

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 : STUDI E INDAGINI VL - VASCHE DI LAMINAZIONE Vasche di laminazione: Relazione di calcolo vasche 03-04				Cod. Elaborato: B.08.03
CODICE WM : WM-ERR-TB-00-RP-C-52043				Scala:
	Redatto	Controllato	Approvato	Data:
	MUNARO	VISCHIONI	RINALDI	Maggio 2015

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

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

Visto

Visto

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

.....

.....

INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI CALCOLO	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	9
3.1	Stratigrafie di riferimento	9
3.2	Stratigrafie di calcolo	12
3.3	Determinazione del valore della costante di sottofondo.....	13
4	MATERIALI	15
4.1	Calcestruzzo per getti in c.a.....	15
4.2	Acciaio per armature.....	15
4.3	Copriferro minimo e copriferro nominale	15
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	16
5	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	17
6	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1	Peso proprio	18
6.2	Carichi permanenti sulla soletta superiore	18
6.3	Carichi permanenti sulla soletta di fondazione.....	18
6.4	Spinta del terreno	18
6.5	Carichi mobili sulla soletta superiore	19
6.6	Spinta del sovraccarico sul rilevato	20
6.7	Frenatura	20
6.8	Acqua all'interno della vasca	20
6.9	Azioni termiche.....	20
6.10	Ritiro	20
6.11	Sisma	21
6.11.1	<i>Stati limite di progetto sismici</i>	21
6.11.2	<i>Spettri di risposta</i>	22
7	CRITERI DI CALCOLO.....	27
8	COMBINAZIONI DI CARICO	29
9	SOLLECITAZIONI.....	33
9.1	Soletta superiore	33
9.2	Ritti esterni.....	33
9.3	Ritti interni.....	34
9.4	Soletta di fondazione	35
10	VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE	36
10.1	Soletta superiore	36
10.1.1	<i>Verifiche a taglio</i>	39
10.2	Ritti esterni.....	41
10.2.1	<i>Verifiche a taglio</i>	45
10.3	Ritti centrali.....	47
10.3.1	<i>Verifiche a taglio</i>	51
10.4	Soletta di fondazione	52
10.4.1	<i>Verifiche a taglio</i>	56
10.5	Verifica trave longitudinale	58
11	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	64
11.1	Verifiche di portata della fondazione.....	64
11.2	Verifiche a galleggiamento.....	68
11.2.1	<i>Vasca di laminazione 3</i>	68
11.2.2	<i>Vasca di laminazione 4</i>	69
12	SOTTOSPINTA IDRAULICA	71

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI CALCOLO

Oggetto della seguente relazione di calcolo sono due vasche di trattamento e laminazione per le acque di prima pioggia previste nell'ambito dei lavori della "Tratta B" per il potenziamento della S.P. n. 103 "Antica di Cassano".

I manufatti considerati hanno pianta trapezia con ingombri massimi uguali a 36.50 m x 30.51 m per quanto riguarda la VL03 e 34.06 m x 29.66 m per quanto riguarda la VL04 (dimensioni totali esterne). Le pareti hanno altezza netta interna variabile da un minimo di 4.00 a un massimo di 5.50 m.

Sulla soletta superiore è presente un ricoprimento medio pari a 0.40 m, su cui è presente la sede stradale.

I manufatti sono in cemento armato ordinario, con soletta superiore di spessore 45 cm, ritti esterni di spessore 60 cm, fondazione di spessore 80 cm e setti interni di spessore 50 cm.

A favore di sicurezza si esegue l'analisi della struttura considerando le spinte del terreno e dell'acqua agenti sui ritti della vasca senza tenere conto dei diaframmi laterali necessari alla realizzazione dell'opera.

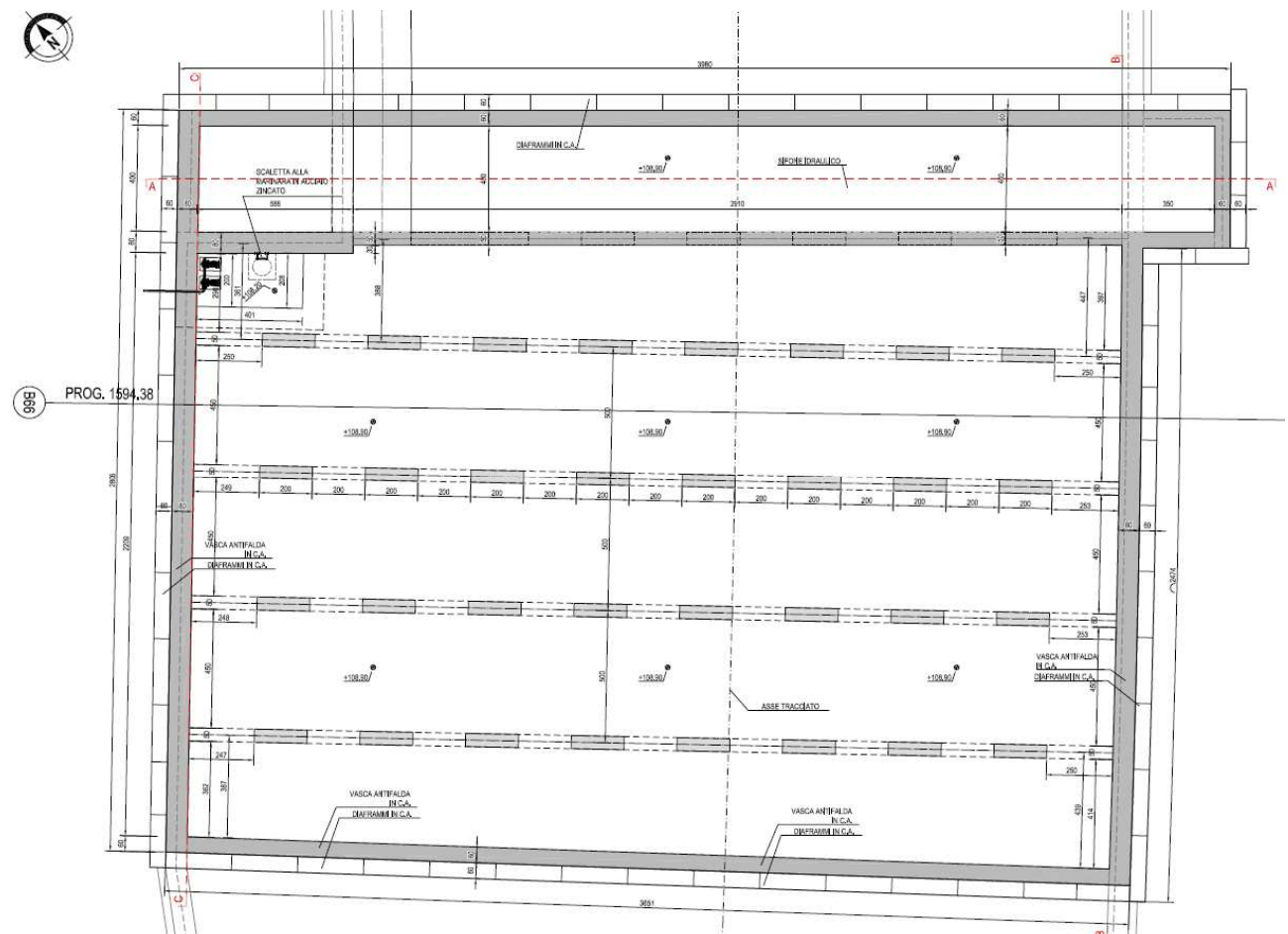
Nel caso in cui la vasca sia sottoposta ai soli carichi permanenti e alla sottospinta idraulica si analizza lo schema statico in cui la struttura è ancorata ai diaframmi per impedirne il galleggiamento (vedi paragrafo 12).

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.

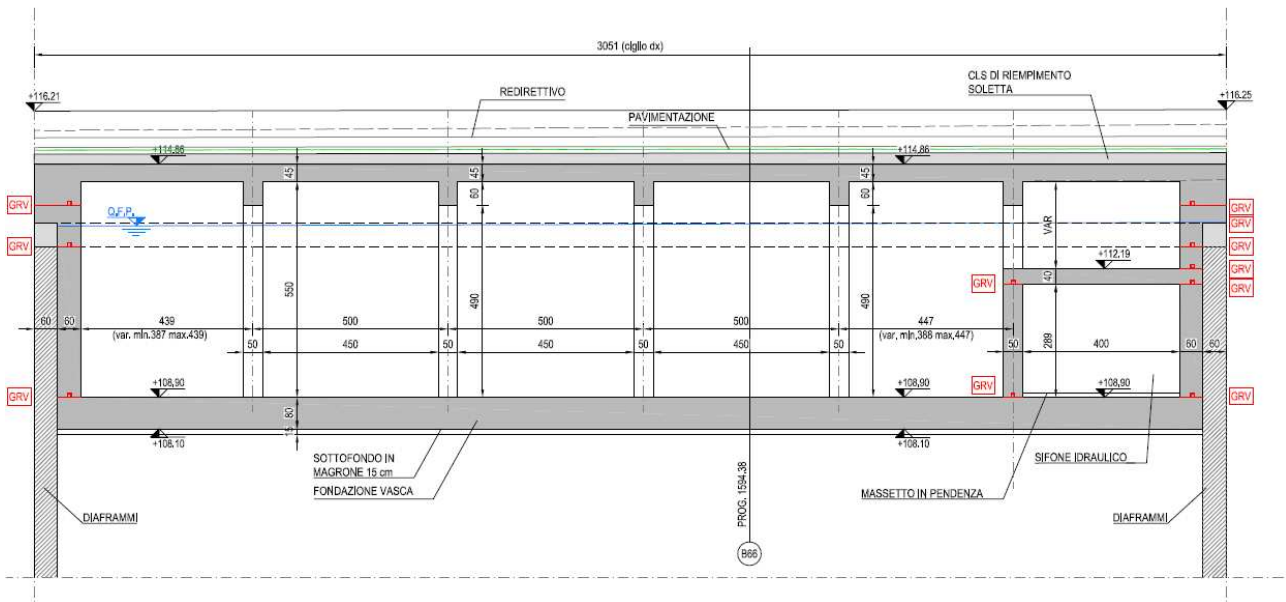
Si studia una sezione trasversale costituita da una struttura scatolare a sei luci di cui quelle centrali misurano 4.50 m, quelle laterali 3.53 m. L'altezza interna del manufatto è pari a 5.00 m.

Questo schema di calcolo è assunto per dimensionamento e verifica di entrambi i manufatti.

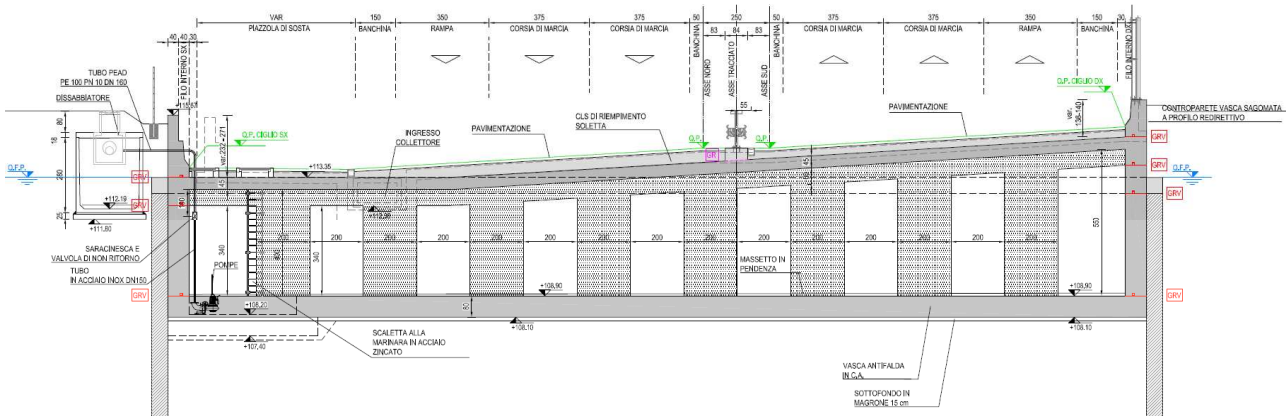
Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008". Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Segrate.



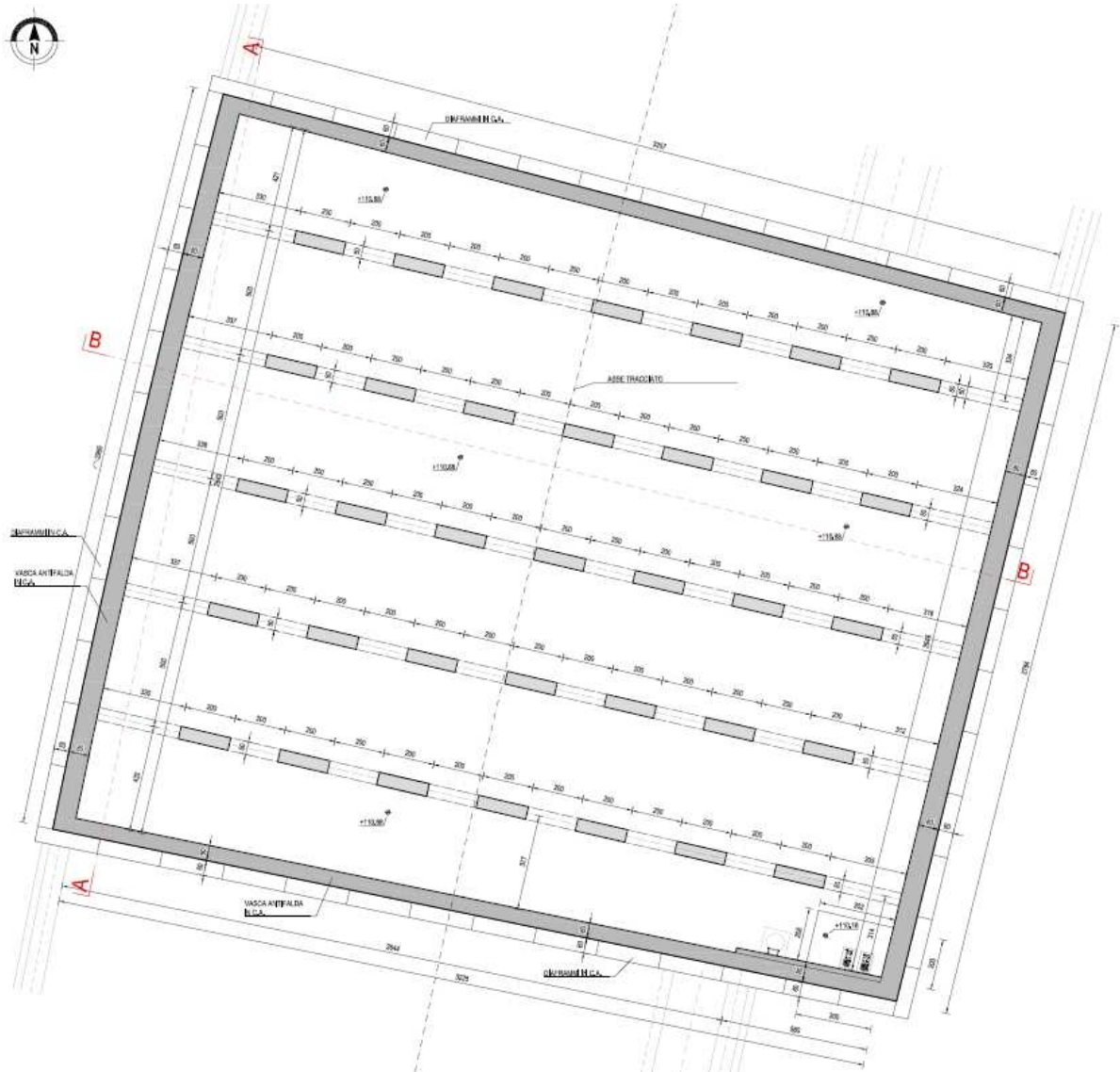
Pianta Vasca di Laminazione 3



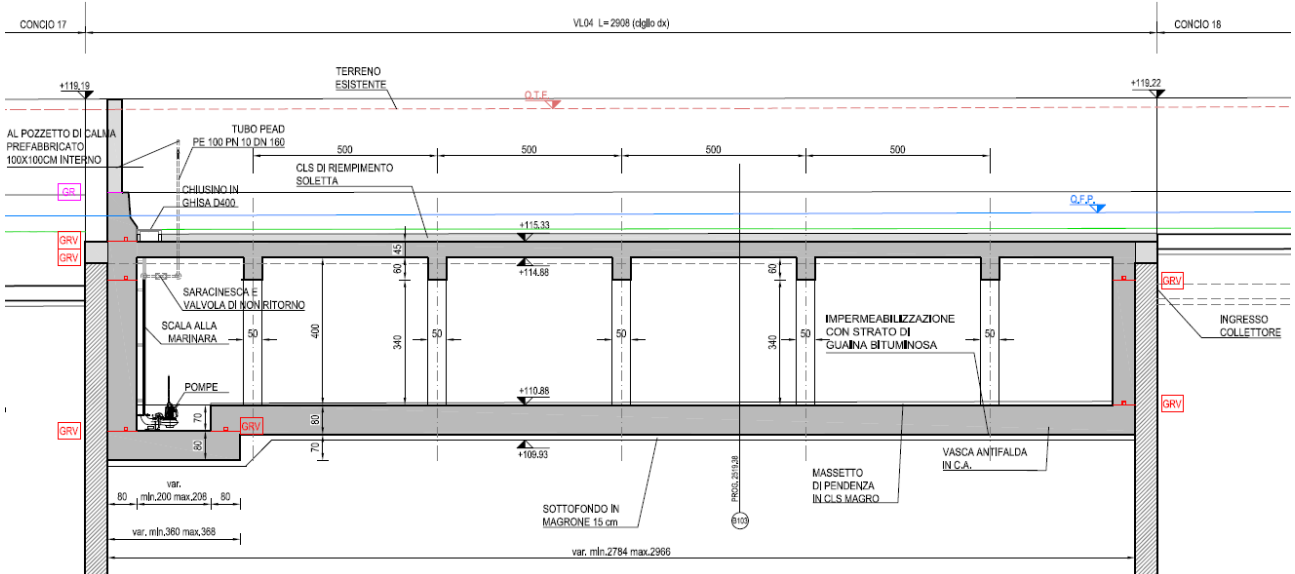
Sezione trasversale Vasca di Laminazione 3



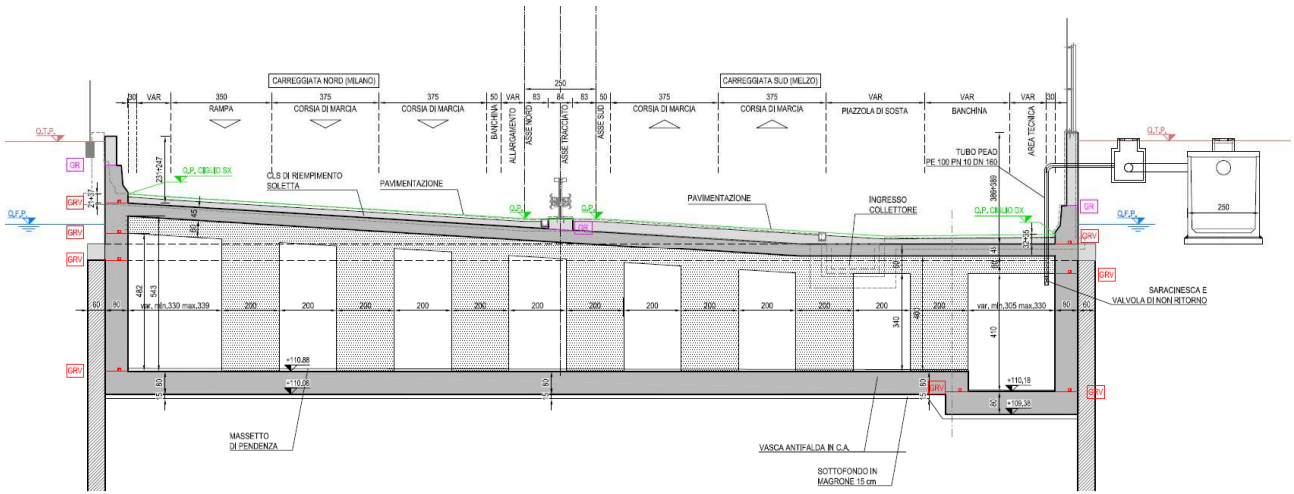
Sezione longitudinale Vasca di Laminazione 3



Pianta Vasca di Laminazione 4



Sezione trasversale Vasca di Laminazione 4



Sezione longitudinale Vasca di Laminazione 4

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- 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”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- 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”.

3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

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

All'interno del primo strato è stato inserito anche l'orizzonte di coltivo e lo strato superficiale più marcatamente limoso, il cui spessore mediamente si esaurisce entro 1 – 1.2 m, di questo strato superficiale tuttavia 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 _{SPT}	-	< 30 (media 20)	30 + 50 (media 38)	>50 (media 63)
N ₃₀ (60%)	-	17	36	63
N _{1(60%)}	-	20	30	64
D _{r(k)} (%)	20	38	57	85
γ (Kn/m ³)	17	18	19	19
γ' (Kn/m ³)	7	8	9	9
φ _{PC(k)} (°)	30,8	35,87	38,05	41,27
φ _{R(k)} (°)	26,7	34,25	37,95	40,65
c (kg/cm ²)	0	0	0	0
E (kg/cm ²)	40	185	330	630

Tabella 2

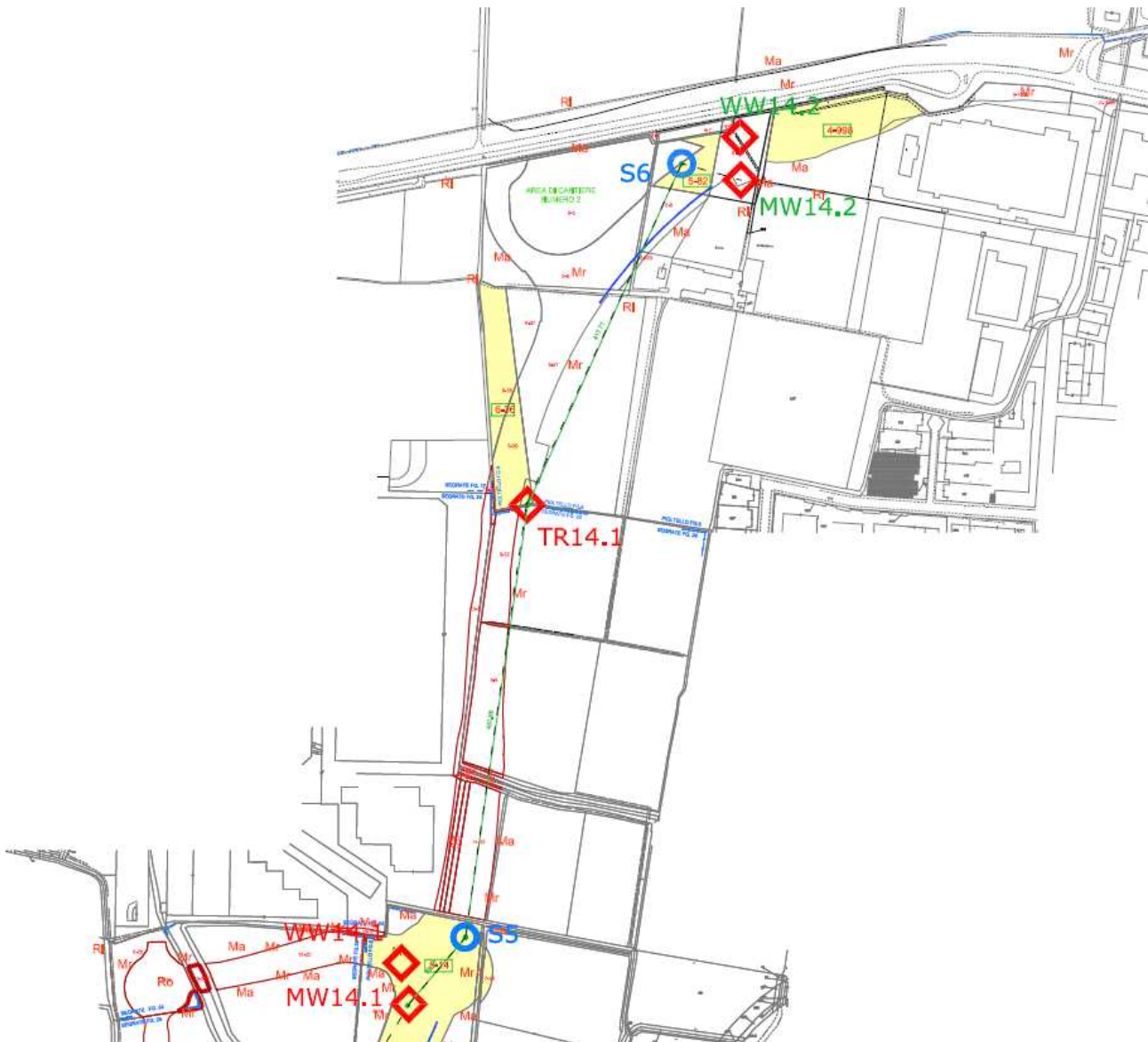
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica misurata dalle prove SPT in foro di sondaggio (colpi/piede);
- $N_{(60\%)}$ = resistenza penetrometrica dinamica corretta rispetto:
 - al rendimento del sistema di battitura (73% per penetrometro dinamico, invece quello del sistema di battitura dell'SPT a sganciamento 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 ;
- γ = 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;
- γ' = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3) γ , in termini di sforzi efficaci;
- φ_{PC} = angolo di attrito di picco è ricavato le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) in funzione di D_r e della litologia;
- φ_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	γ [kN/m ³]	Valori medi		Valori minimi	
		c' [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]	Φ' [°]
1	18	-	35.0	-	34.0
2	19	-	38.0	-	37.0
3	19	-	41.0	-	37.0

Stratigrafia di calcolo spalle
 (*) La quota di zero coincide con la quota del p.c. esistente
 γ = peso di volume naturale
 Φ' = angolo di attrito
 c' = intercetta di coesione

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

Formazione	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ' [°]
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di reinterro

Per i reinterri a tergo delle opere di sostegno, dato che il terreno in sito utilizzato per i ritombamenti ha buone caratteristiche meccaniche, si considerano gli stessi parametri assunti per il terreno di nuovo rilevato. La quota di falda di progetto è posta a quota tra -2.50 e -3.00 m dal p.c. esistente, vedi i profili di progetto delle opere di sostegno.

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:

$$k_s = \frac{q}{\Delta H}$$

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

dove:

q = carico agente sul terreno;

ΔH = cedimento al di sotto del piano fondazione;

E_s = modulo elastico medio del terreno di fondazione;

B' = minima dimensione della fondazione di riferimento;

μ = 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.

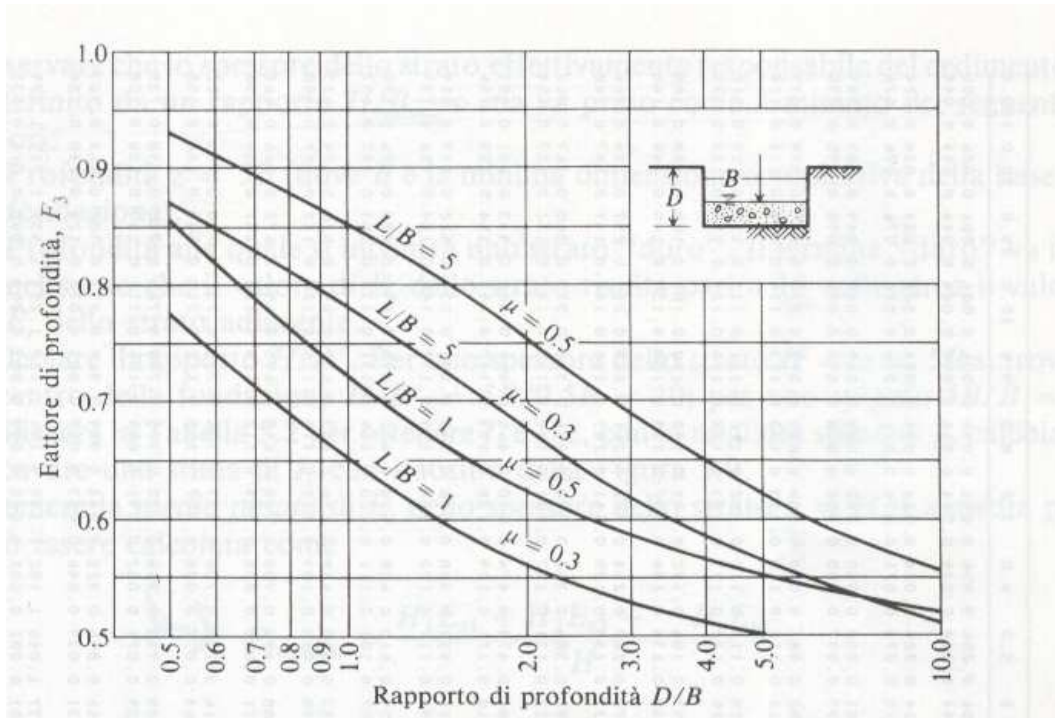


Grafico per la determinazione del coefficiente di influenza I_F

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^3)
centro	6	36.5	15.25	0.20	1.20	10.00	0.536	0.019	0.547	0.78	1274
spigolo			30.5			5.00	0.465	0.036	0.485	0.78	2875
										media	1594

Nei calcoli si adotterà un valore della costante di sottofondo pari a 1600 kN/m^3 .

4 MATERIALI

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

4.1 Calcestruzzo per getti in c.a.

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	= 33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41.20	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33643	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 2.17	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\gamma_{cc} =$	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.45	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\gamma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 19.92	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\gamma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 14.94	N/mm ²

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 ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 391.30	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00	N/mm ²
--------------------------	---------------------------------	----------	-------------------

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 – XA1 – XF2

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:

- $w_1 = 0.2$ mm
- $w_2 = 0.3$ mm
- $w_3 = 0.4$ 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.

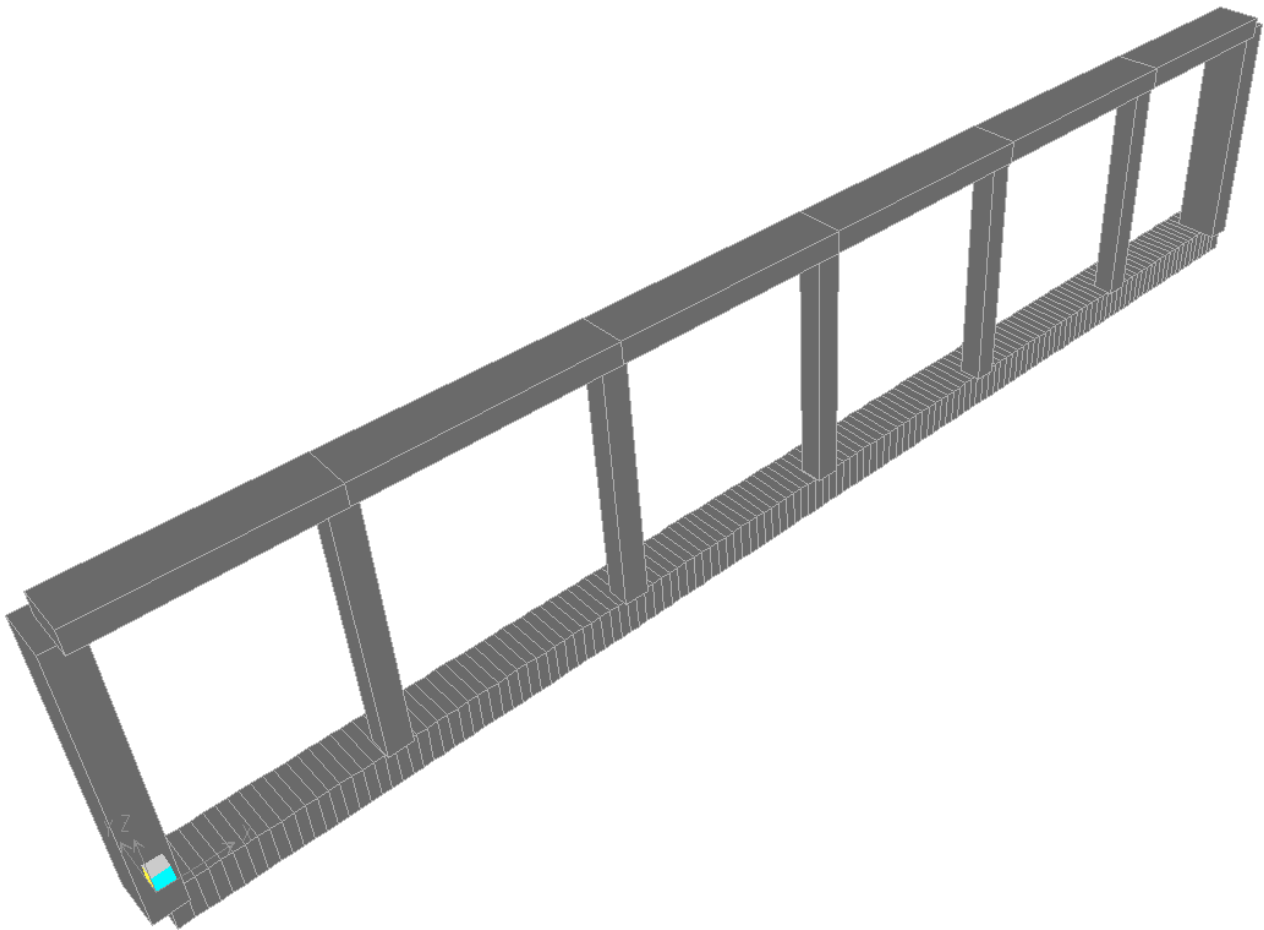
L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

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 $b \times h = 100 \times 80$ cm per la soletta di fondazione;
- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 45$ cm per la soletta superiore;
- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 60$ cm per i ritti esterni;
- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 50$ cm per i ritti interni.

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



Modello di analisi

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.00 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 0.40 m (compreso di pavimentazione). Si valuta il peso specifico del ricoprimento pari a 20.00 kN/m^3 .

Pertanto:

$$\text{Perm}_{\text{sup}} = 20.00 \cdot 0.40 = 8.0 \text{ kN/m}$$

6.3 Carichi permanenti sulla soletta di fondazione

Si considera sulla soletta di fondazione un massetto di formazione pendenza con spessore medio pari a 0.10 m .

Si valuta il peso specifico massetto pari a 20.00 kN/m^3 .

Pertanto:

$$\text{Perm}_{\text{inf}} = 20.00 \cdot 0.10 = 2.0 \text{ kN/m}$$

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 ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

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:

γ	=	20.00 kN/m^3	peso terreno per unità di volume; angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco; coefficiente di spinta a riposo del rilevato; pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.
ϕ	=	35°	
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:

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

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_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 ritti 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);
β_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 600 kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20 m lungo il senso di marcia e il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9.0 kN/m².

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°:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 \times (0.40 + 0.45/2) = 2.85 \text{ m}$$

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

$$Q_{1k,dis} = 600/(3.0 \times 2.85) = 70.18 \text{ kN/m}^2$$

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 mezzera della campata centrale
- 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/m².

Le condizioni di carico sopra descritte saranno involupate 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.

Spinta agente sui ritri $(70.18+9.0) \times 0.426 \cong 33.73 \text{ kN/m}^2$

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:

$$q_3 = 0.60 \cdot 2 \cdot 300 + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \cong 438 \text{ kN}$$

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 ($L_{dt} = 3.0 + 2 \times (0.40 + 0.45/2) = 4.25 \text{ m}$)

Si ottiene di conseguenza:

$$q_{3,dis} = (398/28.76/4.25) \cong 3.58 \text{ kN/m}^2$$

6.8 Acqua all'interno della vasca

Si ipotizza che la vasca possa essere piena d'acqua per un'altezza di 3.40 m dall'estradosso della soletta inferiore.

Si considera dunque un battente idraulico di 3.40 m agente sulla soletta di fondazione e sui ritri della vasca.

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

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

$$P_{H_2O} = 10.00 \cdot 3.40 = 34.00 \text{ kN/m}$$

6.9 Azioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura farfalla di $+ o - 5^\circ$ 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:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

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

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

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 _{ck}	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} = 33.20 N/mm² (R_{ck} 40) e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un e_{c0} pari a -0.26‰.

H ₀ (mm)	k _h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare. Il valore h₀ considerato risulta pari a 450 per cui k_h = 0.71:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0.71 \times -0.26 \times 10^{-3} = -0.185 \times 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno ε_{ca,∞} può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -2.5 \times (33.20 - 10) \times 10^{-6} = -0.185 \times 10^{-3} \text{ (con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2\text{)}$$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0.000243$$

6.11 Sisma

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

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.

L'accelerazione orizzontale massima attesa a_g è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ogni stato limite considerato.

I valori dei parametri a_g, F₀ e T_C* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

6.11.1 Stati limite di progetto sismici

Nel caso in esame l'opera viene realizzata nel Comune di Segrate (MI), di coordinate geografiche:

Latitudine N:	45.4951 °
Longitudine E:	9.3011 °

Dato il periodo di riferimento della struttura V_R = 100 anni, si possono individuare i seguenti stati limite:

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 sismici per i vari stati limite di progetto

Con riferimento alle caratteristiche dell'opera, si è analizzato il seguente stato limite di progetto:

- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura 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, mentre conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Probabilità di superamento

$$P_{VR} = 10\%$$

Tempo di ritorno

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949 \text{ anni}$$

6.11.2 Spettri di risposta

Per il sito in esame, in base alle caratteristiche geotecniche di riferimento e dalla morfologia del terreno descritti nei capitoli precedenti, il sottosuolo può essere classificato come:

Categoria sottosuolo

“C”

(§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica

“T1”

(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

Lo spettro di risposta elastico orizzontale $S_e(T)$ del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right]$$

T periodo di vibrazione orizzontale [s];

$S_e(T)$ accelerazione spettrale orizzontale [m/s^2];

$S = S_S \cdot S_T$ coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ;

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella seguente);

S_T coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella seguente);

$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ fattore che altera lo spettro elastico per smorzamento viscosi diversi dal 5%;

ξ coefficiente di smorzamento viscoso [%];

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
 C_C coefficiente definito nella tabella seguente;
 $T_B = T_C/3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
 $T_D = 4 \cdot a_g/g + 1,6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.0 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.0 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Coefficienti di amplificazione stratigrafica orizzontale

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Coefficienti di amplificazione topografica

Lo spettro di risposta elastico verticale $S_{ve}(T)$ del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right]$$

T periodo di vibrazione verticale [s]
 $S_{ve}(T)$ accelerazione spettrale verticale [m/s²]

$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0,5}$ fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima

I parametri S_S , T_B , T_C e T_D per la definizione dello spettro verticale sono indipendenti dalla categoria di suolo e assumono i valori riportati nella tabella seguente.

Categoria sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

Coefficienti di amplificazione stratigrafica verticale

Le capacità dissipative della struttura possono essere considerate nella fase di analisi attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico ridotto sostituendo nelle formule corrispondenti η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. Si assume comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R$$

- q_0 valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione
- K_R fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione

Restando a favore di sicurezza, si trascura la capacità dissipativa delle strutture assumendo $q = 1.00$ sia per la componente orizzontale che verticale dello spettro di progetto.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,070 g
F_o	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
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,464 s
T_D	1,879 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,105
$T_B \leftarrow$	0,155	0,277
$T_C \leftarrow$	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
	1,340	0,096
	1,407	0,091
	1,475	0,087
	1,542	0,083
	1,610	0,080
	1,677	0,077
	1,744	0,074
	1,812	0,071
$T_C \leftarrow$	1,879	0,068
	1,980	0,062
	2,081	0,056
	2,182	0,051
	2,283	0,046
	2,384	0,042
	2,485	0,039
	2,586	0,036
	2,687	0,033
	2,788	0,031
	2,889	0,029
	2,990	0,027
	3,091	0,025
	3,192	0,024
	3,293	0,022
	3,394	0,021
	3,495	0,020
	3,596	0,019
	3,697	0,018
	3,798	0,017
	3,899	0,016
	4,000	0,015

Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{qv}	0,025 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,944
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,025
$T_B \leftarrow$	0,050	0,066
$T_C \leftarrow$	0,150	0,066
	0,235	0,042
	0,320	0,031
	0,405	0,024
	0,490	0,020
	0,575	0,017
	0,660	0,015
	0,745	0,013
	0,830	0,012
	0,915	0,011
$T_C \leftarrow$	1,000	0,010
	1,094	0,008
	1,188	0,007
	1,281	0,006
	1,375	0,005
	1,469	0,005
	1,563	0,004
	1,656	0,004
	1,750	0,003
	1,844	0,003
	1,938	0,003
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,002
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

Parametri dello spettro di risposta verticale allo SLV

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 (γ_G , γ_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 ($\gamma_{tan\phi}$, γ_c , γ_{cu} , γ_u) 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

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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 3^a 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.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_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

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	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,35	1,00
Spinta delle terre	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Spinta delle terre	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Variazioni termiche	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variazioni termiche	Sfavorevole	γ_{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		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

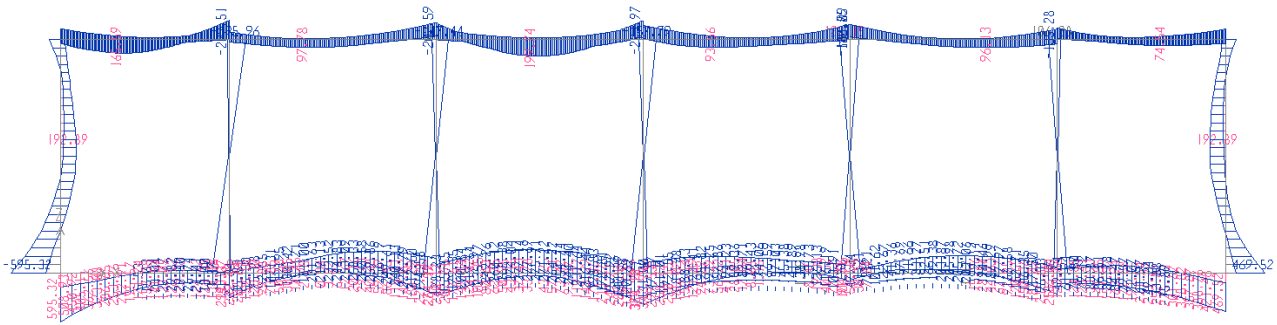
Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1,00	1,00

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).

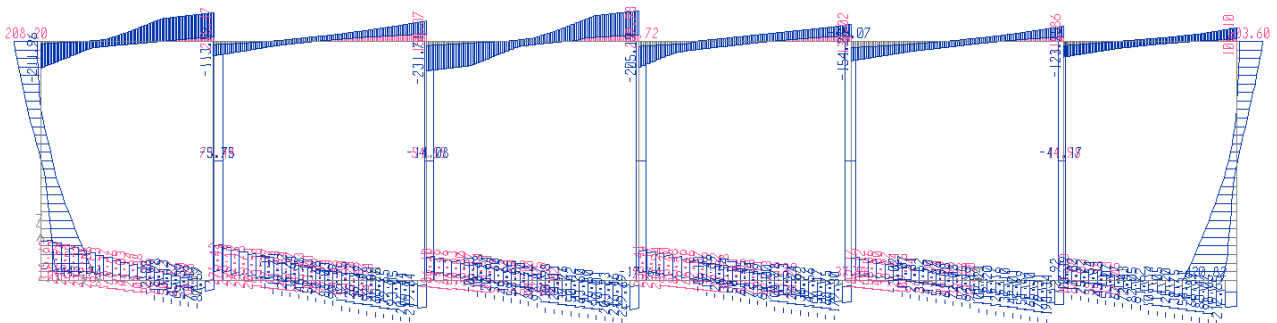
	Azioni verticali	Frenatura e avviamento	
Gruppo 1	1	0.50	Rara e frequente
Gruppo 3	1(0,5)	1.00	Rara e frequente
Gruppo 4	0.80	0.80	fessurazione

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

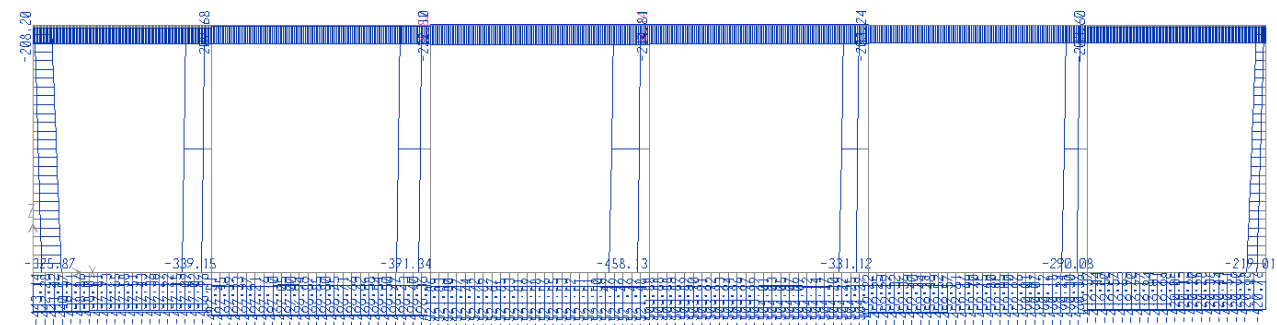
Di seguito si riportano i grafici per gli involuipi delle combinazioni allo SLU e allo SLE.



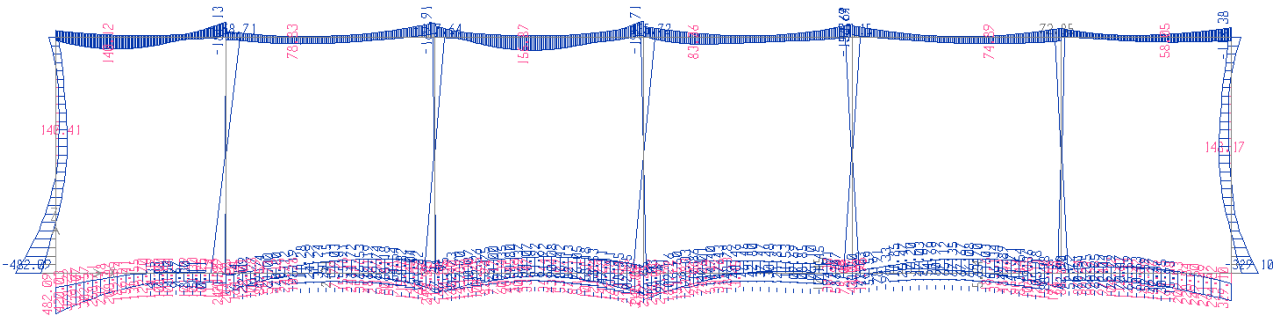
Inviluppo SLU - Momento flettente



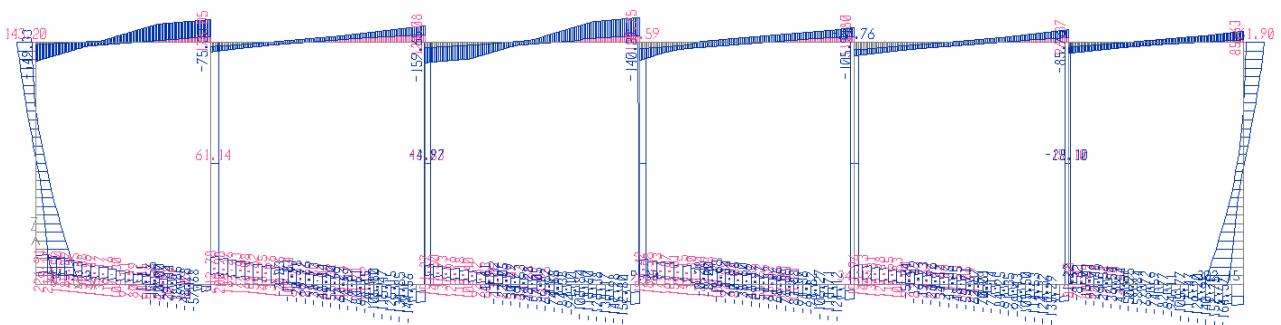
Inviluppo SLU – Azione tagliante



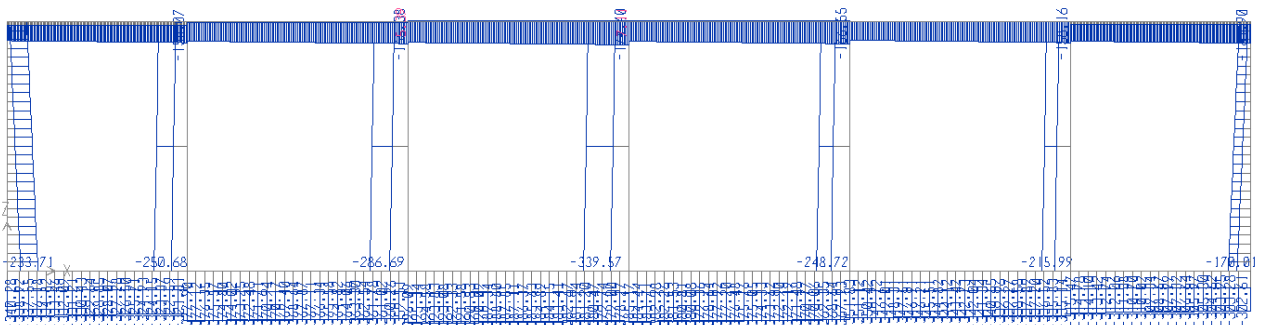
Inviluppo SLU – Azione assiale



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

Nella soletta superiore, a favore di sicurezza, non viene considerata l'azione assiale. Il taglio viene verificato nella combinazione più sfavorevole.

COMB. SLU				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
STR-06	-	-	199.74	Momento massimo mezzeria
STR-06	-	-	-229.51	Momento minimo inc. ritto centr.
STR-07	-	-	-130.06	Momento minimo inc. ritto lat.
STR-08	-	239.98	-	Taglio massimo

COMB. SLE - rara				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
CAR-10	-	-	155.87	Momento massimo mezzeria
CAR-12	-	-	-195.71	Momento minimo inc. ritto centr.
CAR-07	-	-	-78.99	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE - frequente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
FR-06	-	-	119.28	Momento massimo mezzeria
FR-06	-	-	-145.73	Momento minimo inc. ritto centr.
FR-07	-	-	-74.39	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE - quasi permanente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
QP-04	-	-	40.16	Momento massimo mezzeria
QP-04	-	-	-87.19	Momento minimo inc. ritto centr.
QP-03	-	-	-7.00	Momento minimo inc. ritto lat.

9.2 Ritti esterni

Il taglio viene verificato nella combinazione più sfavorevole.

COMB. SLU				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
STR-07	113.39	-	192.89	Momento massimo (interno)

STR-08	198.53	-	-595.32	<i>Momento minimo (esterno)</i>
STR-08	198.53	443.74	-	<i>Taglio massimo (inc. fondazione)</i>
STR-07	88.33	208.20	-	<i>Taglio massimo (inc. soletta)</i>

COMB. SLE - rara				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
CAR-11	93.95	-	148.17	<i>Momento massimo (interno)</i>
CAR-12	138.51	-	-482.09	<i>Momento minimo (esterno)</i>

COMB. SLE - frequente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
FR-07	78.78	-	124.43	<i>Momento massimo (interno)</i>
FR-08	137.25	-	-387.53	<i>Momento minimo (esterno)</i>

COMB. SLE - quasi permanente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
QP-03	58.03	-	71.30	<i>Momento minimo (interno)</i>
QP-04	108.69	-	-223.13	<i>Momento minimo (esterno)</i>

9.3 Ritti interni

Il taglio viene verificato nella combinazione più sfavorevole.

COMB. SLU				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
STR-16	176.31	-	205.98	<i>Momento inferiore</i>
STR-16	128.85	-	195.96	<i>Momento superiore</i>
STR-16	128.85	71.44	-	<i>Taglio massimo</i>

COMB. SLE - rara				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
CAR-12	133.82	-	175.34	<i>Momento inferiore</i>
CAR-12	98.66	-	168.71	<i>Momento superiore</i>

COMB. SLE - frequente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
FR-08	131.34	-	119.17	<i>Momento inferiore</i>
FR-08	96.18	-	113.44	<i>Momento superiore</i>

COMB. SLE - quasi permanente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
QP-04	120.92	-	53.40	<i>Momento inferiore</i>
QP-04	85.76	-	45.54	<i>Momento superiore</i>

9.4 Soletta di fondazione

Nella soletta di fondazione, a favore di sicurezza, non viene considerata l'azione assiale. Il taglio viene verificato nella combinazione più sfavorevole.

COMB. SLU				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
STR-06	-	-	389.10	<i>Momento massimo inc. ritto centr.</i>
STR-07	-	-	-277.69	<i>Momento minimo interno</i>
STR-08	-	-	595.32	<i>Momento massimo inc. ritto lat.</i>
STR-07	-	315.63	-	<i>Taglio massimo inc. ritto lat.</i>
STR-06	-	275.42	-	<i>Taglio massimo inc. ritto centr.</i>

COMB. SLE - rara				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
CAR-10	-	-	319.85	<i>Momento massimo inc. ritto centr.</i>
CAR-11	-	-	-191.82	<i>Momento minimo interno</i>
CAR-12	-	-	482.09	<i>Momento massimo inc. ritto lat.</i>

COMB. SLE - frequente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
FR-06	-	-	217.96	<i>Momento massimo inc. ritto centr.</i>
FR-07	-	-	-173.71	<i>Momento minimo interno</i>
FR-08	-	-	387.53	<i>Momento massimo inc. ritto lat.</i>

COMB. SLE - quasi permanente				
Combinaz.	N	V	M	Note
	[kN]	[kN]	[kNm]	
QP-04	-	-	94.27	<i>Momento massimo inc. ritto centr.</i>
QP-04	-	-	-82.32	<i>Momento minimo interno</i>
QP-04	-	-	223.13	<i>Momento massimo inc. ritto lat.</i>

10 VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE

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

10.1 Soletta superiore

La sezione viene armata con tondini ϕ 18/10 all'intradosso (interno vasca) e tondini ϕ 18/10 all'estradosso (esterno vasca).

Nome sezione:	Soletta
Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	45.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	4500.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	3750000.0 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	759375.0 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$ [cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 22.50$ [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]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.10	40.10	18	2.54
2	85.86	40.10	18	2.54
3	75.61	40.10	18	2.54
4	65.37	40.10	18	2.54
5	55.12	40.10	18	2.54
6	44.88	40.10	18	2.54
7	34.63	40.10	18	2.54
8	24.39	40.10	18	2.54
9	14.14	40.10	18	2.54
10	3.90	40.10	18	2.54
11	3.90	4.90	18	2.54
12	14.14	4.90	18	2.54
13	24.39	4.90	18	2.54
14	34.63	4.90	18	2.54
15	44.88	4.90	18	2.54
16	55.12	4.90	18	2.54
17	65.37	4.90	18	2.54
18	75.61	4.90	18	2.54
19	85.86	4.90	18	2.54
20	96.10	4.90	18	2.54

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	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 _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	-229.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	202.9000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	-181.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	0.0000	159.1000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	0.0000	-145.7300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	0.0000	121.9200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	0.0000	-87.9300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	0.0000	44.2300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sfuerzo 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

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	-370.1061	1.61

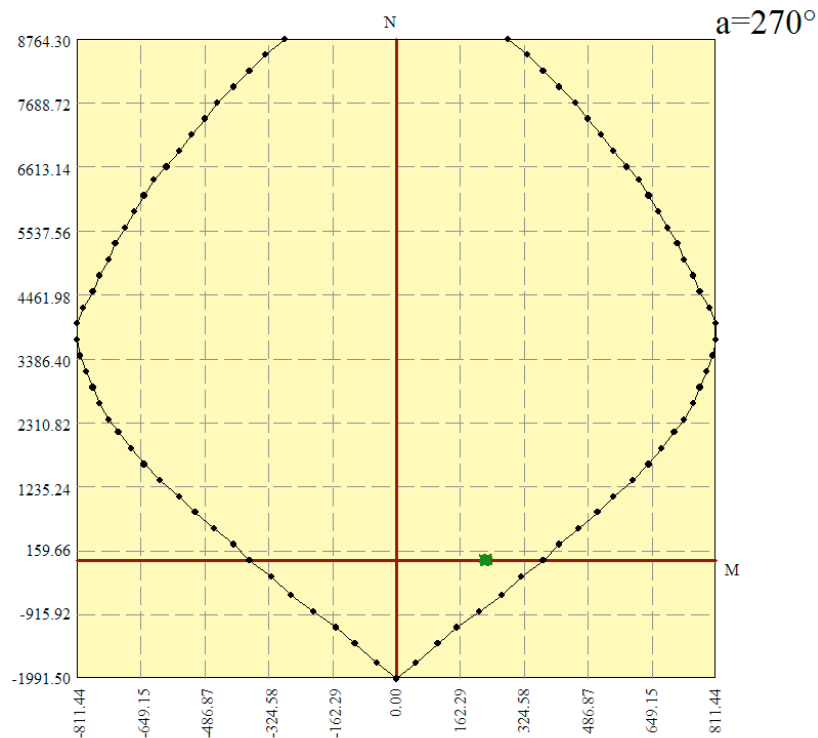
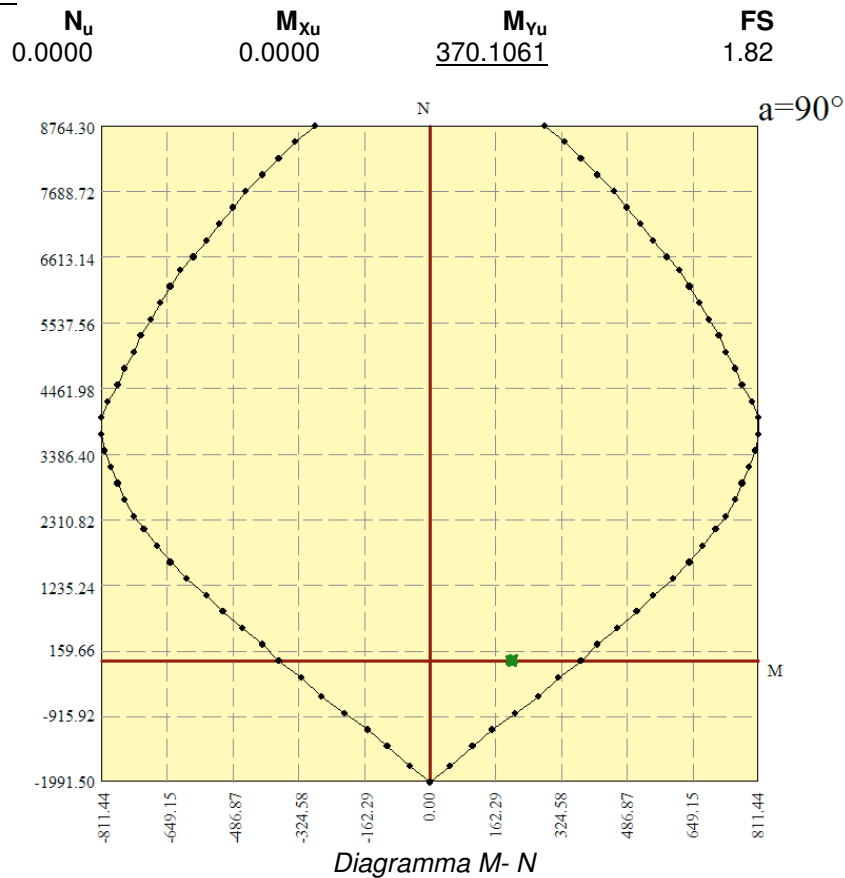


Diagramma M- N

Combinazione n° 2



Risultati analisi in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

- N° numero d'ordine della combinazione
- Xc posizione asse neutro espresso in [cm]
- α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
- (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	12.41	0.00	(100.00; 12.41)	(0.00; 12.41)
4	12.41	0.00	(0.00; 32.59)	(100.00; 32.59)
5	12.41	0.00	(100.00; 12.41)	(0.00; 12.41)
6	12.41	0.00	(0.00; 32.59)	(100.00; 32.59)
7	12.41	0.00	(100.00; 12.41)	(0.00; 12.41)
8	12.41	0.00	(0.00; 32.59)	(100.00; 32.59)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

- N° numero d'ordine della combinazione
- σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]
- σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]
- σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mmq]
- σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mmq]
- τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]

N°	σ _{c-max}	σ _{c-min}	τ _c	σ _{f-max}	σ _{f-min}
3	5.949	0.000	0.000	54.002	-199.070
4	5.225	0.000	0.000	47.434	-174.858

5	4.786	0.000	0.000	43.448	-160.164
6	4.004	0.000	0.000	36.349	-133.996
7	2.888	0.000	0.000	26.215	-96.639
8	1.453	0.000	0.000	13.187	-48.611

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm ²]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm ²]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cm ²]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [‰]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
5	0.0000	-96.9213	-106.521	-8.358	1629.44	0.0606	151	0.1550
6	0.0000	96.9213	-106.521	-8.358	1629.44	0.0445	151	0.1139
7	0.0000	-96.9213	-106.521	-8.358	1629.44	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	96.9213	-106.521	-8.358	1629.44	0.0000	0	0.0000

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 239.98 kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)
Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	239.98	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}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	410	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	18	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2540	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0062	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.70	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.45	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	183.02	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	228.95	kN

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 σ_{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;	
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;	
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);	
α_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	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 4$ --
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 616 \text{ mm}^2$
Fattori di resistenza a compressione:	
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.03$ --
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 444.73 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 1780.20 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio	$V_{Rd} = 444.73 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA.	

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia $\phi 14/20$ in corrispondenza delle sezioni di incastro della soletta con i ritti sia centrali che esterni per una lunghezza di 0.60 m.

10.2 Ritti esterni

La sezione viene armata con tondini $\phi 24/10$ all'estradosso (esterno struttura) e con tondini $\phi 18/20$ all'intradosso (interno struttura).

Nome sezione:	Ritti esterni
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]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	3.90	4.90	18	2.54
2	26.95	4.90	18	2.54
3	50.00	4.90	18	2.54
4	73.05	4.90	18	2.54
5	96.10	4.90	18	2.54
6	95.80	54.80	24	4.52
7	85.62	54.80	24	4.52
8	75.44	54.80	24	4.52
9	65.27	54.80	24	4.52
10	55.09	54.80	24	4.52
11	44.91	54.80	24	4.52

12	34.73	54.80	24	4.52
13	24.56	54.80	24	4.52
14	14.38	54.80	24	4.52
15	4.20	54.80	24	4.52

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	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 _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	195.8000	-613.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	138.5500	195.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	135.5500	-500.0600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	91.1800	151.5900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	134.9700	-402.5100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	91.9700	126.4200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	106.4100	-238.1100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	58.6000	71.7000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

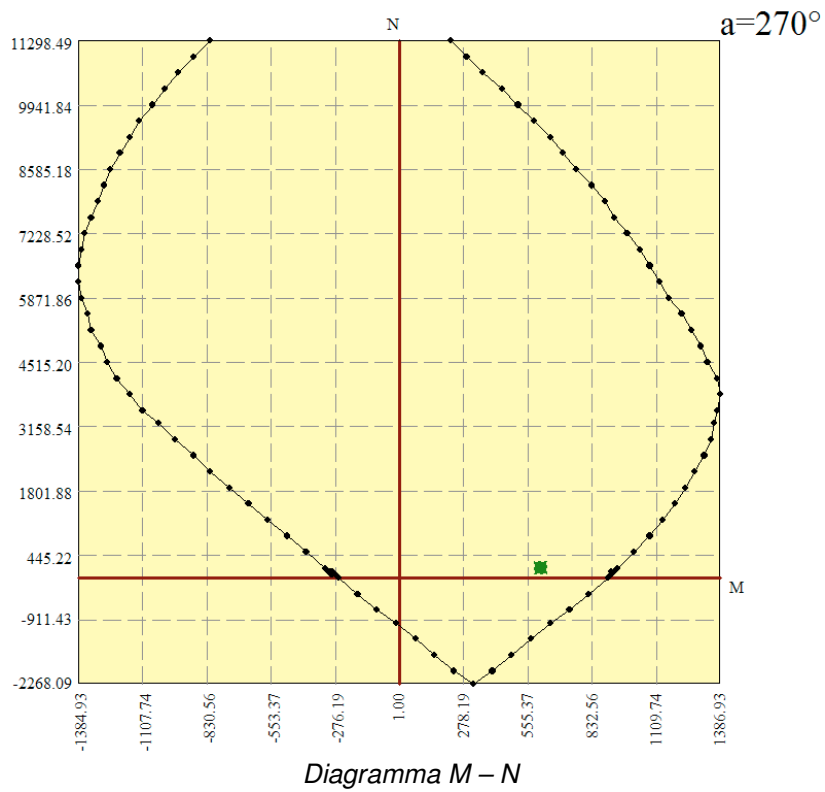
Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
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

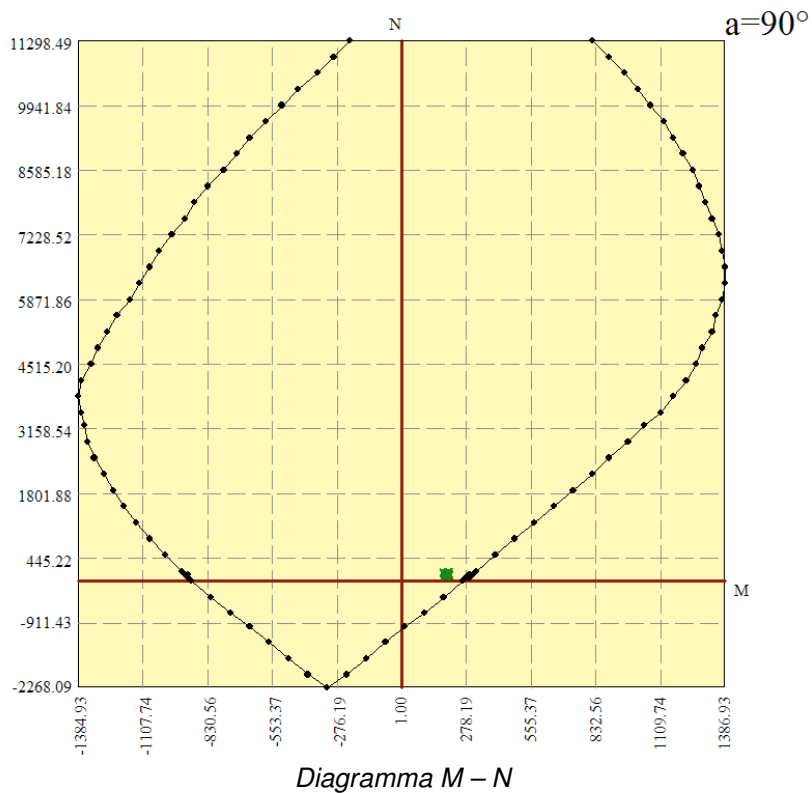
Combinazione n° 1

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
308.0000	0.0000	-964.7257	1.57
9440.1606	0.0000	-613.2900	48.21
195.8000	0.0000	-939.5872	1.53



Combinazione n° 2

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
<u>228.6281</u>	0.0000	<u>322.2245</u>	1.65
<u>13080.2338</u>	0.0000	195.2700	94.41
138.5500	0.0000	<u>299.1106</u>	1.53



Risultati analisi in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
Xc posizione asse neutro espresso in [cm]
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	21.32	0.00	(100.00; 21.32)	(0.00; 21.32)
4	11.71	0.00	(0.00; 48.29)	(100.00; 48.29)
5	21.58	0.00	(100.00; 21.58)	(0.00; 21.58)
6	12.06	0.00	(0.00; 47.94)	(100.00; 47.94)
7	22.03	0.00	(100.00; 22.03)	(0.00; 22.03)
8	12.32	0.00	(0.00; 47.68)	(100.00; 47.68)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	9.172	0.000	0.000	105.970	-216.010
4	3.576	0.000	0.000	29.815	-198.866
5	7.424	0.000	0.000	86.072	-171.434
6	2.986	0.000	0.000	25.481	-159.847
7	4.433	0.000	0.000	51.698	-98.928
8	1.695	0.000	0.000	14.693	-88.245

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
 M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
 σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
5	0.0000	-185.9311	-79.191	-6.106	1921.04	0.0744	143	0.1802
6	0.0000	175.5604	-221.981	-16.484	1840.00	0.0000	0	0.0000
7	0.0000	-188.1449	-78.169	-6.038	1898.67	0.0330	142	0.0797
8	0.0000	177.7304	-218.741	-16.253	1840.00	0.0000	0	0.0000

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 all'incastro tra i ritri e la fondazione è pari a 443.74 kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40$ N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30$ N/mm ²
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 443.74$ kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 198.53$ kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 0.00$ kNm
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 560$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 24$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10$ --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 4520$ mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_1 = 0.0081$ --
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.60$ --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.41$ N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \cdot f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.35$ N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 257.83$ kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 351.05$ kN
VERIFICA NON SODDISFATTA: <i>occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

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 σ_{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;									
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;									
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);									
α_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>$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$</td> <td>per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td>1,25</td> <td>per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td>$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$</td> <td>per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$</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	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	14 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	616 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.02 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	607.43 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2415.15 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	607.43 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia $\phi 14/20$ in corrispondenza delle sezioni di incastro della dei ritti esterni con la fondazione per una lunghezza di 1.50 m.

Il massimo valore di taglio agente all'incastro tra i ritti e la soletta superiore è pari a 208.20 kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 208.20 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 88.33 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 560 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 24 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{st} = 4520 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0081 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.60 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 241.30 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 334.52 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

10.3 Ritti centrali

Per la verifica dei ritti centrali si considera la dimensione reale degli elementi: una sezione di 0.50x2.00 m. Si tiene in conto il fatto che l'area di competenza di ciascun ritto sia pari al doppio della sua lunghezza; di conseguenza le sollecitazioni sono moltiplicate per un coefficiente pari a 4.

La sezione viene armata simmetricamente con tondini ϕ 20/10.

Nome sezione:	Ritti centrali
Tipo sezione	Rettangolare
Base	200.0 [cm]
Altezza	50.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	10000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	33333333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	2083333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 100.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 25.00$	[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]
ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	196.00	45.00	20	3.14
2	185.89	45.00	20	3.14
3	175.79	45.00	20	3.14
4	165.68	45.00	20	3.14
5	155.58	45.00	20	3.14
6	145.47	45.00	20	3.14
7	135.37	45.00	20	3.14
8	125.26	45.00	20	3.14
9	115.16	45.00	20	3.14
10	105.05	45.00	20	3.14
11	94.95	45.00	20	3.14
12	84.84	45.00	20	3.14
13	74.74	45.00	20	3.14
14	64.63	45.00	20	3.14
15	54.53	45.00	20	3.14
16	44.42	45.00	20	3.14
17	34.32	45.00	20	3.14
18	24.21	45.00	20	3.14
19	14.11	45.00	20	3.14
20	4.00	45.00	20	3.14
21	4.00	5.00	20	3.14
22	14.11	5.00	20	3.14
23	24.21	5.00	20	3.14
24	34.32	5.00	20	3.14
25	44.42	5.00	20	3.14
26	54.53	5.00	20	3.14
27	64.63	5.00	20	3.14
28	74.74	5.00	20	3.14
29	84.84	5.00	20	3.14
30	94.95	5.00	20	3.14
31	105.05	5.00	20	3.14
32	115.16	5.00	20	3.14
33	125.26	5.00	20	3.14
34	135.37	5.00	20	3.14
35	145.47	5.00	20	3.14
36	155.58	5.00	20	3.14
37	165.68	5.00	20	3.14
38	175.79	5.00	20	3.14
39	185.89	5.00	20	3.14
40	196.00	5.00	20	3.14

Combinazioni

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 N sforzo normale espresso in [kN]
 M_y momento lungo Y espresso in [kNm]
 M_x momento lungo X espresso in [kNm]
 M_t momento torcente espresso in [kNm]
 T_y taglio lungo Y espresso in [kN]
 T_x 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 _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	698.2800	847.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	508.4400	807.1200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	528.2800	724.9600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER

4	387.6800	698.1200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	519.5600	496.3600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	378.9200	473.1600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	477.8400	233.2800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	337.2400	201.5600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 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

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
1009.1964	0.0000	1224.8870	1.45
<u>19248.2965</u>	0.0000	847.5200	27.57
698.2800	0.0000	<u>1163.8230</u>	1.37

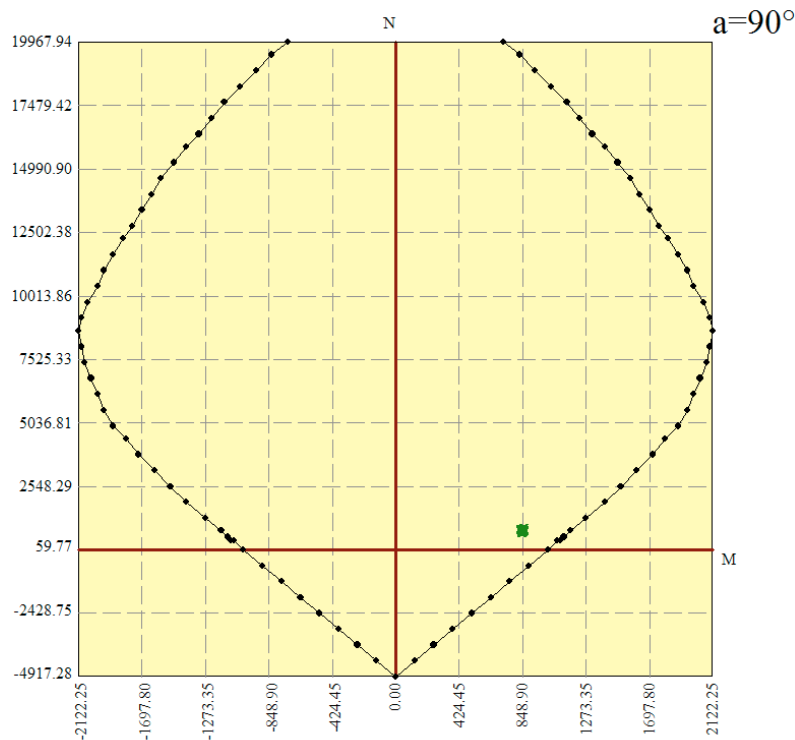


Diagramma M – N

Combinazione n° 2

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
738.0917	0.0000	1171.6792	1.45
<u>19476.4439</u>	0.0000	807.1200	38.31
508.4400	0.0000	<u>1126.2088</u>	1.40

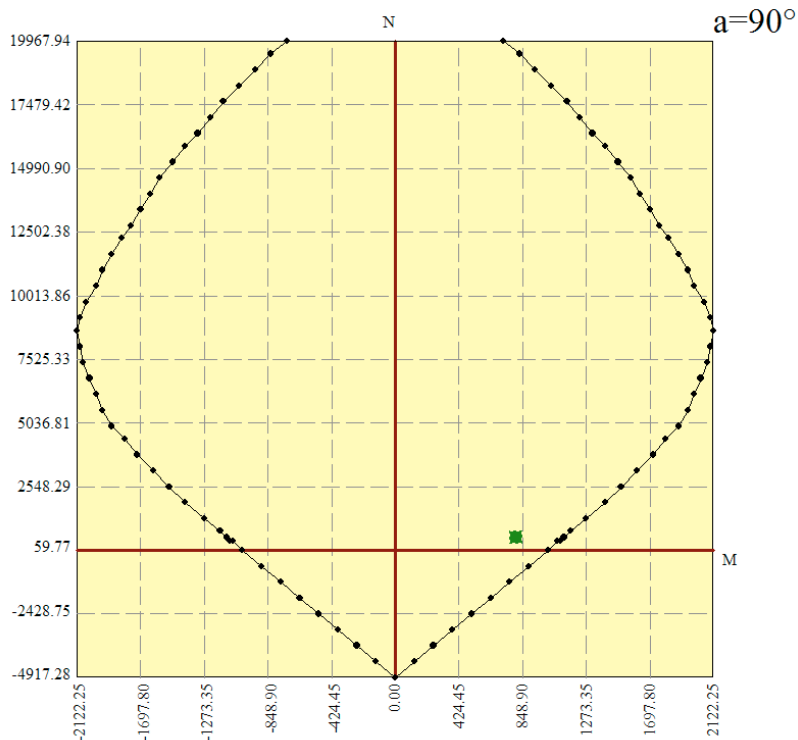


Diagramma M – N

Risultati analisi in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	16.11	0.00	(0.00; 33.89)	(200.00; 33.89)
4	15.65	0.00	(0.00; 34.35)	(200.00; 34.35)
5	16.98	0.00	(0.00; 33.02)	(200.00; 33.02)
6	16.31	0.00	(0.00; 33.69)	(200.00; 33.69)
7	19.98	0.00	(0.00; 30.02)	(200.00; 30.02)
8	18.81	0.00	(0.00; 31.19)	(200.00; 31.19)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	9.244	0.000	0.000	95.633	-248.611
4	8.822	0.000	0.000	90.056	-248.117
5	6.426	0.000	0.000	68.014	-159.021
6	6.055	0.000	0.000	62.978	-159.822
7	3.136	0.000	0.000	35.268	-58.929
8	2.676	0.000	0.000	29.470	-55.903

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm ²]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm ²]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cm ²]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [‰]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
5	0.0000	276.1293	-88.464	-6.950	3301.70	0.0653	147	0.1628
6	0.0000	269.1081	-90.898	-7.116	3369.33	0.0651	148	0.1635
7	0.0000	308.9624	-78.047	-6.243	3002.36	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	295.7875	-82.038	-6.513	3119.23	0.0000	0	0.0000

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

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

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

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 $71,44 \cdot 4 = 285,76$ kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	285.76	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	515.40	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	460	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	2000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	6280	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0068	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.43	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.56	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	473.90	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	595.73	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

10.4 Soletta di fondazione

La sezione viene armata con tondini ϕ 20/10 all'intradosso (esterno vasca) e tondini ϕ 20/20 all'estradosso (interno vasca).

Nome sezione:	Fondazione
Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	80.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	8000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	6666666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	4266666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$ [cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 40.00$ [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]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
-----------	----------	----------	----------	----------------------------

1	96.00	75.00	20	3.14
2	73.00	75.00	20	3.14
3	50.00	75.00	20	3.14
4	27.00	75.00	20	3.14
5	4.00	75.00	20	3.14
6	4.00	5.00	20	3.14
7	14.22	5.00	20	3.14
8	24.44	5.00	20	3.14
9	34.67	5.00	20	3.14
10	44.89	5.00	20	3.14
11	55.11	5.00	20	3.14
12	65.33	5.00	20	3.14
13	75.56	5.00	20	3.14
14	85.78	5.00	20	3.14
15	96.00	5.00	20	3.14

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _x	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _x	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 _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	0.0000	613.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-292.7200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	500.0600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	0.0000	-206.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	0.0000	402.5100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	0.0000	-186.2300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	0.0000	238.1100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	0.0000	-93.5100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

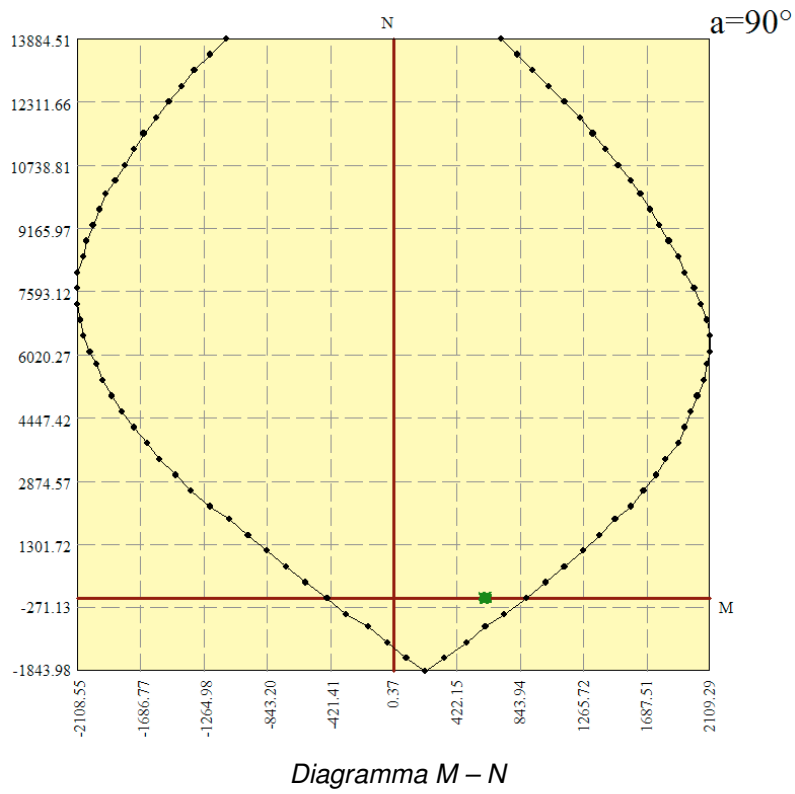
Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
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

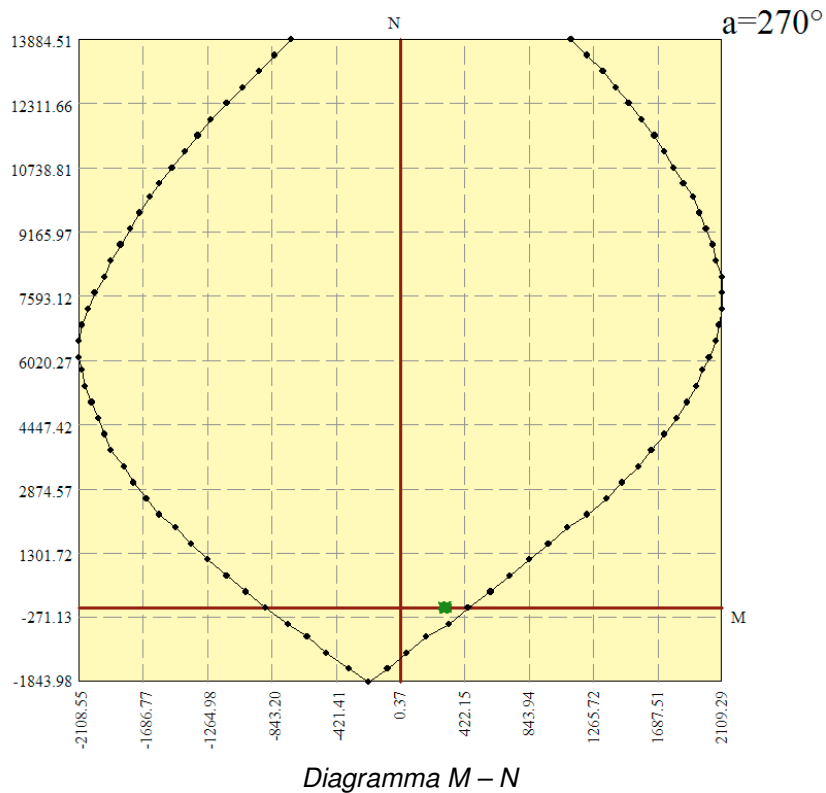
Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>875.9490</u>	1.43



Combinazione n° 2

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-443.4675</u>	1.51



Risultati analisi in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	20.87	0.00	(0.00; 59.13)	(100.00; 59.13)
4	14.16	0.00	(100.00; 14.16)	(0.00; 14.16)
5	20.87	0.00	(0.00; 59.13)	(100.00; 59.13)
6	14.16	0.00	(100.00; 14.16)	(0.00; 14.16)
7	20.87	0.00	(0.00; 59.13)	(100.00; 59.13)
8	14.16	0.00	(100.00; 14.16)	(0.00; 14.16)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	5.986	0.000	0.000	68.278	-232.946
4	2.909	0.000	0.000	28.219	-187.504
5	4.818	0.000	0.000	54.958	-187.503
6	2.620	0.000	0.000	25.418	-168.894
7	2.850	0.000	0.000	32.511	-110.920
8	1.315	0.000	0.000	12.763	-84.805

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
 M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
 σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
5	0.0000	287.3618	-133.863	-9.749	2000.00	0.0678	156	0.1800
6	0.0000	-274.0679	-248.555	-17.932	2000.00	0.0000	0	0.0000
7	0.0000	287.3618	-133.863	-9.749	2000.00	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	-274.0679	-248.555	-17.932	2000.00	0.0000	0	0.0000

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 all'incastro tra fondazione e ritti esterni è pari a 315.63 kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40$ N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30$ N/mm ²
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 315.63$ 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}	$M(V_{Ed}) = 0.00$ kNm
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 760$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\emptyset = 20$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10$ --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 3140$ mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_1 = 0.0041$ --
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.51$ --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.38$ N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \cdot f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 285.24$ kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 330.31$ kN
VERIFICA SODDISFATTA:	
<i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

A favore di sicurezza si mette un'armatura a taglio fino a una distanza di 0.60 m.

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 σ_{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;		
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);		
α_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	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	14 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	616 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	824.37 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3217.08 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	824.37 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia $\phi 14/20$ in corrispondenza delle sezioni di incastro della fondazione con i ritti esterni per una lunghezza di 0.60 m.

Il massimo valore di taglio agente all'incastro tra fondazione e ritzi centrali è pari a 275.63 kN/m.

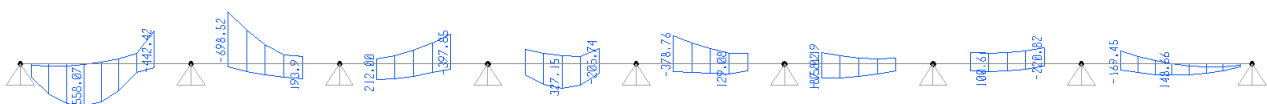
VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 275.63 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 760 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n = 10 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 3140 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0041 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.51 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 285.24 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 330.31 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	

10.5 Verifica trave longitudinale

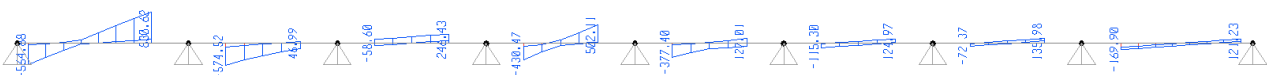
Nel presente paragrafo si verificano le travi longitudinali di soletta di dimensione 0.50x1.05 m. Si considera uno schema di trave continua su più appoggi di luce di calcolo pari a 2.00 m.



Modello di calcolo



Involuppo momento flettente SLU [kNm]



Involuppo taglio SLU [kN]

Nome sezione:	Trave
Tipo sezione	Rettangolare
Base	50.0 [cm]
Altezza	105.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	5250.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	1093750.0 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	4823437.5 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 25.00 [cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 52.50 [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]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	45.80	99.80	24	4.52
2	35.40	99.80	24	4.52
3	25.00	99.80	24	4.52
4	14.60	99.80	24	4.52
5	4.20	99.80	24	4.52
6	4.00	5.00	24	4.52
7	14.50	5.00	24	4.52
8	25.00	5.00	24	4.52
9	35.50	5.00	24	4.52
10	46.00	5.00	24	4.52
11	46.00	94.00	20	3.14
12	25.00	94.00	20	3.14
13	4.00	94.00	20	3.14

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	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 _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	-698.5200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-496.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
3	0.0000	-312.1700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
4	0.0000	-73.3200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
5	0.0000	558.0700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
6	0.0000	389.3600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
7	0.0000	274.6500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
8	0.0000	63.4100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
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

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-1166.8675</u>	1.67

Combinazione n° 5

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>844.6341</u>	1.51

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 830.62 kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	830.62	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}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	990	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	500	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0046	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.45	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.35	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	174.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	213.08	kN

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 σ_{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;	
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;	
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);	
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	per membrature non compresse
	1	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	1,25	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	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	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 18 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 508 \text{ mm}^2$
Fattori di resistenza a compressione:	
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 885.58 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 2095.34 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio	$V_{Rd} = 885.58 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA.	

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 2 braccia $\phi 18/20$.

Risultati analisi in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	30.75	0.00	(50.00; 30.75)	(0.00; 30.75)
3	30.75	0.00	(50.00; 30.75)	(0.00; 30.75)
4	30.75	0.00	(50.00; 30.75)	(0.00; 30.75)
6	25.54	0.00	(0.00; 79.46)	(50.00; 79.46)
7	25.54	0.00	(0.00; 79.46)	(50.00; 79.46)
8	25.54	0.00	(0.00; 79.46)	(50.00; 79.46)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	5.272	0.000	0.000	66.219	-177.593
3	3.318	0.000	0.000	41.676	-111.773
4	0.779	0.000	0.000	9.789	-26.252
6	4.270	0.000	0.000	51.005	-186.719
7	3.012	0.000	0.000	35.978	-131.709
8	0.695	0.000	0.000	8.306	-30.408

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [‰]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
3	0.0000	-279.7993	-100.182	-7.182	1189.04	0.0325	136	0.0752
4	0.0000	-279.7993	-100.182	-7.182	1189.04	0.0000	0	0.0000
7	0.0000	269.7980	-129.382	-9.205	1150.00	0.0331	145	0.0817
8	0.0000	269.7980	-129.382	-9.205	1150.00	0.0000	0	0.0000

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:

γ	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;
α	angolo di inclinazione del piano di fondazione;
ω	angolo di inclinazione del piano campagna;
q'	sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
c'	coesione;
ϕ'	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:

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

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

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

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

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

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

$$s_q = s_{\gamma}$$

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

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

I coefficienti i_{γ} , 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_{γ} , 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_{γ} , 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 calcolo¹:

B (m)	28.76	ϕ (°) ²	29.26	γ (kN/m ³)	11.00
L (m)	36.50	c (kN/m ²)	0.00	α (°)	0.00
D (m)	0.80	q (kN/m ²)	8.80	ω (°)	0.00

¹ Cautelativamente si assume per la verifica a schiacciamento un ricoprimento pari a 0.80 m (D)

² 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_{reag} la larghezza reagente della fondazione (controsolella);
- σ_1 la sollecitazione minima sul terreno;
- σ_2 la sollecitazione massima sul terreno;
- σ_{eq} la sollecitazione equivalente sul terreno;
- σ_{lim} il valore limite della pressione sul terreno;
- σ_{amm} 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
M (kNm)	73.652	73.167	66.523	66.038	70.711	70.226
N (kN)	1156.714	1156.349	1153.838	1153.473	629.754	629.389
T (kN)	1.002	1.061	13.343	13.402	1.381	1.440
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ_1 (N/mm²)	0.040	0.040	0.040	0.040	0.021	0.021
σ_2 (N/mm²)	0.041	0.041	0.041	0.041	0.022	0.022
σ_{eq} (N/mm²)	0.040	0.040	0.040	0.040	0.022	0.022
σ_{lim} (N/mm²)	4.062	4.062	3.955	3.955	4.033	4.032
σ_{amm} (N/mm²)	2.257	2.256	2.197	2.197	2.240	2.240

	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
M (kNm)	63.581	63.097	469.689	18.185	447.124	4.380
N (kN)	626.878	626.513	1544.443	1374.045	1535.403	1365.006
T (kN)	13.722	13.781	1.549	2.218	33.108	33.778
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ_1 (N/mm²)	0.021	0.021	0.050	0.048	0.050	0.047
σ_2 (N/mm²)	0.022	0.022	0.057	0.048	0.057	0.047
σ_{eq} (N/mm²)	0.022	0.022	0.055	0.048	0.054	0.047
σ_{lim} (N/mm²)	3.839	3.838	3.983	4.071	3.784	3.841
σ_{amm} (N/mm²)	2.133	2.132	2.213	2.261	2.102	2.134

	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
M (kNm)	466.747	15.243	424.872	26.632	368.321	29.390
N (kN)	1017.483	847.085	1000.732	830.335	1450.055	1322.029
T (kN)	1.928	2.597	57.530	58.200	7.555	7.016
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ_1 (N/mm²)	0.032	0.029	0.032	0.029	0.048	0.046
σ_2 (N/mm²)	0.039	0.030	0.038	0.029	0.053	0.046
σ_{eq} (N/mm²)	0.037	0.029	0.036	0.029	0.051	0.046
σ_{lim} (N/mm²)	3.924	4.054	3.406	3.400	3.957	4.030
σ_{amm} (N/mm²)	2.180	2.252	1.892	1.889	2.198	2.239

	SLU-GEO-10Max	SLU-GEO-10Min	SLU-GEO-11Max	SLU-GEO-11Min	SLU-GEO-12Max	SLU-GEO-12Min
	Co 19	Co 20	Co 21	Co 22	Co 23	Co 24
M (kNm)	341.882	2.950	358.174	19.243	338.940	0.009
N (kN)	1439.468	1311.442	920.217	792.191	912.508	784.482
T (kN)	28.829	29.368	1.796	2.335	29.208	29.748
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ₁ (N/mm²)	0.048	0.046	0.029	0.027	0.029	0.027
σ₂ (N/mm²)	0.053	0.046	0.035	0.028	0.034	0.027
σ_{eq} (N/mm²)	0.051	0.046	0.033	0.028	0.033	0.027
σ_{lim} (N/mm²)	3.815	3.864	3.946	4.053	3.659	3.713
σ_{amm} (N/mm²)	2.120	2.147	2.192	2.252	2.033	2.063

	SLU-GEO-13Max	SLU-GEO-13Min	SLU-GEO-14Max	SLU-GEO-14Min	SLU-GEO-15Max	SLU-GEO-15Min
	Co 25	Co 26	Co 27	Co 28	Co 29	Co 30
M (kNm)	289.507	49.182	270.273	68.416	286.565	52.124
N (kN)	1414.750	1286.906	1407.040	1279.197	887.790	759.946
T (kN)	12.893	13.073	19.525	19.705	13.037	13.217
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ₁ (N/mm²)	0.047	0.044	0.047	0.044	0.029	0.026
σ₂ (N/mm²)	0.051	0.045	0.051	0.045	0.033	0.027
σ_{eq} (N/mm²)	0.050	0.045	0.050	0.045	0.032	0.027
σ_{lim} (N/mm²)	3.933	3.976	3.890	3.918	3.841	3.894
σ_{amm} (N/mm²)	2.185	2.209	2.161	2.177	2.134	2.163

	SLU-GEO-16Max	SLU-GEO-16Min	SLU-SIS-01Max	SLU-SIS-01Min	SLU-SIS-02Max	SLU-SIS-02Min
	Co 31	Co 32	Co 33	Co 34	Co 35	Co 36
M (kNm)	267.331	71.357	19.529	19.287	13.591	13.348
N (kN)	880.080	752.237	1008.625	1008.442	1006.230	1006.047
T (kN)	19.669	19.849	12.684	12.695	15.170	15.182
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ₁ (N/mm²)	0.029	0.026	0.035	0.035	0.035	0.035
σ₂ (N/mm²)	0.033	0.027	0.035	0.035	0.035	0.035
σ_{eq} (N/mm²)	0.031	0.026	0.035	0.035	0.035	0.035
σ_{lim} (N/mm²)	3.772	3.797	3.957	3.957	3.934	3.934
σ_{amm} (N/mm²)	2.096	2.109	2.198	2.198	2.186	2.185

	SLU-SIS-03Max	SLU-SIS-03Min	SLU-SIS-04Max	SLU-SIS-04Min	SLU-SIS-05Max	SLU-SIS-05Min
	Co 37	Co 38	Co 39	Co 40	Co 41	Co 42
M (kNm)	18.287	18.044	12.348	12.106	60.813	60.570
N (kN)	603.692	603.509	601.296	601.114	1021.871	1021.688
T (kN)	12.242	12.253	14.728	14.740	4.089	4.101
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ₁ (N/mm²)	0.021	0.021	0.021	0.021	0.035	0.035
σ₂ (N/mm²)	0.021	0.021	0.021	0.021	0.036	0.036
σ_{eq} (N/mm²)	0.021	0.021	0.021	0.021	0.036	0.036
σ_{lim} (N/mm²)	3.877	3.877	3.838	3.838	4.031	4.031
σ_{amm} (N/mm²)	2.154	2.154	2.132	2.132	2.240	2.240

	SLU-SIS-06Max	SLU-SIS-06Min	SLU-SIS-07Max	SLU-SIS-07Min	SLU-SIS-08Max	SLU-SIS-08Min
	Co 43	Co 44	Co 45	Co 46	Co 47	Co 48
M (kNm)	53.683	53.441	58.856	58.613	51.726	51.484
N (kN)	1018.995	1018.812	616.643	616.461	613.767	613.585
T (kN)	7.075	7.086	4.034	4.046	7.020	7.031
L_{reag} (m)	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760	28.760
σ₁ (N/mm²)	0.035	0.035	0.021	0.021	0.021	0.021
σ₂ (N/mm²)	0.036	0.036	0.022	0.022	0.022	0.022
σ_{eq} (N/mm²)	0.036	0.036	0.022	0.022	0.021	0.021
σ_{lim} (N/mm²)	4.004	4.004	3.994	3.994	3.948	3.948
σ_{amm} (N/mm²)	2.224	2.224	2.219	2.219	2.193	2.193

11.2 Verifiche a galleggiamento

La verifica viene eseguita in fase di esercizio (in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima; in fase di costruzione la sottospinta della falda è annullata dal jet – grouting appositamente realizzato, per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati specifici.

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 γF	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ _{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ _{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Le verifiche a galleggiamento vengono condotte separatamente per le due vasche in modo di tenere conto della reale altezza della falda di progetto.

11.2.1 Vasca di laminazione 3

La geometria della vasca è la seguente.

Fondazione		
B	28.76	m
L	1	m
H	0.8	m

Soletta		
B	28.76	m
L	1	m
H	0.45	m

Riti esterni		
n°	2	
B	1	m
s	0.6	m
H	5	m

Riti interni		
n°	5	
B	0.5	m
s	0.5	m
H	5	m

In fase di costruzione il galleggiamento è impedito dal jet grouting, in fase di esercizio la verifica è la seguente.

Peso vasca		
γ_{cls}	25	kN/m ³
V	48	m ³
P	1205	kN

Sottospinta		
γ_w	10	kN/m ³
h	5.25	m
S	1510	kN

Peso terreno		
γ_t	20	kN/m ³
H	0.4	m
V	12	m ³
P	230	kN

Peso vasca x 0.9	1292
Sottospinta x 1.1	1661
	0.78

La verifica non è soddisfatta.

E' pertanto necessario realizzare un sistema di ancoraggio della vasca ai diaframmi perimetrali. Tale ancoraggio è realizzato mediante apposite barre di armatura metallica nei cordoli dei due diaframmi laterali. La forza di taglio da assorbire è dunque:

$$V_{Ed} = (1661 - 1292)/2 \approx 200 \text{ kN}$$

Si dispongono quindi 6 Φ 26/m sui cordoli dei diaframmi. L'azione resistente è quindi data da:

$$V_{Rd} = 6 \cdot A_{v,\Phi 26} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot 1.1) = 6 \cdot 425 \cdot 450 / (\sqrt{3} \cdot 1.1) = 601.92 \text{ kN}$$

11.2.2 Vasca di laminazione 4

La geometria della vasca è la seguente.

Fondazione		
B	28.76	m
L	1	m
H	0.8	m

Soletta		
B	28.76	m
L	1	m
H	0.45	m

Riti esterni		
n°	2	
B	1	m
s	0.6	m
H	5	m

Riti interni		
n°	5	
B	0.5	m
s	0.5	m
H	5	m

In fase di costruzione il galleggiamento è impedito dal jet grouting, in fase di esercizio la verifica è la seguente.

Peso vasca		
γ_{cls}	25	kN/m ³
V	48	m ³
P	1205	kN

Sottospinta		
γ_w	10	kN/m ³
h	5.94	m
S	1708	kN

Peso terreno		
γ_t	20	kN/m ³
H	0.4	m
V	12	m ³
P	230	kN

Peso vasca x 0.9	1292
Sottospinta x 1.1	1879
	0.69

La verifica non è soddisfatta.

E' pertanto necessario realizzare un sistema di ancoraggio della vasca ai diaframmi perimetrali. Tale ancoraggio è realizzato mediante apposite barre di armatura metallica nei cordoli dei due diaframmi laterali. La forza di taglio da assorbire è dunque:

$$V_{Ed} = (1879 - 1292)/2 \approx 300 \text{ kN}$$

Si dispongono quindi 6 Φ 26/m sui cordoli dei diaframmi. L'azione resistente è quindi data da:

$$V_{Rd} = 6 \cdot A_{v,\Phi 26} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot 1.1) = 6 \cdot 425 \cdot 450 / (\sqrt{3} \cdot 1.1) = 601.92 \text{ kN}$$

12 SOTTOSPINTA IDRAULICA

Nel seguente capitolo si analizza il caso in cui sulla vasca agiscano solo i carichi permanenti e la sottospinta dell'acqua. Per evitare il galleggiamento le vasche sono vincolate ai cordoli di testa dei diaframmi, come descritto nel paragrafo precedente.

Nella seguente immagine si riportano i diagrammi dei momenti flettenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio considerando lo schema statico della struttura vincolata ai diaframmi.

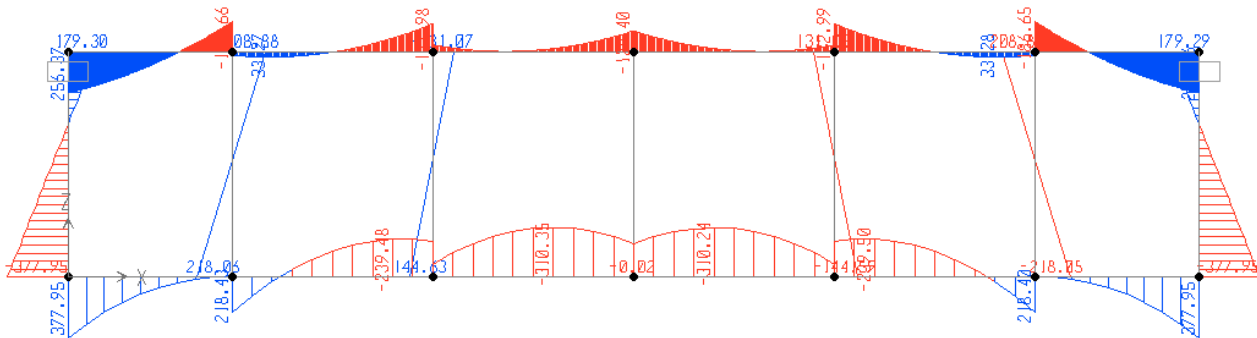


Diagramma momento flettente SLU [kNm]

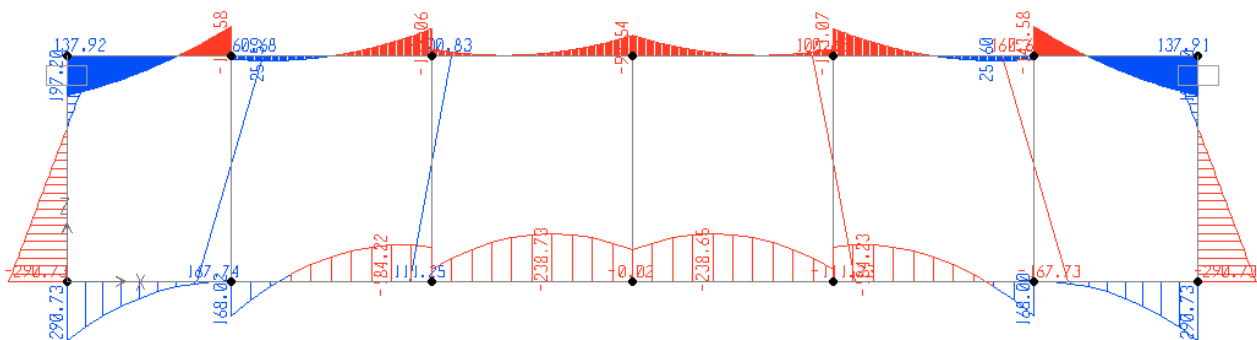


Diagramma momento flettente SLE [kNm]

Osservando i diagrammi si evince che i ritzi sono sollecitati da azioni più basse di quanto visto in precedenza, mentre i momenti agenti nelle solette in alcune sezioni sono più alti di quelli agenti con lo schema statico analizzato nei capitoli precedenti.

Si riportano quindi le verifiche delle sezioni soggette alle sollecitazioni maggiori.

Nome sezione:

Tipo sezione	Fondazione
Base	Rettagonolare
Altezza	100.0 [cm]
	80.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	8000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	6666666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	4266666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 50.00 [cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 40.00 [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]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.00	75.00	20	3.14
2	73.00	75.00	20	3.14
3	50.00	75.00	20	3.14
4	27.00	75.00	20	3.14
5	4.00	75.00	20	3.14
6	4.00	5.00	20	3.14
7	14.22	5.00	20	3.14
8	24.44	5.00	20	3.14
9	34.67	5.00	20	3.14
10	44.89	5.00	20	3.14
11	55.11	5.00	20	3.14
12	65.33	5.00	20	3.14
13	75.56	5.00	20	3.14
14	85.78	5.00	20	3.14
15	96.00	5.00	20	3.14

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _x	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _x	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 _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	0.0000	-310.3500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-238.7300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER

Risultati analisi

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
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

Combinazione n° 1

N _u	M _{xu}	M _{yu}	FS
0.0000	0.0000	-443.4675	1.43

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
X _c	posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	14.16	0.00	(100.00; 14.16)	(0.00; 14.16)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mmq]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mmq]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mmq]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
2	3.358	0.000	0.000	32.584	-216.507

Nome sezione:

Soletta
 Tipo sezione Rettangolare
 Base 100.0 [cm]
 Altezza 45.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione 4500.00 [cmq]
 Inerzia in direzione X 3750000.0 [cm⁴]
 Inerzia in direzione Y 759375.0 [cm⁴]
 Inerzia in direzione XY 0.0 [cm⁴]
 Ascissa baricentro sezione $X_G = 50.00$ [cm]
 Ordinata baricentro sezione $Y_G = 22.50$ [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]
 ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.10	40.10	18	2.54
2	85.86	40.10	18	2.54
3	75.61	40.10	18	2.54
4	65.37	40.10	18	2.54
5	55.12	40.10	18	2.54
6	44.88	40.10	18	2.54
7	34.63	40.10	18	2.54
8	24.39	40.10	18	2.54
9	14.14	40.10	18	2.54
10	3.90	40.10	18	2.54
11	3.90	4.90	18	2.54
12	14.14	4.90	18	2.54
13	24.39	4.90	18	2.54
14	34.63	4.90	18	2.54
15	44.88	4.90	18	2.54
16	55.12	4.90	18	2.54
17	65.37	4.90	18	2.54
18	75.61	4.90	18	2.54

19	85.86	4.90	18	2.54
20	96.10	4.90	18	2.54

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzio normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	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 _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	256.3700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	197.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER

Risultati analisi

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
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

Combinazione n° 1

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>370.1061</u>	1.44

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
X _c	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X _c	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	12.41	0.00	(0.00; 32.59)	(100.00; 32.59)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ _{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm ²]
σ _{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm ²]
σ _{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm ²]
σ _{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm ²]
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm ²]

N°	σ _{c-max}	σ _{c-min}	τ _c	σ _{f-max}	σ _{f-min}
2	6.477	0.000	0.000	58.793	-216.732