



Comune di Parma

COMUNE DI PARMA

Centro sportivo Moletolo
43122 Parma

Centro sportivo Moletolo

Realizzazione nuovo blocco spogliatoi

[obiettivo Parma città dello sport]

Via Luigi Anedda - 43122 Parma (PR)

CUP: I91B21005020004

CUI: L00162210348202100025



Committenza

Comune di Parma - Ufficio Lavori Pubblici

Responsabile Unico del Progetto - Ing. Luigi Elia

PROGETTISTA

Gasparini Associati

studio di ingegneria e architettura

di Piero A. Gasparini e Ilaria Gasparini

Via E. Petrolini n.14/A 42122 REGGIO EMILIA

TEL: 0522/557508 FAX: 0522/557556

E-MAIL: edilizia@gaspariniassociati.it

P.IVA: 02532680358

Equipe:

Arch. Ilaria Gasparini

Arch. Stefano Fascini

Arch. Giulia Dallaglio

Ing. Martina Malagoli

Dott.ssa Serena Loi

Dott.ssa Maria Teresa Aldini

TIMBRI



TITOLO

RELAZIONE GEOTECNICA

EMISSIONE

Progetto di fattibilità tecnico-economica

DATA

maggio 2024

SCALA

TAVOLA

R.05

Il contenuto di questo documento è da ritenersi riservato e non può essere divulgato a terzi senza una autorizzazione formale della proprietà e dei progettisti. Anche in caso di autorizzazione è obbligatorio citare la committenza, il progettista e l'esecutore.

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, MODELLAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

Il presente progetto esecutivo ha come oggetto la nuova realizzazione dello spogliatoio destinato ai giocatori di football americano all'interno dell'impianto sportivo "G. Berselli" all'interno del più ampio centro sportivo di Moletolo, denominato "Ernesto Ceresini" sito nel comune di Parma (PR).

Di seguito si riporta una vista in pianta dell'intero edificio oggetto della presente relazione di calcolo strutturale.

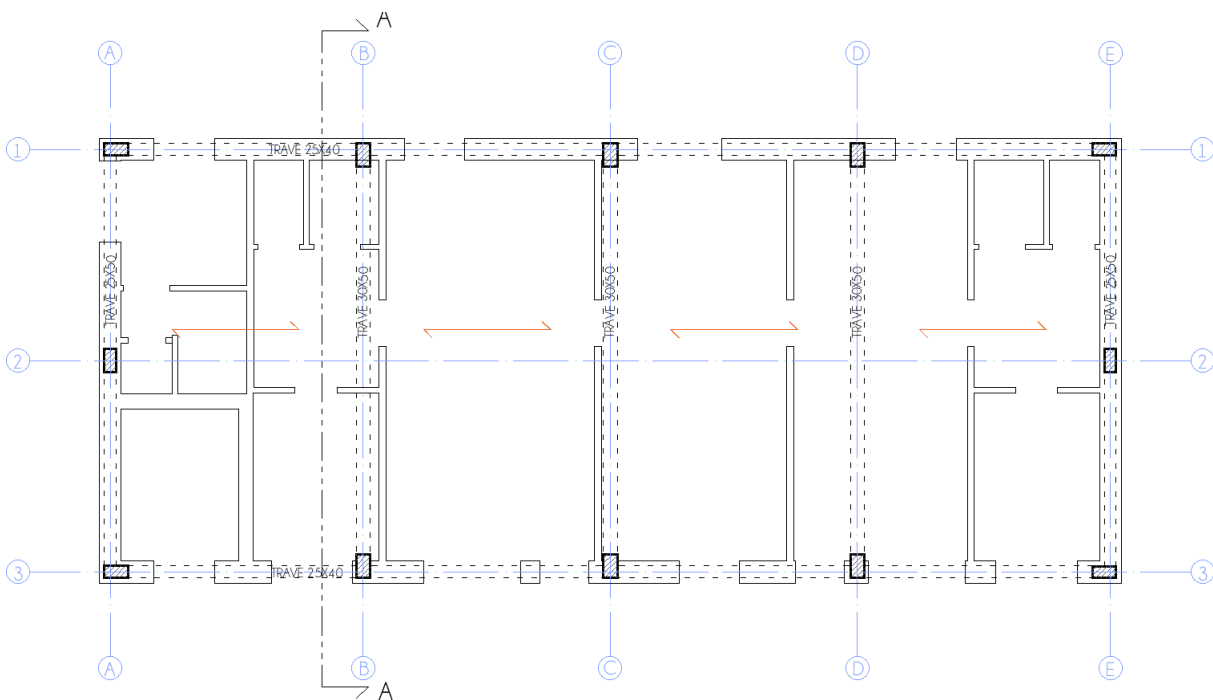


Figura 1 – Vista planimetrica

In particolare il corpo di fabbrica in progetto sarà realizzato con struttura portante a telaio in c.a. e copertura piana realizzata mediante solaio in laterocemento.

L'intervento in oggetto si configura come **nuova costruzione**.

La relazione espone ai sensi del punto B.2.2 della delibera di Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n. 1373/2011, l'illustrazione sintetica del progetto strutturale.

La proposta progettuale prevede la classificazione dell'edificio in **classe d'uso II** come costruzione il cui uso preveda normali affollamenti (par.2.4.2 - NTC 2018).

- Vita nominale $V_N=50$ anni (§ 2.4.1 – NTC 08)
- Classe d'uso II → $C_U=1,0$ coefficiente d'uso (§ 2.4.2 – NTC 18)
- Periodo di riferimento $V_R=V_N \cdot C_U=50 \times 1,0 = 50$ anni (§ 2.4.3 – NTC 18).

Contesto Edilizio

L'area di intervento è localizzata in via Luigi Anedda a Parma (PR).



Figura 2: Viste aeree con indicazione dell'area oggetto di intervento

LOCALIZZAZIONE SITO			
Indirizzo	Via Luigi Anedda		
Comune	Parma		
Provincia	PR		
Altezza	h_s	53	m s.l.m.
Coordinate geografiche (edificio)	Lat.	44,826298	N
	Long.	10,330526	E

Nella relazione geologica si riporta che nell'area in esame sono presenti suoli di categoria di **sottosuolo di tipo C** (Tab. 3.2.II - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.).

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche geomeccaniche e sismiche del terreno, sito a Parma (PR) in Via Luigi Anedda, sono espone nella relazione di studio geologico-geotecnico redatta dai Dott. Geol. Stefano Castagnetti e Marco Baldi.

L'obiettivo dello studio è stato quello di caratterizzare l'area sotto il profilo geolitologico, idrogeologico, geomorfologico, sismico e geotecnico, al fine di fornire gli elementi di conoscenza necessari alla formulazione delle scelte progettuali. Nel corso dello studio si è fatto riferimento alle indagini fatte eseguire nell'ottobre 2020 nell'adiacente area destinata al gioco football americano, nell'ambito della progettazione di un Centro Servizi. Inoltre è stata eseguita un'apposita campagna di indagini nell'area di intervento consistente in:

- n. 1 prova penetrometrica statica (CPT);
- n. 1 misura di microtremori a stazione sigola.

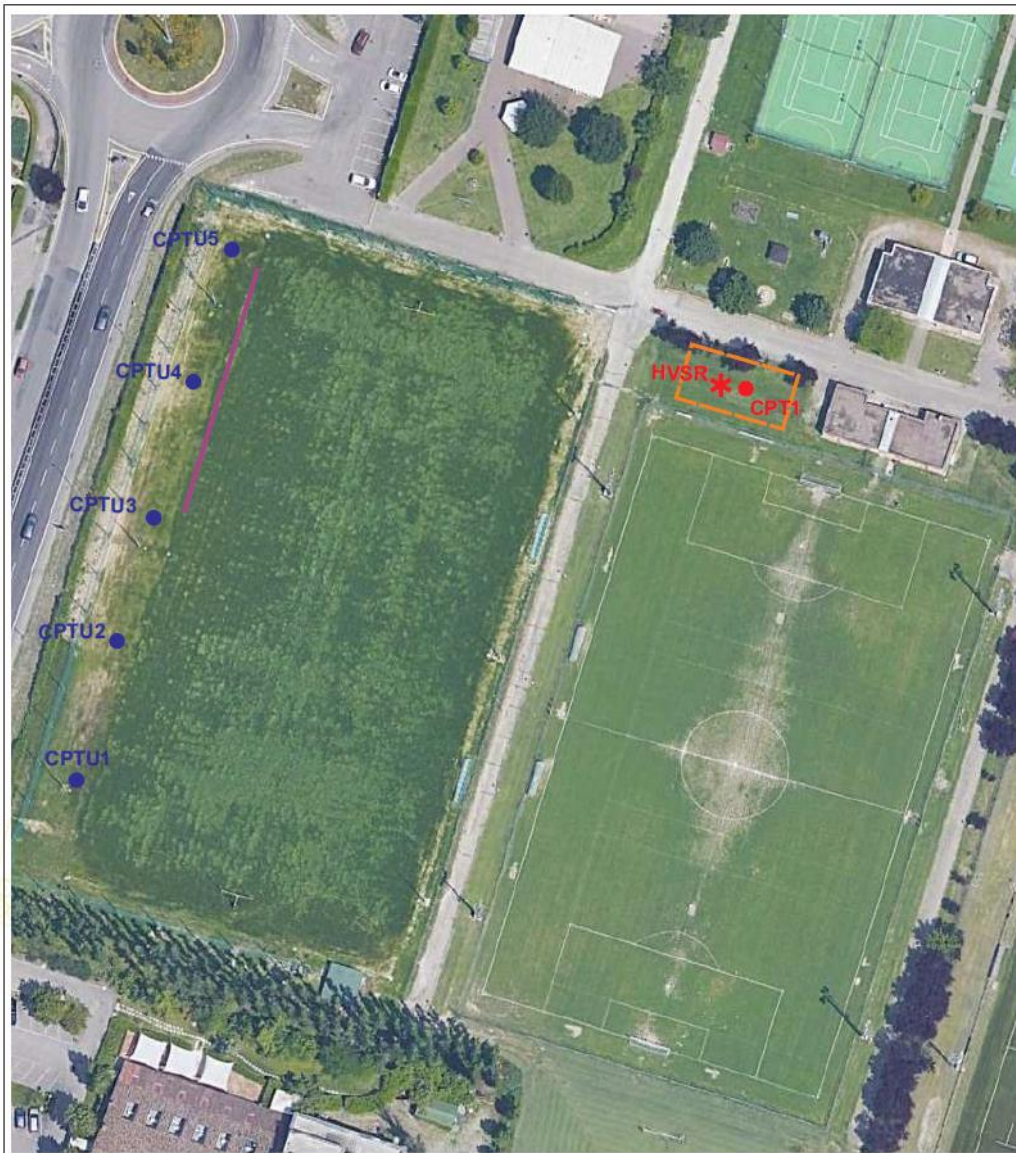


Figura 3: Ubicazione indagini

Nell'ambito dell'area di intervento, è stato possibile suddividere il sottosuolo in n° 5 livelli. Come riportato nella relazione geologica, i parametri geotecnici caratteristici attribuiti ai livelli individuati, sono stati ricavati attraverso una stima cautelativa, attribuendo ad ognuno i parametri geotecnici caratteristici, ottenuti attraverso una stima cautelativa (5° percentile della distribuzione del campione) dei valori ricavati da correlazioni con le misure di resistenza geomeccanica dei terreni.

Livello A

È costituito dal terreno vegetale e dai terreni fini superficiali che si spingono sino ad una profondità di circa -1,50 m dal piano campagna. Si tratta di materiali che risentono in modo significativo dell'andamento climatico stagionale, con alternanza di fenomeni di ritiro con costipamento dei minerali argillosi e successiva imbibizione e rigonfiamento.

Infatti gli elevati valori di resistenza alla punta (R_p) misurati nel corso della prova sono dovuti ai fenomeni di costipamento prodotti dalla prolungata ed eccezionale fase siccitosa, durante la quale sono state eseguite le indagini.

Dal momento che la fondazione in progetto sarà realizzata all'interno di questo livello, si dovrà aver cura di appoggiarla alla quota di almeno -1,00 m di profondità, mentre per le caratteristiche geotecniche si dovrà fare riferimento ai parametri del livello B sottostante.

Livello B

È presente al di sotto del Livello A ed è rappresentato anch'esso dai terreni fini, che si spingono sino alla profondità di circa -4,80 m dal p.c.. Si tratta di depositi argilloso-limosi di consistenza medio-bassa, caratterizzati da valori di resistenza penetrometrica alla punta (R_p) in genere compresa tra 12 e 20 kg/cm².

Tale orizzonte presenta un comportamento geotecnico di tipo coesivo e ad esso possono essere attribuiti i seguenti parametri caratteristici:

- coesione non drenata (c_{vk}) = 0,55 kg/cm²
- angolo di attrito non drenato (φ_k) = 0°
- peso naturale del terreno (γ_k) = 1850 kg/m³
- modulo edometrico (E_{ed}) = 30 kg/cm²

Livello C

È presente tra le quote di -4,80 e -6,60 m dal p.c.. È rappresentato da depositi limo-argillosi di consistenza media con sottili intercalazioni limoso-sabbiose, caratterizzati da valori di resistenza penetrometrica alla punta (R_p) oscillanti tra 15 e 40 kg/cm².

Anche tale orizzonte è stato considerato a comportamento geotecnico di tipo coesivo e ad esso possono essere attribuiti i seguenti parametri caratteristici:

- coesione non drenata (c_{vk}) = 0,75 kg/cm²
- angolo di attrito non drenato (φ_k) = 0°
- peso naturale del terreno (γ_k) = 1850 kg/m³
- modulo edometrico (E_{ed}) = 45 kg/cm²

Livello D

È presente tra le quote di -6,80 e -8,00 m dal p.c.. Si tratta di depositi argillosi di consistenza bassa, caratterizzati da valori di R_p inferiori a 10 Kg/cm².

Tale orizzonte presenta un comportamento geotecnico di tipo coesivo e ad esso possono essere attribuiti i seguenti parametri caratteristici:

- coesione non drenata (c_{uk}) = 0,2 kg/cm²
- angolo di attrito non drenato (φ_k) = 0°
- peso naturale del terreno (γ_k) = 1800 kg/m³
- modulo edometrico (E_{ed}) = 12 kg/cm²

Livello E

Si rinvia al di sotto del livello D e la continuità è stata accertata sino alla profondità di -10,60 m dal p.c.. Si tratta di depositi con caratteristiche litologiche e geotecniche del tutto simili al Livello B e di conseguenza possono essergli attribuiti i seguenti parametri caratteristici:

- coesione non drenata (c_{uk}) = 0,55 kg/cm²
- angolo di attrito non drenato (φ_k) = 0°
- peso naturale del terreno (γ_k) = 1850 kg/m³
- modulo edometrico (E_{ed}) = 30 kg/cm²

NUOVA PLATEA DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda le strutture di fondazione, si riportano di seguito le verifiche della platea di fondazione in c.a. di spessore 40 cm armata con ferri Ø8 a passo 20 cm sopra e sotto ed infittimenti in corrispondenza dei pilastri ed in corrispondenza di altri punti critici con ferri Ø16 a passo 20, come illustrato nell'immagine sottostante.

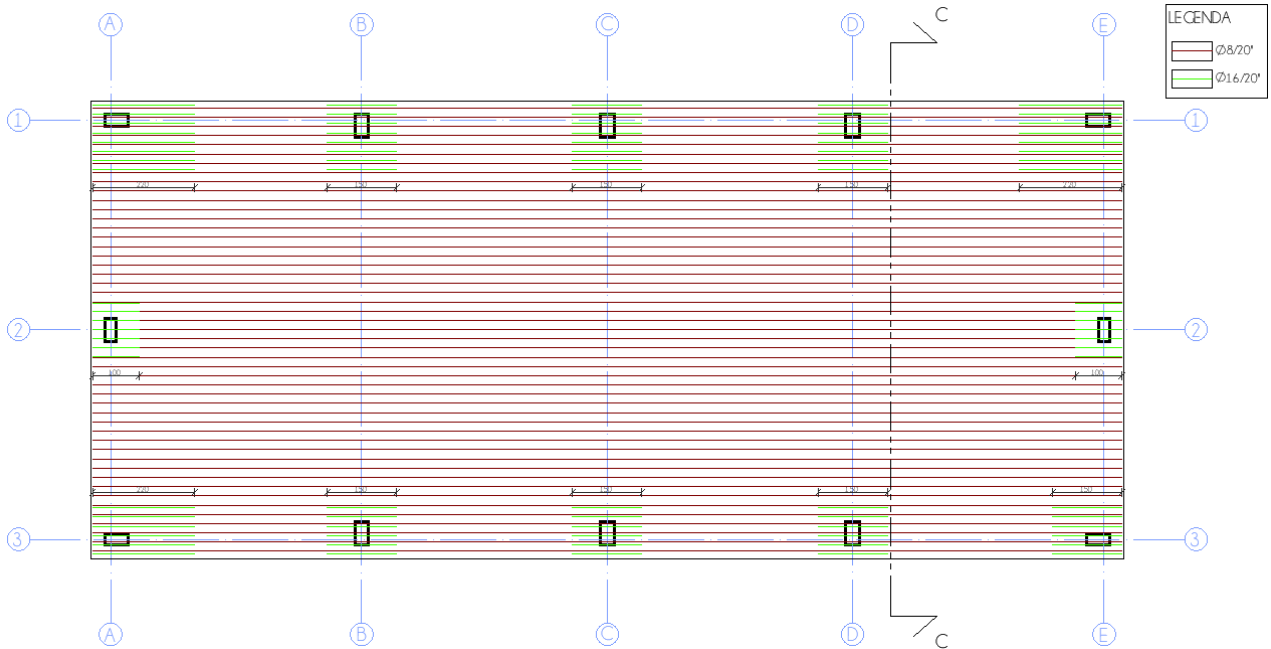


Figura 4: Ferri armatura in direzione x

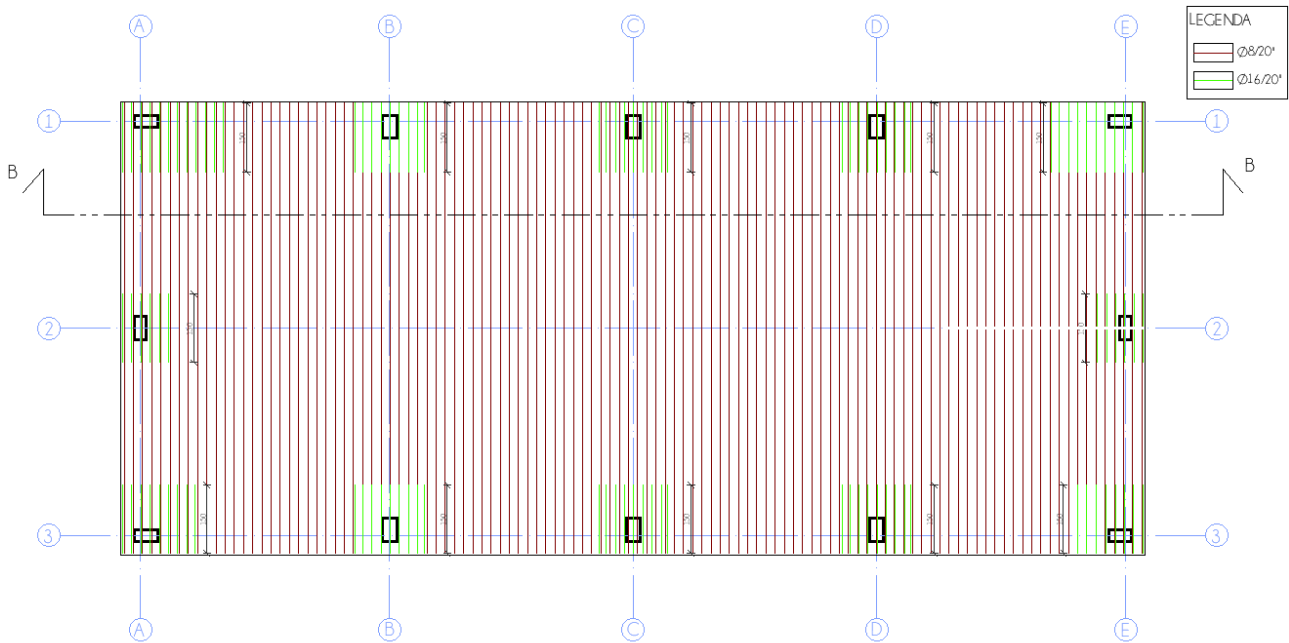


Figura 5: Ferri armatura in direzione y

VERIFICA FONDAZIONE

Verifiche di resistenza dei materiali

Si riportano le verifiche a flessione delle fondazioni, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

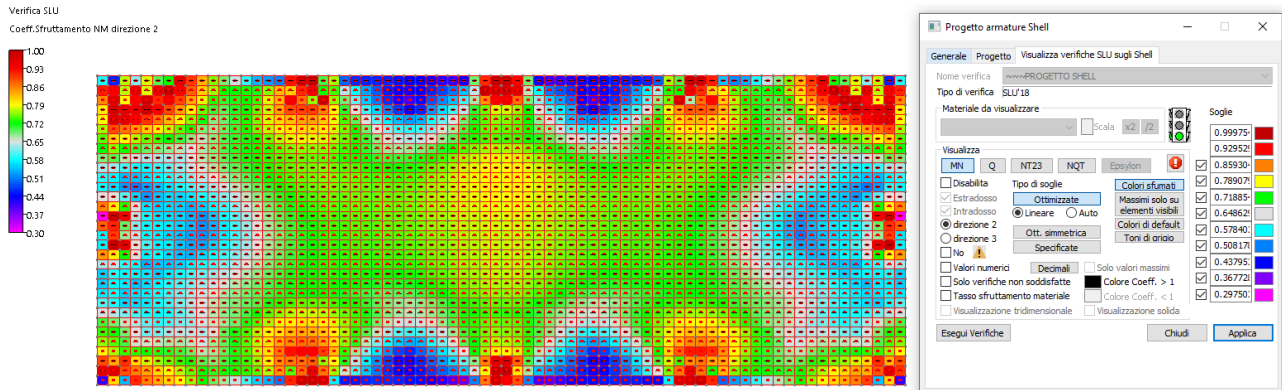


Figura 6: verifica platea a flessione in direzione 2

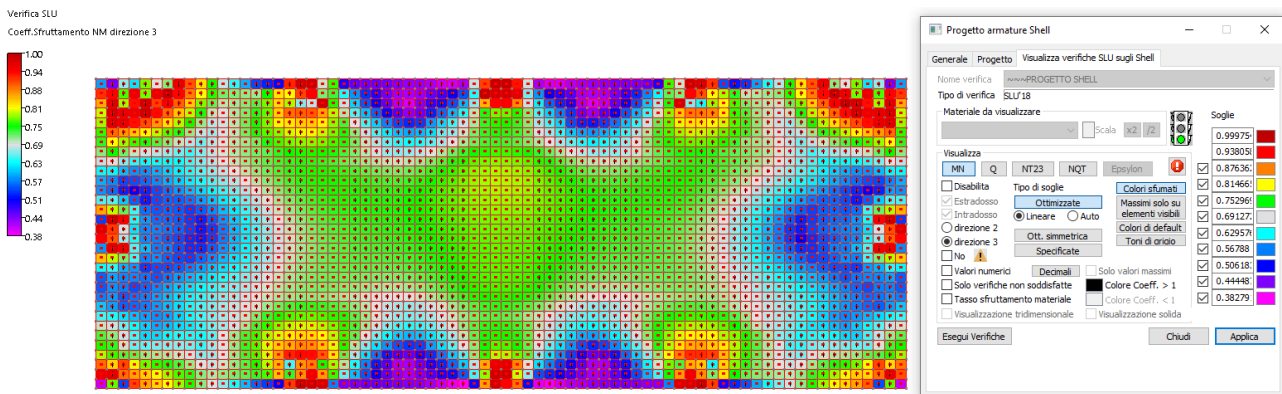


Figura 7: verifica platea a flessione in direzione 3

Si riportano le verifiche a punzonamento della platea di fondazione in corrispondenza dei pilastri, il coefficiente di sfruttamento indica il rapporto momento sollecitazione e momento resistente $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$.

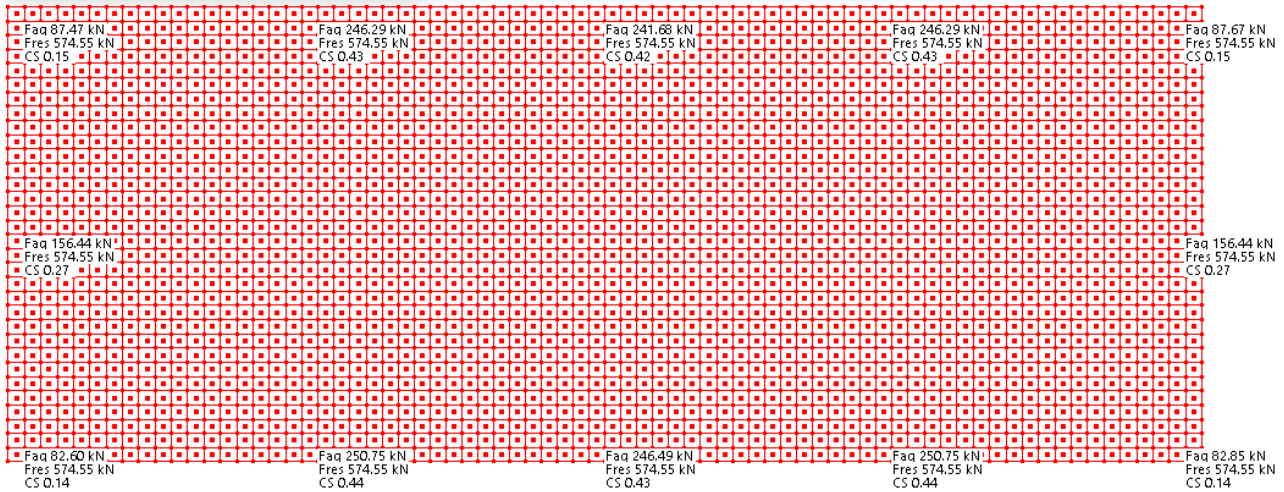
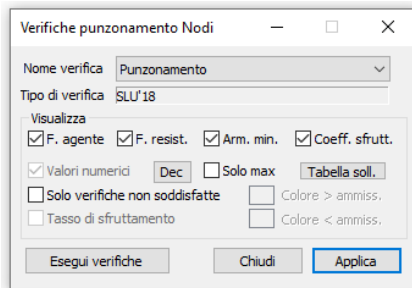


Figura 8: verifica punzonamento in corrispondenza dei pilastri

$$CS \max = 0,44 < 1,0$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche di portanza del terreno in condizioni non drenate

Si riporta di seguito la verifica delle fondazioni in condizioni non drenate.

Per il riferimento della tipologia di terreno presente alla profondità di 1,0 m, si prendono i dati relativi alle indagini geologiche considerando i seguenti parametri geotecnici di verifica:

$$\phi' = 0^\circ \text{ angolo d'attrito}$$

$$c' = 0,0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coesione efficace)}$$

$$Cu = 55 \text{ [kPa]}$$

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso di volume)}$$

Le sollecitazioni sulla platea sono state calcolate mediante la modellazione con software di calcolo considerando un terreno alla Winkler con $K=0,01 \text{ N/mm}^2$.

Verrà eseguita la verifica **GEO** - SLU di tipo geotecnico per quanto riguarda il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno.

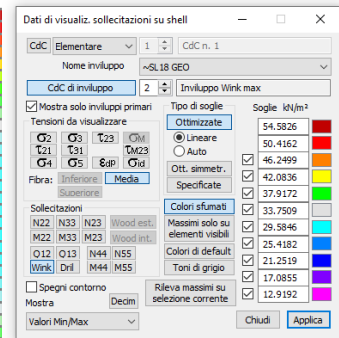
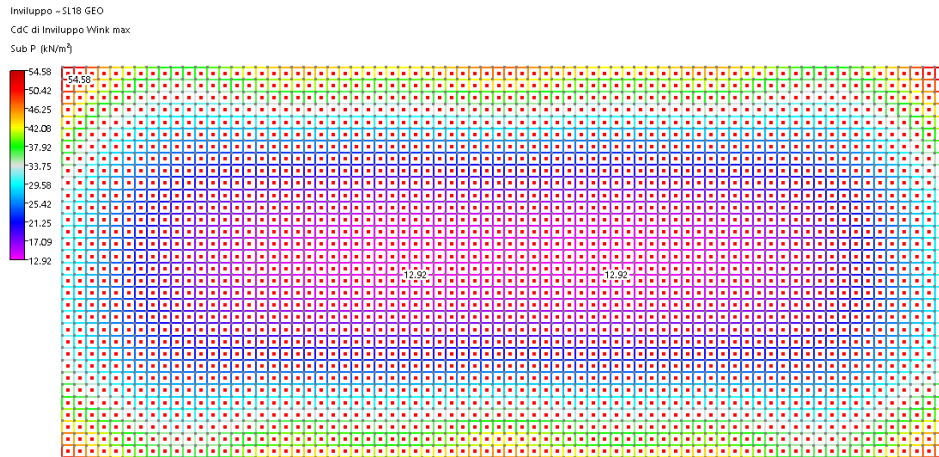
Il tipo di fondazione scelta è di tipo superficiale.

È stato verificato il collasso del terreno al di sotto della fondazione di progetto in condizioni non drenate che risulta essere più gravoso per i terreni argillosi.

SLU – Verifica al collasso per carico limite della fondazione superficiale

Calcolando la σ_{v0} , pressione esercitata sul terreno, mediante la formula:

$$E_d = \sigma_{v0} = W_{max} k_s = 54,58 \text{ KN/m}^2$$



essa deve essere inferiore a $q_{lim,d}$ calcolata in condizioni non drenate ovvero immediatamente dopo l'applicazione del carico con l'approccio 2 (A1+ M1+R3):

$$q_{lim,cal} = C_u N_c s_c^{\circ} + q = 308 + 16,65 = 324,65 \text{ KN/m}^2$$

$$C_u = 55 \text{ KPa}$$

$$N_c = 5,14$$

$$s_c^{\circ} = 1 + 0,2 B/L = 1 + 0,2 \times 10/22 = 1,09$$

$$h_{media \text{ rinfianco}} = 0,90 \text{ m}$$

$$q = \text{sovraccarico laterale} = \gamma \cdot h_{\text{terreno rinfianco}} = 18,50 \times 0,9 = 16,65 \text{ kPa.}$$

$$R_d = q_{limd} = q_{lim,cal} / \gamma_R = 325 / 2,3 = 141 \text{ KN/m}^2$$

La verifica è soddisfatta in quanto $R_d > E_d$.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.