

COMUNE DI INVERUNO

NUOVO PLESSO SCOLASTICO – VIA IV NOVEMBRE

PROGETTO DEFINITIVO

UFFICIO TECNICO COMUNE DI INVERUNO

R.U.P.: Geom. Pietro Tiberti

Progettista: Arch. Claudia Soldati



CONSULENTE SCIENTIFICO:

Politecnico di Milano – Dipartimento ABC

Titolo progetto di ricerca:

Individuazione di un nuovo modello di scuola innovativa ad alta efficienza tecnologica-energetica con l'applicazione della metodologia BIM

RESPONSABILE SCIENTIFICO:

prof. Tomaso Monestiroli

GRUPPO DI LAVORO:

Prof. Maurizio Acito

Prof. Giuseppe Martino Di Giuda

Prof. Paolo Oliaro

Prof. Franco Guzzetti

Arch. Francesco Menegatti

Arch. Luca Cardani

Arch. Alberto Cariboni

Ing. Vito Lavermicocca

Ing. Mariagrazia Calia

Ing. Agata Consoli

BIMGroup: Ing. Marco Schievano, Ing. Francesco Paleari, Ing. Elena Seghezzi

CONSULENTE SCIENTIFICO:

Università degli studi di Milano Bicocca

Dipartimento di Scienze Umane per la Formazione "Riccardo Massa"

RESPONSABILE SCIENTIFICO:

Prof.ssa Elisabetta Nigris

GRUPPO DI LAVORO:

Prof.ssa Barbara Balconi

Prof.ssa Luisa Zecca

Prof.ssa Ambra Cardani

Oggetto:
**RELAZIONE GEOTECNICA E
DELLE FONDAZIONI**

Tavola n°:
S-RG

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 1 di 44

Sommario

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
3	METODO DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	4
4	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
4.1	<i>Struttura in elevazione e fondazioni</i>	4
5	UNITÀ DI MISURA.....	12
6	GEOLOGIA E GEOTECNICA.....	12
6.1	<i>Principali indagini geotecniche</i>	12
6.2	<i>Stima parametri geotecnici</i>	13
6.3	<i>Idrologia e Idrografia.....</i>	14
6.4	<i>Valutazione delle caratteristiche sismiche.....</i>	14
6.5	<i>Verifica della liquefazione del terreno.....</i>	17
7	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	18
7.1	<i>Modello geotecnico di riferimento.....</i>	18
8	PRESSIONI SUL TERRENO DA MODELLO fem	19
9	STIMA COSTANTE DI SOTTOFONDO PER IL MODELLO DI CALCOLO	26
10	Calcolo carico limite PLATEA EDIFICIO A3.....	27
10.1	<i>Calcolo carico limite in condizioni statiche</i>	28
10.2	<i>Carico limite in condizioni sismiche</i>	31
10.3	<i>Combinazioni di progetto e metodi di verifica.....</i>	32
10.4	<i>Verifica platea di fondazione</i>	34
10.4.1	<i>Azioni di progetto</i>	35
11	Calcolo carico limite PORZIONE PLATEA FILO 3 EDIFICIO A1	40
12	SPECIFICHE PER IL PROGETTO ESECUTIVO	43

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 2 di 44

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica accompagna il progetto definitivo delle strutture del nuovo plesso scolastico di Inveruno.

Il progetto del nuovo plesso scolastico di Inveruno prevede la costruzione della nuova scuola primaria, con annesso refettorio e palestra, della nuova scuola media inferiore, con annesso refettorio e palestra. Inoltre, a servizio della scuola elementare, media inferiore e della cittadinanza è prevista la realizzazione di edificio con funzioni di auditorium. La concezione delle due scuole prevede una impostazione analoga e per questo sono entrambe costituita da tre corpi di fabbrica. Il primo, ad uso aule e laboratori, presenta una forma in pianta a C. Il secondo, con pianta rettangolare, costituisce la palestra con annessi spogliatoi e servizi e, il terzo, con pianta quadrata/rettangolare, che costituisce il refettorio.

L'auditorium è costituito da un corpo con pianta rettangolare

Nella presente relazione si descrivono le strutture e la verifica di calcolo dei diversi corpi di fabbrica. Per l'identificazione dei diversi corpi di fabbrica si è considerata la seguente denominazione (si veda figura 1):

- Edifici A1, corpo di fabbrica principale della scuola SECONDARIA, destinato ad aule e laboratori.
- Edificio A2, corpo di fabbrica destinato a refettorio della scuola SECONDARIA;
- Edificio A3, corpo di fabbrica destinato a palestra della scuola SECONDARIA;
- Edifici B1, corpo di fabbrica principale della scuola PRIMARIA, destinato ad aule e laboratori.
- Edificio B2, corpo di fabbrica del refettorio della scuola primaria;
- Edificio B3, corpo di fabbrica destinato a palestra della scuola PRIMARIA;
- Edificio C, corpo di fabbrica destinato ad uso auditorium;
- Collegamento B4 (su due piani);
- Collegamento B5 (monopiano);
- Collegamento A4 (monopiano);
- Collegamento A5 (monopiano).

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 3 di 44

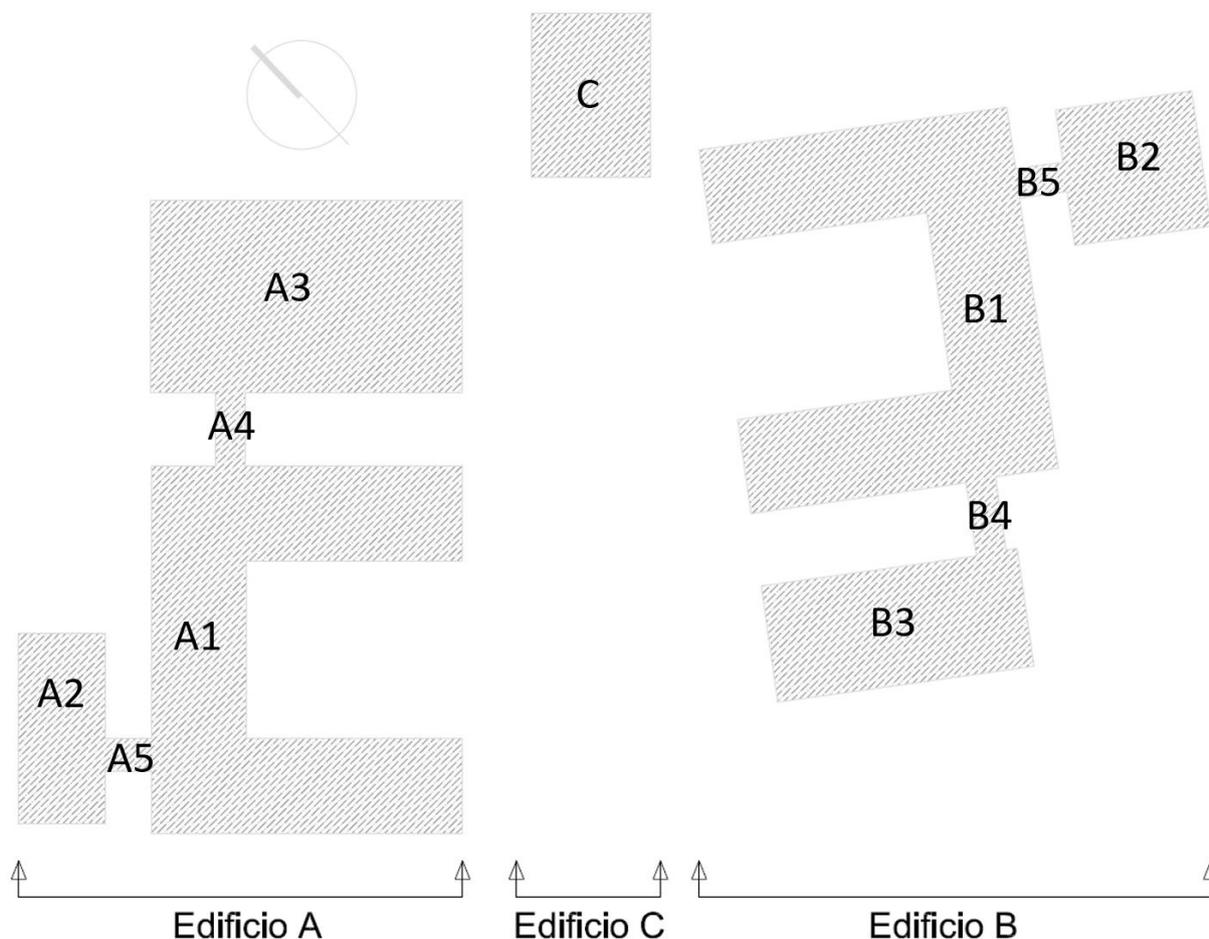


Figura 1 – Planimetria con individuazione degli edifici del plesso scolastico

2 NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- Legge 5/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M.I.T del 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”. Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale.
- CIRCOLARE MIT del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n. 35 del 11 febbraio 2019 - Serie generale.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale, «Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive».
- UNI EN 206-1:2001, «Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità».
- Istruzioni CNR 10025/98, «Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo».
- Istruzioni CNR-UNI 10011/88, «Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 4 di 44

manutenzione».

Ad integrazione delle sopracitate norme e per quanto con esse non in contrasto, si è fatto riferimento alle disposizioni presenti negli EUROCODICI, con particolare riferimento a:

- UNI EN 1991-1, «Eurocodice 1. Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo».
- UNI EN 1992-1-1, «Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici».
- UNI EN 1992-1-3, «Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-3: Regole generali. Elementi e strutture prefabbricate di calcestruzzo».
- UNI EN 1993-1-1, «Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici».
- UNI EN 1993-1-8, «Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti».
- UNI EN 1997-1, «Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali».
- UNI EN 1998-1-1, «Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture».
- UNI EN 1998-1-2, «Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per gli edifici».
- UNI EN 1998-5, «Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici».
- Linee Guida del calcestruzzo strutturale 1997 – Presidenza del Consiglio Superiore LL.PP. – Roma.
- Istruzioni CTE 001/89 - Durabilità delle strutture in cemento armato - CTE – Milano, 1990.
- UNI 8981 - Durabilità delle opere e manufatti in calcestruzzo.

3 METODO DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono sviluppate in coerenza con le disposizioni della NTC18. Il metodo di verifica è quindi il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

4 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

4.1 Struttura in elevazione e fondazioni

Le fondazioni a platea presentano uno spessore di 50 cm nella zona sottostante pilasti e pareti in c.a. e di 20 cm nelle restanti zone (figura 5, 9 e 12).

Il piano interrato della palestra della scuola secondaria inferiore (edificio A3), considera il muro contro terra per la realizzazione di una intercapedine. Il muro è vincolato in testa dalla soletta in c.a. di copertura dell'intercapedine di spessore 20 cm,

Per la struttura in elevazione, l'impiego delle soluzioni proposte porta all'organizzazione strutturale riportata nel modello BIM delle strutture dal quale si sono estratte le tavole che descrivono le strutture e alle quali si rimanda. In specifico le tavole predisposte sono riportate nell'elenco riportato nella tabella seguente.

Codice tavola	Titolo tavola
S.01	Progetto strutturale – Edificio A – Pianta delle fondazioni

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 5 di 44

S.02	Progetto strutturale – Edificio A – Vista speculare impalcato piano terra
S.03	Progetto strutturale – Edificio A – Vista speculare impalcato del piano 1° o di copertura
S.04	Progetto strutturale – Edificio A – Vista speculare impalcato del piano di copertura
S.05	Progetto strutturale – Edificio A – Sezione longitudinale
S.06	Progetto strutturale – Edificio A – Sezione trasversale
S.07	Progetto strutturale – Edificio A – Dettagli costruttivi tipologici: nodi di collegamento
S.08	Progetto strutturale – Edificio A – Corpi scala e ascensore
S.09	Progetto strutturale – Edificio B – Pianta delle fondazioni
S.10	Progetto strutturale – Edificio B – Vista speculare impalcato del piano 1° o di copertura
S.11	Progetto strutturale – Edificio B – Vista speculare impalcato del piano di copertura
S.12	Progetto strutturale – Edificio B – Sezione longitudinale
S.13	Progetto strutturale – Edificio B – Sezione trasversale
S.14	Progetto strutturale – Edificio B – Dettagli costruttivi tipologici: nodi di collegamento
S.15	Progetto strutturale – Edificio B – Corpi scala e ascensore
S.16	Progetto strutturale – Edificio C – Pianta delle fondazioni
S.17	Progetto strutturale – Edificio C – Vista speculare impalcato del piano 1° o di copertura
S.18	Progetto strutturale – Edificio C – Vista speculare impalcato del piano di copertura
S.19	Progetto strutturale – Edificio C – Sezione longitudinale
S.20	Progetto strutturale – Edificio C – Sezione trasversale
S.21	Progetto strutturale – Edificio C – Dettagli costruttivi tipologici: nodi di collegamento
S.22	Progetto strutturale – Edificio C – Corpi scala e ascensore

Per comodità nelle figure da 2 a 14 sono ripotate sia delle immagini dei modelli BIM che delle tavole schematiche delle fondazioni e delle carpenterie di piano dei tre edifici.

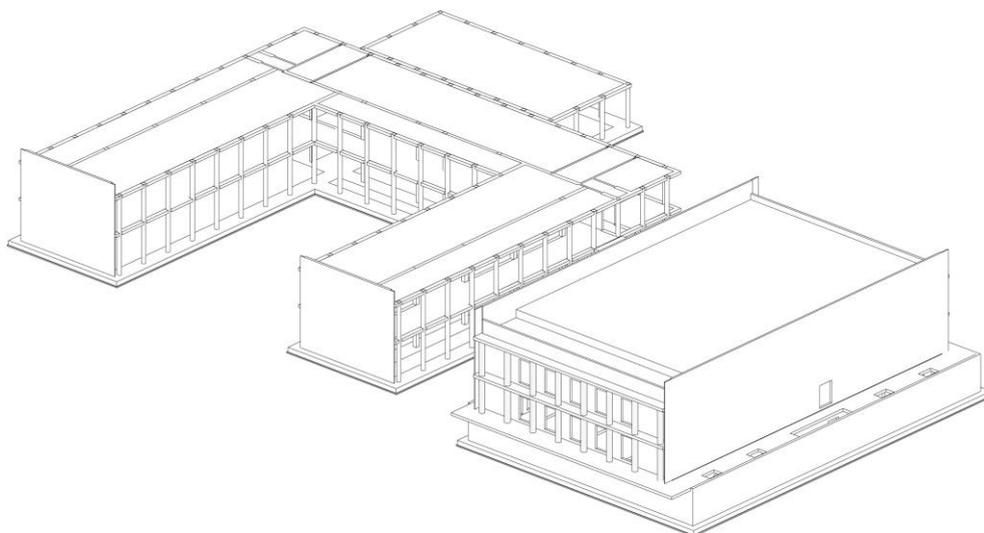


Figura 2 – Modello BIM Edificio A-Scuola Secondaria

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 6 di 44

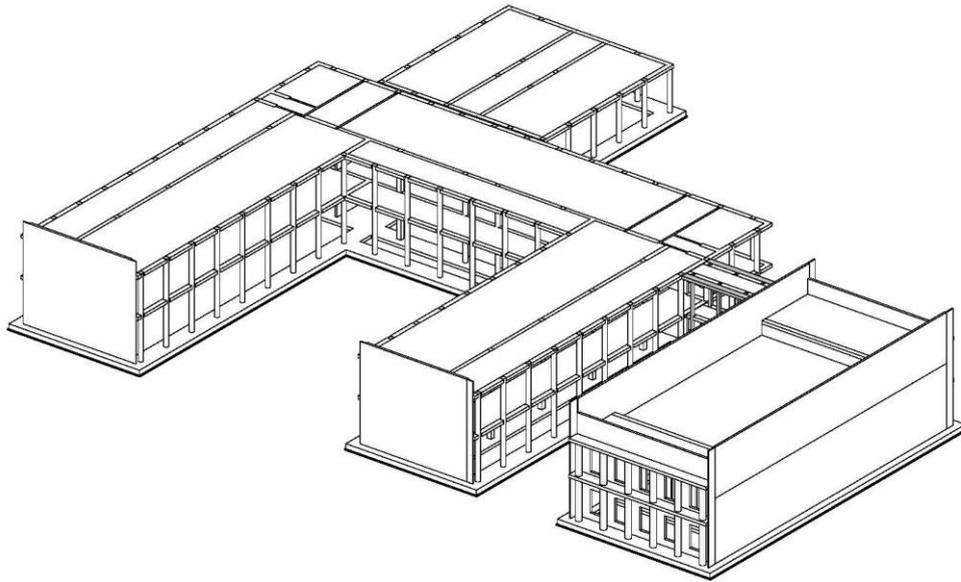


Figura 3 – Modello BIM Edificio B-Scuola Primaria

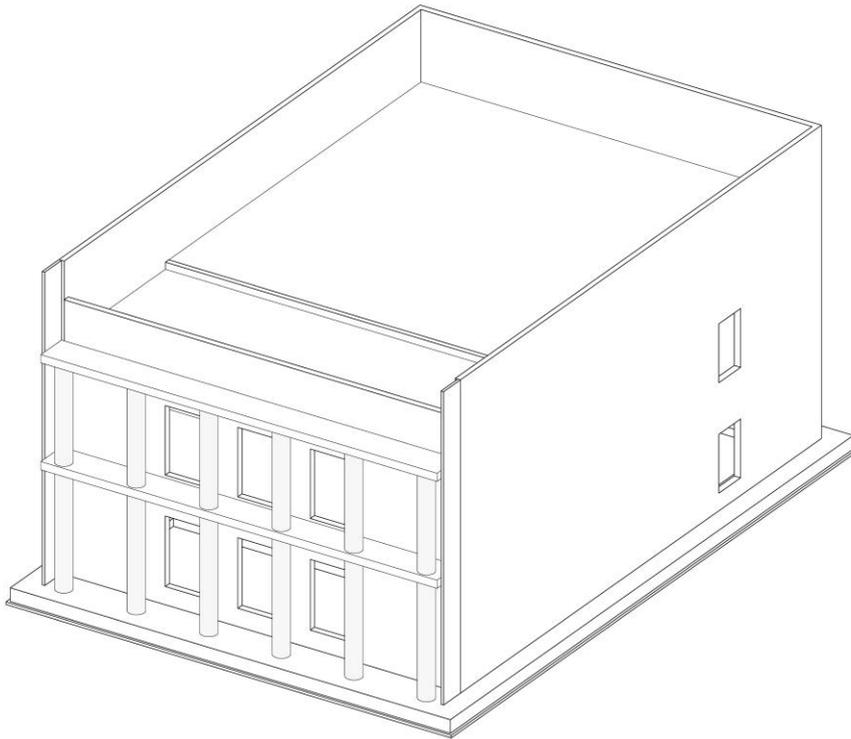


Figura 4 – Modello BIM Edificio C-AUDITORIUM

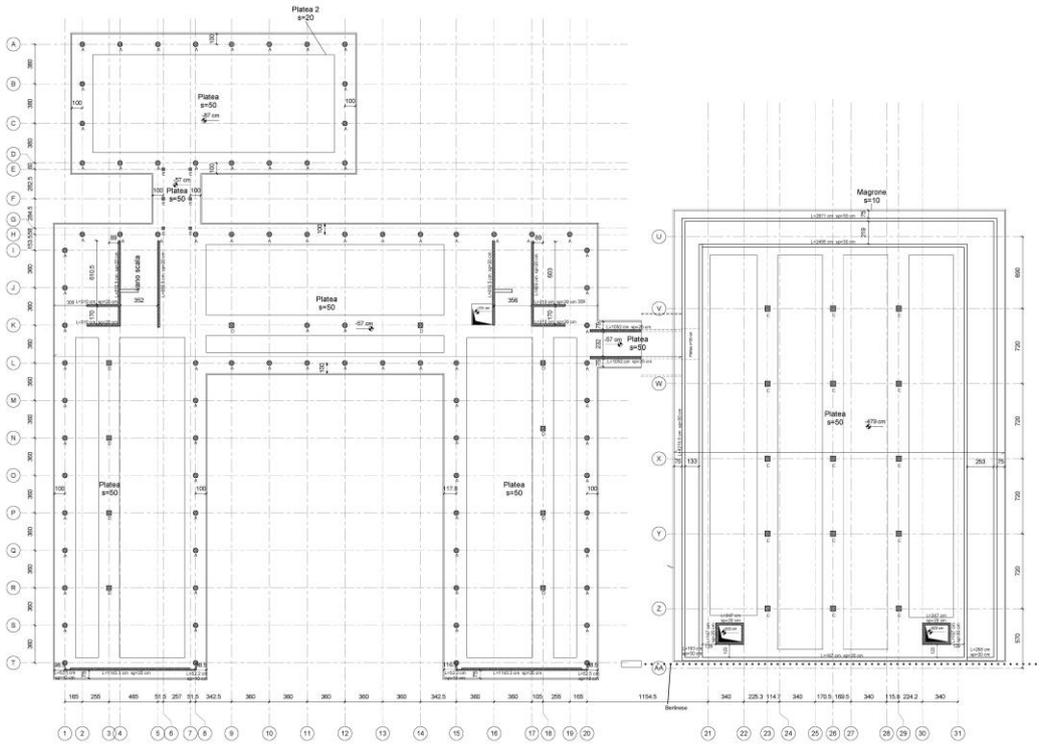


Figura 5 – Edificio A: Pianta Fondazioni

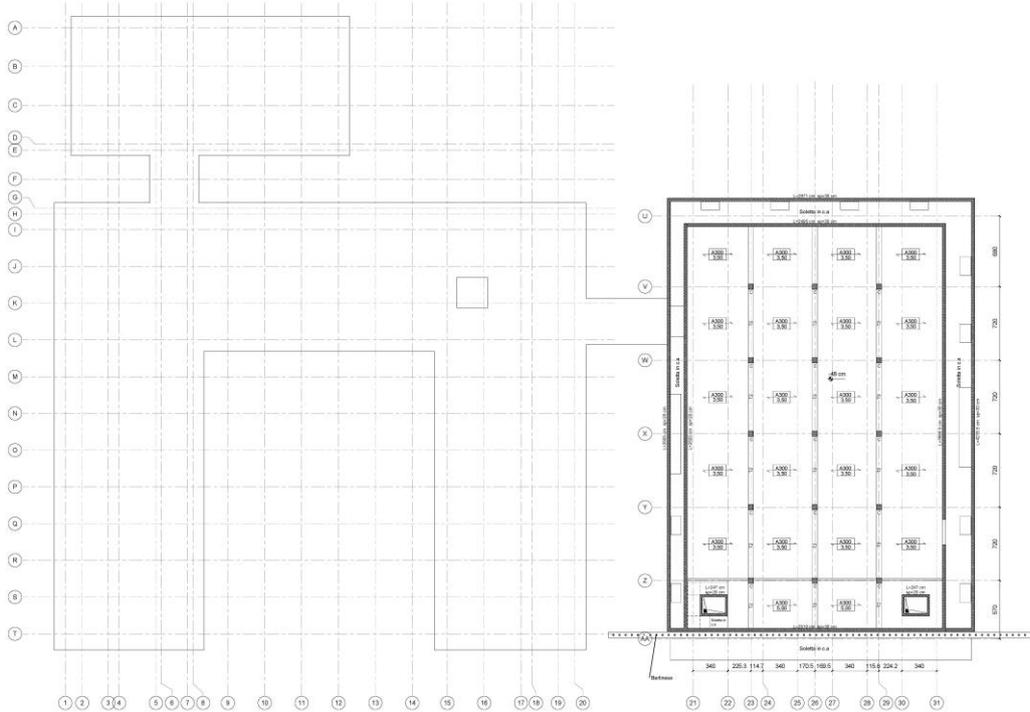


Figura 6 – Edificio A: Vista speculare impalcato del piano terra

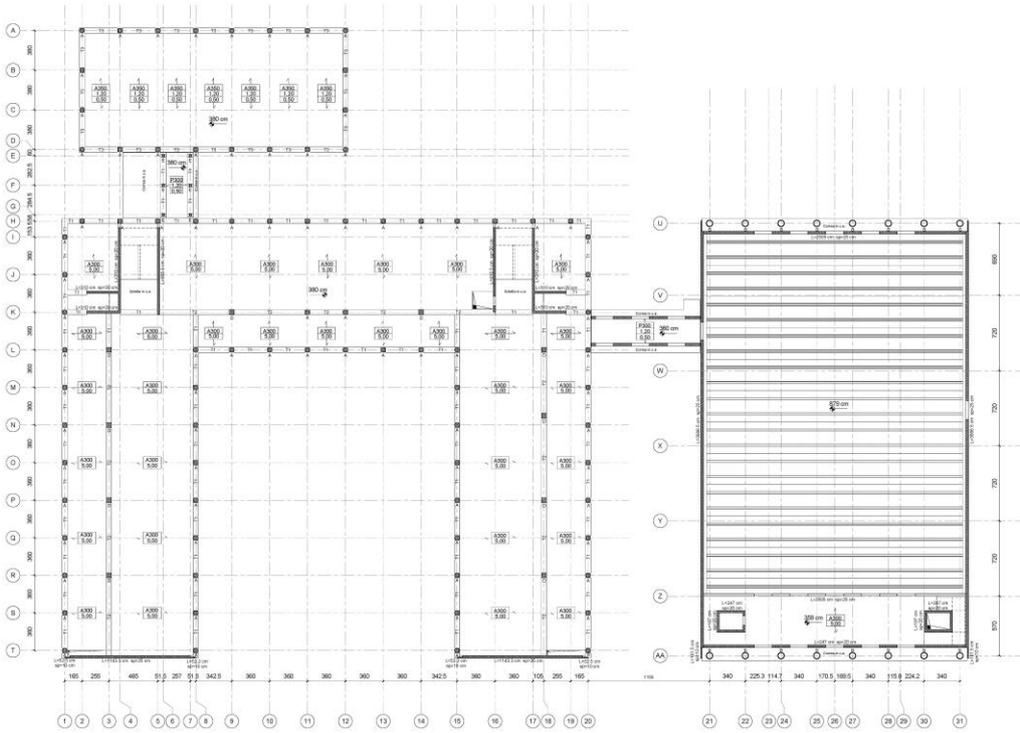


Figura 7 – Edificio A: Vista speculare impalcato piano primo

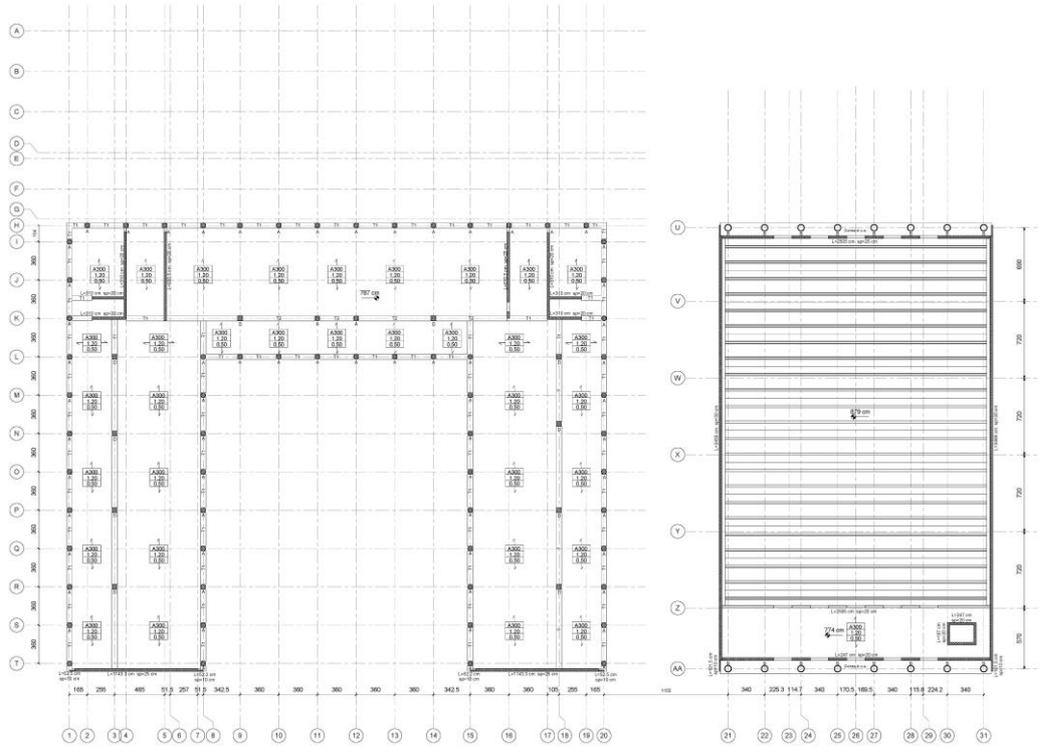


Figura 8 – Edificio A: Vista speculare impalcato copertura

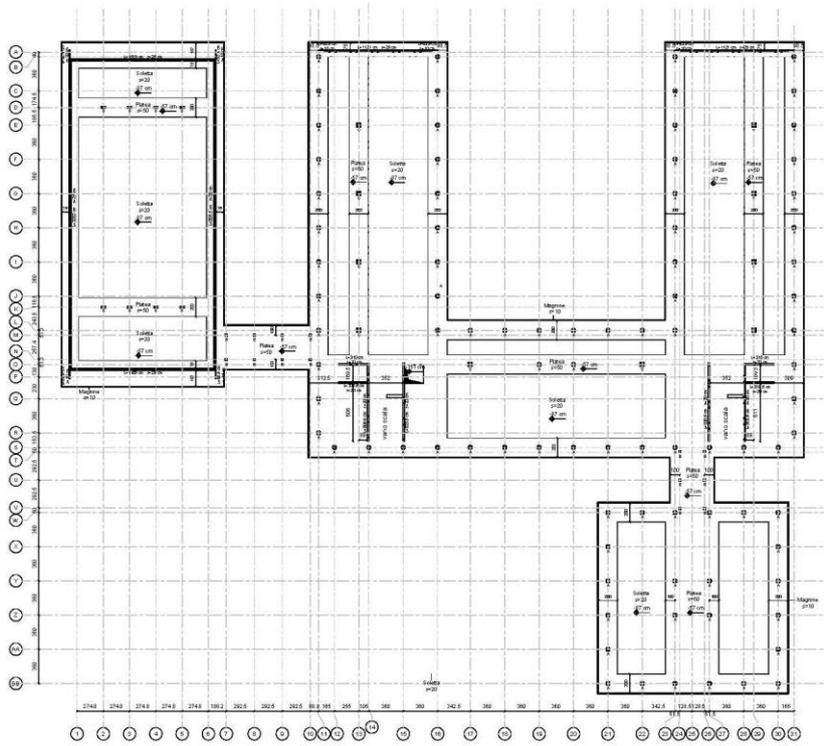


Figura 9 – Edificio B: Pianta Fondazioni

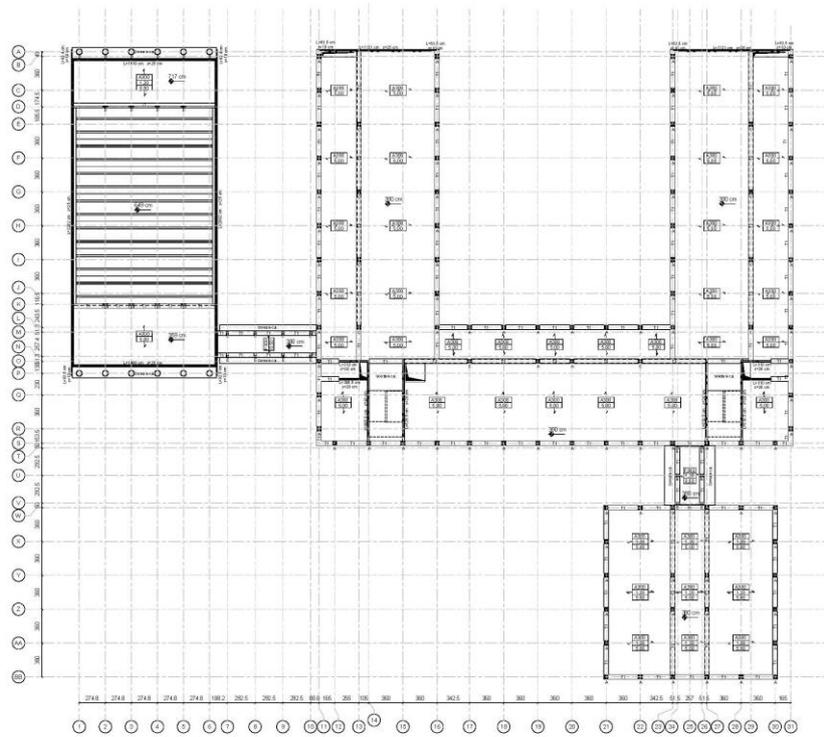


Figura 10 – Edificio B: Vista speculare impalcato piano primo

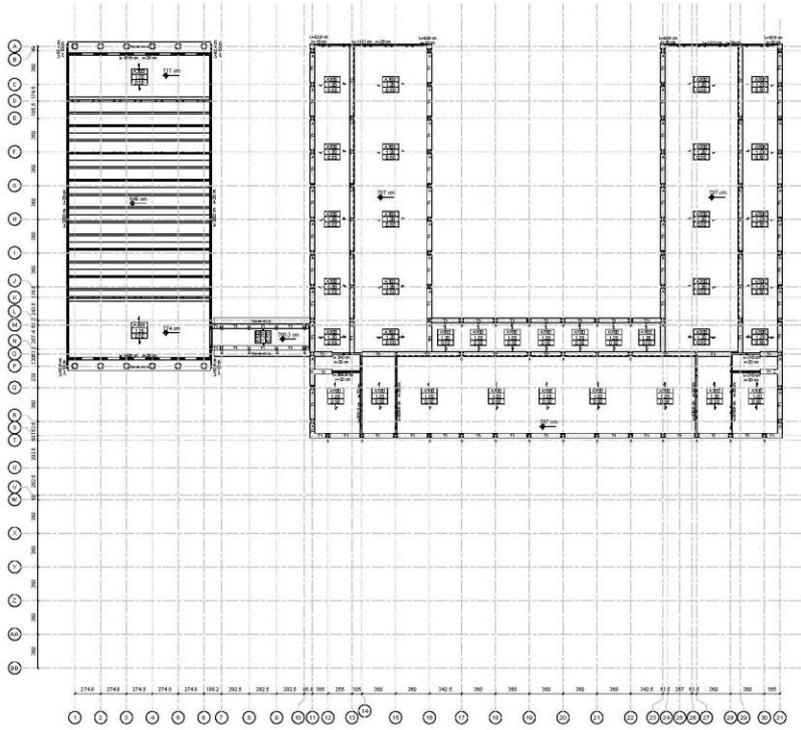


Figura 11 – Edificio B: Vista speculare impalcato copertura

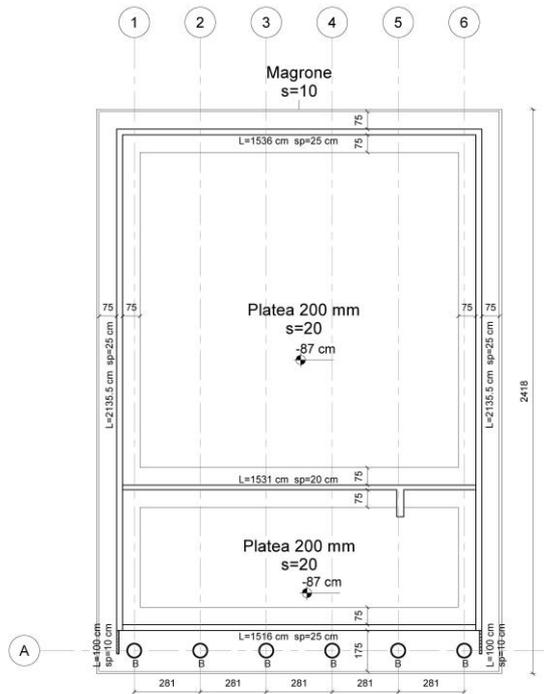


Figura 12 – Edificio C (Auditorium): Pianta fondazioni

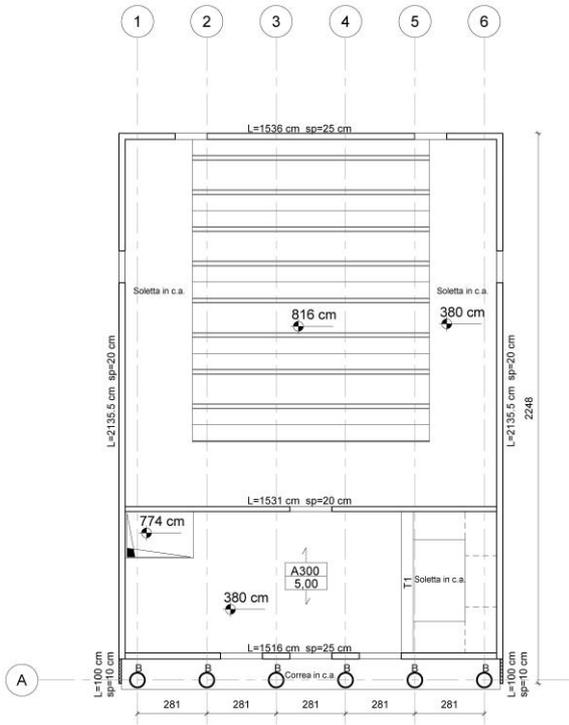


Figura 13 – Edificio C (Auditorium): Vista speculare impalcato primo piano

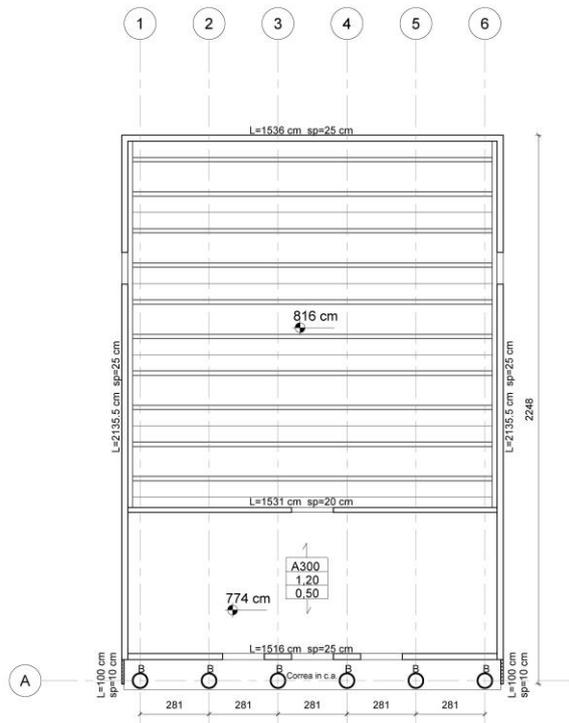


Figura 14 – Edificio C (Auditorium): Vista speculare impalcato copertura

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 12 di 44

5 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura sono quelle del SI.

6 GEOLOGIA E GEOTECNICA

6.1 Principali indagini geotecniche

Come risulta dalla relazione Geotecnica, a firma del dott. Stoppa, l'area oggetto dell'intervento *“del plesso scolastico comunale in progetto e caratterizzata da un andamento plano-altimetrico regolare e sub-pianeggiante; In sintesi, l'interpretazione del data set stratigrafico ha consentito l'identificazione di n.4 livelli litologici, che possono essere così descritti:*

LIVELLO 0

Questo livello è costituito da terreno di riporto, sopra al quale si è sviluppato uno strato di terreno vegetale con abbondanti frustuli radicali; lo spessore di tale livello nell'area di indagine è compreso tra 0,4 metri e 1,8 metri da p.c.; tuttavia in corrispondenza della verticale di indagine SCPT15 (Elaborato Geo.01 mostrato in figura 15) il terreno di riporto raggiunge la profondità 3,4 metri da p.c., poiché la prova è stata effettuata in prossimità di un manufatto interrato.

LIVELLO I

Questo livello, costituito da sabbie limose con frazione ghiaiosa e nelle quali le prove hanno indicato resistenza compresa tra 2-7 colpi/piede, si estende localmente sino ad una profondità compresa tra 2,2 e 5,2 metri da p.c.; tale variabilità è dovuta a locali differenze di granulometria (talvolta vi è una maggiore componente limosa a discapito di quella ghiaiosa).

LIVELLO II

Questo livello è rappresentato da sabbie grossolane con abbondante frazione ghiaioso-ciottolosa, nelle quali le prove hanno indicato resistenza compresa tra 8-13 colpi/piede; il livello si estende localmente sino ad una profondità compresa tra 3,2 e 5,8 metri da p.c.

LIVELLO III

Quest'ultimo livello è costituito da ghiaie e ciottoli decimetrici, immersi in matrice sabbiosa nelle quali le prove hanno indicato resistenze > 13 colpi/piede sino al rifiuto alla penetrazione (>50 colpi/piede); il livello è stato individuato sino a profondità compresa tra 3,4 e 6,6 metri da p.c. attuale. Tale orizzonte presumibilmente si estende con continuità sino a circa 32 metri di profondità.

Alla data 11 settembre 2019 la falda freatica presentava localmente una quota piezometrica di circa 152,3 metri s.l.m., corrispondente ad una soggiacenza media di circa 11,7 metri dal p.c. attuale.

In considerazione delle indicazioni progettuali fornite e da quanto rilevato in sito, il dott. Stoppa nella sua relazione ritiene necessario considerare l'influenza della falda freatica in fase di progettazione ma non in fase di esecuzione delle opere di fondazione.



LEGENDA

Indagini di caratterizzazione Dott. Tumani - anno 2013	Indagini nuovo plesso scolastico
<ul style="list-style-type: none"> Sondaggi Trincee Piezometri non più esistenti Piezometro esistente 	<ul style="list-style-type: none"> Pozzetti geognostici Prove di percolazione Prove penetrometriche Indagini sismiche Area soggetta a limitazioni d'uso ambientali Traccia sezioni lito-stratigrafiche
<ul style="list-style-type: none"> Nuovo plesso scolastico Edificio industriale esistente dismesso Confine di proprietà 	

Il Progettista:



Figura 15 – Ubicazione indagini - Tracce sezioni lito-stratigrafiche (tavola Geo.01 del dott. Stoppa)

6.2 Stima parametri geotecnici

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 14 di 44

6.3 Idrologia e Idrografia

La consultazione della Tav.2 "Caratteri idrogeologici", alla scala 1:10.000, degli allegati geologici al vigente P.G.T. vigente, ha permesso di stimare una quota piezometrica presso l'area di indagine compresa tra **150-151 metri s.l.m.** Sulla base della quota media del piano campagna, come rilevabile dalla Carta Tecnica Regionale, pari a circa 164 metri s.l.m., e possibile indicare un valore di soggiacenza pari a circa 13-14 metri.

In data 11 settembre 2019, periodo tardo estivo durante il quale si determina il massimo piezometrico, è stata effettuata la misurazione della locale falda superficiale presso il piezometro identificato dal codice P01 (la cui ubicazione è rappresentata nell'elaborato Geo.01 allegato alla Relazione Geologica e mostrato nella precedente figura 15), la cui soggiacenza è stata rilevata a **11,70 metri** da p.c.

La determinazione in sito del coefficiente di permeabilità k_v del terreno, in considerazione delle caratteristiche granulometriche rilevate durante la campagna geognostica in sito, è stata eseguita mediante la realizzazione di **quattro prove di percolazione in pozzetti superficiali**.

I valori stimati risultano verosimili alle indicazioni bibliografiche inerenti la tipologia di terreno insaturo (sabbie e ghiaie) e le sue peculiarità reologiche; la prova di permeabilità ha, quindi, indicato una permeabilità discreta dei terreni.

6.4 Valutazione delle caratteristiche sismiche

Dall'analisi della risposta sismica locale si desume che per il terreno si deve assumere un terreno di categoria C (si veda lo stralcio dell'Asseverazione, a firma del dott. Stoppa, dell'ottobre 2019, mostrato in figura 16). Pertanto, ai fini delle valutazioni sismiche lo spettro di risposta da considerare deve essere corrispondente al terreno di categoria C, previsto dalla norma vigente.

F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:

analisi di risposta sismica locale

procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione :

A B C D E

mediante la seguente tipologia d'indagine SISTEMA PASSIVA TIPO H/SR
 la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:

analisi di risposta sismica locale

procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica, di cui al punto 3.2.2 delle NTC, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione:

T1 T2 T3 T4

mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:10.000
 la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:

esclusione della verifica (punto 7.11.3.4.2 NTC), opportunamente motivata in relazione

verifica di stabilità (punto 7.11.3.4.3 NTC) mediante la seguente metodologia

I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:

senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio

previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto

previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:

non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente

sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 10 della legge 675/96 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Data 15/10/2019

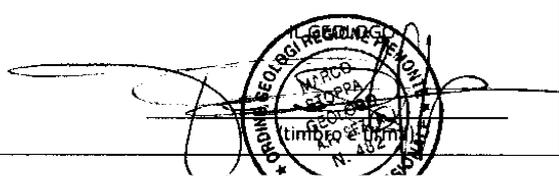


Figura 16 – Stralcio Asseverazione

I valori dei parametri dello spettro per gli stati limite per l'analisi sismica sono i seguenti:

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀	T* _C [s]
SLO	60	0,021	2,507	0,183
SLD	101	0,025	2,582	0,208
SLV	949	0,046	2,691	0,306
SLC	1950	0,054	2,773	0,326

In riferimento alla categoria di sottosuolo C, lo spettro di progetto elastico (q=1) allo SLV previsto dalla NTC18 è riportato nella figura 17, nella quale è rappresentata sia la componente orizzontale che quella verticale:

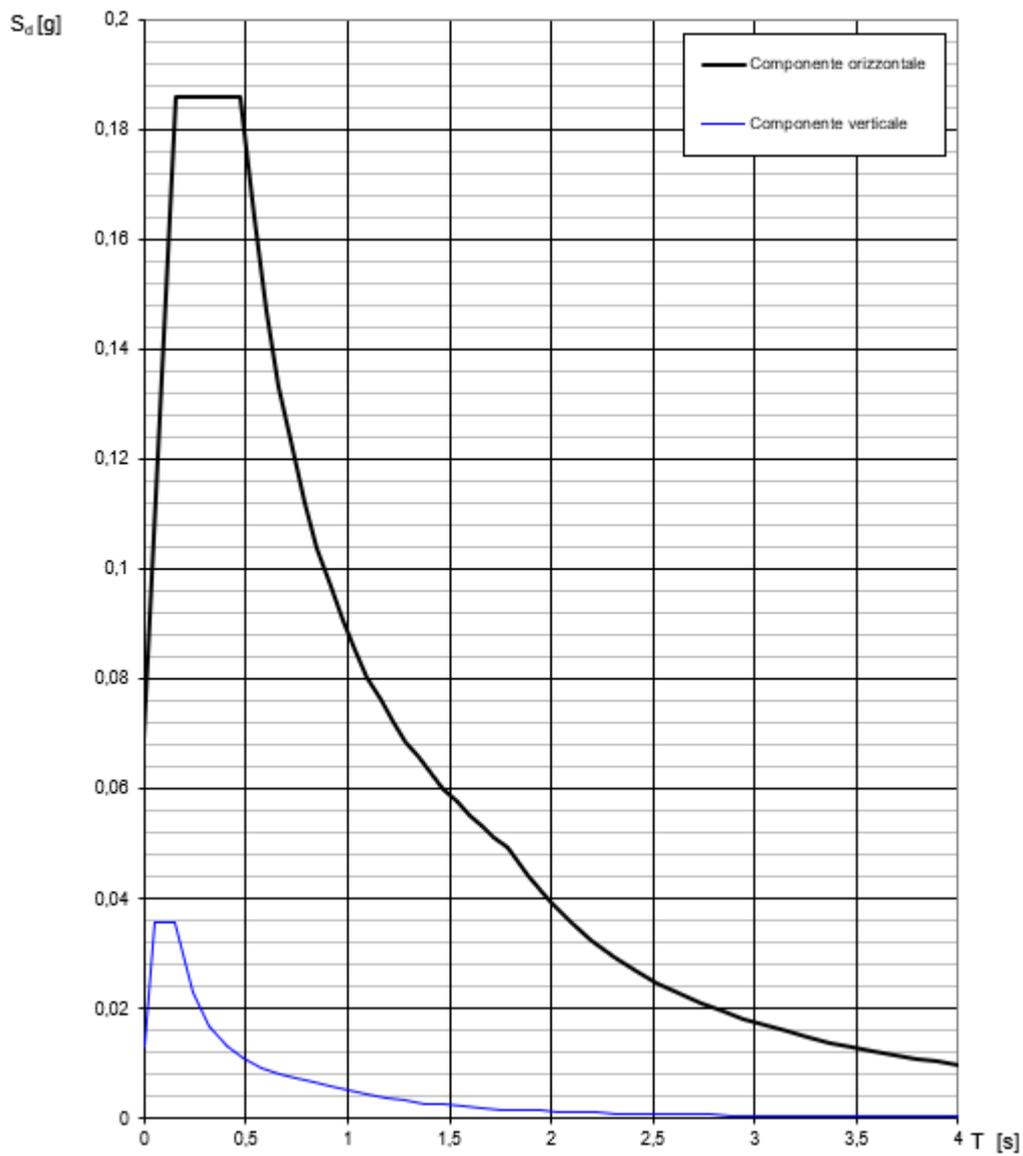


Figura 17 - Spettro di progetto elastico SLV

Nella figura 18 sono riportati nel dettaglio i parametri e i punti dello spettro di progetto elastico orizzontale per lo stato limite SLV.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,046 g
$F_{a,0}$	2,691
T_b	0,306 s
S_c	1,500
C_c	1,551
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,158 s
T_C	0,475 s
T_D	1,784 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_c = C_c \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_b \leq T < T_c \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right.$$

$$T_c \leq T < T_D \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

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	0,069
T_B	0,158	0,186
T_C	0,475	0,186
	0,538	0,164
	0,600	0,147
	0,662	0,133
	0,725	0,122
	0,787	0,112
	0,849	0,104
	0,912	0,097
	0,974	0,091
	1,036	0,085
	1,099	0,080
	1,161	0,076
	1,223	0,072
	1,286	0,069
	1,348	0,066
	1,410	0,063
	1,473	0,060
	1,535	0,058
	1,597	0,055
	1,659	0,053
	1,722	0,051
T_D	1,784	0,050
	1,830	0,044
	1,935	0,040
	2,101	0,036
	2,206	0,032
	2,312	0,029
	2,417	0,027
	2,523	0,025
	2,628	0,023
	2,734	0,021
	2,839	0,020
	2,945	0,018
	3,050	0,017
	3,156	0,016
	3,261	0,015
	3,367	0,014
	3,472	0,013
	3,578	0,012
	3,683	0,012
	3,789	0,011
	3,894	0,010
	4,000	0,010

Figura 18 – Parametri dello spettro elastico per lo stato limite SLV

6.5 Verifica della liquefazione del terreno

La Relazione geologia, a firma del dott. Stoppa, si chiarisce che “Nei confronti della liquefazione dei terreni di fondazione, poiché, come prescritto al Capitolo 7.11.3.4.2 della NTC18, le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza dei manufatti sono minori di 0,1g la verifica può essere omessa e quindi il sito è da ritenere non a rischio; inoltre, la profondità di posa delle opere di fondazione è notevolmente inferiore alla quota della falda, confermando l'assenza di tale rischio”.

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 18 di 44

7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

7.1 Modello geotecnico di riferimento

Secondo le NTC18, i parametri geotecnici sono definiti sulla base di una stima cautelativa; essi sono espressi attraverso valori caratteristici, che sono pari al 5°percentile o frattile della distribuzione della media dei dati o della distribuzione dei dati.

La scelta dei valori caratteristici delle proprietà del terreno è influenzata dall'estensione della zona del sottosuolo da cui dipende il comportamento della struttura geotecnica nello stato limite in esame.

Dai valori caratteristici è quindi necessario definire i corrispondenti valori di progetto dei parametri geotecnici, stimati in base al rapporto con dei coefficienti parziali specifici prescritti dalla normativa; i valori di progetto dei parametri geotecnici sono stimati applicando l'approccio progettuale DA1 combinazione 2 (A2+M2+R2) di cui al Cap. 6.4.2.1 delle NTC18.

Tale approccio progettuale risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO), cioè quello stato di raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura in progetto con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura.

Con tale approccio, i coefficienti parziali dei parametri geotecnici, γ_M , assumono valori specifici di cui alla tabella 6.2.II delle NTC18 mostrata in figura 19; invece, il valore del coefficiente globale di sicurezza γ_R risulta essere pari a 1,8 per la capacità portante e 1,1 per la verifica a scorrimento, se applicabile.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 19 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC18)

Sulla base di tali considerazioni, nella tabella mostrata in figura 20 si sintetizzato i valori caratteristici e di progetto delle principali grandezze geotecniche, in funzione dell'estensione della zona del sottosuolo da cui dipende il comportamento della struttura geotecnica nello stato limite in esame.

I valori delle caratteristiche del terreno state dedotte dalla relazione geologica redatta dal dott. Stoppa. Tali valori sono riferiti alle caratteristiche del terreno corrispondenti ad un piano di posa della fondazione ubicato ad una profondità di -3,00 m dal piano campagna.

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 19 di 44

Parametro	Valore caratteristico	Valore di progetto
Densità relativa Dr	32,30%	32,30%
Angolo di resistenza al taglio ϕ	28°	23°
Modulo di Young E	8,10 MPa	8,10 MPa
Peso di volume γ	1,74 t/m ³	1,74 t/m ³
Classificazione dello stato di addensamento dalle prove SPT (Norme A.G.I.)	DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATO	

Figura 20 – Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici del terreno indicati dal dott. Stoppa nella Relazione Geologica

In prima approssimazione, a vantaggio di sicurezza, si può ritenere che tali valori siano di riferimento per tutti i corpi di fabbrica. Tale assunzione è sicuramente accettabile per il corpo A3 (con piano di posa della fondazione a -4,90 m), mentre può essere accettata per gli altri corpi di fabbrica (con piano di posa della fondazione a -1,50 m) solo se con il processo di scavo e rinterro rullato con materiale di riciclo dalle demolizioni, si dimostra, con prove geotecniche, che tali valori dei parametri geotecnici siano garantiti.

8 PRESSIONI SUL TERRENO DA MODELLO FEM

La platea di fondazione degli edifici A1 e B1 presenta limitate porzioni di spessore pari a 20 cm, evidenziate con colore giallo nella figura 21, che mostra il modello FEM della platea dei due corpi di fabbrica. Le porzioni di platea di colore blu in figura 21 presentano uno spessore di 50 cm.

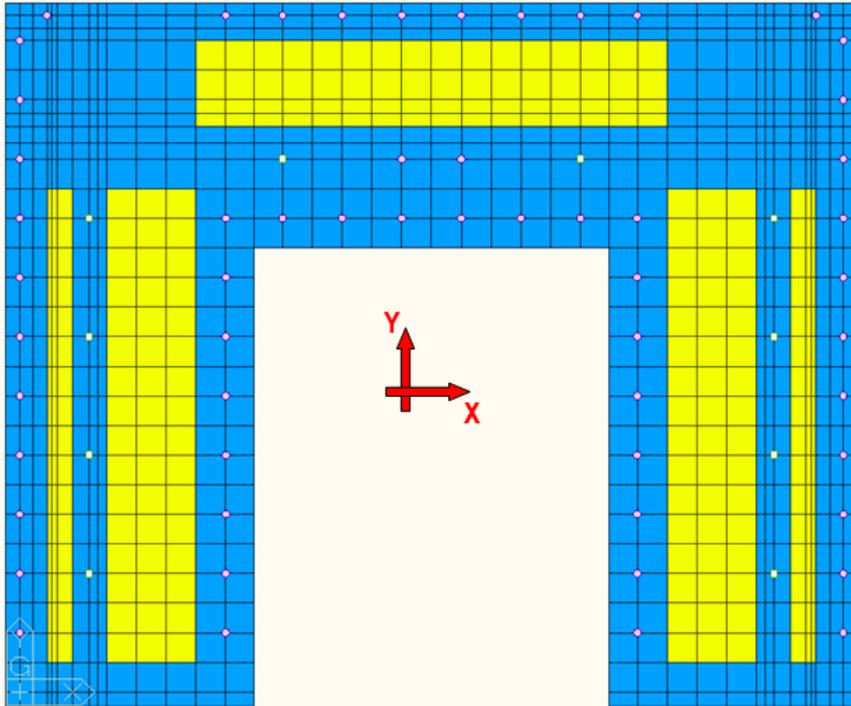


Figura 21 – Modello FEM della platea di fondazione edifici A1 e B1

Come si può osservare dalla figura 22, le pressioni sono sufficientemente uniformi con un valore medio di circa 0,04 MPa (valore corrispondente alla risultante verticale della combinazione di carico quasi-permanente).

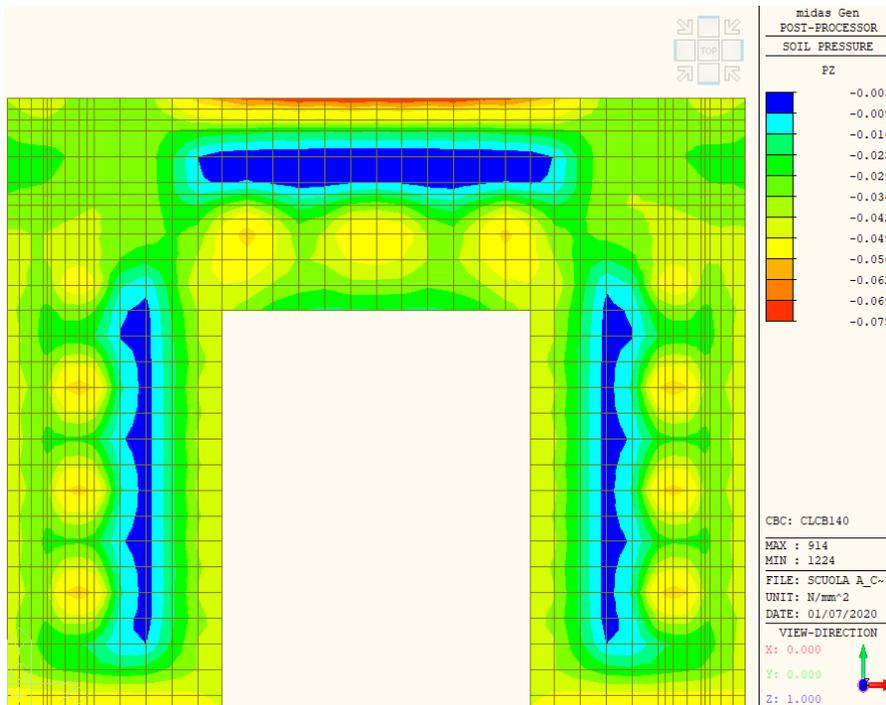


Figura 22 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edifici A1 e B1)

Le successive figure da 23 a 32 mostrano i modelli FEM delle platee di fondazione previste in progetto per gli altri edifici del plesso, con la differenziazione cromatica tra le porzioni di spessore 20 cm (in giallo) e quelle di spessore 50

cm (in blu); per ciascuna platea è riportata la mappa cromatica delle pressioni sul terreno per la combinazione di carico quasi-permanente.

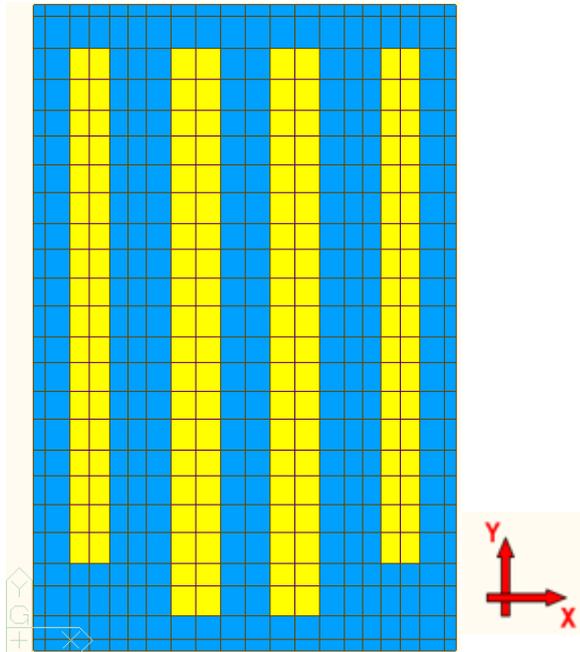


Figura 23 – Modello FEM della platea di fondazione edificio A3

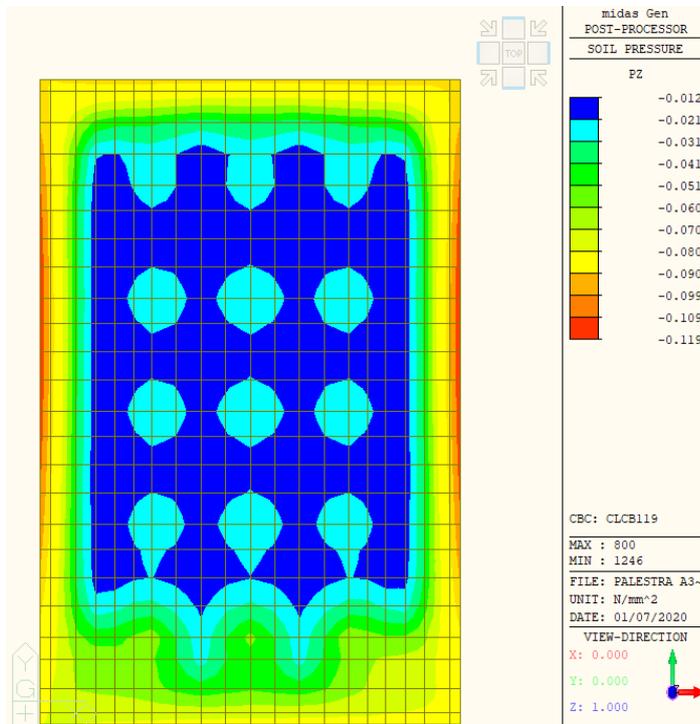


Figura 24 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edificio A3)

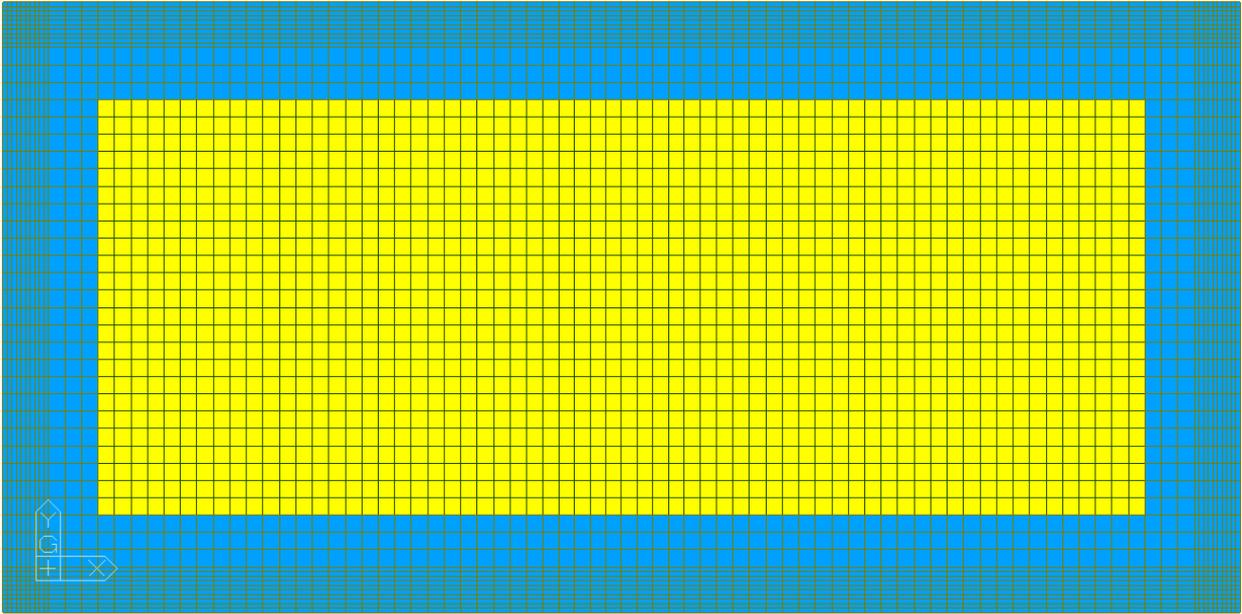


Figura 25 – Modello FEM della platea di fondazione edificio A2

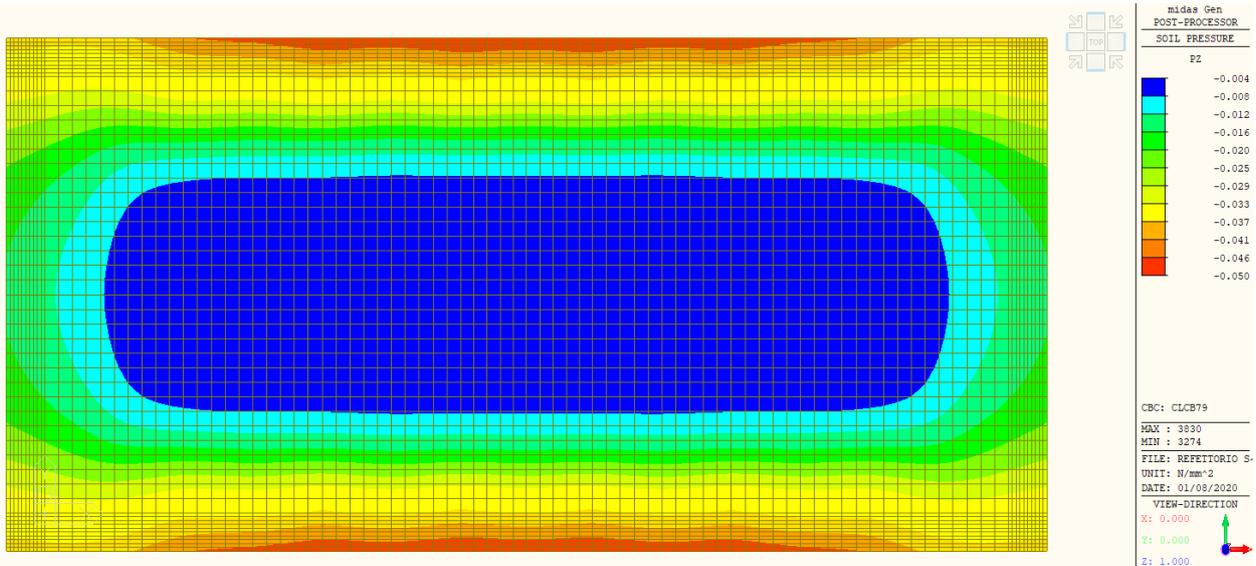


Figura 26 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edificio A2)

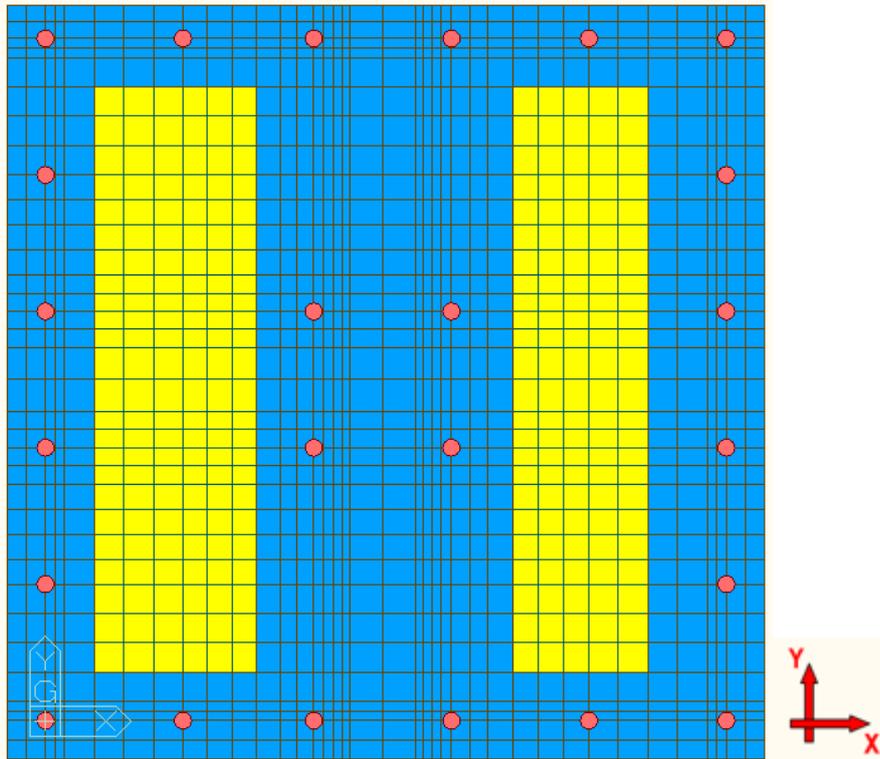


Figura 27 – Modello FEM della platea di fondazione edificio B2

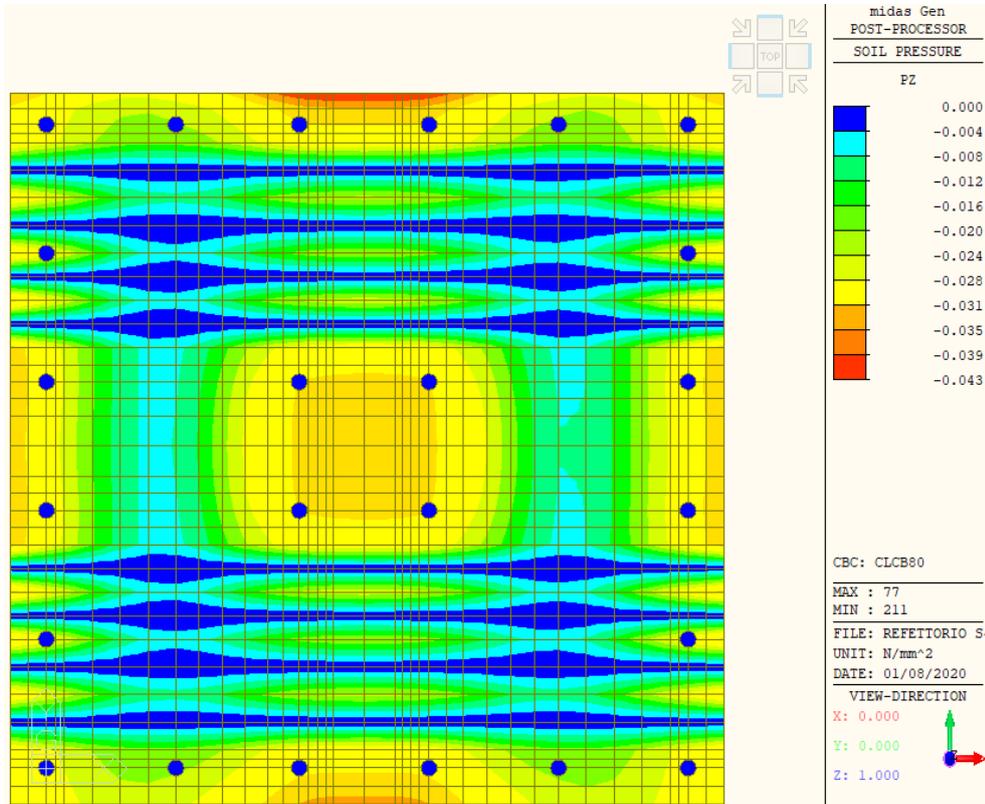


Figura 28 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edificio B2)

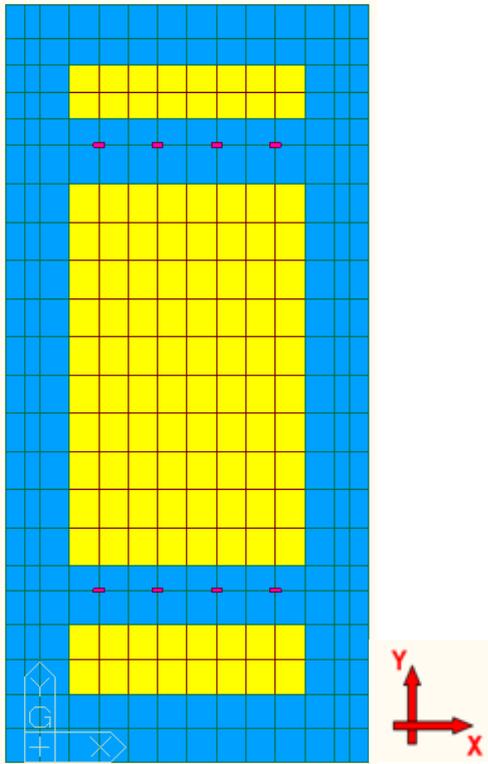


Figura 29 – Modello FEM della platea di fondazione edificio B3

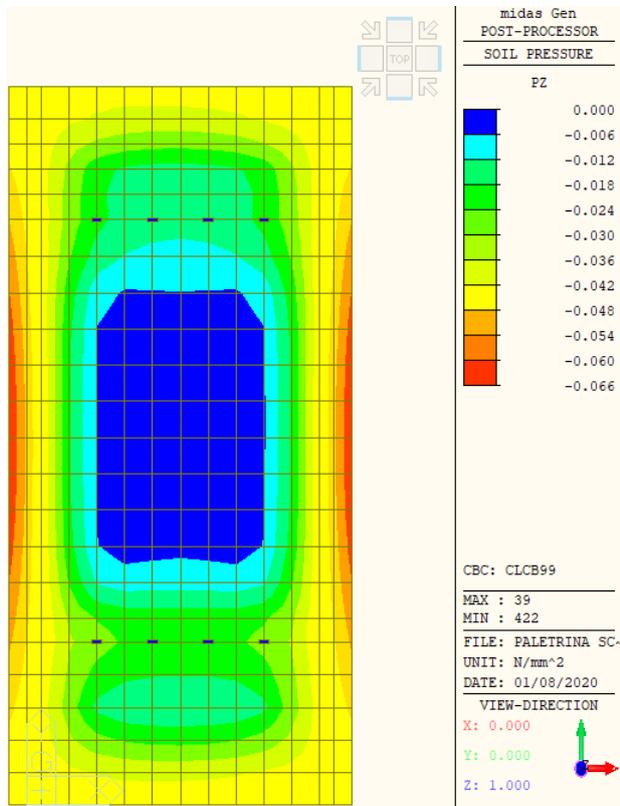


Figura 30 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edificio B3)

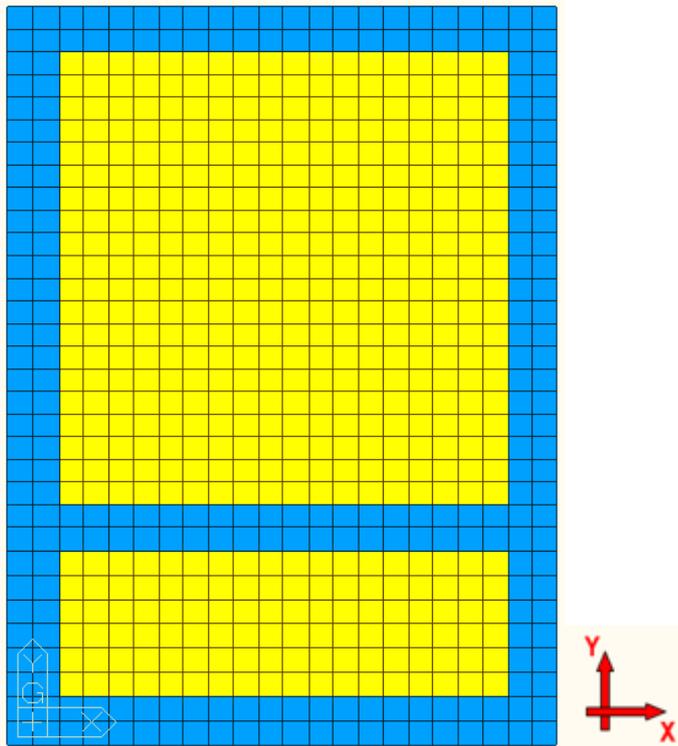


Figura 31 – Modello FEM della platea di fondazione edificio C

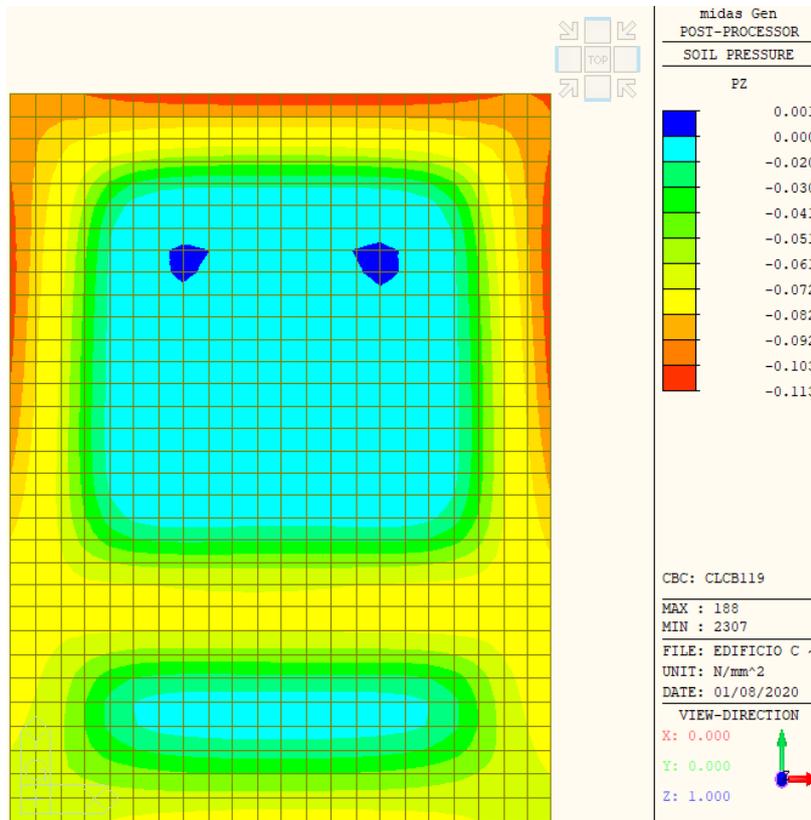


Figura 32 - Pressioni sul terreno in condizioni quasi-permanenti (edificio C)

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 26 di 44

9 STIMA COSTANTE DI SOTTOFONDO PER IL MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla platea di fondazione, in presenza delle azioni statiche e dinamiche, si considera il valore della costante di Winkler: $k=3 \text{ kg/cm}^3$.

La platea è modellata con elementi di spessore e rigidità corrispondenti a quelli progettati. La platea è stata modellata adottando come condizione di vincolo molle elastiche di superficie, la cui rigidità è stata stimata con la seguente relazione:

$$K = K_1 \cdot \left(\frac{B+b_1}{2B} \right)^2 \quad 1)$$

K è la costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno e rappresenta il parametro fondamentale che definisce il suolo alla Winkler. Tale costante dipende da un insieme di parametri che sono: le caratteristiche meccaniche del terreno, la forma e le dimensioni in pianta della fondazione e il valore del carico applicato.

Le caratteristiche di sollecitazione, momento flettente e taglio, sono poco sensibili alle variazioni anche cospicue di K , per cui la costante di sottofondo può essere scelta con largo margine di approssimazione anche facendo ricorso a tabelle orientative di letteratura nelle quali K è correlata direttamente solo al tipo di terreno e al suo grado di addensamento.

L'espressione 1), dunque, fornisce il valore di K proprio in presenza di risultati di prove di carico su piastra quadrata o circolare di lato o di diametro b_1 , con K_1 valore relativo alla piastra.

Pertanto, non disponendo di determinazioni sperimentali di K_1 , si è fatto riferimento a valori indicativi riportati nella tabella sottostante, desunti dalla letteratura, espressi in kN/m^3 per piastra di lato o diametro $b_1 = 30 \text{ cm}$:

Tipo di terreno	Stato di addensamento		
	Sciolto	Medio	Denso
Sabbia secca o umida	14000	47000	180000
Sabbia satura	9000	29000	110000
Argilla			58000

Nel caso specifico, si è considerato un valore di K_1 pari circa 120000 kN/m^3 (valore relativo ad una sabbia secca, intermedio fra uno stato di addensamento medio ed uno denso) e dunque il valore di K considerato nella modellazione numerica è il seguente (fig. 33):

$$K = K_1 \cdot \left(\frac{B + b_1}{2B} \right)^2 = 120000 \cdot \left(\frac{51 + 0.3}{2 \cdot 51} \right)^2 \cong 30000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

dove $B = 55 \text{ m}$ rappresenta il lato maggiore della platea.

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 27 di 44

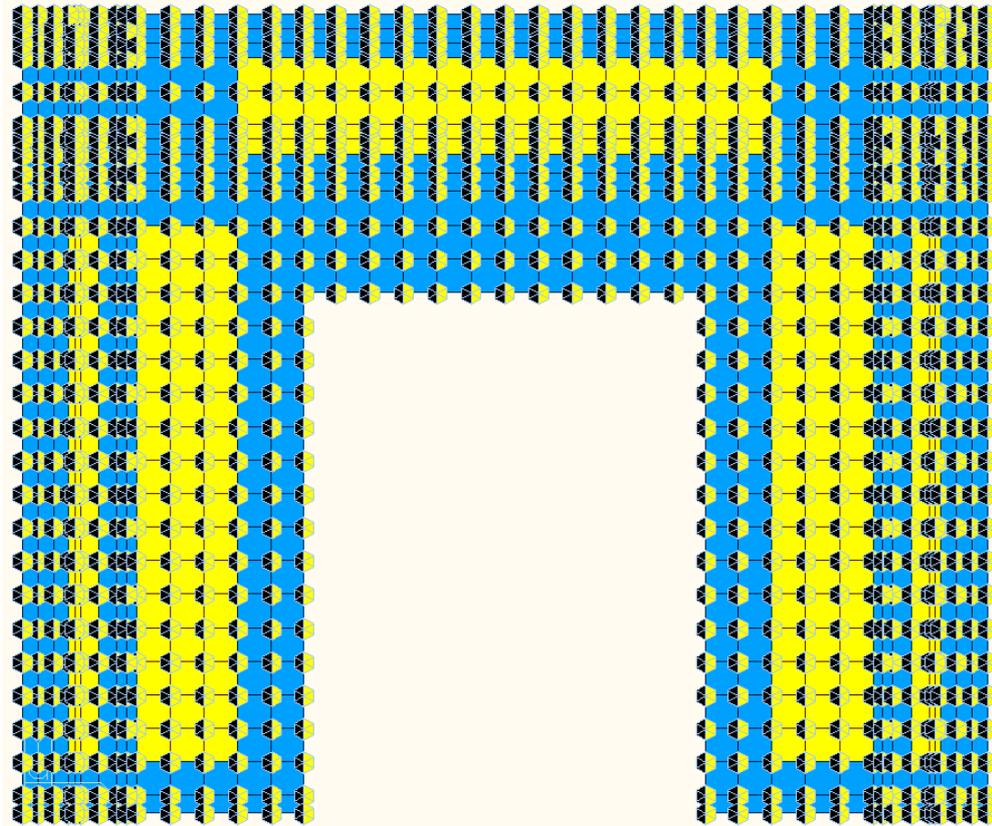


Figura 33 - Rappresentazione molle Winkler - $K = 3 \text{ Kg/cm}^3$

10 CALCOLO CARICO LIMITE PLATEA EDIFICIO A3

Per il calcolo del carico limite della platea di fondazione dell'edificio A3 si considera la massima eccentricità che si può determinare per effetto del sisma che si suppone agire secondo le direzioni x e y (fig. 34).

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 28 di 44

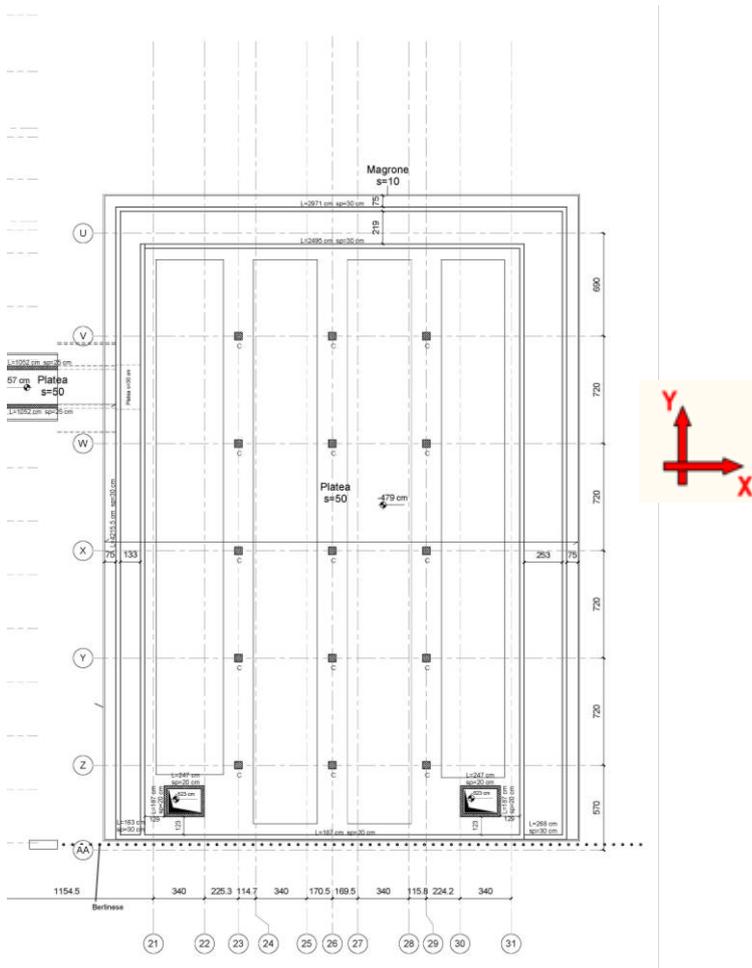


Figura 34 - Direzioni di applicazione del sisma

10.1 Calcolo carico limite in condizioni statiche

Il carico limite, in condizioni statiche, è fornito dalla relazione generale (Hansen, 1970):

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

dove:

B = larghezza equivalente della fondazione;

N_q, N_c, N_γ = quantità adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio Φ e della forma della superficie di rottura considerata.

s_q, s_c, s_γ = coefficienti di forma;

d_q, d_c, d_γ = fattori di profondità;

i_q, i_c, i_γ = coefficienti di inclinazione del carico;

g_q, g_c, g_γ = coefficienti di inclinazione del piano di campagna;

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 29 di 44

b_q, b_c, b_γ = coefficienti di inclinazione del piano di posa.

q = sovraccarico alla profondità D

γ = peso di volume del terreno di fondazione

D = profondità del piano di posa

Per la definizione dei coefficienti occorre definire:

e_B = eccentricità in direzione B ($e_B = M_B/W$)

e_L = eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/W$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B' = Larghezza fittizia della fondazione ($B' = B - 2e_B$)

L' = Lunghezza fittizia della fondazione ($L' = L - 2e_L$).

Con riferimento ai valori di progetto delle caratteristiche di resistenza, per i fattori di capacità portante Vesic (1973) propone le seguenti espressioni:

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$$

Come detto, si può tener conto, in modo semi empirico, della tridimensionalità del problema di capacità portante attraverso i fattori di forma, il cui valore può essere calcolato con le formule indicate nella tabella mostrata in figura 35 (Vesic, 1975):

Forma	S_c	S_q	S_γ
$B < L$	$s_c = \left(1 + \frac{B' \cdot N_q}{L' \cdot N_c}\right)$	$s_q = \left(1 + \frac{B' \cdot \tan \phi'}{L^*}\right)$	$s_\gamma = \left(1 + 0,4 \frac{B'}{L'}\right)$
$B=L$ o cerchio	$s_c = \left(1 + \frac{N_q}{N_c}\right)$	$s_q = (1 + \tan \phi')$	0,6

Figura 35 – Fattori di forma

Per i fattori di profondità del piano di posa si possono utilizzare le espressioni indicate nella tabella mostrata in figura 36 (VESIC, 1975):

Terreno	d_c	d_q	d_γ
$\phi=0$ (argilla satura in condizioni non drenate)	$\frac{D}{B'} \leq 1$;		1

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 30 di 44

	$d_c = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B}$ $\frac{D}{B} > 1;$ $d_c = 1 + 0,4 \arctan\left(\frac{D}{B}\right)$		
$\phi > 0$ (sabbia e argilla in condizioni drenate)	$d_c = d_q - \frac{(1 - d_q)}{N_c \cdot \tan \phi'}$	$\frac{D}{B} \leq 1; \quad d_q = 1 + \frac{2D}{B} \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2$ $\frac{D}{B} > 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B}\right)$	1

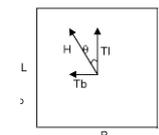
Figura 36 – Fattori di profondità

Per i fattori di inclinazione del carico si possono utilizzare le espressioni indicate nella tabella mostrata in figura 37 (VESIC, 1975):

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi=0$ (argilla saturata in condizioni non drenate)	$i_c = \left[1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}\right]^m$	1	1
c e $\phi > 0$ (argilla in condizioni drenate)	$i_c = \left[i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}\right]^m$ <p>or</p> $i_c = \left[i_q \frac{1 - i_q}{N_q - 1}\right]^m$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c \cdot \cot \phi'}\right]^m$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c \cdot \cot \phi'}\right]^{m+1}$
$c=0$ (sabbia)	-	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V}\right]^m$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V}\right]^{m+1}$

Figura 37 – Fattori di inclinazione del carico

dove:

$(m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme})$ $m = (m_B \sin^2 \vartheta + m_L \cos^2 \vartheta)$ In tutti gli altri casi	$m_B = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$ (H, parallelo a B)	$m_L = \frac{2 + L' / B'}{1 + L' / B'}$ (H, parallelo a L)	$\vartheta = \arctan\left(\frac{T_B}{T_L}\right)$ 
---	---	---	--

Nel caso specifico, la fondazione è con piano di posa orizzontale e il piano campagna non presenta una significativa inclinazione, pertanto, nelle elaborazioni si assumeranno, per tali coefficienti, valori unitari.

Inclinazione del piano di posa e del piano campagna:

g_c	g_q	g_γ
-------	-------	------------

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 31 di 44

1	1	1
---	---	---

Inclinazione del piano di campagna:

b _c	b _q	b _γ
1	1	1

10.2 Carico limite in condizioni sismiche

Per considerare gli effetti sismici sulla fondazione si applica il metodo pseudo-statico.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Per un'azione sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, gli effetti del sisma si esprimono tramite i coefficienti sismici k_{hk} e k_{hi} , non necessariamente di egual valore, che vanno a influire sul valore del carico limite. Il coefficiente k_{hk} è funzione dell'accelerazione massima attesa al sito, mentre k_{hi} è definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione.

In particolare, l'effetto inerziale può essere tenuto in conto tramite le variazioni di tutti i coefficienti di carico limite N_c , N_q e N_γ in funzione del coefficiente sismico k_{hi} (operativamente interviene nella formula trinomia operando direttamente sui coefficienti correttivi i_q , i_c , i_γ che tengono conto dell'inclinazione del carico).

L'effetto cinematico, invece, modifica solo il coefficiente N_γ in funzione del coefficiente correttivo $\varepsilon_{\gamma k}$, a sua volta funzione del coefficiente sismico k_{hk} . N_γ , quindi, risulta modificato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo dell'effetto cinematico (C.7.11.5.3.1).

Il coefficiente correttivo $\varepsilon_{\gamma k}$ è calcolato tramite il Metodo delle Caratteristiche secondo il quale risulta pari a:

$$e_{\gamma k} = \left(1 - k_{hk} / \tan \varphi'\right)^{0,45}$$

il valore del coefficiente di accelerazione sismico orizzontale del terreno k_{hk} è valutato con la seguente espressione:

$$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione a_{\max} attesa al sito e assume i valori riportati nella tabella 7.11.1 della NTC18, mostrata in figura 38, in funzione di a_g e della categoria di sottosuolo:

a_g [g] = accelerazione orizzontale massima del terreno in funzione del tempo di ritorno T_R ;

g = accelerazione di gravità.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 32 di 44

Figura 38 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7.11.I NTC18)

N_c ed N_q vengono trattati con i coefficienti i_c e i_q , tenuto conto del solo effetto inerziale.

Il coefficiente k_{hi} è pari a $S_d(T_1)$, ordinata dello spettro di progetto (componente orizzontale). Per calcolarlo è necessario disporre del fattore di struttura q , che consente di ricavare lo spettro di progetto a partire dallo spettro elastico, e di T_1 , periodo fondamentale della struttura.

Le NTC18 impongono che risulti:

$$k_{hi} > 0.2 * a_g$$

10.3 Combinazioni di progetto e metodi di verifica

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (SLU), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza di progetto.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali, Approccio 1 e Approccio 2.

I due approcci si differenziano in quanto nelle verifiche in quanto considerano diversi insiemi di coefficienti parziali lato azioni e lato materiali e lato resistenza del sistema.

APPROCCIO 1

(A1-C1) Combinazione 1 - Per il progetto e la verifica degli elementi strutturali (STR)

(A1+M1+R1)

γ_F : per azioni set A1

γ_M : per i materiali (set M1 per i parametri geotecnici)

γ_R : per il tipo d'opera (set R1 parametri sistema resistente geotecnica)

(A1-C2) Combinazione 2 – Per il progetto e la verifica degli aspetti geotecnici (GEO)

(A2+M2+R2)

γ_F : per azioni set A2

γ_M : per i materiali (M2 per i parametri geotecnici)

γ_R : per il tipo d'opera (R2 per la progettazione geotecnica)

APPROCCIO 2

(A2-C1/C2) Combinazione Unica – Per il progetto e verifica della struttura e degli aspetti geotecnici (STRU+GEO)

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 33 di 44

(A1+M1+R1/R3)

γ_F : per azioni set A1

γ_M : per i materiali (M1 per i parametri geotecnici)

γ_R : per il tipo d'opera (R1 per STR e R3 per GEO)

La R_d (resistenza limite di progetto della fondazione) viene calcolata secondo le NTC18 come segue:

Approccio 1

- Combinazione 1: $R_d = R_{c1}(\phi, c)$

- Combinazione 2: $R_d = \frac{1}{\gamma_{R2}} R_{c2}(\phi, c)$

Approccio 2

Combinazione unica: $R_d = \frac{1}{\gamma_{R3}} R_{c1}(\phi, c)$

Con $R_{c1}(\phi, c)$ si è indicata la resistenza di calcolo relativa al primo set di coefficienti della NTC18 riportati nella tabella 6.2.II della NTC18, mostrata in figura 39.

Con $R_{c2}(\phi, c)$ si è indicata la resistenza di calcolo relativa al secondo set di coefficienti della NTC18 riportati nella tabella 6.2.II della NTC18, mostrata in figura 39.

In questo caso i valori di calcolo di Φ e c assumono l'espressione:

$$\phi_d = \arctan(\tan(\phi / \gamma_{M2}))$$

$$c_d = c / \gamma_{M2}$$

COEFFICIENTI PARZIALI LATO RESISTENZA MATERIALI (lato R_d)

I coefficienti parziali γ_M sui parametri geotecnici sono forniti dalle NTC18 nelle TABELLE 6.2.II e 6.2.III.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

I coefficienti γ_M sono destinati a ridurre i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno (ma non il peso dell'unità di volume). In effetti, solo M2 li riduce, M1 li lascia inalterati.

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 34 di 44

PARAMETRO/VALORE CARATTERISTICO		Approccio 1		Approccio 2 STR-GEO (M1)
		Combinazione 1 STR (M1)	Combinazione 2 GEO (M2)	
Peso dell'unità di volume	γ_k	1.00	1.00	1.00
Tangente angolo resistenza al taglio	$\tan(\phi'_k)$	1.00	1.25	
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25	
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00	1.40	

Figura 39 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC18)

COEFFICIENTI PARZIALI LATO RESISTENZA DEL SISTEMA (lato R_d)

I valori dei coefficienti γ_R sono in funzione del tipo di opera e del tipo di SL considerato.

Per le fondazioni superficiali sono forniti nella tabella 6.4.I delle NTC18 mostrata nella seguente figura 40.

VERIFICA	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.8$	$\gamma_R=2.3$
scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Figura 40 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Per quanto riguarda l'azione di progetto E_d , i coefficienti sono assunti in relazione al tipo di combinazione dell'azione.

In particolare, si assumono i coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I delle NTC18 e mostrati nella tabella sottostante.

APPROCCIO	TIPO DI SLU	AZIONI SFAVOREVOLI			AZIONI FAVOREVOLI		
		PERMANENTI		VARIABILI γ_{Q1}	PERMANENTI		VARIABILI γ_{Q1}
		γ_{G1} Strutturali	γ_{G2} Non strutturali		γ_{G1} strutturali	γ_{G2} Non strutturali	
APPROCCIO 1-C1	STR (A1)	1.30	1.50	1.00	0		
APPROCCIO 1-C2	GEO (A2)	1.00	1.30				
APPROCCIO 2	STR-GEO (A1)	1.30	1.50				
EQ. CORPO RIGIDO	EQU	1.10	1.50	0.9	0		
SOLLEVAMENTO	UPL	1.10					
SIFONAMENTO	HYD	1.30					

10.4 Verifica platea di fondazione

Si procede alla verifica della platea dell'edificio A3 con riferimento all'approccio 2. A vantaggio di sicurezza si assume

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 35 di 44

un modello geotecnico costituito da un unico strato di materiale incoerente avente le caratteristiche geotecniche peggiori (minori) fra quelle stimate per i diversi strati. Nella valutazione del carico limite non si sono considerati gli strati di materiale coerente in quanto non influenti nella formazione dei meccanismi di rottura.

10.4.1 Azioni di progetto

Dati geometrici della fondazione:

$B = 27 \text{ m}$ $L = 41 \text{ m}$ $H = 0,50 \text{ m}$ $D = 4,90 \text{ m}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno:

$c' = 0 \text{ kN/m}^2$ $\Phi' = 23^\circ$ $g = 17 \text{ kN/m}^3$

Profondità della falda: $z_w = 11,70 \text{ m}$

In figura 41 sono riportati i valori dei taglianti di piano per le combinazioni sismiche SLV_X ed SLV_Y, utilizzati di seguito per il calcolo delle eccentricità in direzione X ed Y, necessarie per definire l'area reagente della fondazione per le due combinazioni SLV_X ed SLV_Y. Come si può notare dalla tabella, per la combinazione SLV_X, i valori dei taglianti di piano in direzione Y sono trascurabili rispetto a quelli in direzione X, pertanto il calcolo dell'eccentricità e_y per la combinazione SLV_X porterebbe ad un valore prossimo allo zero. Il medesimo discorso, in modo speculare, vale per la combinazione SLV_Y. Questo giustifica l'aver considerato la sola eccentricità e_x per la combinazione SLV_X e la sola eccentricità e_y per la combinazione SLV_Y.

Story	Load	Type	Angle1 ([deg])	Force1 (kN)	Ratio1	Angle2 ([deg])	Force2 (kN)	Ratio2
NUMERICAL SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE								
2F	SLV_X(RS)	Wall	0	11,88	0,01	90	2,83	0,57
2F	SLV_X(RS)	Planar	0	2076,75	1	90	6,28	1,27
2F	SLV_X(RS)	Sum	0	2076,82		90	4,96	
1F	SLV_X(RS)	Frame (Beam)	0	21,51	0,01	90	0,06	0
1F	SLV_X(RS)	Wall	0	54,24	0,02	90	2,31	0,17
1F	SLV_X(RS)	Planar	0	2646,69	0,97	90	13,76	1,01
1F	SLV_X(RS)	Sum	0	2718,26		90	13,64	
2F	SLV_Y(RS)	Wall	90	31,54	0,02	180	1,92	0,24
2F	SLV_Y(RS)	Planar	90	1917,05	0,99	180	9,45	1,16
2F	SLV_Y(RS)	Sum	90	1928,21		180	8,13	
1F	SLV_Y(RS)	Frame (Beam)	90	23,56	0,01	180	0,06	0
1F	SLV_Y(RS)	Wall	90	15,82	0,01	180	0,88	0,07
1F	SLV_Y(RS)	Planar	90	2685,44	0,99	180	12,79	0,95
1F	SLV_Y(RS)	Sum	90	2704,75		180	13,47	

Figura 41 – Taglianti di piano per SLV_X ed SLV_Y

Calcolo eccentricità e_x per combinazione di carico SLV_X:

S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	
Rev. 00 13/01/2020	
Pag. 36 di 44	

Livello	Tagliante di piano in X F _{xi} [kN]	h _i [m]	M _i = F _i · h _i [kNm]	∑ M _i [kNm]	R = ∑ F _i [kN]	h _{risultante} = ∑ M _i /R	N _{Ed} [kN] (comb. QP)	e _x [m] = ∑ M _i /N _{Ed}
2F	2077	8,51	17675	17675	4796	3,68	37591	0,47
1F	2719	0,00	0,00					

Calcolo eccentricità e_y per combinazione di carico SLV_Y:

Livello	Tagliante di piano in Y F _{yi} [kN]	h _i [m]	M _i = F _i · h _i [kNm]	∑ M _i [kNm]	R = ∑ F _i [kN]	h _{risultante} = ∑ M _i /R	N _{Ed} [kN] (comb. QP)	e _y [m] = ∑ M _i /N _{Ed}
2F	1928	8,51	16407	16407	4633	3,54	37591	0,44
1F	2705	0,00	0,00					

Pertanto, per la combinazione SLV_X, l'area reagente della fondazione sarà rettangolare di dimensioni:

$$B' = B - 2e_x = 27 - (2 \cdot 0,47) = 26,06 \text{ m}$$

$$L' = L = 41 \text{ m}$$

Mentre, per la combinazione SLV_Y, l'area reagente della fondazione sarà rettangolare di dimensioni:

$$B' = B = 27 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 41 - (2 \cdot 0,44) = 40,12 \text{ m}$$

Per il calcolo dei fattori di inclinazione del carico (i_c, i_q, i_v), è necessario determinare il valore del coefficiente "m" presente nelle espressioni mostrate in figura 37. Tale coefficiente, dipende a sua volta dall'angolo θ che la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione forma con la direzione di L della fondazione. Calcolando la risultante H tra i taglianti di piano in direzione X ed Y è possibile determinare θ utilizzando la seguente espressione:

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{T_B}{T_L}\right)$$

Si sono assunti per le due combinazioni di carico sismiche i seguenti valori medi di θ:

SISMA_SLV_X	θ _{medio} [°]	0,21
SISMA_SLV_Y	θ _{medio} [°]	0,26

I valori m_B ed m_L per la combinazione SLV_X assumono i seguenti valori:

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = 1,611$$

$$m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'} = 1,389$$

I valori m_B ed m_L per la combinazione SLV_Y assumono i seguenti valori:

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} = 1,598$$

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 37 di 44

$$m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'} = 1,402$$

Pertanto, il valore di m per la combinazione SLV_X assume il seguente valore:

$$m = (m_B \sin^2 \vartheta + m_L \cos^2 \vartheta) = 1.389$$

Per la combinazione SLV_Y, m vale:

$$m = (m_B \sin^2 \vartheta + m_L \cos^2 \vartheta) = 1.402$$

Il coefficiente correttivo ε_{yk} , applicato a N_y , è stato calcolato con l'espressione definita in precedenza:

$$e_{yk} = (1 - k_{hk} / \tan \phi')^{0,45} = 0.96$$

Il valore del coefficiente di accelerazione sismico orizzontale del terreno k_{hk} è stato valutato con la seguente espressione, assumendo β_s pari a 0,20 come indicato dalla NTC18 per sottosuolo di categoria C e $a_g (g) < 0.1$:

$$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{max} = 0,20 \cdot 0,186 = 0,0372$$

Il coefficiente k_{hi} , applicato ai coefficienti i_c , i_q , i_y , è pari a $S_d(T_1)$, ordinata dello spettro di progetto (componente orizzontale). Nel caso specifico, il periodo fondamentale T_1 della struttura, desunto dai risultati dell'analisi dinamica lineare, è pari a 0,166 s. Sullo spettro di progetto mostrato in figura 42, ricavato dallo spettro di risposta elastico con applicazione del fattore di struttura $q = 1$, è possibile leggere, in corrispondenza dell'ascissa relativa al periodo fondamentale T_1 , un valore di $S_d(T_1)$ pari a 0.186 g.

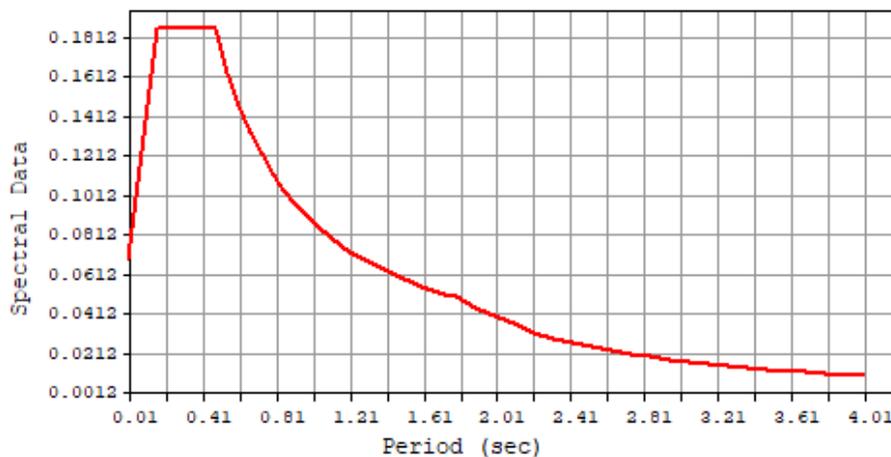


Figura 42 - Spettro di progetto SLV

Oltre a quanto definito sopra, la R_c viene valutata considerando la riduzione del peso di volume γ che in condizioni pseudo-statiche può essere assunto pari a:

$$\gamma^* = \alpha_\gamma \cdot \gamma$$

dove:

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 38 di 44

$$\alpha_{\gamma} = [(1 - K_v)^2 + K_h^2]^{0.5} = 0.982$$

$$K_v = 0.5K_{hk} = 0.0186$$

In figura 43 si riporta una sintesi dei parametri calcolati, necessari per la definizione del carico limite della platea di fondazione. I parametri sono stati calcolati per le due combinazioni sismiche e per la condizione statica.

SLV_X		SLV_Y		Condizione statica	
N _y	1,462	N _y	1,462	N _y	8,2
s _y	0,746	s _y	0,731	s _y	0,737
d _y	1	d _y	1	d _y	1
i _y	0,155	i _y	0,155	i _y	0,837
γ* = α _γ ·γ	16,70	γ* = α _γ ·γ	16,70	γ	17
N _q	8,66	N _q	8,66	N _q	8,66
s _q	1,270	s _q	1,286	s _q	1,270
d _q	1,059	d _q	1,057	d _q	1,059
i _q	0,167	i _q	0,167	i _q	0,901
q = γ·D	81,81	q = γ·D	81,81	q = γ·D	83,30
q _{lim}	196,37 kN/mq	q _{lim}	198,53 kN/mq	q _{lim}	2033,82 kN/mq
APPROCCIO 2		APPROCCIO 2		APPROCCIO 2	
q _{lim}	85,38 kN/mq	q _{lim}	86,32 kN/mq	q _{lim}	884,27 kN/mq

Figura 43 - Calcolo carico limite platea di fondazione

Nelle figure 44 e 45 sono riportate le mappe cromatiche relative alla pressione sul terreno nelle due combinazioni SLV_X ed SLV_Y, che mostrano come la pressione sul terreno sia inferiore, in entrambe le combinazioni, al carico limite calcolato.

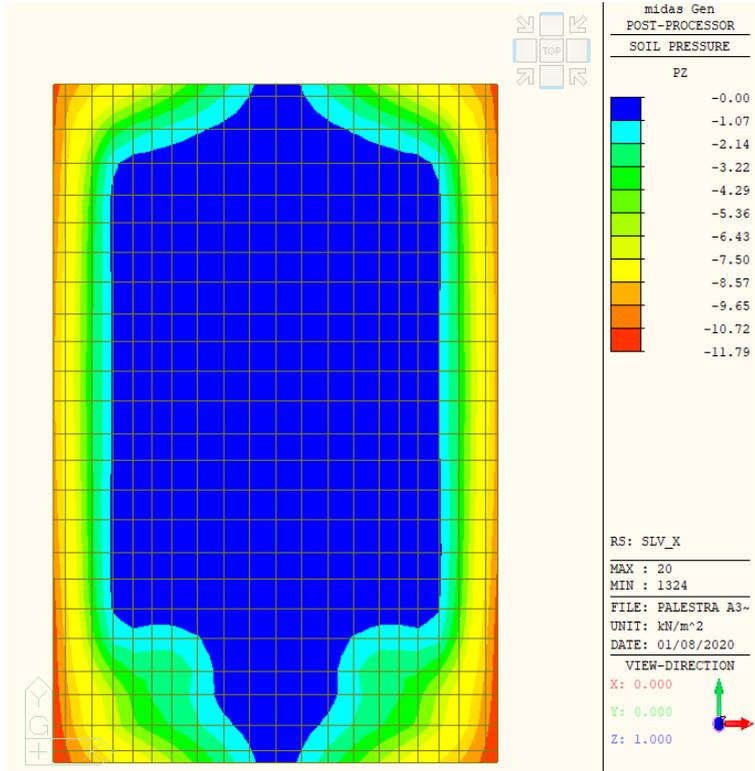


Figura 44 - Pressione sul terreno combinazione SLV_X

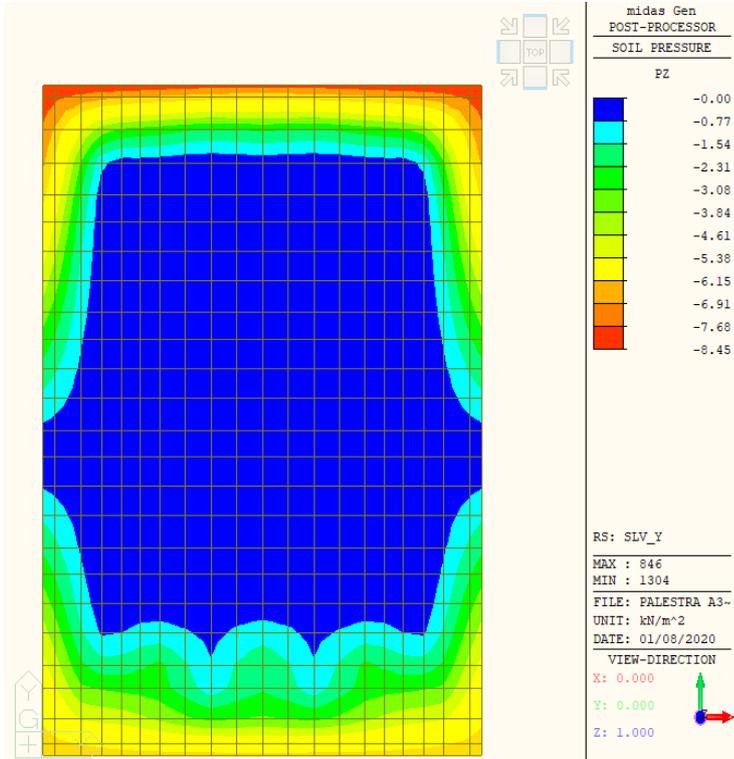


Figura 45 - Pressione sul terreno combinazione SLV_Y

		S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Rev. 00 13/01/2020
		Pag. 41 di 44

Figura 46 – Verifica fondazione sotto telaio di spina su filo 3 (edifici A1 e B1)

Come azioni agenti in termini di carichi statici, si sono considerate le azioni assiali trasferite dalle colonne e dai setti in calcestruzzo armato presenti sul filo 3 alla fondazione, nella combinazione di carico quasi permanente.

COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

Secondo la combinazione: **SISMICA**

AZIONI	A
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{Qk}	1,00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$c_{u,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	0,451 m/s ²
F_0	2,691
T_c^*	0,306 s
	C
	T1
β_m	0,380
K_h	0,026
K_v	0,013

DATI DI PROGETTO

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 42 di 44

angolo di attrito

coesione

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

P.S. terreno sopra il piano di posa.

P.S. terreno sotto il piano di posa.

inclinazione piano campagna

Profondità della curva di scorrimento

φ',d	23,00 °
c',d	0,00 kPa
$\gamma'f,sopra,d$	17,0 kN/m ³
$\gamma'f,sotto,d$	17,0 kN/m ³
$\gamma'f,medio$	17,0 kN/m ³
α	0,00 °
ω	0,00 °
Hscor.	2,68 m

Base

Lunghezza

Base ridotta

Lung. Ridotta

Altezza zattera

Affondamento

Altezza magrone

B	2,00 m
L	30,00 m
B*	1,97 m
L*	29,97 m
H	0,50 m
D	1,17 m
Hm	0,10 m

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_y	8,20	Secondo Vesic, 1973
N_c	18,05	Secondo Vesic (1970)
N_q	8,66	Secondo Prandtl (1921)

COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_y	0,974
S_c	1,032
S_q	1,028

Coefficienti di profondità	
d_y	1,000
d_c	1,000
d_q	1,000

Coefficienti di Inclinazione del carico	
i_y	0,936
i_c	0,956
i_q	0,961
m_b	1,938
m_l	1,062
m	1,500
θ	45,00 °

Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	
b_y	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_y	1,000
g_c	1,000
g_q	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per ponciamento	
ψ_y	1,000
ψ_c	1,000
ψ_q	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z_y	0,978
z_c	0,992
z_q	0,978

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

	S-RGF-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
	Rev. 00 13/01/2020
	Pag. 43 di 44

(ROTTURA GENERALE)

E_d	6158,4	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R_d	7434,3	[kN]		
e_d	104,1	[kPa]		
r_d	125,7	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	161,4	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R_d	2083,8	[kN]		

Avendo considerato le due situazioni limite più significative e constatato che le azioni sul terreno sono molto contenute, per brevità si rimanda la verifica delle fondazioni degli altri corpi alla fase di progetto esecutivo, che, peraltro, potrà far riferimento a caratteristiche del terreno valutate sulla base delle prove geotecniche da eseguire a valle delle fasi di rinterro e costipamento del terreno di sottofondazione.

12 SPECIFICHE PER IL PROGETTO ESECUTIVO

Si richiede che il corpo esistente, interferente con l'edificio B1, sia demolito interamente per la parte interrata interferente, con successivo rinterro fino alla quota di scavo posta a -1,50 m dal piano campagna e successiva realizzazione di rilevato di sottofondazione utilizzando le macerie di riciclo.