

**REGIONE SICILIA**  
**Provincia di Trapani**  
**COMUNI DI CASTELVETRANO E PARTANNA**

PROGETTO

**IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA"**

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO DI POTENZA PARI A 18,9 MW<sub>p</sub> E  
RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN RICADENTI NEI COMUNI DI CASTELVETRANO E PARTANNA**



**PROGETTO DEFINITIVO**

COMMITTENTE

**X-ELIO** 

X-ELIO FAVARA S.r.l  
Corso Vittorio Emanuele II, 349  
00186 Roma  
P.I. 116234061006

PROGETTISTA:



**Hydro Engineering s.s.**  
di Damiano e Mariano Galbo  
via Rossotti, 39  
91011 Alcamo (TP) Italy



OGGETTO DELL'ELABORATO:

**RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA**

CODICE ELABORATO	DATA	SCALA	FOGLIO	FORMATO	CODIFICA PROGETTISTA
<b>PD-R.6</b>	03-2022	/	1 di 80	A4	<b>R.6 – XELI719PDRrgt006R0</b>

NOME FILE: R.6 – XELI719PDRrgt006R0.doc

X-ELIO FAVARA S.r.l si riserva tutti i diritti su questo documento che non può essere riprodotto neppure parzialmente senza la sua autorizzazione scritta.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	2

### Storia delle revisioni del documento

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	03-2022	Prima emissione	EG	MG	DG

COMMITTENTE

**X-ELIO**⊕

PROGETTISTA

**HE** Hydro  
Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	3

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE AREA DI CASTELVETRANO</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>DATI GENERALI IMPIANTO</b> .....	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA DI ELEVAZIONE E FONDAZIONE</b> .....	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI SISMICA AREA DI CASTELVETRANO</b> .....	<b>17</b>
<b>7</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b> .....	<b>19</b>
<b>8</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA AREA DI CASTELVERANO</b> .....	<b>24</b>
<b>9</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE E MODELLO GETOECNICO</b> .....	<b>27</b>
<b>10</b>	<b>FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO</b> .....	<b>30</b>
10.1	GENERALITA'.....	30
10.2	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E CARICHI DI PROGETTO.....	30
10.3	VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI COMPRESSIONE.....	31
10.4	VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI TRAZIONE .....	32
10.5	RESISTENZA LATERALE AL FUSTO DEL PALO .....	33
10.6	RESISTENZA ALLA PUNTA DEL PALO.....	34
10.7	CAPACITA' PORTANTE PER CARICHI ORIZZONTALI.....	35
10.8	SOLLECITAZIONI SCARICATE DALLA STRUTTURA DI ELEVAZIONE IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE 37	
<b>11</b>	<b>FONDAZIONI DEI TRACKER</b> .....	<b>39</b>
11.1	TABULATO DI CALCOLO FONDAZIONI DEI TRACKER.....	39
<b>12</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI CONTROL ROOM</b> .....	<b>51</b>
12.1	FONDAZIONE CONTROL ROOM: ANALISI DEI CARICHI .....	52
<b>13</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI POWER STATION</b> .....	<b>53</b>
13.1	FONDAZIONE POWER STATION: ANALISI DEI CARICHI.....	54
<b>14</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI CABINA MTR</b> .....	<b>55</b>
14.1	FONDAZIONE MTR: ANALISI DEI CARICHI .....	56
<b>15</b>	<b>TABULATI DI CALCOLO CONTROL ROOM</b> .....	<b>57</b>
<b>16</b>	<b>TABULATI DI CALCOLO POWER STATION</b> .....	<b>65</b>
<b>17</b>	<b>TABULATI DI CALCOLO LOCALE MTR</b> .....	<b>73</b>

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	4

## 1            **PREMESSA**

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata dalla Società X-ELIO Favara SRL, di redigere il progetto definitivo di un impianto agro-fotovoltaico della potenza di circa 18,9 MWp, ubicato nel Comune di Castelvetrano e delle relative opere di connessione alla Rete, presso la Sottostazione di utente e relativa RTN site nel Comune di Partanna, in Provincia di Trapani.

Il progetto definitivo consiste nella realizzazione di un impianto fotovoltaico a terra, su strutture ad inseguimento monoassiale (trackers), ubicato nel Comune di Castelvetrano; in uno con l'impianto sarà realizzato un sistema BESS da 7,5 MW.

Il sistema BESS è un impianto di accumulo di energia elettrica a batterie elettrochimiche, costituito da apparecchiature per la conversione bidirezionale dell'energia da media a bassa tensione ed il raddrizzamento della corrente da alternata a continua.

Nel complesso l'impianto BESS è caratterizzato da una potenza nominale pari a circa 7,5 MW e da una capacità energetica nominale pari a circa 30,0 MWh, realizzato con sottosistemi, macchine ed apparati di potenza modulare per installazioni outdoor, utilizzando container attrezzati per le varie necessità impiantistiche ed idonei a garantire una facile rimovibilità.

L'impianto fotovoltaico sarà composto complessivamente da n.5 sottocampi della potenza variabile da 3,72 MW sino a 3,85 MW, collegati fra loro attraverso una rete di distribuzione interna in media tensione.

Presso l'impianto verranno realizzate le cabine di sottocampo e la cabina principale di impianto (MTR), dalla quale si dipartono le linee di collegamento di media tensione interrate verso il punto di consegna (passando in entra/esce per il sistema BESS di accumulo), presso la nuova sottostazione elettrica di trasformazione di utente, che verrà realizzata nei pressi dell'esistente stazione elettrica di Partanna.

**Il presente documento si propone di descrivere la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto in uno con le verifiche geotecniche e strutturali relative alle fondazioni dei tracker e alle strutture di servizio dell'impianto fotovoltaico (MTR, PS, Control Room).** Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico redatto dal Dott. Geologo Carlo Cibella allegato al presente progetto.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	5

## 2                    **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- IEC 60400-1 “Wind Turbine safety and design”;
- Eurocodice 2 “Design of concrete structures”.
- Eurocodice 3 “Design of steel structures”.
- Eurocodice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Eurocodice 7 “Geotechnical design”.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	6

### 3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE AREA DI CASTELVETRANO

Il nuovo impianto agro-fotovoltaico in oggetto insisterà su un lotto di terreno sito nel comune di Castelvetro (Trapani) di estensione pari a circa 24,0 ha.

La sottostazione elettrica di connessione ricade invece nel territorio del Comune di Partanna (TP), contrada Magaggiari. Dal punto di vista cartografico, le opere in progetto sono individuate all'interno delle seguenti cartografie e Fogli di Mappa:

#### 1) Impianto Agro-fotovoltaico "FAVARA":

- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, di cui alle seguenti codifiche "257\_II\_SE-Partanna; Carta tecnica regionale CTR, scala 1:10.000, fogli n° 618060, n° 618070;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Castelvetro n°22, p.lle 32, 137, 29, 5, 6, 145, 185, 2, 3, 4, 7;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Castelvetro n°14, p.lle 93, 95, 130, 84, 85, 72;

#### 2) Sistema BESS di accumulo:

- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, di cui alle seguenti codifiche "257\_II\_SE-Partanna; Carta tecnica regionale CTR, scala 1:10.000, fogli n° 618060, n° 618070;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Partanna n°43, p.lle 78;

#### 3) Cavidotto di connessione impianto-SSE:

- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, di cui alle seguenti codifiche "257\_II\_SE-Partanna; Carta tecnica regionale CTR, scala 1:10.000, fogli n° 618070, n°618110;
- Foglio di mappa catastale del Comune di Partanna n. 45 (p.lle 189, 2, 3, 4, 209, 8);
- Fogli di mappa catastale del Comune di Partanna n. 29 (p.lle 136);

#### 4) SSE:

- Fogli I.G.M. in scala 1:25.000, di cui alle seguenti codifiche "257\_II\_SE-Partanna; Carta tecnica regionale CTR, scala 1:10.000, foglio n° 618110;
- Fogli di mappa catastale del Comune di Partanna n°63, p.lle 48;

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	7

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 33 WGS84 dell'impianto fotovoltaico e della sottostazione elettrica:

COORDINATE ASSOLUTE NEL SISTEMA UTM 33 WGS84			
DESCRIZIONE	E	N	H [m s.l.m.]
Parco agro-fotovoltaico	308846	4176874	H=255
Cabina MTR	309225,7	4177102,7	H=255
Sottostazione elettrica SSE	310346	4174221	H=217
Sistema di accumulo BESS	309440	4176982	H=237

Tabella 1 - Coordinate assolute del parco AFV, della SSE e del BESS

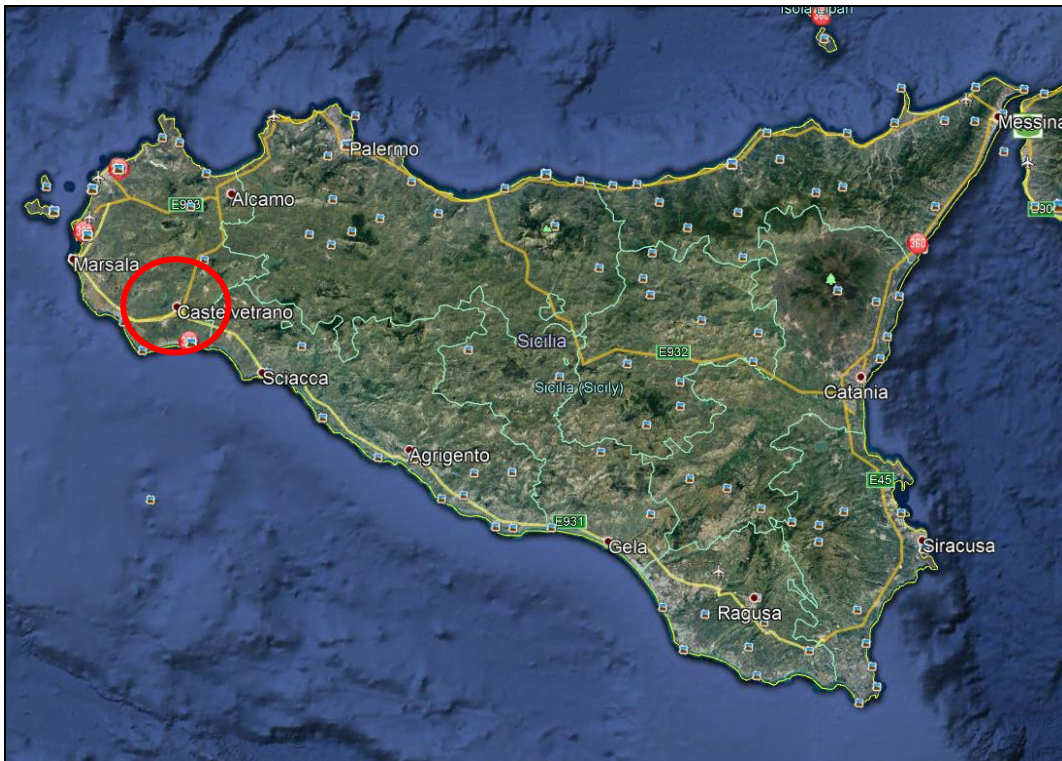


Figura 1 - Ubicazione area di impianto da satellite

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	8

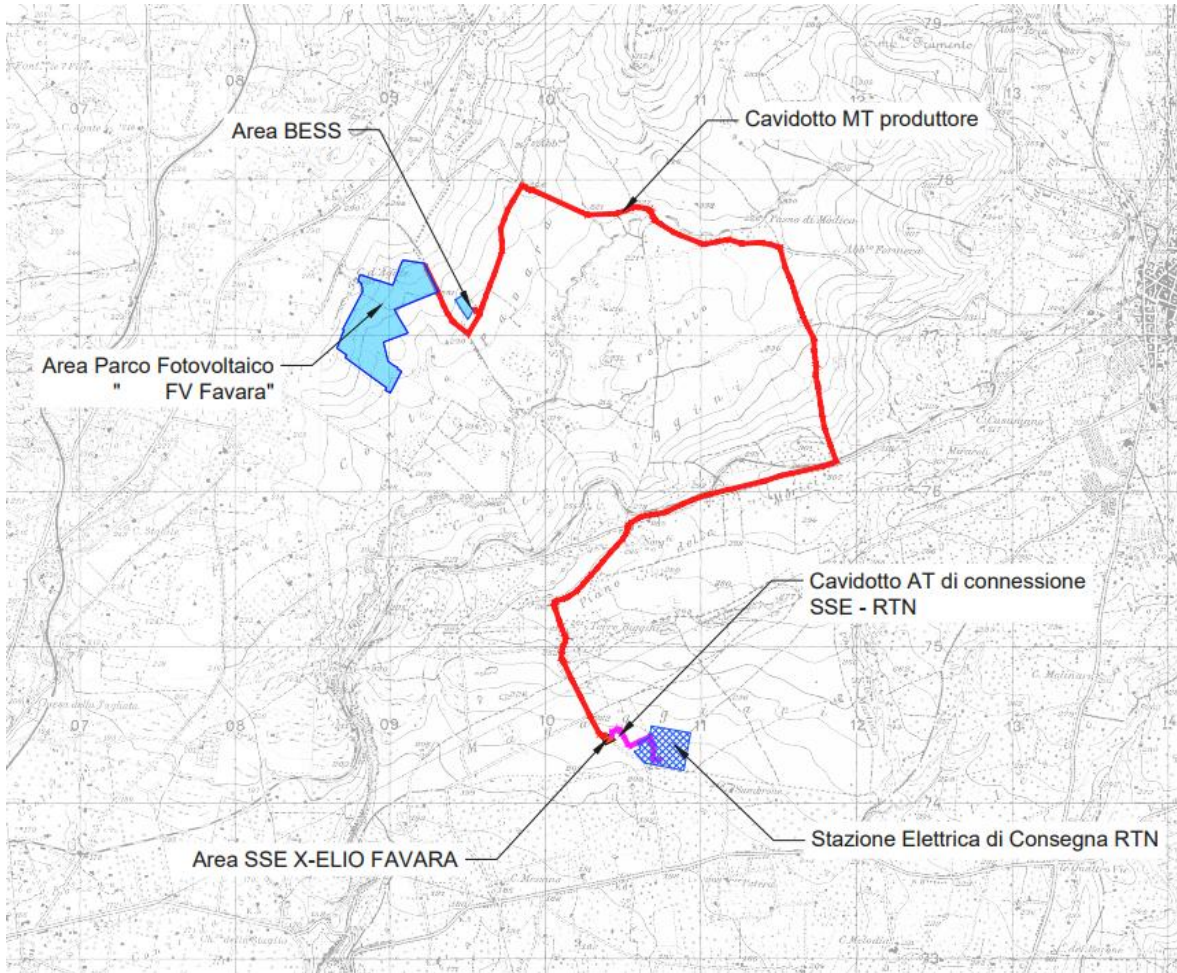


Figura 2 - Inquadramento impianto agro-fotovoltaico su IGM 1:25.000

COMMITTENTE

X-ELIO⊕

PROGETTISTA

HE Hydro Engineering



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	9

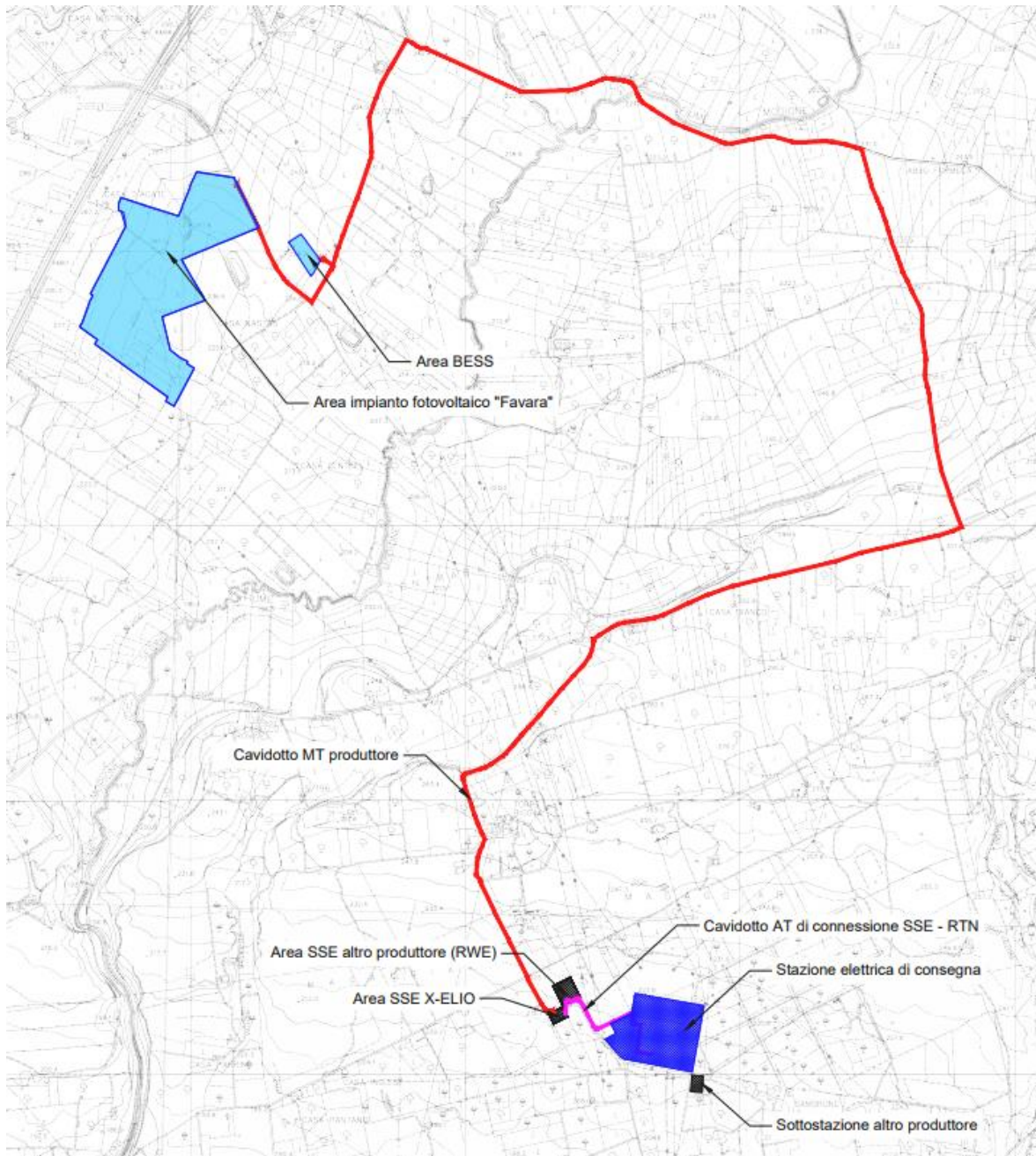


Figura 3- Inquadramento impianto agro-fotovoltaico su CTR

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	10

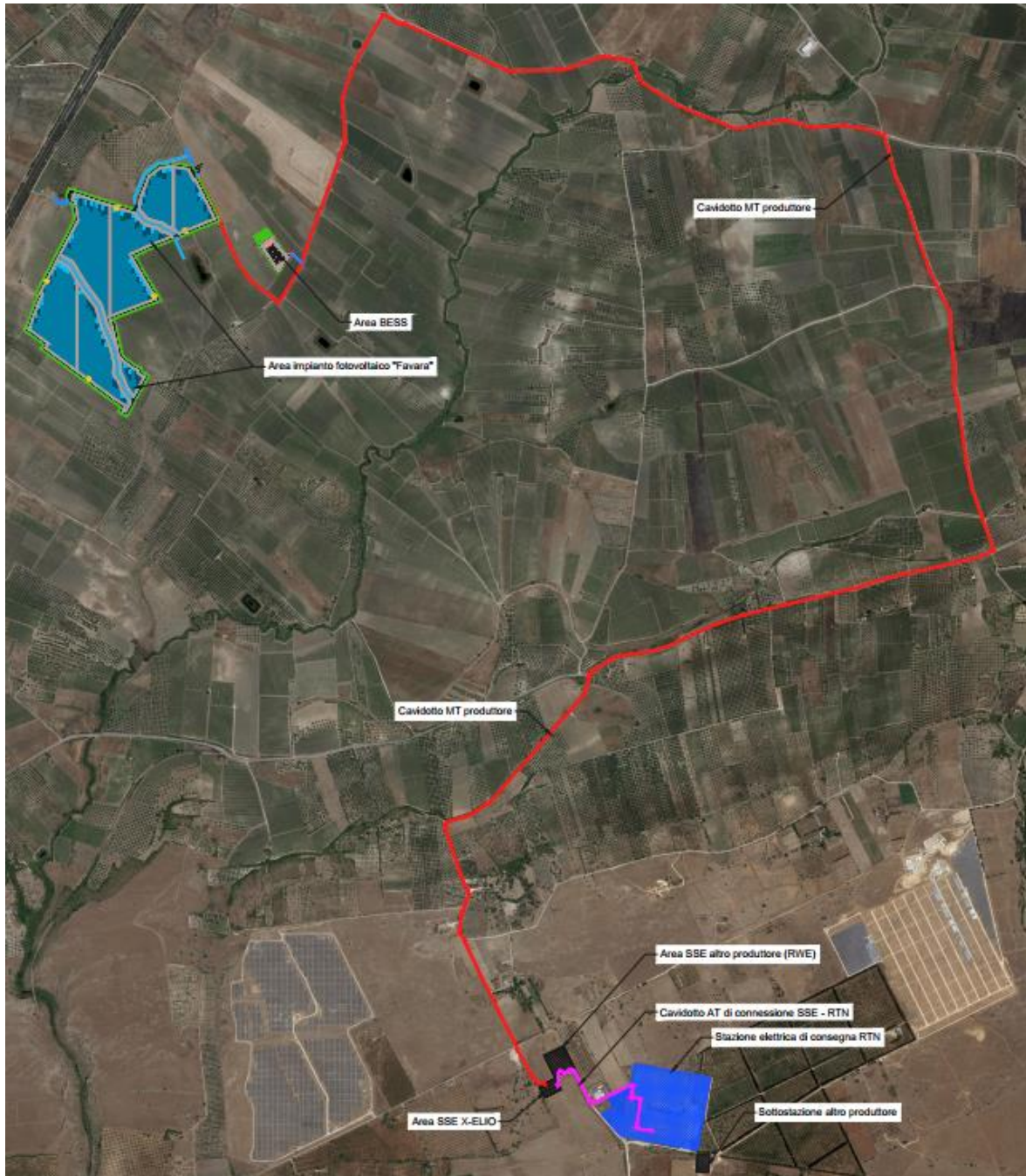


Figura 4- Inquadramento Impianto AFV e Sottostazione elettrica su ortofoto

COMMITTENTE

X-ELIO⊕

PROGETTISTA

HE Hydro Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	11

## 4 DATI GENERALI IMPIANTO

L'impianto AFV "Favara", ubicato nel territorio del Comune di Castelvetro, presenta le seguenti componenti principali:

- una cabina principale di impianto, per la connessione e la distribuzione (MTR), nella quale verranno convogliate tutte le linee MT relative ai rami A e B che collegano le Power Station alla MTR;
- N. 5 Power Station (PS). Le Power Station o cabine di campo avranno la duplice funzione di convertire l'energia elettrica da corrente continua a corrente alternata ed elevare la tensione da bassa a media tensione; esse saranno collegate tra loro in entra-esce, su più rami dalla MTR (in antenna). Ciascun ramo trasporterà una potenza variabile da 11,32 a 7,58 MW e convergerà su un quadro MT a 30 kV verso la cabina di distribuzione MTR.
- i cavi provenienti dalle String Box collegati alle Power Station che a loro volta raccoglieranno i cavi provenienti dai raggruppamenti delle stringhe dei moduli fotovoltaici collegati in serie.
- i moduli fotovoltaici che saranno installati su apposite strutture metalliche di sostegno del tipo ad inseguimento monoassiale (trackers), fissate al terreno attraverso pali infissi e/o trivellati.

L'impianto è connesso alla rete attraverso le seguenti componenti:

- un collegamento elettrico dell'impianto agro-fotovoltaico alla rete di trasmissione di alta tensione presso la Stazione Elettrica esistente di Partanna. Tale connessione avverrà previa condivisione del punto di connessione con l'operatore elettrico RWE Renewables Italia S.r.l. ed attraverso la Sottostazione Elettrica di Utente (SSEU) 150/30 kV in progetto per il parco fotovoltaico "Castelvetro Besi" di X-ELIO Italia 1 S.r.l. (oggetto di altri progetti del Gruppo X-ELIO Italia ed attualmente in fase di autorizzazione);
- la Sottostazione elettrica di utente del promotore verrà collegata in derivazione alla barra generale AT della costruenda Sottostazione Elettrica dell'operatore RWE. Da questa stazione si diparte la linea in cavo AT interrato per il collegamento alla Stazione elettrica Terna, al livello di tensione AT 150 kV, sul sistema di sbarre esistente presso la stazione del Gestore;
- uno stallo X-ELIO FAVARA S.r.l in AT con trasformatore AT/MT 25/33 MVA e i relativi dispositivi di protezione e sezionamento all'interno della sottostazione di utente di trasformazione AT/MT 150/30 kV di X-ELIO Italia 1 S.r.l.
- una linea interrata MT di collegamento fra la SSE di utente e l'impianto agro-fotovoltaico, giacente lungo viabilità esistente;

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	12

- un sistema di accumulo da 7.50 MW/30 MWh, per l'accumulo di parte dell'energia elettrica prodotta dal parco agro-fotovoltaico. Il sistema "Energy storage" è un impianto di accumulo di energia elettrica a batterie elettrochimiche costituito da apparecchiature per la conversione bidirezionale dell'energia da media a bassa tensione ed il raddrizzamento della corrente da alternata a continua.

Tale sistema verrà collegato in entra esce con la MTR di impianto.

L'impianto è completato da:

- tutte le infrastrutture tecniche necessarie alla conversione DC/AC della potenza generata dall'impianto e dalla sua consegna alla rete di trasmissione nazionale;
- opere accessorie, quali: impianti di illuminazione, videosorveglianza, antintrusione, monitoraggio, viabilità di servizio, cancelli e recinzioni.

L'impianto nel suo complesso è in grado di alimentare dalla rete tutti i carichi rilevanti (ad es: quadri di alimentazione, illuminazione). Inoltre, in mancanza di alimentazione dalla rete, tutti i carichi di emergenza potranno essere alimentati da un generatore temporaneo diesel di emergenza e da un sistema di accumulo ad esso connesso (sola predisposizione).

Da quanto progettato discendono i seguenti dati:

Elementi fisici impianto	Superficie impegnata [m <sup>2</sup> ]	Superficie impegnata [ha]	Incidenza percentuale
Proprietà	239.976,7	24,00	100,0%
Fascia di mitigazione a verde perimetrale	24.452,52	2,45	10,2%
Viabilità di servizio	25.188,0	2,52	10,5%
Area occupata da pannelli	87.304,3	8,73	36,30%
Cabine elettriche	330,75	0,03	0,14%
Area occupata dagli impluvi interni all'impianto	14699,0	1,47	6,13%
Corridoi tra pannelli	88.059,9	8,81	36,73%

Il grafico che segue indica l'incidenza percentuale di ciascuna delle superfici su riportate sul totale di 24,0 ha.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	13

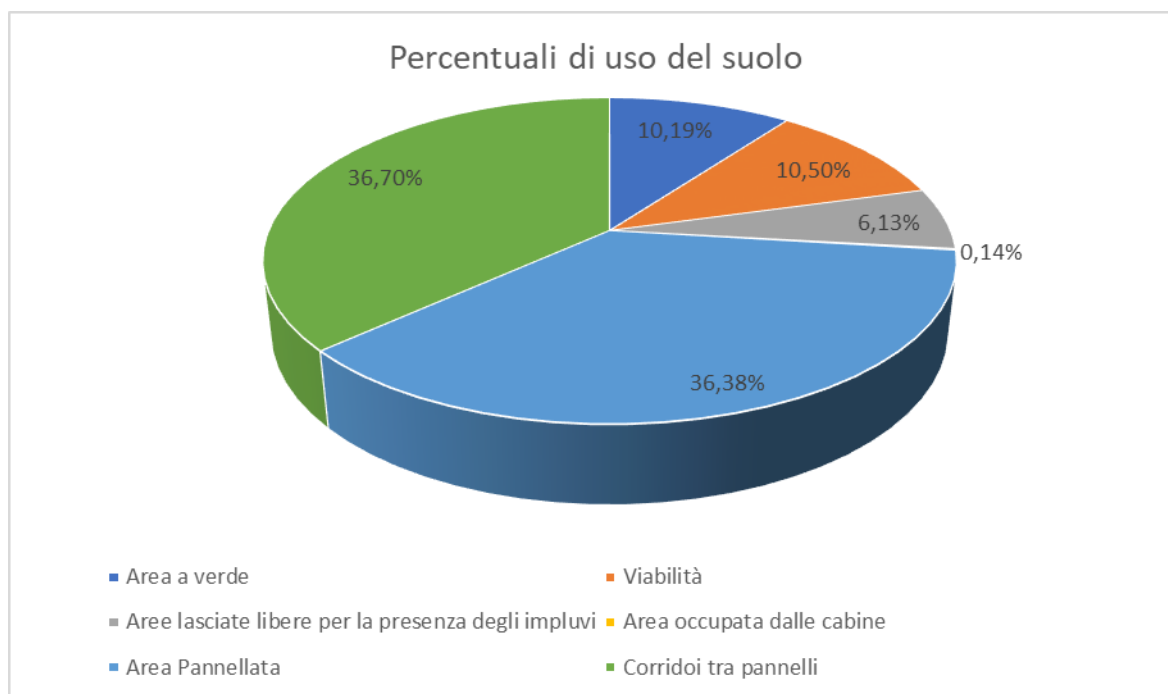


Figura 5 - Grafico che mostra l'incidenza percentuale della copertura di suolo sul totale disponibile

Come anticipato in premessa, ai fini della connessione alla rete di distribuzione dell'impianto in progetto, la società promotrice ha richiesto e ottenuto dal distributore apposito preventivo di connessione identificato con codice pratica 202001304, condizionato all'autorizzazione, contestualmente alle opere di cui al presente progetto, delle opere necessarie per la connessione alla rete. La connessione avverrà attraverso la Sottostazione Elettrica di Utente (SSEU) 150/30 kV in progetto per il parco fotovoltaico "Castelvetrano Besi" di X-ELIO Italia 1 S.r.l. (oggetto di altri progetti del Gruppo X-ELIO Italia ed è attualmente in fase di autorizzazione) previa condivisione del punto di connessione con l'operatore elettrico RWE Renewables Italia S.r.l.

Tali opere di rete, rientrando negli interventi di adeguamento e/o sviluppo della rete di distribuzione e/o della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN), risultano essere **Opere di Pubblica Utilità**. Come indicato ai sensi dall'art. 1 octies della L. n.129/2010, esse costituiscono un unicum dal punto di vista funzionale con il progetto dell'impianto fotovoltaico in esame, e pertanto dovranno essere autorizzate in uno con lo stesso impianto fotovoltaico, ai sensi del D.Lgs. 387/03, art. 12 commi 3 e 4bis. L'impianto nel suo complesso è in grado di alimentare dalla rete tutti i carichi rilevanti (ad es: quadri di alimentazione, illuminazione).

Di seguito si riporta la descrizione sintetica dei principali componenti d'impianto; per dati di tecnici maggior dettaglio si rimanda a tutti i relativi elaborati specialistici.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	14

## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERA DI ELEVAZIONE E FONDAZIONE

L'impianto sarà costituito da moduli fotovoltaici posizionati su strutture ad inseguimento monoassiale con inseguimento E-O, ancorate a terra attraverso apposite fondazioni, e connessi elettricamente in stringhe serie/parallelo su inverter centralizzati in bassa tensione.

I moduli fotovoltaici previsti sono costituiti da pannelli di dimensioni indicative 1303 mm x 2384 mm predisposti lungo il lato lungo su 2 file da 7, 14 e 28 moduli.

Le strutture sono suddivise in 3 tipologie, entrambi di larghezza complessiva pari a 4,79m (ovvero la larghezza equivalente dei due pannelli portati):

- la prima è costituita da n°2 campate sulle quali sono adagiati n°14 pannelli disposti su due file con lunghezza complessiva è paria a circa 9,25 m;
- la seconda è costituita da n°4 campate sulle quali sono adagiati n°28 pannelli disposti su due file con lunghezza complessiva è paria a 18,5 m;

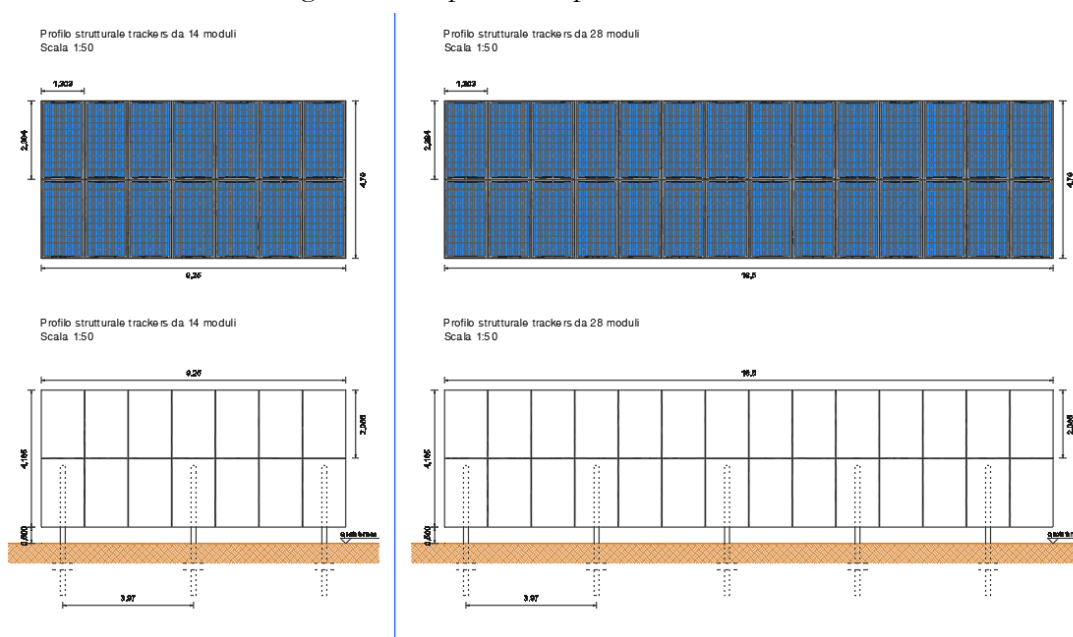


Figura 6 – Schema architettonico struttura con 14 pannelli e con 28 pannelli

- la terza è costituita da n°9 campate sulle quali sono adagiati n°56 pannelli disposti su due file con lunghezza complessiva è paria a 37,00 m.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	15

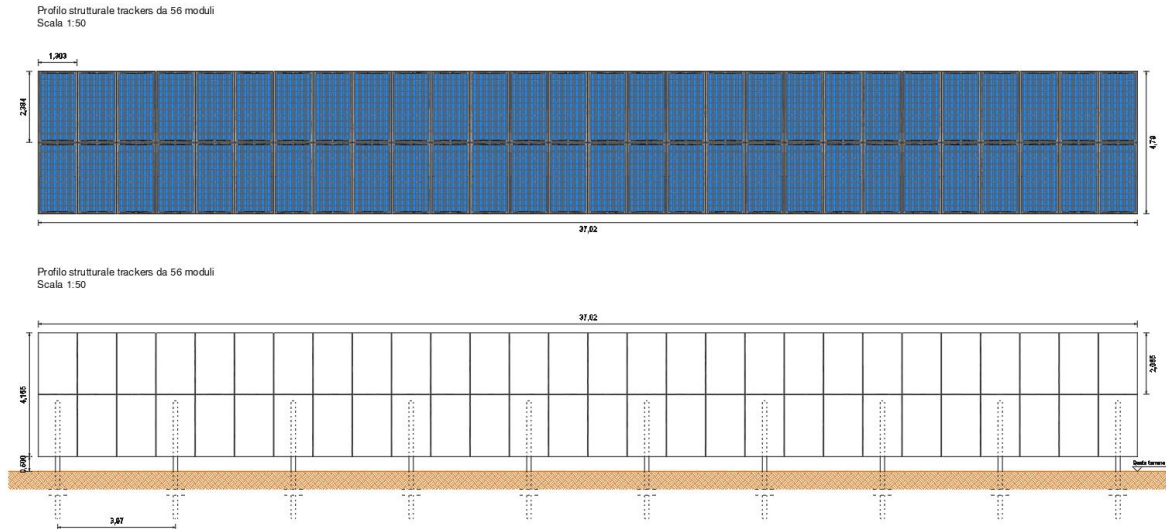


Figura 7 – Schema architettonico struttura con 56 pannelli

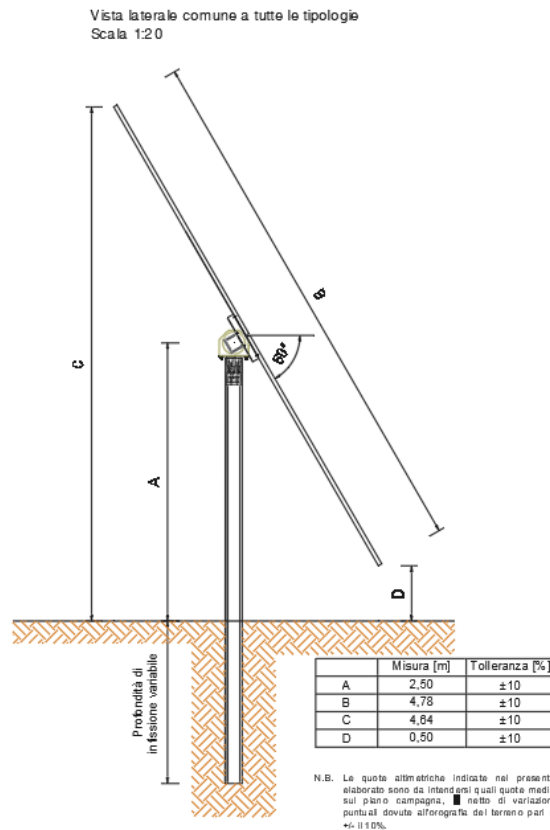


Figura 8 – Sezione trasversale strutture di progetto

L'impianto sarà costituito da moduli fotovoltaici posizionati su strutture ad inseguimento monoassiale con inseguimento E-O, ancorate a terra attraverso apposite fondazioni, e connessi elettricamente in stringhe serie/parallelo su inverter centralizzati in bassa tensione.

COMMITTENTE

X-ELIO+

PROGETTISTA

HE Hydro Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	16

I pannelli sono collegati a dei profilati ad omega trasversali alla struttura, che a loro volta sono connessi mediante un corrente longitudinale con sezione quadrata. Grazie a questo sistema la parte mobile è in grado di ruotare intorno ad un asse orizzontale posto ad una altezza pari a circa 2,5 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 60°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da un numero variabile di pilastri in funzione della tipologia di struttura considerata: si va da un minimo di tre sostegni ad un massimo di dieci. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità di circa 3,5 m.

Per ulteriori dettagli si veda l'elaborato grafico di dettaglio G.2.3.2-XELI719PDGpld063R0.



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	17

## 6 ANALISI SISMICA AREA DI CASTELVETRANO

Per ridurre gli effetti del terremoto, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche.

La legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale prescrive norme tecniche in base alle quali un edificio debba sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane. Sino al 2003 il territorio nazionale era classificato in tre categorie sismiche a diversa severità.

I Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 avevano classificato complessivamente 2.965 comuni italiani su di un totale di 8.102, che corrispondono al 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione. Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003. Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale. In virtù della normativa vigente (Definizione dei terreni secondo l'Ordinanza 3519/06 – Categoria sismica), il territorio nazionale è suddiviso, sotto il profilo sismico, in quattro diverse categorie alle quali è associata un'accelerazione orizzontale massima:

Zona Sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
1	$ag > 0,25 \text{ g}$
2	$0,15 < ag \leq 0,25 \text{ g}$
3	$0,05 < ag \leq 0,15 \text{ g}$
4	$ag \leq 0,05 \text{ g}$

*Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido*

Dal Gennaio 2018, con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria"

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	18

individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Il territorio comunale di Castelvetrano è incluso nell'elenco delle località sismiche di II categoria, a cui si attribuisce un grado di sismicità  $S = 9$  ed un valore di accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag) compreso tra 0,15 e 0,25 (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006).

La sismicità dell'area in esame, va interpretata nell'ambito della sismicità dei Monti di Palermo, prossimi alla "Valle del Belice".

Nell'area in esame sono state realizzate n° 3 prospezioni sismiche tipo Masw.

Le prospezioni sismiche sono state realizzate tramite la collocazione di 12 geofoni lungo un allineamento di 38. I geofoni utilizzati hanno una frequenza di 4,5 hz, e sono stati posti con una equidistanza di 3 m; l'offset è stato posizionato ad una distanza di 5 m dal primo geofono. La classificazione del sottosuolo è stata effettuata in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s).

Poiché la profondità  $H$  del substrato (definito come quella formazione di roccia o terreno molto rigido) caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s è maggiore di 30 metri, di seguito si fornisce come velocità delle onde di taglio il parametro  $V_{s30}$ , così come descritto nel paragrafo 3.2.2. delle NTC 2018.

Dalle indagini Masw eseguite sono stati rilevati i seguenti valori di  $V_{S,eq30}$ :

**Masw 1 = 349 m/s, Masw 2 = 327 m/s, Masw 3 = 343 m/s.**

Considerate le velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie equivalenti ottenute, si deduce che il sottosuolo sul quale ricade l'intero impianto fotovoltaico rientra in due diverse categorie sismiche (ai sensi delle NTC di cui al DM 14.01.2018 e ss.mm.ii): categoria sismica **C**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	19

## 7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il rilevamento geologico di superficie, opportunamente esteso ad un'ampia fascia perimetrale esterna rispetto al sito di progetto, e successivamente integrato con le indagini geognostiche eseguite, ha permesso di ricostruire in modo soddisfacente la successione dei terreni presenti nell'area studiata.

Le formazioni geologiche che affiorano nell'area in studio (si veda la carta geologica allegata), procedendo da quelle di deposizione più recente verso quelle più antiche, sono le seguenti:

- Depositi alluvionali di fondovalle e terrazzati (Pleistocene superiore - Olocene)
- Depositi litoranei detritico organogeni (Pleistocene superiore)
- Argille sabbiose grigie con intercalazioni di calcareniti giallastre (Pleistocene inf.)
- Argille e marne grigio azzurre (Pliocene medio)
- Calcari marnosi e marne biancastre. (F.ne Trubi – Pliocene inf.)

### **Depositi alluvionali**

Si riscontrano all'interno degli alvei fluviali e all'interno dei solchi torrentizi di maggiore entità. In particolare, nell'area in studio, si ritrovano a formare la piana alluvionale sulla quale scorre il Fiume Modione, che scorre ad Est del sito di impianto.

Tali depositi sono prevalentemente incoerenti, costituiti da limi, limi sabbiosi, sabbie, sabbie limose e ghiaie con giacitura sub orizzontale ed assetto lenticolare embriciato.

I limi sono costituiti in prevalenza da minerali argillosi e sono privi di tessitura; le sabbie, che presentano granulometria variabile da fine a grossa, sono costituite per la maggior parte da elementi quarzosi e calcarei.

### **Depositi litoranei**

Affiorano in gran parte dell'area interessata. Si presentano conglomeratici e detritico organogeni, spesso a stratificazione incrociata con intercalazioni lenticolari sabbioso-argillose. Generalmente sono di colore giallo-biancastro ma possono avere una colorazione grigiastrea. La matrice è di natura limo-sabbiosa, i clasti presentano talora dimensioni centimetriche, spigoli sub arrotondati e composizione sia calcarea che quarzo-arenitica. Il grado di cementazione è variabile, da molto basso (si possono ritenere incoerenti) a debolmente cementati.

Le ghiaie sono caratterizzate da clasti arrotondati immersi in una matrice sabbioso-limosa. Il grado di arrotondamento dei clasti è variabile a seconda del materiale di provenienza, la composizione litologica è anch'essa diversa in funzione delle formazioni litologiche affioranti nel bacino, il deposito è privo di cementazione.





CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	20

- **Argille limose grigie:** costituiscono gran parte del sottosuolo su cui verrà realizzato l'impianto fotovoltaico.
- Si tratta di argille, argille limose, di colore grigio-azzurro e grigio-verdastro quando inalterate, superficialmente assumono una colorazione giallastra, rossastra o marrone chiaro. Contengono spesso cristalli di gesso, si presentano molto plastiche a struttura omogenea, con tracce di ossidazione color ruggine.
- **Argille e marne argillose grigio azzurre:** in discordanza sui termini della Serie Solfifera, sui Trubi o sulle argille di base, affiorano dei termini del Pliocene medio; si tratta di argille, argille marnose e marne argillose di color grigio - azzurro a frattura concoide, stratificazione poco evidente e potenza massima di circa 100 m. Nella parte alta le argille diventano sempre più sabbiose, fino a passare gradualmente a sabbie ed arenarie scarsamente cementate.
- **Calcari marnosi e marne biancastre (Trubi - Pliocene inf.),** si tratta di marne e calcari marnosi a microforaminiferi planctonici, di colore generalmente bianco-crema, a frattura concoide. Tali depositi segnano al tetto la fine della serie evaporitica ed il ritorno a condizioni di mare profondo, come evidenziato dalla ricca fauna fossile. Gli spessori possono raggiungere anche i 100 metri. Si presentano alterati in superficie e variano molto dal punto di vista litologico in base alla percentuale di argilla presente, passando così da terreni calcareo marnosi duri e tenaci a marne consistenti ad argille marnose tenere.





A seguire le stratigrafie, ricostruite per ciascun pozzetto, ed estrapolate dallo studio geologico.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	21

Committente	X-ELIO Favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico località Favara	<b>P1</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. Cibella Carlo	
	Coordinate	37.720223° N 12.837816° E	

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1		0.30	Terreno vegetale sabbioso di colore marrone chiaro.		
2			Argille colore marrone giallastro, plastiche e consistenti con tracce di ossidazione color ruggine.	P1 Ca1 1.00 1.30	
3				P1 C1 1.30 1.50	
4		3.00			

Committente	X-ELIO Favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico in località Favara	<b>P2</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. C. Cibella	
	Coordinate	37.722453° N 12.833894° E	

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1		0.50	Terreno vegetale sabbioso di colore marrone chiaro.		
2		1.80	Argille di colore marrone giallastro, plastiche e consistenti.	P2 Ca1 1.00 1.30	
3			Argille di colore marrone chiaro, compatte e molto plastiche, con spalmature grigio chiaro.	P2 C1 2.00 2.40	
4		3.00		P2 C1 b 2.40 2.60	

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	22

Committente	X-Elio Favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico in località Favara	<b>P3</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. C. Cibella	
	Coordinate 37.722486° N 12.830997° E		

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1			Terreno vegetale sabbioso di colore marrone scuro.		
2		1.30	Argille di colore marrone chiaro, compatte e molto plastiche, con spalmature grigio chiaro.	1.00 P3 Ca 1	
3		3.00		1.30 P3 C1	
4				2.00	

Committente	X-ELIO Favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico località Favara	<b>P4</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. C. Cibella	
	Coordinate 37.719255° N 12.829661° E		

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1			Terreno vegetale sabbioso di colore marrone scuro.		
2		1.50	Argille colore nocciola plastiche e consistenti, sono presenti spalmature grigiastre e tracce di ossidazione color ruggine.	1.50 P4 Ca 1	
3		3.00		1.60 P4 C1	
4				2.40 2.70	

COMMITTENTE

**X-ELIO**+

PROGETTISTA

**HE** Hydro  
Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	23

Committente	X-ELIO Favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico in località Favara	<b>P5</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. C. Cibella	
	Coordinate	37.717799° N 12.829571° E	

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1			Terreno vegetale sabbioso di colore marrone scuro.	1.00	
2		1.20	Argille colore nocciola plastiche e consistenti, sono presenti spalmature grigio chiaro e tracce di ossidazione color ruggine.	1.10	
3		3.00		2.00	
4				2.40	

Committente	X-ELIO favara S.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Realizzazione di un parco fotovoltaico in località Favara	<b>P6</b>	
Località	Castelvetrano (Tp)		
Data Inizio	24/02/2022	Il geologo Dott. C. Cibella.	
	Coordinate	37.716393° N 12.832585° E	

Scala 1:100	Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Campioni	Falda
1			Terreno vegetale sabbioso di colore marrone scuro, all'interno sono presenti trovanti calcarenitici centimetrici arrotondati.	1.00	
2		1.50	Argille di colore marrone giallastro, compatte e plastiche, con spalmature grigio chiaro.	1.10	
3		3.00		2.80	
4				3.00	

COMMITTENTE

**X-ELIO**+

PROGETTISTA

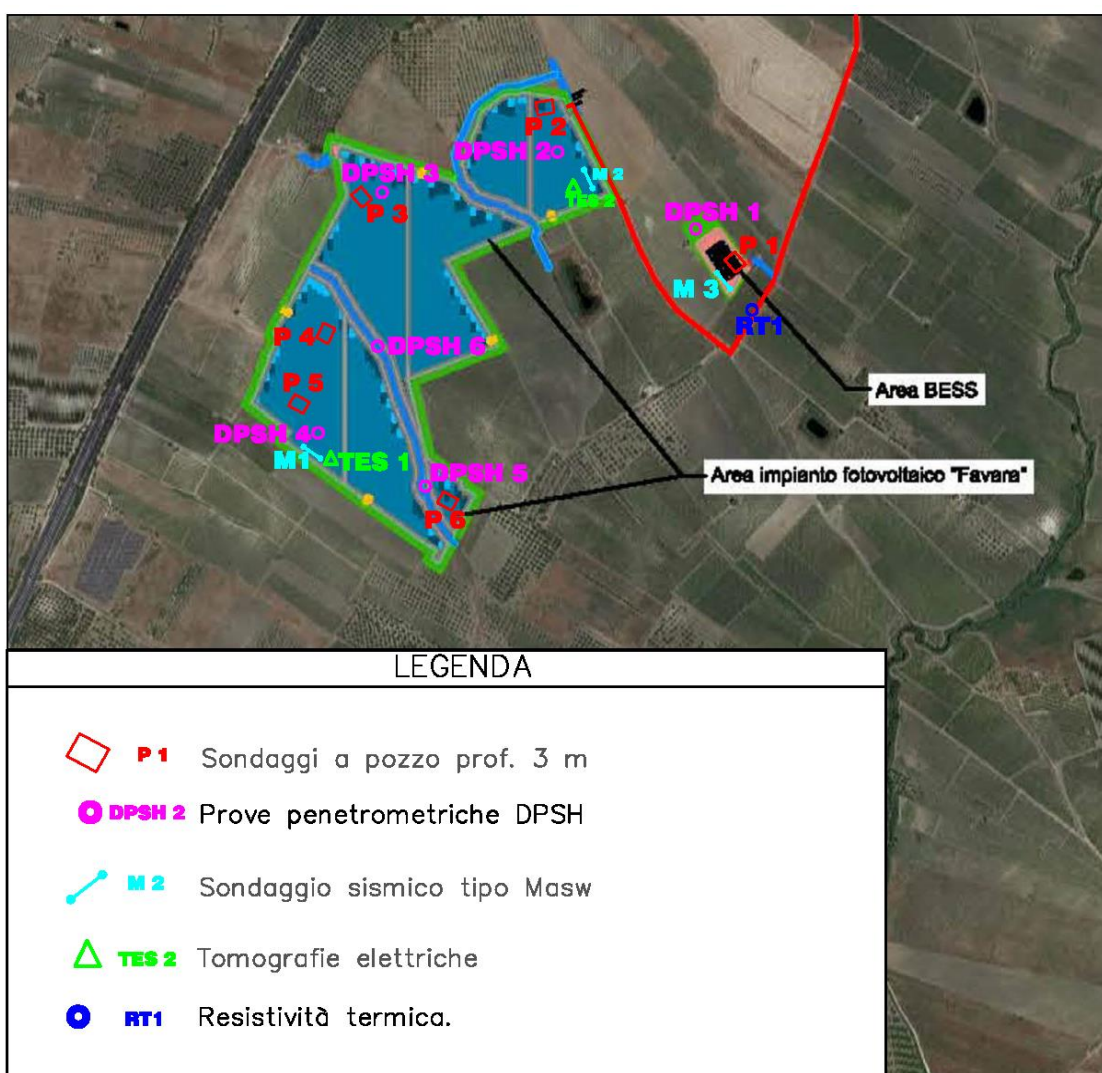
**HE** Hydro  
Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	24

## 8 CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA AREA DI CASTELVERANO

La caratterizzazione stratigrafica locale è stata ottenuta tramite l'esecuzione di pozzetti esplorativi effettuati per mezzo di un escavatore meccanico e tramite indagini penetrometriche, la cui ubicazione è riportata nella tavola allegata nelle pagine successive. Sono stati, inoltre, realizzate n° 2 tomografie elettriche.

Nelle due pagine successive si allegano due tavole riportanti l'ubicazione delle indagini eseguite sia su ortofoto che su CTR.



La modellazione geotecnica è stata condotta a partire dallo studio geologico effettuato dal Dott. Geologo Carlo Cibella ed allegato al presente progetto definitivo “R.24-XELI719PDRsge090R0”.



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	25

A seguito delle indagini eseguite nella presente fase progettuale, l'area in studio è stata suddivisa in tre unità litologiche così come di seguito descritto:

- **U1:** Terreno vegetale limo sabbioso, ricco di sostanza organica.
- **U2:** Argille limose di colore marrone giallastro, consistenti e plastiche contenenti inclusioni millimetriche. Dal punto di vista granulometrico risulta costituito da argille con limo.
- **U3:** Strato composto da argille molto consistenti e plastiche a struttura omogenea, di colore marrone chiaro con spalmature grigiastre e tracce di ossidazione color ruggine. Dal punto di vista granulometrico risulta costituito da argille con limo debolmente sabbiosa.

La definizione dei parametri fisico-meccanici del sottosuolo investigato è stata ottenuta tramite l'interpretazione delle prove geotecniche eseguite in laboratorio sui campioni prelevati durante lo scavo dei pozzetti geognostici.

Lo strato **U1** costituisce il suolo agrario che risulta presente in maniera uniforme all'interno dell'area d'impianto. Lo spessore varia tra i 0.30 e 1.50 m. Si tratta di un terreno avente scarse caratteristiche fisico-meccaniche, molto compressibile.

In assenza di specifiche prove di laboratorio, i parametri geotecnici che proponiamo in via del tutto cautelativa sono i seguenti:

- Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è pari 17.5 KN/m<sup>3</sup>.

La coesione e l'angolo di attrito in condizioni drenate sono i seguenti:

- $c' = 4,4$  KPa;
- $\phi' = 17^\circ$ ;
- La coesione non drenata  $c_u = 20-40$  KPa;
- Il Modulo elastico (E) è pari a 3-4 Mpa.

Lo strato **U2** è composto da argille limose di colore marrone, consistenti e plastiche. Sono state riscontrate nei pozzetti geognostici denominati P1, P2, P6. Lo spessore valutabile è compreso tra 1,5 e oltre 3 metri.

I parametri fisico-meccanici ottenuti tramite l'interpretazione delle prove penetrometriche, in uno con l'interpretazione delle prove di laboratorio sono i seguenti:

- $\gamma = 18.8-19.8$  KN/m<sup>3</sup>
- $c' = 15$  KPa;
- $\phi' = 17^\circ$  ;
- Il Modulo elastico (E) = 6 Mpa;
- $c_u = 112.4$  KPa.

Lo strato **U3** è composto da argille molto consistenti e plastiche a struttura omogenea, di colore marrone chiaro con spalmature grigiastre. Sono state riscontrate nei pozzetti, P2,P3, P4, P5. I parametri fisico-meccanici ottenuti tramite l'interpretazione delle prove penetrometriche

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	26

in uno con l'interpretazione delle prove di laboratorio sono i seguenti:

- $\gamma = 18.3-19.7 \text{ KN/m}^3$
- $c' = 13-17 \text{ KPa}$ ;
- $\phi' = 19^\circ-22^\circ$ ;
- $c_u = 99-132 \text{ KPa}$ ;
- Il Modulo elastico (E) = 10-13 Mpa;

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	27

## 9 CARATTERIZZAZIONE E MODELLO GETOECNICO

A partire dai risultati dello studio geologico condotto a cui si rimanda per ogni dettaglio (elaborato di progetto “PD-XELI719PDRsge0024R0”) è stato possibile costruire un modello geotecnico di calcolo ai sensi delle NTC2018, ai fini delle verifiche geotecniche obbligatorie.

Le conclusioni cui perviene lo studio geologico sono a seguire riportate:

- *“durante la campagna di indagine, non è stata riscontrata nel sottosuolo la presenza di livelli idrici superficiali;*
- *l’area in studio è esente da pericolosità geologiche, ad eccezione di un’area di modesta estensione, che coinvolge la viabilità, interessata da un fenomeno gravitativo di versante attivo tipo colamento superficiale;*
- *la caratterizzazione stratigrafica del sito di progetto è stata ottenuta tramite l’esecuzione di 6 pozzi esplorativi, di n° 6 prove penetrometriche DPSH e di n° 2 Tomografie elettriche;*
- *la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di fondazione è stata effettuata tramite l’interpretazione delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio eseguite sui sette campioni prelevati durante lo scavo dei pozzi;*
- *ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, in base alla classificazione dei terreni prevista dal Testo Unico per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e ss.mm.ii., il tipo di suolo dell’area in studio ricade nella categoria **C** ovvero “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”. La categoria topografica del sito è la **T1**.”*

Elaborazione numerica risultati studio geologico:

ID Campione	Prof. [m]	Descrizione dei campioni prelevati
P1C1	1,3	Argille colore marrone. Plastiche e consistenti
P2C1	2,0	Argille di colore marrone chiaro, compatte e molto plastiche, con spalmature grigio chiaro
P3C1	1,5	Argille di colore marrone chiaro, compatte e molto plastiche, con spalmature grigio chiaro
P4C1	2,4	Argille di colore nocciola molto plastiche e consistenti, sono presenti spalmature color ruggine
P5C1	2,0	Argille di colore nocciola molto plastiche e consistenti, sono presenti spalmature color ruggine
P6C1	2,0	Argille di colore marrone chiaro, compatte e molto plastiche, con spalmature grigio chiaro

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	28

ID Campione	Prof. [m]	C' [kPa]	$\phi'$ [°]	Cu [kPa]
P1C1	1,3	15	17	
P2C1	2,0			132,4
P3C1	1,5			
P4C1	2,4	13	22	
P5C1	2,0			99
P6C1	2,0			112,4

Sulla scia di quanto evidenziato peraltro dalle stratigrafie ottenute contestualmente all'esecuzione dei pozzetti esplorativi, è stato ottenuto il seguente modello geotecnico di calcolo:

Prof. [m]	Modello di progetto
0,0	Terreno vegetale sabbioso di colore da marrone chiaro a marrone scuro
0,1	
0,2	
0,3	
0,4	
0,5	
0,6	
0,7	
0,8	
0,9	
1,0	
1,1	
1,2	
1,3	Argille di colore da marrone chiaro a color nocciola, plastiche con spalmature dal grigio chiaro al color ruggine
1,4	
1,5	
1,6	
1,7	
1,8	
1,9	
2,0	
2,1	
2,2	
2,3	
2,4	
2,5	
2,6	
2,7	
2,8	
2,9	
3,0	
3,1	
3,2	
3,3	
3,4	
3,5	

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	29

Descrizione Litotipo		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	C' [kPa]	$\phi'$ [°]	Cu [kPa]
	Terreno vegetale sabbioso di colore da marrone chiaro a marrone scuro	17,5	4	15	20
	Argille di colore da marrone chiaro a color nocciola, plastiche con spalmature dal grigio chiaro al color ruggine	18,5	13	15	90

Il modello descritto, è quello mediante il quale sono state condotte le verifiche geotecniche delle fondazioni delle strutture di sostegno dell'impianto agro-fotovoltaico denominato Favara e delle opere civili a servizio dell'impianto in oggetto (MTR, PS e control room).

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	30

## 10 FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

### 10.1 GENERALITA'

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione tipo. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $[6.2.1 - E_D < R_D]$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palifica nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

### 10.2 CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E CARICHI DI PROGETTO

Lo studio geologico dell'area in oggetto ha condotto alla progettazione di strutture di fondazione da realizzarsi con micropali in acciaio, infissi con profondità di circa dai 3.5 m dal p.c.. Ogni struttura è caratterizzata da micropali di fondazione, a sostegno della struttura in elevazione, posti ad un'interasse di circa 4m.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	31

I micropali frutto della progettazione, sono da realizzarsi con profilati metallici ad omega.  
Per le verifiche geotecniche, oggetto del presente elaborato, si è adottato il software MP della casa produttrice *Geostru*.

In funzione delle stratigrafie, provenienti dallo studio geologico condotto ed allegato al presente progetto, sarà talvolta necessaria la predisposizione di pali trivellati in luogo di quelli infissi.

### 10.3 VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI COMPRESSIONE

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$  =portanza totale del palo;

$Q_P$  =portanza di base del palo;

$Q_L$  =portanza per attrito laterale del palo;

$W_P$  = peso proprio del palo,

Le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro.

La portanza limite per ciascun micropalo è calcolata in base alle caratteristiche geotecniche dei vari strati attraversati. Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D:M. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza  $Q_t$  si ricava il valore caratteristico, dividendo  $Q_t$  per i coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$ , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, riportati in tabella 6.4.IV

Numero di verticali indagate							
	1	2	3	4	5	7	>10
$\xi_3$	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4
$\xi_4$	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, si è condotto un solo sondaggio per ogni postazione. Per cui si farà riferimento al coefficiente 1.70. A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti  $\gamma_R$  riportati nella tabella 6.4.II:

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	32

Coefficiente di sicurezza normativo R3		
	R3 (pali infissi)	R3 (pali trivellati)
Base	1,15	1,35
Laterale in compressione	1,15	1,15
Totale	1,15	1,3
Laterale in Trazione	1,25	1,25

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo.

La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando  $\tau_s$  le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \cdot A_b$$

Dove  $q_b$  esprime il valore ultimo della pressione alla base. Tuttavia, è noto che il carico limite verticale di pali di piccolo diametro immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilita lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo. Nel caso di pali di piccolo diametro, inoltre, la resistenza alla punta assume valori trascurabili per il basso rapporto fra la superficie della punta e quella laterale. Pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

In aggiunta, considerando quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato di  $Q_{lim}$  si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i coefficienti  $\zeta$  funzione del numero di verticali indagate, e per il coefficiente  $\gamma_R$  riportati nella tabella 6.4.II precedente.

## 10.4 VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI TRAZIONE

Dai calcoli eseguiti ( si rimanda alla relazione di calcolo strutturale ) risulta che i pali possono essere soggetti a sforzi di trazione con un massimo pari a circa  $T = 27.4$  kN. Si tratta di valori molto bassi in parte compensati dal peso proprio del palo. In ogni caso anche trascurando tale effetto, tenuto conto che la resistenza allo sfilamento del palo è, secondo Puolos, prossima al 50% della resistenza laterale si ha un risultato positivo della verifica come riportato negli appositi tabulati nei paragrafi a seguire.

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	33

in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.** nei pali infissi

**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.** nei pali trivellati

dove  $\Phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\Phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

## 10.5 RESISTENZA LATERALE AL FUSTO DEL PALO

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

- $A_l$  superficie laterale del palo;
- $f_w$ , fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con:
- $c$ , valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- $\sigma$  pressione efficace verticale del terreno;
- $K$  coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

**Per pali infissi:**

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0,5	1
Calcestruzzo Prefabbricato	1	2
Legno	1	3

**Per pali trivellati:**

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	34

**Per pali infissi:**

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

**Per pali trivellati:**

$$\delta = \tan \phi$$

**$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:**

**Pali trivellati:**

*Caquot – Kerisel*

**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.**

*Meyerhof – Murdock (1963)*

**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.**

per  $c < 5 \text{ t/m}^2$

**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.**

per  $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

*Whitaker – Cooke (1966)*

$\alpha = 0.9$  per  $c < 2.5 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.8$  per  $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.6$  per  $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.9$  per  $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

*Woodward (1961)*

$\alpha = 0.9$  per  $c < 4 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.6$  per  $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.5$  per  $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.4$  per  $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$   
 $\alpha = 0.20$  per  $c > 20 \text{ t/m}^2$

**Pali infissi:**

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2,5 < c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1,00$
$5,0 < c < 10$	$\alpha = 0,70$
$10 < c < 15$	$\alpha = 0,5$
$15 < c < 20$	$\alpha = 0,40$
$c > 20$	$\alpha = 0,30$

$\alpha = 1$  per  $2.5 < c < 5 \text{ t/m}^2$  (caso di progetto).

## 10.6 RESISTENZA ALLA PUNTA DEL PALO

**Formula di Terzaghi**

COMMITTENTE

**X-ELIO**

PROGETTISTA

**HE** Hydro  
Engineering

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	35

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove:

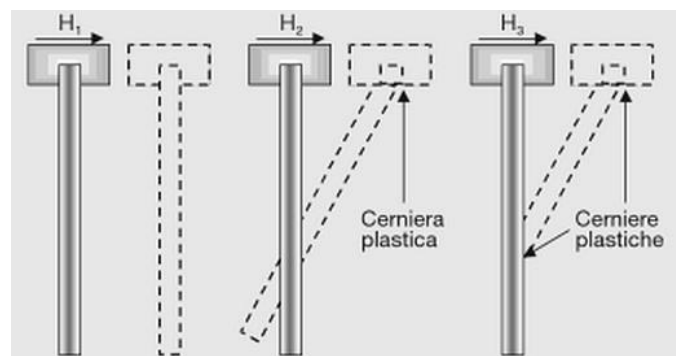
**Errore. L'oggetto incorporato non è valido.**

## 10.7 CAPACITA' PORTANTE PER CARICHI ORIZZONTALI

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi.

In particolare sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidzze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).



Per la verifica dei micropali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	36

noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

Il calcolo è stato eseguito facendo riferimento alle formulazioni che fanno riferimento alla presenza di terreni puramente coesivi, come nel caso in esame.

La trattazione si differenzia, inoltre, per pali corti, lunghi o di lunghezza intermedia. La classificazione è condotta nel modo seguente:

- nel caso di pali corti, la rottura del complesso “palo-terreno” è provocata dalla traslazione rigida del palo; il valore del carico limite dipende, quindi, solo dalla geometria del palo e dalla resistenza del terreno. Il momento massimo si verifica in testa al palo ed è inferiore al momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione retta del palo;
- nel caso di pali lunghi, si raggiunge la rottura del complesso “palo-terreno” a causa della formazione di due cerniere plastiche, in corrispondenza delle quali il momento raggiunge il valore di plasticizzazione  $M_y$ . La prima cerniera si forma nella sezione di incastro, la seconda in una sezione intermedia. Il valore del carico limite dipende, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche dalla resistenza propria del palo.
- nel caso di pali di lunghezza intermedia, si raggiungono le condizioni di rottura del complesso “palo-terreno” prima della formazione della seconda cerniera plastica. Il momento di incastro è, quindi, pari ad  $M_y$  mentre il momento massimo lungo il palo è inferiore ad  $M_y$ .

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- $c_u$  = Coesione non drenata,
- $B$  = Diametro del palo
- $p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

- $p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- $K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;
- $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;
- $z$  = Profondità;
- $B$  = Diametro del palo.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	37

## 10.8 SOLLECITAZIONI SCARICATE DALLA STRUTTURA DI ELEVAZIONE IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE

I carichi agenti, valutati come scarico in fondazione delle strutture in sopraelevazione a sostegno dei pannelli fotovoltaici, sono stati desunti dal documento “Relazione strutturale Preliminare” definito a partire da un calcolo esecutivo di una struttura simile, realizzata in contesti analoghi, al fine di comprovare una potenziale soluzione tecnica realistica delle fondazioni.

Al fine di valutare le combinazioni più gravose sul palo di fondazione sono state implementate nel software di calcolo MP (Casa produttrice GEOSTRU) le seguenti combinazioni:

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 - XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	38

Palo di Fondazione				$\Omega 146 \times 108 \times 53 \times 3,5$					
				N [kg]	T <sub>1,2</sub> [kg]	T <sub>1,3</sub> [kg]	Mt [kgm]	M <sub>1,3</sub> [kgm]	M <sub>1,2</sub> [kgm]
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 1	Combinazione 13	1560,865	-3,742299	-37,80028	-20,9039	85,879134	-8,504298
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 1	Combinazione 11	-622,068	14,77545	-37,85126	85,47125	86,001498	33,578721
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	-721,6519	-29,67327	0	0	0	1539,7368
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 2	Combinazione 13	1905,952	7,403022	0	0	0	-376,42226
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 3	Combinazione 11	-622,068	14,83664	37,83087	-85,4713	-85,950513	33,701085
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 3	Combinazione 13	1560,865	-3,691314	37,80028	20,90385	-85,889331	-8,392131
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 1	Combinazione 8	786,4844	-203,1344	-37,17826	-13,2153	84,461751	-461,52642
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 1	Combinazione 11	-178,2996	321,4298	-38,81998	136,1707	88,193853	730,28875
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 1	Combinazione 12	-178,2945	321,6542	36,80097	136,1707	-83,6154	730,80879
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 1	Combinazione 13	1533,649	-117,8569	-37,44338	15,42806	85,063374	-267,77322
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	-189,5826	310,05	0,010197	0	-0,020394	1704,1838
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 2	Combinazione 13	1872,037	-149,8449	0	0	0,010197	64,230903
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 3	Combinazione 8	786,4844	-203,0733	37,51476	13,21531	-85,236723	-461,38366
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 3	Combinazione 11	-178,2945	321,491	38,27954	-136,171	-86,960016	730,4315
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 3	Combinazione 12	-178,2945	321,593	-37,34141	-136,171	84,849237	730,66604
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 3	Combinazione 13	1533,649	-117,7957	37,63713	-15,4281	-85,522239	-267,63046
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 1	Combinazione 8	708,1205	-398,0399	-36,05659	-76,3551	81,922698	-904,35154
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 1	Combinazione 11	3,803481	498,4396	-40,00283	126,0043	90,885861	1132,4482
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 1	Combinazione 12	3,803481	498,7557	35,61812	126,0043	-80,923392	1133,1824
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 1	Combinazione 13	1486,631	-235,0103	-36,78058	-23,5347	83,554218	-533,93531
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 2	Combinazione 6	1412,866	-438,624	-0,020394	0	0,040788	-814,86266
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	28,15392	528,6635	0,020394	0	-0,050985	1332,1667
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 2	Combinazione 13	1815,137	-268,9255	-0,010197	0	0,020394	-501,77398
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 3	Combinazione 8	708,1205	-397,9379	37,21905	76,36533	-84,563721	-904,10681
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 3	Combinazione 11	3,803481	498,5517	38,54466	-126,004	-87,582033	1132,7032
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 3	Combinazione 12	3,803481	498,6537	-37,07629	-126,004	84,22722	1132,9479
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 3	Combinazione 13	1486,631	-234,8981	37,46378	23,53468	-85,114359	-533,70078

*Al fine di snellire le analisi sono state implementate nel software di calcolo solamente le combinazioni più gravose sul palo di fondazione più sollecitato.*

				N [kg]	T [kg]	M [kgm]
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	-721,65	29,67	1539,74
Modello A	$\alpha = 0^\circ$	Nodo 2	Combinazione 13	1905,95	7,40	376,42
Modello B	$\alpha = 30^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	-189,58	310,05	1704,18
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 1	Combinazione 11	3,80	500,04	1136,09
Modello C	$\alpha = 55^\circ$	Nodo 2	Combinazione 12	28,15	528,66	1332,17

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	39

## 11 FONDAZIONI DEI TRACKER

Le strutture di sostegno, dimensionate mediante il software di calcolo MP della casa produttrice Geostru, sono pali infissi nel terreno ad una profondità di 3.5 m con “profilati tipo” in acciaio ad omega come sotto illustrato:

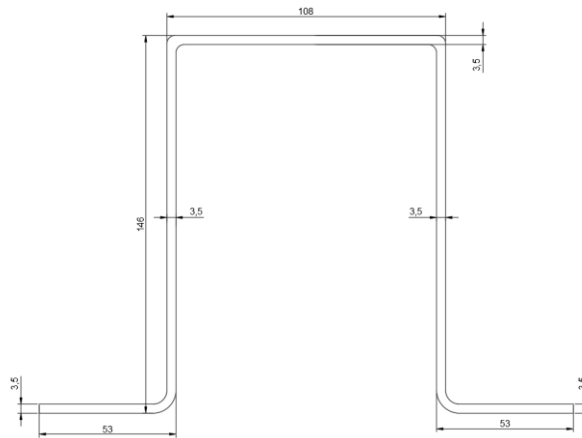


Figura 9- Sezione palo di fondazione  $\Omega 146 \times 108 \times 53 \times 3.5$

### 11.1 TABULATO DI CALCOLO FONDAZIONI DEI TRACKER

Verifica geotecnica pali di fondazione: Località Castelvetrano - Pali infissi h 3,50 m

## PALI DI FONDAZIONE

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

### Resistenza unitaria alla punta

#### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

#### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base



inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- $\gamma$  peso unità di volume del terreno;
- $L$  lunghezza del palo;
- $N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$ .

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

*Caquot – Kerisel*

*Meyerhof – Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

*Whitaker – Cooke (1966)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

*Woodward (1961)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

**Pali infissi**

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

**Attrito negativo**

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

#### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

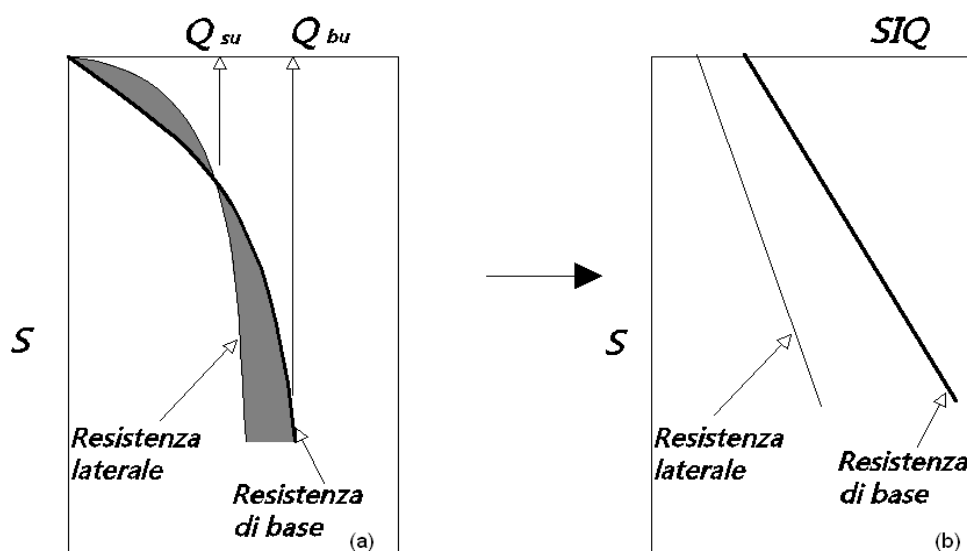
$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

#### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento elastico* del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'*attrito laterale* ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento elastico* lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di  $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad *attrito basso o nullo*.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un *attrito* che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'*attrito laterale* e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q=Q_s+Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t=S_s=S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s=S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$

$$\bullet \eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

### CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

$\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;

$z$  = Profondità;

$B$  = Diametro del palo.

### Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con  $\mathbf{P}$  la matrice delle forze nodali esterne, con  $\mathbf{F}$  quella delle forze interne e con  $\mathbf{A}$  la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$  (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice  $\mathbf{B}$  è dimostrato essere la trasposta della matrice  $\mathbf{A}$ .

D'altra parte, le forze interne  $\mathbf{F}$  sono legate agli spostamenti interni  $\mathbf{e}$  dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{SA}^T \mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{AF} = \mathbf{A SA}^T \mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $\mathbf{A SA}^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni  $\mathbf{X}$ :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A SA}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti  $\mathbf{X}$  è possibile ricavare le forze interne  $\mathbf{F}$  necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A SA}^T$  è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

### **Momenti cinematici**

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:



$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui  $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$ ;  $a_{\max}$  accelerazione sismica,  $\rho_1$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.

### Dati generali...

Descrizione	Palo fisso sezione ad Omega
Diametro punta	0,18 m
Lunghezza	3,50 m
Tipo	Infisso
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	5,00 m

### Archivio materiali

#### Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

#### Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1 \cdot \beta_2$ in.	$\beta_1 \cdot \beta_2$ fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

#### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1,30	1850,00	1750,00	0,04	15,00	No	0,99	20,00	0	Limi Terreno vegetale marrone
2	4,00	1940,00	1850,00	0,13	15,00	No	0,91	40,00	0	Argille da marrone chiaro a color nocciola

### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato	Peso palo	Carico	Carico	Carico	Carico	Attrito	Carico
--------------	----	----	-------------	-----------	--------	--------	--------	--------	---------	--------

a			punta Palo (°)/[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg]	limite punta [kg]	limite laterale [kg]	limite [kg]	negativo [kg]	limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	8,49	19,25	21,25/0,1 3	45,86	0,00	4018,67	3972,81	--	--

### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====			
Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
=====			
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	--	--	--
Laterale	4018,67	4018,67	4018,67
Totale=Base+Laterale-	3972,81	3972,81	3972,81
Peso palo			
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Laterale			1,15
Resistenza di progetto laterale			2055,59 kg
Resistenza di progetto			2009,73 kg
Azioni di progetto			1906,00 kg
Fattore sicurezza verticale			1,05

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	51

## 12 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI CONTROL ROOM

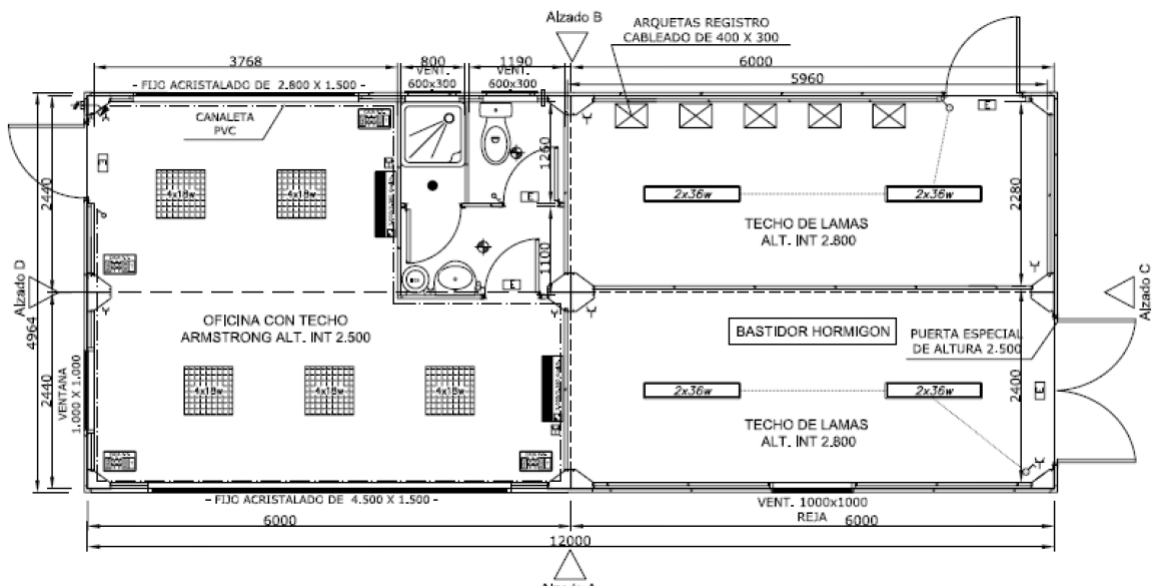
L'edificio **"Control Room"** è destinato ad ospitare gli uffici e relativi servizi, nonché un deposito materiali.

La struttura avrà forma rettangolare con dimensioni planimetriche di 12,00 m x 5,00 m, e si svilupperà su un solo livello con altezza massima dal piano di campagna pari a 4,5 m.

La struttura è composta da n.4 shelter prefabbricati affiancati, che verranno posati sopra una fondazione superficiale, composta da una pietra di dimensioni planimetriche pari a 13.0 m x 6.0 m e spessore 0.4 m tutti al di sotto del piano campagna.

Le pareti e la copertura sono costituite da pannelli prefabbricati termoisolanti.

L'edificio presenta 3 distinte aperture, una per il locale uffici, una per il locale quadri SCADA e uno per il deposito/magazzino.



*Layout Control Room*

Per ulteriori dettagli si rimanda all' elaborato grafico G.2.3.4.2- XELI719PDGpld067R0.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	52

## 12.1 FONDAZIONE CONTROL ROOM: ANALISI DEI CARICHI

La control room è un edificio ” destinato ad ospitare gli uffici e relativi servizi, nonché un deposito materiali. Nell’analisi dei carichi sono stati valutati:

- Peso proprio strutturale dei moduli prefabbricati;
- Carico variabile uniformemente distribuito internamente per tenere conto dell’uso dell’edificio con categoria E “Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale” ai sensi del prospetto 3.1.II della normativa tecnica di riferimento NTC 17-07-2018.
- Peso proprio della fondazione, combinato con i restanti carichi sopra descritti.

A seguire una sintesi dei carichi applicati e delle dimensioni di progetto:

Peso strutturale a modulo	1200	kg
Peso strutturale totale	4800	kg
Carico accidentale variabile	250	kg/m <sup>2</sup>
Carico neve	3342,1	Kg
Carico vento	106,3	kg/m2

Dimensioni planimetriche		
L <sub>1</sub>	13	m
L <sub>2</sub>	6	m
h	0,4	m

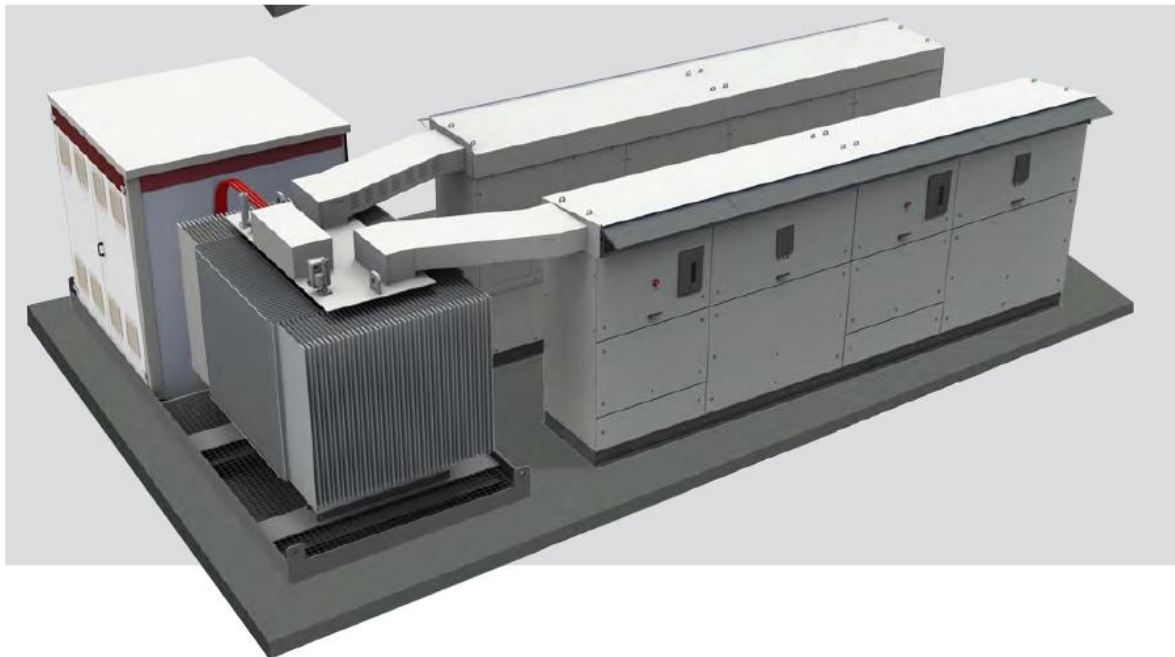
CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	53

## 13 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI POWER STATION

Le Power Station (o cabine di campo) hanno la duplice funzione di convertire l'energia elettrica dal campo fotovoltaico da corrente continua (CC) a corrente alternata (CA) e di elevare la tensione da bassa (BT) a media tensione (MT).

L'energia prodotta dai sistemi di conversione CC/CA (inverter) sarà immessa nel lato BT di un trasformatore 30/0,63 kV di potenza variabile in funzione dei sottocampi.

La Power Station è costituita da elementi prefabbricati di tipo containerizzati, progettati per garantire la massima robustezza meccanica e durabilità nell'ambiente in cui verranno installati. Ciascuna Power Station conterrà al suo interno un numero di 2 inverter in corrente continua collegati in parallelo ad un quadro in bassa tensione per la protezione dell'interconnessione tra gli inverter e il trasformatore.



*Power station tipo*

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato grafico G.2.3.3- XELI719PDGpld065R0.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	54

### 13.1 FONDAZIONE POWER STATION: ANALISI DEI CARICHI

La power station è destinata ad ospitare, come visibile nelle immagini riportate nel paragrafo precedente:

- un trasformatore 30/0,63 kV di potenza variabile;
- 2 inverter in corrente continua collegati in parallelo ad un quadro in bassa tensione per la protezione dell'interconnessione tra gli inverter e il trasformatore.
- carico variabile uniformemente distribuito internamente per tenere conto dell'uso dell'edificio con categoria E "Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale" ai sensi del prospetto 3.1.II della normativa tecnica di riferimento NTC 17-07-2018.

Questi elementi poggiano direttamente al di sopra di una piastra di fondazione con dimensioni planimetriche pari a 10.0 m x 7.0 m e spessore sotto il pc pari a 0.5m.

A ciascuno degli elementi sopra descritti, è associato un carico in fondazione in uno con carico accidentale variabile dovuto alla presenza di ulteriore strumentazione mobile.

A seguire un resoconto dei carichi applicati e della dimensione effettiva della piastra di fondazione di progetto.

Peso inverter	1800	kg
Peso inverter totale	7200	kg
Peso trasformatore	21000	kg
Carico accidentale variabile	250	kg
Carico neve	2481,5	Kg
Carico vento	106,3	kg/m2

Dimensioni planimetriche		
L <sub>1</sub>	10	m
L <sub>2</sub>	7,7	m
h	0,5	m

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	55

## 14 PROGETTO E VERIFICA FONDAZIONI CABINA MTR

L'edificio denominato **“Main Technical Room”**, è destinato ad ospitare i quadri di media tensione per il collettamento dell'energia proveniente dai sottocampi, il parallelo e la partenza verso la cabina di consegna.

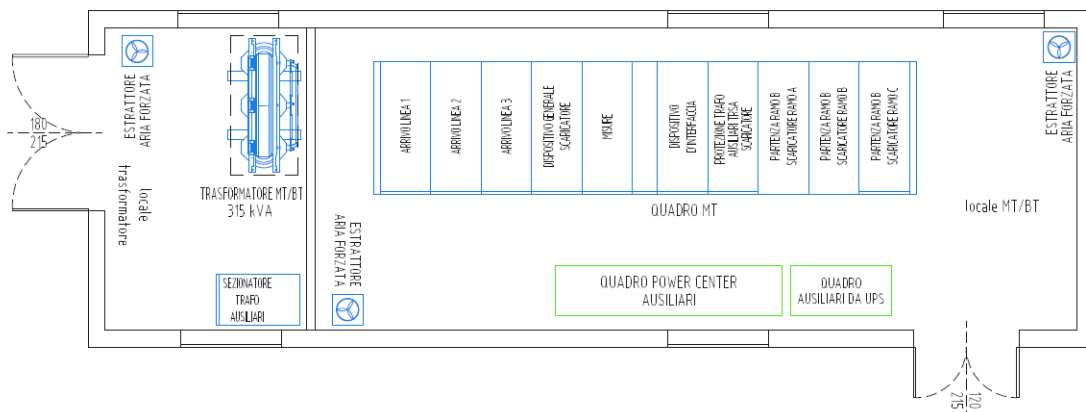
La struttura avrà forma rettangolare con dimensioni planimetriche di 12,00 m x 4,00 m, e si svilupperà su un solo livello con altezza massima dal piano di campagna pari a 3,20m. La struttura portante verticale sarà costituita da pilastri in c.a. collegati ad una fondazione superficiale, composta da una piastra di fondazione dalle dimensioni planimetriche pari a 13.0 m x 5.0 m e spessore 0.4 m tutto al di sotto del piano campagna.

La copertura andrà realizzata con solaio in laterocemento e travetti precompressi. Il calcolo strutturale è realizzato in accordo a quanto previsto dal DM 17/01/2018 norme tecniche per le costruzioni, tenendo conto delle azioni sismiche.

Le verifiche geotecniche delle fondazioni sono riportate nella relazione specialistica allegata al progetto definitivo, mentre per quel che concerne le verifiche della struttura in c.a. saranno riportate nella relazione specialistica insieme ai tabulati di calcolo.

L'edificio presenta due distinte aperture, una per il locale quadri MT e l'altra per il locale trafo ausiliari, oltre alle griglie per l'aerazione dei locali.

### PIANTA



Layout MTR

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato grafico G.2.3.4.1- XELI719PDGpld066R0.

CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	56

## 14.1 FONDAZIONE MTR: ANALISI DEI CARICHI

L'edificio denominato **"Main Technical Room"**, è destinato ad ospitare i quadri di media tensione per il collettamento dell'energia proveniente dai sottocampi, il parallelo e la partenza verso la cabina di consegna.

La struttura portante verticale sarà costituita da pilastri in c.a. collegati ad una fondazione superficiale, composta da una piastra di fondazione dalle dimensioni planimetriche pari a 12.0 m x 4.0 m e spessore 0.4 m tutto al di sotto del piano campagna.

Nell'analisi dei carichi sono stati valutati:

- Carico trasformatore MT;
- Carico quadri MT;
- Carico altre apparecchiature di natura elettrica;
- Carico variabile uniformemente distribuito internamente per tenere conto dell'uso dell'edificio con categoria B "uffici non aperti al pubblico" ai sensi del prospetto 3.1.II della normativa tecnica di riferimento NTC 17-07-2018.
- Peso proprio della struttura in elevazione.

A seguire uno specchietto di sintesi della dimensione della fondazione e dei carichi su essa trasmessi:

Dimensioni planimetriche		
L <sub>1</sub>	13	m
L <sub>2</sub>	5	m
h	0,4	m

Carico Trasformatore MT	5000	kg
Carico quadri MT	5000	kg
Carico restanti apparecchiature	50000	kg
Carico accidentale variabile	200	kg/m <sup>2</sup>
Peso proprio struttura	60000	kg



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	57

## 15            **TABULATI DI CALCOLO CONTROL ROOM**

---

COMMITTENTE

**X-ELIO+**

PROGETTISTA

**HE** **Hydro**  
Engineering

## Normative di riferimento

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

## Richiami teorici - Metodi di analisi

### Calcolo - Analisi ad elementi finiti

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

$$\begin{aligned}\phi_x &= -dw/dy \\ \phi_y &= dw/dx\end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

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

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione  $X$  e  $Y$  aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

### Cedimenti della fondazione

#### Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20. L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;

$E_{ed}$  è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato  $i$ -esimo;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

#### Disposizione delle armature

Le armature vengono disposte secondo due direzioni, una principale ed una secondaria. Per il calcolo delle stesse si fa riferimento ai valori nodali delle sollecitazioni ottenute dall'analisi ad elementi finiti. Per la disposizione delle stesse occorre suddividere la piastra in un numero di strisce opportuno nelle due direzioni.

Il programma utilizza strisce della larghezza di circa un metro.

**Dati****Materiali****Simbologia adottata**

n°	Indice materiale
Descrizione	Descrizione materiale
TC	Tipo calcestruzzo
Rck	Resistenza cubica caratteristica, espresso in [kg/cmq]
$\gamma_{ds}$	Peso specifico calcestruzzo, espresso in [kg/mc]
E	Modulo elastico calcestruzzo, espresso in [kg/cmq]
v	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogeneizzazione
TA	Tipo acciaio

n°	Descrizione	TC	Rck	$\gamma_{ds}$	E	v	n	TA
			[kg/cmq]	[kg/mc]	[kg/cmq]			
1	Materiale 1	Rck 250	250,00	2500	306658,85	0.200	15.00	B450C

**Geometria****Coordinate contorno esterno**

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	10,00	10,00	2	10,00	4,00	3	23,00	4,00	4	23,00	10,00

**Spessori piastra**

Spessore costante 40,00 [cm]

**Descrizione terreni****Caratteristiche fisico meccaniche****Simbologia adottata**

Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
$\delta$	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ti	Tensione tangenziale, per calcolo portanza micropali con il metodo di Bustamante-Doix, espressa in [kg/cmq]
$\alpha$	Coeff. di espansione laterale

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
Terreno 2	1850,0	1850,0	15,00	10,0	0,040	0,02

**Caratteristiche di deformabilità****Simbologia adottata**

Descrizione	Descrizione terreno
Ed	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]
RR	Rapporto di ricomprensione
CR	Rapporto di compressione
OCR	Grado di sovraconsolidazione
E	Modulo elastico espresso in [kg/cmq]
v	Coefficiente di Poisson

Descrizione	Ed	RR	CR	OCR	E	v
	[kg/cmq]				[kg/cmq]	
Terreno 2	81,00	0.0000	0.0000	0.0000	90,00	0.250

**Descrizione stratigrafia e falda****Simbologia adottata**

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

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

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-6,0	-6,0	-6,0	Terreno 2

**Falda**

Falda non presente

**Convenzioni adottate****Carichi e reazioni vincolari**

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

**Sollecitazioni**

Mx Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).  
 My Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).  
 Mxy Momento flettente XY.

**Condizioni di carico****Linee di carico****Simbologia adottata**

Ic Indice carico  
 Pi Punto iniziale carico espresso in [m]  
 Pf Punto finale carico espresso in [m]  
 N Carico verticale espresso in [kg]  
 Mx Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]  
 My Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]  
 Tx Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]  
 Ty Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

**Carichi distribuiti****Simbologia adottata**

Ic Indice carico  
 Pis Punto inferiore sinistro del carico espresso in [m]  
 Psd Punto superiore destro del carico espresso in [m]  
 Qz1 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore sinistro espresso in [kg/mq]  
 Qz2 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore destro espresso in [kg/mq]  
 Qz3 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore sinistro espresso in [kg/mq]  
 Qz4 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore destro espresso in [kg/mq]  
 Qx Componente orizzontale del carico in direzione X espressa in [kg/mq]  
 Qy Componente orizzontale del carico in direzione Y espressa in [kg/mq]

*Condizione n° 1 - Condizione 1 [Variabile -  $\Psi_0=0,70$   $\Psi_1=0,50$   $\Psi_2=0,30$  - Partecipa al sisma]*

**Carichi distribuiti**

Ic	Pis	Psd	Qz1	Qz2	Qz3	Qz4	Qx	Qy
	[m]	[m]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]
1	10,50; 4,50	22,50; 9,50	250,00	250,00	250,00	250,00	0,00	0,00

*Condizione n° 2 - Condizione 2 [Permanente - Partecipa al sisma]*

**Linee di carico**

Ic	Pi	Pf	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
1	10,50; 4,50	10,50; 9,50	735,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	10,50; 4,50	22,50; 4,50	1765,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	10,50; 9,50	22,50; 9,50	1765,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	22,50; 4,50	22,50; 9,50	735,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Normativa - Coefficienti di sicurezza**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1, fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2, fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficialiElenco combinazioni di calcolo

Numero combinazioni definite 4

Simbologia adottata

CP Coefficiente di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 - - STR - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
Condizione 2	1.30
Condizione 1	1.50

Combinazione n° 2 - - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 2	1.00
Condizione 1	0.30

Combinazione n° 3 - - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 2	1.00
Condizione 1	0.50

Combinazione n° 4 - - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 2	1.00
Condizione 1	1.00

Impostazioni di analisiPortanza fondazione superficiale

Metodo calcolo portanza: Hansen

Criterio di media calcolo strato equivalente: Ponderata

Riduzione portanza per effetto eccentricità: Meyerhof

**Fattore di rigidità della sovrastruttura 0.00**

## Modello

### Caratteristiche Mesh

Numero elementi 3670  
Numero nodi 1920

### Verifiche geotecniche

#### Carico limite

##### Simbologia adottata

Ic Indice combinazione  
N Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kg]  
Np Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kg]  
Pu Portanza ultima, espressa in [kg]  
Pd Portanza di progetto, espressa in [kg]  
FS Fattore di sicurezza a carico limite (Pd/N). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

Ic	N	Np	Pu	Pd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	188523	0	23012000	10005217	53.072 (1)

#### Scorrimento e ribaltamento

##### Simbologia adottata

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

n°	T	Tp	Ru	Rd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0	0	0	0	100.0 (1)

#### Cedimenti

##### Simbologia adottata

Oggetto Oggetto al quale appartiene il punto di calcolo  
X, Y Coordinate punto in cui è stato calcolato il cedimento, espresso in [m]  
w Cedimento, espresso in [cm]  
Ic Indice combinazione

Id	X	Y	w	Ic
	[m]	[m]	[cm]	
Piastra n° 1	10,00	10,00	0,2534	4
Piastra n° 1	10,00	4,00	0,2523	4
Piastra n° 1	23,00	4,00	0,2534	4
Piastra n° 1	23,00	10,00	0,2523	4
Piastra n° 1	16,50	7,00	0,3795	4

#### Armature

Direzione principale armature 0,00 [°]  
Direzione secondaria armature -90,00 [°]  
Numero tratti compressivi 19  
Ampiezza singolo tratto 1,00 [m]  
Distanza fra le sezioni di calcolo del singolo tratto 0,25 [m]

Maglia superiore (4  $\phi$  14) x (4  $\phi$  14)  
Maglia inferiore (4  $\phi$  14) x (4  $\phi$  14)

## Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

### Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

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

#### Tipo di analisi svolta

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

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

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

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

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

#### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	API++ Full (Platee, Plinti e Graticci) - Analisi Fondazioni
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Hydro Engineering s.s.
Licenza	AIU3963AI

#### Affidabilità dei codici di calcolo

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

#### Modalità di presentazione dei risultati

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

#### Informazioni generali sull'elaborazione

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

#### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

Luogo e data

---

Il progettista  
( HE )

---



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	65

## 16            **TABULATI DI CALCOLO POWER STATION**

---

COMMITTENTE

**X-ELIO+**

PROGETTISTA

**HE** **Hydro**  
Engineering

## Normative di riferimento

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

## Richiami teorici - Metodi di analisi

### Calcolo - Analisi ad elementi finiti

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

$$\begin{aligned}\phi_x &= -dw/dy \\ \phi_y &= dw/dx\end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

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

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione  $X$  e  $Y$  aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

### Cedimenti della fondazione

#### Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;

$E_{ed}$  è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato  $i$ -esimo;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

#### Disposizione delle armature

Le armature vengono disposte secondo due direzioni, una principale ed una secondaria. Per il calcolo delle stesse si fa riferimento ai valori nodali delle sollecitazioni ottenute dall'analisi ad elementi finiti. Per la disposizione delle stesse occorre suddividere la piastra in numero di strisce opportuno nelle due direzioni.

Il programma utilizza strisce della larghezza di circa un metro.

**Dati****Materiali**

## Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descrizione	Descrizione materiale
TC	Tipo calcestruzzo
Rck	Resistenza cubica caratteristica, espresso in [kg/cmq]
$\gamma_{ds}$	Peso specifico calcestruzzo, espresso in [kg/mc]
E	Modulo elastico calcestruzzo, espresso in [kg/cmq]
$\nu$	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogeneizzazione
TA	Tipo acciaio

n°	Descrizione	TC	Rck	$\gamma_{ds}$	E	$\nu$	n	TA
			[kg/cmq]	[kg/mc]	[kg/cmq]			
1	Materiale 1	Rck 250	250,00	2500	306658,85	0.200	15.00	B450C

**Geometria***Coordinate contorno esterno*

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	10,00	10,50	2	10,00	2,80	3	20,00	2,80	4	20,00	10,50

**Spessori piastra**

Spessore costante 50,00 [cm]

**Descrizione terreni***Caratteristiche fisico meccaniche*

## Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
$\delta$	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]
$\tau_i$	Tensione tangenziale, per calcolo portanza micropali con il metodo di Bustamante-Doix, espressa in [kg/cmq]
$\alpha$	Coeff. di espansione laterale

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
Terreno 1	1850,0	1850,0	15.00	10.00	0,04	0,020

*Caratteristiche di deformabilità*

## Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
Ed	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]
RR	Rapporto di ricomprensione
CR	Rapporto di compressione
OCR	Grado di sovraconsolidazione
E	Modulo elastico espresso in [kg/cmq]
$\nu$	Coefficiente di Poisson

Descrizione	Ed	RR	CR	OCR	E	$\nu$
	[kg/cmq]				[kg/cmq]	
Terreno 1	81,00	0.0000	0.0000	0.0000	90,00	0.25
Terreno 2						

**Descrizione stratigrafia e falda**

**Simbologia adottata**

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

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-0,5	-0,5	-0,5	Terreno 1
2	-6,0	-6,0	-6,0	Terreno 2

**Falda**

Falda non presente

**Convenzioni adottate****Carichi e reazioni vincolari**

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

**Sollecitazioni**

Mx	Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).
My	Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).
Mxy	Momento flettente XY.

**Condizioni di carico****Carichi distribuiti****Simbologia adottata**

Ic	Indice carico
P <sub>is</sub>	Punto inferiore sinistro del carico espresso in [m]
P <sub>sd</sub>	Punto superiore destro del carico espresso in [m]
Q <sub>z1</sub>	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore sinistro espresso in [kg/mq]
Q <sub>z2</sub>	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore destro espresso in [kg/mq]
Q <sub>z3</sub>	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore sinistro espresso in [kg/mq]
Q <sub>z4</sub>	Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore destro espresso in [kg/mq]
Q <sub>x</sub>	Componente orizzontale del carico in direzione X espressa in [kg/mq]
Q <sub>y</sub>	Componente orizzontale del carico in direzione Y espressa in [kg/mq]

**Condizione n° 1 - Condizione 1 [Permanente non strutturale - Partecipa al sisma]****Carichi distribuiti**

Ic	P <sub>is</sub>	P <sub>sd</sub>	Q <sub>z1</sub>	Q <sub>z2</sub>	Q <sub>z3</sub>	Q <sub>z4</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>
	[m]	[m]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]
1	11,00; 3,80	13,10; 9,50	2000,00	2000,00	2000,00	2000,00	0,00	0,00
2	13,30; 6,30	19,00; 9,50	700,00	700,00	700,00	700,00	0,00	0,00

**Normativa - Coefficienti di sicurezza****Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1, fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2, fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.35

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\psi$	1.00

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Coesione efficace	$c_k$	$\gamma_c$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

*Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

### Elenco combinazioni di calcolo

Numero combinazioni definite 4

Simbologia adottata

CP Coefficiente di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 - - STR - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
Condizione 1	1.50

Combinazione n° 2 - - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00

Combinazione n° 3 - - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00

Combinazione n° 4 - - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00

### Impostazioni di analisi

#### *Portanza fondazione superficiale*

Metodo calcolo portanza: Hansen

Criterio di media calcolo strato equivalente: Ponderata

Riduzione portanza per effetto eccentricità: Meyerhof

**Fattore di rigidità della sovrastruttura 0.00**

## Modello

### Caratteristiche Mesh

Numero elementi	3494
Numero nodi	1826

## Risultati involuppo

### Spostamenti

#### Piastra

### Spostamenti massimi e minimi della piastra

#### Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
w	Spostamento verticale, espresso in [cm]
u	Spostamento direzione X, espresso in [cm]
v	Spostamento direzione Y, espresso in [cm]
$\phi_x$	Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]
$\phi_y$	Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]
p	Pressione sul terreno (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cmq]
kw	Costante di Winkler (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cm <sup>2</sup> /cm]. Il valore viene stampato solo se si è utilizzato il modello di interazione

Tra parentesi l'indice del nodo in cui si sono misurati i valori massimi e minimi

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
183	11,60	7,81	w	2,096296	[cm]	1	MAX
1826	20,00	2,80		1,104763		2	MIN
1	10,00	10,50	$\phi_x$	0,000133	[°]	1	MAX
1685	20,00	10,50		-0,000918		1	MIN
1	10,00	10,50	$\phi_y$	0,000245	[°]	1	MAX
1203	10,00	2,80		-0,000556		1	MIN
1	10,00	10,50	p	12,402760	[kg/cmq]	1	MAX
1365	17,53	5,71		0,089881		2	MIN

### Sollecitazioni

#### Piastra

### Sollecitazioni massime e minime piastra

#### Simbologia adottata

In	Indice nodo modello
Mx	Momento X espresso in [kgm]
My	Momento Y espresso in [kgm]
Mxy	Momento XY espresso in [kgm]
Tx	Taglio X, espresso in [kg]
Ty	Taglio Y, espresso in [kg]
Nx	Tensione normale X espressa in [kg/cmq]
Ny	Tensione normale Y espressa in [kg/cmq]
Nxy	Tensione tangenziale XY espressa in [kg/cmq]

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
423	12,90	6,66	Mx	6306,11	[kgm]	1	MAX
4	10,00	10,27		-12,95		1	MIN
341	12,30	6,80	My	6300,15	[kgm]	1	MAX
3	10,22	10,50		-15,36		1	MIN
108	12,25	10,50	Mxy	907,55	[kgm]	1	MAX
1154	11,38	2,80		-574,38		1	MIN

Verifiche geotecniche*Carico limite***Piastra**

## Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kg]
Np	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kg]
Pu	Portanza ultima, espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza a carico limite (Pd/N). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

Ic	N [kg]	Np [kg]	Pu [kg]	Pd [kg]	FS
1	180187	0	5756377	2502773	13.890 (1)

*Scorrimento e ribaltamento***Piastra**

## Simbologia adottata

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

n°	T [kg]	Tp [kg]	Ru [kg]	Rd [kg]	FS
1	0	0	0	0	100.0 (1)

*Cedimenti***Fondazione superficiale**

## Simbologia adottata

Oggetto	Oggetto al quale appartiene il punto di calcolo
X, Y	Coordinate punto in cui è stato calcolato il cedimento, espresso in [m]
w	Cedimento, espresso in [cm]
Ic	Indice combinazione

Id	X [m]	Y [m]	w [cm]	Ic
Piastra n° 1	10,00	10,50	1,4729	4
Piastra n° 1	10,00	2,80	1,3939	4
Piastra n° 1	20,00	2,80	1,0908	4
Piastra n° 1	20,00	10,50	1,1936	4
Piastra n° 1	15,00	6,65	1,4777	4



CODICE ELABORATO	OGGETTO DELL'ELABORATO	PAGINA
R.6 – XELI719PDRrgt006R0	IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO "FAVARA" RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	73

## 17            **TABULATI DI CALCOLO LOCALE MTR**

---

COMMITTENTE

**X-ELIO+**

PROGETTISTA

**HE** **Hydro**  
Engineering

## Normative di riferimento

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

## Richiami teorici - Metodi di analisi

### Calcolo - Analisi ad elementi finiti

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

$$\begin{aligned}\phi_x &= -dw/dy \\ \phi_y &= dw/dx\end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

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

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione  $X$  e  $Y$  aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

### Cedimenti della fondazione

#### Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20. L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;

$E_{ed}$  è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato  $i$ -esimo;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

#### Disposizione delle armature

Le armature vengono disposte secondo due direzioni, una principale ed una secondaria. Per il calcolo delle stesse si fa riferimento ai valori nodali delle sollecitazioni ottenute dall'analisi ad elementi finiti. Per la disposizione delle stesse occorre suddividere la piastra in un numero di strisce opportuno nelle due direzioni.

Il programma utilizza strisce della larghezza di circa un metro.

**Dati****Materiali****Simbologia adottata**

n°	Indice materiale
Descrizione	Descrizione materiale
TC	Tipo calcestruzzo
Rck	Resistenza cubica caratteristica, espresso in [kg/cmq]
$\gamma_{ds}$	Peso specifico calcestruzzo, espresso in [kg/mc]
E	Modulo elastico calcestruzzo, espresso in [kg/cmq]
v	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogeneizzazione
TA	Tipo acciaio

n°	Descrizione	TC	Rck	$\gamma_{ds}$	E	v	n	TA
			[kg/cmq]	[kg/mc]	[kg/cmq]			
1	Materiale 1	Rck 250	250,00	2500	306658,85	0.200	15.00	B450C

**Geometria****Coordinate contorno esterno**

n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y	n°	X	Y
	[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]		[m]	[m]
1	10,00	10,00	2	10,00	5,00	3	23,00	5,00	4	23,00	10,00

**Spessori piastra**

Spessore costante 40,00 [cm]

**Descrizione terreni****Caratteristiche fisico meccaniche****Simbologia adottata**

Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_{sat}$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
$\delta$	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ti	Tensione tangenziale, per calcolo portanza micropali con il metodo di Bustamante-Doix, espressa in [kg/cmq]
$\alpha$	Coeff. di espansione laterale

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	c	ca
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
Terreno 2	1850,0	1850,0	15,00	10,00	0,040	0,02

**Caratteristiche di deformabilità****Simbologia adottata**

Descrizione	Descrizione terreno
Ed	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]
RR	Rapporto di ricomprensione
CR	Rapporto di compressione
OCR	Grado di sovraconsolidazione
E	Modulo elastico espresso in [kg/cmq]
v	Coefficiente di Poisson

Descrizione	Ed	RR	CR	OCR	E	v
	[kg/cmq]				[kg/cmq]	
Terreno 2	81,00	0.0000	0.0000	0.0000	90,00	0.250

**Descrizione stratigrafia e falda****Simbologia adottata**

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

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

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-6,0	-6,0	-6,0	Terreno 2

**Falda**

Falda non presente

**Convenzioni adottate****Carichi e reazioni vincolari**

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

**Sollecitazioni**

Mx Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).  
 My Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).  
 Mxy Momento flettente XY.

**Condizioni di carico****Carichi concentrati****Simbologia adottata**

Ic Indice carico  
 X Ascissa carico espressa in [m]  
 Y Ordinata carico espressa in [m]  
 N Carico verticale espresso in [kg]  
 Mx Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]  
 My Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]  
 Tx Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]  
 Ty Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

**Linee di carico****Simbologia adottata**

Ic Indice carico  
 Pi Punto iniziale carico espresso in [m]  
 Pf Punto finale carico espresso in [m]  
 N Carico verticale espresso in [kg]  
 Mx Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]  
 My Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]  
 Tx Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]  
 Ty Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

**Carichi distribuiti****Simbologia adottata**

Ic Indice carico  
 Pis Punto inferiore sinistro del carico espresso in [m]  
 Psd Punto superiore destro del carico espresso in [m]  
 Qz1 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore sinistro espresso in [kg/mq]  
 Qz2 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto inferiore destro espresso in [kg/mq]  
 Qz3 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore sinistro espresso in [kg/mq]  
 Qz4 Componente verticale del carico in corrispondenza del punto superiore destro espresso in [kg/mq]  
 Qx Componente orizzontale del carico in direzione X espressa in [kg/mq]  
 Qy Componente orizzontale del carico in direzione Y espressa in [kg/mq]

**Condizione n° 1 - Condizione 1 [Permanente non strutturale - Partecipa al sisma]****Carichi concentrati**

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	12,00	6,50	5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Piastra	12,00	8,50	5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0

**Carichi distribuiti**

Ic	Pis	Psd	Qz1	Qz2	Qz3	Qz4	Qx	Qy
	[m]	[m]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]	[kg/mq]
1	10,50; 5,50	22,50; 9,50	200,00	200,00	200,00	200,00	0,00	0,00

Ic	P <sub>is</sub> [m]	P <sub>sd</sub> [m]	Q <sub>z1</sub> [kg/mq]	Q <sub>z2</sub> [kg/mq]	Q <sub>z3</sub> [kg/mq]	Q <sub>z4</sub> [kg/mq]	Q <sub>x</sub> [kg/mq]	Q <sub>y</sub> [kg/mq]
2	13,50; 6,00	22,00; 9,00	800,00	800,00	800,00	800,00	0,00	0,00

Condizione n° 2 - Condizione 2 [Permanente - Partecipa al sisma]

### Linee di carico

Ic	P <sub>i</sub> [m]	P <sub>f</sub> [m]	N [kg]	M <sub>x</sub> [kgm]	M <sub>y</sub> [kgm]	T <sub>x</sub> [kg]	T <sub>y</sub> [kg]
1	10,50; 5,50	10,50; 9,50	7500,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	10,50; 5,50	22,50; 5,50	22500,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	10,50; 9,50	22,50; 9,50	22500,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	22,50; 5,50	22,50; 9,50	7500,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### Normativa - Coefficienti di sicurezza

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1, fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2, fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q, fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q, sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	$\gamma_{\phi}$	1.00
Coesione efficace	$c^k$	$\gamma_c$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

### Elenco combinazioni di calcolo

Numero combinazioni definite 4

Simbologia adottata

CP Coefficiente di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 - - STR - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
Condizione 1	1.50
Condizione 2	1.30

Combinazione n° 2 - - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00
Condizione 2	1.00

Combinazione n° 3 - - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00
Condizione 2	1.00

Combinazione n° 4 - - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
Condizione 1	1.00
Condizione 2	1.00

## Impostazioni di analisi

### Portanza fondazione superficiale

Metodo calcolo portanza: Hansen  
 Criterio di media calcolo strato equivalente: Ponderata  
 Riduzione portanza per effetto eccentricità: Meyerhof  
**Fattore di rigidità della sovrastruttura 0.00**

## Modello

### Caratteristiche Mesh

Numero elementi 3494  
 Numero nodi 1827

## Risultati Piastra

### Risultati involuppo

### Spostamenti

### Spostamenti massimi e minimi della piastra

#### Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione  
 w Spostamento verticale, espresso in [cm]  
 u Spostamento direzione X, espresso in [cm]  
 v Spostamento direzione Y, espresso in [cm]  
 $\phi_x$  Rotazione intorno all'asse X, espressa in [°]  
 $\phi_y$  Rotazione intorno all'asse Y, espressa in [°]  
 p Pressione sul terreno (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cmq]  
 kw Costante di Winkler (solo per calcolo fondazione), espressa in [kg/cm<sup>2</sup>/cm]. Il valore viene stampato solo se si è utilizzato il modello di interazione  
 Tra parentesi l'indice del nodo in cui si sono misurati i valori massimi e minimi

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
1164	16,41	5,00	w	2,674807	[cm]	1	MAX
1802	23,00	7,52		1,380053		2	MIN
587	10,00	5,00	$\phi_x$	0,002534	[°]	1	MAX
1803	23,00	10,00		-0,002522		1	MIN
1099	16,95	6,00	$\phi_y$	0,000422	[°]	1	MAX
1000	17,40	9,00		-0,000423		1	MIN
587	10,00	5,00	p	38,859494	[kg/cmq]	1	MAX
1580	21,30	7,16		0,562810		2	MIN

### Sollecitazioni

### Sollecitazioni massime e minime piastra

#### Simbologia adottata

In Indice nodo modello  
 Mx Momento X espresso in [kgm]  
 My Momento Y espresso in [kgm]  
 Mxy Momento XY espresso in [kgm]  
 Tx Taglio X, espresso in [kg]  
 Ty Taglio Y, espresso in [kg]  
 Nx Tensione normale X espressa in [kg/cmq]  
 Ny Tensione normale Y espressa in [kg/cmq]  
 Nxy Tensione tangenziale XY espressa in [kg/cmq]

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
654	12,11	5,50	Mx	9918,48	[kgm]	1	MAX
1823	23,00	5,69		-60,84		1	MIN

In	X	Y		Valore	UM	Cmb	
	[m]	[m]					
732	12,57	5,50	My	6503,63	[kgm]	1	MAX
919	16,41	7,55		-5656,60		1	MIN
1770	22,36	5,64	Mxy	2618,79	[kgm]	1	MAX
1701	22,31	9,20		-2575,25		1	MIN

## Verifiche geotecniche

### Carico limite

#### Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kg]
Np	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kg]
Pu	Portanza ultima, espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza a carico limite (Pd/N). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

Ic	N	Np	Pu	Pd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	924500	0	19493613	8475484	9.168 (1)

### Scorrimento e ribaltamento

#### Simbologia adottata

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

n°	T	Tp	Ru	Rd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0	0	0	0	100.0 (1)

### Cedimenti

#### Simbologia adottata

Oggetto	Oggetto al quale appartiene il punto di calcolo
X, Y	Coordinate punto in cui è stato calcolato il cedimento, espresso in [m]
w	Cedimento, espresso in [cm]
Ic	Indice combinazione

Id	X	Y	w	Ic
	[m]	[m]	[cm]	
Piastra n° 1	10,00	10,00	1,3883	4
Piastra n° 1	10,00	5,00	1,3882	4
Piastra n° 1	23,00	5,00	1,3702	4
Piastra n° 1	23,00	10,00	1,3701	4
Piastra n° 1	16,50	7,50	1,9796	4