



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



CITTÀ DI SCAFATI (SA)

Settore VI - LL.PP. e Manutenzione

Piazza Municipio
84018 Scafati

R.U.P.

geom. Ciro Alfano

Servizi di Ingegneria



Via A. De Gasperi, 45 - 80133 Napoli
Tel.: (+39) 081 19360779
Fax: (+39) 081 19360588

web: www.fmcengineering.it
e-mail: info@fmcengineering.it
pec: fmcengineeringsrl@pec.it

Progettista

ing. Luigi Fico



Progetto definitivo-esecutivo dei lavori di adeguamento sismico della scuola elementare e materna Tenente Iorio

Via Martiri D'Ungheria n. 275, Scafati (SA) - 84018

PNRR: Missione 5 - Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1 "Rigenerazione Urbana"



ELABORATO

CUP: G84I19000380001

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

No. DOC	Fase Progetto	Sezione	Ext.	Dimensioni foglio	
205	PDE	STR	DOC	A4	
REV.	DESCRIZIONE REVISIONE	DATA	AUTORE	VERIFICA	APPROVAZIONE
R00	Prima emissione	24/03/2023	G. Maccariello	R. Lettieri	L. Fico
R01	Verbale del 03/04/2023	03/04/2023	G. Maccariello	R. Lettieri	L. Fico

NOME FILE: SCF-205-PDE-STR-DOC-A4-R01-Relazione geotecnica e sulle fondazioni

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
1.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2	INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
3	RICHIAMI TEORICI - METODI DI ANALISI	9
3.1	CALCOLO - ANALISI AD ELEMENTI FINITI	9
3.2	CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	10
3.3	CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	15
3.3.1	METODO ALLA WINKLER	15
3.3.2	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI WINKLER VERTICALE	16
3.3.3	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI WINKLER ORIZZONTALE	16
3.3.4	DISTORSIONI ANGOLARI	16
3.4	DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE	17
3.5	VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	17
4	DATI	18
4.1	MATERIALI	18
4.2	GEOMETRIA	18
4.3	DESCRIZIONE TERRENI	19
4.3.1	CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE	19
4.3.2	DESCRIZIONE STRATIGRAFIA	20
4.3.3	COSTANTE DI WINKLER	20
4.4	CONVENZIONI ADOTTATE	20
4.4.1	CARICHI E REAZIONI VINCOLARI	20
4.4.2	SOLLECITAZIONI	21
4.5	CONDIZIONI DI CARICO	21
4.6	ELENCO COMBINAZIONI DI CALCOLO	21
4.7	NORMATIVA - COEFFICIENTI DI SICUREZZA	22
4.8	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	23
4.8.1	PORTANZA FONDAZIONE SUPERFICIALE	23
4.9	CARATTERISTICHE MESH	23
5	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE	24
5.1	SPOSTAMENTI	24
5.2	SOLLECITAZIONI	27
6	VERIFICHE	37
6.1	ARMATURE PIASTRA	37

6.2	VERIFICHE STRUTTURALI	38
6.2.1	VERIFICA A FLESSIONE	38
6.2.2	VERIFICA A TAGLIO	40
6.2.3	VERIFICHE TENSIONALI (SLE) E A FESSURAZIONE	41
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	42
6.3.1	VERIFICA A CARICO LIMITE	42
6.3.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	43
6.3.3	VERIFICA DISTORSIONI ANGOLARI	43
7	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)	45
7.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA	45
7.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	45
7.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	45
7.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	45
7.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	45
7.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	46

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1 - NUOVE PLATEE GIUNTATE GETTATE SUL SISTEMA FONDALE ESISTENTE	4
FIGURA 2 – UBICAZIONE DELLE PROVE SUI TERRENI.	5
FIGURA 3 – STRATIGRAFIA DEI TERRENI INVESTIGATI.	6
FIGURA 4 – RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DPSH.	7
FIGURA 5 – ANALISI GRANULOMETRICA.	8
FIGURA 6 – PROVE EDOMETRICHE: DIAGRAMMI PRESSIONE – INDICE DEI VUOTI.	8
FIGURA 7 – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	9
FIGURA 8 - SCHEMA PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE	10
FIGURA 9 - SCHEMA PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE	12
FIGURA 10 - SCHEMA PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE CON PIANO DI POSA INCLINATO	13
FIGURA 11 - SCHEMA PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI FALDA CON PELO LIBERO COMPRESO TRA PIANO CAMPAGNA E PIANO DI POSA	14
FIGURA 12 - SCHEMA PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI FALDA CON PELO LIBERO AL DI SOTTO DEL PIANO DI POSA	15
FIGURA 13 - DEFORMATA A CONFRONTO TRA TERRENO ALLA WINKLER E TERRENO REALE	15
FIGURA 14 – RAPPRESENTAZIONE DEI CEDIMENTI. COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (1).	25
FIGURA 15 – RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI TRASFERITE. COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (1).	25
FIGURA 16 – RAPPRESENTAZIONE DEI CEDIMENTI. COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (8).	26
FIGURA 17 – RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI TRASFERITE. COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (1).	27
FIGURA 18 – MOMENTO M_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (9).....	28
FIGURA 19 – MOMENTO M_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (2).....	28
FIGURA 20 – MOMENTO M_{xy} . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (6).	29
FIGURA 21 – TAGLIO T_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (5).	29
FIGURA 22 – TAGLIO T_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).....	30
FIGURA 23 – TENSIONE NORMALE N_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (6).	30
FIGURA 24 – TENSIONE NORMALE N_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).	31
FIGURA 25 – TENSIONE TANGENZIALE N_{xy} . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (2).	31
FIGURA 26 – MOMENTO M_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (4).....	32
FIGURA 27 – MOMENTO M_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).....	33
FIGURA 28 – MOMENTO M_{xy} . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).	33
FIGURA 29 – TAGLIO T_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).	34
FIGURA 30 – TAGLIO T_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (7).....	34
FIGURA 31 – TENSIONE NORMALE N_x . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (8).	35
FIGURA 32 – TENSIONE NORMALE N_y . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (8).	35
FIGURA 33 – TENSIONE TANGENZIALE N_{xy} . COMBINAZIONE PIÙ GRAVOSA (8).	36
FIGURA 34 – VERIFICA A FLESSIONE. IMPEGNO ARMATURE IN DIREZIONE X.	38
FIGURA 35 – VERIFICA A FLESSIONE. IMPEGNO ARMATURE IN DIREZIONE Y.	38
FIGURA 36 – VERIFICA A FLESSIONE. IMPEGNO ARMATURE IN DIREZIONE X.	39
FIGURA 37 – VERIFICA A FLESSIONE. IMPEGNO ARMATURE IN DIREZIONE Y.	39
FIGURA 38 – VERIFICA A TAGLIO. IMPEGNO RESISTENZA A TAGLIO IN DIREZIONE X.	40
FIGURA 39 – VERIFICA A TAGLIO. IMPEGNO RESISTENZA A TAGLIO IN DIREZIONE Y.	40
FIGURA 40 – VERIFICA A TAGLIO. IMPEGNO RESISTENZA A TAGLIO IN DIREZIONE X.	41
FIGURA 41 – VERIFICA A TAGLIO. IMPEGNO RESISTENZA A TAGLIO IN DIREZIONE Y.	41

1 INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento del nuovo sistema di fondazione, costituito da n.2 platee in c.a. sp. 50 cm opportunamente giuntate nella zona a ridosso dei due corpi strutturali. Entrambe le platee saranno realizzate in aderenza all'estradosso dei plinti isolati, costituenti il sistema fondale esistente, ed hanno lo scopo di trasferire al terreno gli sforzi, del tutto superiori rispetto a quelli dovuti ai pilastri esistenti, trasmessi dalle nuove pareti in cemento armato.

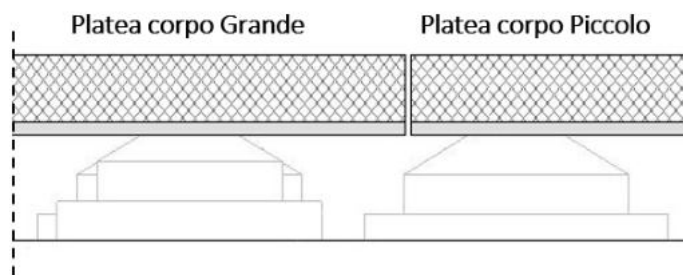


Figura 1 - Nuove platee giuntate gettate sul sistema fondale esistente

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr. 64 del 02/02/1974.** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992.** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2018** (D.M. 17 Gennaio 2018)
- **CIRCOLARE 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.

2 INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Al fine di risalire ad un corretto modello geotecnico del sottosuolo si è proceduto all'approfondimento della conoscenza del modello geologico del sito. A tal proposito sono state eseguite le seguenti prove, ubicate come in Figura 2:

- N.1 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo, realizzato fino a profondità di 30 metri;
- N.3 prove SPT;
- N.2 prove Penetrometriche di tipo DPSH;
- Prelievo ed analisi di n.2 campioni indisturbati; con esecuzione delle seguenti prove di laboratorio:
 - Prova granulometrica/sedimentologica;
 - Prova di compressione edometrica;
 - Prova di taglio diretto;
 - Analisi fisiche generali.
- N.2 indagini HVSR;
- N.1 Indagine Downhole.

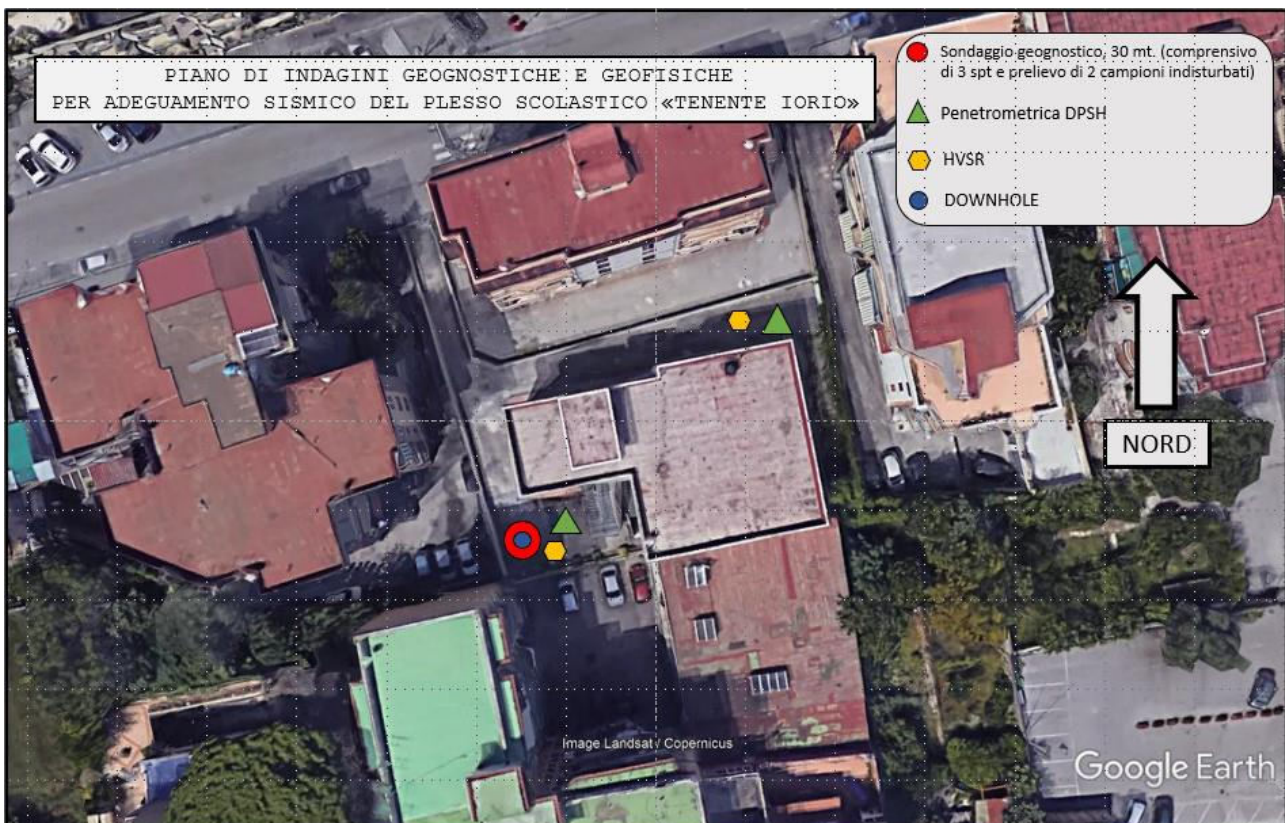


Figura 2 – Ubicazione delle prove sui terreni.

Le indagini eseguite hanno consentito di definire il modello geotecnico dell'area oggetto d'intervento. In particolare, hanno permesso di descrivere, dal punto di vista stratigrafico, il sottosuolo dell'area di indagine e di definire, in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018, le litologie riscontrate in termini di categorie di sottosuolo. Ciò ha permesso infine di ricavare la Risposta Sismica Locale, fondamentale per la progettazione sismica delle opere a farsi. In linea con quanto previsto dalle NTC2018 è stata inoltre eseguita la verifica stabilità nei confronti della liquefazione.

La stratigrafia risultante dalle indagini è la seguente:

- (0.00 – 1.50) Terreno di riporto;

- (1.50 – 2.50) Sabbia fine limosa;
- (2.50 – 4.00) Sabbia fine limosa debolmente ghiaiosa;
- (4.00 – 5.00) Sabbia grossolana argillosa ghiaiosa;
- (5.00 – 6.00) Limo sabbioso fine;
- (6.00 – 8.00) Sabbia limosa debolmente argillosa;
- (8.00 – 10.00) Sabbia fine limosa;
- (10.00 – 15.00) Sabbia ghiaiosa limosa;
- (15.00 – 30.00) Lava compatta.

La falda è stata rinvenuta ad una profondità di 6.00 metri dal piano campagna. Si riporta di seguito il profilo stratigrafico dei terreni investigati.

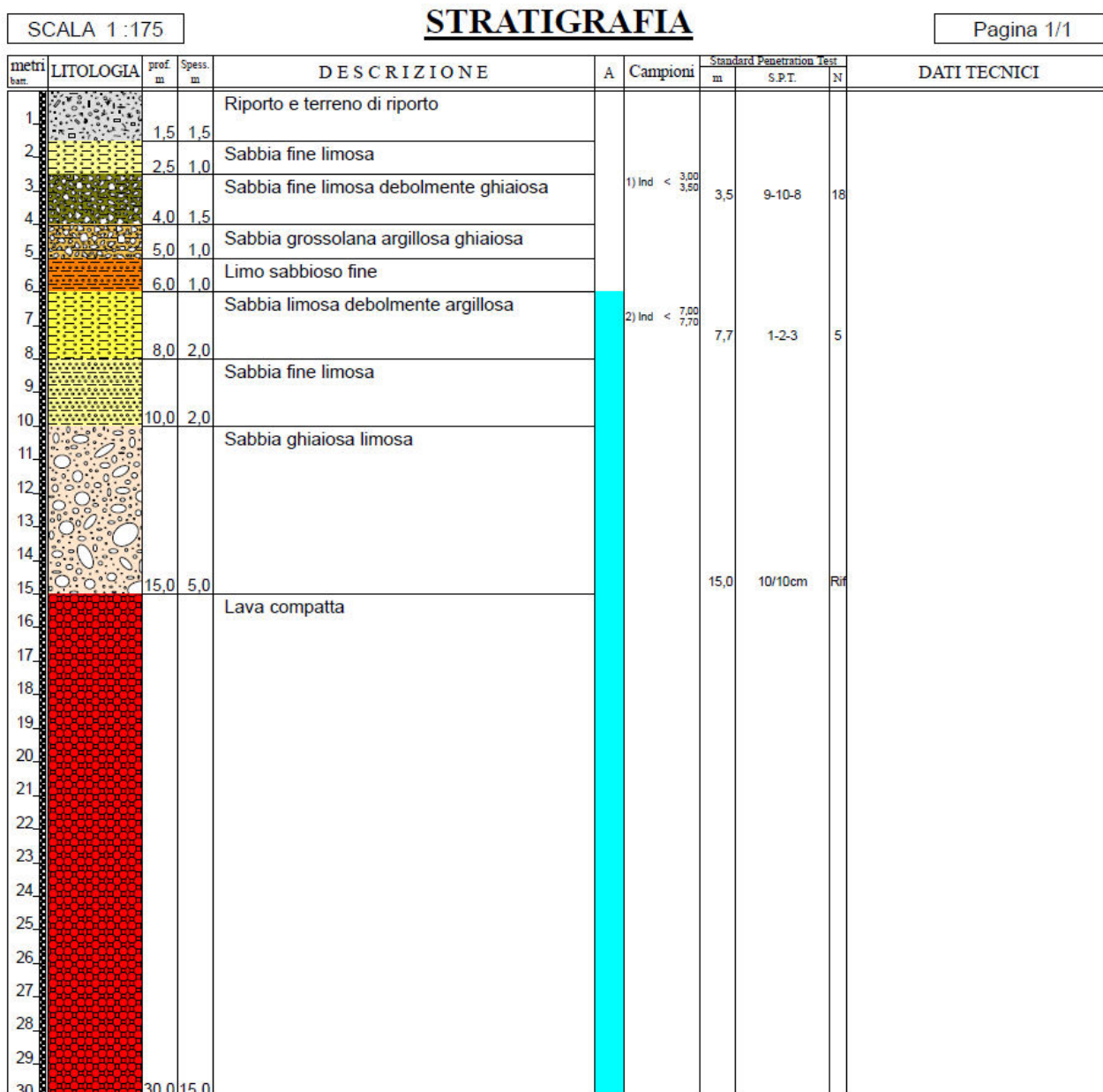


Figura 3 – Stratigrafia dei terreni investigati.

I risultati delle prove SPT vengono sintetizzati di seguito.

ID SONDAGGIO	ID SPT	PROFONDITÀ (m dal p.c.)	Nr. COLPI	Nspt	TIPO DI PUNTA	Litologia
S01_DH	SPT_1	3.50 m	5 - 2 - 2	4	Punta Conica Chiusa	Terreno e Riporto
	SPT_2	7.70 m	4 - 4 - 5	9	Punta Conica Chiusa	Terreno e Riporto
	SPT_3	15	10/Rif.	Rif.	Punta Conica Chiusa	Sabbia ghiaiosa/lava compatta

Tabella 1 – Risultati delle prove S.P.T.

Di seguito sono mostrati il numero di colpi delle due prove DPSH, le penetrometriche si sono spinte fino ad una profondità di 14.60 m.

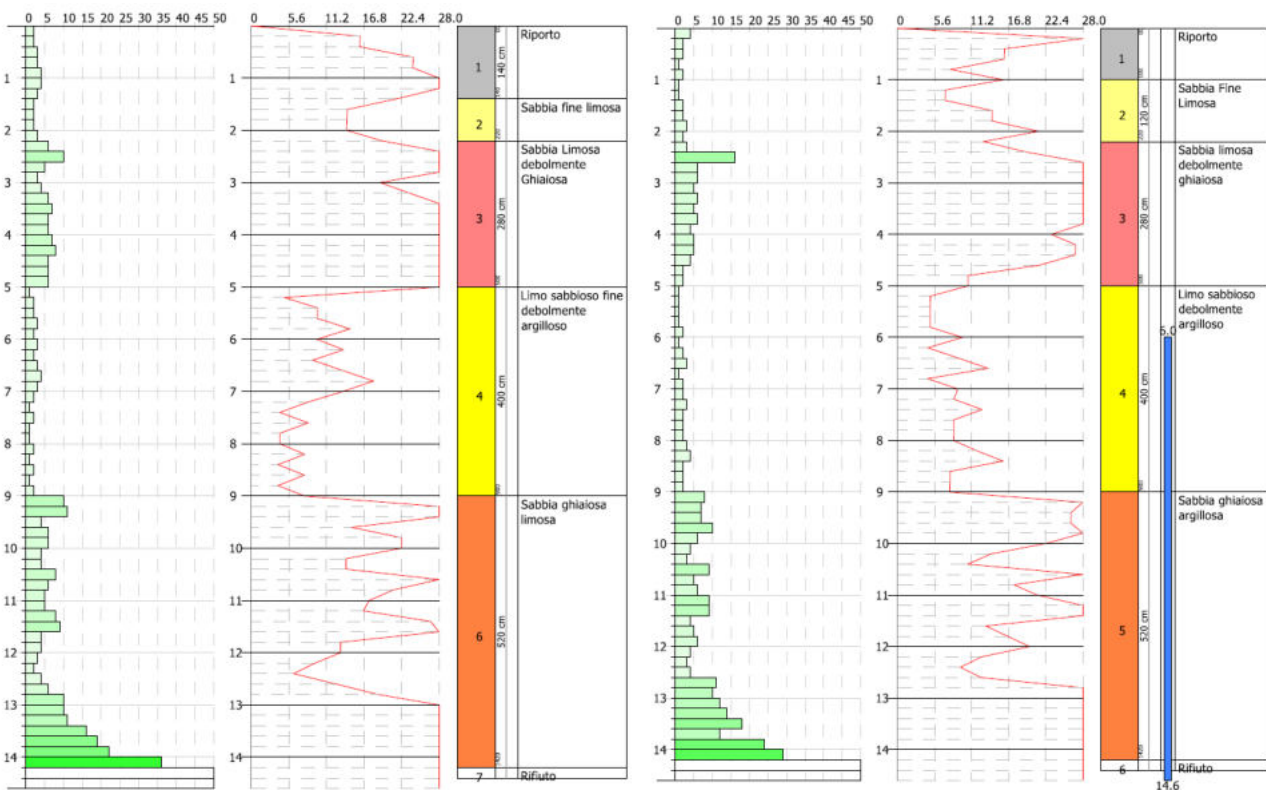


Figura 4 – Risultati prove penetrometriche DPSH.

Per quanto riguarda le prove di laboratorio, esse sono state effettuate dal laboratorio certificato ISOGEA s.r.l. con sede presso Via Cristoforo Colombo, 22, 84018 Scafati SA. I campioni analizzati sono 2 (S1-C1 ed S2-C1). Si riporta di seguito il riepilogo delle prove eseguite su ognuno dei campioni.

	C1 S1, Profondità 3.00 – 3.50	C1 S2, Profondità 7.00 – 7.70
Apertura e descrizione	X	X
Analisi fisiche generali	X	X
Prova granulometrica	X	X
Prova di compressione edometrica	X	X
Prova di taglio diretto	X	X
Prova di compressione ad espansione laterale libera		X

Tabella 2 – Riepilogo prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

A seguire si riportano i risultati delle diverse prove di laboratorio eseguite.

Campione	Contenuto di acqua naturale (W _n)	Struttura	Temperatura di essiccazione	Dimensione massima particella	Campione	Peso di volume naturale (kN/m ³)	Peso specifico dei granuli (kN/m ³)
S1-C1	50.8 %	Omogenea	110 °C	0.84 mm	S1-C1	15.4 %	26.4
Campione	Contenuto di acqua naturale (W _n)	Struttura	Temperatura di essiccazione	Dimensione massima particella	Campione	Peso di volume naturale (kN/m ³)	Peso specifico dei granuli (kN/m ³)
S1-C2	57.6 %	Omogenea	110 °C	0.84 mm	S1-C2	16.1 %	25.5

Tabella 3 – Riepilogo dei parametri fisici misurati.

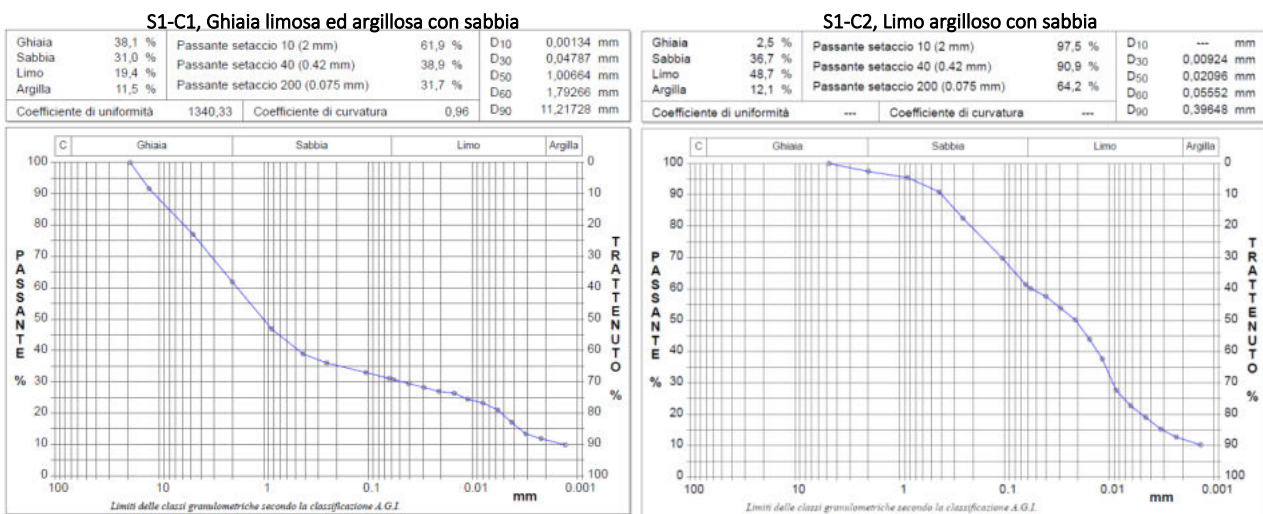


Figura 5 – Analisi granulometrica.

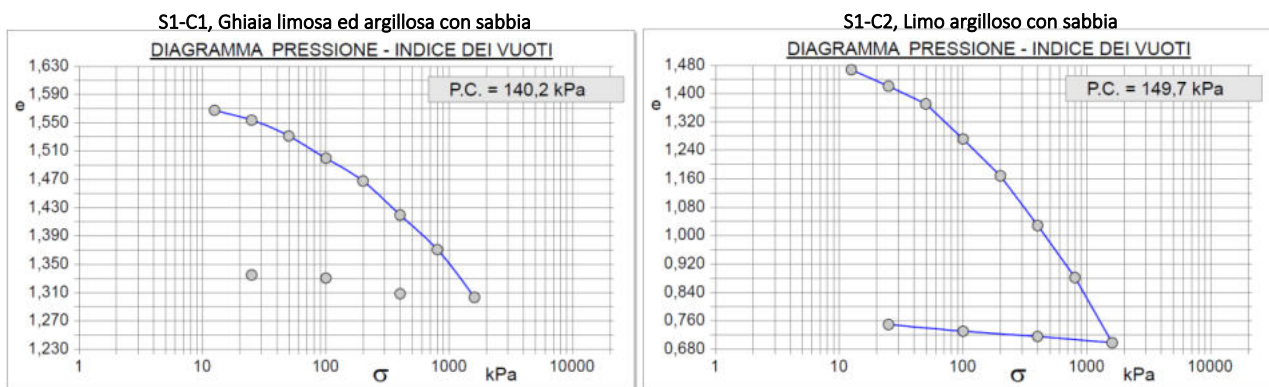


Figura 6 – Prove edometriche: diagrammi pressione – indice dei vuoti.

Risultati prove di taglio diretto:

- S1-C1: $\phi' = 31^\circ$ $c' = 0.30$ kPa;
- S1-C2: $\phi' = 27^\circ$ $c' = 4.10$ kPa;

Prova di compressione ad espansione libera laterale:

- Tensione finale a rottura: 135.3 kPa.

Il modello geotecnico definitivo risulta essere il seguente.

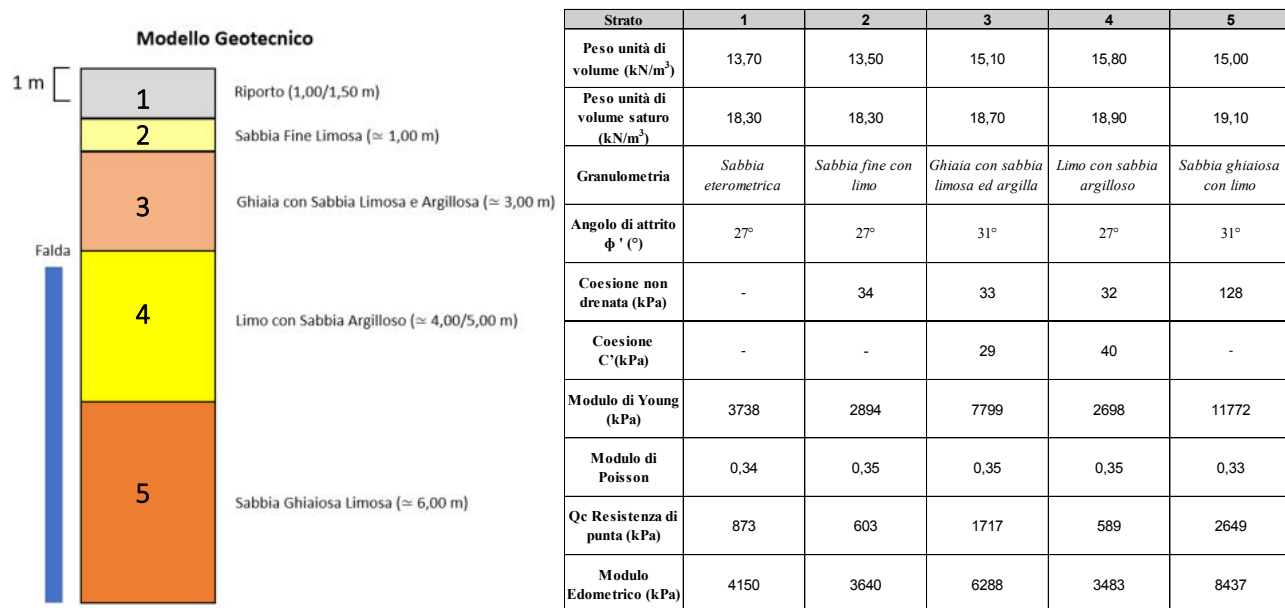


Figura 7 – Modello Geotecnico del sottosuolo.

Come riportato precedentemente, nel sito è stata eseguita n.1 prospezione sismiche di tipo Down – Hole e n.2 indagine HVSR che hanno permesso di ricostruire il profilo di velocità delle onde di taglio V_s ed il calcolo della V_{seq} . È stato quindi determinato il parametro V_{seq} del sito, definendo la categoria di suolo nell'area investigata:

- Tramite l'indagine Down Hole è stata calcolata una V_{seq} pari a 447 m/s;
- $H=15$ m.

Entrambe le indagini hanno quindi fornito un valore attribuibile alla **categoria di sottosuolo B**, diversamente da quanto dichiarato in fase di vulnerabilità sismica.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione geologica a corredo del presente progetto.

3 RICHIAMI TEORICI - METODI DI ANALISI

3.1 CALCOLO - ANALISI AD ELEMENTI FINITI

Per l'analisi della platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidità delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

3.2 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

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

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;
- B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);
- L = lunghezza della fondazione;
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- N_c , N_q , N_γ = fattori di capacità portante;
- s , d , i , g , b , ψ , r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

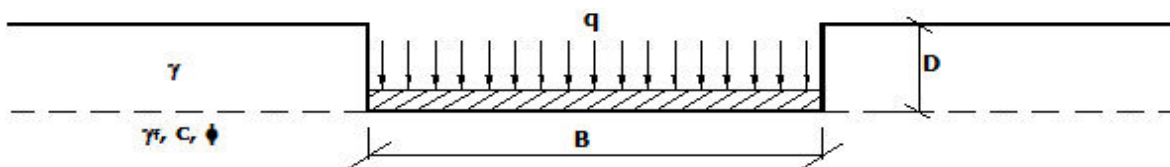


Figura 8 - Schema per il calcolo del carico limite

Calcolo dei fattori N_c , N_q , N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

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

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

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

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2\theta + m_B \cdot \sin^2\theta$$

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$

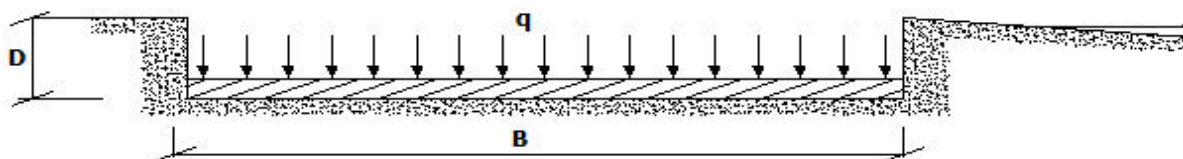


Figura 9 - Schema per il calcolo del carico limite

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$

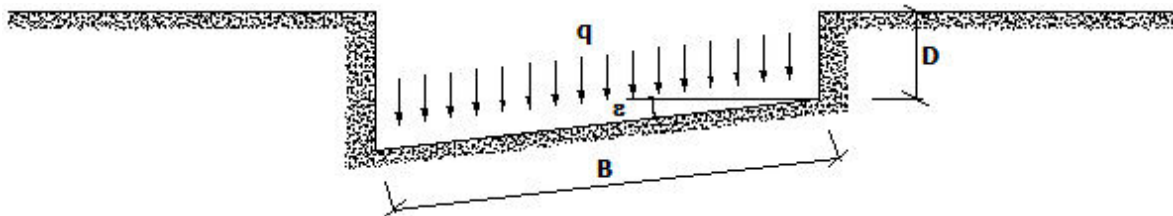


Figura 10 - Schema per il calcolo del carico limite con piano di posa inclinato

Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidità* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r _γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N_γ" è predominante.

Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza "a" sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

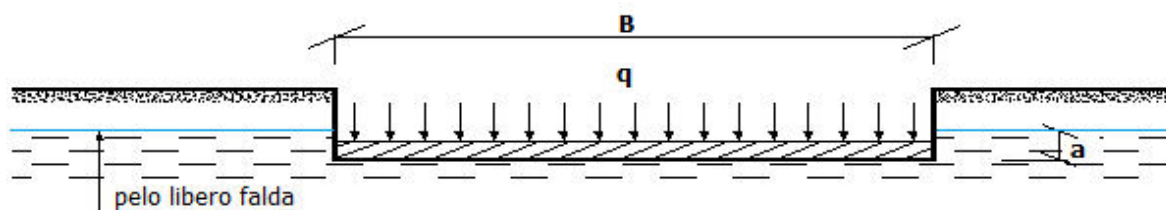


Figura 11 - Schema per il calcolo del carico limite in presenza di falda con pelo libero compreso tra piano campagna e piano di posa

Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d, tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \quad \text{o in altri termini } d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \left[\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \cdot \frac{d}{B'} \right] \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

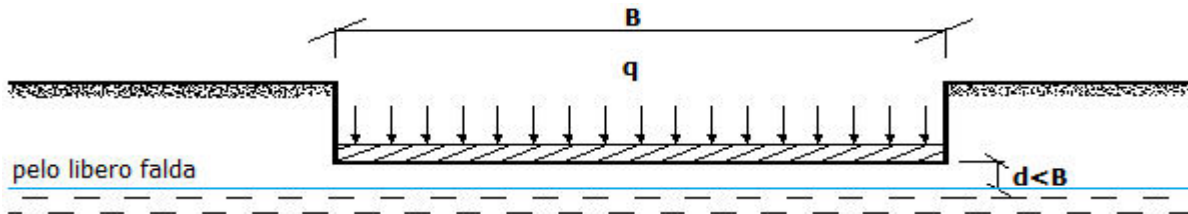


Figura 12 - Schema per il calcolo del carico limite in presenza di falda con pelo libero al di sotto del piano di posa

Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità d , tale che:

$$d \geq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

3.3 CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

3.3.1 Metodo alla Winkler

Il modello più utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni negli elementi di fondazione è il modello di sottosuolo alla Winkler. Il terreno viene schematizzato come un letto di molle di rigidità k mutuamente indipendenti fra loro. Di conseguenza, l'abbassamento di una molla non influenza l'abbassamento della molla adiacente. Si assume, quindi, che la relazione fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto sia lineare e indipendente da altri carichi applicati in diversi punti; in formule:

$$p = kw$$

Dove k [FL^{-3}] è detta costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno ed è pari, per definizione, al rapporto tra carico e cedimento.

In un terreno reale il cedimento dipende oltre che dai valori del carico e dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalla costituzione del sottosuolo (Figura 13 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

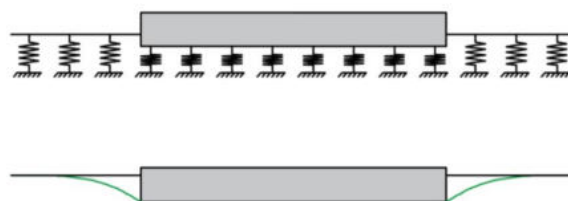


Figura 13 - Deformata a confronto tra terreno alla Winkler e terreno reale

È evidente che k non è una proprietà del terreno, bensì la sua definizione richiede una accurata valutazione che consideri al meglio tutti i fattori significativi, come:

- Forma e dimensione della fondazione;
- Carichi agenti;
- Costituzione del sottosuolo;
- Natura e caratteristiche dei terreni di fondazione.

Nella presente modellazione il coefficiente di reazione del terreno k è stato calcolato mediante applicazione della trattazione empirica sviluppata da Bowles nel 1982.

3.3.2 Calcolo del coefficiente di Winkler verticale

Bowles (1982) propone di calcolare il valore della costante di sottofondo k mediante la relazione:

$$k = 40 \times q_{amm}$$

Nella quale q_{amm} deve essere espresso in kPa. Per definizione k è pari al rapporto tra carico e cedimento, Bowles propone di calcolare il rapporto considerando un carico pari al carico ultimo del terreno q_u , diviso per il fattore di sicurezza $q_{amm} = \frac{q_u}{FS}$ e un cedimento ammissibile pari a 2.5cm:

$$k = \frac{q_{amm}}{0.025} = \frac{1}{0.025} q_{amm} = 40 \times q_{amm}$$

La formulazione di Bowles è ragionevole e a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti minori.

Al fine di calcolo della K_{Wv} è stato valutato il carico limite mediante la formulazione proposta nel paragrafo 3.2.

3.3.3 Calcolo del coefficiente di Winkler orizzontale

La costante di Winkler in direzione orizzontale K_{Wo} è calcolata, a partire dal coefficiente verticale K_{Wv} , mediante la seguente formulazione:

$$K_{Wo} = K_{Wv} \cdot \tan \phi$$

Dove ϕ è angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi.

3.3.4 Distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij} / L_{ij};$$

dove:

Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j .

Tali valori sono poi confrontati con i valori limite riportati nella tabella seguente, ricavati da letteratura. Il valore limite preso a riferimento per strutture intelaiate è quello secondo Polshin e Tokar, il quale risulta essere pari ad 1/500.

Struttura	Tipo di danno	Valori ammissibili di β			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai tompani	1/300	1/500	1/500	1/500
Valori ammissibili di Δ/L					
Murature portanti non armate	Deformata con concavità verso l'alto	0,4x10 ⁻³	0,3+0,4x10 ⁻³ (L/H ≤ 3)	0,4x10 ⁻³ (L/H = 1) 0,8x10 ⁻³ (L/H = 5)	
	Deformata con concavità verso il basso			0,2x10 ⁻³ (L/H = 1) 0,4x10 ⁻³ (L/H = 5)	

Tabella 4 - Valori ammissibili delle distorsioni angolari

3.4 DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE

Le armature vengono disposte secondo due direzioni, una principale ed una secondaria. Per il calcolo delle stesse si fa riferimento ai valori nodali delle sollecitazioni ottenute dall'analisi ad elementi finiti. Per la disposizione delle stesse occorre suddividere la piastra in un numero di strisce opportuno nelle due direzioni. Il programma utilizza strisce della larghezza di circa un metro. Inoltre, oltre alla maglia di armatura principale, sono previsti infittimenti alla base degli elementi verticali (pilastri e pareti) sia nuovi che esistenti. In quest'ultimo caso l'armatura aggiuntiva sarà posata mediante inghisaggi che attraversano la sezione dei pilastri esistenti.

3.5 VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1. Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan\phi;$$

dove:

- N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;
- ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2. Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

- A' = superficie efficace della base della fondazione;
- c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3. Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , è par al rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

4 DATI

4.1 MATERIALI

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descrizione	Descrizione materiale
TC	Tipo calcestruzzo
Rck	Resistenza cubica caratteristica, espresso in [kPa]
γ_{cls}	Peso specifico calcestruzzo, espresso in [kN/mc]
E	Modulo elastico calcestruzzo, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogeneizzazione
TA	Tipo acciaio

n°	Descrizione	TC	Rck [kPa]	γ_{cls} [kN/mc]	E [kPa]	ν	n	TA
1	CLs Platea	C28/35	35000	24.52	32587986	0.200	15.00	B450C

4.2 GEOMETRIA

Platea corpo grande:

n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]	n°	X [m]	Y [m]
1	-60	-60	2	1637	-60	3	1637	1582	4	-60	1582

Spessore costante 50.00 [cm]

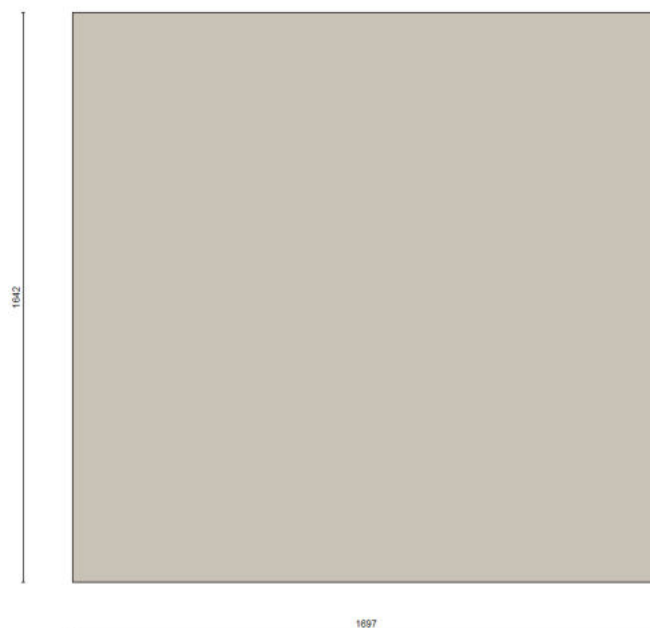


Figure 1 - Impronta platea corpo grande

Platea corpo piccolo:

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	16.70	0.45	2	25.53	0.45	3	25.53	7.90	4	16.70	7.90

Spessore costante 50.00 [cm]

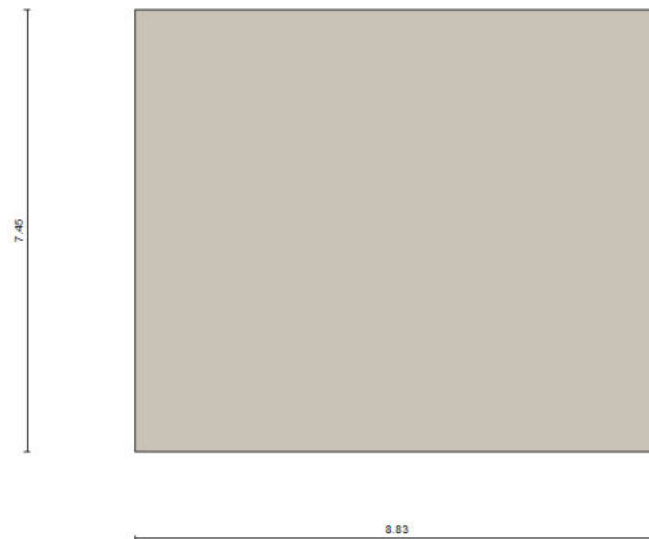


Figure 2 - Impronta platea corpo piccolo

4.3 DESCRIZIONE TERRENI

4.3.1 Caratteristiche fisico meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito terreno-fondazione espresso in gradi, tarato opportunamente per garantire un coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo pari a 0.60
c	Coesione del terreno espressa in [kPa]
ca	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
1. Terreno di riporto	13.700	18.300	27.00	27.00	0.0	0.0
2. Sabbia fine limosa	13.500	18.300	27.00	27.00	0.0	0.0
3. Ghiaia con sabbia limosa e argillosa	15.100	18.700	31.00	31.00	29.0	0.0
4. Limo con sabbia argilloo	15.800	18.900	27.00	27.00	4.1	0.0
5. Sabbia ghiaiosa limosa	15.000	19.100	31.00	31.00	0.0	0.0
6. Lava	22.000	22.000	45.00	30.00	100.0	0.0

4.3.2 Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno associato allo strato

N	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno
1	-1.5	-1.5	-1.5	1. Terreno di riporto
2	-2.5	-2.5	-2.5	2. Sabbia fine limosa
3	-5.5	-5.5	-5.5	3. Ghiaia con sabbia limosa e argillosa
4	-10.0	-10.0	-10.0	4. Limo con sabbia argilloso
5	-16.0	-16.0	-16.0	5. Sabbia ghiaiosa limosa
6	-36.0	-36.0	-36.0	6. Lava

Falda

Profondità dal piano campagna 6.00 [m]

4.3.3 Costante di Winkler

Platea corpo grande:

Direzione	Simbolo	Kw [Kg/cm ² /cm]
Verticale	Kwv	4.870
Orizzontale	Kwo	Calcolata dal programma ($Kwo=Kwv*\tan(\phi)$)

Platea corpo piccolo:

Direzione	Simbolo	Kw [Kg/cm ² /cm]
Verticale	Kwv	3.400
Orizzontale	Kwo	Calcolata dal programma ($Kwo=Kwv*\tan(\phi)$)

4.4 CONVENZIONI ADOTTATE

4.4.1 Carichi e reazioni vincolari

Fz	Carico verticale positivo verso il basso
Fx	Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.
Fy	Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.
Mx	Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.
My	Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

4.4.2 Sollecitazioni

M_x Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

M_y Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).

M_{xy} Momento flettente XY.

4.5 CONDIZIONI DI CARICO

Carichi concentrati

Simbologia adottata

I_c Indice carico

X Ascissa carico espressa in [m]

Y Ordinata carico espressa in [m]

N Carico verticale espresso in [kN]

M_x Momento intorno all'asse X espresso in [kNm]

M_y Momento intorno all'asse Y espresso in [kNm]

T_x Forza orizzontale in direzione X espressa in [kN]

T_y Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kN]

Carichi distribuiti

Simbologia adottata

I_c Indice carico

P_{is} Punto inferiore sinistro del carico espresso in [m]

P_{sd} Punto superiore destro del carico espresso in [m]

Q_{z1} Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore sinistro espresso in [kN/mq]

Q_{z2} Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore destro espresso in [kN/mq]

Q_{z3} Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore sinistro espresso in [kN/mq]

Q_{z4} Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore destro espressa in [kN/mq]

Q_x Componente orizzontale del carico in direzione X espressa in [kN/mq]

Q_y Componente orizzontale del carico in direzione Y espressa in [kN/mq]

Per le condizioni di carico si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

4.6 ELENCO COMBINAZIONI DI CALCOLO

Numero combinazioni definite 12

Simbologia adottata

CP Coefficiente di partecipazione della condizione

Per le combinazioni di calcolo si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

4.7 NORMATIVA - COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

4.8 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

4.8.1 Portanza fondazione superficiale

Metodo calcolo portanza: Hansen
 Criterio di media calcolo strato equivalente: Ponderata
 Riduzione portanza per effetto eccentricità: Meyerhof
 Considera i fattori di forma anche in presenza di carico inclinato

4.9 CARATTERISTICHE MESH

Platea corpo grande:

Numero elementi 2426
 Numero nodi 1278

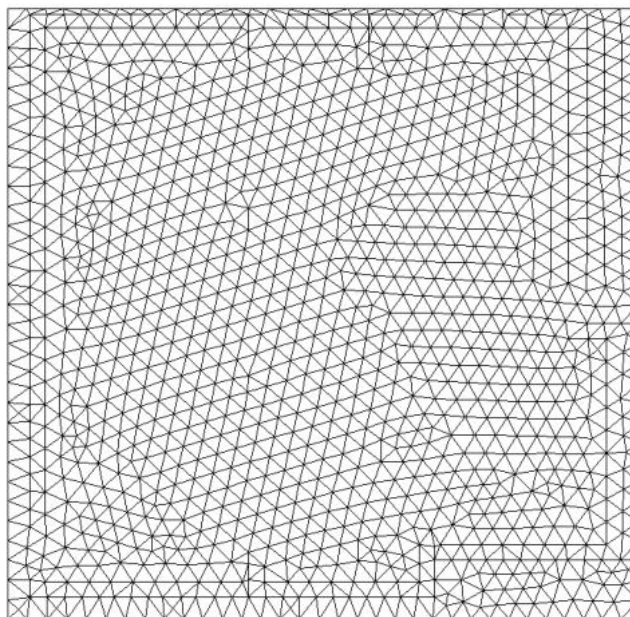


Figure 3 - Rappresentazione mesh corpo grande

Platea corpo piccolo:

Numero elementi 558

Numero nodi 306

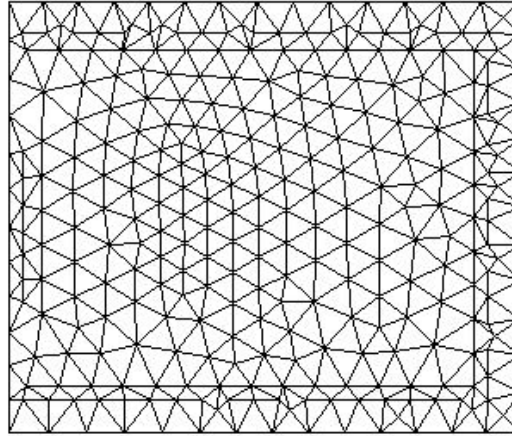


Figure 4 - Rappresentazione mesh corpo piccolo

5 RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dall'involuppo di tutte le combinazioni.

5.1 SPOSTAMENTI

Platea corpo grande:

Spostamenti massimi e minimi della piastra

Simbologia adottata:

- Ic** Indice della combinazione
- In** Indice nodo modello
- w** Spostamento verticale, espresso in [cm]
- u** Spostamento direzione X, espresso in [cm]
- v** Spostamento direzione Y, espresso in [cm]
- φx** Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]
- φy** Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]
- p** Pressione sul terreno (solo per calcolo fondazione), espressa in [kPa]
- kw** Costante di Winkler (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cm²/cm]. Il valore viene stampato solo se si è utilizzato il modello di interazione

In	X	Y		Valore	UM	Ic	
	[m]	[m]					
2	-0.60	-0.60	w	0.458695	[cm]	1	MAX
2	-0.60	-0.60		-0.102241		4	MIN
6	0.46	-0.60	ux	0.044249	[cm]	3	MAX
2	-0.60	-0.60		-0.044248		2	MIN
958	-0.60	15.82	uy	0.044423	[cm]	8	MAX

958	-0.60	15.82		-0.043835		5	MIN
130	5.17	-0.60	ϕ_x	0.000441	[°]	3	MAX
563	11.85	-0.60		-0.000762		6	MIN
145	5.73	0.40	ϕ_y	0.001452	[°]	5	MAX
1168	9.11	15.66		-0.001702		8	MIN
2	-0.60	-0.60	p	219.0690	[kPa]	1	MAX
1274	16.37	14.76		0.1307		1	MIN

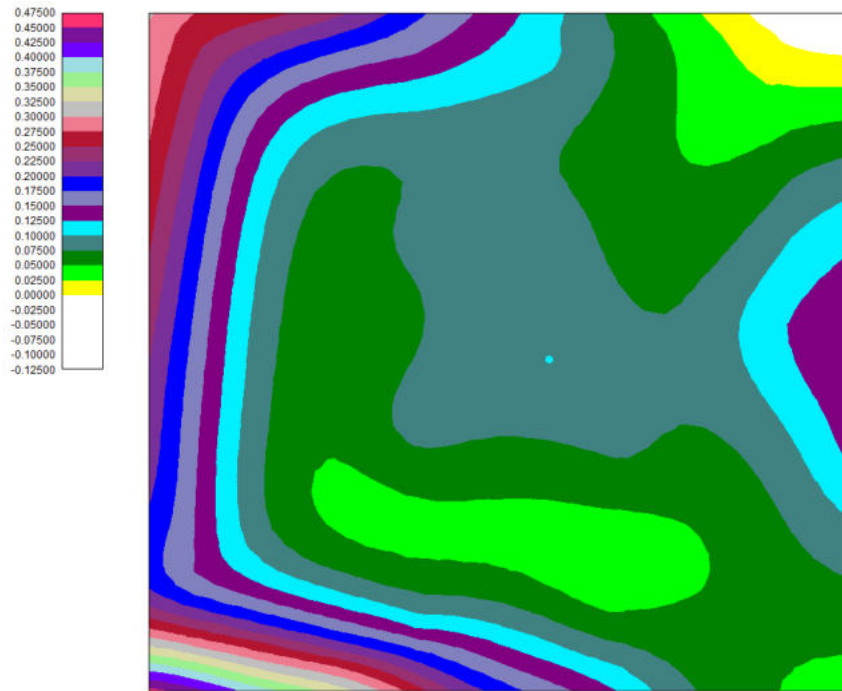


Figura 14 – Rappresentazione dei cedimenti. Combinazione più gravosa (1).

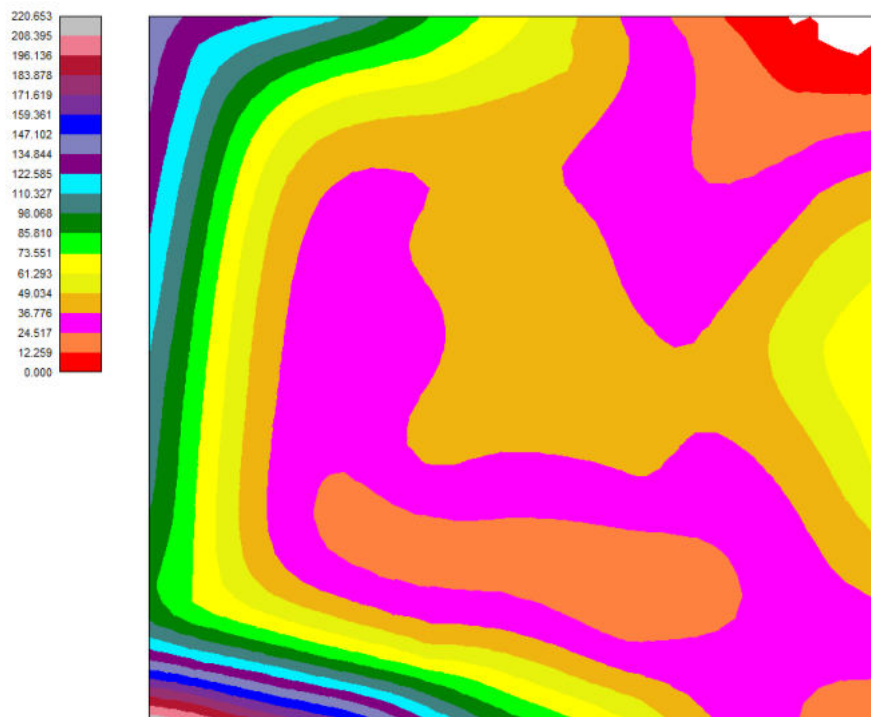


Figura 15 – Rappresentazione delle pressioni trasferite. Combinazione più gravosa (1).

Platea corpo piccolo:

Spostamenti massimi e minimi della piastra

Simbologia adottata:

Ic Indice della combinazione

In Indice nodo modello

w Spostamento verticale, espresso in [cm]

u Spostamento direzione X, espresso in [cm]

v Spostamento direzione Y, espresso in [cm]

ϕ_x Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]

ϕ_y Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]

p Pressione sul terreno (solo per calcolo fondazione), espressa in [kPa]

kw Costante di Winkler (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cm²/cm]. Il valore viene stampato solo se si è utilizzato il modello di interazione

In	X	Y		Valore	UM	Ic	
	[m]	[m]					
306	25.53	7.90	w	0.573787	[cm]	8	MAX
306	25.53	7.90		-0.120042		5	MIN
299	24.20	7.90	ux	0.078166	[cm]	5	MAX
299	24.20	7.90		-0.080977		8	MIN
275	25.53	0.45	uy	0.118794	[cm]	8	MAX
275	25.53	0.45		-0.118597		5	MIN
204	19.11	7.90	ϕ_x	0.000503	[°]	4	MAX
75	16.92	4.85		-0.000619		2	MIN
297	25.53	6.16	ϕ_y	0.000943	[°]	5	MAX
285	24.20	7.07		-0.000943		8	MIN
306	25.53	7.90	p	191.3188	[kPa]	8	MAX
284	22.89	7.90		0.0970		1	MIN

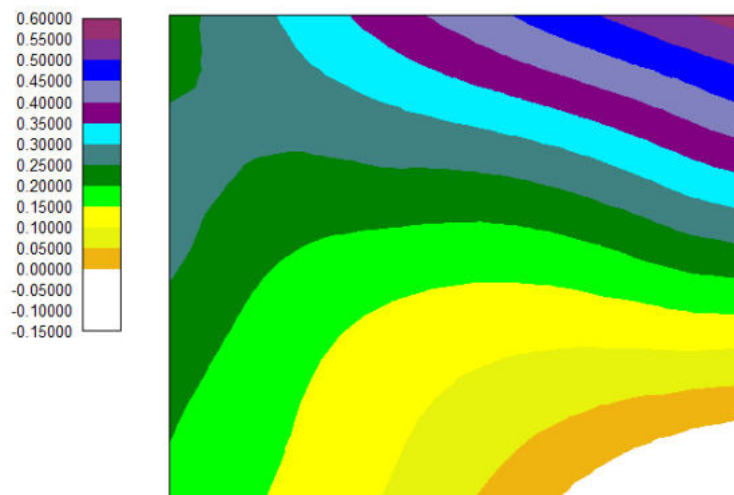


Figura 16 – Rappresentazione dei cedimenti. Combinazione più gravosa (8).

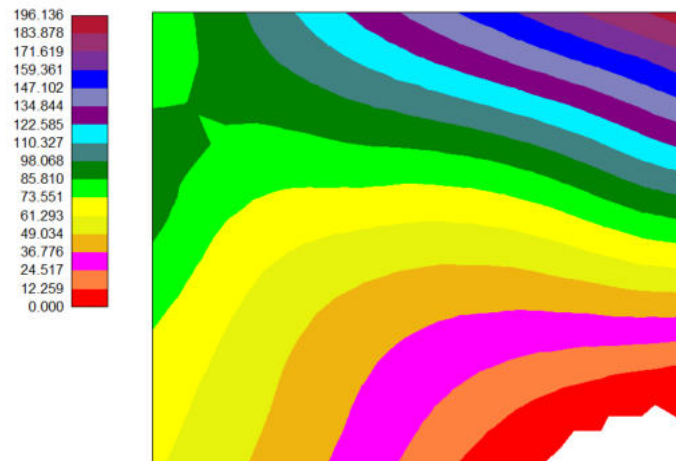


Figura 17 – Rappresentazione delle pressioni trasferite. Combinazione più gravosa (1).

5.2 SOLLECITAZIONI

Platea corpo grande:

Sollecitazioni massime e minime piastra

Simbologia adottata:

- M_x** Momento X espresso in [kNm]
- M_y** Momento Y espresso in [kNm]
- M_{xy}** Momento XY espresso in [kNm]
- T_x** Taglio X, espresso in [kN]
- T_y** Taglio Y, espresso in [kN]
- N_x** Tensione normale X espressa in [kPa]
- N_y** Tensione normale Y espressa in [kPa]
- N_{xy}** Tensione tangenziale XY espressa in [kPa]

In	X	Y		Valore	UM	Ic	
	[m]	[m]					
310	5.88	5.96	M _x	277.1536	[kNm]	9	MAX
157	5.88	0.90		-229.4405		5	MIN
157	5.88	0.90	M _y	303.5276	[kNm]	8	MAX
36	0.41	2.22		-361.0317		2	MIN
565	12.06	0.65	M _{xy}	104.0366	[kNm]	6	MAX
494	10.86	1.36		-77.5938		8	MIN
171	5.88	0.45	T _x	494.6171	[kN]	5	MAX
922	0.47	15.66		-451.9076		7	MIN
1133	9.11	15.30	T _y	428.2393	[kN]	5	MAX
922	0.47	15.66		-451.9076		7	MIN
331	8.79	-0.60	N _x	301	[kPa]	6	MAX
462	10.86	0.00		-298		2	MIN
1030	14.70	7.87	N _y	236	[kPa]	6	MAX
1030	14.70	7.87		-252		7	MIN
988	5.43	14.90	N _{xy}	227	[kPa]	2	MAX
43	2.77	0.40		-228		2	MIN

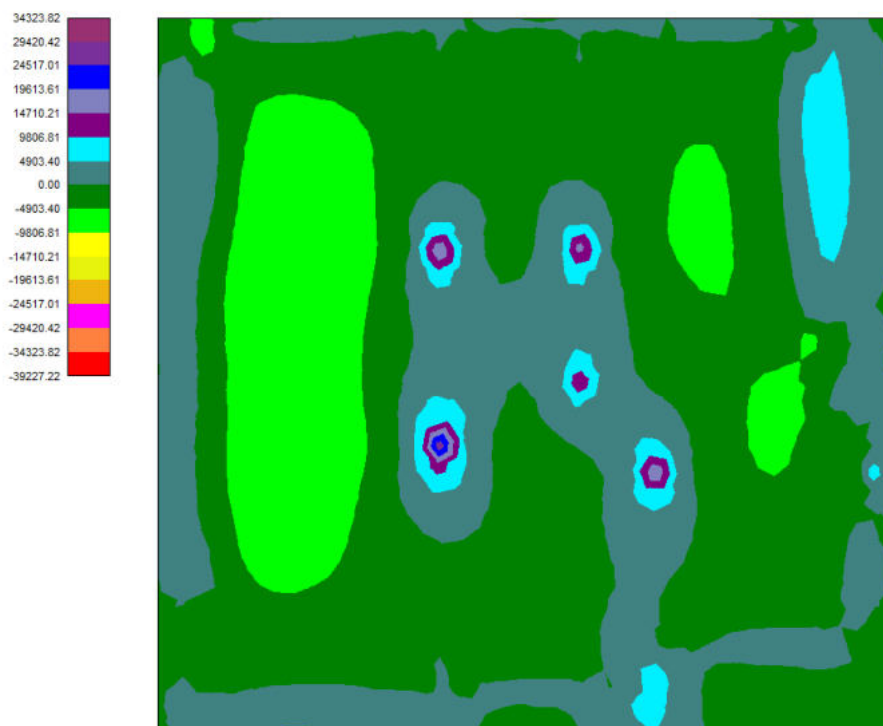


Figura 18 – Momento Mx. Combinazione più gravosa (9).

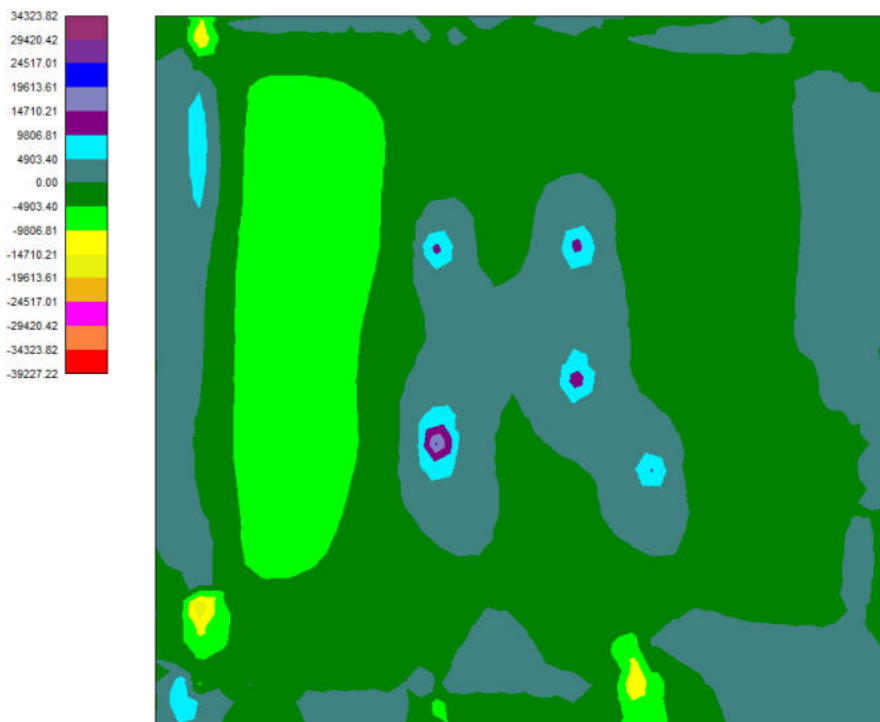


Figura 19 – Momento My. Combinazione più gravosa (2).

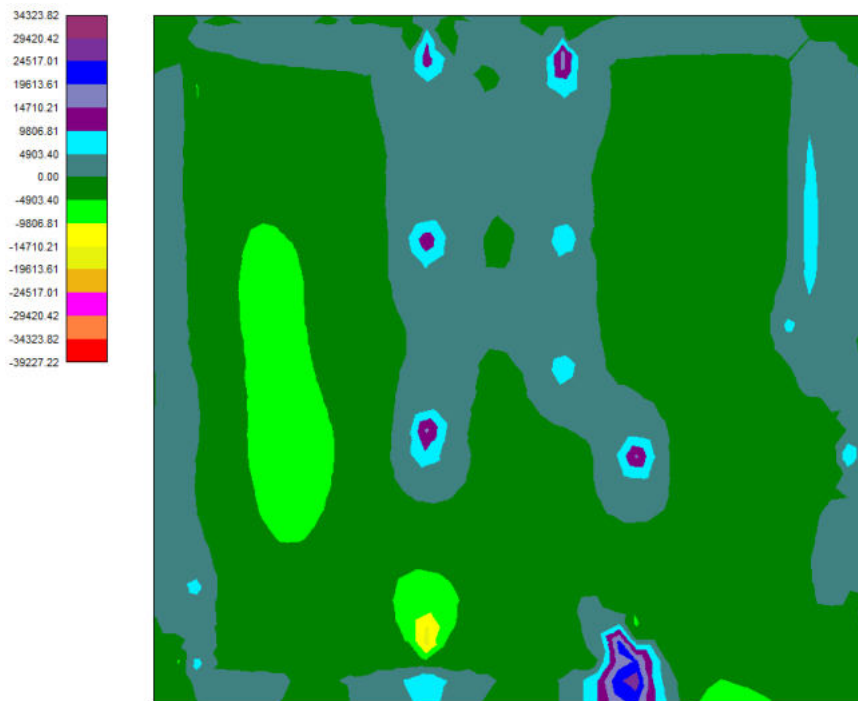


Figura 20 – Momento M_{xy} . Combinazione più gravosa (6).

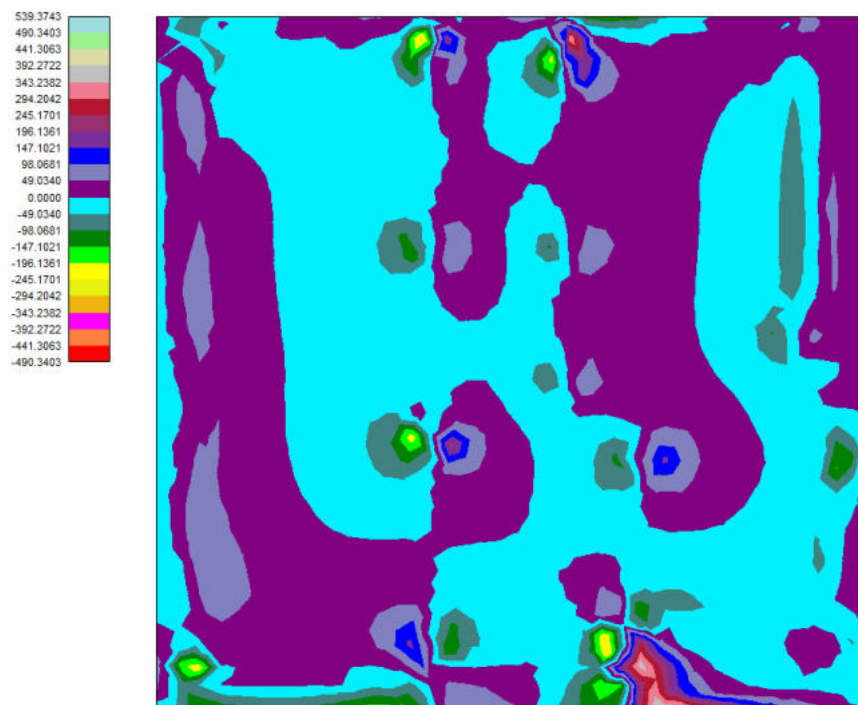


Figura 21 – Taglio T_x . Combinazione più gravosa (5).

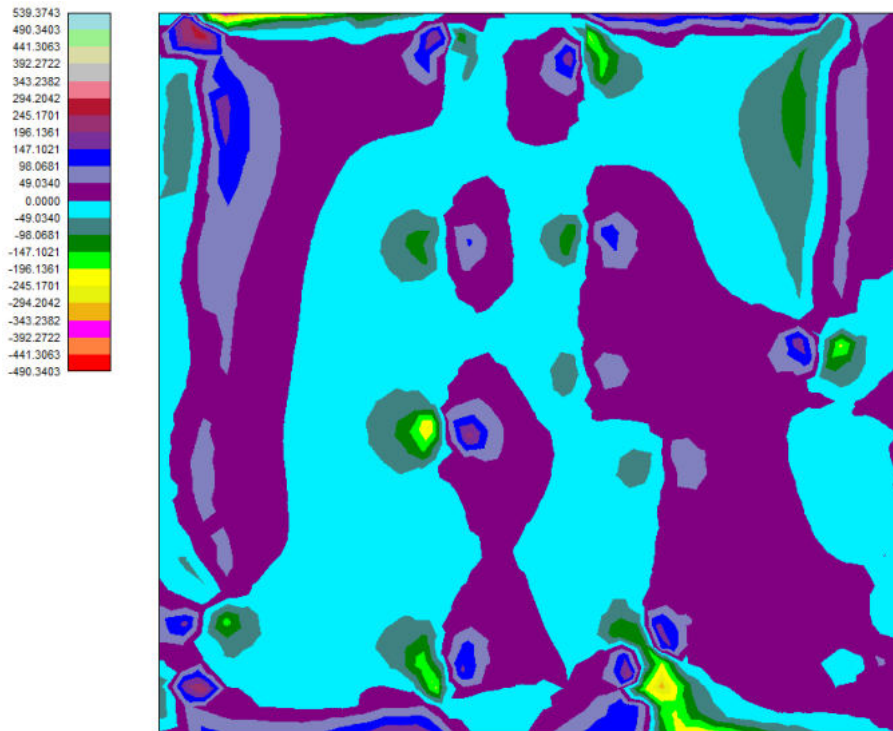


Figura 22 – Taglio Ty . Combinazione più gravosa (7).

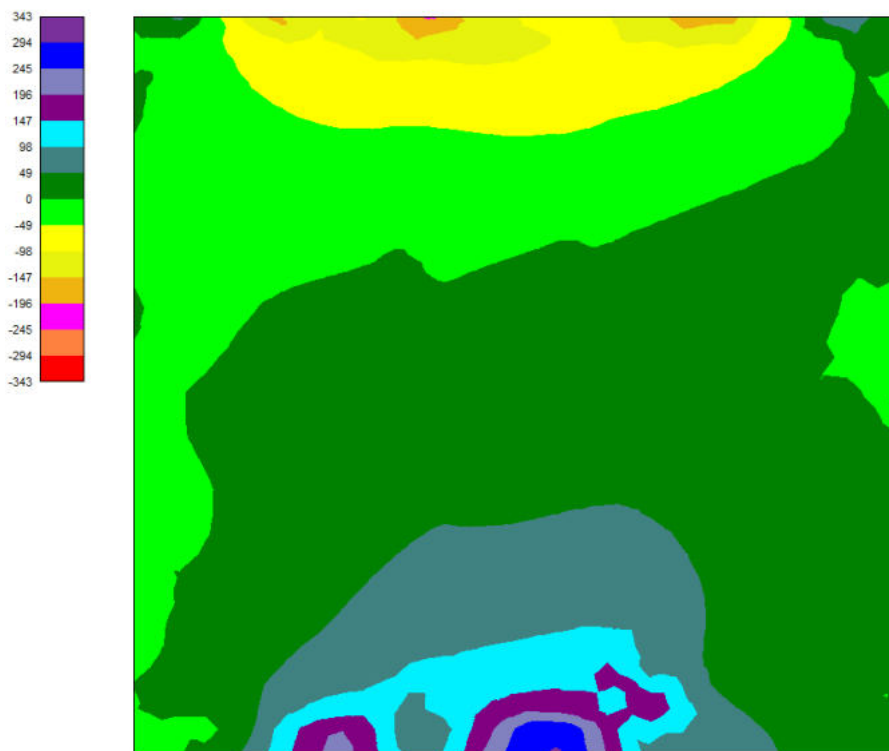


Figura 23 – Tensione normale Nx . Combinazione più gravosa (6).

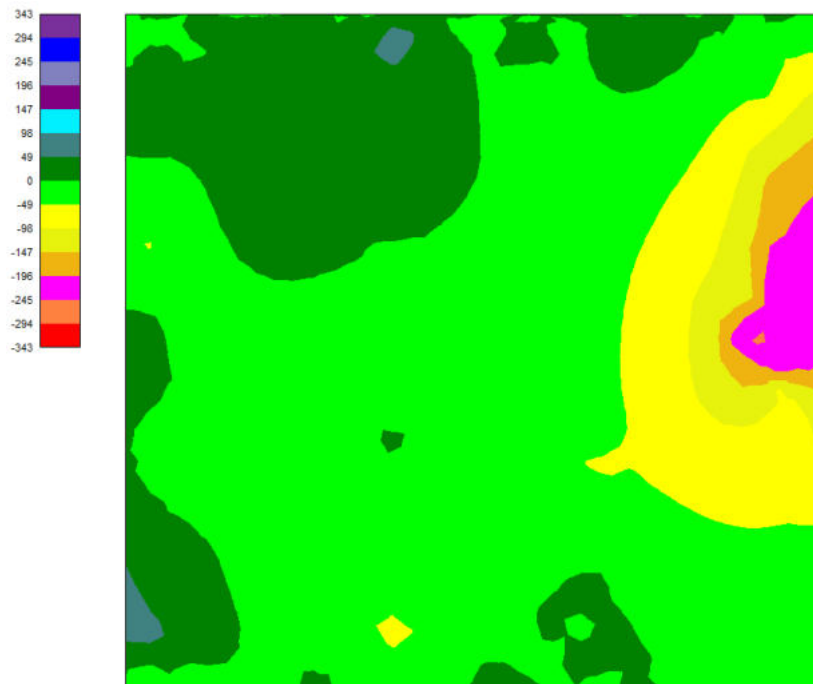


Figura 24 – Tensione normale N_y . Combinazione più gravosa (7).

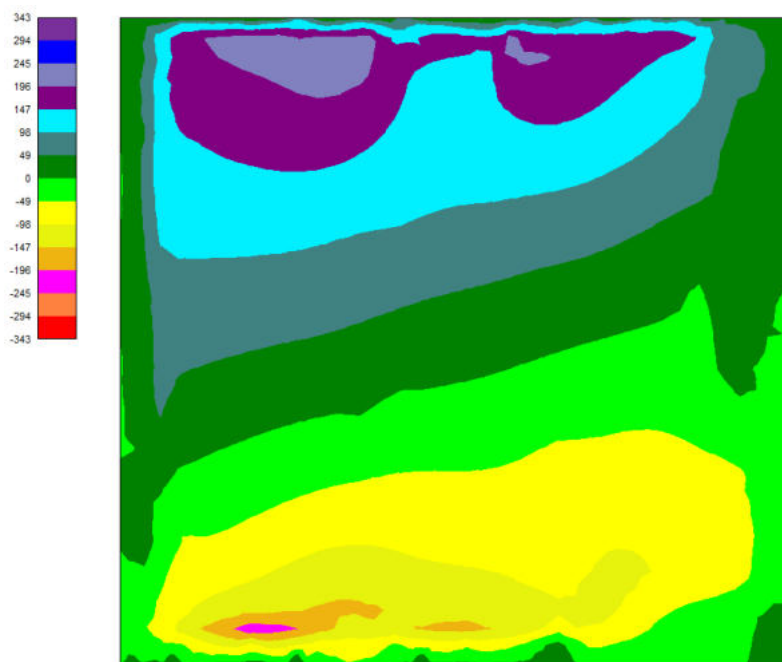


Figura 25 – Tensione tangenziale N_{xy} . Combinazione più gravosa (2).

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

Platea corpo piccolo:

Sollecitazioni massime e minime piastra

Simbologia adottata:

M_x Momento X espresso in [kNm]

M_y Momento Y espresso in [kNm]

- Mxy** Momento XY espresso in [kNm]
- Tx** Taglio X, espresso in [kN]
- Ty** Taglio Y, espresso in [kN]
- Nx** Tensione normale X espressa in [kPa]
- Ny** Tensione normale Y espressa in [kPa]
- Nxy** Tensione tangenziale XY espressa in [kPa]

In	X	Y		Valore	UM	lc	
	[m]	[m]					
133	20.02	5.32	Mx	114.9453	[kNm]	4	MAX
69	17.25	4.90		-108.8408		7	MIN
88	17.25	5.50	My	171.2249	[kNm]	7	MAX
295	24.75	7.07		-97.0823		8	MIN
109	17.29	6.35	Mxy	94.2113	[kNm]	7	MAX
15	17.70	1.81		-86.4108		5	MIN
122	16.70	6.57	Tx	349.4455	[kN]	7	MAX
7	16.70	1.61		-315.9638		5	MIN
87	16.92	5.32	Ty	315.7130	[kN]	7	MAX
296	24.98	6.89		-273.8107		8	MIN
284	22.89	7.90	Nx	107	[kPa]	8	MAX
276	22.53	7.51		-82		5	MIN
85	16.70	5.28	Ny	115	[kPa]	5	MAX
75	16.92	4.85		-124		8	MIN
238	24.75	4.16	Nxy	155	[kPa]	5	MAX
222	24.75	3.00		-153		8	MIN

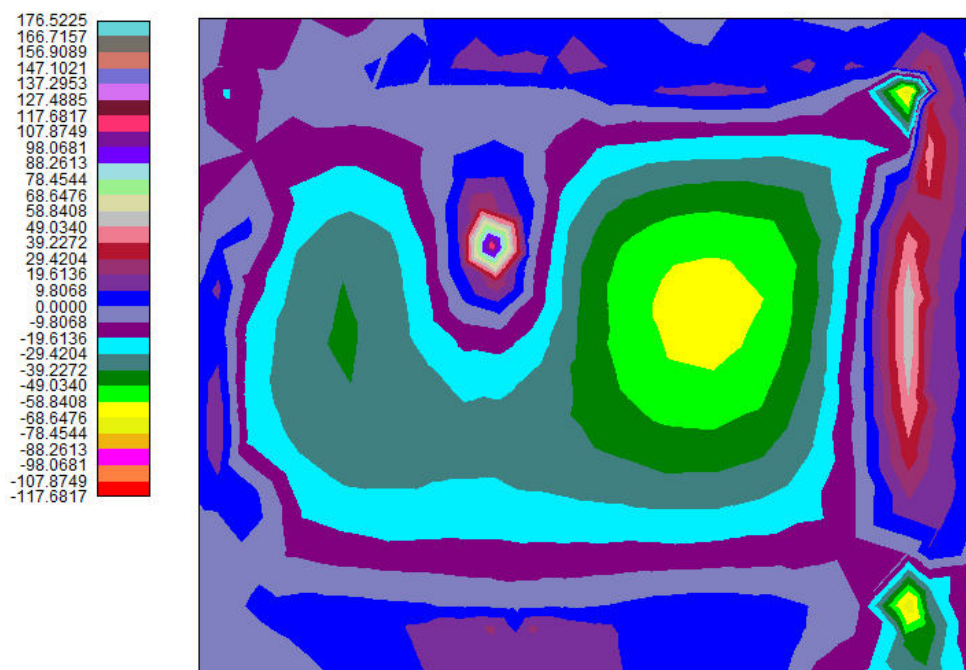


Figura 26 – Momento Mx. Combinazione più gravosa (4).

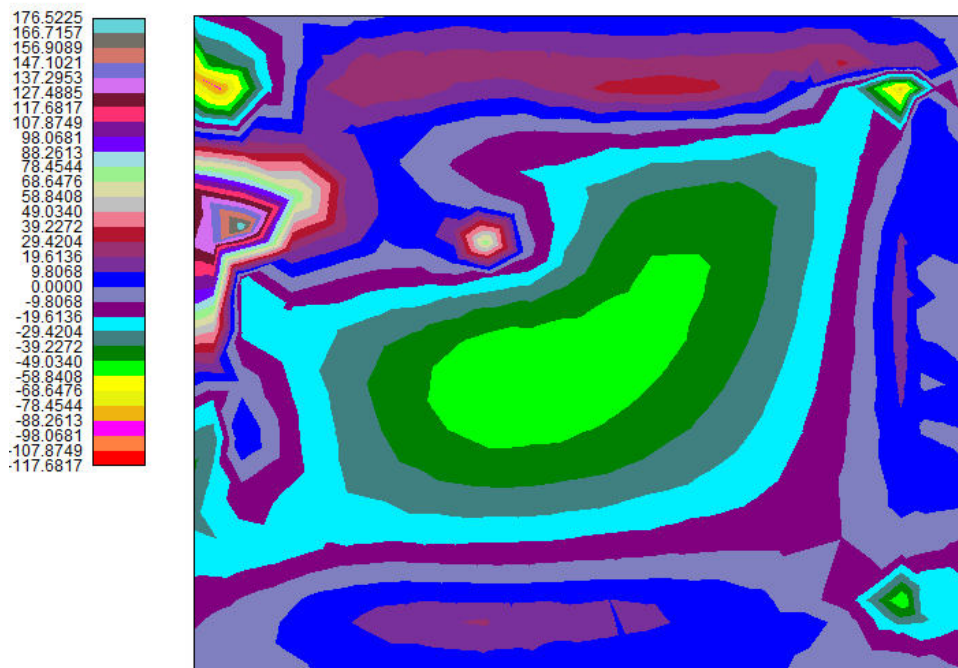


Figura 27 – Momento M_y . Combinazione più gravosa (7).

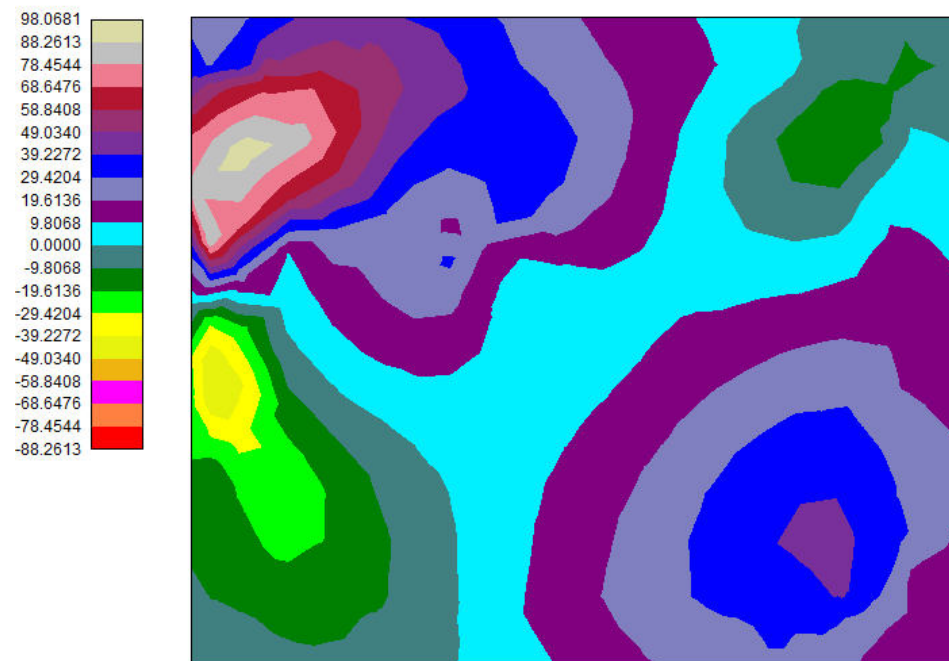


Figura 28 – Momento M_{xy} . Combinazione più gravosa (7).

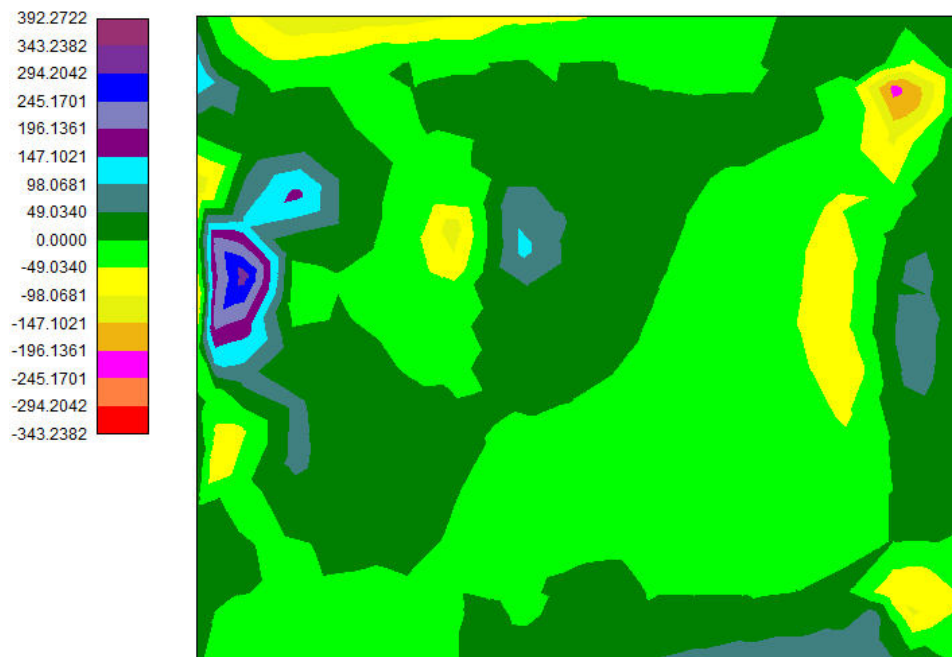


Figura 29 – Taglio Tx. Combinazione più gravosa (7).

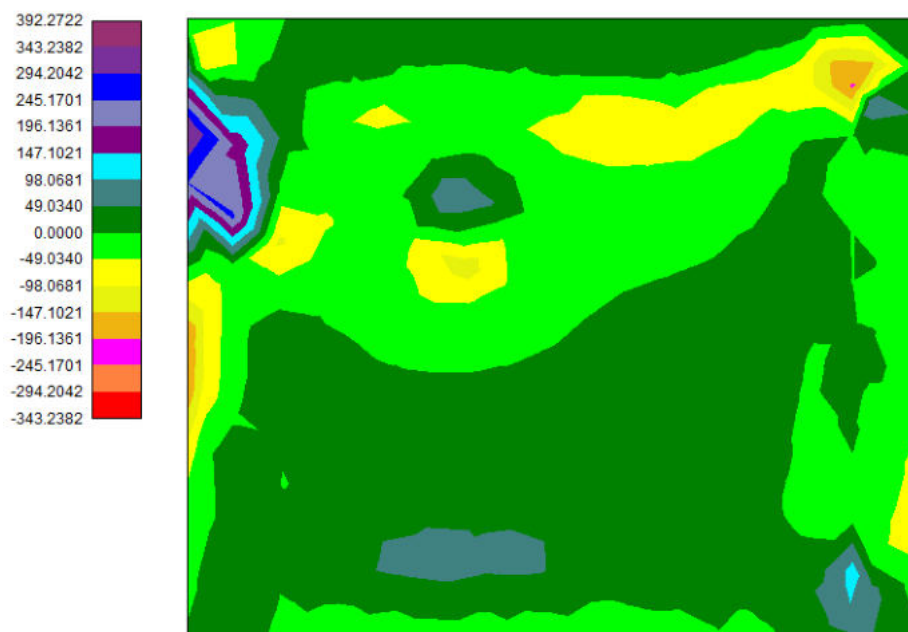


Figura 30 – Taglio Ty. Combinazione più gravosa (7).



Figura 31 – Tensione normale N_x . Combinazione più gravosa (8).

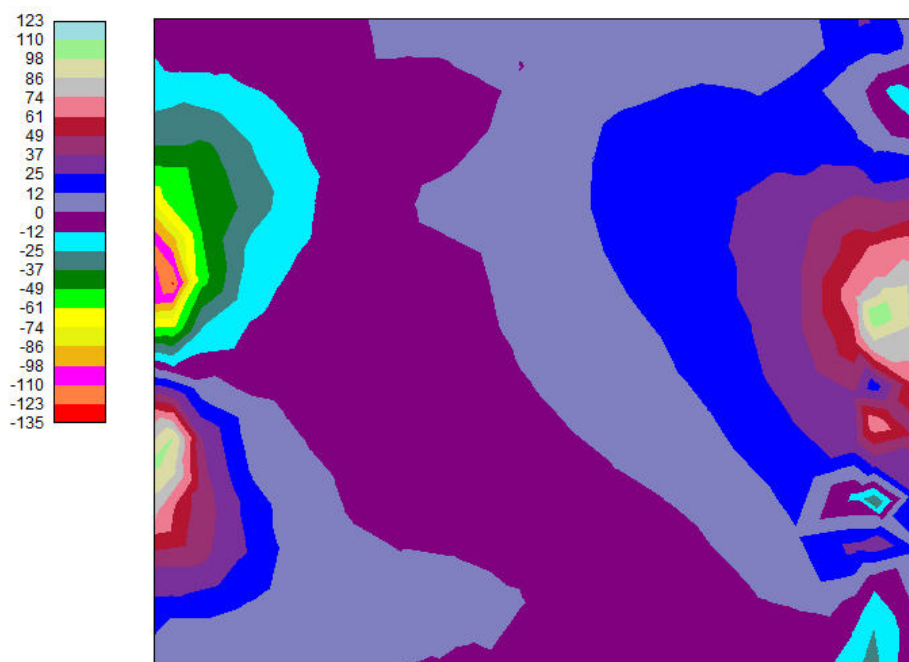


Figura 32 – Tensione normale N_y . Combinazione più gravosa (8).

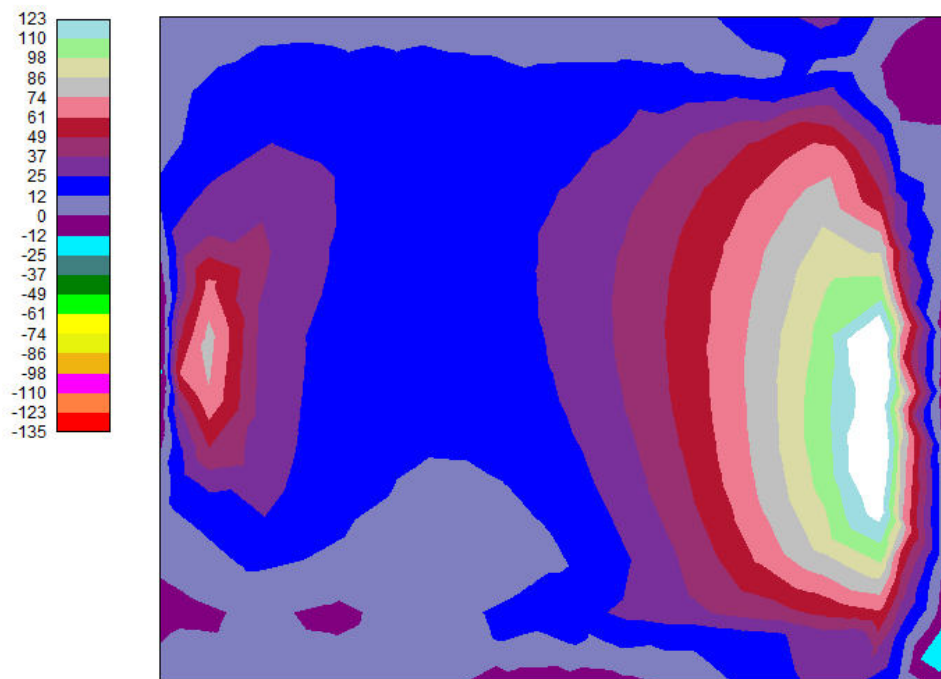


Figura 33 – Tensione tangenziale N_{xy} . Combinazione più gravosa (8).

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

6 VERIFICHE

6.1 ARMATURE PIASTRA

Platea corpo grande:

Direzione principale armature	0.00 [°]
Direzione secondaria armature	-90.00 [°]
Numero tratti complessivi	34
Ampiezza singolo tratto	1.00 [m]
Distanza fra le sezioni di calcolo del singolo tratto	0.25 [m]
Maglia superiore	Rete ϕ 20 passo ferri vert.: 20cm passo ferri orizz.: 25cm
Maglia inferiore	Rete ϕ 20 passo ferri vert.: 20cm passo ferri orizz.: 25cm
Ferri aggiuntivi alla base degli elementi verticali:	ϕ 20 passo ferri vert.: 25cm passo ferri orizz.: 25cm

Platea corpo piccolo:

Direzione principale armature	0.00 [°]
Direzione secondaria armature	-90.00 [°]
Numero tratti complessivi	17
Ampiezza singolo tratto	1.00 [m]
Distanza fra le sezioni di calcolo del singolo tratto	0.25 [m]
Maglia superiore:	Rete ϕ 20 passo ferri vert.: 25cm passo ferri orizz.: 25cm
Maglia inferiore:	Rete ϕ 20 passo ferri vert.: 25cm passo ferri orizz.: 25cm
Ferri aggiuntivi alla base degli elementi verticali:	ϕ 20 passo ferri vert.: 25cm passo ferri orizz.: 25cm

Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche allegate.

6.2 VERIFICHE STRUTTURALI

6.2.1 Verifica a flessione

Platea corpo grande:

Le immagini di seguito riportate evidenziano che le verifiche a flessione risultano soddisfatte.

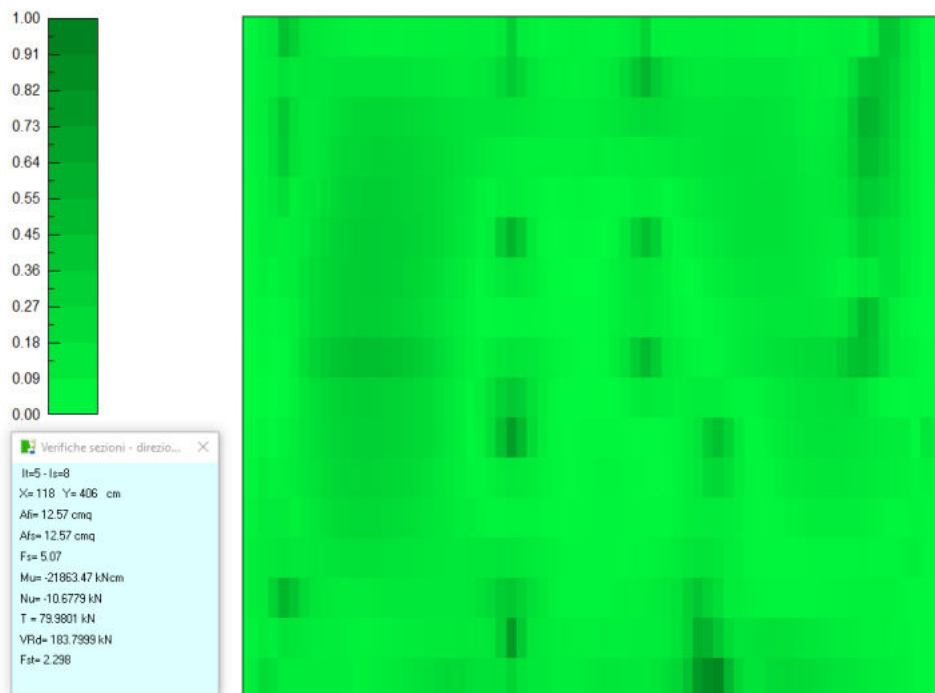


Figura 34 – Verifica a Flessione. Impegno armature in direzione x.

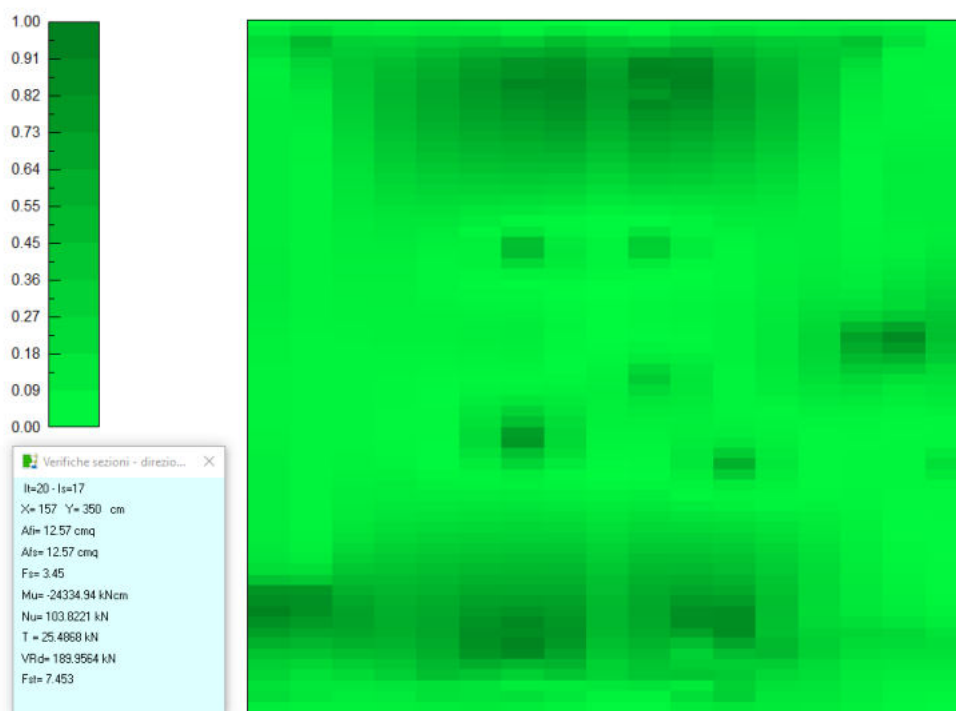


Figura 35 – Verifica a Flessione. Impegno armature in direzione y.

Platea corpo piccolo:

Le immagini di seguito riportate evidenziano che le verifiche a flessione risultano soddisfatte.



Figura 36 – Verifica a Flessione. Impegno armature in direzione x.



Figura 37 – Verifica a Flessione. Impegno armature in direzione y.

Per ulteriori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

6.2.2 Verifica a taglio

Platea corpo grande:

Le immagini di seguito riportate evidenziano che le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

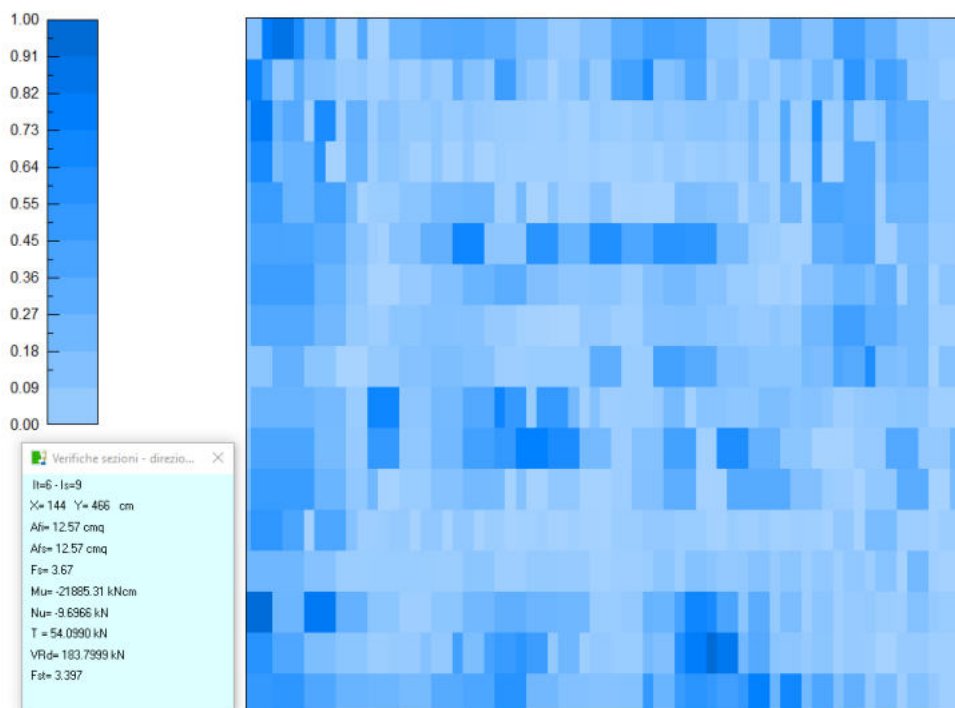


Figura 38 – Verifica a Taglio. Impegno resistenza a taglio in direzione x.

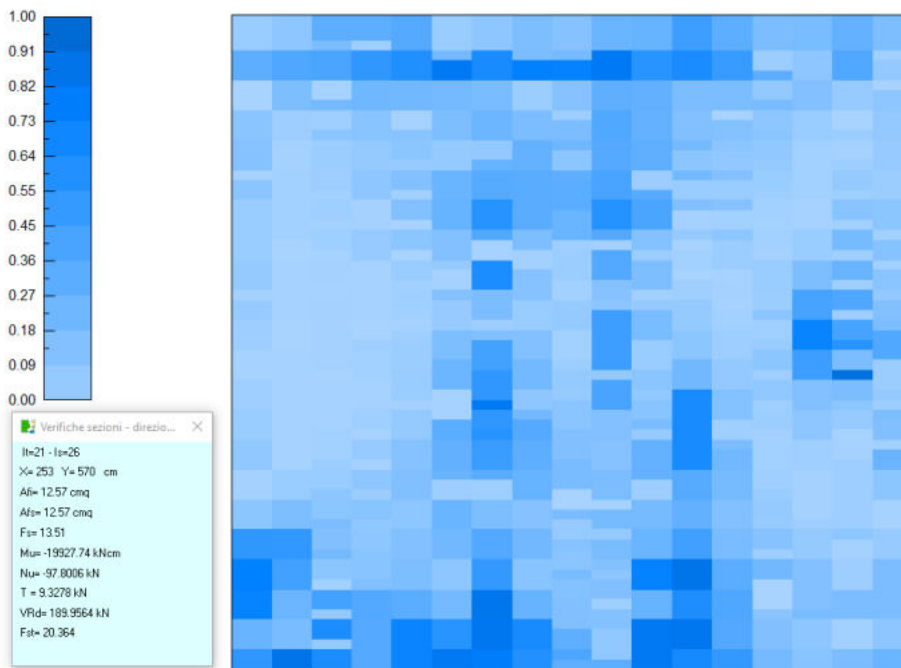


Figura 39 – Verifica a Taglio. Impegno resistenza a taglio in direzione y.

Platea corpo piccolo:

Le immagini di seguito riportate evidenziano che le verifiche a taglio risultano soddisfatte.



Figura 40 – Verifica a Taglio. Impegno resistenza a taglio in direzione x.

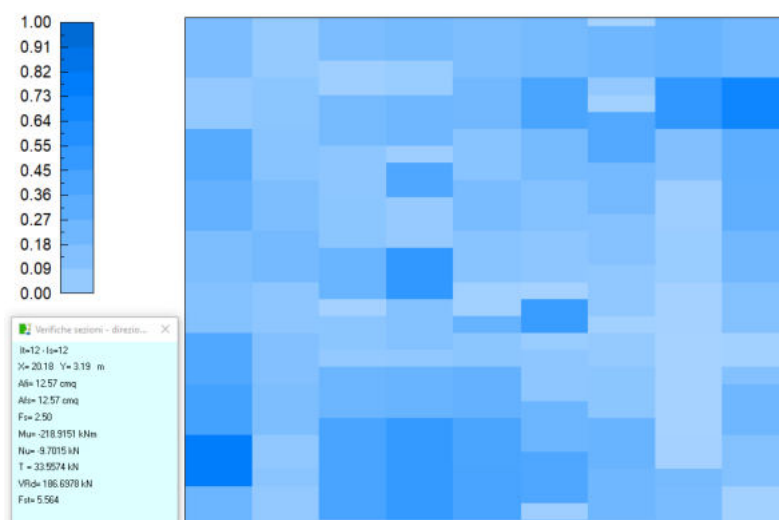


Figura 41 – Verifica a Taglio. Impegno resistenza a taglio in direzione y.

Per ulteriori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

6.2.3 Verifiche tensionali (SLE) e a fessurazione

Le verifiche tensionali agli stati limiti di esercizio e le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte per entrambe le platee.

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo a corredo del presente progetto.

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.3.1 Verifica a carico limite

Platea corpo grande:

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione						
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kN]						
Np	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kN]						
Qu	Portanza ultima terreno, espressa in [kN]						
Qup	Portanza ultima pali, espressa in [kN]. Solo per fondazione mista						
Qd	Portanza di progetto $((P_u+P_{up})/\eta)$, espressa in [kN]						
Nt	Carico verticale trasmesso al terreno $(N+N_p)$, espresso in [kN]						
FS	Fattore di sicurezza a carico limite (P_d/N_t) . Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.						

Ic	N [kN]	Np [kN]	Qu [kN]	Qup [kN]	Qd [kN]	Nt [kN]	FS
2	13439.28	0.00	306472.50	0.00	133248.91	13439.28	9.915 (2)

Platea corpo piccolo:

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione						
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kN]						
Np	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kN]						
Qu	Portanza ultima terreno, espressa in [kN]						
Qup	Portanza ultima pali, espressa in [kN]. Solo per fondazione mista						
Qd	Portanza di progetto $((P_u+P_{up})/\eta)$, espressa in [kN]						
Nt	Carico verticale trasmesso al terreno $(N+N_p)$, espresso in [kN]						
FS	Fattore di sicurezza a carico limite (P_d/N_t) . Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.						

Ic	N [kN]	Np [kN]	Qu [kN]	Qup [kN]	Qd [kN]	Nt [kN]	FS
5	3980.12	0.00	55103.35	0.00	23957.98	3980.12	6.019 (5)

6.3.2 Verifica a scorrimento

Platea corpo grande:

Simbologia adottata

- n° Indice plinto
- T Carico orizzontale trasferito al terreno, espresso in [kN]
- Tp Carico orizzontale trasferito ai pali, espresso in [kN]
- Ru Resistenza ultima allo scorrimento, espressa in [kN]
- Rd Resistenza di progetto allo scorrimento, espressa in [kN]
- FS Fattore di sicurezza allo scorrimento (Rd/T). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	T	Tp	Ru	Rd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	2474.63	0.00	7783.50	7075.91	2.859 (3)

Platea corpo piccolo:

Simbologia adottata

- n° Indice plinto
- T Carico orizzontale trasferito al terreno, espresso in [kN]
- Tp Carico orizzontale trasferito ai pali, espresso in [kN]
- Ru Resistenza ultima allo scorrimento, espressa in [kN]
- Rd Resistenza di progetto allo scorrimento, espressa in [kN]
- FS Fattore di sicurezza allo scorrimento (Rd/T). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	T	Tp	Ru	Rd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	344.65	0.00	2209.70	2008.82	5.829 (1)

6.3.3 Verifica distorsioni angolari

I valori delle distorsioni angolari sono stati assunti pari alle rotazioni riportate nelle tabelle seguenti, relative sia alla platea del corpo grande che del corpo piccolo. In entrambi i casi, tali valori risultano inferiori al valore limite (0.002), per cui le verifiche risultano soddisfatte.

Platea corpo grande:

Simbologia adottata:

- Ic Indice della combinazione
- In Indice nodo modello
- ϕ_x Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]
- ϕ_y Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]

In	X	Y		Valore	UM	Ic	
	[m]	[m]					
130	5.17	-0.60	ϕ_x	0.000441	[°]	3	MAX
563	11.85	-0.60		-0.000762		6	MIN
145	5.73	0.40	ϕ_y	0.001452	[°]	5	MAX
1168	9.11	15.66		-0.001702		8	MIN

Platea corpo piccolo:

Simbologia adottata:

Ic Indice della combinazione

In Indice nodo modello

ϕ_x Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]

ϕ_y Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]

In	X	Y		Valore	UM	Ic	
	[m]	[m]					
204	19.11	7.90	ϕ_x	0.000503	[°]	4	MAX
75	16.92	4.85		-0.000619		2	MIN
297	25.53	6.16	ϕ_y	0.000943	[°]	5	MAX
285	24.20	7.07		-0.000943		8	MIN

Gli spostamenti utilizzati non tengono conto degli effetti legati al processo di consolidazione in quanto, trattandosi di un edificio esistente e considerando che gli interventi effettuati nell'ambito del presente progetto di adeguamento non apportano sostanziali aggravii in termini di peso rispetto alla situazione esistente, i cedimenti possono essere considerati già del tutto manifestati nell'arco temporale successivo alla fase di realizzazione dell'edificio.

7 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Il sottoscritto Fico Luigi, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

7.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per il calcolo di piastre, plinti e graticci si utilizza il metodo degli elementi finiti. Il generatore di mesh permette di utilizzare elementi triangolari o quadrangolari, anche a deformabilità tagliante.

Per le strutture di fondazione il terreno viene modellato con una serie di molle alla Winkler non reagenti a trazione. Il calcolo delle tensioni indotte nel terreno può essere condotto con i metodi di Boussinesq, Westergaad o Frohlich. Il calcolo dei cedimenti può essere eseguito con il metodo edometrico (con il modulo edometrico o con la curva edometrica) o elastico. Il calcolo della portanza può essere fatto con i metodi di Terzaghi, Meyerhof, Hansen o Vesic.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

7.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo	API** Full (Platee, Plinti e Graticci) - Analisi Fondazioni
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	FMC ENGINEERING S.R.L.
Licenza	AIU5741JP

7.3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

7.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

7.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

7.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Napoli, 24 marzo 2023

Il Progettista

