

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 1 di/of 56

**IMPIANTO AGROVOLTAICO DELLA POTENZA 96,83
MWp, UBICATO NEL COMUNE DI ASCOLI SATRIANO (FG)
LOCALITA' CONTRADA PERILLO**

RELAZIONE VALUTAZIONE GEOTECNICA



SCS Ingegneria S.R.L.
Via F.do Ayroldi, 10
72017 – Ostuni (BR)
Tel/Fax 0831.336390
www.scsingegneria.it

**IL PROGETTISTA:
ANTONIO SERGI**



DATA: ottobre 2021

Scopo Documento / Utilization Scope: PROGETTO DEFINITIVO

REV. N.	DATA	DESCRIZIONE	PREPARATO	APPROVATO
00	Ottobre 2021	Prima emissione	A. Ancona	A. Sergi

PROGETTO/Project "ASCOLI SATRIANO FV"	SCS CODE																	
	COMPANY	PURPOSE	TYPE	DISCIPLINE			COUNTRY			TEC.	PLANT			PROGRESSIVE		REVISION		
SCS	DES	R	C	I	V	I	T	A	P	4	6	3	1	0	0	6	0	0

SOGGETTO PROPONENTE:

SCS Sviluppo 1 S.r.l.

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 2 di/of 56

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 3 di/of 56

INDICE

1	PREMESSA	4
2	LOCALIZZAZIONE IMPIANTO	5
2.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CATASTALE DEL SITO	5
3	CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	8
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	8
3.2	SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DELL'AREA IN STUDIO	13
3.3	CARATTERI IDROGEOLOGICI.....	15
3.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	19
3.5	MODELLO GEOTECNICO	20
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	23
4.1	STRUTTURE PORTAMODULI	23
4.2	PALI DI FONDAZIONE	23
4.2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	23
4.2.2	CARICO LIMITE VERTICALE.....	23
4.2.3	CARICO LIMITE ORIZZONTALE	34
4.2.4	PALO IN CONDIZIONI D'ESERCIZIO	35
4.2.5	SCHEMATIZZAZIONE CARICO APPLICATI SULLA STRUTTURA	36
4.2.6	MOMENTI CINEMATICI	37
4.3	CABINATI	41
4.3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	42
4.3.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	42
4.3.3	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA	46
4.3.4	VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	47
4.3.5	DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO.....	48
4.3.6	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE.....	49
4.3.7	SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO.....	49
4.3.8	DATI DI CARICO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI	50
4.3.9	PARAMETRI DI CALCOLO	52

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Inquadramento territoriale area di impianto.	5
Figura 2: inquadramento area sud di impianto su catastale	6
Figura 3: inquadramento aree nord di impianto su catastale	7
Figura 4: Inquadramento geologico–territoriale della Capitanata. 1) Calcari della Piattaforma Apula; 2) Flysch del subappennino Dauno; 3) limiti tra i settori: settentrionale, centrale e meridionale del Tavoliere [da Caldara & Pennetta, 1993].	8
Figura 5: Stralcio carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 – F° 175 “CERIGNOLA”	9
Figura 6: Carta geologica della provincia di Foggia (tratta da CALDARA & PENNETTA, 1992).	10
Figura 7: Visone 3D dell'area in studio.	14
Figura 8: Sezione schematica del Tavoliere (Fonte: Michele Maggiore et alii – Caratteri idro-strutturali del Tavoliere di Puglia ed elaborazione di una carta geolitologica a finalità idrogeologiche. Geologi e Territorio n. 2/2004.	16
Figura 9: Modello geologico-geotecnico area di impianto.	21
Figura 10: Schema della struttura di supporto – Sezione longitudinale.	23
Figura11: cedimenti edometrici massimi	55
Figura12: portanza verticale	55
Figura13: scorrimento longitudinale	56
Figura 14: scorrimento trasversale	56

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 4 di/of 56

1 PREMESSA

La Società SCS Sviluppo 1 SRL, nell'ambito della propria attività imprenditoriale, ha previsto la realizzazione di un impianto agrovoltaiico, localizzato all'interno del Comune di Ascoli Satriano (FG), in C.da "Perillo".

Il presente progetto prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico avente potenza DC pari a 96,831 MWp e una potenza AC pari a 79,320 MW. L'impianto è ubicato in agro del comune di Ascoli Satriano, in provincia di Foggia, su un'area di circa 131,20 ha complessivi.

L'area di impianto è ubicata in contrada Perillo snc, a circa 17,4 chilometri in linea d'aria a sud-est rispetto al centro abitato di Ascoli Satriano.

L'impianto in progetto, sfruttando le energie rinnovabili, consente di produrre un significativo quantitativo di energia elettrica senza alcuna emissione di sostanze inquinanti, senza alcun inquinamento acustico e con un ridotto impatto visivo.

Nell'ambito del procedimento autorizzativo di cui alla procedura di PAUR (Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale), come introdotto dall'art. 27-bis (Provvedimento autorizzatorio unico regionale) del d.lgs. 152/06 e ai sensi dell'art. 50 (Razionalizzazione delle procedure di valutazione dell'impatto ambientale) del D.L. n.76 del 16/07/2020 (Misure urgenti per la semplificazione e l'innovazione digitale) a cui è sottoposto il progetto, è stato predisposto il seguente Piano preliminare di utilizzo nel sito di produzione delle terre e rocce da scavo escluse dalla disciplina dei rifiuti secondo quanto stabilito dal Titolo IV art.24 del Decreto del Presidente della Repubblica, DPR, del 13 giugno 2017, n. 120, "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164".

Il sito non ricade all'interno di nessun Sito di Interesse Nazionale (SIN).

Nel presente documento sono descritti i modelli geotecnici assunti a riferimento, sulla base delle risultanze delle prove in situ e di laboratorio, così come richiesto dalle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.

SOGGETTO PROPONENTE:

SCS Sviluppo 1 S.r.l.

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 5 di/of 56

2 LOCALIZZAZIONE IMPIANTO

2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CATASTALE DEL SITO

L'area proposta per la realizzazione dell'impianto fotovoltaico denominato Ascoli Satriano FV, ha una estensione di circa 165,97 ettari di cui circa 131,82 recintati ed è suddivisa in 4 macroaree. L'area risulta pressoché pianeggiante.

L'area di intervento è ubicata alla contrada Perillo nell'agro di Ascoli, ed è raggiungibile mediante la strada provinciale SP82.

L'accesso alle porzioni dell'impianto si effettua mediante una viabilità che dalla SP82, proseguendo verso sud-ovest, permette di raggiungere la proprietà lungo i vari bordo dell'area di impianto.



Figura 1: Inquadramento territoriale area di impianto.

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 6 di/of 56

L'impianto fotovoltaico oggetto della presente relazione, dal punto di vista catastale, ricade interamente all'interno del comune di Ascoli Satriano (FG). L'area su cui verrà installato l'impianto è ricompresa all'interno dei fogli 95, 100 e 101 all'interno delle particelle che vengono riportate all'interno della tabella sottostante.

Tabella 1: riferimenti catastali aree occupate dall'impianto

Comune di ASCOLI SATRIANO							
Foglio	Particella	Sub	Catasto	Qualità	Estensione		
					ha	are	ca
95	26	-	Terreni	Seminativo	12	77	19
100	3	-	Terreni	Seminativo	13	72	52
	32	-	Terreni	Seminativo	21	29	50
	58	-	Terreni	Seminativo	16	29	50
101	10	-	Terreni	Seminativo	14	46	85
	39	-	Terreni	Seminativo	6	48	78
	40	-	Terreni	Seminativo	15	55	89
	48	-	Terreni	Seminativo	2	13	39
	49	-	Terreni	Seminativo		50	56
	50	-	Terreni	Seminativo		01	17
	51	-	Terreni	Seminativo	21	15	51
	53	-	Terreni	Seminativo	18	28	27
	54	-	Terreni	Semin. Irrig.	4	94	30
	55	-	Terreni	Seminativo	17	54	18
	56	-	Terreni	Seminativo	10	97	53

**Figura 2: inquadramento area sud di impianto su catastale**

SOGGETTO PROPONENTE:

SCS Sviluppo 1 S.r.l.

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 7 di/of 56

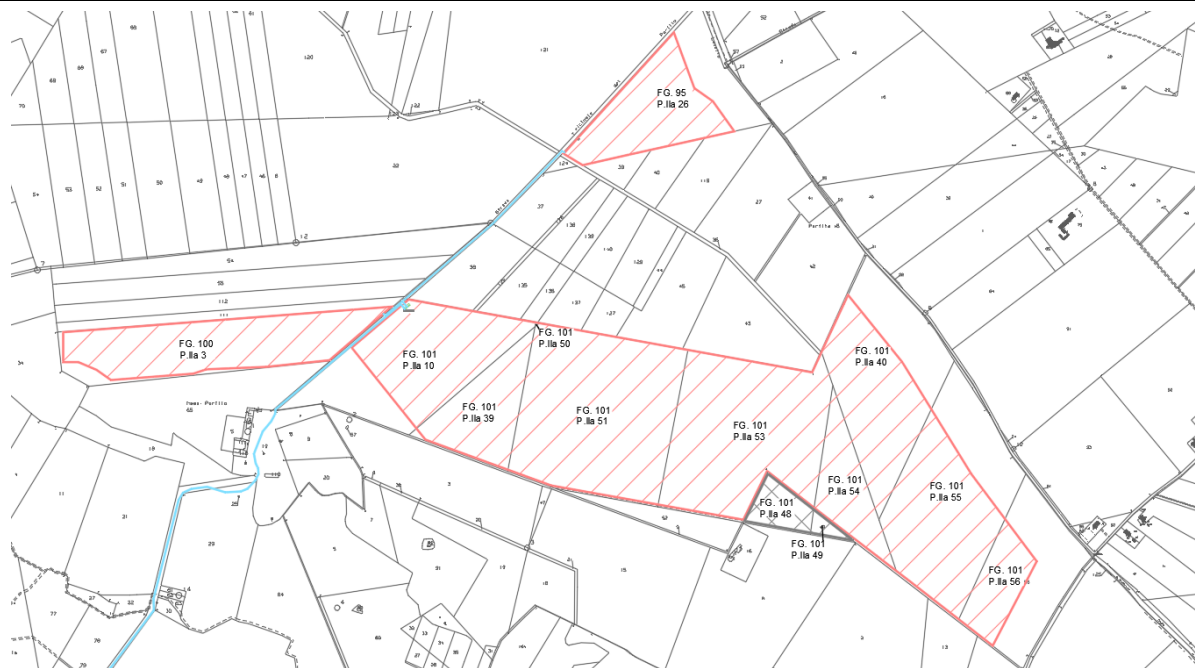


Figura 3: inquadramento aree nord di impianto su catastale

3 CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il Territorio Comunale di Ascoli Satriano, si colloca nel settore SO della Provincia di Foggia che dista circa 9 km dal margine dell'Appennino.

Questo comprende, a NE, parte della media valle del Torrente Carapelle e confina a SE, per un breve tratto, con l'ampia valle del Fiume Ofanto.



Figura 4: Inquadramento geologico–territoriale della Capitanata. 1) Calcarei della Piattaforma Apula; 2) Flysch del subappennino Dauno; 3) limiti tra i settori: settentrionale, centrale e meridionale del Tavoliere [da Caldara & Pennetta, 1993].

Come evidenziato nella Figura 8, il suddetto territorio ricade nella porzione meridionale di un'estesa unità geografica denominata Tavoliere di Puglia, delimitata a SO dall'arco collinare del Preappennino Dauno, a NO dal torrente Cervaro, a NE dal Golfo di Manfredonia e a SE dal fiume Ofanto.

La situazione geomorfologica, stratigrafico-strutturale, idrogeologica e tettonica dei terreni presenti nell'area è stata ricostruita partendo dai dati contenuti nelle divulgazioni cartografiche ufficiali, precisamente:

- F°175 "Cerignola" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000 del Servizio Geologico, 1967 (Cfr. figura 9).

Si è fatto, altresì, riferimento a molteplici pubblicazioni inerenti, strumenti urbanistici esistenti, unitamente ai dati del sottosuolo derivanti da indagini AGIP (1972 e 1977), di sondaggi meccanici e da quanto accertato con l'esame di fotografie aeree, con specifici sopralluoghi in campagna.

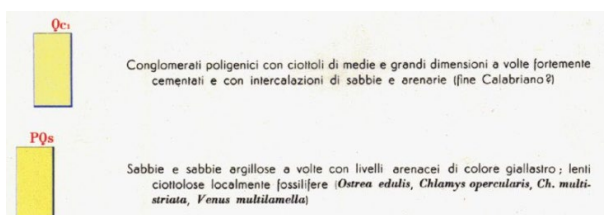
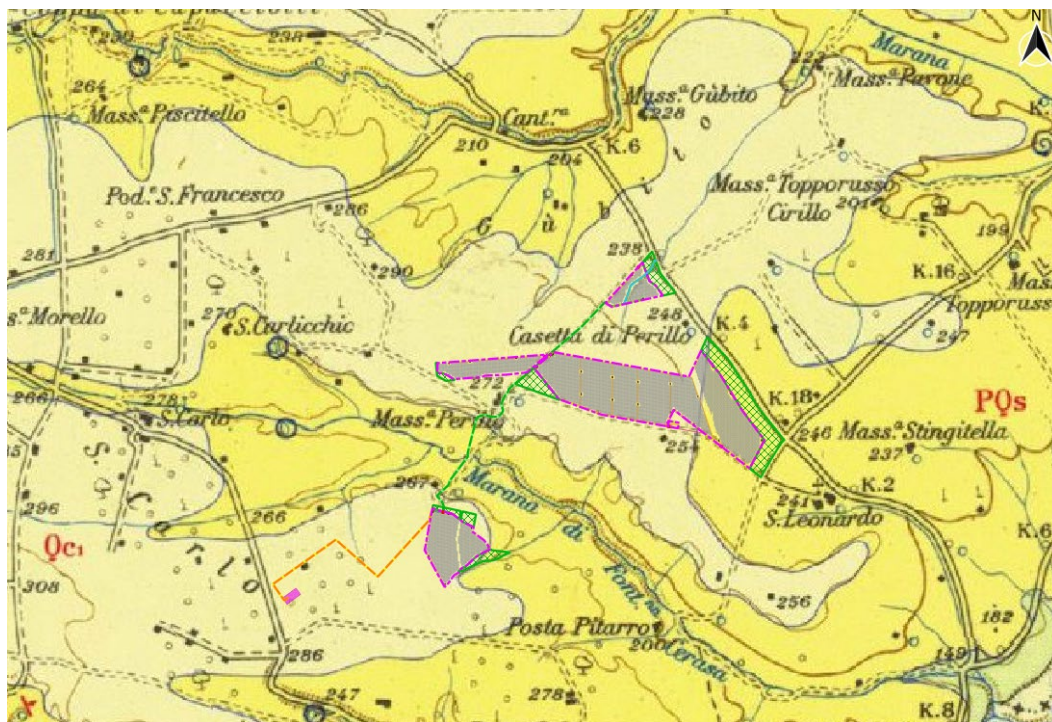


Figura 5: Stralcio carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 – F° 175 "CERIGNOLA".

Dal punto di vista geologico e propriamente geodinamico, l'area in esame è parte integrante del settore sud-occidentale dell'articolato sistema geostrutturale rappresentato da tre domini: Catena-Avanfossa-Avampaese (Ollier, 1980, Ortolani e Pagliuca, 1988; Merenda, 1991; Bigi et al. 1992).

Questi ultimi (Avanfossa-Avampaese), procedendo dall'interno verso il mare, appaiono approssimativamente come fasce orientate secondo l'attuale linea di costa (NO-SE), ed evidenziano due settori distinti aventi ognuno caratteristiche peculiari e molto diverse tra loro sia nella dinamica dei processi esogeni, sia nei caratteri morfo-evolutivi.

Questi settori sono caratterizzati da confini alquanto netti e omologhi con quelli dei domini geodinamici prima citati.

Sotto l'aspetto meramente geologico i terreni affioranti nella Provincia di Foggia sono evidenziati e sinteticamente descritti nella Figura 10.

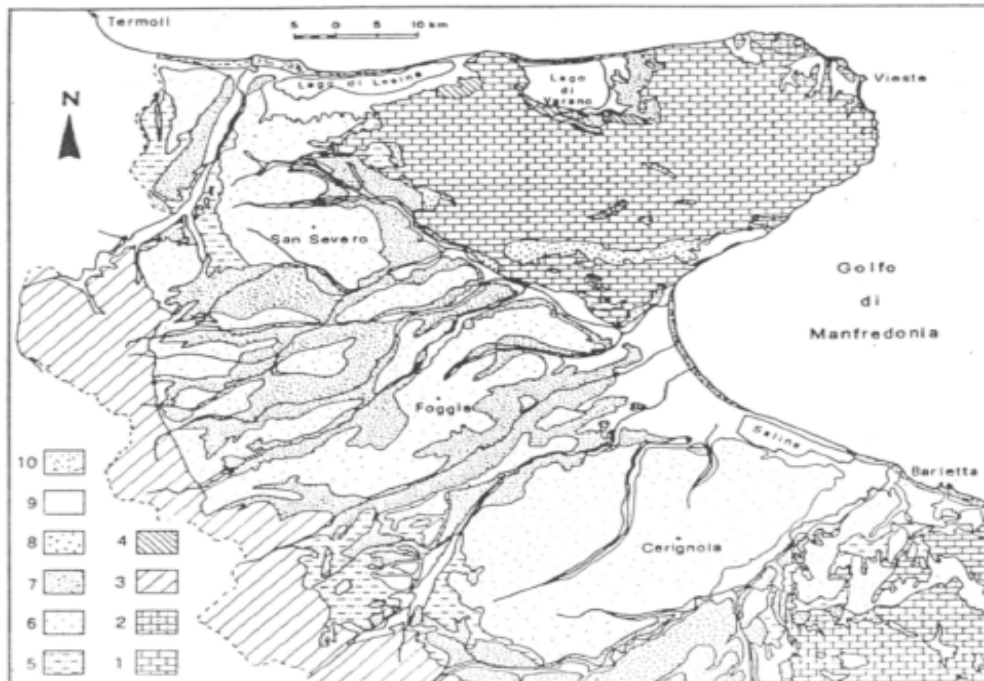


Figura 6: Carta geologica della provincia di Foggia (tratta da CALDARA & PENNETTA, 1992).

In un ambito sufficientemente ampio (riguardante l'area in esame), s'identificano due grandi complessi morfologico-strutturali, allungati in direzione appenninica (NO), che si succedono da SO a NE.

In particolare, sulla base dei caratteri litostratigrafici e strutturali, di cui il territorio comunale fa parte, si distinguono affioramenti di formazioni geologiche riferibili ai seguenti complessi:

- Complesso delle Unità mesozoiche e cenozoiche dell'Appennino meridionale, corrispondente ai domini alto-strutturali, che ospitano i sedimenti flysciodi pre-pliocenici, che costituiscono la porzione sud-occidentale dei Monti della Daunia, le coperture detritiche e alluvionali del margine preappenninico;
- Complesso delle Unità del Tavoliere, verso nord9est, con carattere di "bacino", ospita terreni prevalentemente clastici d'età plio-quadernaria ed è solcato dai torrenti e dai fiumi più importanti della Puglia Nord-Occidentale che rappresenta l'esteso bassopiano morfologico sbarrato a nord dalle falde del Gargano.

Quanto detto induce a ritenere che i due elementi morfologico-strutturali siano l'espressione, in superficie, di due grandi geostrutture differenti, sia per le facies sedimentarie, che le caratterizzano, sia per il luogo occupato nella paleogeografia dell'Italia Meridionale.

Le Unità mesozoiche e cenozoiche dell'Appennino meridionale sono sostanzialmente costituite da una potente serie flyscioide, del Miocene medio, poggiante su un complesso caotico in prevalenza composto d'argille e marne varicolori scagliose, denominato "Complesso indifferenziato".

Questo complesso (definito anche pasta fondamentale, ufficializzato con la denominazione Argille Variegate) è principalmente formato da argille varicolori scagliose, prive di stratificazione, con inclusi

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 11 di/of 56

frammenti di roccia e di pacchi di strati lapidei disarticolati. Si tratta di argille e marne prevalentemente siltose, grigie e varicolori, con differente grado di costipazione e scistosità; molteplici di strati calcarei, calcareo-marnosi, calcarenitici, di brecce calcaree, di arenarie varie, puddinghe, diaspri e scisti diasprigni; rari livelli di sabbie con elementi vulcanici; episodi di frane sottomarine intraformazionali. Su tali terreni poggiano depositi d'argille e argille sabbiose, sabbie e arenarie, puddinghe poligeniche, del Pliocene, depositi fluviali terrazzati, alluvioni recenti e attuali del Quaternario.

Al complesso delle Unità del Tavoliere si fa corrispondere la colmata del richiamato "bacino" e l'area di raccordo tra la prosecuzione verso sud della stessa colmata (Fossa Bradanica) e quella verso Nord (Fossa Adriatica).

Il bacino è una depressione morfologico-strutturale disposta in senso NO-SE ed è delimitata dalla catena appenninica a Sud Ovest e dall'avampaese apulo a Nord Est. Durante Miocene, la porzione occidentale della piattaforma carbonatica apula a causa delle forti "spinte", da parte della catena appenninica, si sarebbe frantumata, in diversi blocchi con prevalente allineamento NO-SE, riproducendo un esteso semigraben, raffigurando l'avanfossa della catena.

Con il Pliocene medio, dalla catena appenninica in rapido sollevamento, ragguardevoli colate gravitative di materiale flyscioide, unitamente alle spinte dell'Appennino, provocarono sensibili contrazioni della parte interna dell'avanfossa, colmandola.

All'esterno prevalsero fenomeni di subsidenza con graduale riempimento di materiali in prevalenza costituiti da sedimenti torbiditici e sabbioso-argillosi.

Il Pliocene superiore contrassegna il limite finale delle fasi orogenetiche, che condurrà alla separazione dell'avanfossa in diversi bacini ben definiti. In questa fase tettonica, di tipo trasversale, ha origine l'approfondimento del "Graben del Tavoliere delle Puglie", con assetto anti appenninico interposto fra il Promontorio del Gargano e l'altopiano delle Murge.

L'approfondimento dell'avanfossa proseguì per tutto il Pleistocene inferiore-medio e l'interruzione delle tensioni appenniniche (congiuntamente ai consecutivi bilanciamenti isostatici) permise l'innalzamento dal mare della Pianura di Capitanata, con emersione da ovest. I sedimenti del Tavoliere costituiscono difatti una potente copertura dell'avanfossa.

Dal Pleistocene medio, negli intervalli di rallentamento e/o di blocco dell'innalzamento della pianura, insieme all'avvento di fenomeni glacio eustatici, avvennero azioni modellatrici d'incisione, abrasione e di disfacimento dei sedimenti ivi depositati e la generazione di molteplici differenti unità litostratigrafiche, in concomitanza di più cicli sedimentari marini e/o di fasi continentali di alluvionamento.

L'intera area del bacino in parola è ricoperta da depositi quaternari, in prevalenza di facies alluvionale. Tra questi prevale l'argilla più o meno marnosa, di probabile origine lagunare, ricoperta a luoghi da lenti di conglomerati e da straterelli di calcare evaporitico (crosta).

SOGGETTO PROPONENTE: SCS Sviluppo 1 S.r.l. 72017 – Ostuni (BR) Via Ferdinando Ayroldi n. 10 REA BR- 160061 PEC scssviluppo1@pec.it		CODICE SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00 PAGE 12 di/of 56
---	--	--

Sotto l'argilla si rinviene in generale un deposito clastico sabbioso-ghiaioso, cui fa da basamento impermeabile il complesso delle argille azzurre pliocenico calabriane che costituisce il ciclo sedimentario più recente delle argille subappennine.

Queste, costituiscono i principali affioramenti argillosi e sono trasgressive sulle argille azzurre infra medio-plioceniche (ciclo più antico).

I depositi argillosi di entrambi i cicli sono indicativi di una facies neritica e mostrano d'essersi originati in un bacino lentamente subsidente. Sono costituiti da argille marnose più o meno siltoso-sabbiose e da marne argillose di color grigio-azzurro o giallastro, con giacitura generalmente sub orizzontale.

La potenza di questi depositi varia sensibilmente da punto a punto con spessori massimi dell'ordine di centinaia di metri. Il ciclo argilloso plio-pleistocenico a luoghi poggia, in continuità di sedimentazione, su depositi calcarenitici trasgressivi sul basamento mesozoico.

Le argille preappennine, grigio-azzurre, formano lembi discontinui, anche se talora vasti, venuti a giorno là dove l'erosione ha asportato la copertura post-calabriana.

Spesso sotto quest'ultima, le argille giacciono a pochi metri di profondità. I sedimenti post-calabriani sono essenzialmente di origine continentale e poggiano generalmente in discordanza sui sottostanti depositi marini.

La copertura post-calabriana, di facies deltizia e/o fluvio-lacustre, poggia in discordanza stratigrafica sui depositi marini sottostanti, lungo un piano debolmente inclinato verso la costa adriatica, la cui continuità è più volte interrotta da modesti gradini, verosimilmente prodotti da fasi di stasi del livello del mare durante il Quaternario.

In base alle interpretazioni di Funicello e altri, il modello geodinamico di questa porzione di territorio può essere di contro schematizzato con la seguente evoluzione paleogeografico-strutturale (Fig. 11):

- formazione della piattaforma carbonatica mesozoico - paleogenica;
- frammentazione della piastra Apula con relativa individuazione dell'avanfossa a partire dal Miocene;
- riempimento di questo bacino subsidente durante il Plio-Pleistocene;
- sollevamento regionale concomitante con oscillazioni glacio-eustatiche del livello del mare e conseguente importante fase di terrazzamento mesopleistocenico-olocenica.

3.2 SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DELL'AREA IN STUDIO

Come descritto in precedenza, dal punto di vista geologico generale il sottosuolo in esame è parte integrante dei depositi Plio-pleistocenici (depositi marini terrazzati), in prevalenza formati da conglomerati e sabbie e sabbie concrezionate, che costituiscono i terreni affioranti alle pendici meridionali dei Monti della Daunia, ai margini sud occidentali del Tavoliere delle Puglie, nell'Appennino Meridionale. Tali sedimenti sono sovrapposti all'unità calabriana delle Argille Subappennine.

In particolare, all'interno dell'area in studio, dal termine più recente, affiorano i seguenti terreni:

UNITA' DELLA FOSSA BRADANICA:

Depositi Marini Terrazzati:

- Facies prevalentemente conglomeratica: conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni; a luoghi fortemente cementati e con intercalazioni di sabbie e arenarie [DMTcg].
- Facies prevalentemente sabbiosa: sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei di colore giallastro. A luoghi lenti ciottolose localmente fossilifere [DMTs].

Argille Subappennine: silt argillosi e marne siltose grigie, a stratificazione poco evidente con intercalazioni di argille siltose e verso l'alto di sottili strati di sabbia medio-fine. Spessore complessivo in affioramento ~200 m. CALABRIANO [AS].



Dal punto di vista morfologico, il paesaggio è caratterizzato da forme collinari dolci con ampi tratti di superfici debolmente ondulate e sub-pianeggianti, la cui è interrotta da ampie incisioni con fianchi ripidi e terrazzati percorse da corsi d'acqua di origine appenninica (Cfr figura 12).

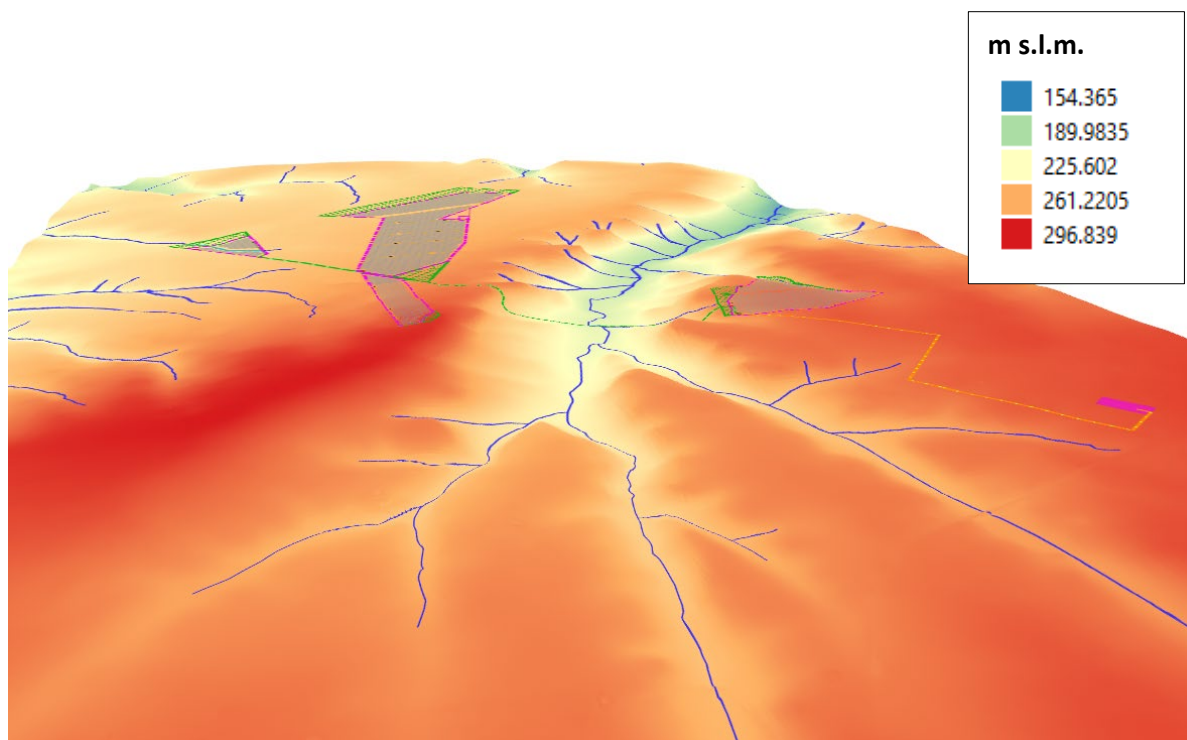


Figura 7: Visone 3D dell'area in studio.

La quota topografica dei luoghi d'interesse oscilla fra i 240 ed i 290 m s.l.m..

Le caratteristiche morfologiche dell'area, sono strettamente correlate alla natura litologica dei terreni affioranti. In generale la superficie topografica delle aree si presenta sub-pianeggiante o leggermente ondulata; solo nel lotto meridionale del parco fotovoltaico si rileva la presenza di aree con una pendenza più accentuata in corrispondenza dell'alveo di un ramo accessorio della Marana di Fontana Cerasa, che rappresenta l'elemento idrografico principale dell'area in studio.

Per quanto attiene al reticolo idrografico, lo stesso è caratterizzato da un elevato livello di organizzazione gerarchica.

Il regime idrologico di questi corsi d'acqua è tipicamente torrentizio, caratterizzato da prolungati periodi di magra a cui si associano brevi, ma intensi eventi di piena, soprattutto nel periodo autunno-invernale. Molto limitati, e in alcuni casi del tutto assenti, sono i periodi a deflusso nullo.

Il rilevamento geologico di superficie non ha evidenziato la presenza di strutture tettoniche di una certa importanza, agenti nella zona di stretto interesse progettuale, e si è osservato che l'area di progetto rientra in un settore morfologicamente sicuro e non soggetto a processi d'instabilità d'alcun genere.

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 15 di/of 56

3.3 CARATTERI IDROGEOLOGICI

Come già descritto, l'area è caratterizzata da un'idrografia superficiale piuttosto manifesta, contraddistinta da un reticolo idrografico i cui solchi erosivi scorrono dall'Appennino verso E-NE, fino a immettere le proprie acque nell'Adriatico. L'azione erosiva, talora spinta, di questi corsi d'acqua ha portato ad un profondo smembramento dei terrazzi marini, di cui ne restano solo testimoni isolati di piccole dimensioni situati per lo più verso il margine occidentale, in corrispondenza delle quote più elevate dell'alto Tavoliere.

Il Cervaro, il Carapelle e l'Ofanto rappresentano gli elementi idrografici principali, mentre quelli minori sono rappresentati da marane e/o canali, canali artificiali e di bonifica dislocati maggiormente verso la costa.

L'intero reticolo idrografico è contraddistinto da corsi d'acqua che scorrono seguendo la direzione ortogonale alla linea di costa, ma che subiscono una rotazione verso nord in prossimità di Cerignola, verosimilmente per fasi recenti di sollevamento differenziale. L'idrografia rivela nel complesso una fase di maturità con un andamento meandriforme e con presenza talora di alvei abbandonati. L'andamento della superficie topografica è interrotto dalle incisioni vallive, allungate in direzione SO-NE, che solcano la pianura, drenando le acque superficiali provenienti dall'Appennino. L'assetto morfologico principale è caratterizzato soprattutto dalla presenza di affioramenti di natura sedimentaria, d'origine marina e continentale depositatisi in ambienti diversi.

Fuorché l'Ofanto, che evidenzia un regime a carattere perenne, i suddetti corsi d'acqua hanno carattere torrentizio e le portate assumono un valore significativo solo a seguito di precipitazioni particolarmente abbondanti e prolungate.

Si tratta in generale d'incisioni non molto approfondite, solitamente povere d'acqua, che hanno esercitato una debole attività erosiva consentendo al paesaggio di conservare abbastanza integra la successione dei terrazzi marini.

Solitamente con le prime forti precipitazioni autunnali non si vengono a determinare deflussi idrici di particolare rilievo, tanto che gli alvei restano privi d'acqua, persino fino a dicembre.

Nei periodi piovosi invernali, anche se per breve durata, si possono determinare inaspettate piene con portate e coefficienti di deflusso alquanto elevati, quando i terreni dei bacini imbriferi sono portati a saturazione dalle precipitazioni liquide e solide.

Generalmente con le prime forti precipitazioni autunnali non si vengono a determinare deflussi idrici di particolare rilievo, tanto che gli alvei restano privi d'acqua, persino fino a dicembre.

Nei periodi piovosi invernali, anche se per breve durata, si possono determinare inaspettate piene con portate e coefficienti di deflusso alquanto elevati, quando i terreni dei bacini imbriferi sono portati a saturazione dalle precipitazioni liquide e solide.

Per quanto attiene alla circolazione idrica sotterranea, come rappresentato nella seguente Figura 18,

in relazione alle caratteristiche stratigrafico-strutturali dell'area e in funzione della profondità, si identificano tre unità acquifere principali [Maggiore et alii, 1996].

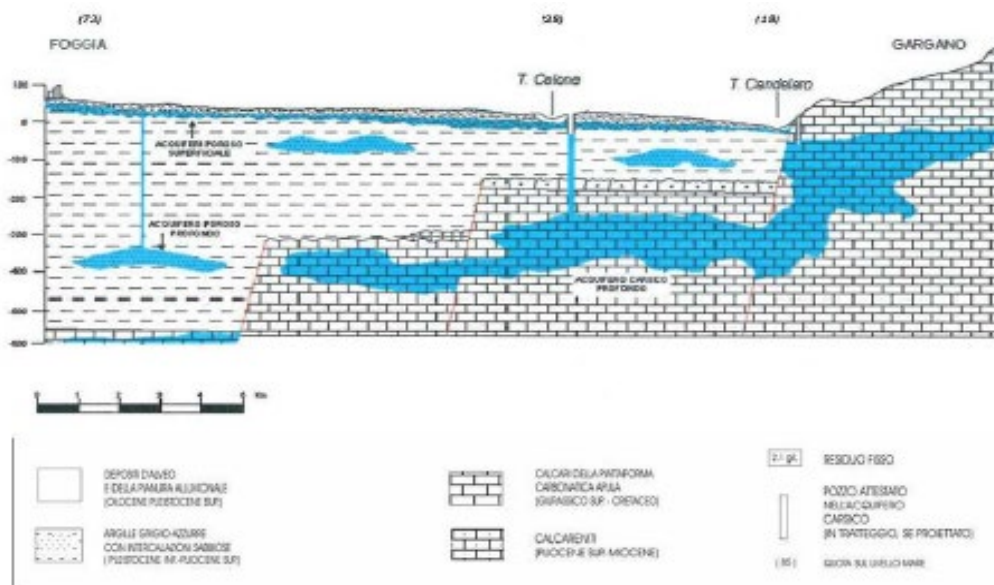


Figura 8: Sezione schematica del Tavoliere (Fonte: Michele Maggiore et alii – Caratteri idro-strutturali del Tavoliere di Puglia ed elaborazione di una carta geolitologica a finalità idrogeologiche. Geologi e Territorio n. 2/2004.

Dal basso verso si distinguono:

- Acquifero fessurato-carsico profondo, situato in corrispondenza del substrato carbonatico pre-pleiocenico.
- Acquifero poroso profondo, situato in corrispondenza delle lenti sabbiose intercalate alle argille plio-pleistoceniche.
- Acquifero poroso superficiale, la cui falda ha sede nei livelli sabbioso-ghiaiosi dei depositi marini e alluvionali del Pleistocene sup.-Olocene.

Le principali differenze tra queste tre unità acquifere risiedono nei caratteri della circolazione idrica sotterranea e nelle caratteristiche chimiche delle acque, legate a un diverso grado di mescolamento di tre componenti fondamentali: acque di origine meteorica, acque salate di intrusione marina e acque connate.

Acquifero poroso superficiale.

Si viene a formare nella porzione più superficiale del sottosuolo negli estesi depositi marini e alluvionali quaternari, che ricoprono con continuità le argille grigio-azzurre plio-pleistoceniche.

La falda idrica si rinviene a modeste profondità dal piano campagna, variabili da zona a zona e può essere ripartita su più livelli. Trattasi di un acquifero articolato, costituito da alternanze irregolari di strati ghiaiosi, sabbiosi, argillosi e argilloso-limosi con diverso grado di permeabilità.

La presenza di livelli argillosi impermeabili intercalati, in configurazione lenticolare, consente in ogni

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 17 di/of 56

caso l'interconnessione idraulica tra i vari livelli acquiferi, per cui i caratteri della circolazione idrica sono riferibili a un'unica falda, molto eterogenea, frazionata su più livelli.

L'acquifero è sostenuto dalle argille grigio-azzurre impermeabili di base e la potenza dello stesso è variabile tra i 25 e 50 m, talora superiore, solo nelle aree più interne si riscontrano valori inferiori a 25 m.

Specifici studi di carattere idrogeologico indicano che la morfologia della superficie piezometrica del territorio è notevolmente influenzata da quella del substrato impermeabile.

Orientativamente si evidenzia che i corpi sedimentari a granulometria più grossolana (di maggiore permeabilità) prevalgono nelle aree di alta pianura e, man mano verso la costa, la presenza d'intercalazioni argilloso-limose (scarsamente permeabili) aumenta sia come spessore sia in frequenza. Cioché nella fascia pedemontana la falda circola liberamente, mentre, nella parte mediana e bassa è in pressione, in condizioni di artesiane. La particolare configurazione litostratigrafica è tale che le zone di maggiore alimentazione sono quelle dove affioramento i depositi più grossolani, adatti ad assorbire buona parte delle acque meteoriche, destinandole alla circolazione idrica sotterranea.

Come già pronunciato lo spessore complessivo di questi terreni, è piuttosto esiguo in corrispondenza del lembo appenninico, aumenta sensibilmente verso est, raggiungendo i 50 m nella zona mediana della pianura e a luoghi i 100 m presso il litorale adriatico.

La superficie piezometrica si rinviene a circa 250 m s.l.m. nelle zone più interne e degrada fino alla costa con gradienti compresi tra 0,15% e 0,25%.

La risalienza e la soggiacenza della falda idrica aumentano di norma man mano che si procede verso la costa dove la qualità dell'acqua risente degli effetti dell'intrusione marina.

La produttività dell'acquifero varia sensibilmente da zona a zona. La maggiore resa dei pozzi e quindi le maggiori portate specifiche (193 l/s) oltre che dalle condizioni di alimentazione, è strettamente dipendente dallo spessore e dalle caratteristiche granulometriche degli strati acquiferi e dalla configurazione della superficie di fondo della falda, realizzandosi delle locali depressioni del substrato argilloso. Circa le modalità di alimentazione dell'acquifero, considerevole è l'apporto idrico derivante dai corsi d'acqua (T. Cervaro, T. Carapelle e F. Candelaro) che attraversano il Tavoliere e sfociano nel litorale adriatico.

Acquifero poroso profondo.

L'acquifero poroso profondo, plio-pleistocenico, è situato in corrispondenza degli strati sabbioso9limosi e localmente ghiaiosi intercalati alla successione argillosa dell'avanfossa.

I livelli acquiferi sono rappresentati da corpi discontinui di forma lenticolare, dello spessore di pochi metri, alternati a strati argillosi impermeabili spessi anche alcune decine di metri.

La falda è in pressione ovunque e di solito presenta forti caratteri di artesianità. Le reali caratteristiche

SOGGETTO PROPONENTE: SCS Sviluppo 1 S.r.l. 72017 – Ostuni (BR) Via Ferdinando Ayroldi n. 10 REA BR- 160061 PEC scssviluppo1@pec.it		CODICE SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00 PAGE 18 di/of 56
---	---	--

di questo sistema acquifero sono poco conosciute, soprattutto riguardo alla geometria e distribuzione spaziale dei corpi acquiferi, alla connessione idraulica tra i diversi livelli e con le altre falde del Tavoliere, alle modalità di alimentazione e di deflusso.

I livelli utilizzati, captati di norma per uso irriguo, sono localizzati a profondità variabili tra 150 m e 500 m dal p.c.; nei livelli sabbiosi più profondi la possibilità di rinvenimento di acque dolci utilizzabili è fortemente condizionata dall'esistenza di acque connate, associate ad accumuli d'idrocarburi.

Le stesse acque estratte dai pozzi presentano caratteri chimici peculiari e la loro fuoriuscita in superficie è spesso accompagnata da un forte odore di H₂S.

La produttività dei livelli idrici è molto diversa da luogo a luogo con portate variabili da circa 192 l/s fino a circa 20 l/s. Le depressioni che si determinano sono nel complesso contenute. Tale produttività varia molto nel tempo diminuendo rapidamente a partire dall'inizio dell'esercizio del pozzo.

In qualche caso si registra il completo esaurimento locale della falda, mentre in altri sembra verificarsi il ripristino delle condizioni di produttività iniziali, dopo un periodo di riposo corrispondente alla stagione umida.

Acquifero fessurato-carsico profondo.

Dal Candelaro, procedendo verso ovest, l'acquifero carbonatico mesozoico del Gargano risulta ribassato a gradinata da sistemi di faglie dirette, a direzione appenninica e antiappenninica, che originano nel substrato un'articolata struttura ad horst e graben.

L'interesse pratico per questo acquifero è limitato alle zone dove il substrato è situato a profondità inferiori a qualche centinaio di metri, quali si riscontrano nella fascia pedegarganica del Tavoliere.

Questa limitazione è giustificata dal fatto che procedendo verso la parte mediana dell'avanfossa, con la profondità del substrato aumenta notevolmente il contenuto salino delle acque che passano da valori tipici di acque di origine meteorica, più o meno contaminate dagli apporti marini, a valori e chimismo caratteristici delle acque connate associate ai giacimenti di idrocarburi.

Le acque di falda circolano nelle rocce carbonatiche del substrato e sono confinate sotto la successione argillosa o di livelli poco fratturati delle stesse rocce calcaree.

La circolazione idrica risente delle caratteristiche idrauliche dell'acquifero, variabili da zona a zona in funzione del grado di fessurazione e carsismo della roccia.

Le modalità di deflusso della falda sono anche influenzate dalla presenza delle numerose faglie del substrato che determinano direttrici di deflusso preferenziali.

La penetrazione del mare verso l'entroterra è maggiore in corrispondenza della parte della fascia pedegarganica che si sviluppa verso il Golfo di Manfredonia.

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 19 di/of 56

3.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, nel documento relativo alle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" si definiscono varie categorie di profilo stratigrafico del "suolo di fondazione". Il terreno di fondazione in base alle proprie caratteristiche geotecniche viene classificato in diverse categorie (A, B, C, D, E) che, correlate all'accelerazione orizzontale (a_g) della zona di appartenenza (Zona 1, 2, 3, 4), definiscono delle azioni sismiche di progetto (SdT).

Il suolo di fondazione è stato desunto dalle indagini in situ effettuate, correlate da indicazioni stratigrafiche e sismiche bibliografiche.

Nello specifico all'interno dell'area di progetto è stata condotta un'indagine sismica MASW.

Dalle risultanze delle analisi sismiche eseguite con la metodologia precedentemente descritta, si evince:

	Vs,eq	Classe
✓ Profilo MASW N.1	315 m/sec	"C"

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 20 di/of 56

3.5 MODELLO GEOTECNICO

Sulla scorta degli studi delle risultanze delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile elaborare per l'area di progetto un modello geologico di riferimento, il quale tiene conto di tutte le informazioni acquisite durante il presente studio, che viene nel seguito esplicitato.

All'interno dell'area progettuale le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sedime di fondazione risultano abbastanza uniformi. In particolare, si rileva la presenza di un primo strato a comportamento prevalentemente coesivo, da privo di consistenza a poco consistente, costituito da terreno agrario. Lo spessore di tale livello superficiale è variabile all'interno dell'area, da un minimo di circa 0,40 m ad un massimo di circa 1 m.

Al di sotto di tale livello si individua la presenza di un deposito costituito da un banco ghiaioso in matrice sabbiosa, sino ad una profondità massima di circa 3,50 m dal p.c.. Tale orizzonte è rilevabile nella quasi totalità delle aree interessate dall'installazione, fatta eccezione per la parte est del lotto centrale dell'impianto, dove al di sotto dello strato superficiale di terreno vegetale, si rileva la presenza di un deposito prevalentemente sabbioso. Tale deposito si rinviene in continuità su tutta l'area in studio, come detto o direttamente al di sotto del terreno vegetale o alla base del banco ghiaioso. Per il dettaglio dell'assetto stratigrafico si rimanda alla Tavola 7, in cui sono mostrate le sezioni litotecniche dell'area interessata dall'impianto fotovoltaico.

La Falda idrica è stata rilevata durante l'esecuzione delle prove penetrometriche a profondità che variano da un minimo di 2,8 ad un massimo di 4,4 m dal p.c.

Sulla base del modello geologico di riferimento è possibile inoltre considerare i seguenti aspetti, valevoli per tutta l'area progettuale:

Categoria di sottosuolo	C
Categoria Topografica	T1
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Stabile

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate, è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio.

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche, dalla velocità delle onde sismiche oltre che da dati bibliografici in possesso dello scrivente riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

Di seguito, viene esplicitata la parametrizzazione geotecnica dei singoli livelli precedentemente individuati.

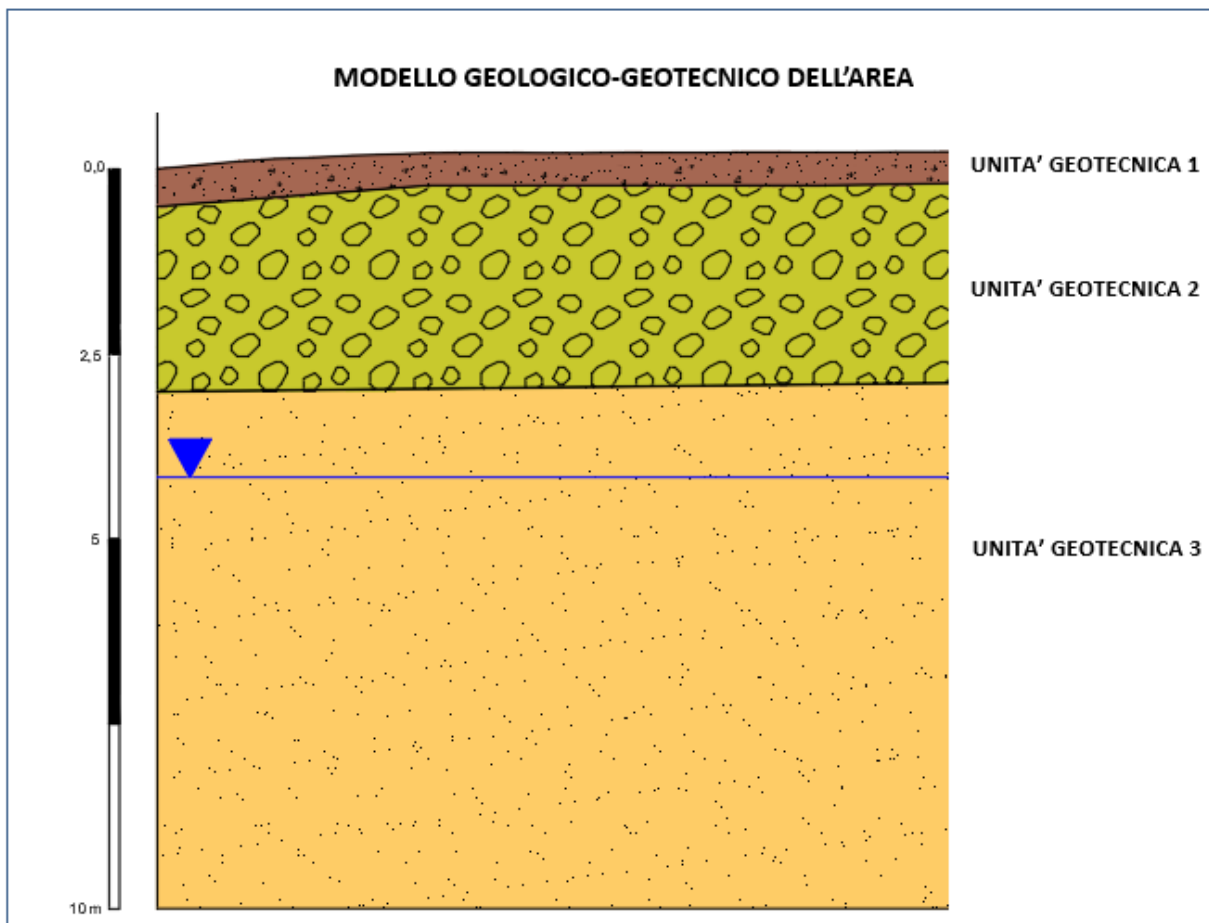


Figura 9: Modello geologico-geotecnico area di impianto.

Unità Geotecnica 1: Limi argillosi da privi di consistenza a poco consistenti [Terreno Vegetale]

Descrizione litologica: limi con argilla e argille con limo.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico scadente, prevalentemente coesivo, privi di consistenza o poco consistente.

Parametri Geotecnici caratteristici:

Peso di Volume naturale g_{NAT} [kN/m ³):	8,00
Peso di Volume saturo g_{SAT} [kN/m ³):	18,50
Angolo di resistenza al Taglio φ' [°]	21-23
Modulo Edometrico E_d [Mpa]	1,5-2,0
Modulo di Young E_y [Mpa]	2,0

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 22 di/of 56

Unità Geotecnica 2: Ghiaie

Descrizione litologica: Conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni in matrice sabbiosa.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico buono, granulare.

Parametri Geotecnici caratteristici:

Peso di Volume naturale g_{NAT} [kN/m³]: 19,50

Peso di Volume saturo g_{SAT} [kN/m³]: 20,00

Angolo di resistenza al Taglio φ' [°] 30-33

Modulo Edometrico Ed [Mpa] 17-35

Modulo di Young E_y [Mpa] 30-40

Unità Geotecnica 3: Sabbie

Descrizione litologica: Sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente granulare.

Parametri Geotecnici caratteristici:

Peso di Volume naturale g_{NAT} [kN/m³]: 19,00

Peso di Volume saturo g_{SAT} [kN/m³]: 19,50

Angolo di resistenza al Taglio φ' [°] 27-29

Modulo Edometrico Ed [Mpa] 8,0-15,0

Modulo di Young E_y [Mpa] 13-20

SOGGETTO PROPONENTE:

SCS Sviluppo 1 S.r.l.

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 23 di/of 56

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

4.1 STRUTTURE PORTAMODULI

La struttura di supporto dei pannelli è costituita da colonne in acciaio (profili UPN 200 in acciaio S235) sulle quali sono fissate le travi di collegamento e gli elementi secondari di bloccaggio dei pannelli.

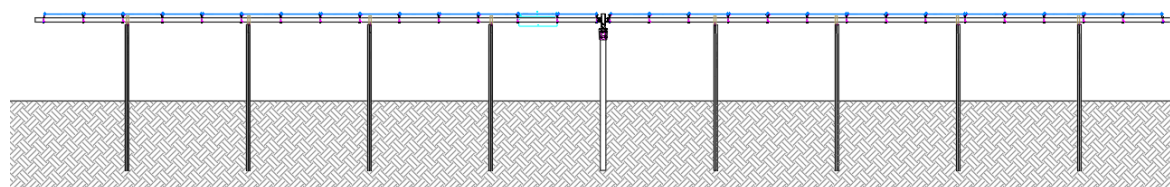


Figura 10: Schema della struttura di supporto – Sezione longitudinale

Le fondazioni saranno realizzate mediante l'ausilio di pali infissi nel terreno per una profondità da valutarsi in funzione delle risultanze delle prove di PULL – OUT e dei calcoli esecutivi, a cura del fornitore. Qui di seguito si riporta il calcolo preliminare della lunghezza di infissione di quest'ultime.

4.2 PALI DI FONDAZIONE

4.2.1 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.

4.2.2 CARICO LIMITE VERTICALE

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 24 di/of 56

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:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

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

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:

$$Q_p = c N_c + \gamma L N_q + 0.5 \gamma D^2 N_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

Metodo di Berezantzev

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 25 di/of 56

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 $\frac{2}{3}D$, 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 (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

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

Avendo indicato con:

γ 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 rigidità ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ϵ_v .

L'indice di rigidità 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 ϵ_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:

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 26 di/of 56

TERRENO	lr
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 $\beta=0$ (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 β 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 $\beta > 0$.

Per $\beta=0$ 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 $\beta = 0$

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 27 di/of 56

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 $\beta=0$.

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:

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

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo β , 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);

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 28 di/of 56

α = 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

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

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

$$K = 1 - \sin \alpha$$

α = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\alpha = 3/4 \tan \alpha$$

Per pali trivellati

$$\alpha = \tan \alpha$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

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

Meyerhof – Murdock (1963)

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

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 29 di/of 56

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

Whitaker – Cooke (1966)

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

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

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

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

Woodward (1961)

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

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

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

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

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

Pali infissi**Coefficiente α 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.

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 30 di/of 56

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° 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:

$$W_{i,j} = (\Delta_j / E) B \Delta_{i,j}$$

Avendo indicato con:

Δ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

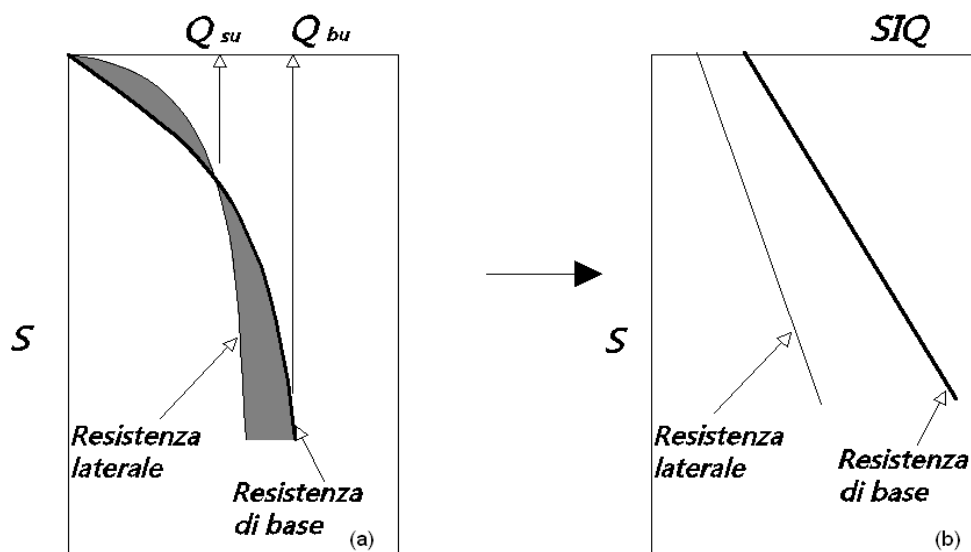
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = 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:

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

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 $E_c = 26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- 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:

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

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:

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

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.

4.2.3 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:

$$p = 9c_u B$$

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:

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

avendo indicato con:

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

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

4.2.4 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 **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **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 **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

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

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

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

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A S A^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

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

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 36 di/of 56

La matrice **A SA^T** è nota come matrice di rigidezza 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:

$$k_S = q_{ult}/\varpi H = C(cN_C + 0.5\varpi BN_{\varpi})$$

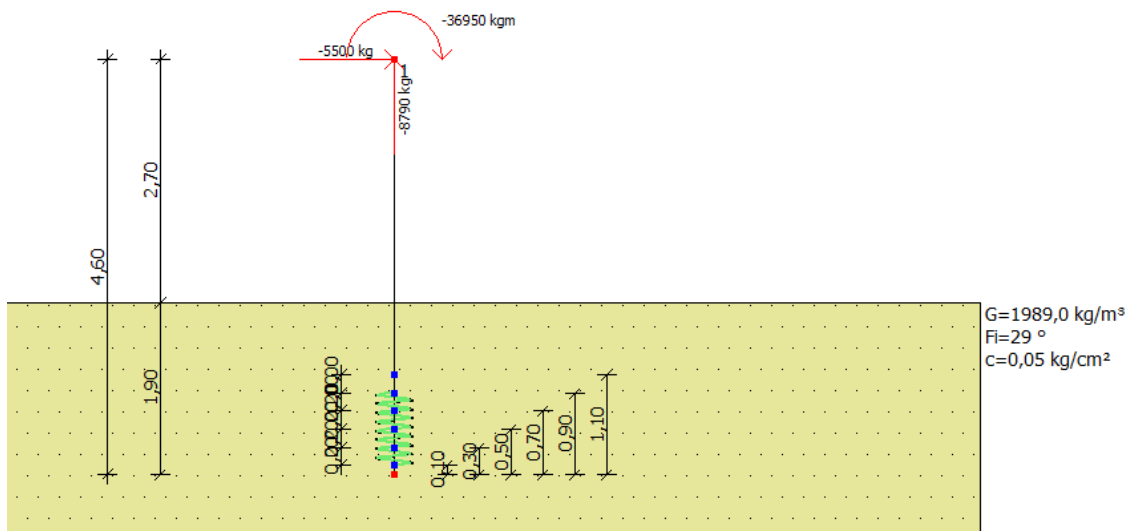
$$B_S Z^n = C(\varpi N_q Z^1)$$

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

4.2.5 SCHEMATIZZAZIONE CARICO APPLICATI SULLA STRUTTURA

Qui di seguito si riporta la schematizzazione dei carichi applicati sulla struttura.

Momento	-36.950,00 kgm
Taglio	-5.500,00 kg
Sforzo assiale	-8.790,00 kg



4.2.6 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 sovrastruttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza 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 rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. 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 rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

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

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 38 di/of 56

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_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 rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

Diametro punta	0,01 m
Lunghezza	1,90 m
Tipo	Pali elicica
Sporgenza dal terreno	2,70 m
Portanza di punta calcolata con:	Vesic

SISMA

Accelerazione sismica	0,002
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0004
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0002

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	35,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,015	2,331	0,156
S.L.D.	35,0	0,016	2,336	0,172
S.L.V.	332,0	0,042	2,495	0,416
S.L.C.	682,0	0,051	2,59	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,018	0,2	0,0004	0,0002
S.L.D.	0,0192	0,2	0,0004	0,0002
S.L.V.	0,0504	0,2	0,001	0,0005
S.L.C.	0,0612	0,2	0,0012	0,0006

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
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:

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 39 di/of 56

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 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	10,00	1989,00	2090,00	0,05	29,00	No	1,00	0,00	0	sabbia e ghiaia

Tipologia PT
 Diametro esterno 0,01 m

PALI ELICA
 Diametro 0,35 m
 Altezza elica 0,50 m
 Spessore (ex) 176,00 mm
 Spessore (in) 176,00 mm

Esclusione portata laterale NO
 Esclusione carico di punta NO

TUBOLARE
 Diametro esterno 0 mm
 Spessore 0 mm
 Peso 0,00 kg/m
 Acciaio tipo B450C

Nr.	Posizione elica, riferimento punta (m)	Numero di eliche	Attivata
1	0,10	2	SI
2	0,30	2	SI
3	0,50	2	SI
4	0,70	2	SI

Posizione elica, riferimento punta 0 m
 Fattori capacità portante (Nc, Nq, Ng) [9] [11,58] [0]
 Pressione efficace 0,34 kg/cm²
 Carico limite verticale 8325,67 kg
 Posizione elica, riferimento punta 0 m
 Fattori capacità portante (Nc, Nq, Ng) [9] [11,58] [0]
 Pressione efficace 0,30 kg/cm²
 Carico limite verticale 7439,62 kg
 Posizione elica, riferimento punta 1 m
 Fattori capacità portante (Nc, Nq, Ng) [9] [11,58] [0]
 Pressione efficace 0,26 kg/cm²
 Carico limite verticale 6553,57 kg

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 40 di/of 56

Posizione elica, riferimento punta 1 m
 Fattori capacità portante (Nc, Nq, Ng) [9] [11,58] [0]
 Pressione efficace 0,22 kg/cm²
 Carico limite verticale 5667,52 kg
 Carico limite verticale totale. Apporto delle viti 27986,39 kg

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	24,36	45,84	27/0,05	1,12	0,00	28054,01	28055,13	--	--

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	28054,01	28054,01	28054,01
Totale	28055,13	28055,13	28055,13

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Laterale 1,25
 Resistenza di progetto laterale 13201,89 kg
 Resistenza di progetto 13203,01 kg
 Azioni di progetto -8790,00 kg
 Fattore sicurezza verticale 1,50

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diametro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso- Flessione	Def.Ma x Cls	Def.Ma x Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kg]	Sicurezza a taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	--	--	--	4Ø16	-0,22	2156,62	215,66	Verificata	3,50E-03	-5,80E-03	2,47	--	--	--	Verificata
2	0,25	19,63	--	--	4Ø16	20,50	2156,82	215,68	Verificata	3,50E-03	-5,80E-03	2,47	--	--	--	Verificata
3	0,5	39,27	--	--	4Ø16	39,82	2157,00	215,70	Verificata	3,50E-03	-5,79E-03	2,47	--	--	--	Verificata
4	0,81	63,95	--	--	4Ø16	64,67	2157,23	215,72	Verificata	3,50E-03	-5,79E-03	2,46	--	--	--	Verificata
5	1,13	88,64	--	--	4Ø16	89,51	2157,46	215,75	Verificata	3,50E-03	-5,79E-03	2,46	--	--	--	Verificata
6	1,44	113,32	--	--	4Ø16	112,96	2157,68	215,77	Verificata	3,50E-03	-5,78E-03	2,46	--	--	--	Verificata
7	1,76	138,01	--	--	4Ø16	137,78	2157,91	215,79	Verificata	3,50E-03	-5,78E-03	2,45	--	--	--	Verificata
8	2,07	162,69	--	--	4Ø16	162,60	2158,14	215,81	Verificata	3,50E-03	-5,77E-03	2,45	--	--	--	Verificata
9	2,39	187,37	--	--	4Ø16	187,41	2158,37	215,84	Verificata	3,50E-03	-5,77E-03	2,45	--	--	--	Verificata
10	2,76	212,06	--	--	4Ø16	212,21	2158,59	215,86	Verificata	3,50E-03	-5,76E-03	2,44	--	--	--	Verificata

SOGGETTO PROPONENTE:

SCS Sviluppo 1 S.r.l.

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

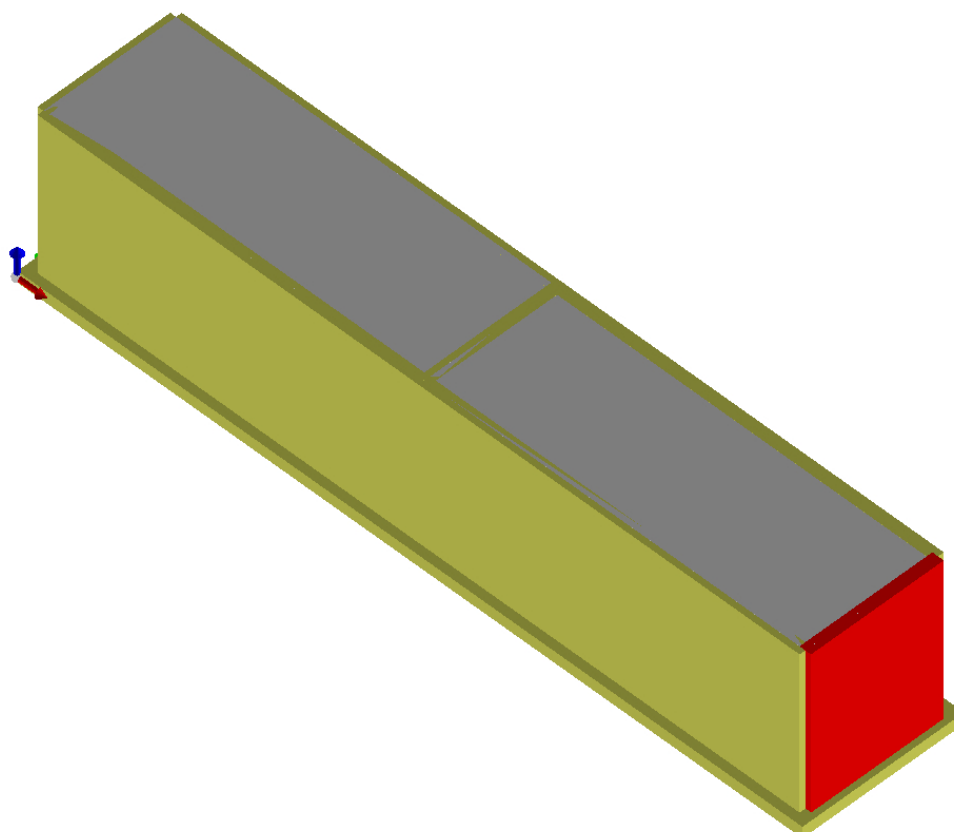
PAGE 41 di/of 56

4.3 CABINATI

Si è provveduto a modellare la struttura del cabinato al fine di realizzare le verifiche di geotecniche (portanza, scorrimento e cedimenti). La modellazione si è considerata l'effetto del sisma e la presenza della pressione generata dal vento. Si ricorda che tale struttura è di tipo prefabbricato, e i certificati relativi le qualità strutturali degli elementi saranno fornite dal produttore in fase di progettazione esecutiva.

L'analisi è stata effettuata tenendo in considerazione il cabinato con il rapporto peso-superficie più alto (il cabinato scelto viene riportato in grassetto), come si dettaglia nella tabella successiva:

Cabinato	Lungh (m)	Largh (m)	Superf (m ²)	Peso (kg)	Incidenza (kg/m)
Cabina Inverter	13,50	2,50	33,75	34000	1007
Cabina P57	8,00	3,50	28,00	22000	785
Cabina P67	9,00	3,50	31,50	25500	810



4.3.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 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 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

4.3.2 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi)$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]}$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_g = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- n coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno j del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \end{aligned}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\varphi) & s_\gamma &= 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} & s_c &= \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1} \\ d_q &= 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \end{aligned}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right) \end{aligned}$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

SOGETTO PROPONENTE: SCS Sviluppo 1 S.r.l. 72017 – Ostuni (BR) Via Ferdinando Ayroldi n. 10 REA BR- 160061 PEC scssviluppo1@pec.it		CODICE SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00
		PAGE 46 di/of 56

- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determina il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \text{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

4.3.3 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD . In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme $s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;
 $s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme $s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{0.75 \cdot \pi - \varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

4.3.4 VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

4.3.5 DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

4.3.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

4.3.7 SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 50 di/of 56

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali***per tipologie travi e plinti superficiali:***

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

4.3.8 DATI DI CARICO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI***per tipologie travi e plinti superficiali:***

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico

SOGETTO PROPONENTE: SCS Sviluppo 1 S.r.l. 72017 – Ostuni (BR) Via Ferdinando Ayroldi n. 10 REA BR- 160061 PEC scssviluppo1@pec.it		CODICE SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00
		PAGE 51 di/of 56

- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 52 di/of 56

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

4.3.9 PARAMETRI DI CALCOLO**Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:**

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan f (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan f (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < C_a < 10$): 8

SOGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 53 di/of 56

- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / DEPOSITI DI TERRAZZO	Assente

ARCHIVIO TERRENIIndice / Descrizione terreno: **001 / DEPOSITI DI TERRAZZO**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec.	Sat.	Angolo Res.		Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	
Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,300 E-3	2,050 E-3	29,000	0,046	97,455	150,000	60,0	0,340	0,95

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici cm ²	Macro n. per elem. n.
Platea n. 1	Platea	001		10.250	80.582	20.000	5099.985	4 1
Platea n. 2	Platea	001		10.250	104.031	20.000	8499.999	3 1
Platea n. 4	Platea	001		10.250	102.490	20.000	8249.961	3 1
Platea n. 5	Platea	001		10.250	439.634	20.000	151800.000	4 1
Platea n. 10	Platea	001		10.250	102.490	20.000	8250.000	3 1
Platea n. 11	Platea	001		10.250	104.031	20.000	8499.960	3 1
Platea n. 12	Platea	001		10.250	80.582	20.000	5099.999	4 1
Platea n. 13	Platea	001		10.250	146.037	20.000	16750.000	4 1
Platea n. 14	Platea	001		10.250	439.634	20.000	151800.000	4 1
Platea n. 17	Platea	001		10.250	146.037	20.000	16749.920	4 1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea		001	10.250	224.000	20.000	1088.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 54 di/of 56

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0236 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.6131 + 0.1838 + 1.8401 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.8158 / 2.6370 = 0,309 Ok (Cmb. n. 003)

TB / TBlim = 3208.1 / 85975.3 = 0,037 Ok (Cmb. n. 010)

TL / TLLim = 9205.8 / 85270.3 = 0,108 Ok (Cmb. n. 004)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
003	SLU STR	No	-0.001	4.309	0.0	9205.8	-297676.1	-0.7476	-0.8158
004	SLU STR	No	-0.001	5.602	0.0	9205.8	-228981.6	-0.5672	-0.6354
010	SLU STR	No	1.985	0.000	3208.1	0.0	-228981.6	-0.5977	-0.6049

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0236 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.5635 + 0.1698 + 1.2107 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6931 / 1.9441 = 0,357 Ok (Cmb. n. 018)

TB / TBlim = 14516.4 / 83671.6 = 0,173 Ok (Cmb. n. 026)

TL / TLLim = 15039.6 / 84377.7 = 0,178 Ok (Cmb. n. 035)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
018	SLV A1	Si	-29.632	6.227	-14516.3	4497.0	-228981.6	-0.5095	-0.6931
026	SLV A1	Si	-29.632	6.227	-14516.4	4513.5	-228981.6	-0.5095	-0.6931
035	SLV A1	Si	-8.844	-20.793	-4344.1	-15039.6	-228981.6	-0.4594	-0.7432

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0236 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.6112 + 0.1833 + 1.6825 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6281 / 2.4769 = 0,254 Ok (Cmb. n. 049)

TB / TBlim = 4979.1 / 85134.1 = 0,058 Ok (Cmb. n. 062)

TL / TLLim = 3261.3 / 85020.5 = 0,038 Ok (Cmb. n. 067)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
049	SLD	Si	10.234	-1.338	4979.1	-973.6	-228981.6	-0.5746	-0.6281
062	SLD	Si	-10.234	1.338	-4979.1	978.7	-228981.6	-0.5746	-0.6281
067	SLD	Si	-3.060	-4.477	-1491.3	-3261.3	-228981.6	-0.5687	-0.6340

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI**Elemento: Platea n. 1**

SOGGETTO PROPONENTE:**SCS Sviluppo 1 S.r.l.**

72017 – Ostuni (BR)

Via Ferdinando Ayroldi n. 10

REA BR- 160061

PEC scssviluppo1@pec.it



CODICE

SCS.DES.R.CIV.ITA.P.4631.006.00

PAGE 55 di/of 56

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
012	SLE rare	No	-0.001	3.734	0.0	6137.2	-228981.6	-0.5786	0.6240

Cedimento massimo = -0.926 cm in Cmb n. 012
Cedimento minimo = -0.221 cm in Cmb n. 012

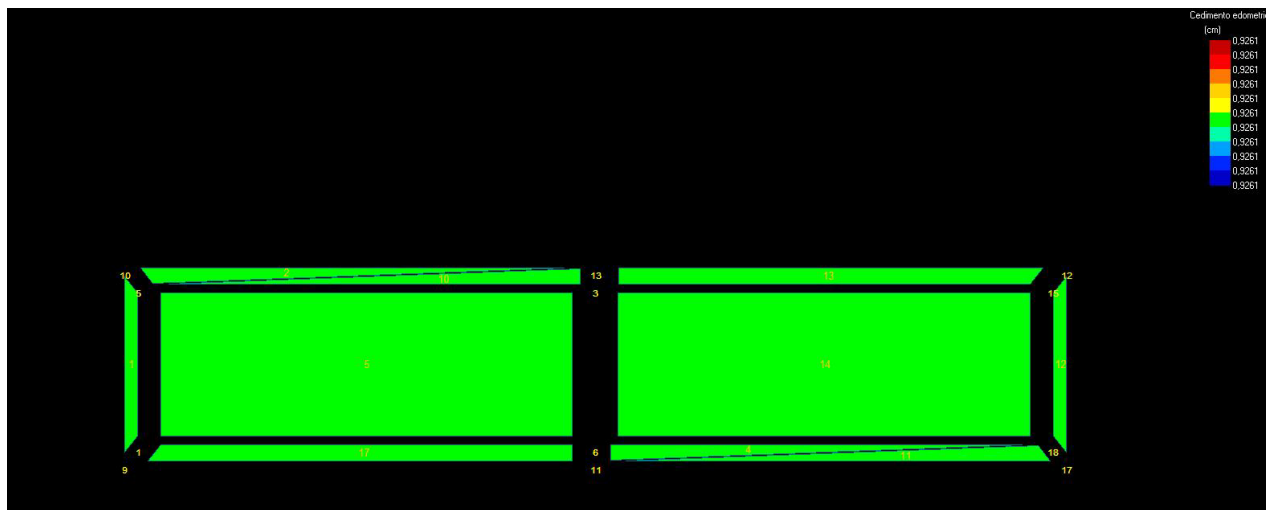


Figura11: cedimenti edometrici massimi

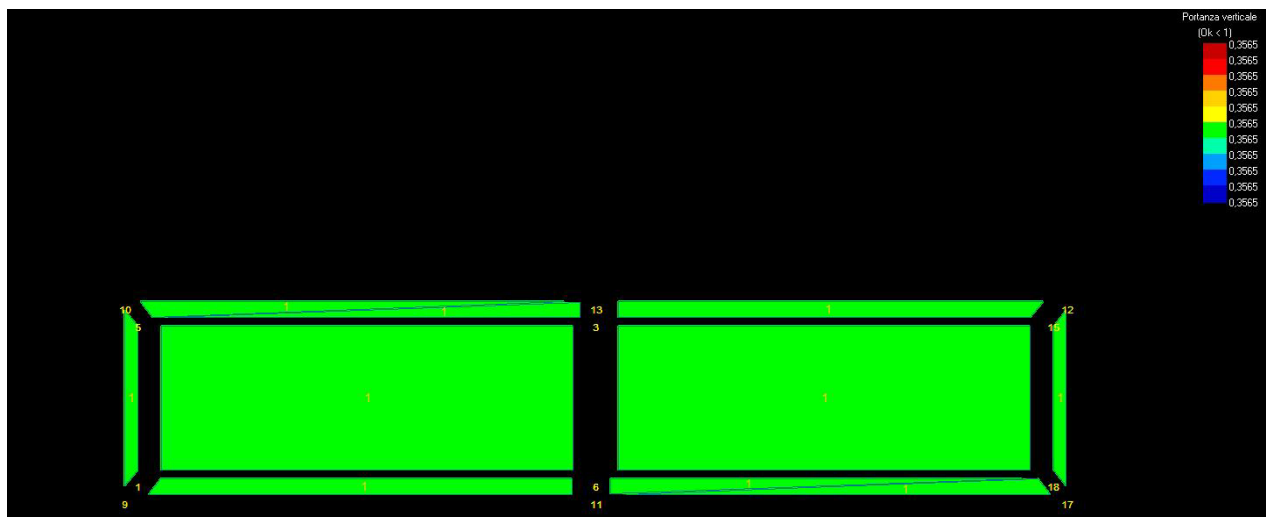


Figura12: portanza verticale

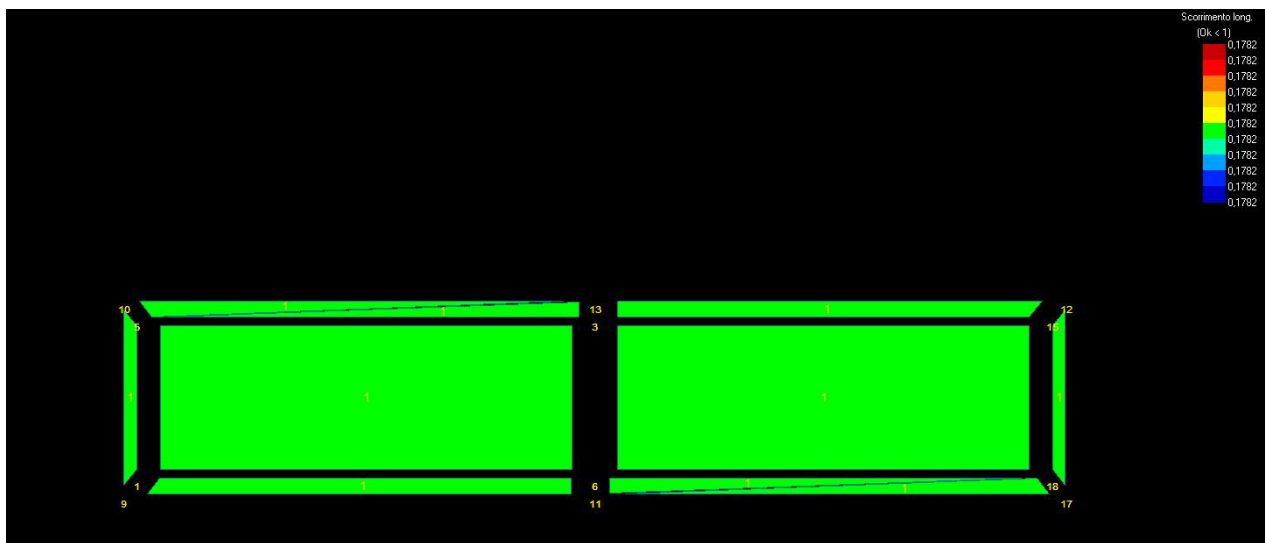


Figura13: scorrimento longitudinale

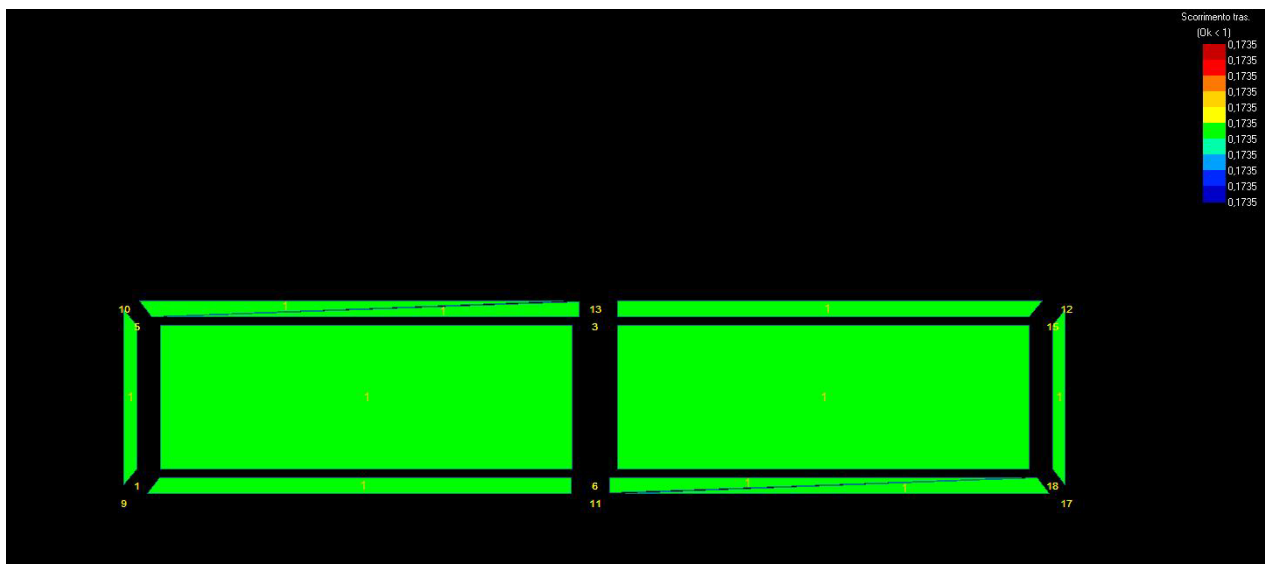


Figura 14: scorrimento trasversale

IL PROGETTISTA