

COMUNE DI FIORANO MODENESE

INSTALLAZIONE E REVISIONE DI IMPIANTI TECNOLOGICI CHE COMPORTANO LA REALIZZAZIONE DI VOLUMI TECNICI AL SERVIZIO DI EDIFICI E DI ATTREZZATURE ESISTENTI

OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

REV.01

Genera Projects Srl

Sito indagato:

Via Viazza, 30 - Fiorano Modenese (MO)

Progettazione strutturale:

Ing. Alessio Zanolì

MAGGIO 2023

SOMMARIO

1.	RELAZIONE DI CALCOLO	6
1.1.	Normativa di riferimento	6
1.2.	Azione sismica	6
1.3.	Analisi dei carichi	9
1.3.1.	Cabinato	9
1.3.2.	Piperack	9
1.3.3.	Scale	9
1.3.4.	Impianti	9
1.4.	Combinazione delle azioni	14
1.4.1.	Combinazione sismica agli Stati Limite Ultimi (SLV)	14
1.4.2.	Combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi	14
1.4.3.	Combinazione GEO	14
1.4.4.	Combinazione caratteristica (rara) agli Stati Limite di Esercizio	15
1.4.5.	Combinazione frequente agli Stati Limite di Esercizio	15
1.4.6.	Combinazione quasi permanente agli Stati Limite di Esercizio	15
1.5.	Illustrazione dei criteri di modellazione	15
1.6.	Caratterizzazione geotecnica	17
1.7.	Platea del cogeneratore	18
1.7.1.	Verifiche Geotecniche	18
1.7.1.1.	Calcolo delle portanza del terreno	18
1.7.1.1.1.	Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate	18
1.7.1.1.2.	Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate	19
1.7.1.2.	Verifica di portanza (GEO)	20
1.7.1.3.	Stima dei cedimenti (SLE)	21
1.7.2.	Dimensionamento platea di fondazione	22
1.7.2.1.	Verifiche platea agli SLU	22
1.7.2.1.1.	Verifica a flessione	22
1.7.2.1.2.	Verifica a punzonamento	24
1.7.2.2.	Verifiche agli SLE	26

1.7.2.2.1.	Verifica di deformazione.....	26
1.7.2.2.2.	Verifica alle tensioni di esercizio	26
1.7.2.2.3.	Verifica di fessurazione	27
1.8.	Platea di fondazione cabinato, scale e terminale piperack	28
1.8.1.	Verifiche Geotecniche	28
1.8.1.1.	Calcolo della portanza del terreno	28
1.8.1.1.1.	Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate	28
1.8.1.1.2.	Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate	29
1.8.1.2.	Verifica di portanza (GEO).....	30
1.8.1.3.	Stima dei cedimenti (SLE)	31
1.8.2.	Dimensionamento platea di fondazione	32
1.8.3.	Verifiche platea agli SLU	33
1.8.3.1.	Verifica a flessione zona.....	33
1.8.3.2.	Verifica rottura conica per trazione.....	34
1.8.3.2.1.	Verifica lato calcestruzzo	34
1.8.3.3.	Verifica a punzonamento	36
1.8.4.	Verifiche agli SLE	38
1.8.4.1.	Verifica di deformazione	38
1.8.4.2.	Verifica alle tensioni di esercizio.....	38
1.8.4.3.	Verifica di fessurazione.....	39
1.9.	Plinti piperack.....	40
1.9.1.	Verifica a ribaltamento.....	40
1.9.2.	Verifiche Geotecniche	40
1.9.2.1.	Calcolo della portanza del terreno	40
1.9.2.1.1.	Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate	40
1.9.2.1.2.	Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate	42
1.9.2.2.	Verifica di portanza	42
1.9.2.3.	Stima dei cedimenti (SLE)	44
1.9.3.	Dimensionamento plinto	45
1.9.3.1.	Verifiche platea agli SLU	45

1.9.3.1.1.	Verifica a flessione	45
1.9.3.1.2.	Verifica a punzonamento	47
1.9.3.2.	Verifiche agli SLE	49
1.9.3.2.1.	Verifica di deformazione.....	49
1.9.3.2.2.	Verifica alle tensioni di esercizio	49
1.9.3.2.3.	Verifica di fessurazione	50
1.10.	Platea serbatoio olio e urea	51
1.10.1.	Verifiche Geotecniche	51
1.10.1.1.	Verifica di portanza (GEO).....	51
1.10.1.2.	Stima dei cedimenti (SLE)	52
1.10.2.	Dimensionamento platea di fondazione	53
1.10.2.1.	Verifiche platea agli SLU.....	53
1.10.2.1.1.	Verifica a flessione	53
1.10.2.2.	Verifiche agli SLE.....	55
1.10.2.2.1.	Verifica di deformazione.....	55
1.10.2.2.2.	Verifica alle tensioni di esercizio	55
1.10.2.2.3.	Verifica di fessurazione	56

1. RELAZIONE DI CALCOLO

Si specifica che le calcolazioni qui riportate sono state condotte con caratteristiche geometrico-dimensionali di minima che potranno essere aumentate all'atto della stesura dei disegni di progetto, garantendo comunque il soddisfacimento delle verifiche.

1.1. Normativa di riferimento

NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO PER IL PROGETTO E LA ESECUZIONE

- Circolare n. 7/CSLLPP del 21 gennaio 2019
- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni"
- D.G.R. 2272/2016
- L.R. 30 ottobre 2008 n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- CNR DT200/2012 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati"
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- D.G.R. 121 / 2010
- D.G.R. 1071 / 2010
- D.G.R. 1373 / 2011
- D.G.R. 687 / 2011

NORMATIVA TECNICA PER I MATERIALI DA COSTRUZIONE

- UNI ENV 13670-1:2001
- Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" (Consiglio Superiore dei lavori pubblici)

1.2. Azione sismica

Per la valutazione della pericolosità sismica del sito e dei relativi parametri introdotti nelle valutazioni di sicurezza ci si è riferiti alla Classe dell'edificio II e ad una Vita nominale della struttura pari a 50 anni. Per quel che riguarda il terreno ci si può riferire ad una categoria topografica T1.

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
44.53845340	10.83390230			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
44.540214	10.835017			
Altitudine (mt)	123			
Classe dell'edificio				
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼				
Vita Nominale Struttura	50 ▼			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.052	2.484	0.250
Danno	50	0.065	2.493	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.163	2.386	0.290
Prevenzione Collasso	975	0.205	2.391	0.306

Sia lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali espresso dalle seguenti formulazioni:

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

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

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

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

I parametri per SLV e SLD saranno i seguenti:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.163 g
F_o	2.394
T_C^*	0.289 s
S_S	1.466
C_C	1.581
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.065 g
F_o	2.493
T_C^*	0.266 s
S_S	1.500
C_C	1.626
S_T	1.000
q	1.000

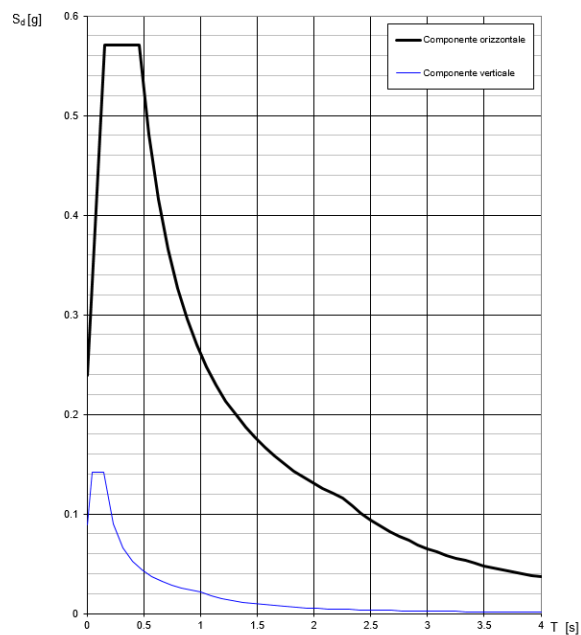
Parametri dipendenti

S	1.466
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.457 s
T_D	2.251 s

Parametri dipendenti

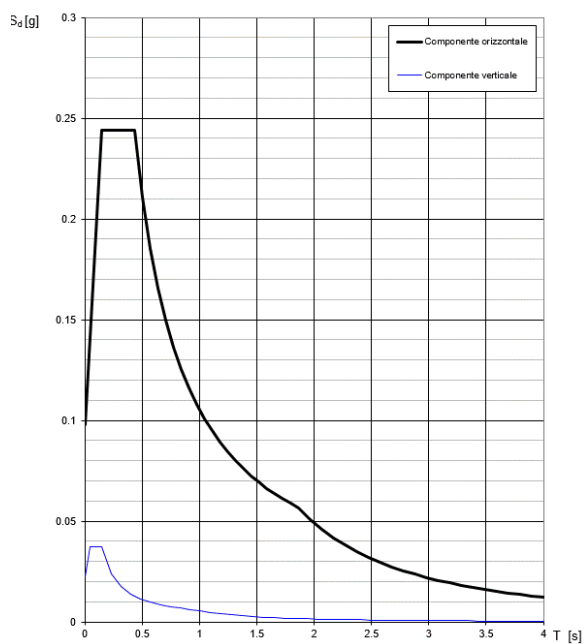
S	1.500
η	1.000
T_B	0.144 s
T_C	0.432 s
T_D	1.861 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Spettro elastico SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Spettro SLD

Il calcolo delle fondazioni è stato condotto considerando fattore di struttura $q=1.00$.

1.3. Analisi dei carichi

1.3.1. Cabinato

In merito all'analisi dei carichi, sono stati considerati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi strutturali: il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, a partire dal peso specifico del materiale di riferimento (in questo caso acciaio);
- Pianetto di calpestio: per il peso della lamiera sp. 5mm e pacchetto isolante si è considerato un carico permanente di 50kg/mq;
- Copertura: sul solaio di copertura costituito da soletta in calcestruzzo su lamiera grecata gravano i carichi permanenti dei seguenti macchinari: air cooler HT (2250 kg), air cooler LT (2100kg), silenziatore reattivo (1500 kg), mixer sistema SCR (1500 kg), reattore sistema SCR (3500 kg), condotto fumi (4500 kg) per un totale di 15350 kg. Il peso viene distribuito superficialmente sull'area della copertura, risultando in un carico di 85 kg/mq. Vengono quindi considerati, insieme al pacchetto del solaio di copertura, 220 kg/mq.
- Carico accidentale: sul pianetto di calpestio sono stati applicati 500kg/mq di carico accidentale mentre in copertura sono stati applicati 300 kg/mq di carico accidentale che considera anche il carico da neve.

Carichi variabili (neve) 1.20 kN/mq

Carichi variabili (vento) 0.64 kN/mq

1.3.2. Piperack

Analisi dei carichi

In merito all'analisi dei carichi, sono stati considerati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi strutturali: il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, a partire dal peso specifico del materiale di riferimento (in questo caso acciaio);
- Pianetto di calpestio: per il peso del grigliato è stato considerato un carico superficiale permanente di 50kg/mq;
- Peso proprio delle tubazioni sulla torre: la torre a traliccio dovrà sostenere il peso del camino di espulsione (1700 kg), del silenziatore assorbitivo (3000 kg) e della serranda di bypass fumi (400 kg), per un totale di 5100 kg applicati su 4 punti (1275 kg di carico permanente su ogni punto in cima alla torre);
- Peso proprio delle tubazioni orizzontali sul rack:
Peso condotto fumi principale: 150 kg/ml
Peso condotti acqua: 30+30 kg/ml
Canalette e apparecchiature varie: 50kg/ml
Vengono applicati in totale $260/0,86=300$ kg/mq di peso permanente sul rack.

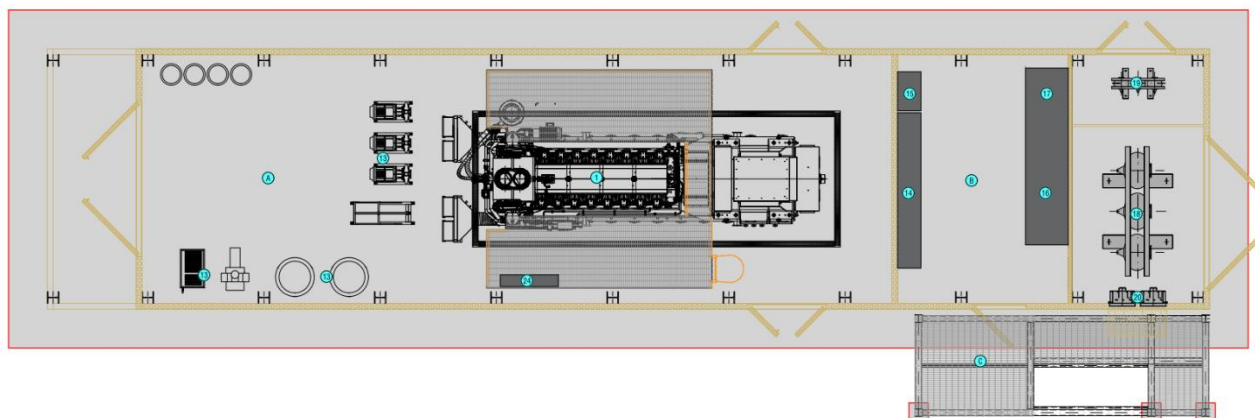
1.3.3. Scale

In merito all'analisi dei carichi, sono stati considerati i seguenti carichi:

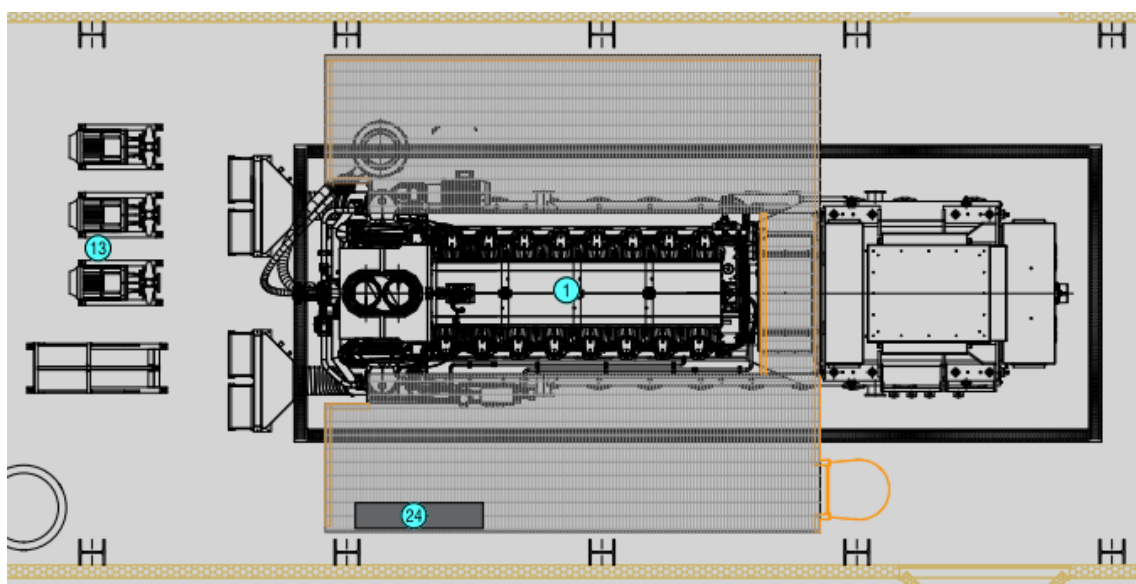
- Peso proprio degli elementi strutturali: il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, a partire dal peso specifico del materiale di riferimento (in questo caso acciaio);
- Pianetto di calpestio: per il peso del grigliato è stato considerato un carico superficiale permanente di 50kg/mq;
- Parapetti: sono stati applicati carichi lineari di 14 kg/ml sulle travi che sostengono i parapetti;
- Peso variabile dei carichi sulla via di corsa: il carico massimo che potrà sollevare il paranco è pari a 250 kg che vengono applicati come carico puntuale all'estremità;
- Carichi accidentali: sono stati considerati 200kg/mq per l'uso della scala (camminamento).

1.3.4. Impianti

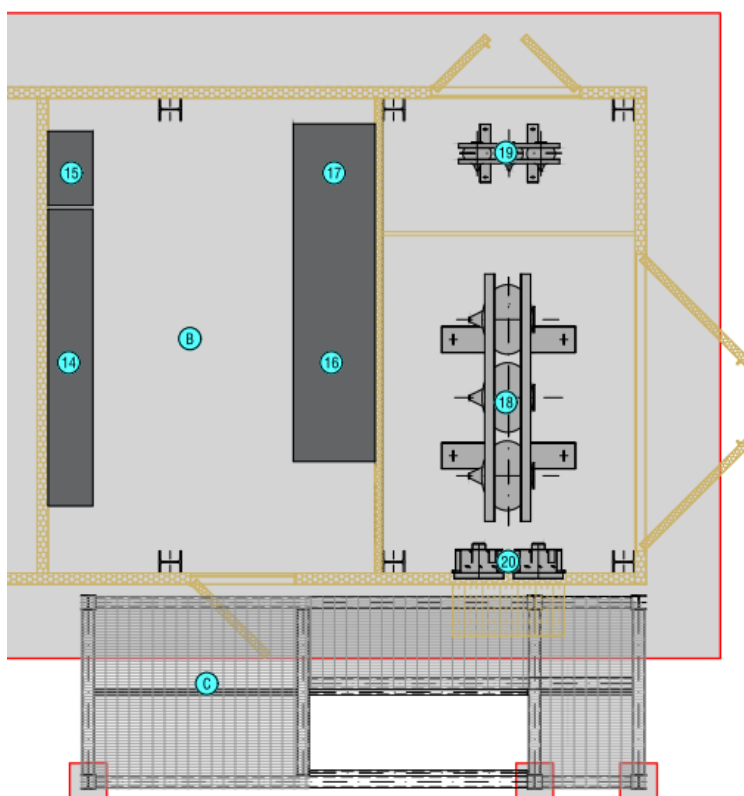
Ulteriori carichi di progetto agenti solo localmente e dovuti agli impianti sono stati forniti allo scrivente dalla committenza.



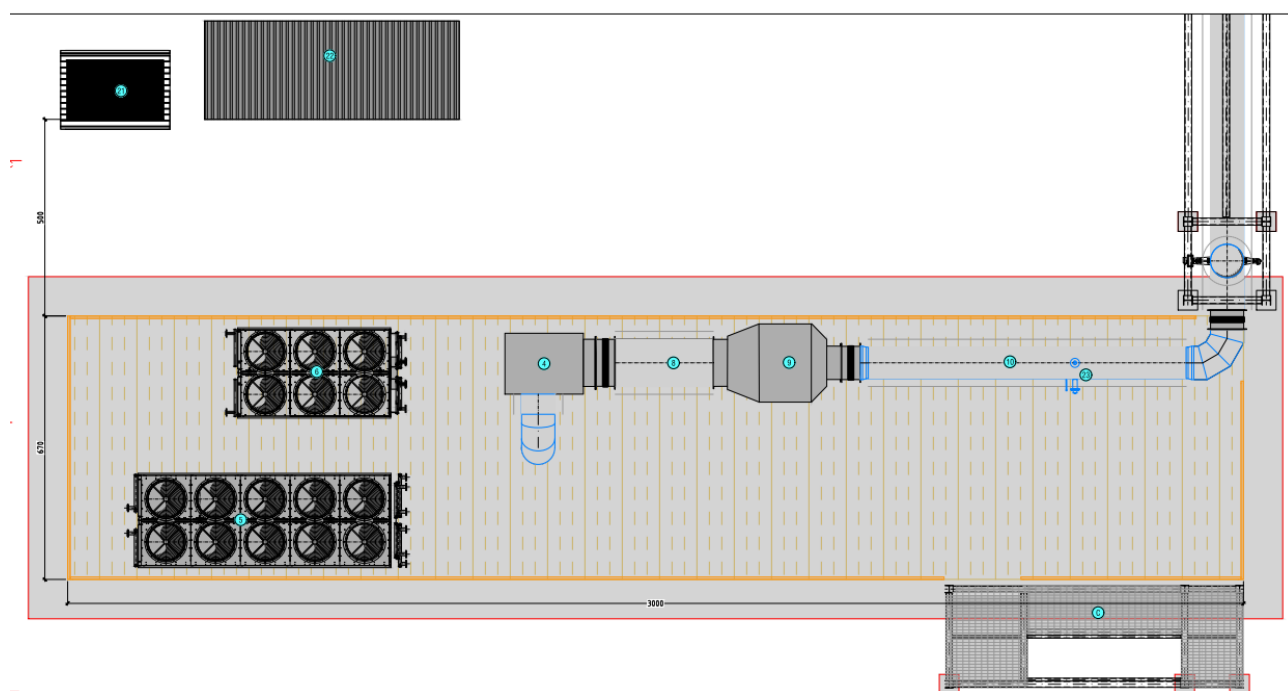
Pianta Piano Terra - Ipotesi distribuzione interna impianti



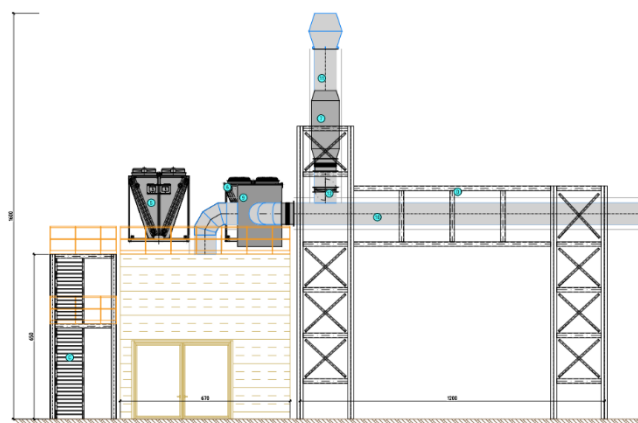
Pianta Piano Terra – Ingrandimento zona cogeneratore



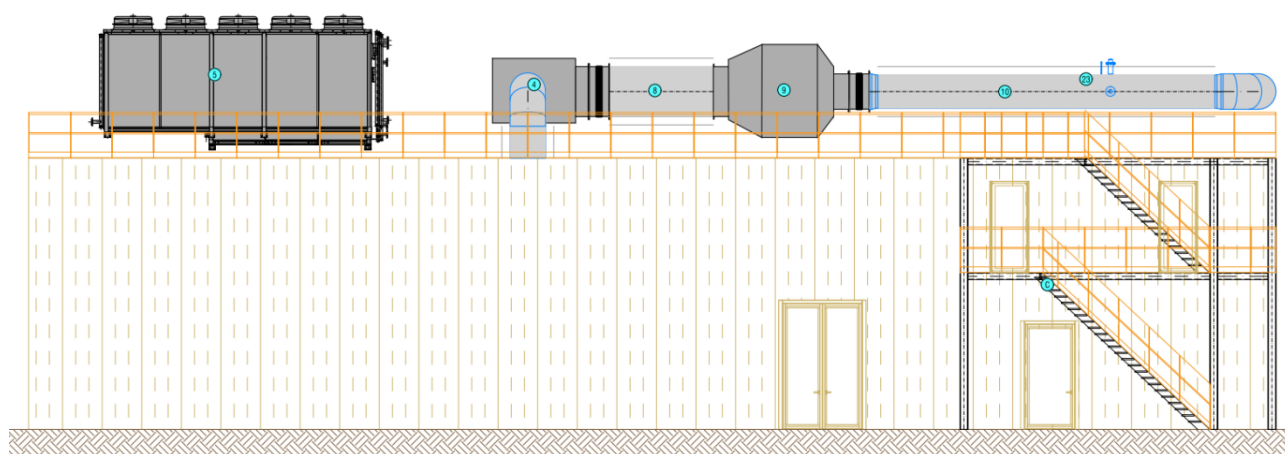
Pianta Piano Terra – Ingrandimento zona armadi e trasformatori



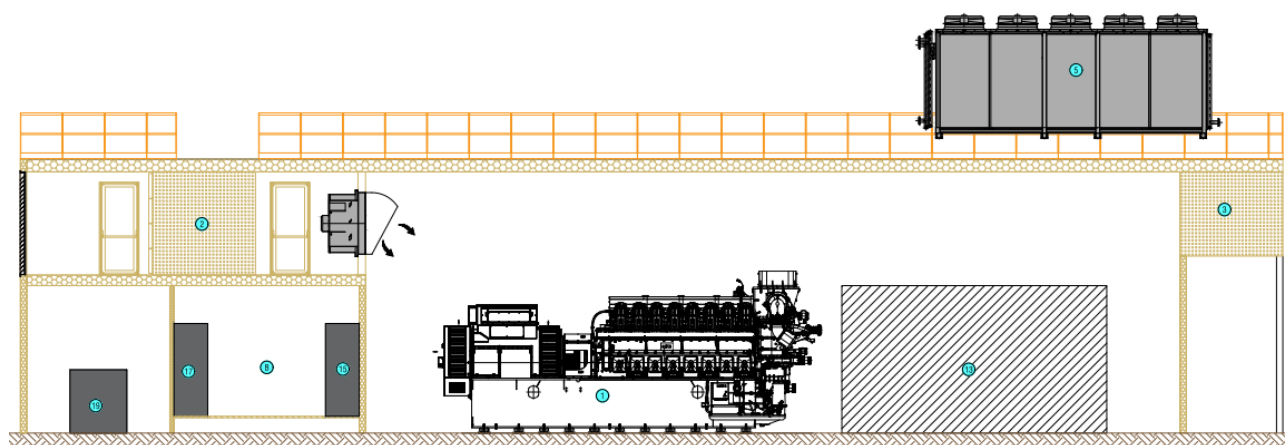
Pianta Piano Copertura - Ipotesi distribuzione impianti



Prospetto lato corto



Prospetto lato lungo



Sezione tipologica

LEGENDA AREA DI INTERVENTO			
ID	DESCRIZIONE	Peso (kg)	Emissioni sonore a 10 m
A	LOCALE COGENERATORE E AUSILIARI MECCANICI	⇒	65 dB(A)
1	COGENERATORE	58.500	
2	SILENZIATORE E FILTRI ENTRATA ARIA COMBURENTE E VENTILAZIONE	3.100	65 dB(A)
3	SILENZIATORE USCITA ARIA DI VENTILAZIONE CABINATO MOTORE	2.300	65 dB(A)
4	SILENZIATORE REATTIVO	1.500	
5	AIR COOLER HT	2.250	65 dB(A)
6	AIR COOLER LT	2.100	65 dB(A)
7	SILENZIATORE ASSORBITIVO	3.000	
8	MIXER SISTEMA SCR	1.500	
9	REATTORE SISTEMA SCR	3.500	
10	CONDOTTO FUMI	4.500	
11	CAMINO ESPULSIONE	1.700	65 dB(A)
12	SERRANDA DI BYPASS FUMI	400	
13	SKID AUSILIARI MECCANICI	2.500	
B	LOCALE QUADRI ELETTRICI BT	⇒	
14	QUADRO QBT	600	
15	QUADRO TPBM	200	
16	QUADRO QMT-COGE	800	
17	QUADRO QTM-UTF	600	
18	TRASFORMATORE MT/BT	12.000	
19	TRASFORMATORE AUSILIARI	1.400	
20	VENTILAZIONE LOCALI TRAFI	400	65 dB(A)
21	SERBATOIO OLIO FRESCO	4.000	
22	BOX SERBATOIO UREA	7.000	
23	PRESE DI CAMPIONAMENTO EMISSIONI INQUINANTI	⇒	
24	RAMPA GAS COGENERATORE	500	
C	SCALA ACCESSO COPERTURA	7.000	
D	PIPE-RACK	8.000	

Si riportano di seguito i carichi relativi al cogeneratore, per il quale verrà prevista una platea di fondazione più profonda, giuntata rispetto al resto delle fondazioni.

Foundationload due to genset-load

Total genset mass:	m_{ges}	[kg]	53300
Static foundation load:	F_{stat}	[kN]	522,7
Degree of insulation of elastic mounting:	η	[%]	91,0
Natural frequency of the elastic mounting:	f	[Hz]	5

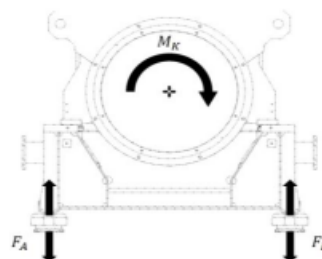
Foundation load in the event of a 2-phase alternator short circuit

This load will be exerted reciprocally irrespective of the direction of rotation

Maximum dynamic mounting-load at alternator short circuit (A-Side)	F_{dyn_A}	[kN]	-7
Maximum dynamic mounting-load at alternator short circuit (B-Side)	F_{dyn_B}	[kN]	7

Foundation load (static + dynamic)

A-Side Total load of genset	F_A	[kN]	254
B-Side Total load of genset	F_B	[kN]	269



Oltre a quanto finora riportato deve essere previsto un basamento per serbatoi di olio e urea; in considerazione dei carichi ricavabili dalle schede tecniche di tali elementi, si prevede un carico permanente portato (G2) pari a 2.20 kN/mq.

Il carico variabile da manutenzione (Q) verrà assunto pari a 0.50 kN/mq.

1.4. Combinazione delle azioni

Le combinazioni di carico vengono svolte come da normativa in riferimento alla sola combinazione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; si riportano di seguito le combinazioni delle azioni utilizzate.

1.4.1. Combinazione sismica agli Stati Limite Ultimi (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \dots$$

per il caso oggetto della trattazione

$$\psi_{21} = 0.0 \text{ per carichi di copertura.}$$

1.4.2. Combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \dots$$

per il caso oggetto della trattazione

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{G2} = 1.3$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

1.4.3. Combinazione GEO

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \dots$$

per il caso oggetto della trattazione

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{G2} = 1.3$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

1.4.4. Combinazione caratteristica (rara) agli Stati Limite di Esercizio

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \dots$$

1.4.5. Combinazione frequente agli Stati Limite di Esercizio

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_1 + \dots$$

per il caso oggetto della trattazione

$$\psi_{11} = 0.5 \text{ per carichi di copertura.}$$

1.4.6. Combinazione quasi permanente agli Stati Limite di Esercizio

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \dots$$

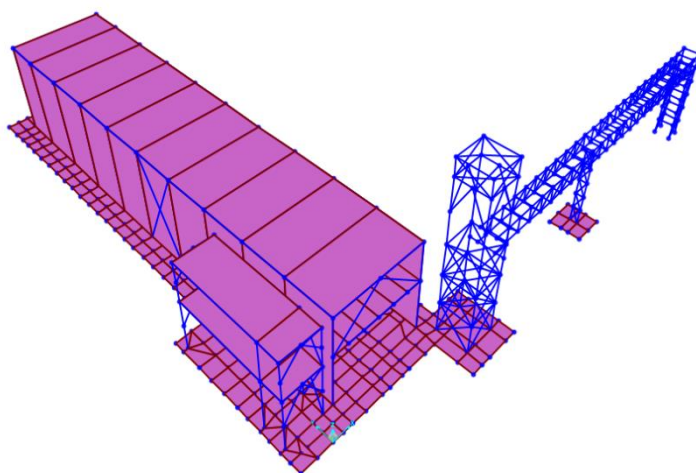
per il caso oggetto della trattazione

$$\psi_{21} = 0.0 \text{ per carichi di copertura.}$$

1.5. Illustrazione dei criteri di modellazione

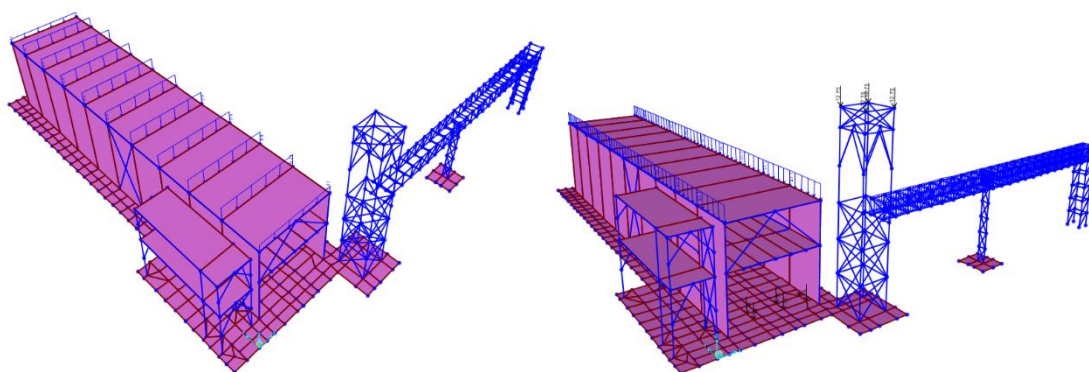
Ai fini della valutazione della risposta strutturale in condizioni statiche e dinamiche sono stati implementati un modelli FEM mediante il software agli elementi finiti SAP2000.

Il modello è costituito dalla struttura in elevazione e della platea, con quest'ultima costituita da elementi shell posizionati su molle simulanti il terreno, queste ultime reagenti solo a compressione e con rigidezza pari alla costante di sottofondo ($k_s=1.00 \text{ daN/cm}^3$).

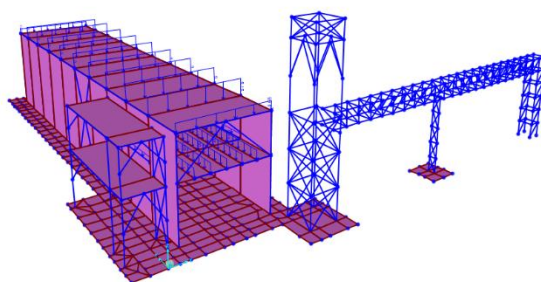


Modello di calcolo con platea su terreno alla Winkler

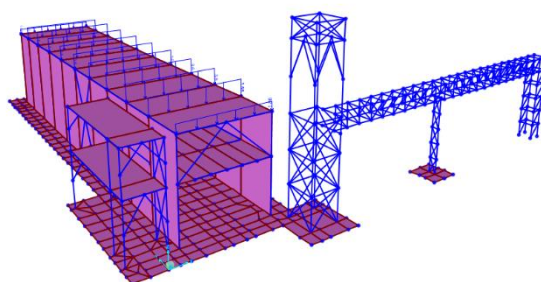
Su tale modello sono stati introdotti i carichi di progetto, secondo le immagini seguenti.



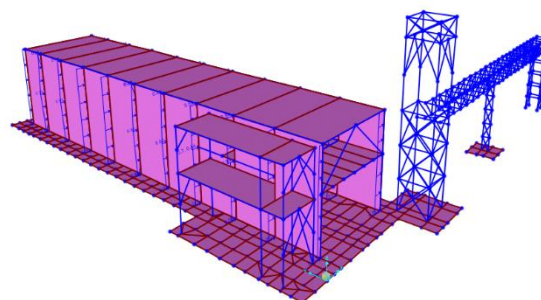
Applicazione carichi G2



Applicazione carichi Q



Applicazione carichi Q-neve

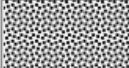
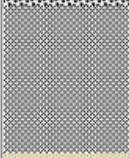
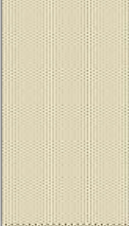




Applicazione carichi Q-vento

1.6. Caratterizzazione geotecnica

Al fine di caratterizzare l'area dal punto di vista geologico, è stato incaricato il Dott. Geol. Marco Santi Bortolotti (Ordine Geologi Emilia Romagna n. 815) di eseguire prove penetrometriche e di caratterizzazione sismica; si riportano di seguito le considerazioni conclusive delle relazione geologica da lui redatta.

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il progetto.

Stratigrafia	Strati prof. in m	Parametri geotecnici nominali medi	Parametri geotecnici caratteristici (platea)
	0.0 – 0.6 m Asfalto sottofondo grossolano	-	-
	0.6 – 1.6 m Terreni di riporto eterogenei molto addensati	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ $\phi = 31^\circ$ $C' = - \text{ kPa}$ $C_u = - \text{ kPa}$ $E_d = 10.000 \text{ kPa}$ $K_s = 5 \text{ kg/cm}^3$	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ $\phi = 28.7^\circ$ $C' = - \text{ kPa}$ $C_u = - \text{ kPa}$ $E_d = 9300 \text{ kPa}$ $K_s = 5 \text{ kg/cm}^3$
	1.6 – 3.6 Limi argillosi mediamente addensati <i>Falda assente</i>	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $\phi = 23^\circ$ $C' = 7 \text{ kPa}$ $C_u = 65 \text{ kPa}$ $E_d = 2500 \text{ kPa}$ $K_s = 1.5 \text{ kg/cm}^3$	$\gamma_k 1.8 \text{ t/m}^3$ $\phi_k 21.8^\circ$ $C'_k 6 \text{ kPa}$ $C_{uk} 55.4 \text{ kPa}$ $E_{dk} 2400 \text{ kPa}$ $K_s = 1.5 \text{ kg/cm}^3$
	3.6 – 5.8/6.4 Limi argillosi addensati	$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ $\phi = 26^\circ$ $C' = 12 \text{ kPa}$ $C_u = 120 \text{ kPa}$ $E_d = 6500 \text{ kPa}$ $K_s = 3 \text{ kg/cm}^3$	$\gamma_k 1.9 \text{ t/m}^3$ $\phi_k 24.7^\circ$ $C'_k 10.3 \text{ kPa}$ $C_{uk} 103 \text{ kPa}$ $E_{dk} 6200 \text{ kPa}$ $K_s = 3 \text{ kg/cm}^3$
	>5.8/6.4 m Livello di GHIAIE addensate	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ $\phi = 39^\circ$ $M_o = 30.000 \text{ kPa}$ $K_s = 8 \text{ kg/cm}^3$	$\gamma_k 2.0 \text{ t/m}^3$ $\phi_k 36^\circ$ $M_{ok} 28.000 \text{ kPa}$ $K_s = 8 \text{ kg/cm}^3$

Legenda: γ peso di volume; ϕ angolo d'attrito; C' coesione efficace; C_u coesione non drenata; E_d modulo edometrico; M_o modulo confinato; K_s coeff. di Winkler

Dal punto di vista della **caratterizzazione sismica** il terreno in oggetto è riconducibile ad una **categoria C**.

Per l'area in esame, **si escludono effetti locali indotti da instabilità, liquefazione e da cedimenti**.

1.7. Platea del cogeneratore

1.7.1. Verifiche Geotecniche

In considerazione delle ottime caratteristiche di resistenza dello strato posto tra quota -0.60m e -1.60m, a favore di sicurezza si eseguiranno le verifiche anche con i valori dello strato posto al di sotto di quota -1.60m.

1.7.1.1. Calcolo delle portanza del terreno

1.7.1.1.1. Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate

In considerazione del modello geotecnico riportato al paragrafo precedente si calcola nel seguito la portanza del terreno.

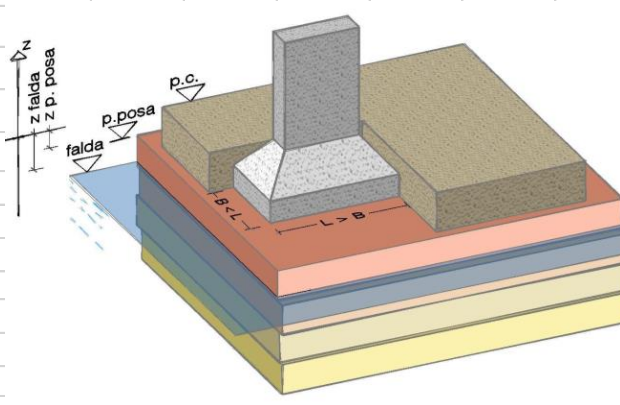
Approccio	2	A1	M1	R3		γ_M			
Combinazione	1					$\tan \phi'_k$	1		
				γ_R		c'_k	1		
		Portanza	2.3			c_{uk}	1		
Condizioni	Drenate	Scorrimento	1.1			γ	1		
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k sat}$ kN/m ³	c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m ³	$\gamma_{sat d}$ kN/m ³
0	0	28.7	20	20	0.00	0.00	28.70	20.00	20.00

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p, posa}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare					
	si	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1.248	1	1	1	1
c	1.496	1	1	1	1
γ	1.248	1	1	1	
Forma fondazione (Meyerhof)					
Inclinazione carico (Hansen-Vesic)					
Inclinazione piano di posa					
Inclinazione piano campagna					
Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)					



z_falda
z_p, posa

p_c
p_posa

falda

L > B

Contributi				
Sovraccarico	q	0.28	MPa	12.15%
Coesione	c	0.000	MPa	0.00%
Attrito	γ	2.01	MPa	87.85%

Portanza	2.287	MPa
	2287.00	kPa
Portanza / γ_R	0.994	MPa
	994.35	kPa

1.7.1.1.2. Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate

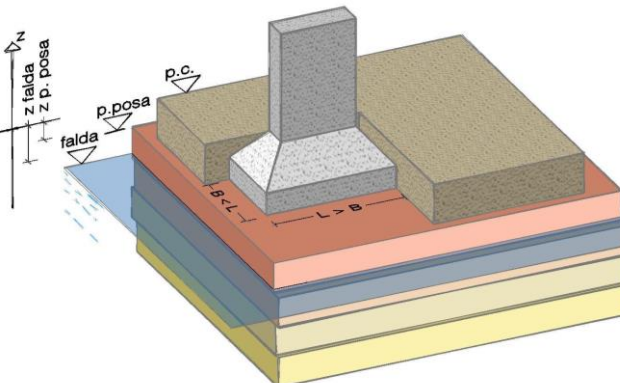
Approccio	2	A1	M1	R3		γ_M			
Combinazione	1					$\tan \phi'_k$	1		
				γ_R		c'_k	1		
		Portanza	2.3			c_{uk}	1		
Condizioni	Non drenate	Scorrimento	1.1			γ	1		
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k \text{ sat}}$ kN/m ³	c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m ³	$\gamma_{sat \text{ d}}$ kN/m ³
55.4	6	21.8	18	18	55.40	6.00	0.00	18.00	18.00

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p, \text{posa}}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare					
	si	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1	1	1	1	1
c	1.174	1	1	1	1.032184
γ	1	1	1	1	
Forma fondazione (Meyerhof)					
Inclinazione carico (Hansen-Vesic)					
Inclinazione piano di posa					
Inclinazione piano campagna					
Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)					

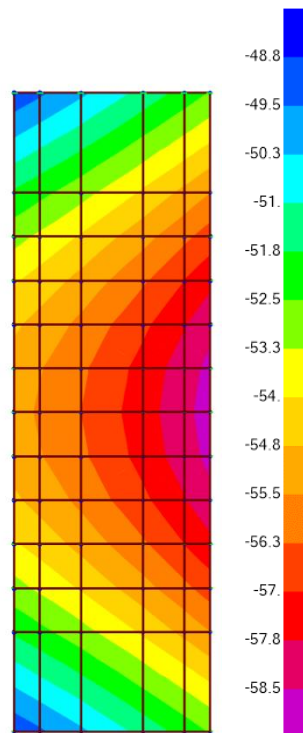


Contributi				
Sovraccarico	q	0.01	MPa	3.52%
Coesione	c	0.345	MPa	96.48%
Attrito	γ	0.00	MPa	0.00%

Portanza	0.358	MPa
	357.66	kPa
Portanza / γ_R	0.156	MPa
	155.51	kPa

1.7.1.2. Verifica di portanza (GEO)

Dal modello di calcolo implementato si ricavano le seguenti pressioni di contatto nella combinazione GEO.



Pressioni sul terreno combinazione statica GEO, espresse in kPa (kN/m²)

Come evidente la pressione di contatto massima risulta pari a:

$$\sigma_{max} = 58.5 \text{ kPa} < q_{lim} = 155.51 \text{ kPa}$$

La verifica si ritiene, quindi, soddisfatta.

1.7.1.3. Stima dei cedimenti (SLE)

A favore di sicurezza si esegue la verifica dei cedimenti considerando solo la porzione di platea posta al di sotto del cogeneratore.

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

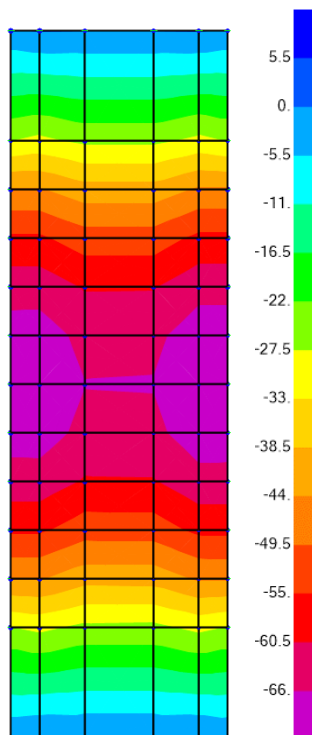
N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN							533.0							
N _s = N.o strati del terreno =							4							
B = larghezza fondazione = m							2.75							
L = lunghezza fondazione = m							9.00							
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq							21.5							
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :							Centro							
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:														
B' = m							1.38							
L' = m							4.50							
K _z =							4.00							
K _x =							-							
K _y =							-							

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati, dovuto comunque in parte significativa al peso proprio della platea (e quindi verrà scontato nel breve termine), risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.7.2. Dimensionamento platea di fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU massime ricavate dal modello di calcolo e funzionali al dimensionamento delle armature della platea.



Sollecitazioni M_{max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - $M_{max}=69.96$ kNm

1.7.2.1. Verifiche platea agli SLU

Si assuma un'armatura base composta da $\varnothing 16/20$ " incrociati, posti superiormente ed inferiormente; si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

1.7.2.1.1. Verifica a flessione

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	596	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	26	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	9	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.2680 [-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.0067 [-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.1391 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	1.0000 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1.0000 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0.1291 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0.2438 [-]
CAMPO 3		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.2885 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	171.92 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.003500 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.008633 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000 [-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0.003419 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	1213.6 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	70.0 [kNm]

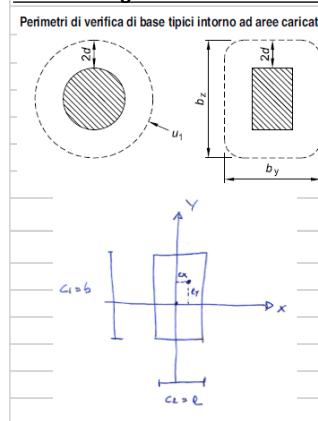
La verifica è quindi soddisfatta.

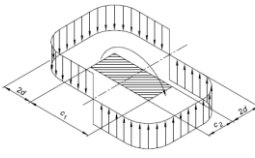
1.7.2.1.2. Verifica a punzonamento

In considerazione dei carichi in gioco, la verifica a punzonamento verrà eseguita nella zona al di sotto del cogeneratore.

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio (punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cubica	Rck =	30.00	N/mm²
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	24.90	N/mm ²
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	32.90	N/mm ²
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2.56	N/mm ²
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3.07	N/mm ²
	Modulo elastico	Ecm =	31 447.16	N/mm ²
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc} =	0.85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c =	1.50	
	Resistenza di calcolo a compressione	fcd =	14.11	N/mm²
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1.79	N/mm ²
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1.19	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	ϵ_{c1} =	0.200%	
	Deformazione ultima	ϵ_{cu} =	0.350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre ($\phi < 32$)	fbk =	4.03	N/mm ²
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre ($\phi < 32$)	fbd =	2.69	N/mm ²
1.2. Acciaio in barre per armature (punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di snervamento	fyk =	450.00	N/mm²
	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540.00	N/mm ²
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s =	1.15	
	Resistenza di calcolo	fyd =	391.30	N/mm²
	Modulo elastico	Esm =	206 000.00	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	ϵ_{yd} =	0.190%	
	Deformazione ultima	ϵ_{ud} =	2.500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σ_s =	360.00	N/mm ²
	Tensione massima per cmb. quasi permanente	σ_s =	11.21	N/mm ²
$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \sigma \leq f_{ywd}$				
	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	f_{ywd,ef} =	390.00	N/mm²

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica

	Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		spigolo
	Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare
	Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	270.00 mm
	Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	270.00 mm
	Spessore soletta	h =	600.00 mm
	Copri ferro baricentro armatura tesa	c =	40.00 mm
	Altezza utile	d =	560.00 mm
	Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	540.00 mm
	Perimetro di verifica di base utilizzato	u_1 =	2 780.00 mm
	Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	1 556 800.00 mm ²
	Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	402.12 mm ² /m
	Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	402.12 mm ² /m
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	834 000.00 mm ²
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	834 000.00 mm ²

3. Sollecitazioni		comb=	FZ Max	
elemento	Fondazione			
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0.00	mm
Contributo terreno	no	ex=	0.00	mm
		e=	0.00	mm
Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno 	$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$ $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	K=	1.5	
		W1x=	3 679 733.81	mm ²
		W1y=	3 679 733.81	mm ²
		β =	1.00000	
		β x =	1.00000	
		β y =	1.00000	
		Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	V _{ed,0} =	0.1653 N/mm ²
			V _{ed,0x} =	0.1653 N/mm ²
			V _{ed,0y} =	0.1653 N/mm ²
		Tensione massima di taglio sul perimetro di base	V _{ed,1} =	0.0321 N/mm ²
			V _{ed,1x} =	0.0321 N/mm ²
			V _{ed,1y} =	0.0321 N/mm ²
		contributo del terreno per fondazione	σ _t =	0.0500 N/mm ²
		area influenza pilastro	A =	1 932 100 mm ²
		peso proprio fondazione	Pp =	28 982 N
4. Verifiche				
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρ _{lx} =	0.0007	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρ _{ly} =	0.0007	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l =	0.0007 < 0,02	
	Coefficiente k = 1+(200/d) ^{0,5}	k =	1.5976 < 2	
	Coefficiente CRd,c = 0,18/γ _c	CRd,c =	0.1200	
	Coefficiente v _{min} = 0,035*k ^{1,5} *f _{ck} ^{0,5}	v _{min} =	0.3527	
	Coefficiente k ₁	k ₁ =	0.1000	
FONDAZIONE				
	a (2d consigliato) =	1 120.00	mm	2*d = 1120.00 mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	v _{rd} =	0.23	N/mm ²	
	ved/v _{rd} =	0.14		NON ARMARE
	vedx/v _{rd} =	0.14		NON ARMARE IN X
	vedy/v _{rd} =	0.14		NON ARMARE IN Y

La verifica risulta soddisfatta.

1.7.2.2. Verifiche agli SLE
1.7.2.2.1. Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

1.7.2.2.2. Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	46.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	596	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	237.74	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	16273175407	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.68	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	15.33	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	46.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	4	[-]
Altezza utile della sezione	d'	596	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	237.74	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	16273175407	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.68	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	15.33	[MPa]

1.7.2.2.3. Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	46.41	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	237.74	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	15.33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000033	[-]
		0.000045	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0009	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	46.41	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	237.74	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	15.33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000033	[-]
		0.000045	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0009	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4	[mm]

1.8. Platea di fondazione cabinato, scale e terminale piperack

1.8.1. Verifiche Geotecniche

In considerazione delle ottime caratteristiche di resistenza dello strato posto tra quota -0.60m e -1.60m, a favore di sicurezza si eseguiranno le verifiche anche con i valori dello strato posto al di sotto di quota -1.60m.

1.8.1.1. Calcolo della portanza del terreno

1.8.1.1.1. Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate

In considerazione del modello geotecnico riportato al paragrafo precedente si calcola nel seguito la portanza del terreno.

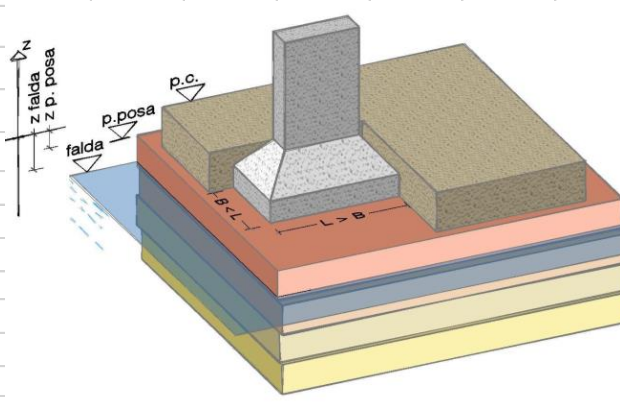
Approccio	2	A1	M1	R3		γ_M			
Combinazione	1					$\tan \phi'_k$	1		
				γ_R		c'_k	1		
		Portanza	2.3			c_{uk}	1		
Condizioni	Drenate	Scorrimento	1.1			γ	1		
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k sat}$ kN/m ³	c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m ³	$\gamma_{sat d}$ kN/m ³
0	0	28.7	20	20	0.00	0.00	28.70	20.00	20.00

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p, posa}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare					
	si	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1.248	1	1	1	1
c	1.496	1	1	1	1
γ	1.248	1	1	1	
Forma fondazione (Meyerhof)					
Inclinazione carico (Hansen-Vesic)					
Inclinazione piano di posa					
Inclinazione piano campagna					
Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)					



Contributi				
Sovraccarico	q	0.28	MPa	12.15%
Coesione	c	0.000	MPa	0.00%
Attrito	γ	2.01	MPa	87.85%

Portanza	2.287	MPa
	2287.00	kPa
Portanza / γ_R	0.994	MPa
	994.35	kPa

1.8.1.1.2. Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate

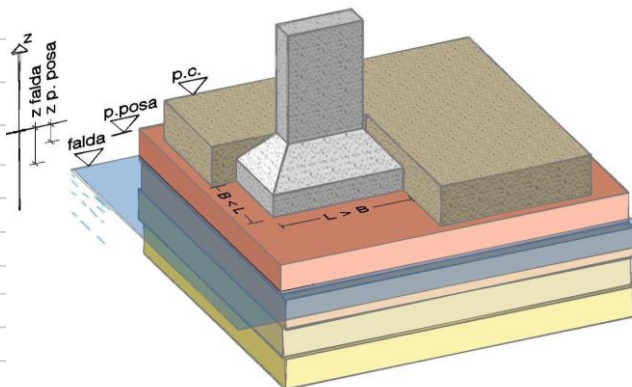
Approccio	2	A1	M1	R3	γ_M
Combinazione	1				$\tan \phi'_k$
				γ_R	c'_k
		Portanza	2.3		c_{uk}
Condizioni	Non drenate	Scorrimento	1.1		γ
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k \text{ sat}}$ kN/m ³	c_{ud} kPa
55.4	6	21.8	18	18	c'_d kPa
					ϕ'_d °
					γ_d kN/m ³
					$\gamma_{\text{sat } d}$ kN/m ³
					55.40
					6.00
					0.00
					18.00
					18.00

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p.\text{posa}}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare					
	si	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1	1	1	1	1
c	1.174	1	1	1	1.032184
γ	1	1	1	1	
Forma fondazione (Meyerhof)					
Inclinazione carico (Hansen-Vesic)					
Inclinazione piano di posa					
Inclinazione piano campagna					
Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)					

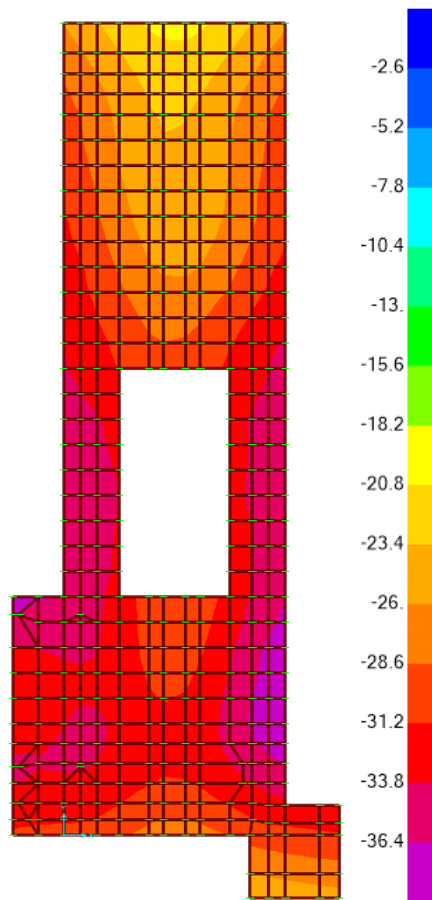


Contributi				
Sovraccarico	q	0.01	MPa	3.52%
Coesione	c	0.345	MPa	96.48%
Attrito	γ	0.00	MPa	0.00%

Portanza	0.358	MPa
	357.66	kPa
Portanza / γ_R	0.156	MPa
	155.51	kPa

1.8.1.2. Verifica di portanza (GEO)

Dal modello di calcolo implementato si ricavano le seguenti pressioni di contatto nella combinazione GEO.



Pressioni sul terreno combinazione statica GEO, espresse in kPa (kN/m²)

Come evidente la pressione di contatto massima risulta pari a:

$$\sigma_{max} = 36.4 \text{ kPa} < q_{lim} = 155.51 \text{ kPa}$$

La verifica si ritiene, quindi, soddisfatta.

1.8.1.3. Stima dei cedimenti (SLE)

A favore di sicurezza si esegue la verifica dei cedimenti considerando solo la porzione di platea posta al di sotto del cogeneratore.

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

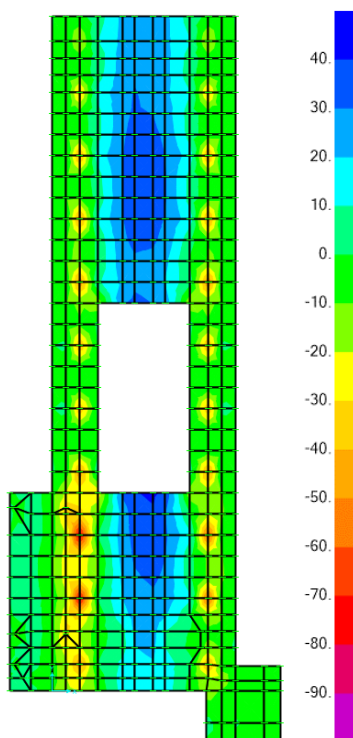
N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN							7 627.0									
N _s = N.o strati del terreno =							4									
B = larghezza fondazione = m							8.70									
L = lunghezza fondazione = m							30.00									
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq							29.2									
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :							Centro									
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:																
B' = m							4.35									
L' = m							15.00									
K _z =							4.00									
K _x =							-									
K _y =							-									
Parametri Strati terreno per calcolo:													Totale			
Cedim. Totali								Cedim. Immediati				w _T = Σ w _{T,j}				
Strato j	Tipo terreno	s _j (m)	z _j (m)	z _{j+1} (m)	Δz _j (m)	Δz _j (ausiliaria)	N _{ss} = s _j /Δz _j	E (kN/mq)	v	E (kN/mq)	v	w _{T,j}				
1		1.00	-	1.00	0.50	0.50	2.0	10 000	-	-	-	0.29				
2		2.00	1.00	3.00	0.50	0.50	4.0	2 500	-	-	-	2.25				
3		2.80	3.00	5.80	0.50	0.50	5.6	6 500	-	-	-	0.92				
4		10.00	5.80	15.80	0.50	0.50	20.0	30 000	-	-	-	0.46				
-		-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-				
-		-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-				
-		-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-				
			z _{max} = m	15.80	Σ N _{ss} =		31.6			Σ w _j =		3.93				
Strato	z (m)	Δz _j (m)	z _j = z - Δz _j /2	R ₁	R ₂	R ₃	Δσ _{z1} (kN/mq)	Δσ _{z2} (kN/mq)	Δσ _{z3} (kN/mq)	E _j (kN/mq)	v _j	w ₁ (cm)	Σ w ₁ (cm)	Σ w ₂ (cm)	Σ w ₃ (cm)	Σ w ₄ (cm)
1	0.50	0.50	0.25	15.00	4.36	15.62	29.22	-	-	10 000	-	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
1	1.00	0.50	0.75	15.02	4.41	15.64	29.16	-	-	10 000	-	0.15	0.29	0.29	0.29	0.29
2	1.50	0.50	1.25	15.05	4.53	15.67	28.95	-	-	2 500	-	0.58	0.87	-	0.87	0.87
2	2.00	0.50	1.75	15.10	4.69	15.72	28.54	-	-	2 500	-	0.57	1.44	-	1.44	1.44
2	2.50	0.50	2.25	15.17	4.90	15.78	27.92	-	-	2 500	-	0.56	2.00	-	2.00	2.00
2	3.00	0.50	2.75	15.25	5.15	15.86	27.11	-	-	2 500	-	0.54	2.54	-	2.54	2.54
3	3.50	0.50	3.25	15.35	5.43	15.95	26.17	-	-	6 500	-	0.20	2.74	-	2.74	2.74
3	4.00	0.50	3.75	15.46	5.74	16.06	25.13	-	-	6 500	-	0.19	2.94	-	2.94	2.94
3	4.50	0.50	4.25	15.59	6.08	16.19	24.05	-	-	6 500	-	0.18	3.12	-	3.12	3.12
3	5.00	0.50	4.75	15.73	6.44	16.32	22.95	-	-	6 500	-	0.18	3.30	-	3.30	3.30
3	5.50	0.50	5.25	15.89	6.82	16.48	21.87	-	-	6 500	-	0.17	3.47	-	3.47	3.47
4	6.00	0.50	5.75	16.06	7.21	16.64	20.83	-	-	30 000	-	0.03	3.50	-	-	3.50
4	6.50	0.50	6.25	16.25	7.61	16.82	19.82	-	-	30 000	-	0.03	3.53	-	-	3.53
4	7.00	0.50	6.75	16.45	8.03	17.01	18.86	-	-	30 000	-	0.03	3.57	-	-	3.57
4	7.50	0.50	7.25	16.66	8.45	17.22	17.95	-	-	30 000	-	0.03	3.60	-	-	3.60
4	8.00	0.50	7.75	16.88	8.89	17.44	17.09	-	-	30 000	-	0.03	3.62	-	-	3.62
4	8.50	0.50	8.25	17.12	9.33	17.66	16.28	-	-	30 000	-	0.03	3.65	-	-	3.65
4	9.00	0.50	8.75	17.37	9.77	17.90	15.52	-	-	30 000	-	0.03	3.68	-	-	3.68
4	9.50	0.50	9.25	17.62	10.22	18.15	14.81	-	-	30 000	-	0.02	3.70	-	-	3.70
4	10.00	0.50	9.75	17.89	10.68	18.41	14.13	-	-	30 000	-	0.02	3.73	-	-	3.73
4	10.50	0.50	10.25	18.17	11.13	18.68	13.50	-	-	30 000	-	0.02	3.75	-	-	3.75
4	11.00	0.50	10.75	18.45	11.60	18.96	12.90	-	-	30 000	-	0.02	3.77	-	-	3.77
4	11.50	0.50	11.25	18.75	12.06	19.25	12.34	-	-	30 000	-	0.02	3.79	-	-	3.79
4	12.00	0.50	11.75	19.05	12.53	19.54	11.81	-	-	30 000	-	0.02	3.81	-	-	3.81
4	12.50	0.50	12.25	19.37	13.00	19.85	11.31	-	-	30 000	-	0.02	3.83	-	-	3.83
4	13.00	0.50	12.75	19.69	13.47	20.16	10.84	-	-	30 000	-	0.02	3.85	-	-	3.85
4	13.50	0.50	13.25	20.01	13.95	20.48	10.39	-	-	30 000	-	0.02	3.86	-	-	3.86
4	14.00	0.50	13.75	20.35	14.42	20.81	9.97	-	-	30 000	-	0.02	3.88	-	-	3.88
4	14.50	0.50	14.25	20.69	14.90	21.14	9.56	-	-	30 000	-	0.02	3.90	-	-	3.90
4	15.00	0.50	14.75	21.04	15.38	21.48	9.19	-	-	30 000	-	0.02	3.91	-	-	3.91
4	15.50	0.50	15.25	21.39	15.86	21.83	8.83	-	-	30 000	-	0.01	3.93	-	-	3.93

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati, dovuto comunque in parte significativa al peso proprio della platea (e quindi verrà scontato nel breve termine), risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

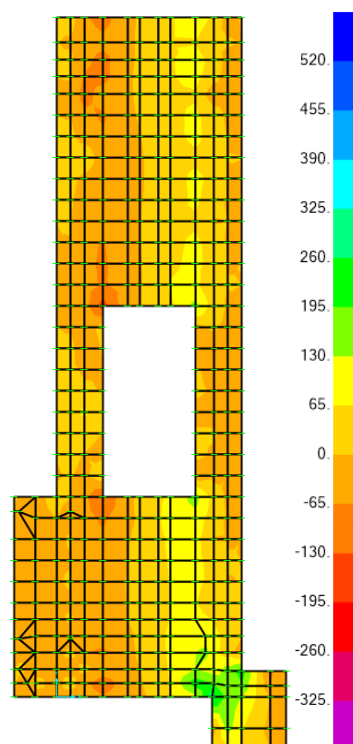
Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.8.2. Dimensionamento platea di fondazione

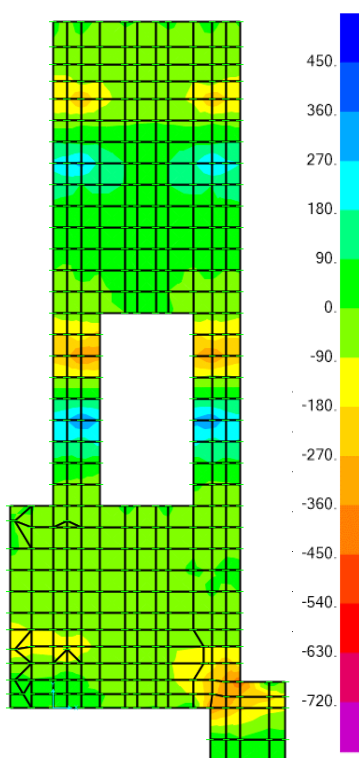
Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU e SLV ricavate dal modello di calcolo.



Sollecitazioni M_{\max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - $M_{\max} = -62.41$ kNm



Sollecitazioni M_{\max} combinazione sismica SLV dir. X+0.3Y, espresse in kNm - $M_{\max} = 230.32$ kNm



Sollecitazioni M_{max} combinazione sismica SLV dir. Y+0.3X, espresse in kNm - $M_{max}=334.63$ kNm

1.8.3. Verifiche platea agli SLU

Si assuma un'armatura base composta da $\varnothing 16/20''$ incrociati, posti superiormente ed inferiormente; si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

1.8.3.1. Verifica a flessione zona

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	396	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	26	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	5	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3459	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.4034 [-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.0101 [-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.1391 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0.9891 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1.0000 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0.1288 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0.2438 [-]
CAMPO 3		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.4342 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	171.92 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.003500 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.004562 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000 [-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0.003419 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	761.0 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	334.6 [kNm]

La verifica è quindi soddisfatta.

1.8.3.2. Verifica rottura conica per trazione
1.8.3.2.1. Verifica lato calcestruzzo

La verifica nei confronti della possibile rottura conica per trazione viene svolta secondo quanto previsto dall'Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo (par. 7.2.1.4).

La resistenza caratteristica di un gruppo di ancoranti posato nel calcestruzzo e non influenzato da ancoranti adiacenti o dai bordi dell'elemento di calcestruzzo si ottiene come segue:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{eff}^{1.5} = 1901.33 \text{ kN}$$

Essendo

$$k_1 = k_{UCR,N} = 7.7 \text{ (a favore di sicurezza)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$h_{eff} = 290 \text{ mm}$$

$A_{C,N} = 640000 \text{ mm}^2$ area di proiezione effettiva, limitata dalla sovrapposizione dei coni di calcestruzzo degli ancoranti adiacenti e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo;

$$A_{C,N}^0 = s_{CRN} \cdot s_{CRN} = 3h_{eff} \cdot 3h_{eff} = 756900 \text{ mm}^2 \text{ area di proiezione di riferimento del cono interessato dalla rottura;}$$

$$\frac{A_{C,N}}{A_{C,N}^0} = 0.85$$

$\psi_{s,N} = 1.00$ fattore che tiene conto della distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza di un bordo;

$\psi_{re,N}$ fattore di spalling della parete esterna non si applica poiché $h_{eff} = 290 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$;

$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1+2\left(\frac{e_n}{s_{CRN}}\right)} = 0.685 < 1.00$ fattore che tiene conto di un effetto di gruppo quando diversi carichi di trazione agiscono sui singoli ancoranti di un gruppo;

Essendo

$$e_n = 0.20 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

$$s_{CRN} = 3h_{eff} = 870 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = 290 \text{ mm}$$

$\psi_{M,N} = 1.00$ tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra l'elemento di collegamento e calcestruzzo nei casi di momenti flettenti con o senza forza assiale.

Si ricava in definitiva la resistenza caratteristica di un ancorante, di un gruppo di ancoranti e degli ancoranti sottoposti a trazione di un gruppo di ancoranti in caso di rottura di un cono di calcestruzzo deve essere ottenuta come indicato nella formula

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \left(\frac{A_{C,N}}{A_{C,N}^0}\right) \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 1901.33 \cdot 0.85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.685 \cdot 1 \approx 1107.05 \text{ kN}$$

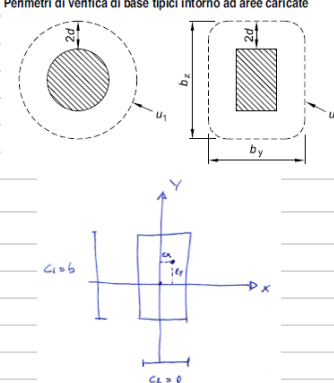
$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_M} = 738.03 \text{ kN} > 228.53 \text{ kN}$$

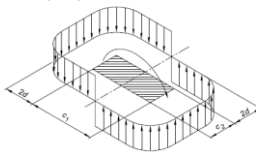
La verifica è, quindi soddisfatta.

1.8.3.3. Verifica a punzonamento

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio (punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cubica	Rck =	30.00	N/mm²
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	24.90	N/mm ²
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	32.90	N/mm ²
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2.56	N/mm ²
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3.07	N/mm ²
	Modulo elastico	Ecm =	31 447.16	N/mm ²
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc} =	0.85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c =	1.50	
	Resistenza di calcolo a compressione	fcd =	14.11	N/mm²
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1.79	N/mm ²
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1.19	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	ϵ_{c1} =	0.200%	
	Deformazione ultima	ϵ_{cu} =	0.350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre ($\phi < 32$)	fbk =	4.03	N/mm ²
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre ($\phi < 32$)	fbd =	2.69	N/mm ²
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σ_c =	14.94	N/mm ²
	Tensione massima per cmb. quasi permanente	σ_c =	11.21	N/mm ²
1.2. Acciaio in barre per armature (punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di snervamento	fyk =	450.00	N/mm²
	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540.00	N/mm ²
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s =	1.15	
	Resistenza di calcolo	fyd =	391.30	N/mm²
	Modulo elastico	Esm =	206 000.00	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	ϵ_{yd} =	0.190%	
	Deformazione ultima	ϵ_{ud} =	2.500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σ_s =	360.00	N/mm ²
$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	f_{ywd,ef} =	340.00	N/mm²

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica

<p>Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate</p> 	Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		spigolo	
	Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
	Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	500.00	mm
	Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	500.00	mm
	Spessore soletta	h =	400.00	mm
	Copri ferro baricento armatura tesa	c =	40.00	mm
	Altezza utile	d =	360.00	mm
	Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u ₀ =	1 000.00	mm
	Perimetro di verifica di base utilizzato	u ₁ =	2 440.00	mm
	Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	878 400.00	mm ²
		Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	603.19 mm ² /m
		Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	603.19 mm ² /m
		Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	488 000.00 mm ²
		Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	488 000.00 mm ²

3. Sollecitazioni		comb=	FZ Max			
elemento	Fondazione					
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0.00	mm		
Contributo terreno	no	ex=	0.00	mm		
		e=	0.00	mm		
<div>Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno</div> 	$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$ $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	K=	1.5			
		W1x=	2 634 786.68	mm ²		
		W1y=	2 634 786.68	mm ²		
		β =	1.00000			
		β x =	1.00000			
		β y =	1.00000			
		Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	v _{ed,0} =	0.7577	N/mm ²	
			$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_o d}$	v _{ed,0x} =	0.7577	N/mm ²
				v _{ed,0y} =	0.7577	N/mm ²
		Tensione massima di taglio sul perimetro di base	v _{ed,1} =	0.3105	N/mm ²	
	$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$	v _{ed,1x} =	0.3105	N/mm ²		
		v _{ed,1y} =	0.3105	N/mm ²		
	contributo del terreno per fondazione	σ _t =	0.0500	N/mm ²		
	area influenza pilastro	A =	1 488 400	mm ²		
	peso proprio fondazione	Pp =	14 884	N		

4. Verifiche				
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρ _{lx} =	0.0015	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρ _{ly} =	0.0015	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l =	0.0015	< 0,02
	Coefficiente k = 1+(200/d)^0,5	k =	1.7454	< 2
	Coefficiente CR _{d,c} = 0,18/γ _c	CR _{d,c} =	0.1200	
	Coefficiente v _{min} = 0,035*k^1,5*f _{ck} ^0,5	v _{min} =	0.4027	
	Coefficiente k ₁	k ₁ =	0.1000	

FONDAZIONE						
	a (2d consigliato) =	720.00	mm	2*d =	720.00	mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	v _{rd} =	0.33	N/mm ²			
$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2 d / a \geq v_{min} \cdot \frac{2 d}{a}$	ved/v _{rd} =	0.95		NON ARMARE		
	vedx/v _{rd} =	0.95		NON ARMARE IN X		
	vedy/v _{rd} =	0.95		NON ARMARE IN Y		

La verifica risulta soddisfatta anche con l'armatura base, tuttavia si prevede il raffittimento di armatura Ø16/10" nelle zone di appoggio.

1.8.4. Verifiche agli SLE

1.8.4.1. Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

1.8.4.2. Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	33.9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	396	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	181.49	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6364711981	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.97	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	17.13	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	33.9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	4	[-]
Altezza utile della sezione	d'	396	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	181.49	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	6364711981	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.97	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	17.13	[MPa]

1.8.4.3. Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	33.89	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	181.49	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	17.13	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000042	[-]
		0.000050	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0010	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	27	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	181.49	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	13.65	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000025	[-]
		0.000040	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0008	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4	[mm]

1.9. Plinti piperack

I plinti interni al capannone industriale saranno realizzati mediante un taglio del pavimento industriale ed un fissaggio perimetrale del plinto, si procede, quindi alla verifica del plinto esterno.

1.9.1. Verifica a ribaltamento

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento sviluppata nella direzione Y in combinazione SLV, assumendo come punto di ribaltamento lo spigolo inferiore esterno del plinto.

$$N_{plinto} = \gamma \cdot b \cdot l \cdot h = 25.00 \cdot 2.50 \cdot 2.50 \cdot 0.50 = 78.125 \text{ kN}$$

$$N_{pil, compr} = 497.00 \text{ kN}$$

$$N_{pil, traz} = 434.00 \text{ kN}$$

$$V_{tot, pil} \approx 4.00 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante sarà dato da:

$$M_R = N_{pil, traz} \cdot br + V_{tot, pil} \cdot h = 434.00 \cdot 0.50 + 4.00 \cdot 0.50 \approx 219.00 \text{ kNm}$$

Il momento stabilizzante, invece, sarà:

$$M_S = N_{pil, compr} \cdot br + N_{plinto} \cdot br = 497 \cdot 1.00 + 78.125 \cdot 1.25 = 594.66 \text{ kNm} > M_R$$

1.9.2. Verifiche Geotecniche

1.9.2.1. Calcolo della portanza del terreno

1.9.2.1.1. Strato fino a quota -1.60 – condizioni drenate

In considerazione del modello geotecnico riportato al paragrafo precedente si calcola nel seguito la portanza del terreno.

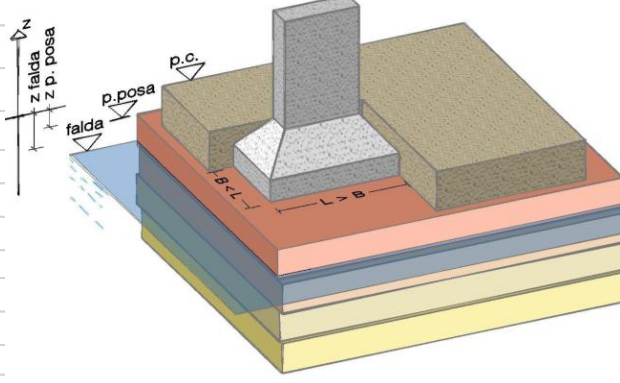
Approccio	2	A1	M1	R3					γ_M			
Combinazione	1							$\tan \phi_k$	1			
					γ_R			c'_k	1			
				Portanza	2.3			c_{uk}	1			
Condizioni	Drenate			Scorrimento	1.1			γ	1			
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k \text{ sat}}$ kN/m ³		c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m ³	$\gamma_{sat \text{ d}}$ kN/m ³		
0	0	28.7	20	20		0.00	0.00	28.70	20.00	20.00		

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p, posa}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare					
	si	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1.248	1	1	1	1
c	1.496	1	1	1	1
γ	1.248	1	1	1	
<div> <div>Forma fondazione (Meyerhof)</div> <div>Inclinazione carico (Hansen-Vesic)</div> <div>Inclinazione piano di posa</div> <div>Inclinazione piano campagna</div> <div>Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)</div> </div>					



Contributi				
Sovraccarico	q	0.28	MPa	12.15%
Coesione	c	0.000	MPa	0.00%
Attrito	γ	2.01	MPa	87.85%

Portanza	2.287	MPa
	2287.00	kPa
Portanza / γ_R	0.994	MPa
	994.35	kPa

1.9.2.1.2. Strato sotto quota -1.60m – condizioni non drenate

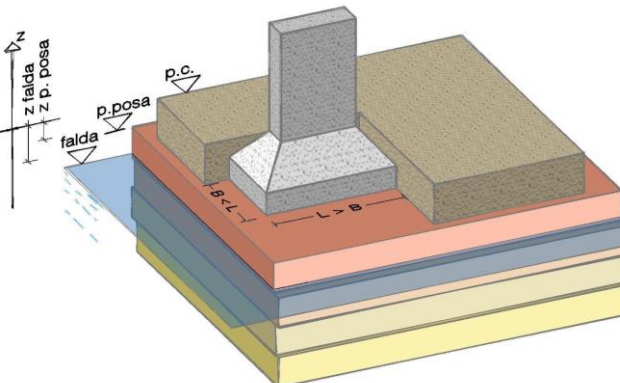
Approccio	2	A1	M1	R3	γ_M
Combinazione	1				$\tan \phi'_k$
				γ_R	c'_k
		Portanza	2.3		c_{uk}
Condizioni	Non drenate	Scorrimento	1.1		γ
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m ³	$\gamma_{k \text{ sat}}$ kN/m ³	c_{ud} kPa
55.4	6	21.8	18	18	c'_d kPa
					ϕ'_d °
					γ_d kN/m ³
					$\gamma_{\text{sat } d}$ kN/m ³
					55.40
					6.00
					0.00
					18.00
					18.00

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p.\text{posa}}$	-0.7	m
Profondità falda	z_{falda}	-15	m
Larghezza fondazione	B	8.7	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

Considerare				
si	si	si	si	si
s	i	b	g	d
q	1	1	1	1
c	1.174	1	1	1.032184
γ	1	1	1	1
Forma fondazione (Meyerhof)	Inclinazione carico (Hansen-Vesic)	Inclinazione piano di posa	Inclinazione piano campagna	Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)

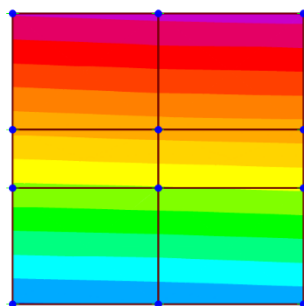


Contributi				
Sovraccarico	q	0.01	MPa	3.52%
Coesione	c	0.345	MPa	96.48%
Attrito	γ	0.00	MPa	0.00%

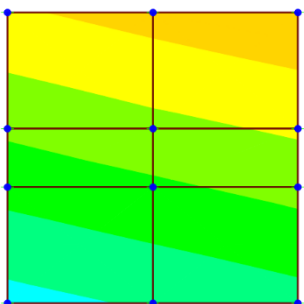
Portanza	0.358	MPa
	357.66	kPa
Portanza / γ_R	0.156	MPa
	155.51	kPa

1.9.2.2. Verifica di portanza

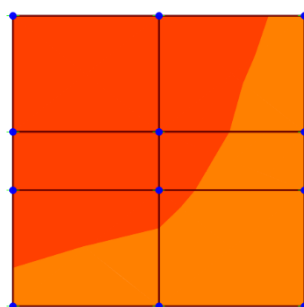
Ai fini della valutazione delle sollecitazioni sul terreno si è implementato un modello di calcolo con plinti posti su terreno alla Winkler, con costante di sottofondo posta prudenzialmente $k_w=1.00 \text{ daN/cm}^3$.



Combinazione SLV_Y+0.3X – $p_{max}= 126$ kPa



Combinazione SLV_X+0.3Y – $p_{max}= 85$ kPa



Combinazione SLU – $p_{max}= 34$ kPa

Essendo i dati riportati inferiori rispetto al valore di portanza calcolato in precedenza, la verifica si ritiene soddisfatta.

1.9.2.3. Stima dei cedimenti (SLE)

A favore di sicurezza si esegue la verifica dei cedimenti considerando solo la porzione di platea posta al di sotto del cogeneratore.

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

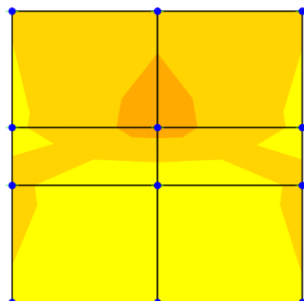
N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN							67.0								
N _s = N.o strati del terreno =							4								
B = larghezza fondazione = m							2.50								
L = lunghezza fondazione = m							2.50								
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq							10.7								
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :							Centro								
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:															
B' = m							1.25								
L' = m							1.25								
K _z =							4.00								
K _x =							-								
K _y =							-								
Parametri Strati terreno per calcolo:												Totali			
Cedim. Totali							Cedim. Immediati		w _T = Σ w _{T,j}						
Strato j	Tipo terreno	s _j (m)	z _j (m)	z _{j+1} (m)	Δz _j (m)	Δz _j (ausiliaria)	N _{ss} = s _j /Δz _j	E (kN/mq)	v	E (kN/mq)	v	w _{T,j}			
1		1.00	-	1.00	0.50	0.50	2.0	10 000	-	-	-	0.10			
2		2.00	1.00	3.00	0.50	0.50	4.0	2 500	-	-	-	0.41			
3		2.80	3.00	5.80	0.50	0.50	5.6	6 500	-	-	-	0.06			
4		10.00	5.80	15.80	0.50	0.50	20.0	30 000	-	-	-	0.01			
-		-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
-		-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-			
			z _{max} = m	15.80	Σ N _{ss} =		31.6			Σ w _j =		0.58			
Strato	z (m)	Δz _j (m)	z _j = z - Δz _j /2	R ₁	R ₂	R ₃	Δσ _{z1} (kN/mq)	Δσ _{z2} (kN/mq)	Δσ _{z3} (kN/mq)	E _j (kN/mq)	v _j	w ₁ (cm)	Σ w ₁ (cm)	Σ w ₁ (cm)	Σ w ₁ (cm)
1	0.50	0.50	0.25	1.27	1.27	1.79	10.66	-	-	10 000	-	0.05	0.05	0.05	0.05
1	1.00	0.50	0.75	1.46	1.46	1.92	9.56	-	-	10 000	-	0.05	0.10	0.10	0.10
2	1.50	0.50	1.25	1.77	1.77	2.17	7.51	-	-	2 500	-	0.15	0.25	-	0.25
2	2.00	0.50	1.75	2.15	2.15	2.49	5.60	-	-	2 500	-	0.11	0.36	-	0.36
2	2.50	0.50	2.25	2.57	2.57	2.86	4.16	-	-	2 500	-	0.08	0.45	-	0.45
2	3.00	0.50	2.75	3.02	3.02	3.27	3.14	-	-	2 500	-	0.06	0.51	-	0.51
3	3.50	0.50	3.25	3.48	3.48	3.70	2.43	-	-	6 500	-	0.02	0.53	-	0.53
3	4.00	0.50	3.75	3.95	3.95	4.15	1.92	-	-	6 500	-	0.01	0.54	-	0.54
3	4.50	0.50	4.25	4.43	4.43	4.60	1.55	-	-	6 500	-	0.01	0.55	-	0.55
3	5.00	0.50	4.75	4.91	4.91	5.07	1.27	-	-	6 500	-	0.01	0.56	-	0.56
3	5.50	0.50	5.25	5.40	5.40	5.54	1.06	-	-	6 500	-	0.01	0.57	-	0.57
4	6.00	0.50	5.75	5.88	5.88	6.02	0.90	-	-	30 000	-	0.00	0.57	-	0.57
4	6.50	0.50	6.25	6.37	6.37	6.50	0.77	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	7.00	0.50	6.75	6.86	6.86	6.98	0.66	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	7.50	0.50	7.25	7.36	7.36	7.46	0.58	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	8.00	0.50	7.75	7.85	7.85	7.95	0.51	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	8.50	0.50	8.25	8.34	8.34	8.44	0.45	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	9.00	0.50	8.75	8.84	8.84	8.93	0.40	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	9.50	0.50	9.25	9.33	9.33	9.42	0.36	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	10.00	0.50	9.75	9.83	9.83	9.91	0.33	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	10.50	0.50	10.25	10.33	10.33	10.40	0.30	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	11.00	0.50	10.75	10.82	10.82	10.89	0.27	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	11.50	0.50	11.25	11.32	11.32	11.39	0.25	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	12.00	0.50	11.75	11.82	11.82	11.88	0.23	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	12.50	0.50	12.25	12.31	12.31	12.38	0.21	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	13.00	0.50	12.75	12.81	12.81	12.87	0.19	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	13.50	0.50	13.25	13.31	13.31	13.37	0.18	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	14.00	0.50	13.75	13.81	13.81	13.86	0.17	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	14.50	0.50	14.25	14.30	14.30	14.36	0.16	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	15.00	0.50	14.75	14.80	14.80	14.86	0.15	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58
4	15.50	0.50	15.25	15.30	15.30	15.35	0.14	-	-	30 000	-	0.00	0.58	-	0.58

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.9.3. Dimensionamento plinto

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU massime ricavate dal modello di calcolo e funzionali al dimensionamento delle armature della platea.



Sollecitazioni M_{max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - $M_{max}=44.60$ kNm

1.9.3.1. Verifiche platea agli SLU

Si assuma un'armatura base composta da Ø16/20" incrociati, posti superiormente ed inferiormente; si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

1.9.3.1.1. Verifica a flessione

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	496	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	26	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	9	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

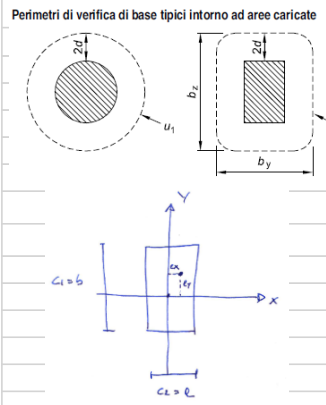
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.3221 [-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.0081 [-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.1391 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	1.0000 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1.0000 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0.1291 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0.2438 [-]
CAMPO 3		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.3466 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	171.92 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.003500 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.006597 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000 [-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0.003419 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	987.3 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	44.6 [kNm]

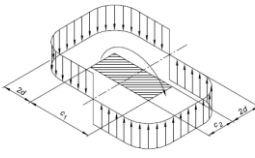
La verifica è quindi soddisfatta.

1.9.3.1.2. Verifica a punzonamento

In considerazione dei carichi in gioco, la verifica a punzonamento verrà eseguita nella zona al di sotto del cogeneratore.

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio (punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cubica	Rck =	30.00	N/mm²
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	24.90	N/mm ²
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	32.90	N/mm ²
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2.56	N/mm ²
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3.07	N/mm ²
	Modulo elastico	Ecm =	31 447.16	N/mm ²
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc} =	0.85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c =	1.50	
	Resistenza di calcolo a compressione	fcd =	14.11	N/mm²
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1.79	N/mm ²
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1.19	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	ϵ_{c1} =	0.200%	
	Deformazione ultima	ϵ_{cu} =	0.350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre ($\phi < 32$)	fbk =	4.03	N/mm ²
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre ($\phi < 32$)	fbd =	2.69	N/mm ²
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σ_c =	14.94	N/mm ²
	Tensione massima per cmb. quasi permanente	σ_c =	11.21	N/mm ²
1.2. Acciaio in barre per armature (punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di snervamento	fyk =	450.00	N/mm²
	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540.00	N/mm ²
	Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s =	1.15	
	Resistenza di calcolo	fyd =	391.30	N/mm²
	Modulo elastico	Esm =	206 000.00	N/mm ²
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	ϵ_{yd} =	0.190%	
	Deformazione ultima	ϵ_{ud} =	2.500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σ_s =	360.00	N/mm ²
	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	f_{ywd,ef} =	365.00	N/mm²
	$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \sigma \leq f_{ywd}$			

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica				
	Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		interno	
	Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
	Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	200.00	mm
	Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	200.00	mm
	Spessore soletta	h =	500.00	mm
	Copri ferro baricentro armatura tesa	c =	40.00	mm
	Altezza utile	d =	460.00	mm
	Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	800.00	mm
	Perimetro di verifica di base utilizzato	u_1 =	8 160.00	mm
	Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	3 753 600.00	mm ²
	Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	603.19	mm ² /m
	Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	603.19	mm ² /m
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	1 020 000.00	mm ²
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	1 020 000.00	mm ²

3. Sollecitazioni		comb=	FZ Max	
elemento	Fondazione			
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0.00	mm
Contributo terreno	no	ex=	0.00	mm
		e=	0.00	mm
Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno 	$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$ $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	K=	1.5	
		W1x=	4 391 653.05	mm ²
		W1y=	4 391 653.05	mm ²
		β =	1.00000	
		β x =	1.00000	
		β y =	1.00000	
		Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	V _{ed,0} =	1.3505 N/mm ²
			V _{ed,0x} =	1.3505 N/mm ²
			V _{ed,0y} =	1.3505 N/mm ²
		Tensione massima di taglio sul perimetro di base	V _{ed,1} =	0.1324 N/mm ²
			V _{ed,1x} =	0.1324 N/mm ²
			V _{ed,1y} =	0.1324 N/mm ²
	contributo del terreno per fondazione	σ _t =	0.0500	N/mm ²
	area influenza pilastro	A =	4 161 600	mm ²
	peso proprio fondazione	Pp =	52 020	N
4. Verifiche				
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρ _{lx} =	0.0012	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρ _{ly} =	0.0012	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l =	0.0012 < 0,02	
	Coefficiente k = 1+(200/d) ^{0,5}	k =	1.6594 < 2	
	Coefficiente CR _{d,c} = 0,18/γ _c	CR _{d,c} =	0.1200	
	Coefficiente v _{min} = 0,035*k ^{1,5} *f _{ck} ^{0,5}	v _{min} =	0.3733	
	Coefficiente k ₁	k ₁ =	0.1000	
FONDAZIONE				
	a (2d consigliato) =	920.00	mm	2*d = 920.00 mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	v _{rd} =	0.29	N/mm ²	
	v _{ed} /v _{rd} =	0.46	NON ARMARE	
	v _{edx} /v _{rd} =	0.46	NON ARMARE IN X	
	v _{edy} /v _{rd} =	0.46	NON ARMARE IN Y	

La verifica risulta soddisfatta.

1.9.3.2. Verifiche agli SLE
1.9.3.2.1. Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

1.9.3.2.2. Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	6.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	496	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	210.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10694907383	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.12	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	2.47	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	6.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	4	[-]
Altezza utile della sezione	d'	496	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5784	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	210.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10694907383	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.12	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	2.47	[MPa]

1.9.3.2.3. Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	6.18	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	210.90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	2.47	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000029	[-]
		0.000007	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0001	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	27	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	210.90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	10.80	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.57837	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000011	[-]
		0.000031	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.45	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.49	[mm]
		20.49	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0006	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4	[mm]

1.10. Platea serbatoio olio e urea

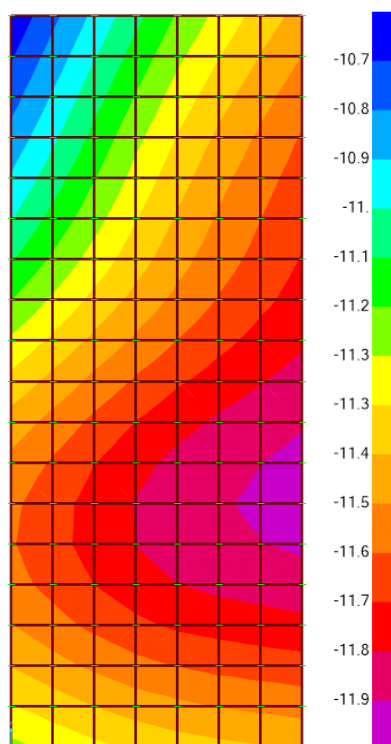
1.10.1. Verifiche Geotecniche

In considerazione delle ottime caratteristiche di resistenza dello strato posto tra quota -0.60m e -1.60m, a favore di sicurezza si eseguiranno le verifiche anche con i valori dello strato posto al di sotto di quota -1.60m.

Per la portanza del terreno, come visto ai paragrafi precedenti, si ha un valore minimo in condizioni non drenate pari a 1.55kPa.

1.10.1.1. Verifica di portanza (GEO)

Dal modello di calcolo implementato si ricavano le seguenti pressioni di contatto nella combinazione GEO.



Pressioni sul terreno combinazione statica GEO, espresse in kPa (kN/m²)

Come evidente la pressione di contatto massima risulta pari a:

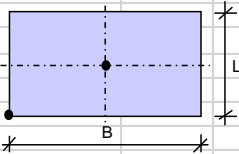
$$\sigma_{max} = 11.9 \text{ kPa} < q_{lim} = 155.51 \text{ kPa}$$

La verifica si ritiene, quindi, soddisfatta.

1.10.1.2. Stima dei cedimenti (SLE)

A favore di sicurezza si esegue la verifica dei cedimenti considerando solo la porzione di platea posta al di sotto del cogeneratore.

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

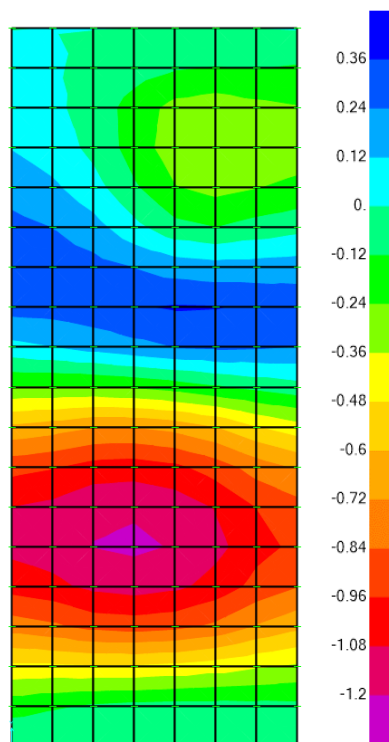
N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN							54.0									
N _s = N.o strati del terreno =							4									
B = larghezza fondazione = m							3.50									
L = lunghezza fondazione = m							8.80									
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq							1.8									
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :							Centro									
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:																
B' = m							1.75									
L' = m							4.40									
K _z =							4.00									
K _x =							-									
K _y =							-									
Parametri Strati terreno per calcolo:													Totale			
Cedim. Totali								Cedim. Immediati		w _T = Σ w _{T,j}						
Strato j	Tipo terreno	s _j (m)	z _j (m)	z _{j+1} (m)	Δz _j (m)	Δz _j (ausiliaria)	N _{ss} = s _j /Δz _j	E (kN/mq)	v	E (kN/mq)	v	w _{T,j}				
1		1.00	-	1.00	0.50	0.50	2.0	10 000	-	-	-	0.02				
2		2.00	1.00	3.00	0.50	0.50	4.0	2 500	-	-	-	0.11				
3		2.80	3.00	5.80	0.50	0.50	5.6	6 500	-	-	-	0.03				
4		10.00	5.80	15.80	0.50	0.50	20.0	30 000	-	-	-	0.01				
-		-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-				
-		-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-				
-		-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-				
z _{max} = m			15.80		Σ N _{ss} =		31.6			Σ w _j =		0.16				
Strato	z (m)	Δz _j (m)	z _j = z - Δz _j /2	R ₁	R ₂	R ₃	Δσ _{z1} (kN/mq)	Δσ _{z2} (kN/mq)	Δσ _{z3} (kN/mq)	E _j (kN/mq)	v _j	w ₁ (cm)	Σ w ₁ (cm)	Σ w ₂ (cm)	Σ w ₃ (cm)	Σ w ₄ (cm)
1	0.50	0.50	0.25	4.41	1.77	4.74	1.75	-	-	10 000	-	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
1	1.00	0.50	0.75	4.46	1.90	4.79	1.70	-	-	10 000	-	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
2	1.50	0.50	1.25	4.57	2.15	4.90	1.58	-	-	2 500	-	0.03	0.05	-	0.05	0.05
2	2.00	0.50	1.75	4.74	2.47	5.05	1.42	-	-	2 500	-	0.03	0.08	-	0.08	0.08
2	2.50	0.50	2.25	4.94	2.85	5.24	1.25	-	-	2 500	-	0.03	0.10	-	0.10	0.10
2	3.00	0.50	2.75	5.19	3.26	5.48	1.09	-	-	2 500	-	0.02	0.12	-	0.12	0.12
3	3.50	0.50	3.25	5.47	3.69	5.74	0.96	-	-	6 500	-	0.01	0.13	-	-	0.13
3	4.00	0.50	3.75	5.78	4.14	6.04	0.84	-	-	6 500	-	0.01	0.14	-	-	0.14
3	4.50	0.50	4.25	6.12	4.60	6.36	0.73	-	-	6 500	-	0.01	0.14	-	-	0.14
3	5.00	0.50	4.75	6.47	5.06	6.71	0.65	-	-	6 500	-	0.00	0.15	-	-	0.15
3	5.50	0.50	5.25	6.85	5.53	7.07	0.57	-	-	6 500	-	0.00	0.15	-	-	0.15
4	6.00	0.50	5.75	7.24	6.01	7.45	0.51	-	-	30 000	-	0.00	0.15	-	-	-
4	6.50	0.50	6.25	7.64	6.49	7.84	0.45	-	-	30 000	-	0.00	0.15	-	-	-
4	7.00	0.50	6.75	8.06	6.97	8.25	0.41	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	7.50	0.50	7.25	8.48	7.46	8.66	0.37	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	8.00	0.50	7.75	8.91	7.95	9.08	0.33	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	8.50	0.50	8.25	9.35	8.43	9.51	0.30	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	9.00	0.50	8.75	9.79	8.92	9.95	0.27	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	9.50	0.50	9.25	10.24	9.41	10.39	0.25	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	10.00	0.50	9.75	10.70	9.91	10.84	0.23	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	10.50	0.50	10.25	11.15	10.40	11.29	0.21	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	11.00	0.50	10.75	11.62	10.89	11.75	0.19	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	11.50	0.50	11.25	12.08	11.39	12.21	0.18	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	12.00	0.50	11.75	12.55	11.88	12.67	0.16	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	12.50	0.50	12.25	13.02	12.37	13.13	0.15	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	13.00	0.50	12.75	13.49	12.87	13.60	0.14	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	13.50	0.50	13.25	13.96	13.37	14.07	0.13	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	14.00	0.50	13.75	14.44	13.86	14.54	0.12	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	14.50	0.50	14.25	14.91	14.36	15.02	0.12	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	15.00	0.50	14.75	15.39	14.85	15.49	0.11	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-
4	15.50	0.50	15.25	15.87	15.35	15.97	0.10	-	-	30 000	-	0.00	0.16	-	-	-

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati, dovuto comunque in parte significativa al peso proprio della platea (e quindi verrà scontato nel breve termine), risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.10.2. Dimensionamento platea di fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU massime ricavate dal modello di calcolo e funzionali al dimensionamento delle armature della platea.



Sollecitazioni M_{max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - $M_{max}=1.20$ kNm

1.10.2.1. Verifiche platea agli SLU

Si assuma un'armatura base composta da $\varnothing 12/20$ " incrociati, posti superiormente ed inferiormente; si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

1.10.2.1.1. Verifica a flessione

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	296	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	26	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	9	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5344	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	452	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.4987 [-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.0135 [-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.0847 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667 [-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667 [-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0.9675 [-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1.0000 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0.1210 [-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0.2293 [-]
CAMPO 3		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.5706 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	168.89 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.003500 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.002634 [-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000 [-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0.003417 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	488.9 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1.2 [kNm]

La verifica è quindi soddisfatta.

1.10.2.2. Verifiche agli SLE
1.10.2.2.1. Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

1.10.2.2.2. Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	4	[mm]
Altezza utile della sezione	d	296	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	5344	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	452	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	147.72	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2977065341	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.05	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	0.77	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	1.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	4	[-]
Altezza utile della sezione	d'	296	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	5344	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	452	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	147.72	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2977065341	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.05	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	0.75	[MPa]

1.10.2.2.3. Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	147.72 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	0.75 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.53438 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000038 [-] 0.000002 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.14 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.96 [mm] 20.96 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0000 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	147.72 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	0.75 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	10 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	10000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.53438 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.54 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000038 [-] 0.000002 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	23.14 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	20.96 [mm] 20.96 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0000 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

