

PROGETTISTA: Ing. Alessandro Poli

COLLABORATORI: Ing. Melani Vidic
Ingg. Luca Tucci - A. Baselli
Ing. Nicola Bettini

COMUNE DI MUSCOLINE

Provincia di Brescia

COMMITTENTE:

COMUNE DI MUSCOLINE - Via Paolo VI - Muscoline (BS)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
PRIMARIA DI MUSCOLINE

OGGETTO:

RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE - GEOTECNICA



TAVOLA:

d.S.05

DATA:

15/06/2020

AGGIORNAMENTO:

TIMBRO E FIRMA:

Doc:	C0256/19 Intervento rinforzo Scuola Primaria Muscoline (BS)
Data:	15/06/2020
N. Pagine:	17

Committente: Comune di Muscoline (BS)

Località: Muscoline (BS)

Tipologia prestazione: PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA DI MUSCOLINE (BS)

RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE - GEOTECNICA

Progettista strutturale: Ing. A. Poli

Iscritto all'Ordine Ingegneri Provincia di Brescia al n. 3081 - Direttore Tecnico Di.Mo.Re



Rev.	Data	Responsabili	Collaboratori
00	15/06/2020	Ing. A. Poli	Ing. M. Vidic Ingg. L.Tucci – A. Baselli Ing. N. Bettini

Di.Mo.Re. s.r.l.

Sede Legale: Via Oberdan 1/A - 25128 Brescia

Capitale Sociale 10.000 euro i.v.

REA BS 537054 - Registro Imprese BS, Codice Fiscale e Partita IVA 03472670987

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	15/06/2020
Pag:	3/17

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
1.1. Normative di riferimento	5
1.2. Documentazione di riferimento	5
1.3. Fondazioni superficiali – progettazione per azioni sismiche	6
1.3.1 Corpo B	7
1.3.2 Allineamento C	11
2. ALLEGATO 1	16



**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
DI ADEGUAMENTO SISMICO
RELAZIONE SUI MATERIALI**

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	15/06/2020
Pag:	4/17

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	15/06/2020
Pag:	5/17

1. INTRODUZIONE

1.1. Normative di riferimento

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione sono conformi alle normative e linee guida elencate nel seguito:

- [1] Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).
- [2] Decreto Ministeriale del 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08).
- [3] Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.
- [4] Circolare Ministeriale n.617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- [5] FEMA 273: NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of buildings.
- [6] UNI EN 1998-5 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

1.2. Documentazione di riferimento

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione fanno riferimento alla seguente documentazione:

- [7] Spettri NTC ver. 1.0.3. Foglio di calcolo per la valutazione della sollecitazione sismica compatibile con NTC08.
- [8] Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1.
- [9] Dott. Ing. F. Cremaschini. Progetto per la costruzione dell'edificio scolastico elementare (elaborati grafici). Comune di Muscoline, Provincia di Brescia.
- [10] Avanzi Bruno – Gavardo (1962). Libretto delle misure per il lavoro di costruzione dell'edificio scolastico elementare del capoluogo.
- [11] Geom. M. Gobbini (1985). Elaborati grafici per il progetto di rifacimento della copertura pericolante, ampliamento e ristrutturazione interna dell'edificio scuole elementari del capoluogo.
- [12] Geom. M. Gobbini (1985). Relazione per il progetto di rifacimento della copertura pericolante, ampliamento e ristrutturazione interna dell'edificio scuole elementari del capoluogo.
- [13] Dott. Geol. A. Rebonato, Dott. Geol. L. Sarti. (2004). Relazione geologica e geotecnica per il progetto di ampliamento delle scuole elementari del capoluogo. Comune di Muscoline (BS).
- [14] Tecnoindagini S.r.l. (2018). Valutazione vulnerabilità e rischio sismico con metodo Sismocert, Relazione tecnica.
- [15] Dott. Geol. G. Torresani. (2020). Indagine geologica e geotecnica relativa alla caratterizzazione geomeccanica dei terreni dell'intervento di realizzazione opere di miglioramento sismico scuola primaria di Muscoline.

Nei paragrafi successivi, le informazioni acquisite dai documenti di riferimento di cui sopra, quindi riportate nel contenuto della presente relazione, sono citate con la rispettiva referenza "[n°]".

1.3. Fondazioni superficiali – progettazione per azioni sismiche

Per garantire la funzionalità della struttura in elevazione, il sistema di fondazione deve essere in grado di soddisfare alcuni requisiti, a cui corrispondono stati limite ultimi. In accordo con la normativa (§7.11.5.3 [1]) *“gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento di quella degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.”*

“La sicurezza del compresso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento” (§7.11.5.3.1 [1]). Tali verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

La capacità portante del terreno, ossia la verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata effettuata con il metodo di Brinch-Hansen, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica e geotecnica [15]:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot B \cdot Y \cdot N_Y \cdot s_Y \cdot i_Y \cdot b_Y \cdot g_Y \cdot z_Y + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q \cdot z_q$$

Il valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente Y_R di Tabella 7.11.II [1], che risulta pari a 2.3 per la verifica di carico limite.

La resistenza del sistema terreno-fondazione, relativa al meccanismo di rottura per scorrimento lungo il piano di posa, viene valutata con l'espressione:

- In condizioni drenate: $H_{lim} = N \cdot \tan \Phi$;
- In condizioni non drenate: $H_{lim} = c_u \cdot A$.

Il valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente Y_R di Tabella 7.11.II [1], che risulta pari a 1.1 per la verifica a scorrimento.

La normativa inoltre permette di *“tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata.”* Dunque, ove necessario, si prende in considerazione una aliquota resistente dovuta alla spinta passiva del terreno circostante.

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno sono state desunte dalla relazione geotecnica. Di seguito si riporta una tabella riassuntiva.

Orizzonte A – “Limo sabbioso” (da 0,0 m a 8,6 m da 0 RIF)			
Parametri	Simbolo	Unità di misura	Valore
Addensamento			mediamente costipato
Peso di volume	γ	t/m ³	1,80
Angolo di attrito	ϕ	°	28
Coesione non drenata	c_u	Kg/cm ²	0,4
Modulo elastico	E	Kg/cm ²	110
Densità relativa	Dr	%	50

Figura 1 - Proprietà fisico-meccaniche del terreno[15].

1.3.1 Corpo B

Le nuove fondazioni, travi continue in calcestruzzo C25/30 aventi sezione ad L, sono poste in adiacenza alle fondazioni esistenti. La loro esatta localizzazione è riportata in Figura 2, la carpenteria ed i dettagli di collegamento con la fondazione esistente sono riportati in Figura 3.

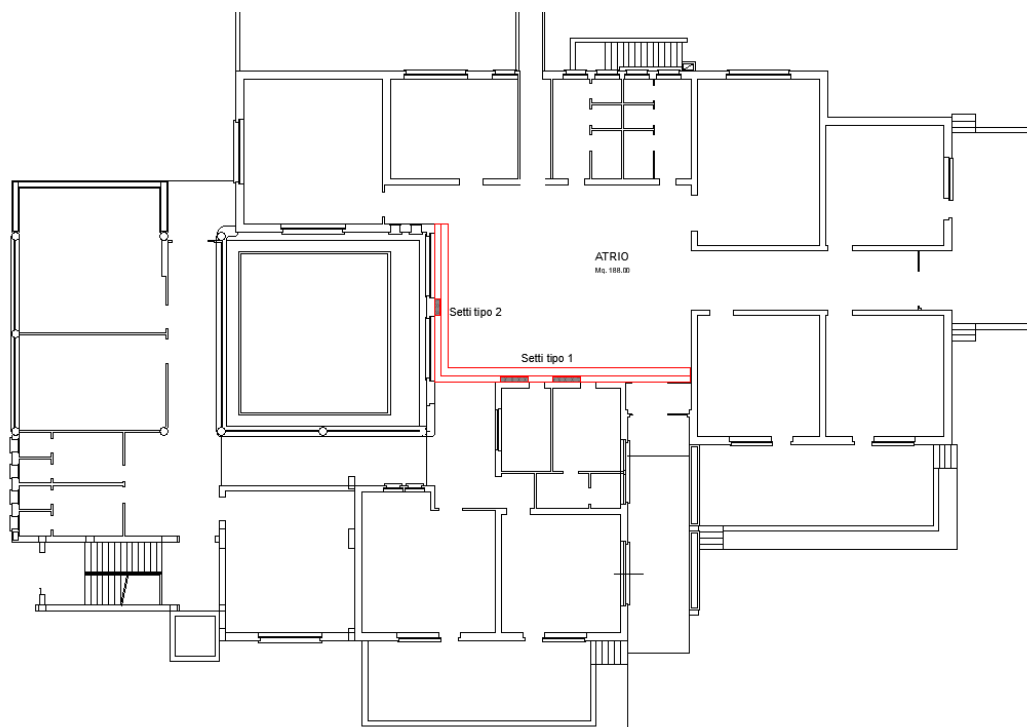


Figura 2 – Localizzazione planimetrica nuove fondazioni.

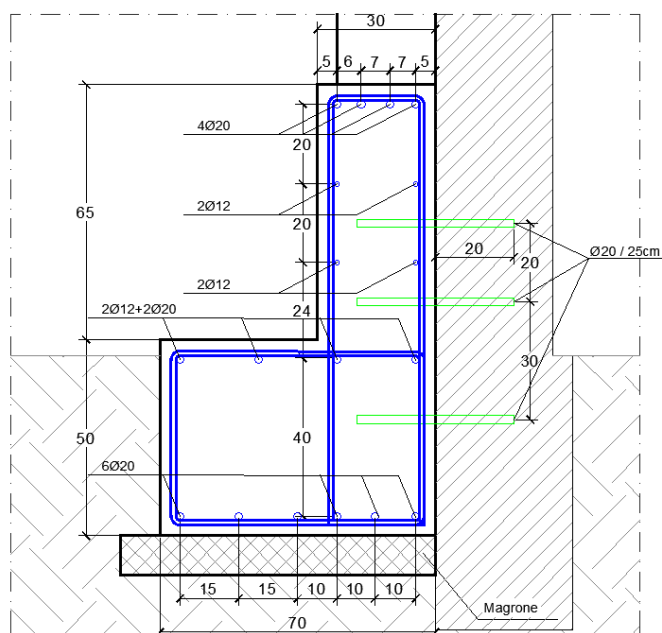


Figura 3 – Sezione tipo nuova fondazione.

Le nuove fondazioni risultano connesse alle fondazioni esistenti per mezzo di 3 spinotti M20/300mm. Sono inoltre previste connessioni tra i nuovi setti alle pareti esistenti per mezzo di spinotti M20, minimo 5/m², al fine di garantire un adeguato trasferimento dei carichi assiali dalla struttura esistente alle nuove fondazioni.

Verifica SLU di tipo strutturale

Le fondazioni vengono dimensionate sulla base delle sollecitazioni massime trasmesse dagli elementi sismo-resistenti valutate attraverso un'analisi pushover. Secondo l'approccio di gerarchia delle resistenze, il sistema di fondazione, così come i sistemi di ancoraggio, è stato progettato per essere sovra-resistente rispetto ai setti.

Le sollecitazioni massime in corrispondenza delle fondazioni sono riportate di seguito in termini di azione a taglio (kN) e momento flettente (kNm).

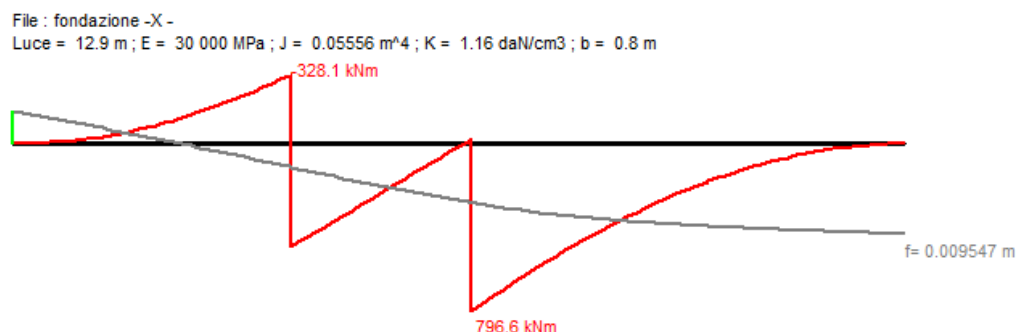


Figura 4 - Sollecitazioni a flessione sulla fondazione.

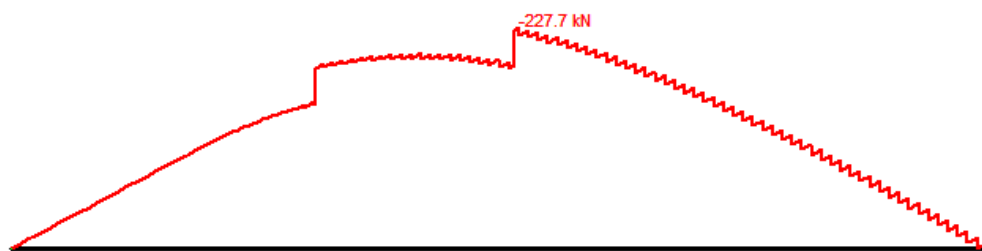


Figura 5 - Sollecitazioni a taglio sulla fondazione.

Il momento resistente della nuova fondazione risulta essere pari a $M_{rd}=1088\text{kNm}$ (Figura 6) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a 796.6kNm, con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 1.36 ($1088\text{kN}/796.6\text{kN}$).

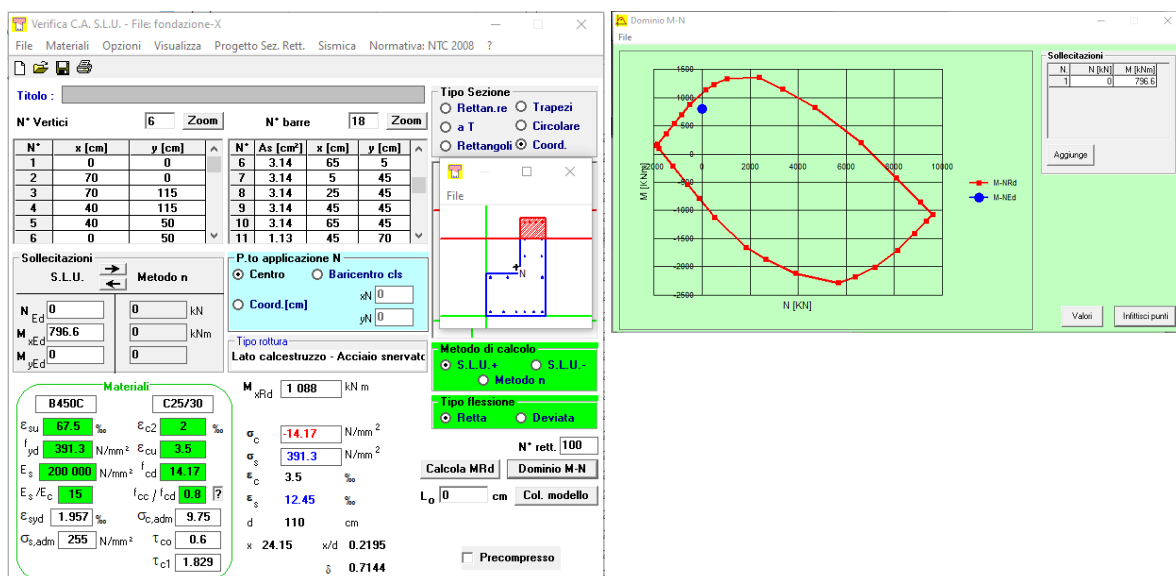


Figura 6 – Verifica a flessione nuova fondazione (VcaSLU).

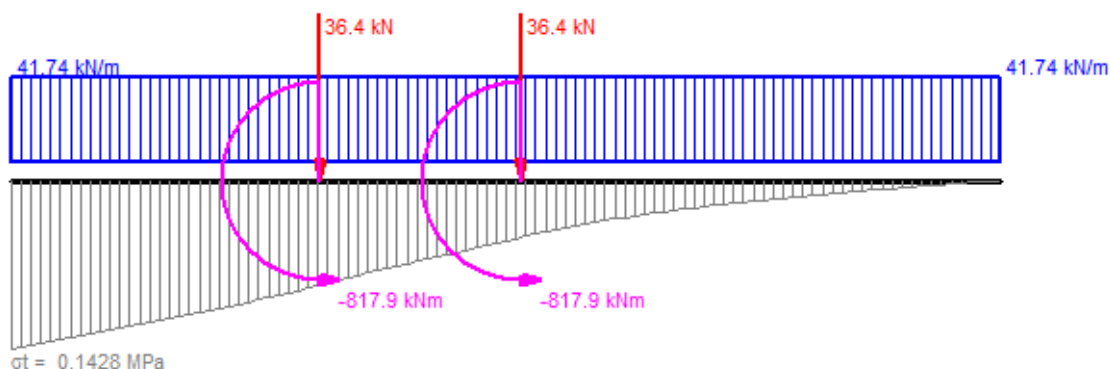
Il taglio resistente della nuova fondazione risulta essere pari a $V_{rd}=438\text{kN}$ (Figura 7) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a 217.7kN , con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 1.92 ($438\text{kN}/227.7\text{kN}$).

VERIFICA A TAGLIO SETTO									
DATI SEZIONE			MATERIALI						
f_{cd}	14.17	[MPa]	Acciaio	450	[N/mm ²]	B450C	γ_s	1.15	
α_c	1.00	[-]	CLS	25	[N/mm ²]	C25/30	γ_{cls}	1.5	
α_s	11.66	[-]	FC	1.00					
f_{cd}	7.08	[MPa]	SOLLECITAZIONI						
f_{yd}	391.30	[MPa]	M	796.6	[kNm]				
b_w	300	[mm]	N		[kN]				
d	990	[mm]	V	227.7	[kN]				
A_{sw}	226	[mm ²]	GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
A_{ul}	0	[mm ²]	Geometria	b	300	[mm]			
S_{long}	200	[mm]		h	1150	[mm]			
S_{eff}	200	[mm]		c	50	[mm]			
α	1.57	[rad]	Armatura long.	ϕ		[mm]			[n°]
θ	0.79	[rad]	Armatura trasv.	ϕ	2	[mm]			[n°]
				ϕ	12	[mm]			
SEZIONE ARMATA A TAGLIO									
CDB									
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	1052	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	\$4.1.2.1.3.2			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$	438	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	\$4.1.2.1.3.2			

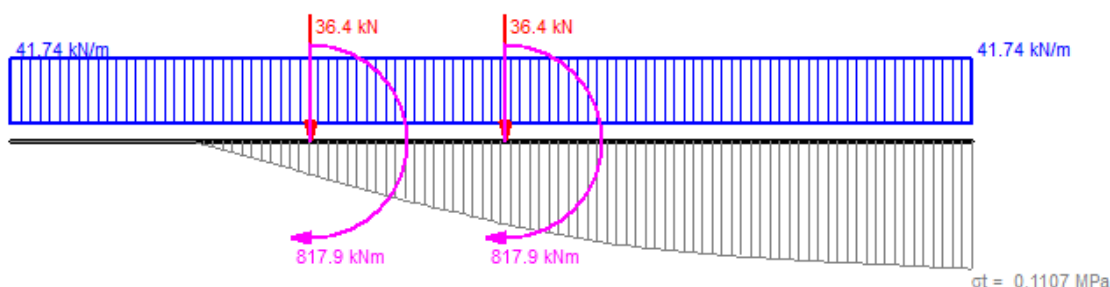
Figura 7 – Verifica a taglio nuova fondazione.

Verifica SLU di tipo geotecnico

La verifica di capacità portante viene condotta confrontando le massime pressioni di contatto generate dalle sollecitazioni che giungono in fondazione in combinazione sismica e la resistenza di progetto del sistema fondazione-terreno al collasso per raggiungimento del carico limite. Di seguito si riportano i valori delle pressioni di contatto, considerando le due possibili direzioni di sollecitazione sismica +X e -X (Figura 8), e adottando la schematizzazione terreno-struttura con il modello alla Winkler ($k=1.16\text{kg/cm}^3$ [15]).



(a)



(b)

Figura 8 - Pressioni di contatto - direzione +X (a) e -X (b).

Come già anticipato, il valore di carico limite è stato valutato con il metodo di **Brinch-Hansen**. Nella Tabella 1 si riporta il confronto tra la pressione resistente e la pressione massima sollecitante. I valori adottati per i fattori sono riportati nell'allegato 1.

Tabella 1 - Verifica SLU carico limite.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1			
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno	
B [cm]	80	Y [kg/cm ³]	0.0018
L [cm]	1290	C _u [kg/cm ²] coesione	0.00000
D [cm]	70	C _u [kg/cm ²] coesione non drenata	0.4
		Φ [°]	28
Stato limite Ultimo (SLV) per carico limite			
Y _R	2.3		
q [kg/cm ²]	0.126		
Q _{lim} [kg/cm ²]	3.400		
Rd [kg/cm ²]	1.474	>	σ _t [kg/cm ²] 1.428

La verifica risulta soddisfatta.

La Tabella 2 riporta la verifica a scorrimento, con il confronto tra il taglio sollecitante e la resistenza a scorrimento valutata in condizioni drenate, come somma della resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno e una aliquota resistente dovuta alla spinta passiva del terreno circostante ($R_d = R_{h,t} + R_{h,p}$), ed in condizioni non drenate, come $R_d = A \cdot c_u / Y_R$. Si considera il contributo della fondazione esistente, a cui la nuova fondazione è connessa.

Tabella 2 - Verifica SLU a scorrimento.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1			
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno	
B [cm]	115	Y [kg/cm ³]	0.0018
L [cm]	1290	C _u [kg/cm ²] coesione	0.00000
D [cm]	70	C _u [kg/cm ²] coesione non drenata	0.4
Sollecitazioni		Φ [°]	28
N _{Ed} [kN]	657.9		
V _{Ed} [kN]	393.2		
Stato limite Ultimo (SLV) per scorrimento			
Y _R	1.1		
R _d [kN]	394.15 >	V _{Ed} [kN]	393.20
R _d [kN]	539.45 >	V _{Ed} [kN]	393.20

La verifica risulta soddisfatta.

1.3.2 Allineamento C

Le nuove fondazioni, travi continue in calcestruzzo C25/30 aventi sezione ad L, sono poste in adiacenza alle fondazioni esistenti. La loro esatta localizzazione è riportata in Figura 9, la carpenteria ed i dettagli di collegamento con la fondazione esistente sono riportati in Figura 10.

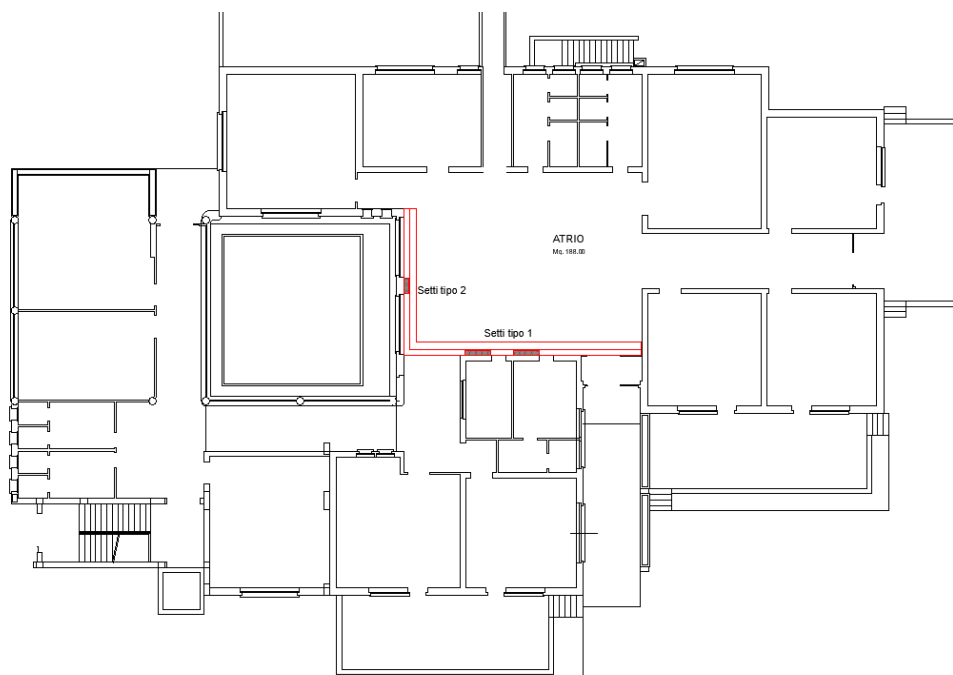


Figura 9 – Localizzazione planimetrica nuove fondazioni.

Doc:	Scuola Primaria Muscoline Intervento di adeguamento
Data:	15/06/2020
Pag:	12/17

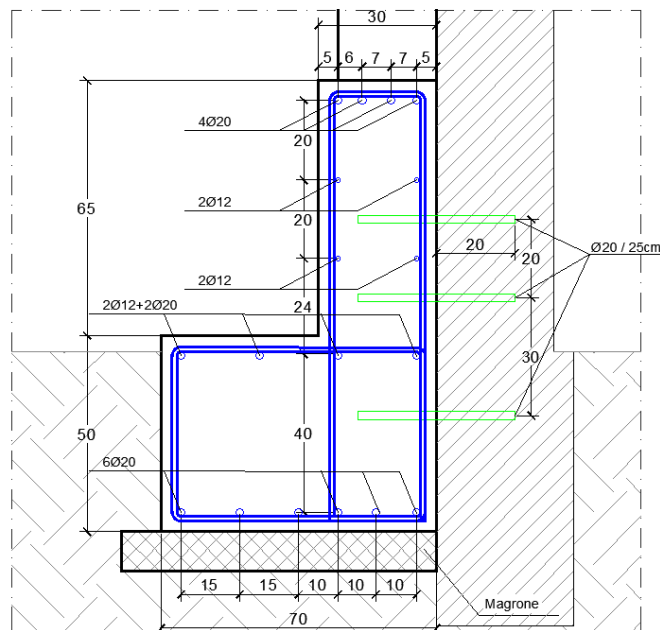


Figura 10 – Sezione tipo nuova fondazione.

Le nuove fondazioni risultano connesse alle fondazioni esistenti per mezzo di 3 spinotti M20/300 mm. Sono inoltre previste connessioni tra i nuovi setti alle pareti esistenti per mezzo di spinotti M20, minimo 5/m², al fine di garantire un adeguato trasferimento dei carichi assiali dalla struttura esistente alle nuove fondazioni.

Verifica SLU di tipo strutturale

Le fondazioni vengono dimensionate sulla base delle sollecitazioni massime trasmesse dagli elementi sismo-resistenti valutate attraverso un'analisi pushover. Secondo l'approccio di gerarchia delle resistenze, il sistema di fondazione, così come i sistemi di ancoraggio, sono stati progettati per essere sovra-resistenti rispetto al pilastro.

Le sollecitazioni massime in corrispondenza delle fondazioni sono riportate di seguito in termini di azione a taglio (kN) e momento flettente (kNm).

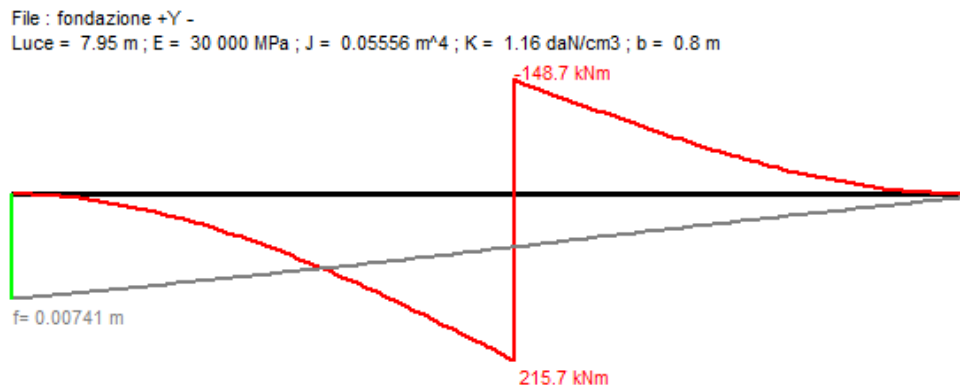


Figura 11 - Sollecitazioni a flessione sulla fondazione.

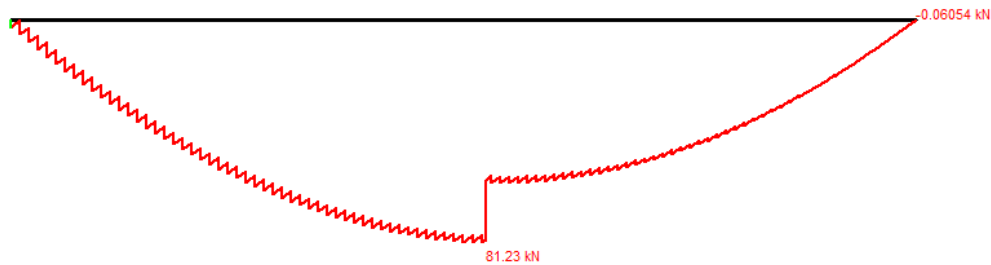


Figura 12 - Sollecitazioni a taglio sulla fondazione.

Il momento resistente della nuova fondazione risulta essere pari a $M_{rd}=927.1\text{ kNm}$ (Figura 13) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a 215.7 kNm , con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 4.30 ($927.1\text{ kNm}/215.7\text{ kNm}$).

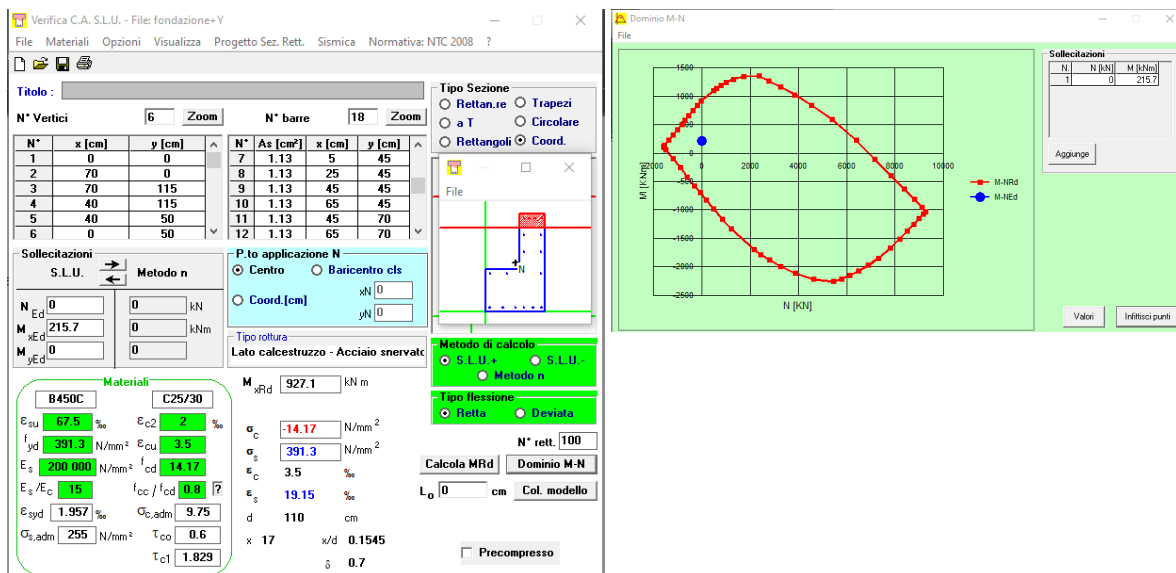


Figura 13 – Verifica a flessione nuova fondazione (VcaSLU).

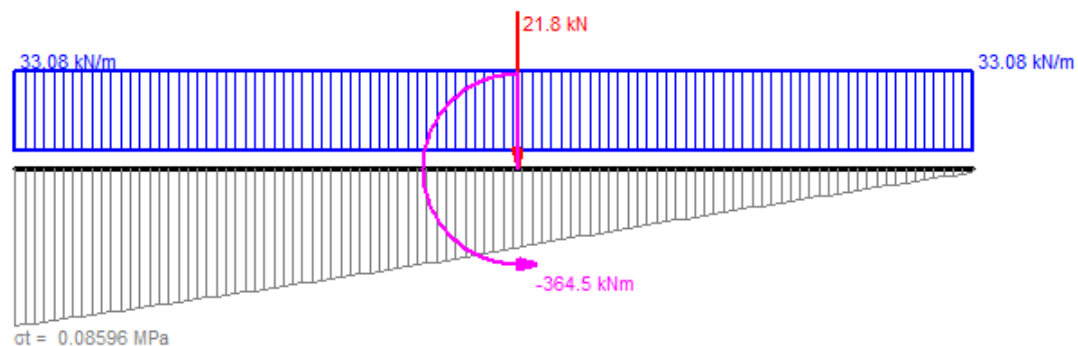
Il taglio resistente della nuova fondazione risulta essere pari a $V_{rd}=438\text{ kN}$ (Figura 14) inferiore rispetto alla massima sollecitazione di progetto pari a 81.2 kN , con un coefficiente di sovrarresistenza pari a 5.39 ($438\text{ kN}/81.2\text{ kN}$).

VERIFICA A TAGLIO SETTO									
DATI SEZIONE			MATERIALI						
f_{cd}	14.17	[MPa]	Acciaio	450	[N/mm ²]	B450C	γ_s	1.15	
α_c	1.00	[-]	CLS	25	[N/mm ²]	C25/30	γ_{cls}	1.5	
α_s	8.85	[-]	FC	1.00					
f_{cd}	7.08	[MPa]	SOLLECITAZIONI						
f_{yd}	391.30	[MPa]	M	215.7	[kNm]				
$b_{w,base}$	300	[mm]	N		[kN]				
$d_{altezza\ utile}$	990	[mm]	V	81.2	[kN]				
A_{sw}	226	[mm ²]	GEOMETRIA e ARMATURA SEZIONE						
A_{sl}	2738	[mm ²]	Geometria	b	300	[mm]			
s_{long}	200	[mm]		h	1150	[mm]			
s_{staff}	200	[mm]		c	50	[mm]			
α	1.57	[rad]	Armatura long.	ϕ_{FERRI}	8	[n°]	2	[n°]	
θ	0.79	[rad]	Armatura trasv.	ϕ_{FERRI}	2	[n°]	12	[mm]	
				ϕ	12	[mm]			
SEZIONE ARMATA A TAGLIO									
CDB									
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	1052	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza CLS compressione	§4.1.2.1.3.2			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$	438	[kN]	VERIFICA	OK	resistenza acciaio trazione	§4.1.2.1.3.2			

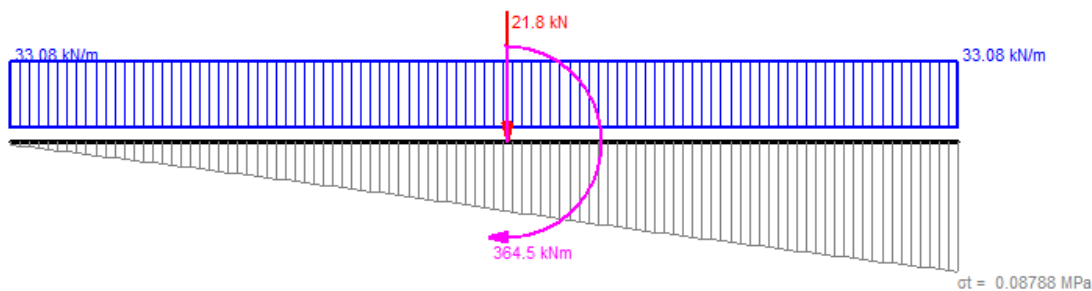
Figura 14 – Verifica a taglio nuova fondazione.

Verifica SLU di tipo geotecnico

La verifica di capacità portante viene condotta confrontando le massime pressioni di contatto generate dalle sollecitazioni che giungono in fondazione in combinazione sismica e la resistenza di progetto del sistema fondazione-terreno al collasso per raggiungimento del carico limite. Di seguito si riportano i valori delle pressioni di contatto, considerando le due possibili direzioni di sollecitazione sismica +Y e -Y (Figura 15), e adottando la schematizzazione terreno-struttura con il modello alla Winkler ($k=1.16$ [15]).



(a)



(b)

Figura 15 - Pressioni di contatto - direzione +Y (a) e -Y (b).

Nella Tabella 3 si riporta il confronto tra la pressione resistente e la pressione massima sollecitante. I valori adottati per i fattori sono riportati nell'allegato 1.

Tabella 3 - Verifica SLU carico limite.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1			
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno	
B [cm]	80	Y [kg/cm ³]	0.0018
L [cm]	795	C _u [kg/cm ²] coesione	0.0
D [cm]	70	C _u [kg/cm ²] coesione non drenata	0.4
		Φ [°]	28
Stato limite Ultimo (SLV) per carico limite			
Y _R	2.3		
q [kg/cm ²]	0.126		
Q _{lim} [kg/cm ²]	3.404		
R _d [kg/cm ²]	1.480 >	σ _t [kg/cm ²]	0.879

La verifica risulta soddisfatta.

La Tabella 4 riporta la verifica a scorrimento, con il confronto tra il taglio sollecitante e la resistenza a scorrimento valutata in condizioni drenate, come resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno ($R_d = N_d \cdot \tan \Phi / Y_R$), ed in condizioni non drenate, come $R_d = A \cdot c_u / Y_R$. Si considera il contributo della fondazione esistente, a cui la nuova fondazione è connessa.

Tabella 4 - Verifica SLU a scorrimento.

Verifica fondazioni superficiali §7.11.5.3.1			
Caratteristiche fondazione		Caratteristiche terreno	
B [cm]	80	Y [kg/cm ³]	0.0018
L [cm]	795	C _u [kg/cm ²] coesione	0.00000
D [cm]	70	C _u [kg/cm ²] coesione non drenata	0.4
		Φ [°]	28
Sollecitazioni			
N _{Ed} [kN]	284.7		
V _{Ed} [kN]	87.63		
Stato limite Ultimo (SLV) per scorrimento			
Y _R	1.1		
R _d [kN]	137.62 >	V _{Ed} [kN]	87.63
R _d [kN]	231.27 >	V _{Ed} [kN]	87.63

2. ALLEGATO 1

Di seguito si riportano i valori dei fattori adottati per il calcolo del carico ultimo del terreno mediante la formula di Brinch-Hansen.

Tabella 5 - Fattori (condizione drenata) - Corpo B.

Vesic	
	Approccio 2 STR/GEO (M1)
N _c	25.80
N _y	14.59
N _q	14.72
sc	1.03
dc	1.34
	1.00
gc	1.00
bc	1.00
sq	1.03
dq	1.31
	1.00
gq	1.00
bq	1.00
sy	0.98
dy	1.00
	1.00
gy	1.00
by	1.00
ry	1.00
zq	0.97
zc	0.97
zY	0.97

Tabella 6 - Fattori (condizione drenata) – Allineamento C.

Vesic	
	Approccio 2 STR/GEO (M1)
N _c	25.80
N _y	14.59

N _q	14.72
sc	1.04
dc	1.34
	1.00
gc	1.00
bc	1.00
sq	1.04
dq	1.31
	1.00
gq	1.00
bq	1.00
sy	0.97
dy	1.00
	1.00
gy	1.00
by	1.00
ry	1.00
zq	0.97
zc	0.97
zY	0.97

Brescia, 15/06/2020