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di riporto

Per il piano di posa della soletta di fondazione dell'opera in oggetto si sono assunte le caratteristiche del 1° STRATO.

La quota di falda di progetto è posta a quota 112.85 m s.l.m.; quella di cantiere a quota 112.15 m s.l.m..

### 3.3 Determinazione del valore della costante di sottofondo

Nel presente capitolo si stima la costante di sottofondo da utilizzare successivamente nei calcoli strutturali per simulare la risposta elastica del terreno alle sollecitazioni dovute ai carichi dell'opera.

Il calcolo della costante ( $k_s$ ) è stato condotto applicando il procedimento di Bowles (1988) per fondazioni superficiali: tale teoria utilizza le seguenti relazioni:

$$k_s = \frac{q}{\Delta H}$$
$$k_s = \frac{E_s}{B'(1-\mu^2) \cdot I_s \cdot I_F}$$

dove:

$q$  = carico agente sul terreno;

$\Delta H$  = cedimento al di sotto del piano fondazione;

$E_s$  = modulo elastico medio del terreno di fondazione;

$B'$  = minima dimensione della fondazione di riferimento;

$\mu$  = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

Si calcolano in particolare due valori corrispondenti al centro della fondazione e allo spigolo, effettuando infine una media dei valori calcolati. Per il calcolo in corrispondenza del centro occorre dividere la fondazione rettangolare in 4 elementi ancora rettangolari uguali tra di essi secondo la teoria di Newmark sommando quindi i contributi del denominatore della formula suddetta di ciascun elemento; in questo caso, inoltre il termine  $B'$  è pari alla metà della base totale  $B$ . Per il calcolo della costante in corrispondenza dello spigolo si ha un solo termine in cui  $B'$  è pari alla larghezza totale della fondazione  $B$ . Il procedimento appena citato, come già riferito, si basa sulla distribuzione degli incrementi di sforzo nel terreno di Boussinesq che è esplicitata in forma semplice dall'equazione di Newmark applicabile su uno spigolo di un'area rettangolare: da ciò deriva la necessità di discretizzare l'area di partenza in 4 rettangoli al fine di individuare lo stato di sforzi e di cedimenti al centro della stessa. Si effettua la somma al denominatore in quanto è necessario sommare i cedimenti dovuti a ciascun elemento che nell'equazione della costante compaiono appunto al denominatore.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_s$  è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\cdot\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

dove:

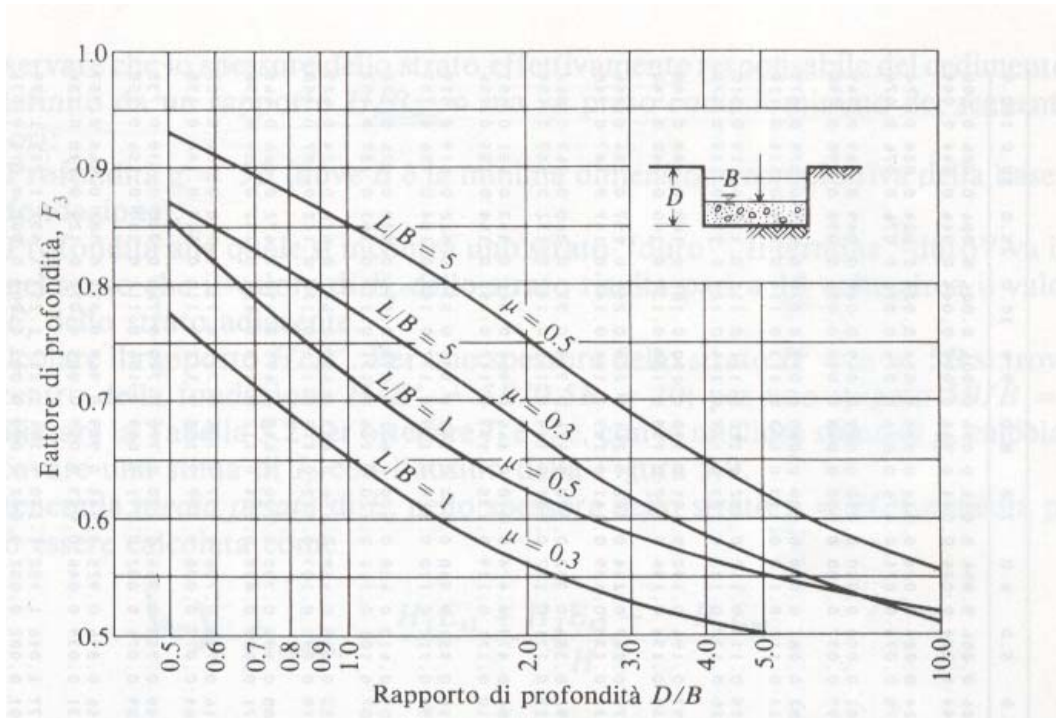
$I_1$  e  $I_2$  = coefficienti dipendenti dai rapporti  $L/B$  e  $H/B'$ ;

$H$  = altezza dello strato compressibile, assunto pari a 5 volte il valore della base della fondazione;

$B'$  = parametro dipendente dal punto al di sotto della fondazione in cui si vuole calcolare la costante elastica;

$L$  = sviluppo longitudinale della fondazione.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_F$  è stato estrapolato dal seguente diagramma.



**Grafico per la determinazione del coefficiente di influenza  $I_F$**

I valori medi, utilizzati nei calcoli strutturali, è stata effettuata nel seguente metodo considerando la costante al centro in misura maggiore rispetto a quella sullo spigolo secondo una media pesata suggerita dall'Autore.

$$k_{s\text{-media}} = \frac{4 \cdot k_{s\text{-centro}} + k_{s\text{-spigolo}}}{5}$$

Utilizzando le relazioni descritte precedentemente sono stati effettuati i calcoli riassunti nelle tabelle seguenti.

Caso	D (m)	L (m)	B' (m)	D/B	L/B	H/B'	$l_1$	$l_2$	$l_s$	$I_F$	$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
centro	7.4	31.8	9.45	0.39	1.68	10.00	0.608	0.027	0.623	0.76	1129
spigolo			18.9			5.00	0.509	0.050	0.537	0.76	2618
										media	1427

Nei calcoli si adotterà un valore della costante di sottofondo pari a 1400 kN/m<sup>3</sup>.

## 4 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate per il progetto esecutivo.

### 4.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione della soletta di fondazione della vasca si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con classe di resistenza C 28/35 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		35.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	37.05	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	32588.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	2.83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	1.98	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione esterno soletta vasca				XF2-XA1
Classe di esposizione ritii, setti, e fondazione				XC2-XA1
Contenuto minimo di cemento			340	kg/m <sup>3</sup>
Diametro massimo degli inerti			32	mm
Slump				S4
Cemento (UNI EN 197-1)				CEM III, IV
Contenuto max aria			3.0%	
Classe di contenuto in cloruri			0.2	
<b>Stato Limite Ultimo</b>				
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$		1.50	--
Coefficiente parziale di sicurezza (per prefabbr. con contr. qualità)	$\gamma_{C,pr} =$		1.40	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione di calcolo (spessori < 50mm)	$f_{cd} = 0.80 \times \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	13.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{C,pr}$	=	17.64	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1.32	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>				
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	17.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	13.07	N/mm <sup>2</sup>

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.



## 4.2 Acciaio per armature

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk}$	=	540.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk}$	=	450.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>				
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s$	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd}$	= $f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>				
Tensione max di trazione	$\sigma_s$	< $0.80 \times f_{yk}$	=	360.00 N/mm <sup>2</sup>

## 4.3 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40 mm per tutte le parti di struttura.

## 4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

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

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2 – XF2 – XA1

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

**Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali**

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

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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

Dove:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$
- $w_3 = 0.4 \text{ mm}$

In grigio chiaro sono indicati gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche.

## 5 MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura viene schematizzata per mezzo di un modello analitico agli elementi finiti assumendo lo schema statico di telaio chiuso.

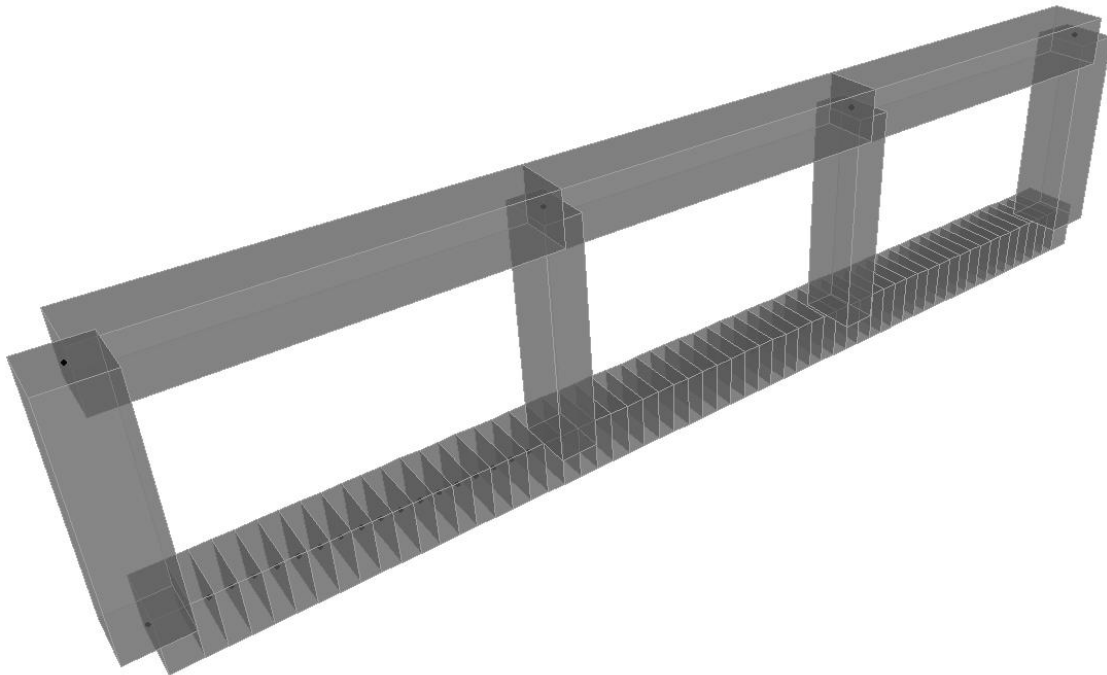
L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Le caratteristiche geometriche delle varie aste inserite nel modello di calcolo sono le seguenti:

- sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 90$  cm per le solette e per i ritzi esterni
- sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 60$  cm per i ritzi interni.

Lo schema statico della struttura scatolare è riportato nella figura seguente.



Modello di analisi

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

### 6.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di  $25.00 \text{ kN/m}^3$  ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

### 6.2 Carichi permanenti sulla soletta superiore

Si considera sulla soletta un ricoprimento medio pari a  $0.50 \text{ m}$  (compreso di pavimentazione). Si valuta il peso specifico del ricoprimento pari a  $20.00 \text{ kN/m}^3$  (si ipotizza che il primo strato di pavimentazione abbia un peso specifico di  $30.00 \text{ kN/m}^3$ )

Pertanto:

$$\text{Perm}_{\text{sup}} = 20.00 \cdot 1.50 + 30.00 \cdot 0.10 = 33.0 \text{ kN/m}$$

### 6.3 Carichi permanenti sulla soletta di fondazione

Si considera sulla soletta di fondazione un massetto di formazione pendenza con spessore medio pari a  $0.15 \text{ m}$ .

Si valuta il peso specifico massetto pari a  $20.00 \text{ kN/m}^3$ .

Pertanto:

$$\text{Perm}_{\text{inf}} = 20.00 \cdot 0.15 = 3.0 \text{ kN/m}$$

### 6.4 Spinta del terreno

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot k_0 + p_v \cdot k_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_0 + p_v \cdot k_0 \cdot H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

dove:

$\gamma$	=	$20.00 \text{ kN/m}^3$	peso terreno per unità di volume angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco coefficiente di spinta a riposo del rilevato pressione verticale agente in corrispondenza della calotta
$\phi$	=	$35^\circ$	
$k_0$	=	$0.426$	
$p_v$	=		

### Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### Sottospinta idraulica

In contemporanea alla spinta dell'acqua sui ritzi si considera la sottospinta idraulica dell'acqua verso l'alto con un battente di 5.53m pari alla differenza di quota fra il livello della falda in fase di esercizio (114.0m s.l.m.) e l'intradosso della soletta di fondazione (108.47m s.l.m.).

$$S_{idr} = 10.0 \cdot 5.53 = 55.3 \text{ kN/m}$$

### Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\alpha = a_g / g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

Dove:

H = altezza sulla quale agisce la spinta (il punto di applicazione corrisponde a metà altezza)

$a_g/g = 0.085$  (accelerazione orizzontale normalizzata vedi § 5.9)

$S_s =$  coefficiente stratigrafico assunto pari a 1.5 (vedi § 5.9)

$S_t =$  coefficiente topografico assunto pari a 1.0 (vedi § 5.9)

$\beta_m =$  coefficiente di riduzione assunto pari ad 1.0.

## 6.5 Carichi mobili sulla soletta superiore

Come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il  $Q_{1,k}$ , ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e il carico ripartito  $q_{1,k}$  da 9.0 kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

In direzione trasversale lo si considera ripartito a favore di sicurezza solo sulla larghezza della corsia convenzionale di 3.00 m.

In direzione longitudinale il carico viene ripartito assumendo che la diffusione dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore avvenga con angolo di diffusione di 45°:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 \times (1.60 + 0.90/2) = 5.70 \text{ m}$$

La pressione dovuta al  $Q_{1,k}$  risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (3.0 \times 5.70) = 35.10 \text{ kN/m}^2$$

a tale carico viene sommato il carico del  $q_{1k,dis} = 9.0 \text{ kN/m}^2$

Tale carico sarà posizionato in varie posizioni per massimizzare le sollecitazioni:

- In corrispondenza della mezzeria della campata centrale
- In corrispondenza della mezzeria della campata laterale
- Centrato rispetto al ritto interno
- In adiacenza al ritto esterno

Si ipotizza anche il caso in cui l'intera soletta sia gravata da un carico distribuito di intensità pari a 20 kN/m<sup>2</sup>

Le condizioni di carico sopra descritte saranno inviluppate in un'unica combinazione di carico.

## 6.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

In favore di sicurezza si ipotizza agente sul rilevato ai lati della vasca un sovraccarico di valore pari a quello agente sulla soletta superiore.

$$\text{Spinta agente sui ritti} \Rightarrow (35.10 + 9.0) \times 0.426 \cong 18.80 \text{ kN/m}^2$$

## 6.7 Frenatura

Il carico frenante di normativa ( $q_3$ ) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla larghezza collaborante e sulla larghezza della vasca:

$$q_3 = 0.60 \cdot 2 \cdot 300 + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \cong 410 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene applicata come un carico distribuito sulla soletta superiore dello scatolare. Il valore della frenatura equivalente da applicare è valutato distribuendo il valore del carico frenante, sulla lunghezza della soletta e sulla larghezza di diffusione del carico ipotizzato a 45° a partire dalla larghezza convenzionale della corsia ( $L_{dt} = 3.0 + 2 \times (1.6 + 0.45) = 7.10 \text{ m}$ )

Si ottiene di conseguenza:

$$q_{3,dis} = (410 / 18.90 / 7.10) \cong 3.10 \text{ kN/m}^2$$

## 6.8 Acqua all'interno della vasca

Si ipotizza che la vasca possa essere piena d'acqua per un'altezza di 2.50m dall'estradosso della soletta inferiore.

Si considera dunque un battente idraulico di 2.50 m agente sulla soletta di fondazione e sui ritti della vasca.

Si considera il peso specifico dell'acqua pari a 10.00 kN/m<sup>3</sup>.

Pertanto il valore di pressione alla base dei ritti e sulla soletta è pari a:

$$P_{H_2O} = 10.00 \cdot 2.50 = 25.00 \text{ kN/m}$$

## 6.9 Azioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura farfalla di + o – 5° applicata alla sola soletta superiore, (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta. Le due situazioni vengono invilupate nella combinazione di carico "TEMP"

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

## 6.10 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{CS}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h^* \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

f <sub>ck</sub>	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Va – Valori di  $e_{c0}$

Si assume un  $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$  (Rck35) e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un  $e_{c0}$  pari a -0.27‰.

<b>H<sub>0</sub> (mm)</b>	<b>k<sub>h</sub></b>
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

**Tabella 11.2.Vb – Valori di k<sub>h</sub>**

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare. Il valore h<sub>0</sub> = considerato risulta superiore a 500 per cui k<sub>h</sub> = 0,70:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0} = 0.7 \times -0.27 \times 10^{-3} = -0.189 \times 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -2.5 \times (29.05 - 10) \times 10^{-6} = -0.047625 \times 10^{-3} \text{ (con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2\text{)}$$

Assumendo come umidità relativa

Ur=80%

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0.000237$$



## 6.11 Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2 : "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008"). La vita nominale risulta pertanto  $V_N \geq 50$  anni.

### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.....Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

### Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso già indicata e nel caso specifico assume valore 2.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

### Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica,
- $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1-0.1)} \cong 949 \text{anni}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento per alcuni periodi di ritorno sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.  
 I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.  
 L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.  
 Per la determinazione dei parametri sismici si considerano quelli relativi al comune Segrate.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 9.3011      LATITUDINE: 45.4951

Ricerca per comune      REGIONE: Lombardia      PROVINCIA: Milano      COMUNE: Segrate

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

**Interpolazione:** superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$             info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$             info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$             info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$       info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

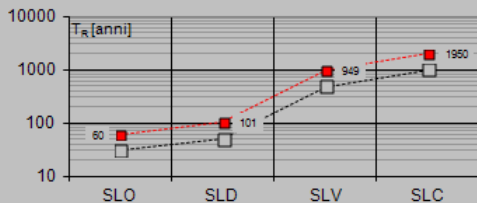
Tabella parametrizzazione

**LEGENDA GRAFICO**

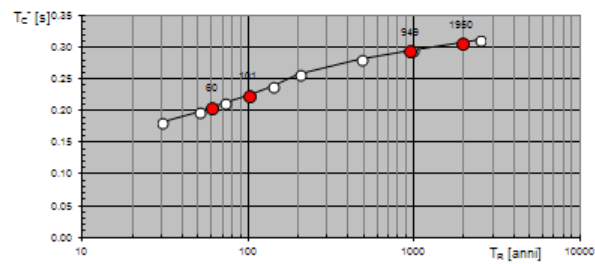
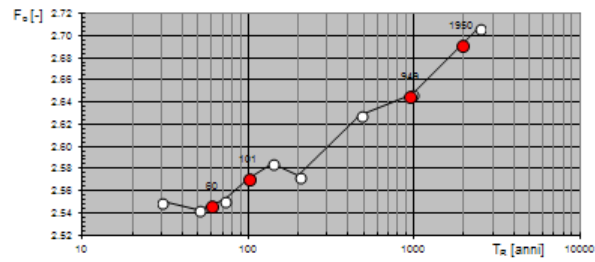
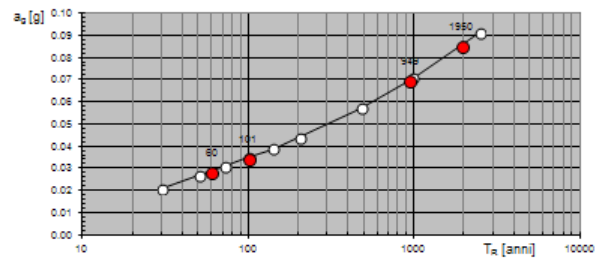
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**



**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno**



**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.029	2.547	0.206
SLD	101	0.035	2.571	0.225
SLV	949	0.070	2.646	0.295
SLC	1950	0.085	2.692	0.307

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.070 g
$F_0$	2.646
$T_C^*$	0.295 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.571
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\gamma$	1.000
$T_B$	0.155 s
$T_C$	0.464 s
$T_D$	1.879 s

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
$T_B$ ←	0.155	0.277
$T_C$ ←	0.464	0.277
	0.531	0.242
	0.598	0.215
	0.666	0.193
	0.733	0.175
	0.801	0.160
	0.868	0.148
	0.935	0.137
	1.003	0.128
	1.070	0.120
	1.138	0.113
	1.205	0.107
	1.273	0.101

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando alla relazione geotecnica e ai dati ricavati dalle indagini geognostiche. In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 180m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{U,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

Da ciò si ricava il parametro  $S = S_S \times S_T$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

Si considera dunque  $S_S = 1.50$

$S_T = 1$  per una categoria topografica T1

$S = S_S \cdot S_T = 1.50$

## 7 CRITERI DI CALCOLO

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella IV delle NTC.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ( $tg(\phi), c'$  o  $c_u$ ) secondo i coefficienti parziali ( $\gamma_{tan\phi}, \gamma_c', \gamma_{cu}, \gamma_{qu}$ ) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal In conformità con quanto riportato al p.to 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le condizioni di carico elementari sopra indicate sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE secondo l'approccio 1, come da seguente prospetto.

- SLU:  $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$
- SLE (frequente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLE (quasi permanente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLV (sismica):  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \dots$

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,35	1,00
Spinta delle terre	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Spinta delle terre	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,35	1,15
Variazioni termiche	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variazioni termiche	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,20	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

	Azioni verticali	Frenatura e avviamento	
Gruppo 1	1	0.50	Rara e frequente
Gruppo 3	1(0,5)	1.00	Rara e frequente
Gruppo 4	0.80	0.80	fessurazione

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

Si riporta nella pagina seguente la tabella delle combinazioni di carico utilizzate.

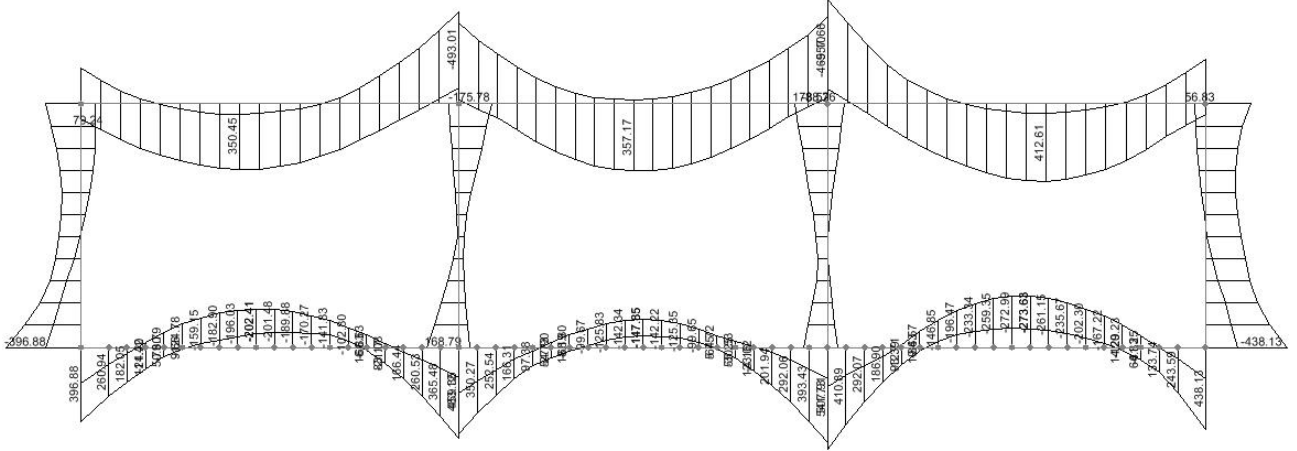


	PROPRI	PERUP	PERINF	SPTER-SX	SPTER-SX-geo	SPTER-DX	SPTER-DX-geo	SPW-SX	SPW-DX	IDRO	ACCSUP	FREN	SPACC-SX	SPACC-SX-geo	SPACC-DX	SPACC-DX-geo	TEMP	RIT	SISMA-PP-X	SISMA-PP-Z	SISMA-IDRO-X	SISMA-IDRO-Z	
Combinazioni per verifiche in esercizio	SLE-QP-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-QP-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	1.00	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Combinazioni S.L.U.	SLU-STR-01	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		SLU-STR-02	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-03		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-04		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-05		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	1.01	1.35	0.00	1.35	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-06		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-07		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-08		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.01	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-09		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	1.35	1.01	0.00	1.01	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-10		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-01		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-02		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-03		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.15	0.00	0.00	1.15	0.00	1.15	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-04		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.15	0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-05		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.15	0.86	0.00	1.15	0.00	1.15	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-06		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.15	0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-07		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.86	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-08		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-09		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.86	1.15	0.00	0.86	0.00	0.86	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-10		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-SIS-01		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30
SLU-SIS-02		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.00	0.00
SLU-SIS-03		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00
SLU-SIS-04		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00

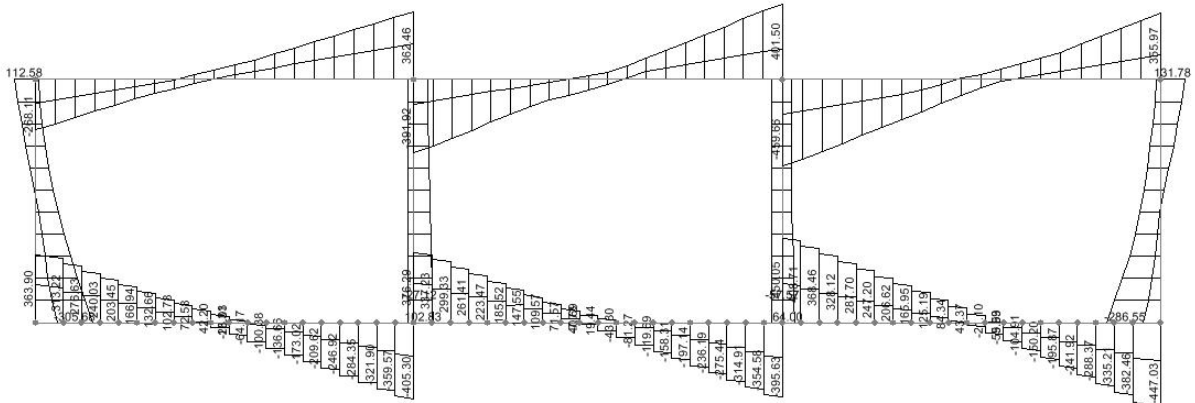
Oltre alle combinazioni sopra descritte sono stati generati i seguenti involuipi:

- Involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo INV-SLU
- Involuppo delle combinazioni allo stato limite di esercizio INV-SLE

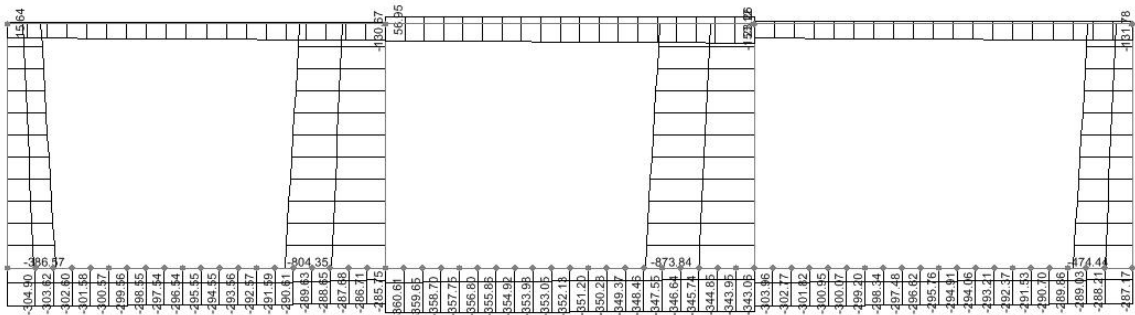
Di seguito si riportano i grafici per gli involuipi delle combinazioni allo SLU e allo SLE.



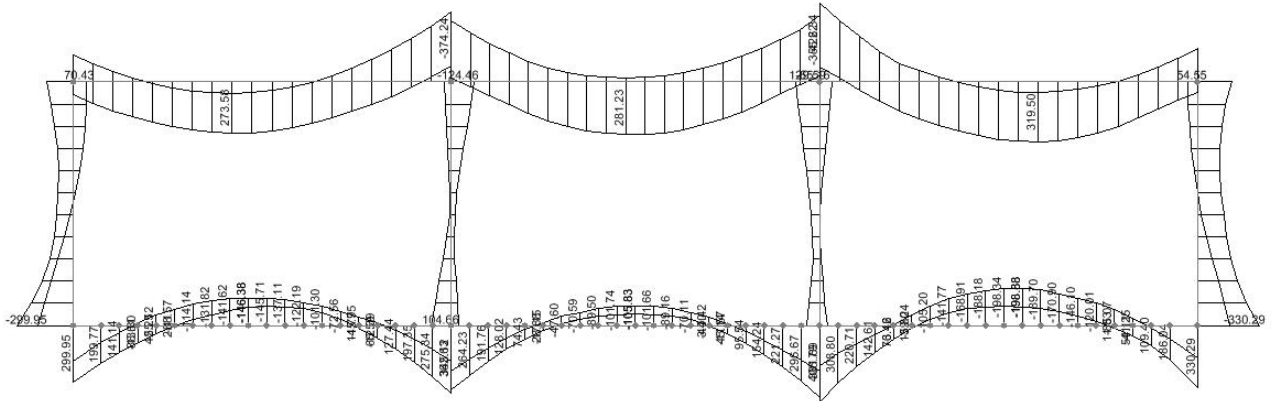
Inviluppo SLU - Momento flettente



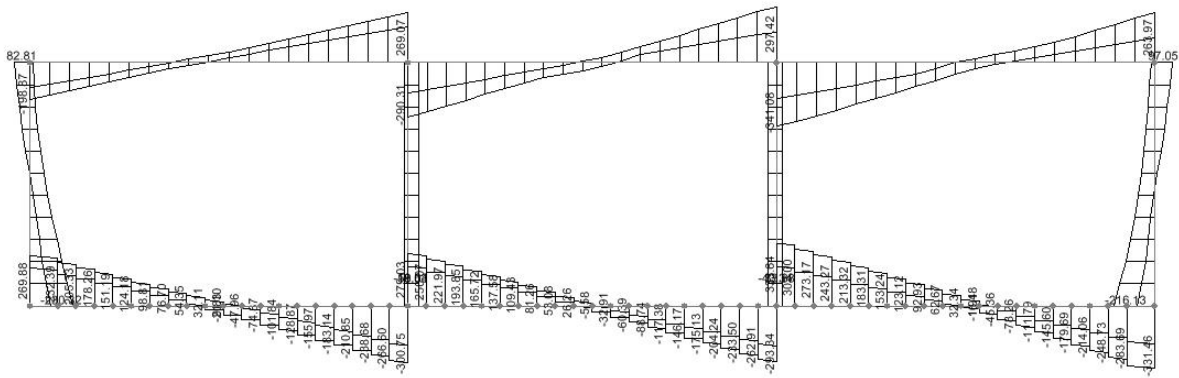
Inviluppo SLU – Azione tagliante



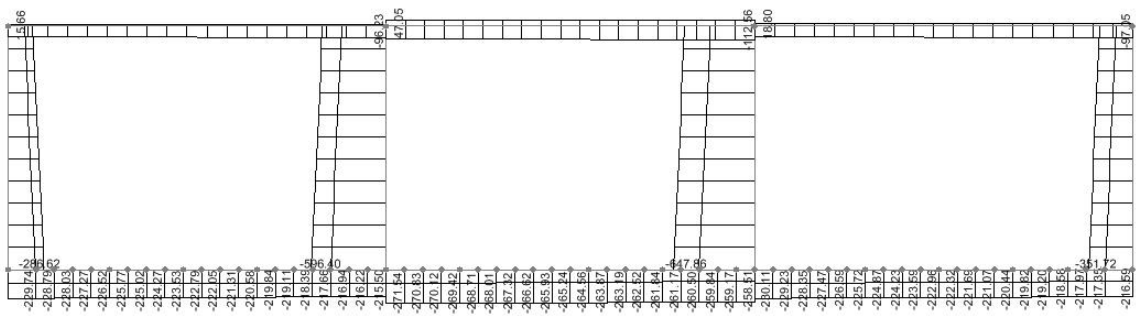
Inviluppo SLU – Azione assiale



Involuppo SLE - Momento flettente



Involuppo SLE – Azione tagliante



Involuppo SLE – Azione assiale

## 9 SOLLECITAZIONI

Il favore di sicurezza, le verifiche vengono condotte utilizzando i massimi valori delle sollecitazioni ottenuti dagli involucri delle combinazioni di calcolo.

Si riportano di seguito le tabelle con sollecitazioni.

### 9.1 Soletta superiore

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N <sup>1</sup>	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
67	SLU-STR-08-Max	3.50	19.89	42.36	412.61	Momento massimo mezzeria
67	SLU-STR-10-Min	0.00	-83.95	-415.44	-557.66	Momento minimo inc. ritto centr.
67	SLU-STR-09-Min	6.05	-125.91	223.17	-239.76	Momento minimo inc. ritto lat.
67	SLU-STR-03-Min	0.00	-112.43	-459.66	-553.25	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
67	SLE-CAR-04-Max	3.50	18.80	31.93	319.50	Momento massimo mezzeria
67	SLE-CAR-03-Min	0.00	-78.59	-308.68	-422.34	Momento minimo inc. ritto centr.
67	SLE-CAR-05-Min	6.05	-93.79	164.45	-181.45	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
67	SLE-FR04-Max	3.50	8.91	29.37	283.27	Momento massimo mezzeria
67	SLE-FR05-Min	0.00	-76.84	-306.20	-379.49	Momento minimo inc. ritto centr.
67	SLE-FR-05-Min	6.05	-76.84	162.46	-135.67	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
67	SLE-Qp-01-Max	3.50	3.29	0.16	197.89	Momento massimo mezzeria
67	SLE-Qp-02-Min	0.00	-29.60	-200.71	-257.33	Momento minimo inc. ritto centr.
67	SLE-Qp-02-Min	6.05	-29.60	135.07	-58.77	Momento minimo inc. ritto lat.

<sup>1</sup> In favore di sicurezza le verifiche della soletta vengono eseguite trascurando l'azione assiale.

## 9.2 Ritti esterni

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	SLU-STR-09-Max	3.90	-190.77	102.52	77.99	Momento massimo (interno)
64	SLU-STR-03-Min	0.00	-474.44	-286.55	-438.13	Momento minimo (esterno)
61	SLU-STR-05-Min	0.00	-381.85	-305.68	-396.88	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	SLE-CAR05-Max	3.90	-140.45	76.46	70.43	Momento massimo (interno)
64	SLE-CAR09-Min	0.00	-351.72	-216.13	-330.29	Momento minimo (esterno)

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	SLE-FR04-Max	3.90	-145.44	61.98	34.39	Momento massimo (interno)
64	SLE-FR05-Min	0.00	-318.69	-210.05	-315.39	Momento minimo (esterno)

COMB. SLE-quasi permanente <sup>2</sup>						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	SLE-QP02-Min	0.00	-229.21	-173.47	-242.73	Momento minimo (esterno)

<sup>2</sup> Il momento positivo risulta trascurabile.

### 9.3 Ritti interni

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
63	SLU-STR03-Max	3.90	-649.21	27.12	173.52	Momento massimo
62	SLU-SIS-01	3.90	-345.17	74.74	-175.78	Momento minimo
62	SLU-SIS-01	0.00	-431.24	102.83	168.79	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
63	SLE-CAR07-Max	3.90	-480.63	19.64	129.59	Momento massimo
62	SLE-CAR05-Min	3.90	-469.98	1.61	-104.15	Momento minimo

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
63	SLE-FR05-Max	3.90	-449.88	8.68	112.98	Momento massimo
62	SLE-FR06-Min	3.90	-469.98	1.61	-104.15	Momento minimo

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
62	SLE-QP02-Max	0.00	-445.79	22.12	30.36	Momento massimo
62	SLE-QP02-Min	3.90	-364.43	20.22	-57.31	Momento minimo

## 9.4 Soletta di fondazione

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N <sup>3</sup>	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
41	SLU-STR06-Max	0.000	-190.90	450.05	541.73	Momento massimo inc. ritto centr.
51	SLU-STR06-Min	0.295	-253.37	-12.39	-273.63	Momento minimo mezzeria
60	SLU-STR05-Max	0.445	-208.59	-335.69	438.13	Momento massimo inc. ritto lat.
41	SLU-STR06-Min	0.000	-190.90	450.05	541.73	Taglio massimo inc. ritto

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
41	SLE-CAR10-Max	0.000	-141.98	333.64	405.79	Momento massimo inc. ritto centr.
51	SLE-CAR10-Min	0.295	-191.55	-9.76	-198.88	Momento minimo mezzeria
60	SLE-CAR09-Max	0.445	-155.08	-248.14	330.29	Momento massimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
41	SLE-FR06-Max	0.000	-142.87	305.99	363.77	Momento massimo inc. ritto centr.
51	SLE-FR06-Min	0.295	-187.52	-10.84	-176.80	Momento minimo mezzeria
60	SLE-FR05-Max	0.445	-156.44	-237.15	315.39	Momento massimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
41	SLE-QP02-Max	0.000	-168.21	-215.96	257.80	Momento massimo inc. ritto centr.
50	SLE-QP02-Min	0.295	-172.92	8.39	-111.02	Momento minimo mezzeria
60	SLE-QP02-Max	0.445	-148.68	-213.00	242.73	Momento massimo inc. ritto lat.

<sup>3</sup> In favore di sicurezza le verifiche della soletta di fondazione vengono eseguite trascurando l'azione assiale.

## 10 VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e fessurazione della struttura.

### 10.1 Soletta superiore

#### Sezioni di mezzeria e di incastro con i ritti esterni

La sezione viene armata con tondini  $\phi$  24/20 all'intradosso (interno vasca) e tondini  $\phi$  20/20 all'estradosso (esterno vasca).

<b>Nome sezione:</b>	Soletta_mezz-incastro esterno	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	90.0	[cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione	9000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	7500000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	6075000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 45.00	[cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.00	83.50	20	3.14
2	73.00	83.50	20	3.14
3	50.00	83.50	20	3.14
4	27.00	83.50	20	3.14
5	4.00	83.50	20	3.14
6	4.20	6.70	24	4.52
7	27.10	6.70	24	4.52
8	50.00	6.70	24	4.52
9	72.90	6.70	24	4.52
10	95.80	6.70	24	4.52

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	210000.000	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	



### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>x</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>x</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	0.0000	412.6100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	319.5000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
3	0.0000	283.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	197.8900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
5	0.0000	-239.7600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
6	0.0000	-181.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
7	0.0000	-135.6700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
8	0.0000	-58.7700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

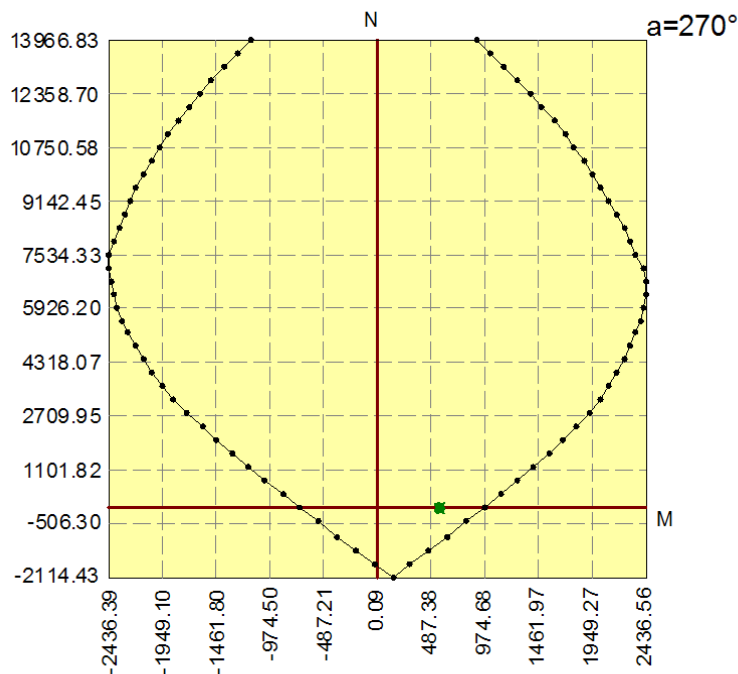
### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N <sub>u</sub>	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	<u>704.0577</u>	1.71

Diagramma M - N



**Combinazione n° 2**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	19.330	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	3.703	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	36.863	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-183.802	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Combinazione n° 3**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	19.330	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	3.283	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	32.683	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-162.960	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 264.4580$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -152.138$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.205$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2470.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0438$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 262.0376$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.1950$	[mm]		

**Combinazione n° 4**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	19.330	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	2.293	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	22.832	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-113.842	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 264.4580$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -152.138$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.205$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2470.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

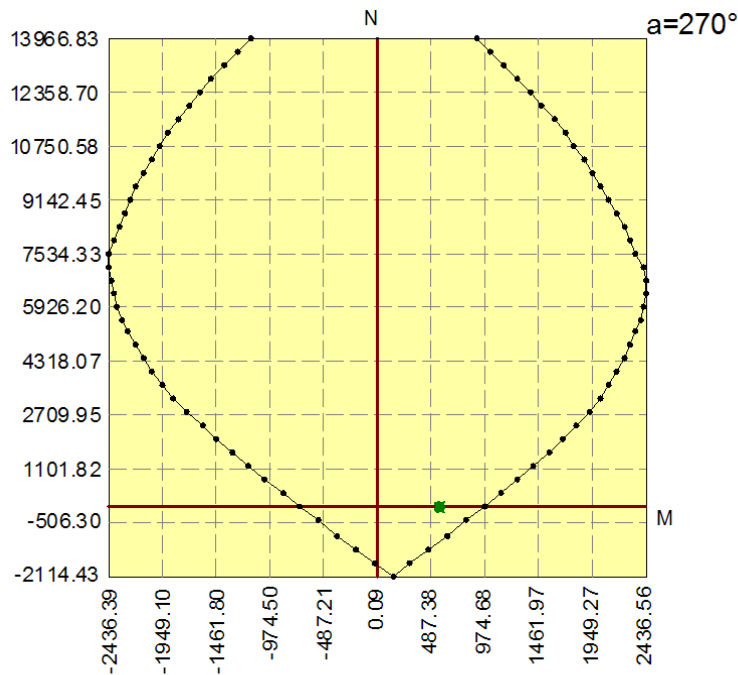
**Sollecitazioni ultime**

**Simbologia adottata**

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{Xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{Yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

$N_u$  0.0000       $M_{Xu}$  0.0000       $M_{Yu}$  -493.7473      FS 2.06

Diagramma M - N



**Combinazione n° 6**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 15.976 [cm]  
 Punti di intersezione con perimetro sezione (100.00 ; 15.98) (0.00 ; 15.98)  
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo 2.339 [N/mmq]  
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione massima nel ferro 20.371 [N/mmq]  
 Tensione minima nel ferro -148.281 [N/mmq]

### Combinazione n° 7

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		15.976	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 15.98)	(0.00 ; 15.98)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	1.749	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	15.231	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-110.869	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -253.1634$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -206.885$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -15.120$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### Combinazione n° 8

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		15.976	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 15.98)	(0.00 ; 15.98)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	0.758	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	6.598	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-48.027	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -253.1634$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -206.885$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -15.120$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### Sezioni di incastro con i ritti centrali

La sezione viene armata con tondini  $\phi$  24/20 all'intradosso (interno vasca) e tondini  $\phi$  20/20 +  $\phi$  16/20 su unico strato all'estradosso (esterno vasca).

**Nome sezione:** Soletta\_incastro centrale

Tipo sezione Rettangolare  
Base 100.0 [cm]  
Altezza 90.0 [cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione 9000.00 [cmq]  
Inerzia in direzione X 7500000.0 [cm<sup>4</sup>]  
Inerzia in direzione Y 6075000.0 [cm<sup>4</sup>]  
Inerzia in direzione XY 0.0 [cm<sup>4</sup>]  
Ascissa baricentro sezione  $X_G = 50.00$  [cm]  
Ordinata baricentro sezione  $Y_G = 45.00$  [cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine  
N° numero d'ordine  
X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]  
Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]  
d Diametro ferro espresso in [mm]  
 $\omega$  Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.10	83.70	20	3.14
2	85.86	83.70	20	3.14
3	75.61	83.70	20	3.14
4	65.37	83.70	20	3.14
5	55.12	83.70	20	3.14
6	44.88	83.70	20	3.14
7	34.63	83.70	20	3.14
8	24.39	83.70	20	3.14
9	14.14	83.70	20	3.14
10	3.90	83.70	20	3.14
11	4.20	6.70	24	4.52
12	27.10	6.70	24	4.52
13	50.00	6.70	24	4.52
14	72.90	6.70	24	4.52
15	95.80	6.70	24	4.52

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo 35.000 [N/mmq]  
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo 15.00  
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso 0.50  
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio 450.000 [N/mmq]  
Tensione snervamento acciaio 450.000 [N/mmq]  
Modulo elastico E 210000.000 [N/mmq]  
Fattore di incrudimento acciaio 1.00

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzamento normale espresso in [kN]
M <sub>y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>x</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>x</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	0.0000	-557.6600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-422.3400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
3	0.0000	-379.4900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-257.3300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

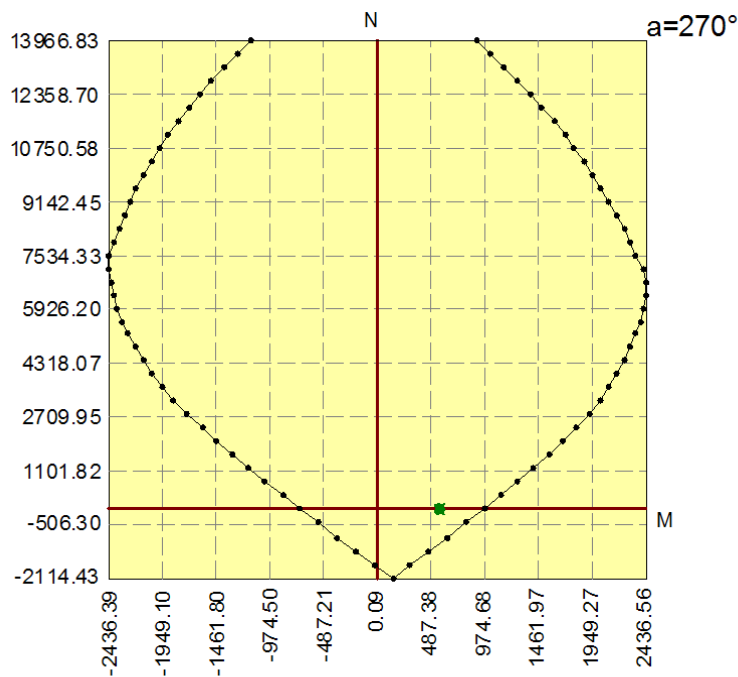
### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N <sub>u</sub>	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	<u>-974.3103</u>	1.75

Diagramma M - N



### Combinazione n° 2

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	21.895	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 21.89) (0.00 ; 21.89)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	4.150	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	43.200	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-175.715	[N/mm <sup>2</sup> ]

### Combinazione n° 3

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	21.895	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 21.89) (0.00 ; 21.89)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	3.729	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	38.817	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-157.887	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -286.4857$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -119.192$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -8.756$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2130.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0538$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 180.6889$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.1651$	[mm]		

### Combinazione n° 4

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	21.895	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 21.89) (0.00 ; 21.89)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.529	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	26.322	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-107.062	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -286.4857$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -119.192$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -8.756$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2130.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### 10.1.1 Verifiche a taglio

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 4.1.2.1.3, si effettuano le verifiche nei confronti dell'azione tagliante a Stato Limite Ultimo senza armatura trasversale resistente a taglio. Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Il massimo valore di taglio agente è pari a 459.66 kN/m.

#### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	459.66	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	553.25	kNm

#### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	840	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

#### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1$	=	0.0019	-

#### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	k	=	1.49	-
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	287.61	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	=	<b>287.61</b>	<b>kN</b>

#### VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.



Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;									
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive;									
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;									
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );									
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	<table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td><math>1 + \sigma_{cp}/f_{cd}</math></td> <td>per <math>0 \leq \sigma_{cp} &lt; 0,25 f_{cd}</math></td> </tr> <tr> <td>1,25</td> <td>per <math>0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}</math></td> </tr> <tr> <td><math>2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})</math></td> <td>per <math>0,5 f_{cd} &lt; \sigma_{cp} &lt; f_{cd}</math></td> </tr> </table>	1	per membrature non compresse	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
1	per membrature non compresse									
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$									
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$									
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$									

#### VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)

##### **Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	16 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	400 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	804 mm <sup>2</sup>

##### **Fattori di resistenza a compressione:**

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	594.61 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	3111.26 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>594.61 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia  $\phi 16/40$  in corrispondenza delle sezioni di incastro della soletta con i ritti sia centrali che esterni per una lunghezza di 1.60m.

## 10.2 Ritti esterni

La sezione viene armata con tondini  $\phi$  20/20 all'estradosso (esterno struttura) e con tondini  $\phi$  16/20 all'intradosso (interno struttura).

<b>Nome sezione:</b>	Ritti_esterni	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	90.0	[cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	9000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	7500000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	6075000.0	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 45.00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	3.80	6.80	16	2.01
2	26.90	6.80	16	2.01
3	50.00	6.80	16	2.01
4	73.10	6.80	16	2.01
5	96.20	6.80	16	2.01
6	96.00	83.50	20	3.14
7	73.00	83.50	20	3.14
8	50.00	83.50	20	3.14
9	27.00	83.50	20	3.14
10	4.00	83.50	20	3.14

**Materiale impiegato** : Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	210000.000	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>x</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>x</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	190.7700	77.9900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	474.4400	-438.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	140.4500	70.4300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	351.7200	-330.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	145.4400	34.3900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	318.6900	-315.3900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	229.2100	-242.7300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

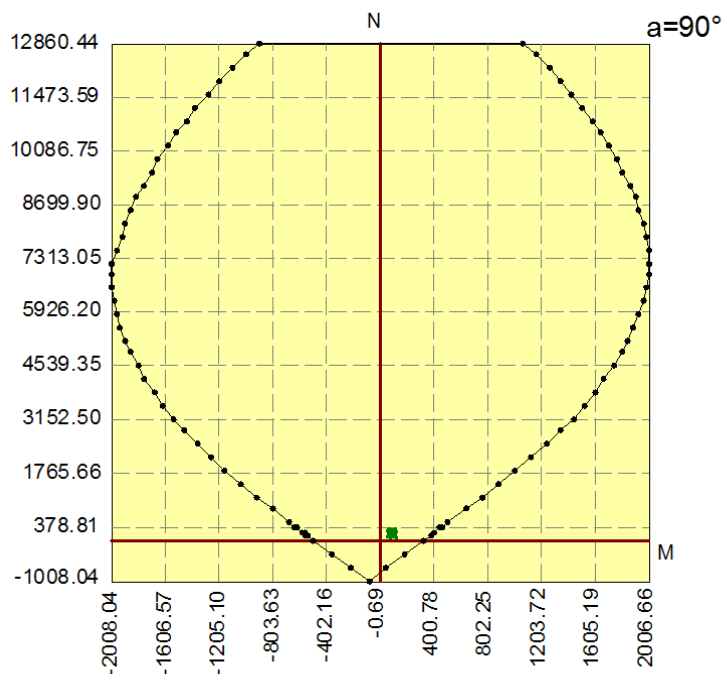
#### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N <sub>u</sub>	Sfuerzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
4032.5500	0.0000	1648.5746	21.14
15802.9479	0.0000	77.9900	82.84
190.7700	0.0000	395.4865	5.07

Diagramma M - N



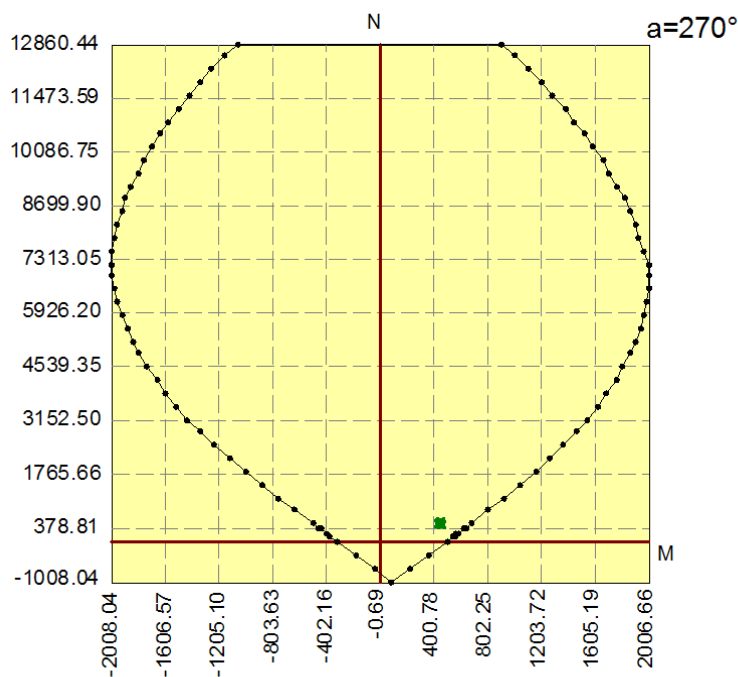
**Sollecitazioni ultime**

**Simbologia adottata**

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{Xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{Yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

$N_u$	$M_{Xu}$	$M_{Yu}$	FS
921.1586	0.0000	-850.6601	1.94
14332.5374	0.0000	-438.1300	30.21
474.4400	0.0000	-681.4473	1.56

**Diagramma M - N**



**Combinazione n° 3**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 29.507 [cm]  
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 60.49) (100.00 ; 60.49)  
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo 1.014 [N/mmq]  
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione massima nel ferro 11.863 [N/mmq]  
 Tensione minima nel ferro -27.687 [N/mmq]

#### Combinazione n° 4

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		24.389	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 24.39)	(0.00 ; 24.39)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	4.645	[N/mmq]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione massima nel ferro	50.252	[N/mmq]
Tensione minima nel ferro	-168.879	[N/mmq]

#### Combinazione n° 5

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		68.576	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 21.42)	(100.00 ; 21.42)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	0.403	[N/mmq]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione massima nel ferro	5.471	[N/mmq]
Tensione minima nel ferro	-1.289	[N/mmq]

##### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 1009.6968$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -37.839$	[N/mmq]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -3.696$	[N/mmq]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 1071.21$	[cmq]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

#### Combinazione n° 6

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		23.925	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 23.92)	(0.00 ; 23.92)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	4.442	[N/mmq]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione massima nel ferro	47.692	[N/mmq]
Tensione minima nel ferro	-165.914	[N/mmq]

##### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -310.7541$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -163.475$	[N/mmq]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -12.087$	[N/mmq]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cmq]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0407$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 268.8733$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.1858$	[mm]		

#### Combinazione n° 7

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	23.374	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 23.37) (0.00 ; 23.37)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	3.423	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	36.411	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-132.087	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -305.7969$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -166.406$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -12.293$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### 10.2.1 Verifiche a taglio

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 4.1.2.1.3, si effettuano le verifiche nei confronti dell'azione tagliante a Stato Limite Ultimo senza armatura trasversale resistente a taglio. Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Il massimo valore di taglio agente è pari a 305.68 kN/m.

#### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	305.68	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	381.85	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	396.88	kNm

#### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	$d$	=	840	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

#### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	5	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1$	=	0.0019	-

#### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.49	-
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{\min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	344.89	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>344.89</b>	<b>kN</b>

#### VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

### 10.3 Ritti centrali

La sezione viene armata simmetricamente con tondini  $\phi$  16/20.

<b>Nome sezione:</b>	Ritti_centrali	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	60.0	[cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione	6000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	5000000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	1800000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 30.00$	[cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.20	53.80	16	2.01
2	73.10	53.80	16	2.01
3	50.00	53.80	16	2.01
4	26.90	53.80	16	2.01
5	3.80	53.80	16	2.01
6	3.80	6.20	16	2.01
7	26.90	6.20	16	2.01
8	50.00	6.20	16	2.01
9	73.10	6.20	16	2.01
10	96.20	6.20	16	2.01

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	210000.000	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	



### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzio normale espresso in [kN]
M <sub>y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>x</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>x</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	649.2100	173.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	345.1700	-175.7800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	480.6300	129.5900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	469.9800	-104.1500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	449.8800	112.9800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	469.9800	-104.1500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	445.7900	30.3600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	364.4300	-57.3100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

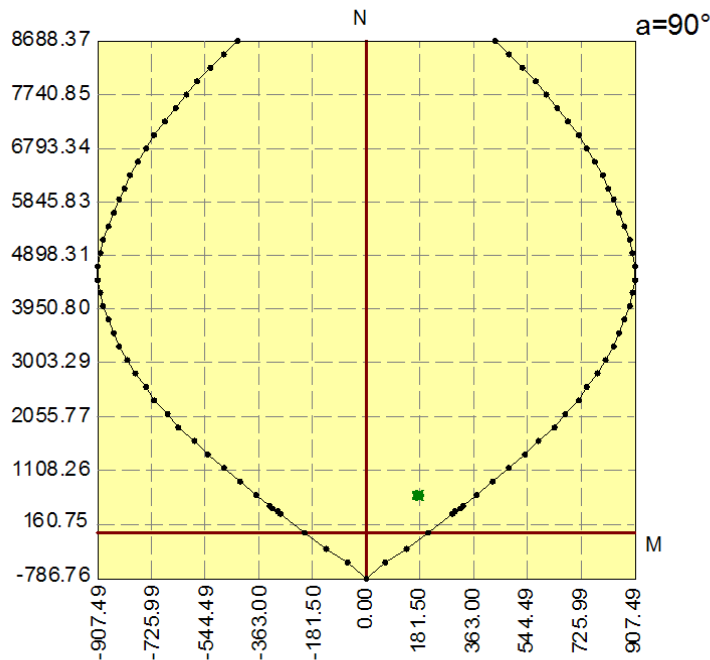
### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N <sub>u</sub>	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M <sub>xu</sub>	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M <sub>yu</sub>	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
3028.8443	0.0000	809.5455	4.67
9920.7412	0.0000	173.5200	15.28
649.2100	0.0000	369.4145	2.13

Diagramma M - N



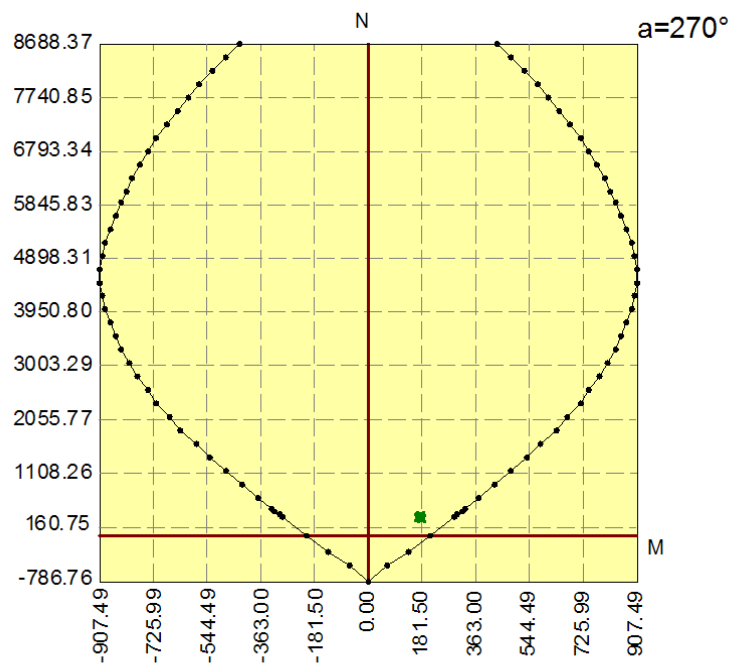
**Sollecitazioni ultime**

**Simbologia adottata**

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{Xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{Yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

$N_u$	$M_{Xu}$	$M_{Yu}$	FS
<u>793.5419</u>	0.0000	<u>-404.1162</u>	2.30
<u>9910.4850</u>	0.0000	<u>-175.7800</u>	28.71
345.1700	0.0000	<u>-294.0184</u>	1.67

**Diagramma M - N**



**Combinazione n° 3**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 26.380 [cm]  
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 33.62) (100.00 ; 33.62)  
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo 3.762 [N/mmq]  
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione massima nel ferro 43.167 [N/mmq]  
 Tensione minima nel ferro -58.655 [N/mmq]

#### Combinazione n° 4

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	32.382	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 32.38) (0.00 ; 32.38)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.863	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	34.728	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-28.408	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Combinazione n° 5

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	28.348	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 31.65) (100.00 ; 31.65)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	3.214	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	37.663	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-43.280	[N/mm <sup>2</sup> ]

##### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 220.3145$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -84.398$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -6.997$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 1582.58$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

#### Combinazione n° 6

##### Risultati tensioni ammissibili

###### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	32.382	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 32.38) (0.00 ; 32.38)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

###### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.863	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	34.728	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-28.408	[N/mm <sup>2</sup> ]

##### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -250.4241$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -68.307$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -5.872$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 1380.89$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

**Combinazione n° 7**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		75.923	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; -15.92)	(100.00 ; -15.92)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	1.170	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	16.111	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	5.112	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 165.3053$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = 27.834$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = 1.336$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 0.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

**Combinazione n° 8**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		45.613	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 45.61)	(0.00 ; 45.61)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	1.529	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	19.814	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-4.116	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -437.1277$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -31.392$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -3.678$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 719.34$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_m = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### 10.3.1 Verifiche a taglio

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 4.1.2.1.3, si effettuano le verifiche nei confronti dell'azione tagliante a Stato Limite Ultimo senza armatura trasversale resistente a taglio.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Il massimo valore di taglio agente è pari a 102.83 kN/m.

#### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$ =	35 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$ =	29.05 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$ =	16.46 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$ =	391.30 N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$ =	102.83 kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$ =	431.24 kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$ =	168.79 kNm

#### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d =	540 mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$ =	1000 mm

#### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$ =	16 mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n =	5 -
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1}$ =	1005 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1$ =	0.0019 -

#### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	k =	1.61 -
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{\min}$ =	0.38 N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$ =	0.80 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$ =	272.51 kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd}</math> =</b>	<b>272.51 kN</b>

#### VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

## 10.4 Soletta di fondazione

### Sezioni di mezzeria e di incastro con i ritzi esterni

La sezione viene armata con tondini  $\phi$  24/20 all'intradosso (esterno vasca) e tondini  $\phi$  20/20 all'estradosso (interno vasca).

<b>Nome sezione:</b>	Fond_mezzeria	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	90.0	[cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	9000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	7500000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	6075000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 45.00$	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.00	83.50	20	3.14
2	73.00	83.50	20	3.14
3	50.00	83.50	20	3.14
4	27.00	83.50	20	3.14
5	4.00	83.50	20	3.14
6	4.20	6.70	24	4.52
7	27.10	6.70	24	4.52
8	50.00	6.70	24	4.52
9	72.90	6.70	24	4.52
10	95.80	6.70	24	4.52

**Materiale impiegato** : Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	210000.000	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 N sforzo normale espresso in [kN]  
 M<sub>y</sub> momento lungo Y espresso in [kNm]  
 M<sub>x</sub> momento lungo X espresso in [kNm]  
 M<sub>t</sub> momento torcente espresso in [kNm]  
 T<sub>y</sub> taglio lungo Y espresso in [kN]  
 T<sub>x</sub> taglio lungo X espresso in [kN]  
 VD verifica di dominio  
 VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	0.0000	-273.6300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-198.8800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
3	0.0000	-176.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-111.0200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

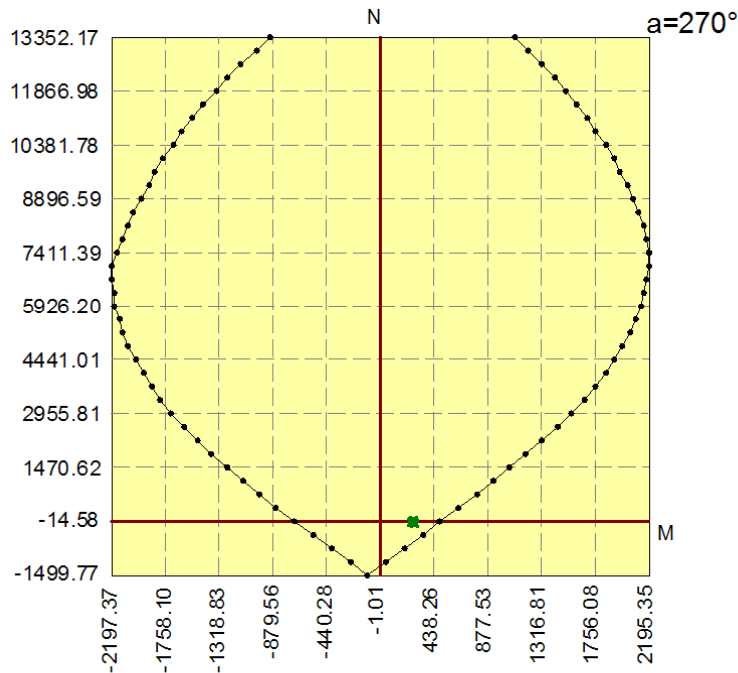
### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N<sub>u</sub> Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 M<sub>xu</sub> Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 M<sub>yu</sub> Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	-493.7473	1.80

Diagramma M - N



**Combinazione n° 2**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	15.976	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 15.98) (0.00 ; 15.98)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	2.564	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	22.328	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-162.525	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Combinazione n° 3**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	15.976	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 15.98) (0.00 ; 15.98)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	2.279	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	19.849	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-144.481	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -253.1634$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -206.885$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -15.120$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

**Combinazione n° 4**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	15.976	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 15.98) (0.00 ; 15.98)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo	1.431	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	12.464	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-90.726	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Risultati fessurazione**

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -253.1634$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -206.885$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -15.120$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2150.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\epsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{fm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

Nome sezione: Fond\_incastro esterno



Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	90.0	[cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	9000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	7500000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	6075000.0	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 45.00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

N°	Posizione riferita all'origine
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.00	83.50	20	3.14
2	73.00	83.50	20	3.14
3	50.00	83.50	20	3.14
4	27.00	83.50	20	3.14
5	4.00	83.50	20	3.14
6	4.20	6.70	24	4.52
7	27.10	6.70	24	4.52
8	50.00	6.70	24	4.52
9	72.90	6.70	24	4.52
10	95.80	6.70	24	4.52

**Materiale impiegato** : Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mmq]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione	- PARABOLA-RETTANGOLO	

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mmq]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mmq]
Modulo elastico E	210000.000	[N/mmq]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	0.0000	438.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	330.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
3	0.0000	315.3900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	242.7300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

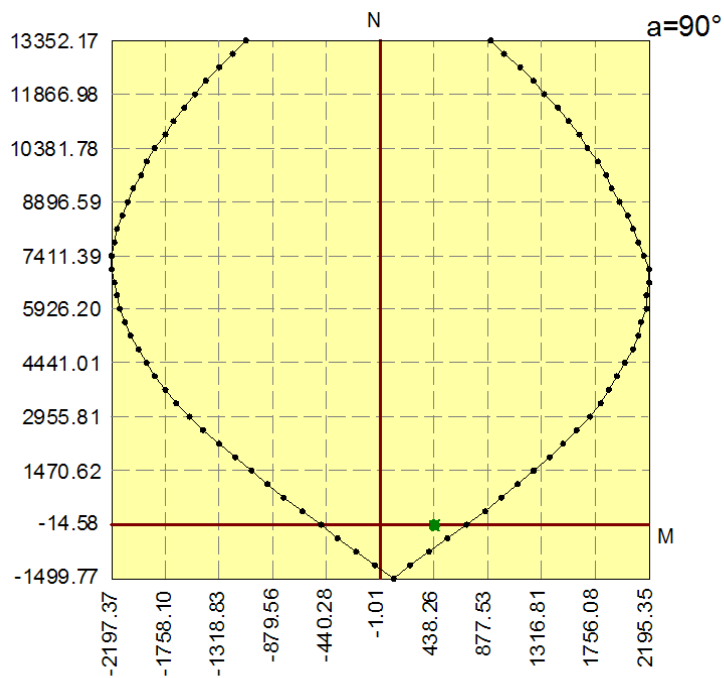
**Sollecitazioni ultime**

**Simbologia adottata**

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

$N_u$  0.0000       $M_{xu}$  0.0000       $M_{yu}$  704.0577      FS 1.61

Diagramma M - N



**Combinazione n° 2**

**Risultati tensioni ammissibili**

**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 19.330 [cm]  
 Punti di intersezione con perimetro sezione (0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)  
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

**Tensioni :**

Tensione massima nel calcestruzzo 3.828 [N/mmq]  
 Tensione minima nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0.000 [N/mmq]  
 Tensione massima nel ferro 38.108 [N/mmq]  
 Tensione minima nel ferro -190.010 [N/mmq]

### Combinazione n° 3

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	19.330	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	3.655	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	36.388	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-181.438	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 264.4580$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -152.138$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.205$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2470.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0560$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 262.0376$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.2496$	[mm]		

### Combinazione n° 4

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	19.330	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 70.67) (100.00 ; 70.67)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.813	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	28.005	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-139.638	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 264.4580$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -152.138$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.205$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2470.00$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### Sezioni di incastro con i ritti centrali

La sezione viene armata con tondini  $\phi$  20/20 all'estradosso (interno struttura) e con tondini  $\phi$  24/20 +  $\phi$  16/20 su unico strato all'intradosso (esterno struttura).

**Nome sezione:** Fond\_incastro centrale

Tipo sezione Rettangolare  
Base 100.0 [cm]  
Altezza 90.0 [cm]

#### Caratteristiche geometriche

Area sezione 9000.00 [cmq]  
Inerzia in direzione X 7500000.0 [cm<sup>4</sup>]  
Inerzia in direzione Y 6075000.0 [cm<sup>4</sup>]  
Inerzia in direzione XY 0.0 [cm<sup>4</sup>]  
Ascissa baricentro sezione  $X_G = 50.00$  [cm]  
Ordinata baricentro sezione  $Y_G = 45.00$  [cm]

#### Elenco ferri

##### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine  
N° numero d'ordine  
X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]  
Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]  
d Diametro ferro espresso in [mm]  
 $\omega$  Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.00	83.50	20	3.14
2	73.00	83.50	20	3.14
3	50.00	83.50	20	3.14
4	27.00	83.50	20	3.14
5	4.00	83.50	20	3.14
6	4.20	6.70	24	4.52
7	14.38	6.70	16	2.01
8	24.56	6.70	24	4.52
9	34.73	6.70	16	2.01
10	44.91	6.70	24	4.52
11	55.09	6.70	16	2.01
12	65.27	6.70	24	4.52
13	75.44	6.70	16	2.01
14	85.62	6.70	24	4.52
15	95.80	6.70	16	2.01

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo 35.000 [N/mmq]  
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo 15.00  
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso 0.50  
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio 450.000 [N/mmq]  
Tensione snervamento acciaio 450.000 [N/mmq]  
Modulo elastico E 210000.000 [N/mmq]  
Fattore di incrudimento acciaio 1.00

### Combinazioni

#### Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione  
 N sforzo normale espresso in [kN]  
 M<sub>y</sub> momento lungo Y espresso in [kNm]  
 M<sub>x</sub> momento lungo X espresso in [kNm]  
 M<sub>t</sub> momento torcente espresso in [kNm]  
 T<sub>y</sub> taglio lungo Y espresso in [kN]  
 T<sub>x</sub> taglio lungo X espresso in [kN]  
 VD verifica di dominio  
 VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	VD	VT
1	0.0000	541.7300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	405.7900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
3	0.0000	363.7700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	257.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

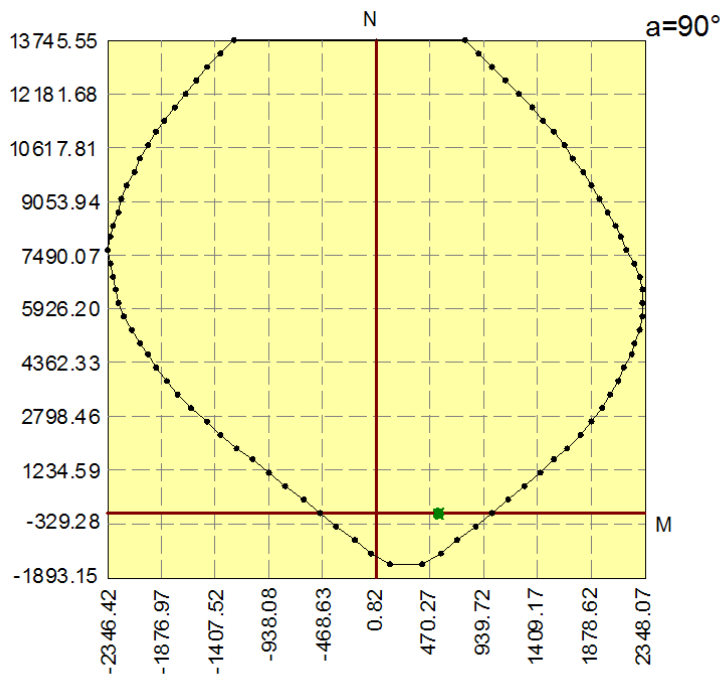
### Sollecitazioni ultime

#### Simbologia adottata

N<sub>u</sub> Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 M<sub>xu</sub> Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 M<sub>yu</sub> Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	1007.5601	1.86

### Diagramma M - N



### Combinazione n° 2

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		23.853	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(-2916.13 ; 0.00) (1051.93 ; 90.00)		
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		1.299	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	4.303	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	46.711	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-166.667	[N/mm <sup>2</sup> ]

### Combinazione n° 3

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		23.853	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(-2916.13 ; 0.00) (1051.93 ; 90.00)		
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		1.299	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	3.857	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	41.874	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-149.409	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 283.0812$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -116.268$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -8.606$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2174.83$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0496$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 186.9198$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.1576$	[mm]		

### Combinazione n° 4

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso		23.853	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(-2916.13 ; 0.00) (1051.93 ; 90.00)		
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale		1.299	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	2.733	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima nel ferro	29.676	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione minima nel ferro	-105.884	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 283.0812$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -116.268$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -8.606$	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 2174.83$	[cm <sup>2</sup> ]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

### 10.4.1 Verifiche a taglio

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 4.1.2.1.3, si effettuano le verifiche nei confronti dell'azione tagliante a Stato Limite Ultimo senza armatura trasversale resistente a taglio. Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Il massimo valore di taglio agente è pari a 339.45 kN/m.

#### Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	450.05	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	190.90	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	541.73	kNm

#### Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	840	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

#### Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1$	=	0.0019	-

#### VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	k	=	1.49	-
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{\min}$	=	0.34	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \cdot f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.23	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	316.24	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	=	<b>316.24</b>	<b>kN</b>

#### VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;		
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive;		
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );		
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

#### VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)

##### Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	16 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	400 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	804 mm <sup>2</sup>

##### Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	8.23 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.01 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	594.61 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	3154.21 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>594.61 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia  $\phi 16/40$  in corrispondenza delle sezioni di incastro della soletta con i ritti sia centrali che esterni per una lunghezza di 1.60m..



## 11 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 11.1 Verifiche di portata della fondazione

La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione :

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

I simboli utilizzati nella precedente relazione e nelle successive sono:

$\gamma$	peso specifico terreno
$M$	momento risultante sulla fondazione
$N$	azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione
$H$	azione parallela al piano di posa sulla fondazione
$B_R$	larghezza reale della fondazione
$e = M/N$	eccentricità del carico sulla fondazione
$B = B_R - 2e$	peso specifico terreno
$L$	lunghezza della fondazione
$D$	profondità del piano di posa della fondazione
$\alpha$	angolo di inclinazione del piano di fondazione
$\omega$	angolo di inclinazione del piano campagna
$q'$	sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione
$c'$	coesione
$\phi'$	angolo di attrito
$q_{LIM}$	portata limite unitaria
$F_s$	fattore di sicurezza

La portata ammissibile unitaria è ottenuta da quella limite dividendo per il fattore di sicurezza.

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_{\phi} = \text{tg}^2(45^{\circ} + \phi'/2)$$

$$N_Q = N_{\phi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \phi'}$$

$$N_C = (N_Q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 2.0 \cdot (N_Q + 1) \cdot \text{tg} \phi'$$

I coefficienti  $s_{\gamma}$ ,  $s_q$ ,  $s_c$  sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

(Per  $B > L \Rightarrow B/L = 1$ )

I coefficienti  $i_{\gamma}$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g\phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g\phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $b_{\gamma}$ ,  $b_q$ ,  $b_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione:

$$b_{\gamma} = (1 - \alpha \cdot \text{tg}\phi')^2$$

$$b_q = b_{\gamma}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $g_{\gamma}$ ,  $g_q$ ,  $g_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_{\gamma} = (1 - \text{tg}\omega)^2$$

$$g_q = g_{\gamma}$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti  $d_q$ ,  $d_c$  sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

Le sollecitazioni sul terreno per le varie combinazioni di carico sono ricavate dalle reazioni vincolari sulle singole molle divise per le relative aree di influenza. Da queste si ricavano le sollecitazioni globali (M,N,H) sul terreno e si procede alle verifiche di portata.

Si riportano qui di seguito le caratteristiche geometriche e geotecniche di input per il calcolo<sup>4</sup>:

B (m)	18.30	$\phi$ (°) <sup>5</sup>	29.26	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	11.00
L (m)	31.20	c (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	$\alpha$ (°)	0.00
D (m)	0.60	q (kN/m <sup>2</sup> )	6.60	$\omega$ (°)	0.00

<sup>4</sup> Cautelativamente si assume per la verifica a schiacciamento un ricoprimento pari a 0.90 m (D)

<sup>5</sup> Angolo di attrito parzializzato.

Si riportano qui di seguito le tabelle contenenti, per ognuna delle combinazioni analizzate (combinazioni GEO e sismiche), nell'ordine:

- M il momento flettente alla base dell'opera  
 N l'azione verticale alla base dell'opera  
 H l'azione orizzontale alla base dell'opera  
 L<sub>reag</sub> la larghezza reagente della fondazione (controsoletta)  
 σ<sub>1</sub> la sollecitazione minima sul terreno  
 σ<sub>2</sub> la sollecitazione massima sul terreno  
 σ<sub>eq</sub> la sollecitazione equivalente sul terreno  
 σ<sub>lim</sub> il valore limite della pressione sul terreno  
 σ<sub>amm</sub> il valore ammissibile della pressione sul terreno

	SLU-GEO-01Max	SLU-GEO-01Min	SLU-GEO-02Max	SLU-GEO-02Min	SLU-GEO-03Max	SLU-GEO-03Min
	Co 1	Co 2	Co 3	Co 4	Co 5	Co 6
<b>M (kNm)</b>	0.000	0.000	0.000	0.000	712.765	685.353
<b>N (kN)</b>	1326.650	1322.930	809.250	805.530	1861.752	1619.538
<b>T (kN)</b>	0.473	0.666	0.589	0.782	0.549	0.905
<b>L<sub>reag</sub> (m)</b>	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900
<b>σ<sub>1</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.070	0.070	0.043	0.043	0.087	0.074
<b>σ<sub>2</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.070	0.070	0.043	0.043	0.110	0.097
<b>σ<sub>eq</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.070	0.070	0.043	0.043	0.103	0.090
<b>σ<sub>lim</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	2.647	2.646	2.644	2.642	2.533	2.519
<b>σ<sub>amm</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	1.470	1.470	1.469	1.468	1.407	1.399

	SLU-GEO-04Max	SLU-GEO-04Min	SLU-GEO-05Max	SLU-GEO-05Min	SLU-GEO-06Max	SLU-GEO-06Min
	Co 7	Co 8	Co 9	Co 10	Co 11	Co 12
<b>M (kNm)</b>	909.894	882.482	899.918	872.506	909.894	882.482
<b>N (kN)</b>	1861.752	1619.538	1344.352	1102.138	1344.352	1102.138
<b>T (kN)</b>	25.332	25.689	12.466	12.822	25.449	25.805
<b>L<sub>reag</sub> (m)</b>	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900
<b>σ<sub>1</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.083	0.071	0.056	0.044	0.056	0.043
<b>σ<sub>2</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.114	0.101	0.086	0.073	0.086	0.073
<b>σ<sub>eq</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.104	0.091	0.077	0.064	0.077	0.064
<b>σ<sub>lim</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	2.417	2.387	2.392	2.342	2.331	2.269
<b>σ<sub>amm</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	1.343	1.326	1.329	1.301	1.295	1.261

	SLU-GEO-07Max	SLU-GEO-07Min	SLU-GEO-08Max	SLU-GEO-08Min	SLU-GEO-09Max	SLU-GEO-09Min
	Co 13	Co 14	Co 15	Co 16	Co 17	Co 18
<b>M (kNm)</b>	535.002	514.443	682.421	661.862	784.837	764.278
<b>N (kN)</b>	1728.534	1544.828	1728.534	1544.828	1211.134	1027.428
<b>T (kN)</b>	0.554	0.928	19.088	19.462	16.397	16.771
<b>L<sub>reag</sub> (m)</b>	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900
<b>σ<sub>1</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.082	0.073	0.080	0.071	0.051	0.042
<b>σ<sub>2</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.100	0.090	0.103	0.093	0.077	0.067
<b>σ<sub>eq</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.095	0.085	0.095	0.086	0.069	0.059
<b>σ<sub>lim</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	2.554	2.546	2.460	2.441	2.372	2.328
<b>σ<sub>amm</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	1.419	1.414	1.367	1.356	1.318	1.293

	SLU-GEO-10Max	SLU-GEO-10Min	SLU-SIS-01	SLU-SIS-02	SLU-SIS-03	SLU-SIS-04
	Co 19	Co 20	Co 21	Co 22	Co 23	Co 24
<b>M (kNm)</b>	682.421	661.862	719.496	625.701	215.849	187.710
<b>N (kN)</b>	1211.134	1027.428	1203.179	797.533	1198.021	774.533
<b>T (kN)</b>	19.205	19.578	74.917	62.554	22.895	19.250
<b>L<sub>reag</sub> (m)</b>	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900	18.900
<b><math>\sigma_1</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.053	0.043	0.052	0.032	0.060	0.038
<b><math>\sigma_2</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.076	0.065	0.076	0.053	0.067	0.044
<b><math>\sigma_{eq}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	0.068	0.058	0.068	0.046	0.065	0.042
<b><math>\sigma_{lim}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	2.382	2.339	2.096	1.960	2.470	2.416
<b><math>\sigma_{amm}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	1.323	1.299	1.164	1.089	1.372	1.342

## 11.2

### 11.3 Verifiche a galleggiamento

La verifica viene eseguita sia in fase di costruzione che in fase di esercizio (in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

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

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento a quanto esposto dalle NTC 2008 §6.2.3.2:

*Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma F$	(A2) STR
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	sfavorevole		1.1

#### Verifica a galleggiamento in fase di costruzione

Quota della falda  $\cong$  112.15 m s.l.m.  
 Quota intradosso fondazione = 108.47 m s.l.m.  
 Larghezza fondazione = 18.90 m

Coefficiente di sicurezza in fase di costruzione:

$$\gamma_c = \frac{P_{sc} \cdot 0.9}{S_{idr} \cdot 1.10} = 1.25$$

#### Verifica a galleggiamento in fase di esercizio

Quota della falda  $\cong$  113.0 m s.l.m.  
 Quota intradosso fondazione = 108.47 m s.l.m.  
 Larghezza fondazione = 18.90 m

Coefficiente di sicurezza in fase di esercizio:

$$\gamma_c = \frac{(P_{sc} + P_{psup}) \cdot 0.9}{S_{idr} \cdot 1.10} = 1.46$$

Si riporta di seguito i tabulati di verifica.

Verifica in fase di costruzione

Peso proprio	25.00 kN/mc
Peso terreno laterale	20.00 kN/mc
Peso ricoprimento	20.00 kN/mc
Spinta falda	10.00 kN/mc
Coeff. Azioni favorevoli	0.9
Coeff. Azioni sfavorevoli	1.1
<b>Quota falda cantiere</b>	<b>112.15 mslm</b>

**VASCA sezione corrente**

Larghezza interna	B min	17.10 m
	B max	17.10 m
	B med	17.10 m
Altezza	H min	3.00 m
	H max	3.00 m
	H med	3.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.90 m
	Sp base min	0.90 m
	Sp base max	0.90 m
	Sp base med	0.90 m
Ritti interni	Spessore	0.60 m
	Altezza media	2.50 m
Fondazione/soletta	Sp	0.90 m
	B min	18.90 m
	B max	18.90 m
	B med	18.90 m
	quota estradosso	109.37 mslm
Fond. laterale	Sp	0.90 m
	B	0.00 m
Larghezza totale	B min	18.90 m
	B max	18.90 m
	B med	18.90 m
Peso struttura ml	Pp med	1060.50 kN
Peso terreno laterale	Pt med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Ppav med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	695.52 kN
<b>Verifica in costruzione</b>	<b>1.25</b>	

Verifica in fase di esercizio

Peso proprio	25.00 kN/mc
Peso terreno	20.00 kN/mc
Peso ricoprimento	20.00 kN/mc
Spinta falda	10.00 kN/mc
Coeff. Azioni favorevoli	0.9
Coeff. Azioni sfavorevoli	1.1
<b>Quota falda di progetto</b>	<b>113.00 mslm</b>

**VASCA 7 sezione corrente**

Larghezza interna	B min	17.10 m
	B max	17.10 m
	B med	17.10 m
Altezza	H min	3.00 m
	H max	3.00 m
	H med	3.00 m
H ricoprimento	H med	1.60 m
Ritti esterni	Sp testa	0.90 m
	Sp base min	0.90 m
	Sp base max	0.90 m
	Sp base med	0.90 m
Ritti interni	Spessore	0.60 m
	Altezza media	2.50 m
Fondazione/soletta	Sp	0.90 m
	B min	18.90 m
	B max	18.90 m
	B med	18.90 m
	quota estradosso	109.37 mslm
Fond. laterale	Sp	0.90 m
	B	0.00 m
Larghezza totale	B min	18.90 m
	B max	18.90 m
	B med	18.90 m
Peso struttura ml	Pp med	985.50 kN
Peso terreno laterale	Pt med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Ppav med	547.20 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	856.17 kN
<b>Verifica in esercizio</b>	<b>1.46</b>	

## 12 ANALISI E VERIFICHE TORRINI

Sono presenti sulla soletta superiore della vasca 5 torrini:

- 2 torrini di ispezione aventi dimensioni interne pari a 1.0m x 1.0m con pareti di spessore pari a 20 cm
- 3 torrini per manutenzione e sostituzione pompe aventi dimensioni interne pari a 1.0m x 0.74m con pareti di spessore pari a 20 cm

L'altezza massima dei torrini considerata per il calcolo è pari a 1.60 m.

Di seguito si riporta il dimensionamento e la verifica di tali strutture analizzate come anelli chiusi in cui le armature principali che assorbono le sollecitazioni agenti sono quelle disposte nel piano orizzontale costituite da  $\phi 14/20$ .

I carichi agenti considerati sono la spinta delle terre ed i carichi mobili.

Questi ultimi vengono valutati analogamente a quanto riportato nell'analisi dei carichi della vasca.

Come azioni variabili da traffico gravanti nella sezione di incastro al piede del torrino si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il  $Q_{1,k}$ , ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e il carico ripartito  $q_{1,k}$  da 9.0 kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

In direzione trasversale lo si considera ripartito a favore di sicurezza solo sulla larghezza della corsia convenzionale di 3.00 m.

In direzione longitudinale il carico viene ripartito assumendo che la diffusione dal piano stradale alla quota di incastro dei torrini alla soletta superiore avvenga con angolo di diffusione di 45°:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 \times (1.60) = 4.80 \text{ m}$$

La pressione dovuta al  $Q_{1,k}$  risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (3.0 \times 4.80) = 41.7 \text{ kN/m}^2$$

a tale carico viene sommato il carico del  $q_{1k,dis} = 9.0 \text{ kN/m}^2$  ottenendo un carico totale pari a 50.7 kN/m<sup>2</sup>.



## 12.1 Sollecitazioni agenti

### Torrini di ispezione :

#### Caratteristiche geometriche:

Larghezza interna in pianta	<b>1.00</b> m
Lunghezza interna in pianta	<b>1.00</b> m
Spessore delle pareti	<b>0.20</b> m
Affondamento massimo *	<b>1.60</b> m
Larghezza di calcolo (a)	1.20 m
Lunghezza di calcolo (b)	1.20 m
Rapporto tra i lati (k)	1.00

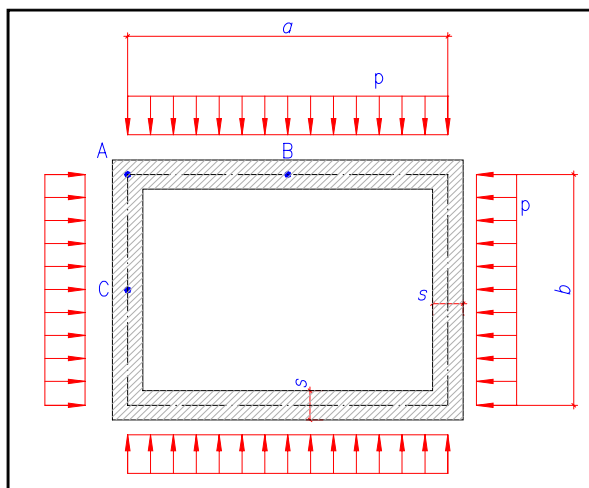
\* Dal piano campagna al fondo interno del pozzetto

#### Caratteristiche dei carichi:

Peso proprio del terreno	<b>20.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno terreno	<b>35.00</b> °
Carico permanente	<b>0.00</b> kN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	<b>44.10</b> kN/m <sup>2</sup>

#### Carichi agenti:

Coefficiente di spinta a riposo	0.43
Spinta del terreno a riposo	13.65 kN/m <sup>2</sup>
Spinta dei carichi permanenti	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Spinta dei carichi accidentali	18.81 kN/m <sup>2</sup>



#### SOLLECITAZIONI SLE:

$$N_B = \frac{p \cdot b}{2} = 19.47 \text{ kN/ml}$$

$$M_A = \frac{p \cdot (a^2 + b^2 \cdot k)}{12 \cdot (1 + k)} = 3.89 \text{ kNm/ml}$$

$$M_B = -\frac{p \cdot a^2}{8} + M_A = -1.95 \text{ kNm/ml}$$

$$N_C = \frac{p \cdot a}{2} = 19.47 \text{ kN/ml}$$

$$M_C = -\frac{p \cdot b^2}{8} + M_A = -1.95 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{MAX} = 19.47 \text{ kN/ml}$$

#### SOLLECITAZIONI SLU:

$$N_B = \frac{p \cdot b}{2} = 26.29 \text{ kN/ml}$$

$$M_A = \frac{p \cdot (a^2 + b^2 \cdot k)}{12 \cdot (1 + k)} = 5.26 \text{ kNm/ml}$$

$$M_B = -\frac{p \cdot a^2}{8} + M_A = -2.63 \text{ kNm/ml}$$

$$N_C = \frac{p \cdot a}{2} = 26.29 \text{ kN/ml}$$

$$M_C = -\frac{p \cdot b^2}{8} + M_A = -2.63 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{MAX} = 26.29 \text{ kN/ml}$$

**Torrini di manutenzione pompe :**
**Caratteristiche geometriche:**

Larghezza interna in pianta	<b>1.00 m</b>
Lunghezza interna in pianta	<b>0.74 m</b>
Spessore delle pareti	<b>0.20 m</b>
Affondamento massimo *	<b>1.60 m</b>
Larghezza di calcolo (a)	1.20 m
Lunghezza di calcolo (b)	0.94 m
Rapporto tra i lati (k)	0.78

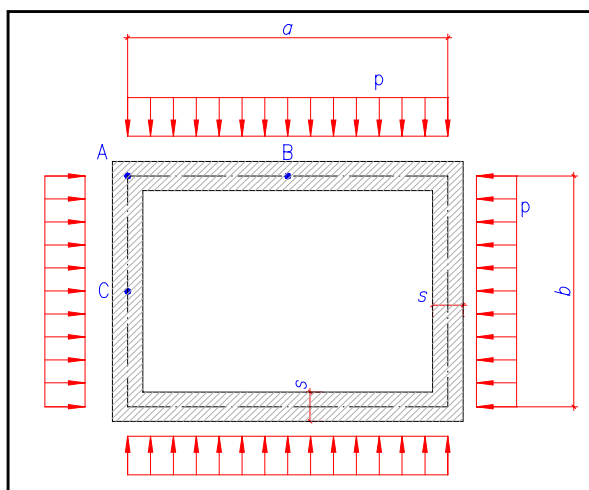
\* Dal piano campagna al fondo interno del pozzetto

**Caratteristiche dei carichi:**

Peso proprio del terreno	<b>20.00 kN/m<sup>3</sup></b>
Angolo di attrito interno terreno	<b>35.00 °</b>
Carico permanente	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Carico accidentale	<b>44.10 kN/m<sup>2</sup></b>

**Carichi agenti:**

Coefficiente di spinta a riposo	0.43
Spinta del terreno a riposo	13.65 kN/m <sup>2</sup>
Spinta dei carichi permanenti	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Spinta dei carichi accidentali	18.81 kN/m <sup>2</sup>


**SOLLECITAZIONI SLE:**

$$N_B = \frac{p \cdot b}{2} = 15.25 \text{ kN/ml}$$

$$M_A = \frac{p \cdot (a^2 + b^2 \cdot k)}{12 \cdot (1 + k)} = 3.23 \text{ kNm/ml}$$

$$M_B = -\frac{p \cdot a^2}{8} + M_A = -2.61 \text{ kNm/ml}$$

$$N_C = \frac{p \cdot a}{2} = 19.47 \text{ kN/ml}$$

$$M_C = -\frac{p \cdot b^2}{8} + M_A = -0.35 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{MAX} = 19.47 \text{ kN/ml}$$

**SOLLECITAZIONI SLU:**

$$N_B = \frac{p \cdot b}{2} = 20.59 \text{ kN/ml}$$

$$M_A = \frac{p \cdot (a^2 + b^2 \cdot k)}{12 \cdot (1 + k)} = 4.36 \text{ kNm/ml}$$

$$M_B = -\frac{p \cdot a^2}{8} + M_A = -3.52 \text{ kNm/ml}$$

$$N_C = \frac{p \cdot a}{2} = 26.29 \text{ kN/ml}$$

$$M_C = -\frac{p \cdot b^2}{8} + M_A = -0.47 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{MAX} = 26.29 \text{ kN/ml}$$

## 12.2 Verifiche

L'armatura presente nei torrini è costituita da  $\phi$  14/20, di seguito si riportano i tabulati di verifica per i massimi momenti negativi e positivi trascurando, in favore di sicurezza le azioni assiali.

### Dati

<b>Nome sezione:</b>	Parete torrino		
Tipo sezione	Rettangolare		
Base	100.0	[cm]	
Altezza	20.0	[cm]	

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	2000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	1666666.7	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	66666.7	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	X <sub>G</sub> = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y <sub>G</sub> = 10.00	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
$\omega$	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	$\omega$
1	96.30	15.30	14	1.54
2	73.15	15.30	14	1.54
3	50.00	15.30	14	1.54
4	26.85	15.30	14	1.54
5	3.70	15.30	14	1.54
6	3.70	4.70	14	1.54
7	26.85	4.70	14	1.54
8	50.00	4.70	14	1.54
9	73.15	4.70	14	1.54
10	96.30	4.70	14	1.54

**Materiale impiegato :** Calcestruzzo armato

#### Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	0.50	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

#### Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico E	206000.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

## Combinazioni

### Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M <sub>Y</sub>	momento lungo Y espresso in [kNm]
M <sub>X</sub>	momento lungo X espresso in [kNm]
M <sub>t</sub>	momento torcente espresso in [kNm]
T <sub>Y</sub>	taglio lungo Y espresso in [kN]
T <sub>X</sub>	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	0.0000	5.2600	0.0000	0.0000	26.2900	0.0000	SI	NO
2	0.0000	3.8900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE
3	0.0000	-3.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
4	0.0000	-2.6100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLE

## Risultati taglio

### Simbologia adottata

Dir	Direzione di azione del taglio
V <sub>Rd</sub>	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V <sub>Rcd</sub>	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]
nb	Numero bracci staffe

Diametro e passo staffe sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

Dir	T	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	nb
X	0.0000	121.3424	--	--	--
Y	26.2900	96.3396	--	--	--

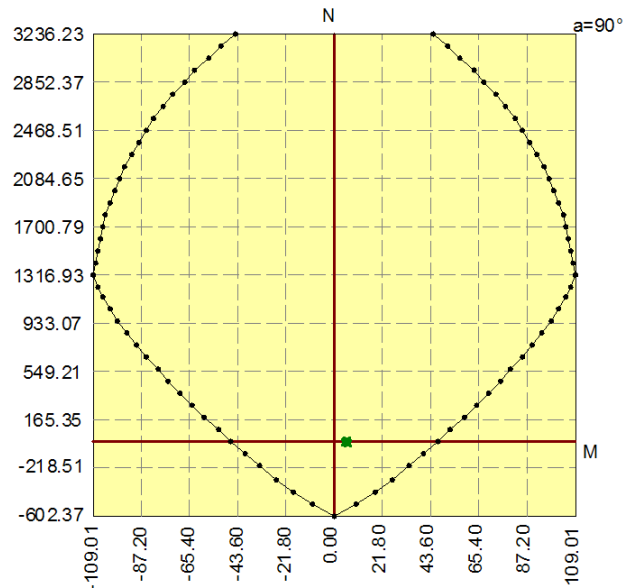
### Sollecitazioni ultime

#### *Simbologia adottata*

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

<b><math>N_u</math></b>	<b><math>M_{xu}</math></b>	<b><math>M_{yu}</math></b>	<b>FS</b>
0.0000	0.0000	<u>46.7889</u>	8.90

Diagramma M - N



### Combinazione n° 2

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	4.868	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(0.00 ; 15.13) (100.00 ; 15.13)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	1.154	[N/mmq]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione massima nel ferro	0.598	[N/mmq]
Tensione minima nel ferro	-37.086	[N/mmq]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = 12.2951$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -117.218$	[N/mmq]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.335$	[N/mmq]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 756.59$	[cmq]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		

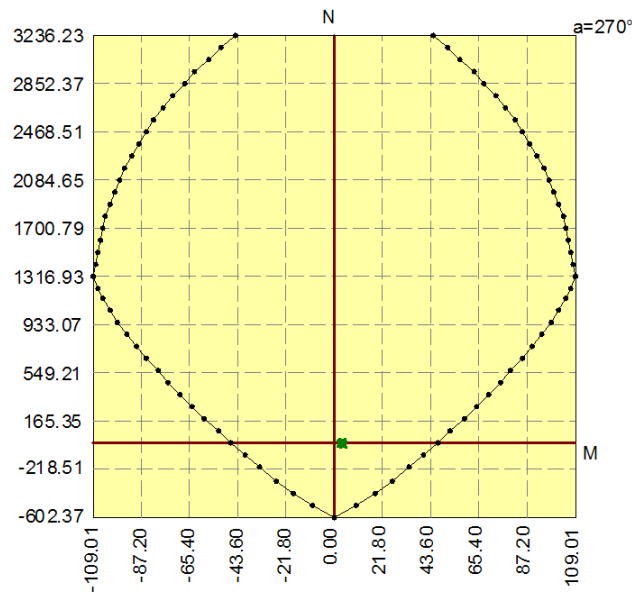
### Sollecitazioni ultime

#### *Simbologia adottata*

$N_u$  Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]  
 $M_{xu}$  Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]  
 $M_{yu}$  Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza

<b><math>N_u</math></b>	<b><math>M_{xu}</math></b>	<b><math>M_{yu}</math></b>	<b>FS</b>
0.0000	0.0000	<u>-46.7890</u>	13.29

Diagramma M - N



### Combinazione n° 4

#### Risultati tensioni ammissibili

##### Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	4.868	[cm]
Punti di intersezione con perimetro sezione	(100.00 ; 4.87) (0.00 ; 4.87)	
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0.000	[°]

##### Tensioni :

Tensione massima nel calcestruzzo	0.774	[N/mmq]
Tensione minima nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0.000	[N/mmq]
Tensione massima nel ferro	0.401	[N/mmq]
Tensione minima nel ferro	-24.883	[N/mmq]

#### Risultati fessurazione

Momento di prima fessurazione	$M_x = 0.0000$	[kNm]	$M_y = -12.2951$	[kNm]
Tensione nell'acciaio	$\sigma = -117.218$	[N/mmq]		
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{ct} = -11.335$	[N/mmq]		
Area efficace a trazione	$A_{eff} = 756.59$	[cmq]		
Deformazione media acciaio teso	$\varepsilon = 0.0000$			
Distanza media tra le fessure	$S_{rm} = 0.0000$	[mm]		
Ampiezza delle fessure	$w = 0.0000$	[mm]		