



REGIONE LAZIO



PROVINCIA DI ROMA




COMUNE DI SANTA MARINELLA






COMUNE DI CERVETERI



COMUNE DI TOLFA

Proponente		<p>S40 S.r.l. Sede: Viale A. Volta, 101 50131 Firenze P.IVA 07230390481</p>
------------	---	---

Progettazione, Coordinamento e progettazione elettrica		<p>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128 71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072 Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net</p>	 
--	---	---	--

Studio di impatto ambientale	 <p>VDP S.r.l. Via Federico Rosazza n. 38 - 00153 Rome - Italy Tel. +39 065800506-065883135-0658343877 Fax +39 065896686 mail: vdp@vdpsrl.it</p>	Studio archeologico	<p>Dott. Archeologo Antonio Mangia cell. 338 3362537 E-Mail: amangia@yahoo.it Elenco Nazionale dei Professionisti dei Beni Culturali del Ministero della Cultura n.1516</p>
		Studio tetrafilico geologico e geoelettrico	<p>Dott. Nazario Di Lella Tel./Fax 0882.991704 cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com Ordine regionale dei Geologi della Puglia matr. n. 345</p> 
		Studio acustico	<p>STUDIO FALCONE Ingegneria</p> <p>Ing. Antonio Falcone Tel. 0884.534378 Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu Ordine degli Ingegneri di Foggia matr. n.2100</p>
		Studio strutturale	 <p>Ing. Tommaso Monaco Tel. 0885.429850 Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it Ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia matr. n. 2906</p>
		Consulenza topografica	<p>Geom. Matteo Occhiochiuso Tel. 328 5615292 E-Mail: matteo.occhiochiuso@virgilio.it Collegio dei Circondariale Geometri e Geometri Laureati di Lucera matr. n. 1101</p>

Opera	<p>Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "SANTA SEVERA" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Santa Severa" nel territorio comunale di Santa Marinella (RM) per una potenza complessiva di 47,662 MWp nonchè delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto</p>
-------	---

Oggetto	Folder:
	Nome Elaborato: Relazione_Geotecnica.pdf
	Descrizione Elaborato: Relazione Geotecnica

00	Dicembre 2022	Progetto definitivo	Geol. N. Di Lella	Ing. A. Mezzina	S40 S.r.l.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione
Scala:					
Formato: A4/A3					

Sommario

1.	PREMESSA.....	2
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA	3
3.	SISMICITÀ DELL'AREA.....	8
4.	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI	16
5.	CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI.....	18
6.	CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE	19
1.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – CALCOLO PORTANZA	20
2.	CONCLUSIONI	24
	ALLEGATO 1 – RELAZIONI DI CALCOLO	25

1. PREMESSA

Il sottoscritto Dott. Geol. Nazario Di Lella iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, su incarico della società S40 S.r.l. P.IVA 07230390481, con sede legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, Indirizzo email b72srl@legalmail.it, ha eseguito il presente studio Geologico - Geotecnico a corredo del "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "SANTA SEVERA" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Santa Severa" nel territorio comunale di Santa Marinella (RM) per una potenza complessiva di 47,662 MWp nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto".

Lo studio è stato finalizzato a perseguire i seguenti obiettivi:

- individuare i litotipi presenti e le loro caratteristiche giacaturali;
- individuare i fenomeni geomorfologici, con specifico riguardo alla stabilità dell'area;
- caratterizzazione geotecnica e sismica del sito in relazione alle opere previste di progetto.

La caratterizzazione del sito e le indagini espletate sono state eseguite in relazione a quanto previsto dalle normative vigenti (Legge 2/2/74 n° 64 - D.M. 21/1/81 - D.M. 11/3/88 - O.P.C.M. 3274 – NTC 2018 e s.m.i.) ed hanno avuto lo scopo principale di accertare in maniera più concreta e dettagliata (in fase di Progetto Esecutivo) le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni costituenti il sito, soprattutto in funzione delle strutture che andranno a costituire le opere di progetto e della loro interazione con il terreno costituente il sito stesso.

Nei paragrafi successivi si riportano le risultanze dello studio eseguito su un'area più estesa di quella interessata dal progetto, ai fini della definizione del quadro geologico generale di riferimento in fase di progettazione esecutiva, con un rilevamento geologico di dettaglio ed acquisizione di informazioni di carattere bibliografico disponibile per la zona oggetto di studio.

Segue il calcolo geotecnico per la verifica di portanza di un palo di supporto dei pannelli fotovoltaici, in acciaio, infisso nel terreno di fondazione per una profondità di 3,0 m. dal p.c., di dimensione pari a 0,20 m.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

L'area d'interesse è ubicata a circa 2,0 Km SE dalla frazione urbana di Santa Severa, nel comune di Santa Marinella, in corrispondenza di un'area demaniale militare.

La quota del sito è compresa tra i 1,2 e i 8,0 m s.l.m., l'impianto risulta essere suddiviso in sei sottocampi produttivi estesi su una superficie complessiva di circa 61,5 ha.

La Sottostazione Produttore di conferimento, è situata in adiacenza della Cabina Principale Terna sita in località "Furbara" in agro di Cerveteri, ad una quota di circa 25 m. s.l.m.

Cartograficamente l'area è ubicata nella parte centrale della Tavolette IGM 1:25.000 – Tav. 143 III SO "Santa Severa", alle coordinate 42° 0'26.91"N 11°58'56.36"E; su cartografia CTR 5.000 ricade nell'elemento n. 363162 (Campi FTV) agro di Santa Marinella, 363162 – 364132 - 364133 (Cavidotto AT), 364132 (Sottostazione) agro di Cerveteri.

L'area in oggetto risulta ubicata nell'area di affioramento di formazioni appartenenti ai depositi mesozoici dell'Horst di Apricena costituiti da formazioni marine carbonatiche, appartenenti al lembo occidentale del basamento carbonatico mesozoico del rilievo garganico, più in particolare l'area d'insediamento corrisponde ad una ex cava per estrazione di calcare da taglio, ricolmata come recupero dell'area, per esaurimento del giacimento in concessione.

L'area in oggetto risulta ubicata nella fascia costiera tirrenica compresa tra Cerveteri e Santa Marinella, alle falde dei rilievi collinari che si ergono man mano verso l'interno a NW con i monti della Tolfa ed a N con vulcanici del Lago di Bracciano.

Il sito ricade nel foglio della C.G.I 1:100.000 143 "Bracciano", nella parte sud-occidentale.

Il Foglio 143 «Bracciano» riguarda una vasta area dell'alto Lazio (immediatamente a Nord di Roma) che si estende, grosso modo, tra la costa tirrenica ad Ovest e la Valle del F. Tevere ad Est.

Nella parte occidentale dell'area in esame prevalgono le formazioni sedimentarie, mentre nella parte orientale del foglio, dove affiorano in prevalenza le formazioni facenti parte dell'apparato vulcanico vicano e di quello sabatino, i terreni sedimentari sono rappresentati da pochi lembi di depositi pliocenici e quaternari, in genere poco estesi e discontinui, sottostanti alla estesa copertura piroclastica e messi a giorno dall'erosione dei corsi d'acqua appartenenti al bacino idrografico del Fiume Treia (dintorni di Civita Castellana) affluente del F. Tevere.

I terreni sedimentari affioranti nell'area del Foglio sono rappresentati da tre gruppi di formazioni, corrispondenti a tre episodi distinti della evoluzione geologica regionale:

a) formazioni della « serie toscana », rappresentata dal « calcare massiccio » e dal « calcare selcifero » del Lias, affioranti in pochi lembi di modeste dimensioni a NE di Santa Severa. Queste formazioni costituiscono l'imbasamento almeno di buona parte dell'area in esame;

b) formazioni in facies di flysch in successione, apparentemente continua dalla « pietraforte » cretacea al « macigno » oligocenico, parte delle quali appartenenti all'« Alloctono » di molti Autori. Queste formazioni affiorano essenzialmente nella parte occidentale del Foglio, grosso modo compresa tra Santa Severa, Monti della Tolfa (parte orientale), Sutri, Vetralla e Manziana: con una diffusione dei terreni più antichi nella parte sud-ovest e sempre più recenti nella parte nord-est della zona suddetta; con una distribuzione a fasce con direzione appenninica. Queste formazioni poggiano, almeno in parte, in copertura trasgressiva sui precedenti terreni mesozoici di base;

c) formazioni del Neogene e del Quaternario trasgressive sulle precedenti e rappresentate in prevalenza da argille, sabbie e conglomerati.

I terreni miocenici sono in facies lacustre o lagunare, spesso con gessi, mentre quelli pliocenici sono francamente marini.

Il Quaternario è rappresentato da formazioni principalmente argilloso-sabbiose, conglomeratiche o calcaree (travertini), in facies sia marina che continentale. Esso è diffuso in quasi tutto il Foglio. Gli affioramenti principali sono quelli della fascia costiera (angolo SW del foglio) di S. Severa e dintorni, dove i depositi quaternari si trovano in trasgressione sul Neogene e sulle formazioni flyscioidi.

La trasgressione neogenica ebbe inizio nel Miocene medio (?) - superiore, interessando probabilmente soltanto la parte più occidentale dell'area. Il mare pliocenico raggiunse il massimo della sua estensione durante il Pliocene inferiore-medio, su buona parte dell'area riguardante il Foglio. Restavano emerse soltanto alcune piccole strutture mesozoiche e le dorsali flyscioidi della parte orientale dei Monti della Tolfa e della fascia immediatamente ad est di quest'ultima.

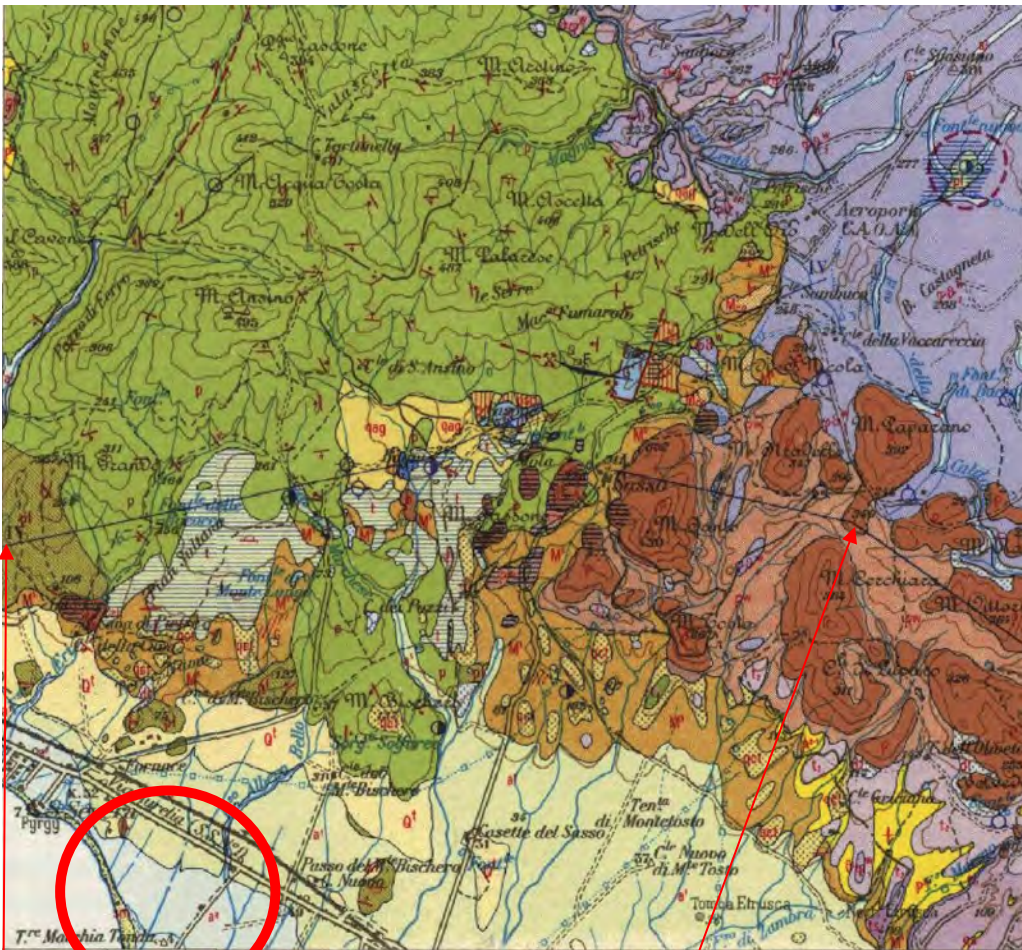
All'inizio del Pliocene superiore il mare iniziò una regressione che continuò nel Quaternario, interrotta da una breve e poco estesa ingressione in corrispondenza dell'attuale fascia costiera (S. Severa e dintorni).

A Nord del litorale di Santa Severa, affiorano vulcaniti di tre cicli o apparati, o serie di apparati differenti che, in ordine di età, dal più antico al più recente, sono:

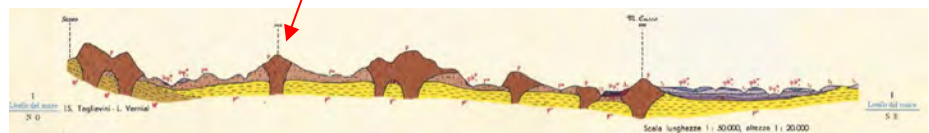
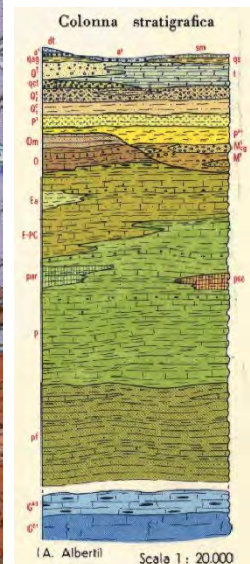
- 1 Vulcaniti acide alcalicalciche: domi ed ignimbriti dei Ceriti, di Manziana e di Tolfa;
- 2 Vulcaniti alcaline, basiche ed intermedie, del ciclo Sabazio: lave, ignimbriti e tufi vari;
- 3 Vulcaniti alcaline, basiche ed intermedie, del vulcano di Vico: lave, ignimbriti e tufi vari.

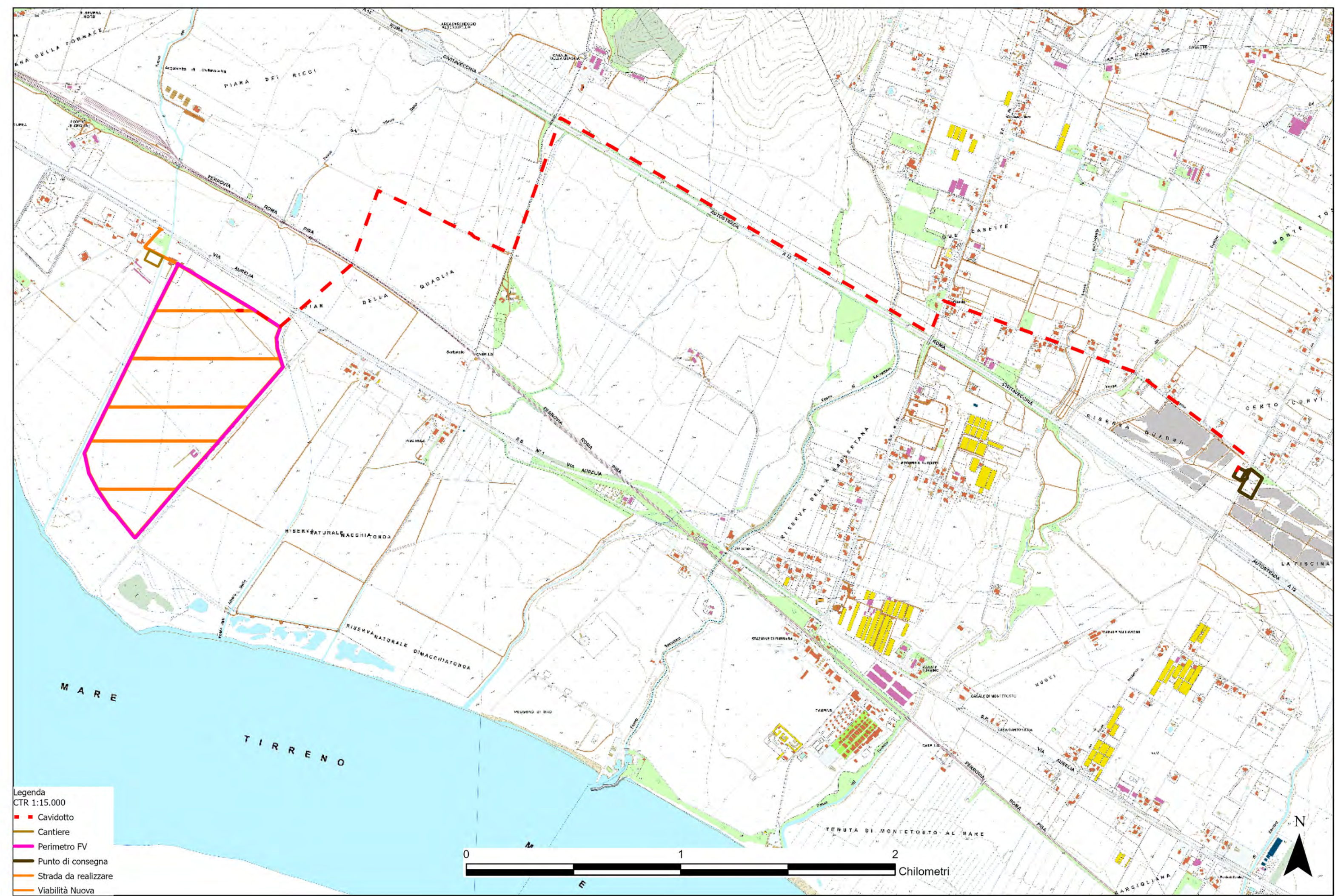
Il territorio della fascia litoranea di Santa Severa presenta una morfologia di poco inclinata verso la linea di costa, raccordantesi con i primi rilievi collinari posti più a nord, per una fascia di circa 4-5 km, a partire da qui il rilievo sale ancora dolcemente, con inserzione di alcuni elementi, morfologicamente più aspri, sparsi lungo il versante, rappresentati da strutture legate ai cicli vulcanici di cui sopra accennato.

Il reticolo idrografico, rappresentato da una serie di fossi e canali di modesta estensione dei loro bacini imbriferi, presentano tutti un preferenziale orientamento NE-SW, fino a giungere più o meno linearmente presso la linea di costa.



Stralcio Carta Geologica d'Italia – scala 1:100.000

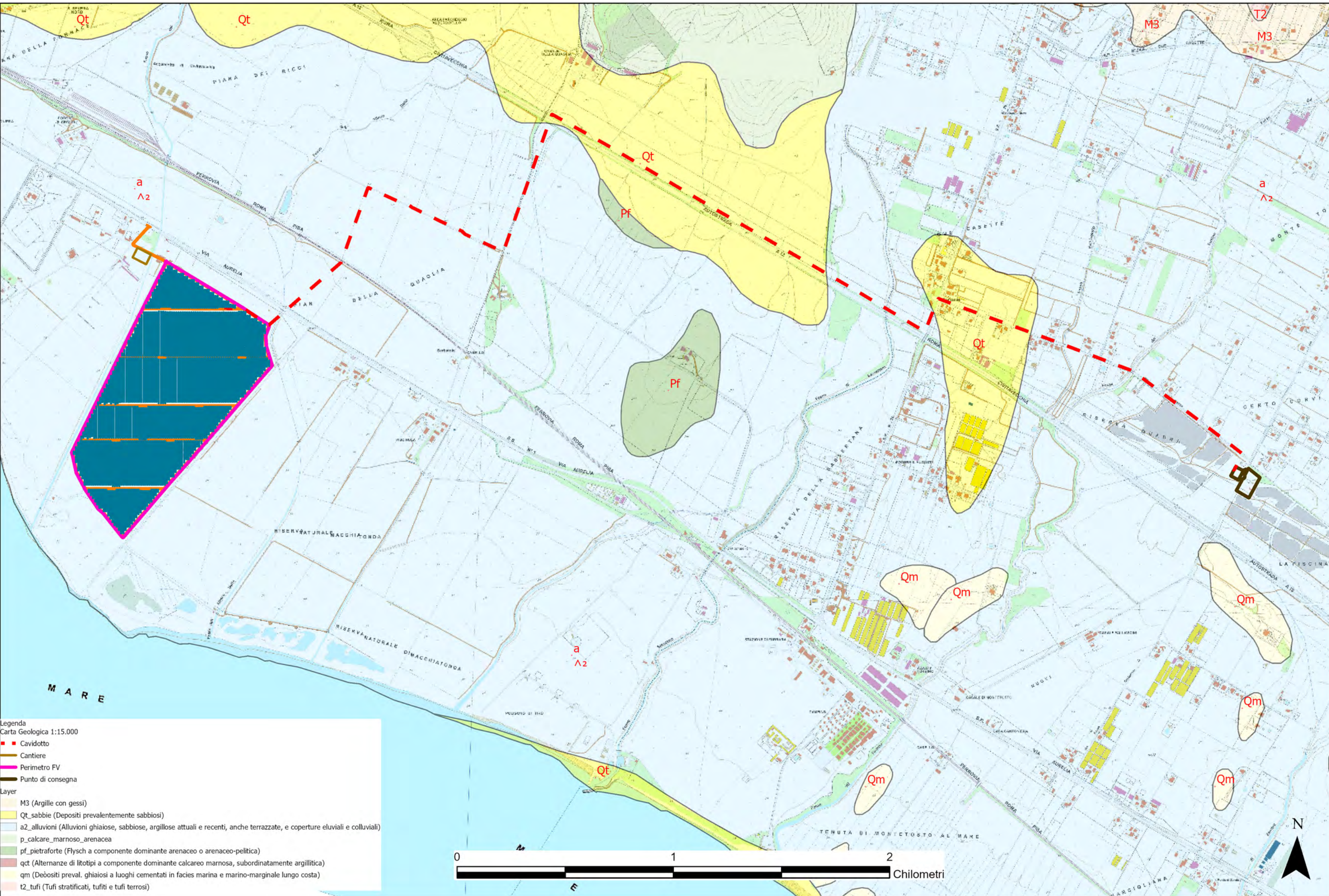




- Legenda
CTR 1:15.000
- Cavidotto
 - Cantiere
 - Perimetro FV
 - Punto di consegna
 - Strada da realizzare
 - Viabilità Nuova

0 1 2
Chilometri



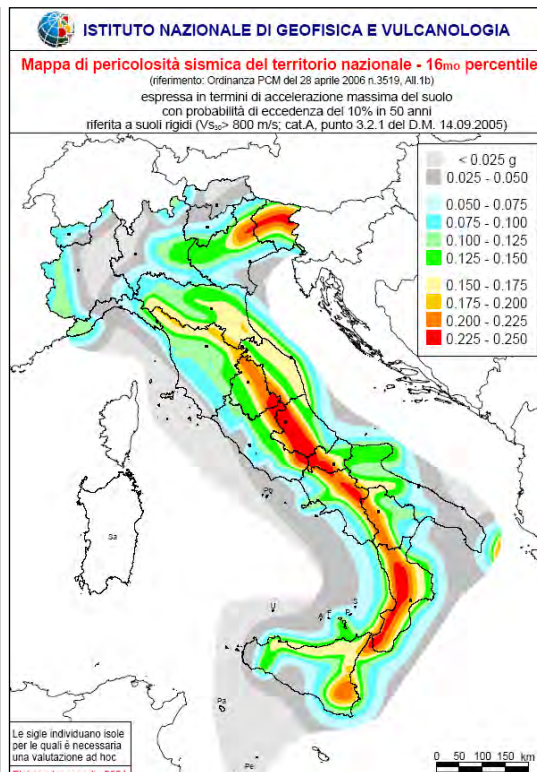
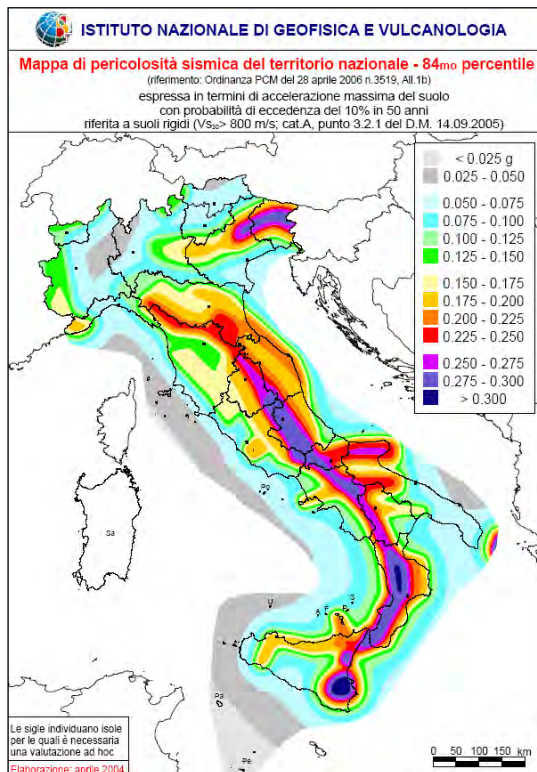


Legenda
 Carta Geologica 1:15.000
 ■ Cavidotto
 ■ Cantiere
 ■ Perimetro FV
 ■ Punto di consegna
Layer
 M3 (Argille con gessi)
 Qt_sabbie (Depositi prevalentemente sabbiosi)
 a2_alluvioni (Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose attuali e recenti, anche terrazze, e coperture eluviali e colluviali)
 p_calcareo_marnoso_arenacea
 pf_pietraforte (Flysch a componente dominante arenaceo o arenaceo-pellica)
 qct (Alternanze di litotipi a componente dominante calcareo marnosa, subordinatamente argillitica)
 qm (Depositi preval. ghiaiosi a luoghi cementati in facies marina e marino-marginale lungo costa)
 t2_tufi (Tufi stratificati, tufiti e tufi terrosi)

3. SISMICITÀ DELL'AREA

Il territorio oggetto di studio, così come altri comuni della quasi totalità dei comuni della parte centro orientale della provincia, è classificata come a rischio sismico medio Zona 3.

Ciò risulta dall'allegato (classificazione sismica dei comuni italiani) all'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" dal quale risulta che il territorio di studio è inserito in Zona Sismica 3 (basso Rischio) corrispondente ad un grado di sismicità pari a $S = 6$. secondo quanto indicato dalla vecchia normativa sismica dal D.M. 07.03.1981, il coefficiente di intensità sismica è così valutabile: $C = S - 2 / 100 = 0,04$.



Rischio sismico di Santa Marinella

Le zone sismiche assegnate al territorio comunale di Santa Marinella per le normative edilizie. Zone sismiche. Fenomeni riscontrati. Accelerazione al suolo (ag max).

Classificazione sismica

La **classificazione sismica** del territorio nazionale ha introdotto **normative tecniche** specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la **zona sismica** per il territorio di Santa Marinella, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Lazio n. 387 del 22 maggio 2009, successivamente modificata con la D.G.R. n. 571 del 2 agosto 2019.

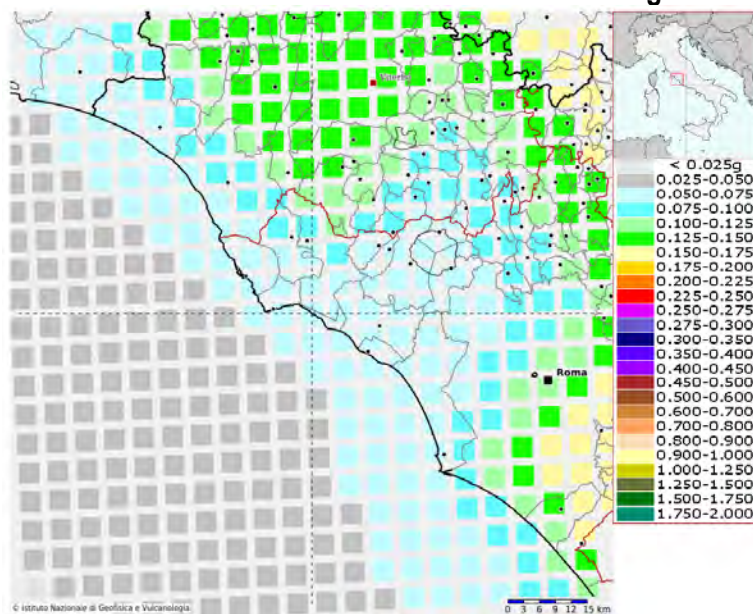
Zona sismica 3B	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. La sottozona 3B indica un valore di $ag < 0,10g$.
--------------------------------------	--

I criteri per l'aggiornamento della mappa di **pericolosità sismica** sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'**accelerazione orizzontale massima (ag)** su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ag]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ag]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$0,25 < ag \leq 0,35 g$	0,35 g	740
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < ag \leq 0,25 g$	0,25 g	2.367
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < ag \leq 0,15 g$	0,15 g	3.014
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$ag \leq 0,05 g$	0,05 g	1.788

Più in particolare, per l'area interessata dall'intervento, si riportano di seguito i parametri locali derivati dal modello di pericolosità sismica (INGV).

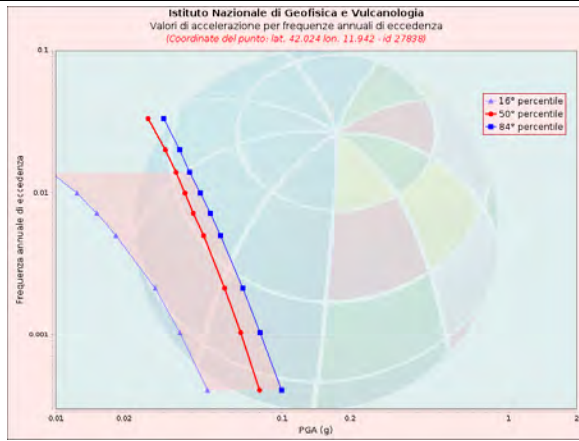
Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)
Informazioni sul nodo con 27838 - Latitudine: 42.024 - Longitudine: 11.942



La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, Vs30 > 800 m/s) e pianeggiante. Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID 37838 (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.

Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.

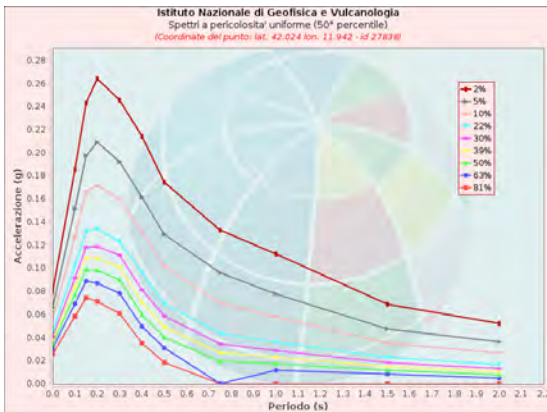


Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.047	0.080	0.100
0.0010	0.035	0.066	0.080
0.0021	0.028	0.056	0.067
0.0050	0.018	0.045	0.054
0.0071	0.015	0.041	0.048
0.0099	0.012	0.037	0.044
0.0139	0.010	0.034	0.039
0.0199	0.000	0.031	0.035
0.0332	0.000	0.026	0.030

Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.

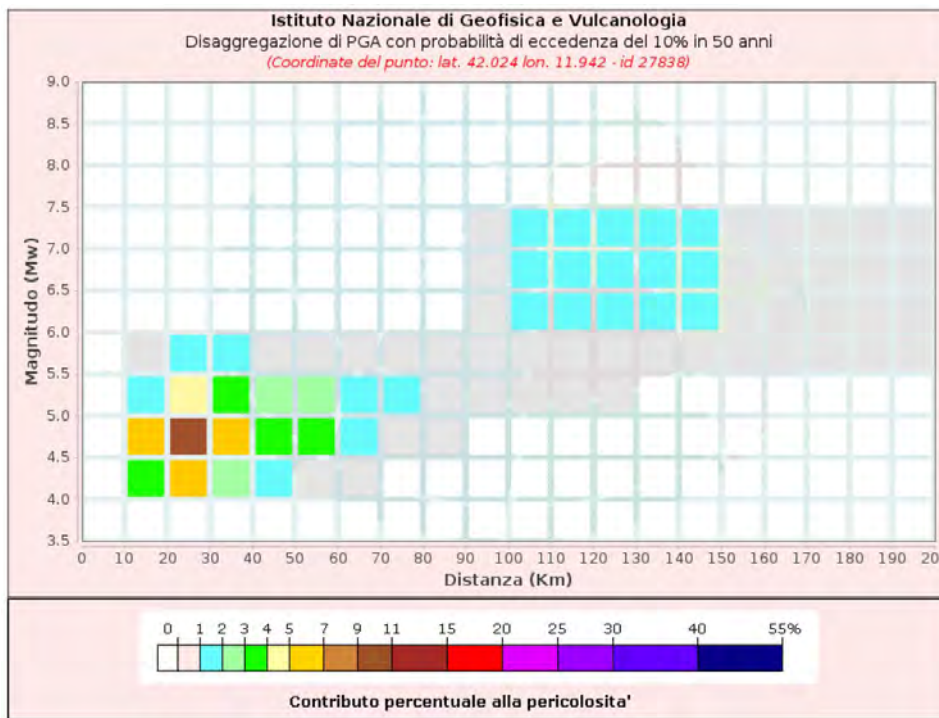


PoE in 50 anni	Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)										
	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
2%	0.080	0.185	0.243	0.264	0.245	0.214	0.174	0.133	0.112	0.069	0.052
5%	0.066	0.151	0.197	0.209	0.192	0.161	0.129	0.096	0.078	0.047	0.036
10%	0.056	0.127	0.166	0.171	0.160	0.131	0.102	0.070	0.058	0.035	0.027
22%	0.045	0.102	0.132	0.134	0.123	0.096	0.069	0.043	0.036	0.023	0.017
30%	0.041	0.092	0.118	0.119	0.111	0.081	0.059	0.035	0.029	0.018	0.013
39%	0.037	0.084	0.109	0.109	0.101	0.071	0.049	0.027	0.023	0.015	0.010
50%	0.034	0.077	0.099	0.098	0.090	0.060	0.040	0.019	0.017	0.012	0.008
63%	0.031	0.069	0.089	0.087	0.078	0.049	0.031	0.000	0.012	0.008	0.005
83%	0.026	0.058	0.074	0.071	0.061	0.035	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000

Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni											
Distanza	Magnitudo										
in Km	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.8200	5.3300	1.9000	0.4640	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	5.7300	9.4200	4.2300	1.2400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	2.8500	5.7000	3.2700	1.1600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	1.3500	3.5800	2.3700	0.9040	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.6570	3.5300	2.6700	0.6470	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0112	1.5300	1.8400	0.3850	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.3270	1.0000	0.2150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0246	0.4700	0.1240	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.2460	0.4410	0.6030	0.7030	0.4640	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.1640	0.9770	1.6500	1.8400	1.2700	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0390	0.8310	1.6700	1.9100	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.5560	1.4700	1.7900	1.3800	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3260	1.2600	1.6600	1.3500	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1720	1.0200	1.4100	1.2100	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0920	0.6300	0.7200	0.6490	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0453	0.4260	0.4540	0.4320	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0205	0.2860	0.2920	0.2920	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0126	0.1850	0.1900	0.2000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0145	0.0947	0.1700	0.2270	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 5.44 ; distanza = 66.1 ; epsilon = 1.62

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 11,8747 LATITUDINE: 42,0304
 Ricerca per comune REGIONE: Lazio PROVINCIA: Roma COMUNE: Santa Marinella

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta Variabilità dei parametri
 Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito:
 km=0,5
 27615 27616
 -7,5 -7,5
 27521 27538 km

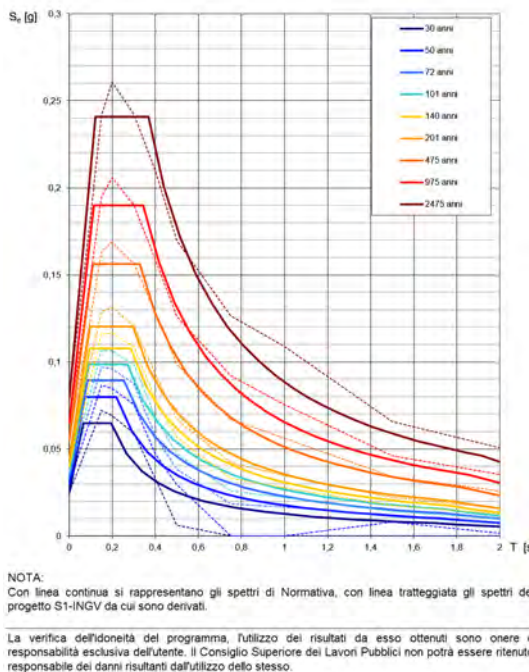
Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

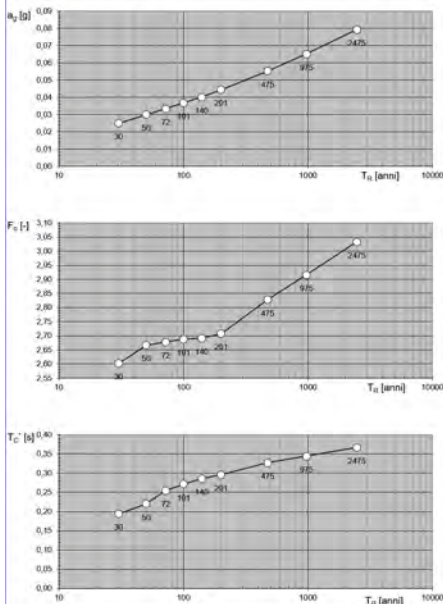
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,025	2,602	0,194
50	0,030	2,667	0,220
72	0,033	2,678	0,254
101	0,037	2,688	0,271
140	0,040	2,691	0,286
201	0,044	2,707	0,296
475	0,055	2,828	0,327
975	0,065	2,915	0,344
2475	0,079	3,033	0,367

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_{N1} info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_{U1} info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_{R1} info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

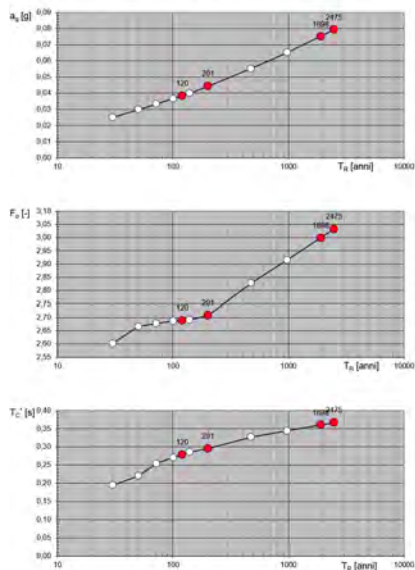
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

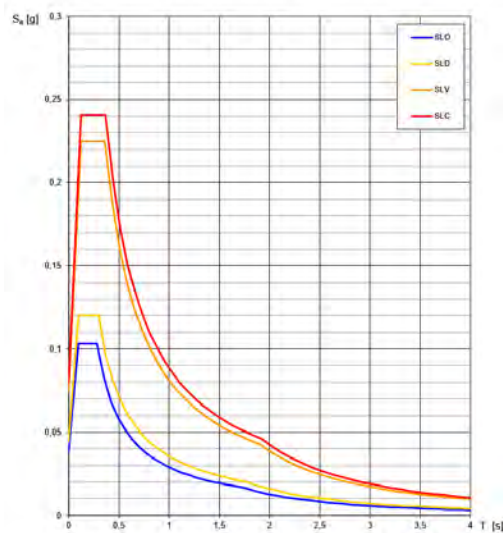
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

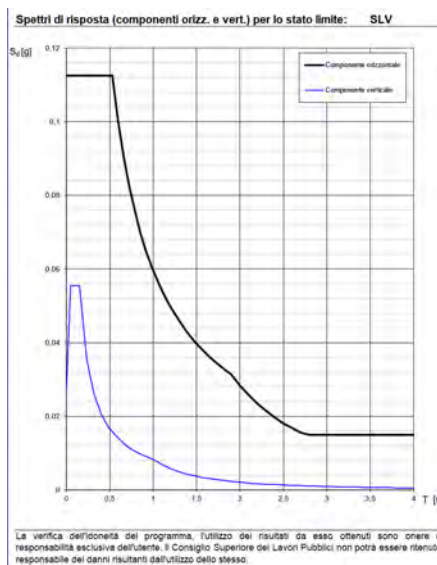
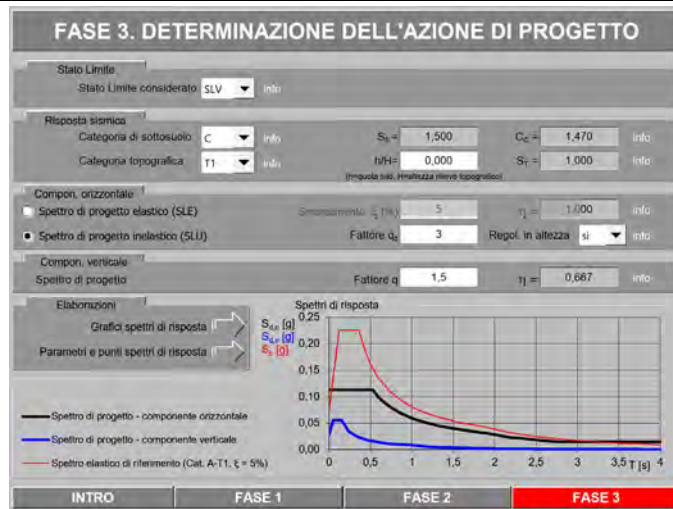


La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	120	0,038	2,689	0,279
SLD	201	0,044	2,707	0,296
SLV	1898	0,075	2,999	0,361
SLC	2475	0,079	3,033	0,367

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLV	T [s]	Sd [g]
S _d	0,075 g	0,000	0,113
F _h	2,909	0,177	0,112
T _h	0,391 s	0,536	0,110
S _d	1,500	0,665	0,100
C _c	1,470	0,801	0,090
S _d	1,000	0,726	0,082
q	3,000	0,791	0,075
		0,854	0,070
		0,921	0,065
		0,987	0,060
		1,052	0,057
		1,117	0,053
		1,182	0,050
		1,248	0,048
		1,313	0,045
		1,378	0,043
		1,443	0,041
		1,509	0,040
		1,574	0,039
		1,639	0,038
		1,704	0,036
		1,770	0,034
		1,835	0,032
		1,900	0,030
		2,000	0,025
		2,100	0,020
		2,200	0,020
		2,300	0,020
		2,400	0,020
		2,500	0,018
		2,600	0,017
		2,700	0,016
		2,800	0,015
		2,900	0,015
		3,000	0,015
		3,100	0,015
		3,200	0,015
		3,300	0,015
		3,400	0,015
		3,500	0,015
		3,600	0,015
		3,700	0,015
		3,800	0,015
		3,900	0,015
		4,000	0,015

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLV	T [s]	Sd [g]
S _d	0,028 g	0,000	0,028
S _d	1,000	0,050	0,025
S _d	1,000	0,100	0,020
q	1,000	0,200	0,015
T _h	0,050 s	0,300	0,010
T _c	0,150 s	0,400	0,010
T _d	1,000 s	0,500	0,010
		0,600	0,010
		0,700	0,010
		0,800	0,010
		0,900	0,010
		1,000	0,010
		1,100	0,010
		1,200	0,010
		1,300	0,010
		1,400	0,010
		1,500	0,010
		1,600	0,010
		1,700	0,010
		1,800	0,010
		1,900	0,010
		2,000	0,010
		2,100	0,010
		2,200	0,010
		2,300	0,010
		2,400	0,010
		2,500	0,010
		2,600	0,010
		2,700	0,010
		2,800	0,010
		2,900	0,010
		3,000	0,010
		3,100	0,010
		3,200	0,010
		3,300	0,010
		3,400	0,010
		3,500	0,010
		3,600	0,010
		3,700	0,010
		3,800	0,010
		3,900	0,010
		4,000	0,010

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI

Il sito di progetto del campo fotovoltaico, secondo quanto riportato nella carta Geologica d'Italia 1:100.000 (F. 143), ricade nella fascia di affioramento delle **"a2 - Alluvioni medio-recenti ed attuali"**, ghiaie, sabbie e limi depositati in epoca recente ed attuale dai corsi d'acqua; depositi eluviali argilloso-sabbiosi con materiale piroclastico rimaneggiato.

- SERIE PRESENTE IN AREA:

Morfologicamente l'area è ubicata in corrispondenza di una spianata leggermente inclinata verso la linea di costa del Mar Tirreno; nell'area d'interesse sono presenti le seguenti serie litologiche:

"a2 - Alluvioni medio-recenti ed attuali": Ghiaie, sabbie e limi depositati in epoca recente ed attuale dai corsi d'acqua; depositi eluviali argilloso-sabbiosi con materiale piroclastico rimaneggiato.

"a₁-a'₁ -Alluvioni antiche. Alluvioni terrazzate del 1° ordine del F. Tevere": Ghiaie e sabbie alluvionali di un terrazzo fluviale situato intorno alla quota 100 s.l.m. compreso tra i terreni del Q₂^c e quelli piroclastici a NNE di Civita Castellana, corrispondenti al 1° ordine dei terrazzi della Valle del Tevere.

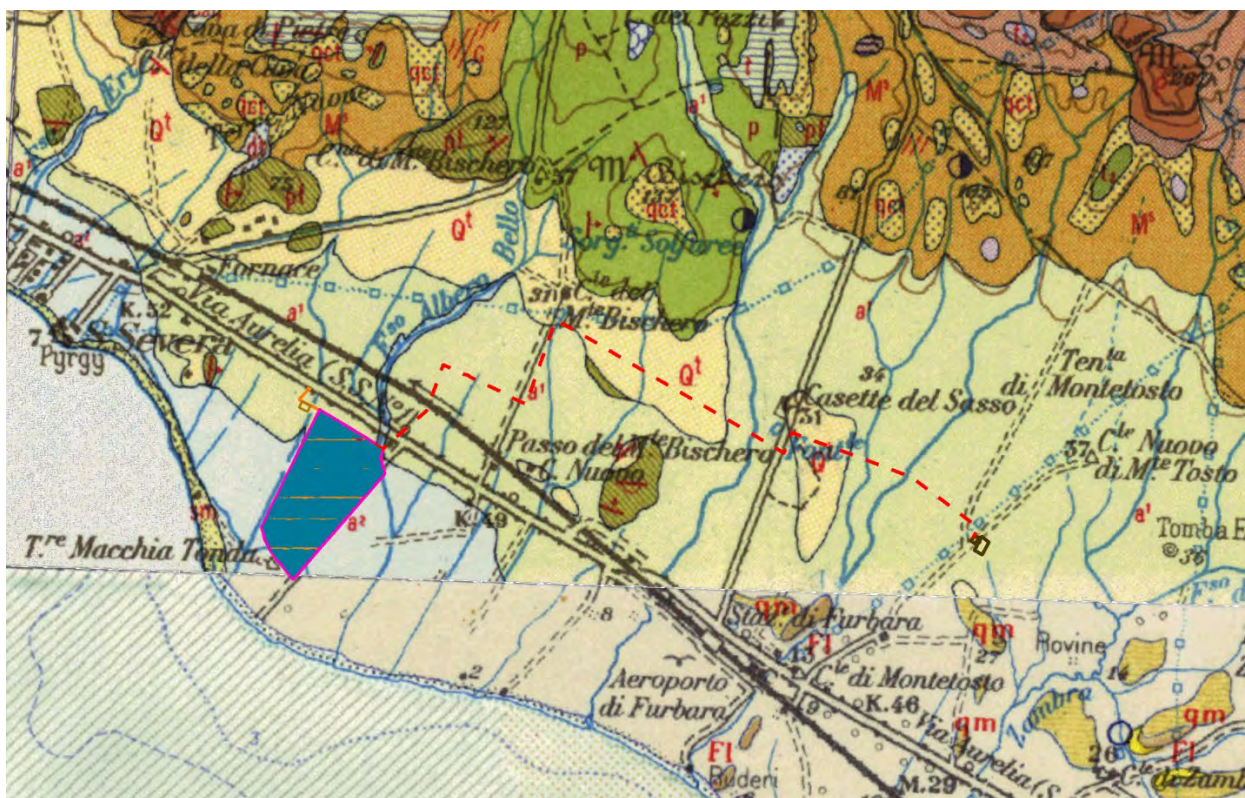
"Qt - Sabbie e conglomerati (« panchina »)": Sabbie, conglomerati a luoghi cementati, e calcare conchigliare tipo «panchina»; quest'ultimo con Molluschi, tra i quali lo *Strombus bubonius* LMCK. (zona immediatamente a sud del Foglio). Affiorano ad est di S. Severa con uno spessore massimo di una quindicina di metri. Per analogia con terreni più o meno uguali affioranti in zone limi-trofe questa formazione è da riferire al Tirreniano.

"pf - Arenaria tipo « pietra/orte »": Sono arenarie torbiditiche a cemento calcareo-quarzoso, in genere con mica bianca finemente diffusa nella massa; in strati e banchi di vario spessore: da pochi centimetri ad alcuni metri; compatte, grigio-azzurre oppure giallo-ocra e, talora, tendenti al rossiccio se alterate. Di solito si presentano a grana fine o media e soltanto a luoghi, grossolana, passante talora a una vera e propria puddinga poligenica (« cicerchina ») in lenti o nubi comprese nel banco arenaceo a grana fine o media; inoltre esse presentano spesso impronte di fondo. Questo complesso è da attribuire al Turoniano-Campaniano. Esso passa superiormente al Flysch cretacico-eocenico-oligocenico. Affiora nella parte occidentale « S. Severa»), in serie rovesciata con il flysch cretacico-eocenico, dove raggiunge uno spessore non inferiore ai 300 metri.

"p – pa – par - psc - « Serie comprensiva»": Come nella serie dei terreni affioranti nel Foglio limitrofo « Civita-vecchia», alle arenarie del tipo « pietraforte » succede verso l'alto, in continuità di sedimentazione, una formazione flyscioide rappresentata da calcari marnosi grigi o avana chiari, in taluni orizzonti prevalenti, in altri alternati o intercalati a marne ed argille grigie, rossastre, avana o biancastre tripolacee; a luoghi passanti lateralmente a calcari marnosi grigi o vana chiari, con fitto reticolato di sottili litoclasti e con plaghe di ossidazione

ocree brune o rossastre, « pietra paesina », o a calcari marnosi silicei grigio-ferro tipo « palombino » alternati a calcareniti grigie e marne rossastre tipo « scaglia »; con intercalazioni di breccie calcaree, calcareniti, arenarie calcarifere o calcari finemente arenacei grigio-azzurri, avana o rossastri del tipo « pietraforte » (p).

“M, M⁵g - Argille e conglomerati con gessi”: Questa formazione è rappresentata da argille e argille sabbiose pre- valentemente grigie, con intercalazioni di siltiti e arenarie in strati sottili e di banchi di puddinga (M⁵). Contengono gesso in cristalli ed ammassi (g); generalmente sterili, solo talvolta presentano fossili, generalmente cretacei rimaneggiati, provenienti dall'erosione del complesso del flysch. Affiora nella Tav. S. Severa, al piede delle colline, lungo il bordo interno della fascia costiera. Miocene superiore.



Stralcio C.G.I. – F. 143

5. CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI

In assenza di dati provenienti da indagini di laboratorio, i principali parametri geotecnici possono essere preliminarmente definiti sulla base della natura dei terreni affioranti, dei risultati di indagini condotte in contesti geologici simili e dati bibliografici disponibili.

Depositi Alluvionali

I valori dei principali parametri geotecnici variano entro ampi intervalli. Il peso dell'unità di volume del terreno secco è compreso fra 12.9 e 1.4 KN/m³, il contenuto naturale di acqua fra il 15% e il 31%, la porosità fra il 34% e il 55%. Il limite liquido varia fra il 25% e il 56%, l'indice plastico fra il 6% e il 32%. Questi terreni risultano mediamente compressibili con valori di carico compresi fra 100 e 1000 KPa.

Parametri fisico-meccanici	Depositi alluvionali
Peso specifico reale	18,8 ÷ 21,3 KN/m ³
Peso di volume	12.9 ÷ 1.4 KN/m ³
Contenuto naturale d' acqua	15-31%
Angolo di attrito interno –	16° - 23 °

Argille

Sotto il profilo geotecnico localmente si tratta di "argille e limi debolmente sabbiosi" (L.L. = 32,4% ÷ 46,14 %, L.P. = 14,5% ÷ 24,6%, L.R.= 10,0 – 22,77%) a media plasticità (I_p = 14,78% ÷ 31,00%, I_c = 0,67 – 1,10 %).. Il peso dell'unità di volume del terreno secco risulta pari a 19.3 ÷ 21,0 KN/m³; il contenuto naturale di acqua varia da 15,6% al 31,47%, è in ottimo accordo con le caratteristiche generali del terreno che risulta dotato di elevato grado di preconsolidazione (OCR = 20). Buone le caratteristiche di resistenza meccanica, definite da valori del parametro Cu = 280 ÷ 350, con angoli di attrito interno 15° ÷ 26°.

Parametri fisico-meccanici	Argille Subappennine
Peso specifico reale	24.4 – 27.3 KN/m ³
Peso di volume	19,3 - 21,0 KN/m ³

Contenuto naturale d' acqua	15,6 - 31,47 %
Angolo di attrito interno ϕ	15° - 26 °
Coesione	0,15 – 0,47 Kg/cm2

6. CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni) :

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo secondo la vigente normativa

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In fase esecutiva, ai fini della determinazione della azione sismica di progetto, saranno condotte specifiche indagini atte a caratterizzare i terreni di fondazione sulla base del parametro sperimentale Vs30-Vs,eq (velocità media delle onde sismiche di taglio entro i 30 m di profondità - equivalente).

Ai fini dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, oltre ad adottare il parametro "ag" (accelerazione orizzontale massima) si dovrà tener conto di un fattore S che scaturisce dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

Spostamento e velocità orizzontale del terreno I valori dello spostamento (m) e della velocità (m/s) orizzontali massimi del suolo (dg) e (vg) previsti dall' ordinanza sismica, sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \quad v_g = 0.16 \cdot S \cdot T_C \cdot a_g$$

dove i valori di S, TC, TD per le categorie di suolo di fondazione sono rappresentati nella Tabella seguente :

Categoria di suolo	S	T _c	T _D
A	1,00	0,40	2,00
B, C, D	1,25	0,50	2,00
E	1,35	0,80	2,00

In fase di progettazione esecutiva si renderà necessario approfondire il presente studio geologico con un adeguato piano d'investigazione costituito da:

- Sondaggi meccanici/dinamici mediante la esecuzione di prove penetrometriche dinamiche, atte a determinare i parametri geotecnici specifici dei terreni che saranno interessati al posizionamento dei supporti dei pannelli-tracker fotovoltaici e delle strutture di sottostazione.
- Sondaggi geofisici (sismica a rifrazione e masw) il cui scopo è quello di verificare la successione litostratigrafica e di definire in maniera opportuna i valori delle Vs30-Vs,eq per la classificazione specifica sismica di sito. Il modello geofisico prodotto rappresenta una base interpretativa della fenomenologia in studio da integrarsi con i dati litostratigrafici derivanti dalle prove dinamiche, oltre che rilevare la trasmissione delle velocità delle onde S e P per la determinazione dei parametri sismo stratigrafici ed elastodinamici dei terreni oggetto di studio.

1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – CALCOLO PORTANZA

Per le opere comprendenti il progetto, si prevede la realizzazione di n. 11 cabine di consegna, di smistamento locale e locali tecnici.

Le dimensioni generali di tutte queste, è prevista la realizzazione di una fondazione di tipo a platea posizionata ad una profondità dal p.c. di circa 1,2 m, di spessore pari a circa 0,30 m, su cui posizionare i moduli locali tecnici che conterranno le apparecchiature.

Le dimensioni della piastra di fondazione sarà di 15x3x0,3 posizionata appunto a 1,20 m. dal p.c.

Si è quindi proceduto ad eseguire una verifica della capacità portante del piano di fondazione considerando un profilo geotecnico del terreno, sulla base dei litotipi interessati, che vede la presenza di un litotipo calcarenitico allo stato semi-consistente per circa 10 m. di profondità, sovrapposto alle argille consolidate.

Per il calcolo della capacità portante del piano di fondazione si è voluto verificare, in prima approssimazione la formulazione di Meyerhoff applicata quindi ad una fondazione a platea tipo di impronta pari a $15 \times 3 = 45 \text{ mq}$, il cui piano di posa sia posto ad una profondità di 1,2 m. dal p.c., in corrispondenza del 1° orizzonte.

Dall'applicazione di tale formulazione risulta un carico limite ultimo

$$Q_{ult} = 39,23 \text{ kg/cmq}$$

Ricavando un valore della Q_d di esercizio pari a

$$Q_d = 17,06 \text{ kg/cmq}$$

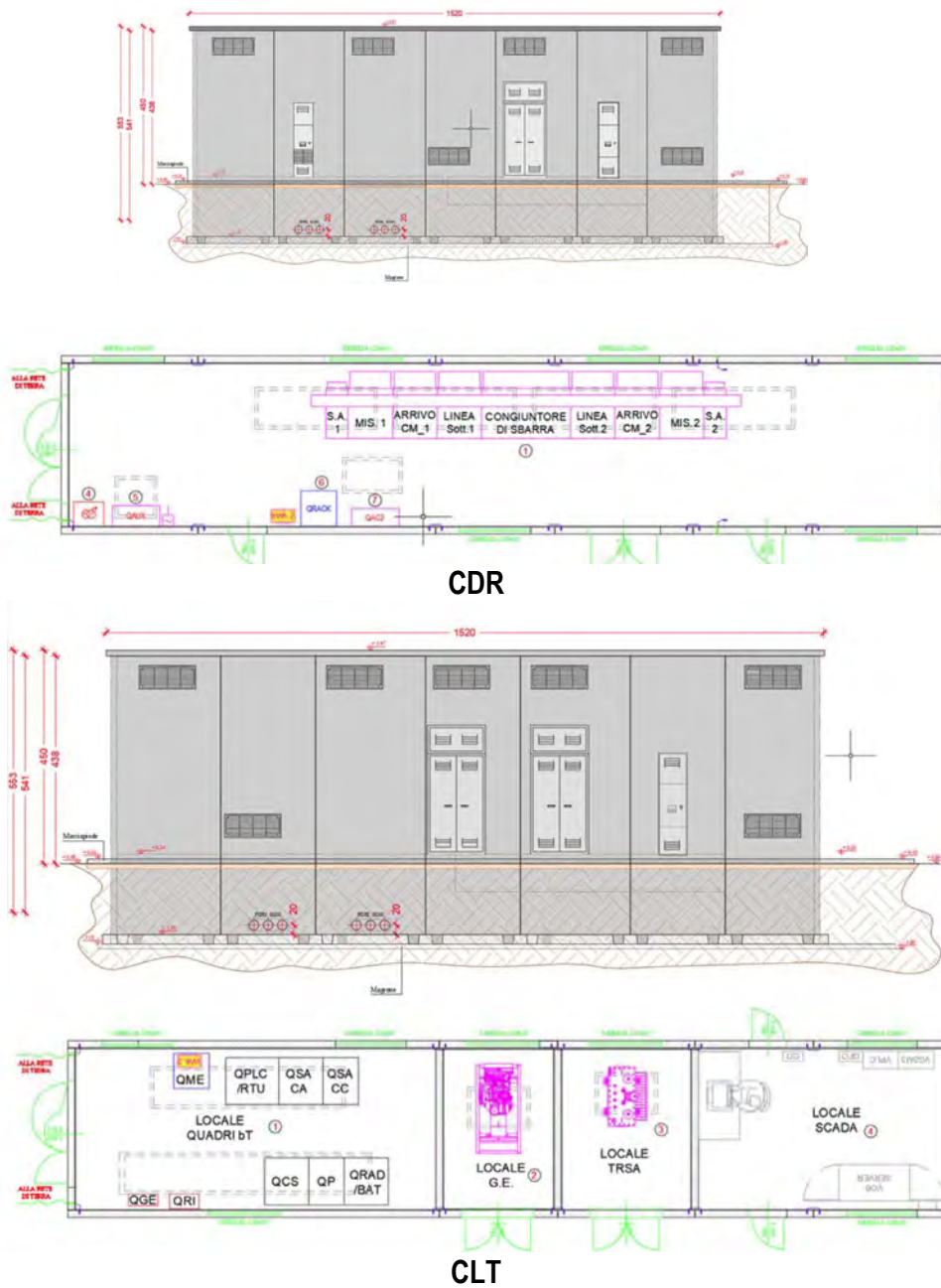


Confrontando i valori ottenuti nella presente relazione (Q_{ult}) con i carichi (Q_{eserc}) indicati nella relativa relazione di calcolo, i carichi trasmessi sono inferiori a quelli ammissibili e quindi compatibili con il tipo d'intervento di progetto.

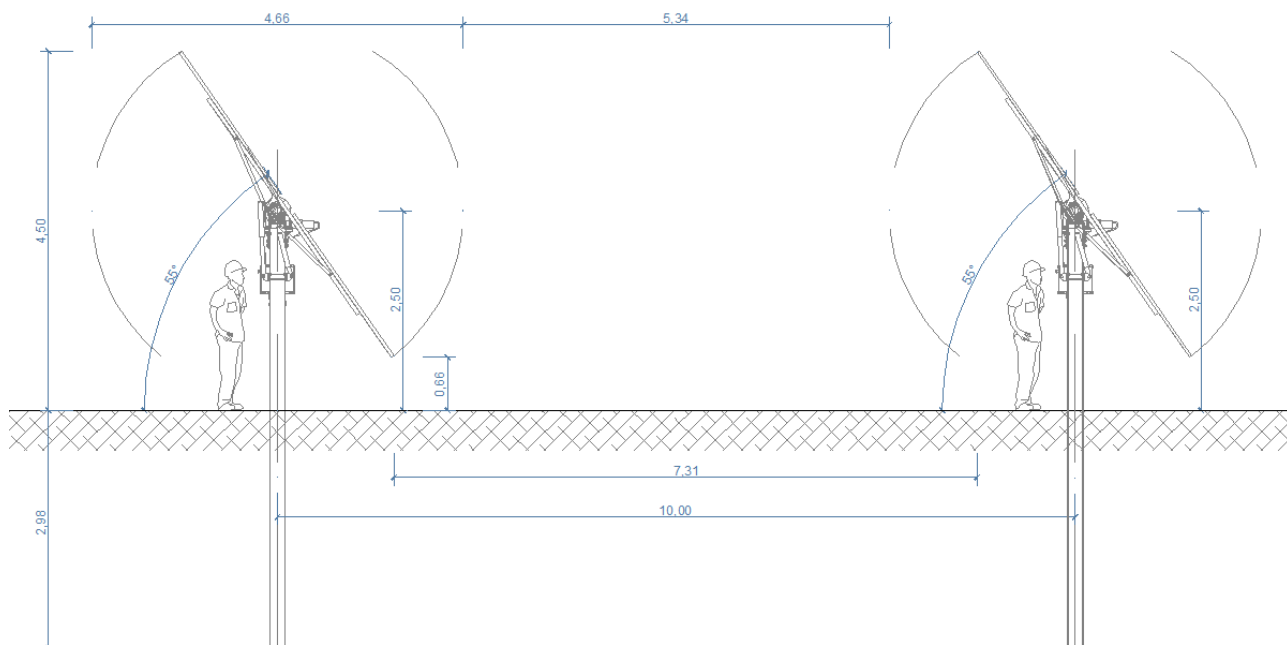
In allegato la relazione di calcolo.



CABINA MASTER



Oltre alle cabine tecniche e di consegna è prevista l'infissione di pali di sostegno dei pannelli fotovoltaici in elevazione su di essi.



Le strutture saranno fissate al terreno mediante pali a battimento, o mediante fondazioni a vite, posizionati ogni 6 o 7 moduli fotovoltaici, quindi ad una distanza compresa tra circa 6.60m e circa 7.70m. Tale tipologia di fissaggio è compatibile con la natura del terreno, essendo quest'ultimo di tipo naturale.

Si è proceduto ad eseguire una prima verifica geotecnica per dei pali in acciaio di diametro pari a 0,22 m, infissi nel terreno per una profondità di circa 3,0 m. dal p.c. che si eleveranno per un'altezza di circa 2,5 m.; alla loro sommità verranno posizionate le stringhe di pannelli fotovoltaici, capaci di eseguire rotazione programmata per l'inseguimento della radiazione solare.

Per i supporti delle stringhe (pali) si è proceduto ad eseguire una verifica di portanza della struttura di sostegno configurando il sistema secondo quanto previsto in questa fase di progetto, da confermare e/o specificare in fase di progettazione esecutiva sulla base di calcoli specifici.

Da tale verifica si ottenuto riscontro positivo in merito.

In allegato il report di calcolo relativo.

2. CONCLUSIONI

La presente relazione riferisce sulla situazione geotecnica di un sito ubicato in agro di Santa Mainella – Santa Severa sul quale è prevista la realizzazione di un "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "SANTA SEVERA" da realizzarsi su aree demaniali militari in località "Santa Severa" nel territorio comunale di Santa Marinella (RM) per una potenza complessiva di 47,662 MWp nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto", per conto della società S40 S.r.l. P.IVA 07230390481, con sede legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, Indirizzo email b72srl@legalmail.it.

A tal fine è stata effettuata una raccolta dei dati bibliografici disponibili ed è stato eseguito un rilevamento geologico dell'area, giungendo alla ricostruzione della situazione stratigrafica e per una prima caratterizzazione geomeccanica dei litotipi presenti in sito, giungendo a determinare la classe di appartenenza ai sensi delle NTC 2018.

Dal punto di vista litologico, il sito è ubicato in corrispondenza di un'area pianeggiante posta a circa 100 m. dalla costa del Mar Tirreno, ad una quota compresa tra 1,5 e 8 m. sul l.m. dove è presente una formazione alluvionale definita dalla C.G.I. "a2 - Alluvioni medio-recenti ed attuali".

Nell'ambito delle profondità di interesse è presente una falda di costa di modesta capacità permeante i terreni alluvionali costieri.

L'intera area si presenta sostanzialmente stabile, senza particolari manifestazioni evidenti di dissesto in atto o prevedibilmente in preparazione e, dalle indagini esperite, ai sensi delle NTC 2018, il sito "Campi Fotovoltaici" può essere classificato, con buona approssimazione, come Profilo di Tipo "C", da sottoporre a verifica all'atto della progettazione esecutiva con indagini sismiche specifiche.

Sulla base di tale schematizzazione, definiti i parametri geotecnici tipo per ogni singolo strato, trattandosi di fase di progettazione definitiva, è stata eseguita una verifica di portanza e cedimento per un palo (maggiormente sollecitato) di diametro 0,20 m, spinto fino alla profondità di circa 3,0 m. dal p.c.

L'analisi eseguita ha portato a verifica soddisfatta per una siffatta struttura, che rappresenta la struttura di supporto alle stringhe dei pannelli e delle stringhe fotovoltaiche.

Per tutto quanto considerato nel presente studio, si può affermare che, per quanto di competenza, non sussistono impedimenti di natura Geologica – Geotecnica alla realizzazione delle opere di progetto.

Santa Marinella, Dicembre 2022



Il Geologo Incaricato

Dott. Di Lella Nazario

ALLEGATO 1 – RELAZIONI DI CALCOLO

Progetto: Carico Limite e Cedimenti
 Ditta:
 Comune:
 Progettista:
 Direttore dei Lavori:
 Impresa:

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2018.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D/B) \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_r = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_r = 1 + 0.1 (D/B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\alpha$$

$$i_r = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_r = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Per tenere conto del sisma, si può ridurre l'angolo d'attrito del terreno secondo il criterio di Sano. Sano valuta tale riduzione tramite la seguente relazione:

$$d\phi = \arctan (A_{\max} / \sqrt{2})$$

dove A_{\max} rappresenta la massima accelerazione orizzontale.

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il

diagramma delle pressioni indotto sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	0,00	0,00	3,00	15,00	1,20	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
<i>γ</i>	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
<i>γ_{sat}</i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
<i>ϕ</i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i>δ</i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Calcarenite	1600,0	1700,0	27,00	15,00	0,360	0,000

Caratteristiche di deformabilità

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione terreno
<i>E_{ed}</i>	Modulo edometrico espresso in [kg/cm ²]

Descr	E _{ed}
Calcarenite	339,00

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3,0 [m]	Y = 0,0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0,0 [m]	Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-10,0	-10,0	-10,0	Calcarenite

Normativa

N.T.C. 2018

Calcolo secondo: Approccio 2

Simbologia adottata

<i>γ_{Gsfav}</i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
<i>γ_{Gfav}</i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
<i>γ_{Qsfav}</i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
<i>γ_{Qfav}</i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
<i>$\gamma_{tan\phi'}$</i>	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
<i>$\gamma_{c'}$</i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
<i>γ_{cu}</i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
<i>γ_{qu}</i>	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
<i>γ_{γ}</i>	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto	γ_{Gsfav}	A1	A2
Permanenti	Favorevole		1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		$\gamma_{tan\phi'}$	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito			1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25

Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$ **Condizioni di carico***Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1) [PERMANENTE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	1500,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	0,0

Descrizione combinazioni di carico*Simbologia adottata*

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
<i>C</i>	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	<i>C</i>
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate**Verifica della portanza per carichi verticali**

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof

La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: SANO [7,00(%)]

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Riduzione per comportamento a piastra.

FondazioneCombinazione n° 1

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 2,45	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1600,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 27,00$	[°]
Coesione	c = 0,36	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	G = 412,84	[kg/cm ²]

Base ridotta	B' = B - 2 ex = 3,00 [m]
Lunghezza ridotta	L' = L - 2 ey = 15,00 [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 23,94$	$N_q = 13,20$	$N_\gamma = 9,46$
$s_c = 1,11$	$s_q = 1,05$	$s_\gamma = 1,05$
$i_c = 1,00$	$i_q = 1,00$	$i_\gamma = 1,00$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,07$	$d_\gamma = 1,07$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 10,78 + 2,84 + 2,44 = 16,06 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 7227778,11 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 3142512,22 \text{ [kg]}$$

$$V = 1500,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 7227778,11 / 1500,00 = 4818,52$$

Indici rigidezza

$I_c = 1,00$	$I_{rc} = 94,17$
--------------	------------------

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento).

Partecipazione spinta passiva: 0,00 (%)

La relazione adottata è la seguente:

$$\eta = R / H \geq \eta_{req}$$

η_{req} : coefficiente di sicurezza richiesto

Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kg]
<i>R_{ult1}</i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kg]
<i>R_{ult2}</i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kg]
<i>R</i>	Somma di <i>R_{ult1}</i> e <i>R_{ult2}</i>
<i>R_{amm}</i>	Resistenza ammissibile allo scorrimento espressa in [kg]
η	Coeff. di sicurezza allo scorrimento

Fondazione

Cmb	H	R _{ult1}	R _{ult2}	R	R _{amm}	η
1	0,00	401,92	0,00	401,92	365,39	100,00

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo Edometrico utilizzando il modulo edometrico.

Per il calcolo dei cedimenti, è stata impostata un'altezza dello strato compressibile legato alla percentuale tensionale.

In particolare la percentuale impostata è: 0,05 (%)

E' stato richiesto di tenere in conto della fondazione compensata.

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

<i>Comb</i>	Identificativo della combinazione
<i>w_f</i>	cedimento finale espresso in [cm]
<i>H</i>	spessore strato compressibile espresso in [m]
<i>X</i>	coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]
<i>Y</i>	coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione

Comb	w _f	H	X	Y
1	0,00	4,20	0,00	0,00

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

<i>Strato</i>	Identificativo dello strato
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
ΔH	Spessore dello strato espresso in [m]
Δw	Cedimento dello strato espresso in [cm]

Fondazione (Combinazione n° 1)

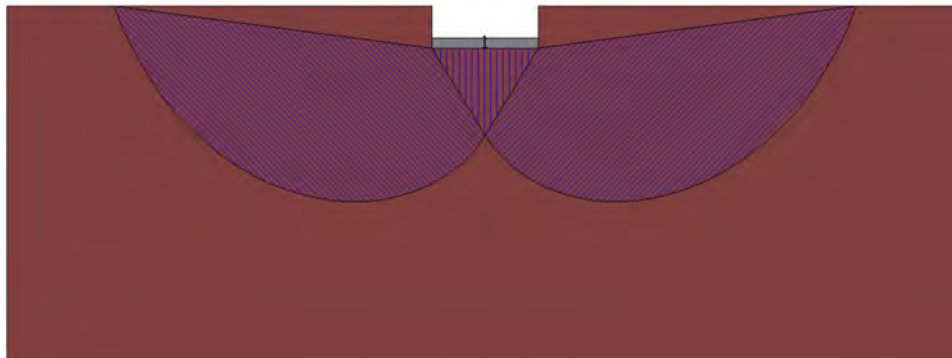
Strato	Terreno	ΔH	Δw
1	Calcarenite	3,00	0,0000
Totale		3,00	0,0000

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati*Simbologia adottata*

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	spessore dello strato i-esimo espresso in [m]
$\Delta\sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
E_{ed}	modulo edometrico dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Fondazione (Combinazione n° 1)

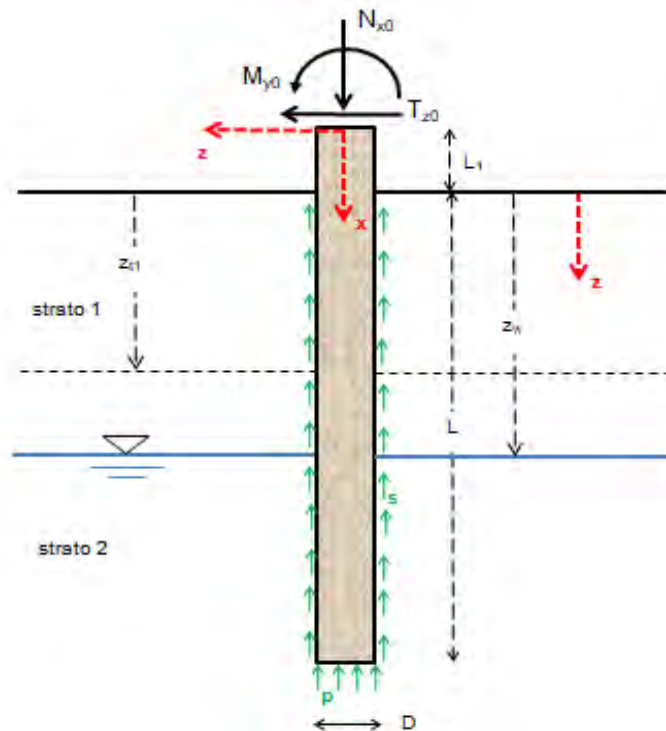
n°	z	ΔH	$\Delta\sigma_v$	E_{ed}	Δw
1	-1,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
2	-1,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
3	-1,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
4	-1,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
5	-2,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
6	-2,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
7	-2,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
8	-2,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
9	-2,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
10	-3,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
11	-3,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
12	-3,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
13	-3,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
14	-3,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
15	-4,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
Totale		3,00	0,00	339,00	0,0000



Calcarenite
 $\gamma=1600 \text{ kg/mc}$ $\gamma_s=1700 \text{ kg/mc}$
 $\phi=27.0^\circ$ $\delta=15.0^\circ$
 $c=0,36 \text{ kg/cmq}$ $ca=0,00 \text{ kg/cmq}$

Pali.Az 2.0

CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI (Verifiche al Carico Limite, Calcolo Strutturale e Calcolo degli Spostamenti)



PROGETTO/LAVORI

Impianto Fotovoltaico denominato "SANTA SEVERA"

COMMITTENTE

B72 S.r.l.

COMUNE

TARANTO

ANNOTAZIONI

CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE

Palo singolo verticale cilindrico a sezione circolare

Piano di campagna orizzontale

Terreno anche stratigrafico

Terreni a grana grossa (condizioni drenate) o grana fina (condizioni non drenate)

Eventuale presenza di pressioni neutre (falda in quiete)

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche al carico limite (di tipo geotecnico) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi} = 1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs} = 1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi} = 0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs} = 1,5$

gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Gi} = 1$
 azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Gs} = 1$
 azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza $g_{Qi} = 0$
 azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza $g_{Qs} = 1,3$

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f' = 1$
 coesione efficace $g_{c'} = 1$
 coesione non drenata $g_{cu} = 1$

gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio $g_f' = 1,25$
 coesione efficace $g_{c'} = 1,25$
 coesione non drenata $g_{cu} = 1,4$

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1

resistenza alla base $g_b = 1$
 resistenza laterale in compressione $g_s = 1$
 resistenza laterale in trazione $g_{st} = 1$
 resistenza a carichi trasversali $g_T = 1$

gruppo R2

resistenza alla base per pali battuti $g_b = 1,45$
 resistenza alla base per pali trivellati $g_b = 1,7$
 resistenza alla base per pali ad elica continua $g_b = 1,6$
 resistenza laterale in compressione $g_s = 1,45$
 resistenza laterale in trazione $g_{st} = 1,6$
 resistenza a carichi trasversali $g_T = 1,6$

gruppo R3

resistenza alla base per pali battuti $g_b = 1,15$
 resistenza alla base per pali trivellati $g_b = 1,35$
 resistenza alla base per pali ad elica continua $g_b = 1,3$
 resistenza laterale in compressione $g_s = 1,15$
 resistenza laterale in trazione $g_{st} = 1,25$
 resistenza a carichi trasversali $g_T = 1,3$

UNITA' DI MISURA

Sistema Tecnico

Lunghezze (dimensioni palo, coordinate, spostamenti, copriferro, interferro...): cm

Aree sezioni: cmq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: cm⁴

Forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

Momenti flettenti: kg*m

Forze distribuite per unità di lunghezza: kg/m

Coesione: kg/mq

Tensioni nel sottosuolo e nei materiali in genere, Moduli elastici, carico limite unitario, resistenze mater.: kg/cmq

Pesi unità di volume: kg/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cm

Diametri tondini e staffe: mm

TIPO DI PALO

Palo trivellato

Palo in c.a.

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni drenate (terreni a grana grossa, terreni a grana fina con applicazione lenta dei carichi, terreni a grana fina con analisi a lungo termine)

NUMERO DI STRATI E VERTICALI DI INDAGINE

N° di strati = 1 (terreno omogeneo)

N° di verticali di indagine = 1

SISTEMI DI RIFERIMENTO**Sistema di riferimento locale per il terreno**

asse z verticale verso il basso

Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale del palo

origine nella sezione superiore del palo

asse x verticale verso il basso coincidente con l'asse del palo

asse z orizzontale verso sinistra

asse y ortogonale al piano del disegno e uscente

Regola della mano destra

GEOMETRIA

diametro del palo $D = 20$ cm

lunghezza di affondamento palo $L = 300$ cm

lunghezza del palo fuori terra $L1 = 294$ cm

CONDIZIONE DI VINCOLO IN TESTA AL PALO

Palo libero di ruotare in testa (attorno all'asse locale y)

DATI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE E INTERFACCIA PALO-TERRENO

peso dell'unità di volume dell'acqua $g_w = 1000$ kg/mc

Coefficienti di reazione orizzontale del terreno K_h (Winkler), costanti in ogni strato

1° strato, $k_h = 0,64$ kg/cm

Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)**Strato n° 1 del terreno di fondazione**

peso dell'unità di volume $g = 1800$ kg/mc

angolo di resistenza al taglio $F_i (^{\circ}) = 35$

coesione drenata $c' = 13000$ kg/mq

adesione al contatto palo-terreno $a = 4250$ kg/mq

coefficiente di attrito fra palo e terreno $m = 0,46$

coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic. $k = 0,5$

DATI MATERIALI COSTITUENTI IL PALO

peso dell'unità di volume = 2500 kg/mc

Calcestruzzo

Classe = C20/25

resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 250$ kg/cm²

modulo di elasticità longitudinale $E_c = 306582$ kg/cm²

coeff. parziale di sicurezza = 1,5

diagramma di calcolo tensione-deformazione: parabola-rettangolo

deformazione $\epsilon_{c2} = 0,2\%$

deformazione $\epsilon_{c3} = 0,175\%$

deformazione $\epsilon_{c4} = 0,07\%$

deformazione di rottura o ultima = 0,35%

resistenza media a compress. cilindrica $f_{cm} = 289,05$ kg/cm²

resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg $f_{ck} = 207,5$ kg/cm²

resistenza di calcolo a compress. $f_{cd} = 117,58$ kg/cm²

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 22,8$ kg/cm²

resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 15,96$ kg/cm²

resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 10,64$ kg/cm²

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale $E_s = 2100000$ kg/cm²

coeff. parziale di sicurezza = 1,15

diagramma di calcolo tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 4500$ kg/cm²

resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = 3913,04$ kg/cm²

CARICHI ESTERNI APPLICATI IN TESTA AL PALCcarico verticale: componente permanente $Nx0G = 180 \text{ kg}$ carico verticale: componente variabile $Nx0Q = 100 \text{ kg}$ carico orizzontale: componente permanente $Tz0G = 0 \text{ kg}$ carico orizzontale: componente variabile $Tz0Q = 150 \text{ kg}$ momento: componente permanente $My0G = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$ momento: componente variabile $My0Q = 270 \text{ kg}\cdot\text{m}$ **DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIC**

diametro tondini = 14 mm

copriferro = 3 cm

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 40 cm

minimo di armatura pari allo 0,3% dell'area del cls

diametro armatura perimetrale di confinamento o trasversale (spirale) $dst=8 \text{ mm}$ **SCELTE DI CALCOLO**

Verifiche agli SLU di tipo geotecnico condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Calcolo FEM: lunghezza media elemento finito = 50 cm

TIPO DI ANALISI E METODI APPLICATI**Verifiche geotecniche: carico limite per carichi assiali e trasversali**valori del fattore di forma Nq : Berezantzev et al. (1961)valori del fattore di forma Nq per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)**Verifiche strutturali e calcolo spostamenti nel palo di fondazione**

Analisi del palo sotto carichi di esercizio: "Palo elastico su suolo elastico alla Winkler"

Soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

DATI PALO

perimetro sezione = 62,83 cm

area sezione = 314,16 cm²

volume palo = 0,19 mc

peso del palo $Wp = 466,53 \text{ kg}$ rapporto $L/D = 15$ **CALCOLO STRUTTURALE DEL PALO DI FONDAZIONE**

Sotto l'azione dei carichi di esercizio

n° di elementi finiti = 12

n° di nodi = 13

Spostamenti nodali e caratteristiche di sollecitazione

sez.	x (cm)	w (cm)	u (cm)	rotaz.	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	3,5282	0,0017	0,0124	-280,00	-150,00	-270,00
2	49,0	2,936	0,0016	0,0118	-318,48	-150,00	-343,50
3	98,0	2,3781	0,0014	0,011	-356,97	-150,00	-417,00
4	147,0	1,8617	0,0013	0,0101	-395,45	-150,00	-490,50
5	196,0	1,3942	0,0012	0,009	-433,94	-150,00	-564,00
6	245,0	0,983	0,001	0,0078	-472,42	-150,00	-637,50
7	294,0	0,6353	0,0009	0,0064	-510,91	53,30	-711,00
8	344,0	0,3519	0,0007	0,0049	-550,18	278,53	-684,35
9	394,0	0,1376	0,0006	0,0037	-589,45	366,62	-545,09
10	444,0	-0,0208	0,0004	0,0027	-628,72	353,30	-361,78
11	494,0	-0,1416	0,0003	0,0022	-667,99	262,68	-185,13
12	544,0	-0,2423	0,0001	0,0019	-707,26	107,58	-53,79
13	594,0	-0,3362	0	0,0019	-746,53	107,58	0,00

Calcolo armature a flessionen° minimo di barre longitudinale = 6 (9,24 cm²)armatura minima prescritta dalla normativa = 0,94 cm²

sez.	x (cm)	Nb	Aft (cmq)	Mrd
1	0,0	6	9,24	1823,49
2	49,0	6	9,24	1824,89
3	98,0	6	9,24	1826,28
4	147,0	6	9,24	1827,67
5	196,0	6	9,24	1829,07
6	245,0	6	9,24	1830,46
7	294,0	6	9,24	1831,86
8	344,0	6	9,24	1833,28
9	394,0	6	9,24	1834,7
10	444,0	6	9,24	1836,12
11	494,0	6	9,24	1837,55
12	544,0	6	9,24	1838,97
13	594,0	6	9,24	1840,39

Armatura longitudinale lungo tutto il palo: 6 Φ 14

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR} = 1.840,39 \text{ kg}^*\text{m}$

Mrd = Momento ultimo o resistente della sezione (kg^*m)

Calcolo armatura a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spirale di dato diametro di cui si calcola il passo

passo max della spirale prescritto dalla normativa (armatura trasv. minima regolamentare) $t_c = 13 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo i da armare a taglio $L_i = 0 \text{ cm}$

lunghezza tratto centrale del palo dove disporre l'armatura minima regolamentare $L_c = 594 \text{ cm}$

lunghezza tratto estremo k da armare a taglio $L_k = 0 \text{ cm}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls $T_{cls} = 2601,3 \text{ kg}$

passo spirale nel tratto L_c $t_c = 13 \text{ cm}$

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d = gGs^*Nx0g + gGs^*Nx0q + gGs^*Wp = 990,48 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)

Parametri geotecnici di progetto

coesione di calcolo = 13000 kg/mq

angolo di resistenza al taglio di calcolo = 35°

Resistenza alla punta

fattore N_q (Berezantzev) = 59,34

fattore N_c = 83,32

tensione litostatica verticale totale alla profondità L $s_{VL} = 0,54 \text{ kg/cm}^2$

pressione neutra alla profondità L $u_L = 0,00 \text{ kg/cm}^2$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L $s'_{VL} = 0,54 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza unitaria alla punta $p = 140,35 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza alla punta $P_{max} = 44.093,74 \text{ kg}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale $S_{max} = 9.181,62 \text{ kg}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio) = 44.093,74 kg

Resistenza alla punta (valore minimo) = 44.093,74 kg

Resistenza laterale (valore medio) = 9.181,62 kg

Resistenza laterale (valore minimo) = 9.181,62 kg

Fattore di correlazione $\alpha_3 = 1,7$

Fattore di correlazione $\alpha_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico) = 25.937,50 kg

Resistenza laterale (valore caratteristico) = 5.400,95 kg

Resistenza alla punta di progetto $P_{max_d} = 19.212,96 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto $S_{max_d} = 4.696,48 \text{ kg}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 23.909,44 \text{ kg}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{lim_d} = S_{max_d} = 4.696,48 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

VERIFICA OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto
coeff. di sicurezza $Q_{lim_d}/Ed = 24,14$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo $MyR = 1.840,39 \text{ kg}^*m$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$Ed = gTG*Tz0G + gTQ*Tz0Q = 225,00 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (PROFILO1)

angolo di resistenza al taglio di calcolo = 35°

coefficiente di spinta passiva $Kp = 3,690172$

reazione del terreno alla profondità L $p(L) = 11.956,16 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

profondità f in cui si forma la cerniera plastica = $49,11 \text{ cm}$

Carico limite trasversale $T_{lim} = 480,62 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto

valore medio = $480,62 \text{ kg}$

valore minimo = $480,62 \text{ kg}$

fattore di correlazione $\alpha_3 = 1,7$

fattore di correlazione $\alpha_4 = 1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico) = $282,72 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto $T_{lim_d} = 217,48 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi trasversali

SPOSTAMENTI DEL PALO DI FONDAZIONE (S.L.E.)

Calcolati con il modello di suolo elastico alla Winkler

w = spostamenti orizzontali lungo z

u = spostamenti verticali lungo x

sez.	x (cm)	w (cm)	u (cm)	rotaz.
1	0,0	3,5282	0,0017	0,0124
2	49,0	2,936	0,0016	0,0118
3	98,0	2,3781	0,0014	0,011
4	147,0	1,8617	0,0013	0,0101
5	196,0	1,3942	0,0012	0,009
6	245,0	0,983	0,001	0,0078
7	294,0	0,6353	0,0009	0,0064
8	344,0	0,3519	0,0007	0,0049
9	394,0	0,1376	0,0006	0,0037
10	444,0	-0,0208	0,0004	0,0027
11	494,0	-0,1416	0,0003	0,0022
12	544,0	-0,2423	0,0001	0,0019
13	594,0	-0,3362	0	0,0019

Il progettista/tecnico

Geol. N. Di Lella