



REGIONE  
PUGLIA



PROVINCIA  
DI TARANTO



COMUNE  
DI TARANTO



Proponente	 <b>B72 srl</b> Sede: Viale A. Volta, 101 50131 Firenze Cf/P.Iva 07230410487				
Progettazione, Coordinamento e progettazione elettrica	 <b>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA</b> MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128   71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072   Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net Ordine degli ingegneri della Provincia di Foggia matr. n 1604				
Studio e progetto ecologico vegetazionale	 <b>Dott. Biol. Leonardo Beccarisi</b> Via D'Engchien, 43 - 73013 Galatina (LE) cell. 3209709895 E-Mail: beccarisil@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi Albo-Sezione matr. n. AA_067313	Studio di impatto ambientale  <b>Dott.ssa Anastasia Agnoli</b> Via Armando Diaz, 37   73100 Lecce (LE) cell. 3515100328 E-Mail: anastasia.agnoli989@gmail.com			
Studio melecclimatico	<b>Dott. Biol. Elisa Gatto</b> Via S. Santo, 22   73044 Galatone (LE) cell. 3283433525 E-Mail: dottelisagatto@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi matr.n. AA_090001	Studio paesaggistico e di inserimento urbanistico  <b>Dott. Agr. Barnaba Marinosci</b> via Pilella 19, 73040 Alliste (LE) Cell. 329 3620201 E-Mail: barnabamarinosci@gmail.com Ordine dei Dottori Agronomi e Forestali provincia di Lecce matr. n 674			
Studio faunistico	 <b>Dott. Antonio Feola</b> Via Civitella n°25   84060 Moio della Civitella (SA) cell. 338 2593262 E-Mail: feolantx@gmail.com Ordine Nazionale dei Biologi matr. n . AA_047004	Rappresentazioni fotorealistiche  <b>Arch. Gaetano Fornarelli</b> Via Fulcignano Casale 17   73100 Lecce (LE) cell. 3358758545 E-Mail: forgaet@gmail.com Ordine degli Architetti della provincia di Lecce matr. n 1739			
Studio archeologico	<b>Dott. Archeologo Antonio Mangia</b> cell. 338 3362537 E-Mail: amangia@yahoo.it Elenco Nazionale dei Professionisti dei Beni Culturali del Ministero della Cultura n.1516	Consulenza strutturale  <b>Ing. Tommaso Monaco</b> Tel. 0885.429850   Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it Ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia matr. n. 2906			
Studio acustico	 <b>Ing. Antonio Falcone</b> Tel. 0884.534378   Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu Ordine degli Ingegneri di Foggia matr. n.2100	Consulenza topografica <b>Geom. Matteo Occhiochiuso</b> Tel. 328 5615292 E-Mail: matteo.occhiochiuso@virgilio.it Collegio dei Circondariale Geometri e Geometri Laureati di Lucera matr. n. 1101			
Studio idraulico geologico e geotecnico	 <b>Dott. Nazario Di Lella</b> Tel./Fax 0882.991704   cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com Ordine regionale dei Geologi della Puglia matr. n. 345				
Opera	<b>Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato " BUFFOLUTO 1" da realizzarsi su aree demaniali in località "Buffoluto" nel territorio comunale di Taranto (TA) per una potenza complessiva di 23,857 MWp con sistema di accumulo da 25/50 MW/MWh nonchè delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto</b>				
Oggetto	AUTORITA' PROCEDENTE V.I.A. :  <b>MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA SICUREZZA ENERGETICA</b>				
	AUTORITA' PROCEDENTE A.U. :  <b>REGIONE PUGLIA</b>				
	Nome Elaborato: 9VQMKNK3_Relazione_Geotecnica.pdf				
	Descrizione Elaborato: Relazione Geotecnica				
00	Dicembre 2022	Progetto definitivo	Geol.. N. Di Lella	Ing. A. Mezzina	B72 srl
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione
Scala:					
Formato: A4/A3	Codice Pratica <b>9VQMKNK3</b>				

Sommario

1.	<b>PREMESSA</b> .....	2
2.	<b>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA</b> .....	3
3.	<b>SISMICITÀ DELL'AREA</b> .....	8
4.	<b>CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI</b> .....	15
5.	<b>CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI</b> .....	17
6.	<b>CLASSIFICAZIONE SISMICA DI SITO.</b> .....	18
7.	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – CALCOLO PORTANZA</b> .....	20
8.	<b>CONCLUSIONI</b> .....	23
	<b>ALLEGATO 1 – RELAZIONI DI CALCOLO</b> .....	25

## 1. PREMESSA

Il sottoscritto Dott. Geol. Nazario Di Lella iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, s u incarico della società B72 S.r.l., P.IVA 07230410487, con sede legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, Indirizzo email [b72srl@legalmail.it](mailto:b72srl@legalmail.it), ha eseguito il presente studio Geologico - Geotecnico a corredo del "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato" BUFFOLUTO 1" da realizzarsi su aree demaniali in località "Buffoluto" nel territorio comunale di Taranto (TA) per una potenza complessiva di 23,857 MWp con sistema di accumulo da 25/50 MW/MWh 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 2,9 Km N dal nucleo urbano di Taranto, in agro di Taranto, località Buffoluto.

La quota del sito è compresa tra i 14 e i 21 m s.l.m., l'impianto risulta essere suddiviso in sei sottocampi produttivi estesi su una superficie complessiva di circa 32,1 ha.

Cartograficamente l'area è ubicata nella parte centrale della Tavolette IGM 1:25.000 – Tavv. 202 I SO "Statte", 202 II NE "San Giorgio Ionico", 202 II NO "Taranto"; su cartografia CTR 5.000 ricade nell'elemento n. 493083-493124 (Campi FTV), 493083-493124-493082-493121-493122 (Cavidotto AT), 493122 (Sottostazione) agro di Taranto.

Geograficamente il sito ricade a ridosso delle Tavv. I.G.M. 1:25.000 Tavv. 202 I SO "Statte", 202 II NE "San Giorgio Ionico", 202 II NO "Taranto", alle coordinate U.T.M. (17,2810523°E 40,5021374°N).

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.

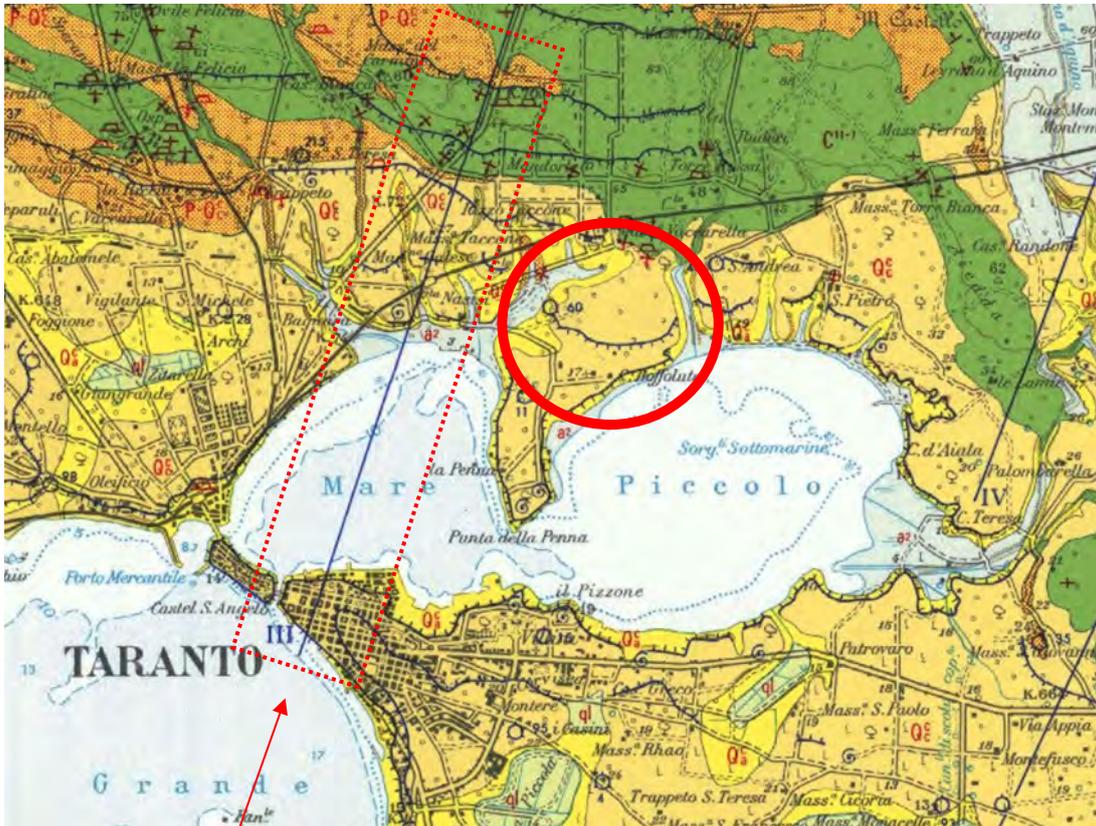
L'area in oggetto risulta ubicata nell'area di affioramento di formazioni appartenenti ai depositi mesozoici costituiti da formazioni marine carbonatiche, più in particolare si tratta dei nominati Calcari di Altamura caratterizzati da calcari compatti, talora ceroidi, biancastri e grigi con intercalazione di livelli calcarei dolomitici e dolomie compatte, di colore nocciola o grigio scuri, costituenti il basamento carbonatico di base, su cui si trovano sovrapposti in discordanza i complessi plio-pleistocenici rappresentati in sequenza da: Calcareniti di Gravina, Argille del Bradano, Calcareniti di M. Castiglione e Conglomerati, sabbie e ghiaie terrazzate. Chiudono il ciclo, lungo le fasce litorali, depositi olocenici-recenti come le sabbie litorali/alluvionali e depositi palustri.

Il territorio presenta una morfologia tipica del margine occidentale ionico-salentino, con la presenza di estese spianate appena inclinate verso la linea di costa, con gradoni morfologico-strutturali legate alla dislocazione del basamento carbonatico.

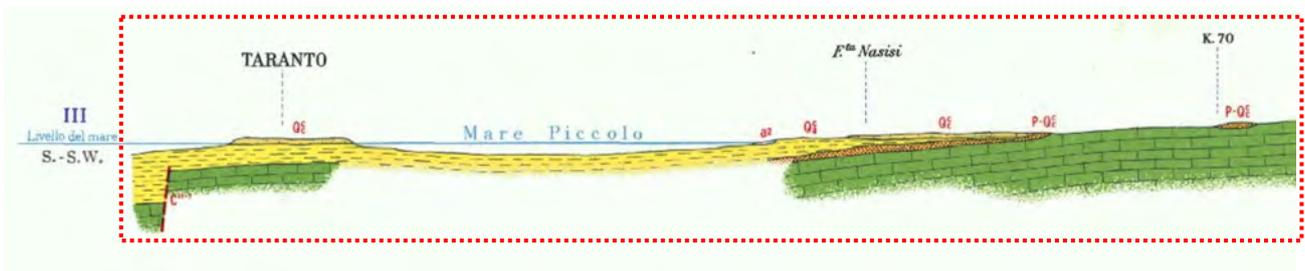
Nell'area in oggetto di studio, margine settentrionale del Mar Piccolo di Taranto non sono presenti particolari forme di dissesto né attive, quiescenti o potenzialmente attivabili rilevate e/o segnalate; trovandoci su un plateau appena inclinato in direzione sud, lungo la costa sono presenti alcune canalizzazioni che rappresentano il recapito finale lungo la linea di costa del Mar Piccolo.

I litotipi presenti sull'area sono rappresentati da formazioni prevalentemente calcarenitiche rappresentate dalle Calcareniti di M. Castiglione, calcareniti grossolane farinose e calcari grossolani tipo "panchina" (tufi) di colore giallastro-grigiastro stratificate.

La falda è situata al contatto tra le calcareniti e i depositi più superficiali e le argille di fondo impermeabili rappresentate dalle argille del Bradano.

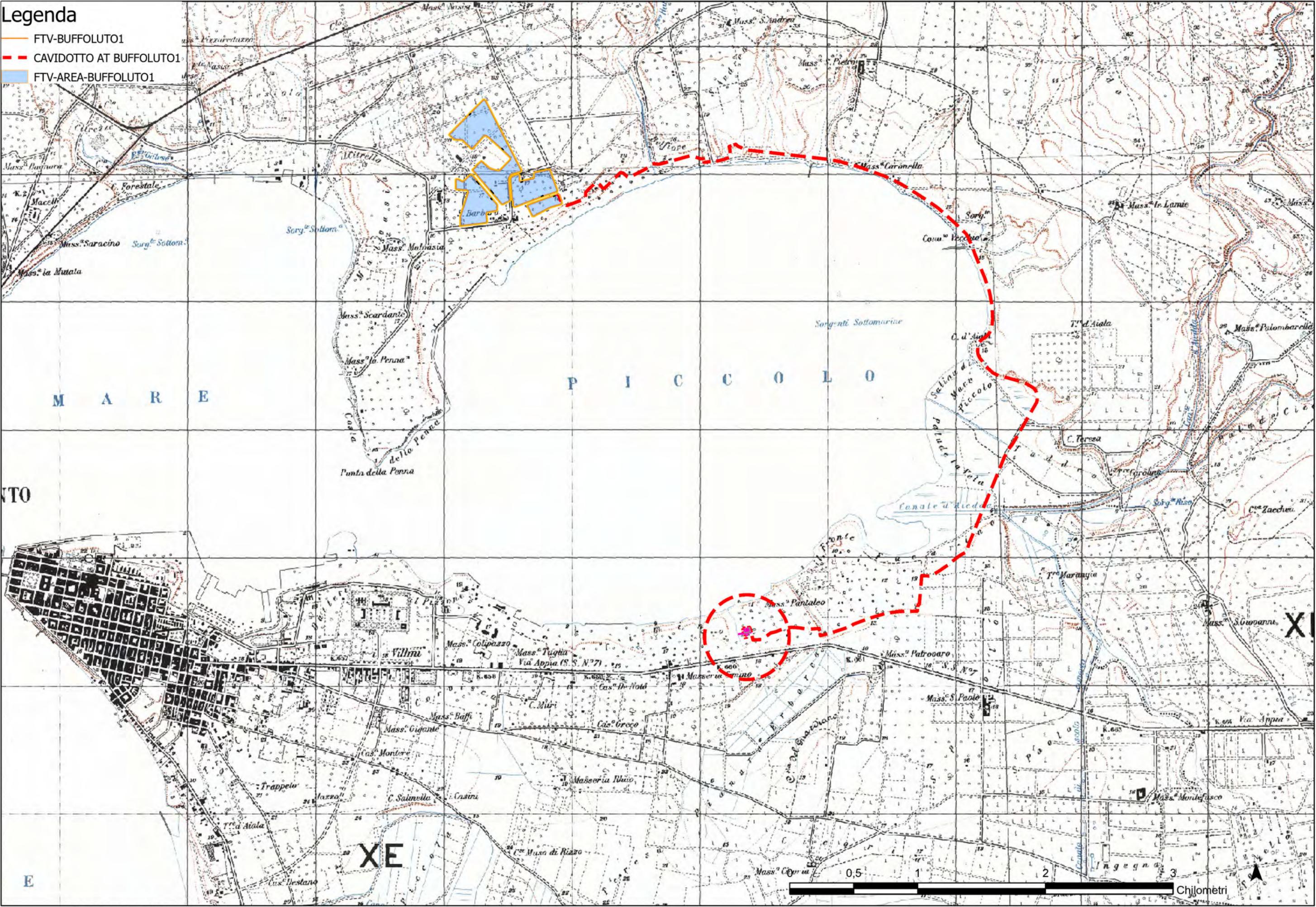


Stralcio Carta Geologica d'Italia – scala 1:100.000



# Legenda

- FTV-BUFFOLUTO1
- CAVIDOTTO AT BUFFOLUTO1
- FTV-AREA-BUFFOLUTO1



IGM 1:25.000

Chilometri

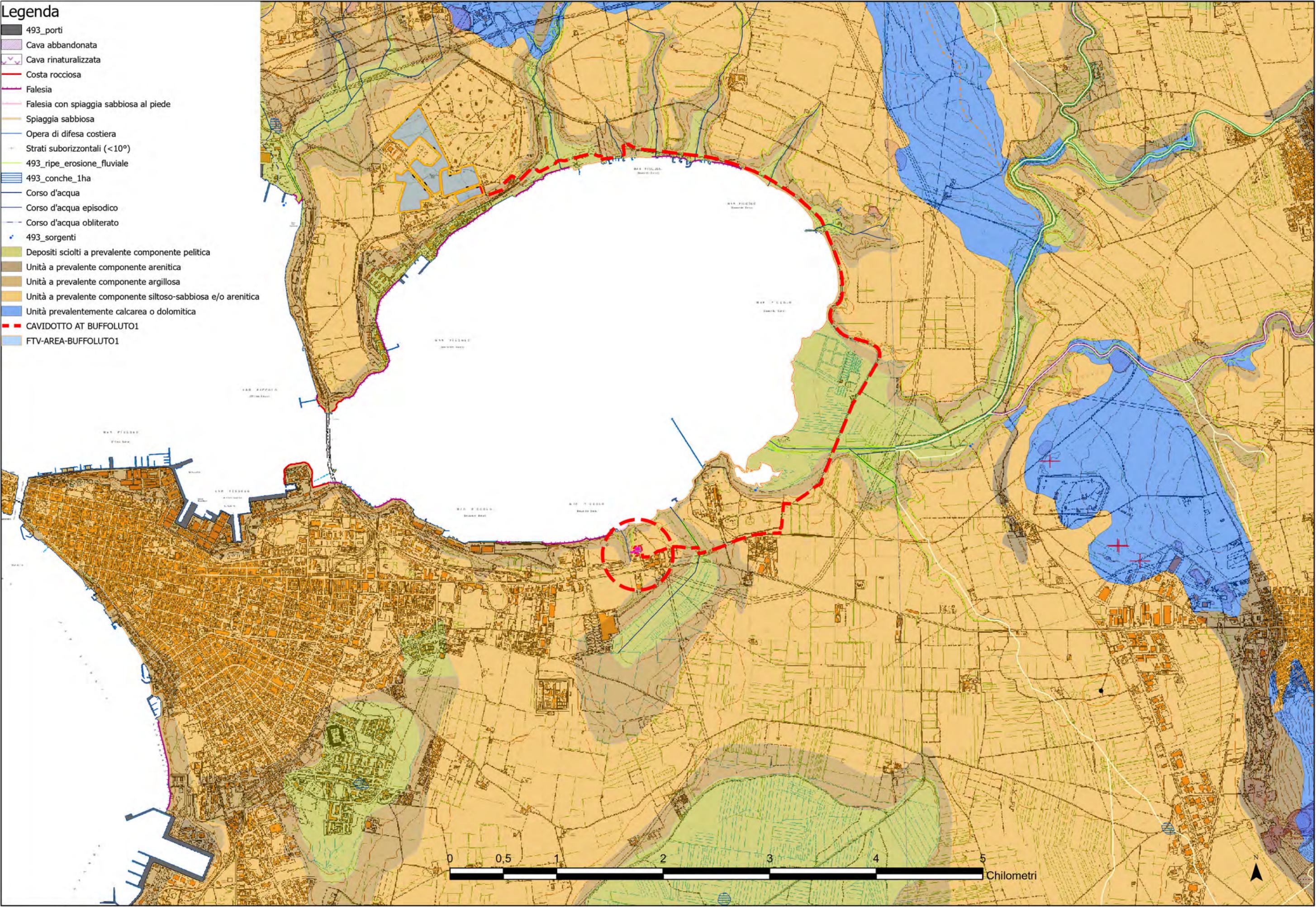
**Legenda**

- FTV-BUFFOLUTO1
- CAVIDOTTO AT BUFFOLUTO1
- FTV-AREA-BUFFOLUTO1



# Legenda

- 493\_porti
- Cava abbandonata
- Cava rinaturalizzata
- Costa rocciosa
- Falesia
- Falesia con spiaggia sabbiosa al piede
- Spiaggia sabbiosa
- Opera di difesa costiera
- Strati suborizzontali (<10°)
- 493\_ripe\_erosione\_fluviale
- 493\_conche\_1ha
- Corso d'acqua
- Corso d'acqua episodico
- Corso d'acqua obliterato
- 493\_sorgenti
- Depositi sciolti a prevalente componente pelitica
- Unità a prevalente componente arenitica
- Unità a prevalente componente argillosa
- Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica
- Unità prevalentemente calcarea o dolomitica
- CAVIDOTTO AT BUFFOLUTO1
- FTV-AREA-BUFFOLUTO1

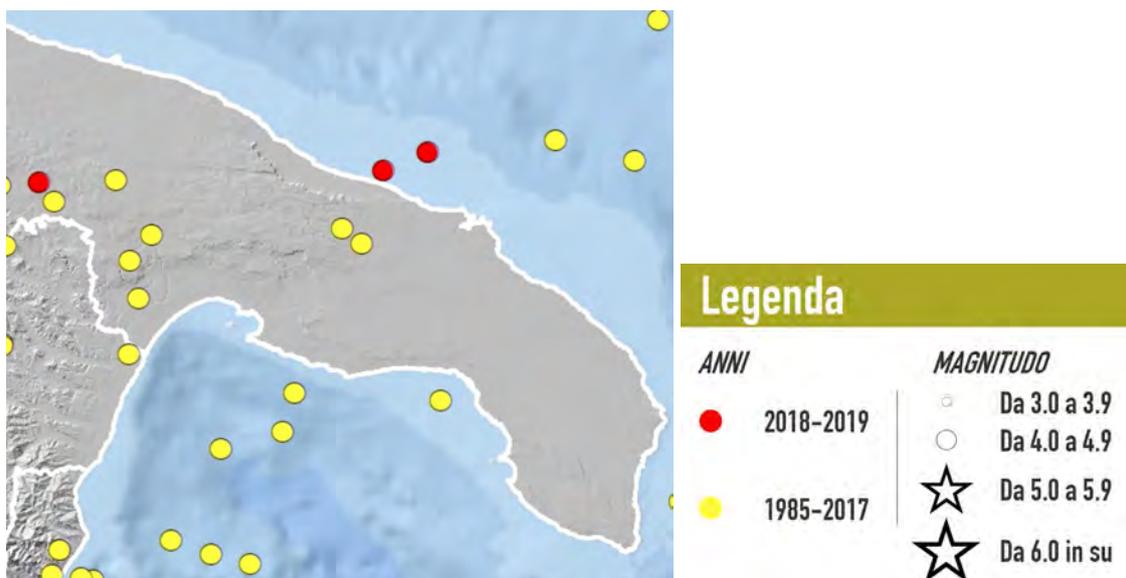
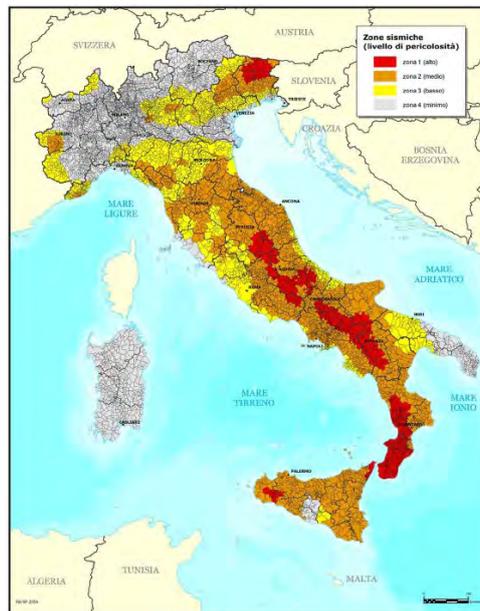


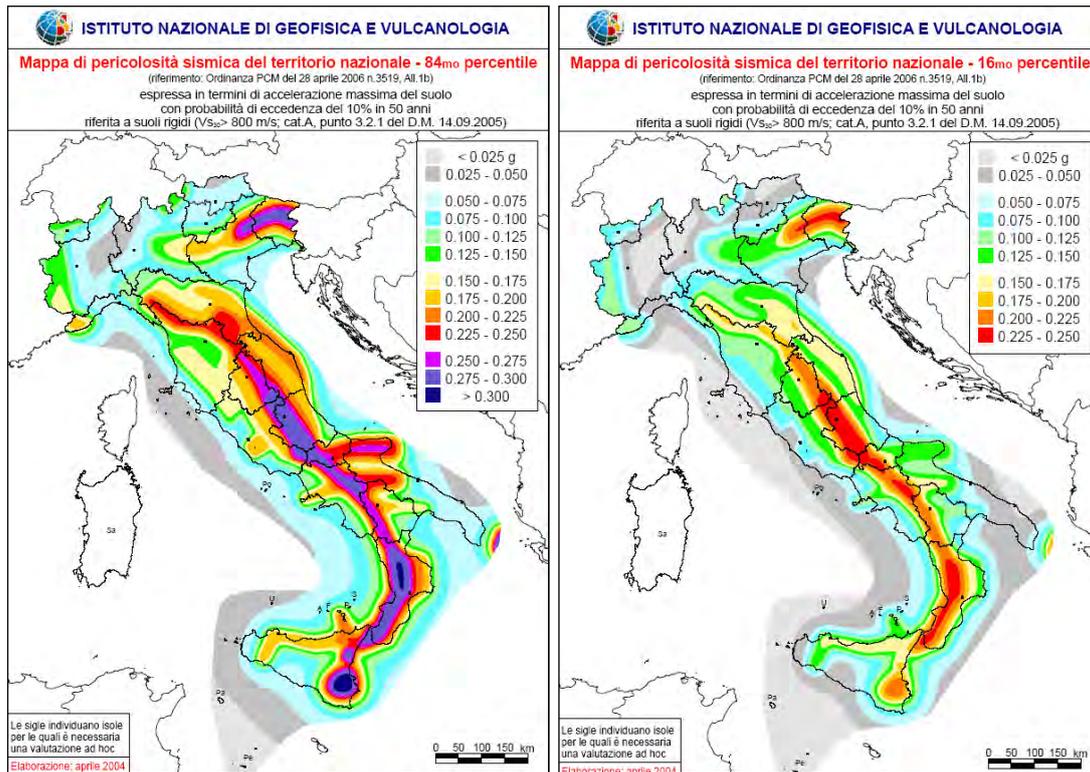
CARTA IDROGEOMORFOLOGICA

### 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.

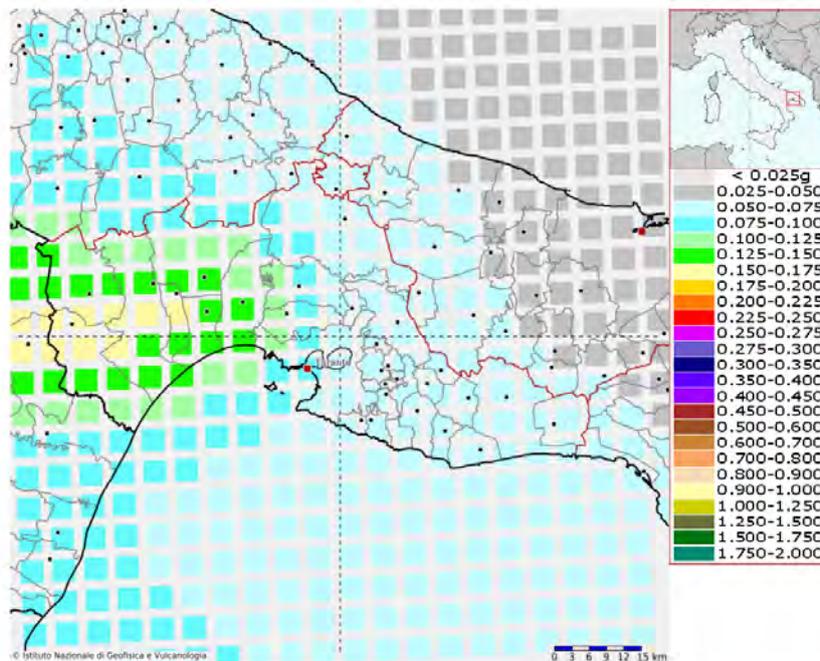
Ciò risulta dall'allegato (classificazione sismica dei comuni italiani) all'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" dal quale risulta 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:  $C=S-2/100 = 0,04$ .





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 ID: 34357 - Latitudine: 40.520 - Longitudine: 17.305**

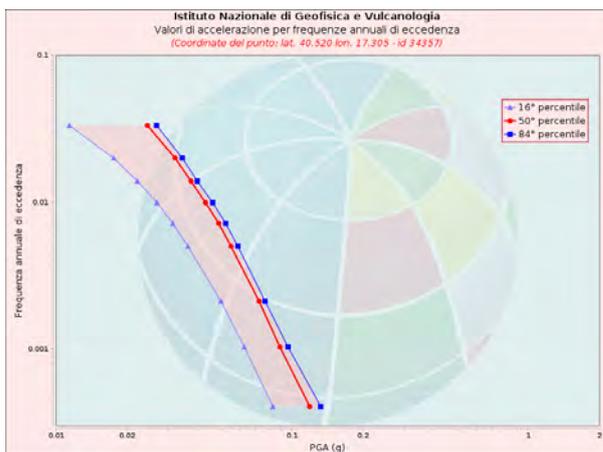


La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 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 34357 (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.

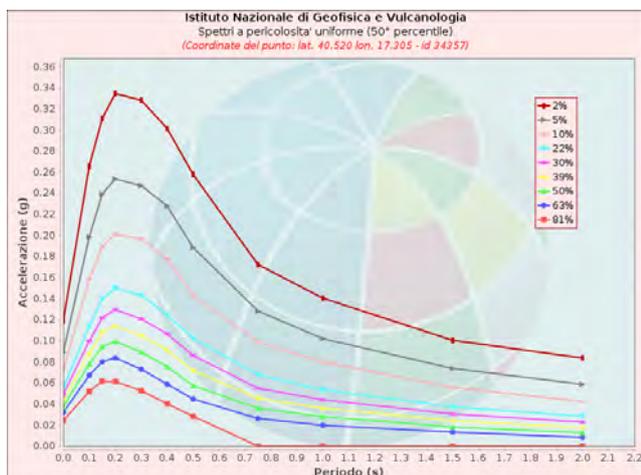


Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.083	0.119	0.132
0.0010	0.063	0.089	0.096
0.0021	0.050	0.077	0.077
0.0050	0.036	0.055	0.059
0.0071	0.031	0.049	0.052
0.0099	0.027	0.043	0.046
0.0139	0.022	0.037	0.040
0.0199	0.018	0.032	0.034
0.0332	0.011	0.024	0.027

### 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.

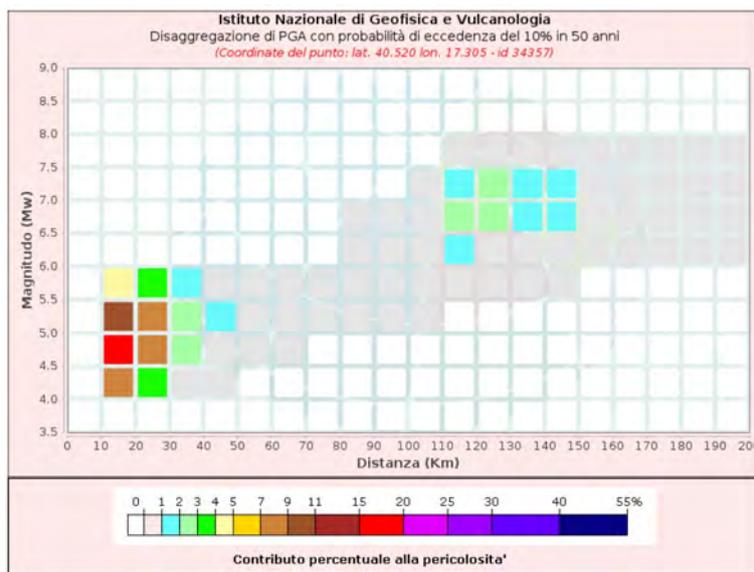


PoE in 50 anni	Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)										
	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
anni	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.119	0.266	0.311	0.334	0.328	0.301	0.258	0.172	0.140	0.100	0.084
5%	0.089	0.198	0.239	0.253	0.247	0.228	0.188	0.128	0.102	0.074	0.059
10%	0.073	0.158	0.189	0.201	0.197	0.177	0.143	0.099	0.080	0.056	0.042
22%	0.055	0.114	0.139	0.150	0.143	0.124	0.102	0.068	0.053	0.037	0.028
30%	0.049	0.100	0.121	0.130	0.123	0.106	0.086	0.055	0.044	0.031	0.023
39%	0.043	0.088	0.108	0.113	0.105	0.091	0.072	0.045	0.036	0.024	0.017
50%	0.037	0.078	0.094	0.099	0.089	0.075	0.057	0.036	0.028	0.018	0.013
63%	0.032	0.067	0.080	0.084	0.073	0.059	0.045	0.026	0.020	0.013	0.008
81%	0.024	0.052	0.062	0.061	0.053	0.040	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000

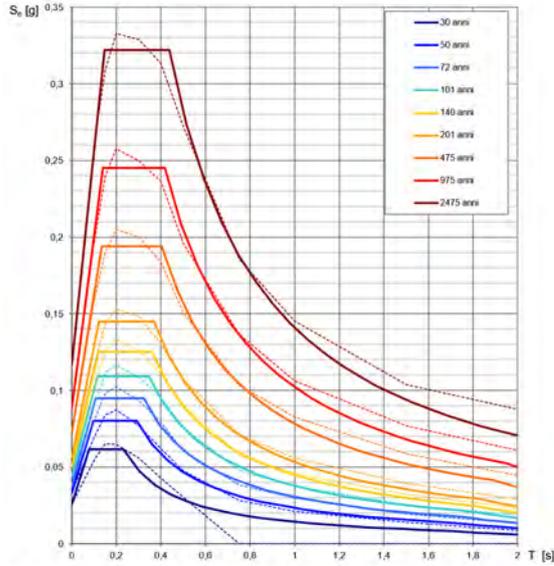
## Grafico di disaggregazione

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.



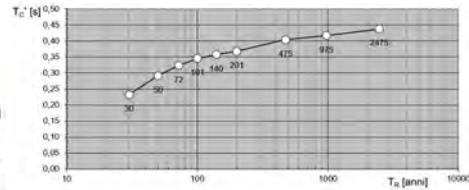
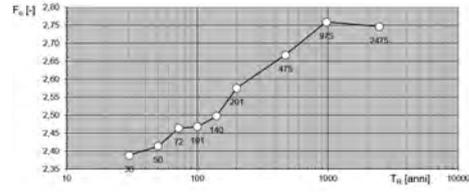
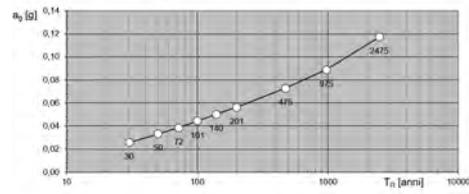
**Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto SI-INGV da cui sono derivati.

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$ : variabilità col 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.

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

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,026	2,387	0,233
50	0,033	2,414	0,292
72	0,038	2,464	0,323
101	0,044	2,488	0,346
140	0,050	2,497	0,358
201	0,056	2,575	0,369
475	0,073	2,667	0,404
975	0,089	2,759	0,417
2475	0,117	2,747	0,438

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) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   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 -  $P_{VR} = 63\%$
- SLV -  $P_{VR} = 10\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

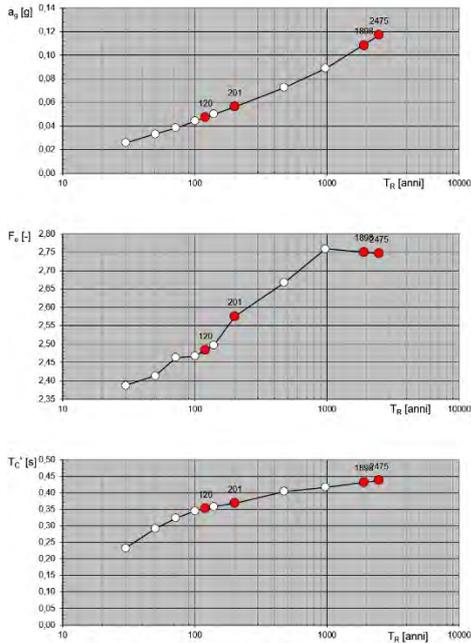
LEGENDA GRAFICO

- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - - - Strategia scelta

Strategia di progettazione

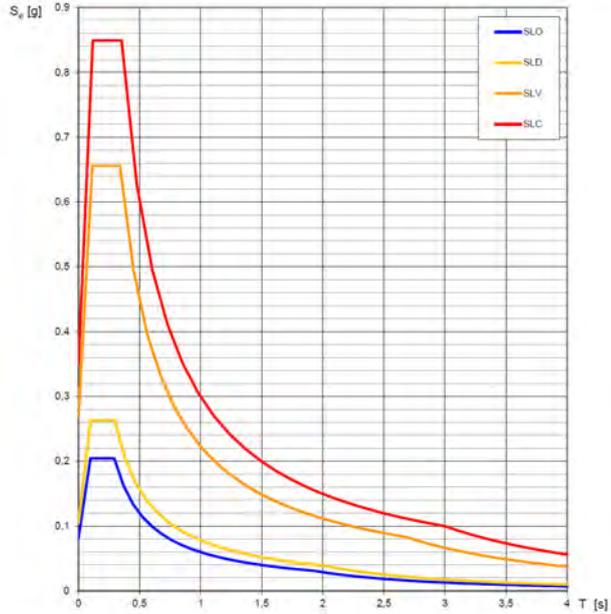
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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	0,047	2,483	0,352
SLD	201	0,056	2,575	0,369
SLV	1898	0,108	2,750	0,432
SLC	2475	0,117	2,747	0,438

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 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite  
Stato Limite considerato: **SLV**

Risposta sismica  
Categoria di sottosuolo: **C**     $S_2 = 1,500$      $C_0 = 1,385$   
 Categoria topografica: **T1**     $H/H = 0,000$      $S_T = 1,000$

Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE)     $\xi = 5\%$      $r_1 = 1,000$   
 Spettro di progetto inelastico (SLU)    Fattore  $q_1 = 3$     Regola in altezza: **si**

Compon. verticale  
 Spettro di progetto    Fattore  $q_2 = 1,5$      $r_2 = 0,667$

Elaborazioni  
 Grafici spettri di risposta     Parametri e punti spettri di risposta

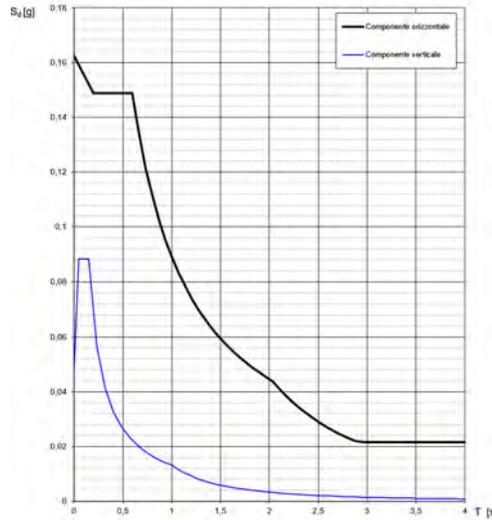
$S_{d,0}$  [g]

$S_{d,1}$  [g]

$S_v$  [g]

INTRO    FASE 1    FASE 2    **FASE 3**

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



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 orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	
$S_b$	0.108 g
$F_b$	2.750
$T_b$	0.432 s
$S_c$	1.500
$C_c$	1.365
$T_c$	1.000
$g$	3.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.500
$\eta$	0.333
$T_b$	0.199 s
$T_c$	0.568 s
$T_d$	2.033 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_b \cdot S_T$  (NTC-08 Eq. 3.2.5)  
 $\eta = \sqrt{10(15 - T)} \leq 0.55$ ;  $\eta = 1/g$  (NTC-08 Eq. 3.2.6 § 3.2.3.5)  
 $T_b = T_c / 3$  (NTC-07 Eq. 3.2.8)  
 $T_c = C_c \cdot T_b^2$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)  
 $T_d = 4 \cdot 0.4 \cdot g / \pi = 1.6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_b$   $S_b(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1 \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$   
 $T_b \leq T < T_c$   $S_b(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2$   
 $T_c \leq T < T_d$   $S_b(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_3 \left( \frac{T}{T_c} \right)$   
 $T_d \leq T$   $S_b(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_4 \left( \frac{T - T_d}{T} \right)$

Lo spettro di progetto  $S_b(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta_{el}$ , dove  $\eta_{el}$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

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 del

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	
$S_b$	0.048 g
$F_b$	1.000
$T_b$	1.500
$S_c$	0.500 s
$T_c$	0.150 s
$T_d$	1.000 s

Parametri dipendenti	
$F$	1.222
$S$	1.500
$g$	0.967

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_b \cdot S_T$  (NTC-08 Eq. 3.2.5)  
 $\eta = 1/g$  (NTC-08 § 3.2.3.5)  
 $F = 1.15 \cdot E_s \left( \frac{a_1}{g} \right)^{0.1}$  (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_b$   $S_v(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1 \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$   
 $T_b \leq T < T_c$   $S_v(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2$   
 $T_c \leq T < T_d$   $S_v(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_3 \left( \frac{T}{T_c} \right)$   
 $T_d \leq T$   $S_v(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_4 \left( \frac{T - T_d}{T} \right)$

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.

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S <sub>e</sub> [g]
0.100	0.102
0.199	0.149
0.432	0.149
0.607	0.134
0.735	0.121
0.803	0.111
0.872	0.102
0.945	0.095
1.026	0.088
1.077	0.083
1.145	0.078
1.213	0.073
1.282	0.070
1.350	0.068
1.418	0.063
1.487	0.060
1.555	0.057
1.623	0.055
1.692	0.053
1.760	0.051
1.828	0.049
1.897	0.047
1.965	0.045
2.033	0.044
2.102	0.040
2.221	0.037
2.314	0.034
2.406	0.031
2.501	0.029
2.595	0.027
2.689	0.025
2.782	0.023
2.876	0.022
2.970	0.022
3.063	0.022
3.157	0.022
3.251	0.022
3.344	0.022
3.438	0.022
3.532	0.022
3.625	0.022
3.719	0.022
3.813	0.022
3.906	0.022
4.000	0.022

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S <sub>e</sub> [g]
0.100	0.048
0.199	0.068
0.432	0.068
0.607	0.060
0.735	0.054
0.803	0.050
0.872	0.047
0.945	0.045
1.026	0.043
1.077	0.041
1.145	0.039
1.213	0.037
1.282	0.036
1.350	0.034
1.418	0.033
1.487	0.032
1.555	0.031
1.623	0.030
1.692	0.029
1.760	0.028
1.828	0.027
1.897	0.027
1.965	0.026
2.033	0.025
2.102	0.024
2.221	0.023
2.314	0.022
2.406	0.022
2.501	0.022
2.595	0.022
2.689	0.022
2.782	0.022
2.876	0.022
2.970	0.022
3.063	0.021
3.157	0.021
3.251	0.021
3.344	0.021
3.438	0.021
3.532	0.021
3.625	0.021
3.719	0.021
3.813	0.021
3.906	0.021
4.000	0.021

#### 4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LOCALI

Il sito, sulla base di quanto riportato nella carta Geologica d'Italia 1:100.000 (F. 202), ricade nella fascia di affioramento delle "Q<sub>c</sub><sup>c</sup>- **Calcareniti di M. Castiglione**", Calcari compatti criptocristallini, biancastri, talora rosati o bruni, in grossi strati o banchi, con rare intercalazioni di dolomie e calcari oolitici.

- **SERIE PRESENTE IN AREA:**

Morfologicamente l'area è ubicata in corrispondenza di una spianata leggermente inclinata verso la linea di costa nord del Mar Piccolo, dove si rinvencono depositi marini appartenenti al ciclo deposizionale pleistocenico di Calcareniti sovrapposte a depositi argillosi del Bradano.

**C<sup>11-7</sup> - Calcarea di Altamura:** calcari compatti con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatti (Turoniano-Senoniano con possibile passaggio al Cenomaniano); spessore massimo affiorante circa 300 m. Si tratta della più antica unità affiorante nell'area del foglio «Taranto»; essa è esposta ininterrottamente nel settore nord del foglio dove forma i maggiori rilievi che tuttavia non superano in genere i 400 m. Si tratta soprattutto di calcari compatti, ceroidi, grigio-nocciola, grigio-rossastri in superficie ed a frattura concoide, nonché di calcari più o meno compatti, bianchi, grigiastri in superficie, con frattura irregolare. Sono spesso associati calcari cristallini vacuolari, rosati, biancastri per alterazione ed a frattura irregolare.

**Q<sub>c</sub><sup>c</sup> - Calcareniti di M. Castiglione:** calcareniti per lo più grossolane, calcareniti farinose, calcari grossolani con talora breccie calcaree (Calabriano - Tirreniano): spessore massimo affiorante 15 - 20 m. La formazione è costituita in generale da calcareniti grossolane, compatte o friabili, che rappresentano la chiusura del ciclo di sedimentazione iniziatosi con la Calcarenite di Gravina. Questi depositi sono tipicamente terrazzati e localmente si possono distinguere fino a 11 ordini di terrazzi.

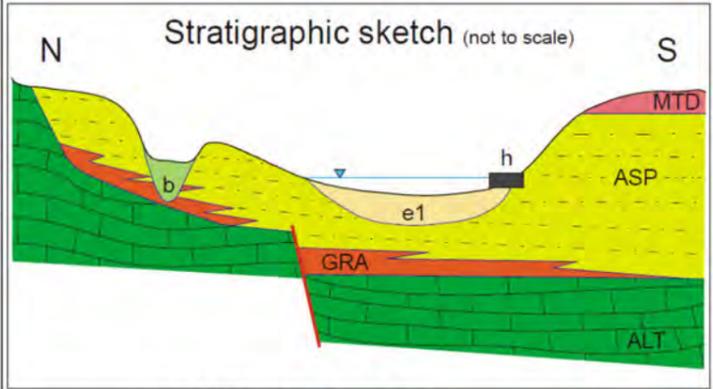
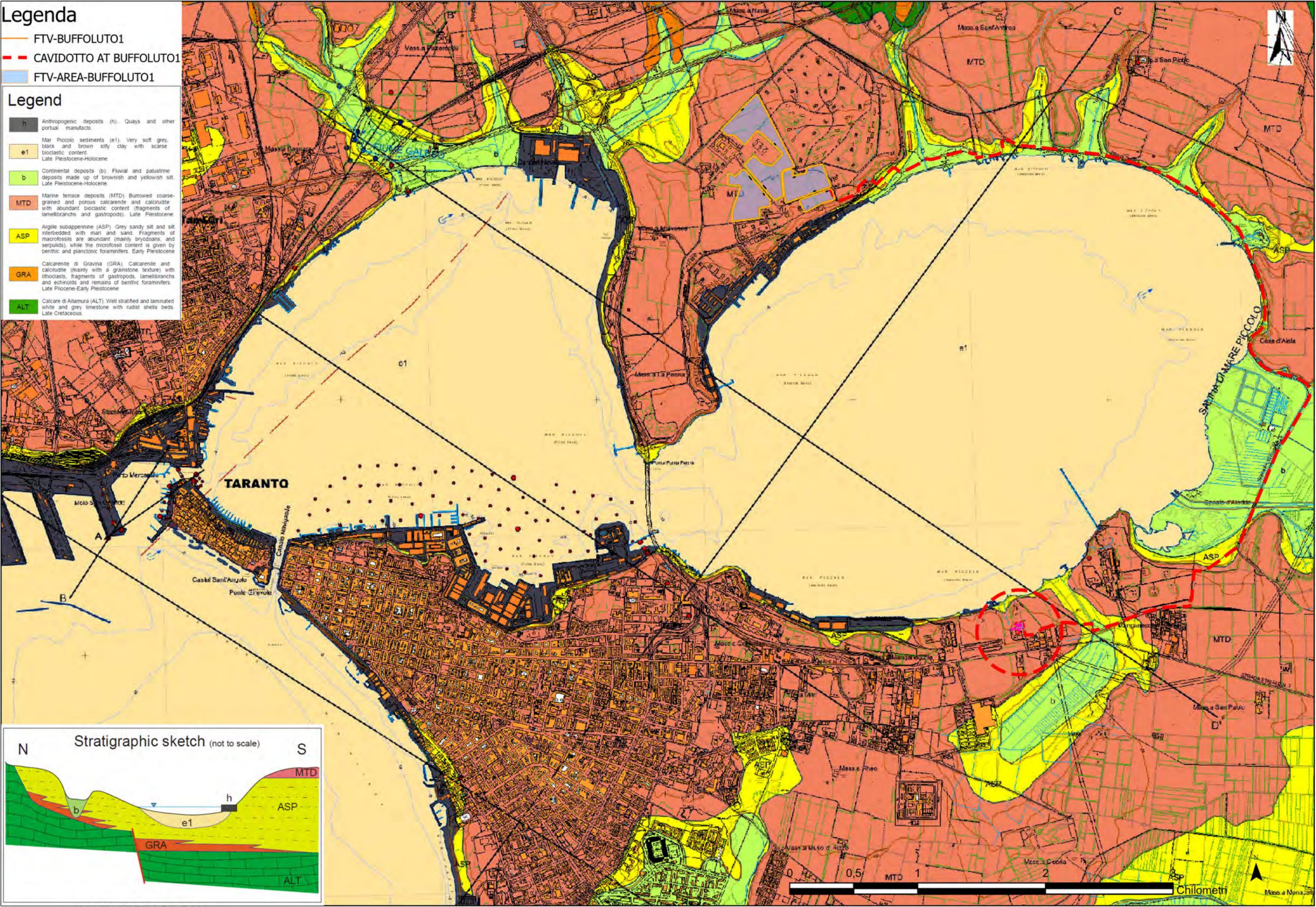
**Q<sub>a</sub><sup>c</sup> - Calcareniti di M. Castiglione:** - Argilla del Bradano : marne argillose e siltose con talora intercalazioni sabbiose (Calabriano); spessore massimo affiorante 100 m circa. Affioramenti limitati si hanno lungo la costa del Mar Piccolo, del Mar Ionio a sud-est di Taranto e nella zona delle Saline di Taranto dove le argille dell'unità in esame costituiscono la scarpata del terrazzo altimetricamente più basso. La formazione è costituita da argille marnose e siltose, marne argillose, talora decisamente sabbiose. Il colore è grigio-azzurro o grigio-verdino; in superficie la colorazione è bianco-giallastra e caratterizza i campi coltivati in questi terreni.

**ql -Limi lagunari e palustri (Pleistocene-Olocene).** Si tratta di limi generalmente gialli e neri che rappresentano il riempimento delle lagune e degli stagni costieri formati all'interno dei cordoni litorali dei vari terrazzi.

**a<sup>2</sup> - Sabbie, limi e ghiaie attuali e recenti:** Questi sedimenti comprendono alluvioni attuali e recenti, depositi palustri, sabbie costiere attuali.

- Legenda**
- FTV-BUFFOLUTO1
  - CAVIDOTTO AT BUFFOLUTO1
  - FTV-AREA-BUFFOLUTO1

- Legend**
- h** Anthropogenic deposits (h). Quays and other portual manufacts.
  - e1** Mar Piccolo sediments (e1). Very soft grey, black and brown silty clay with scarce bioclastic content. Late Pleistocene-Holocene.
  - b** Continental deposits (b). Fluvial and palustrine deposits made up of brownish and yellowish silt. Late Pleistocene-Holocene.
  - MTD** Marine terrace deposits (MTD). Burrowed coarse-grained and porous calcarenite and calcirudite with abundant bioclastic content (fragments of lamellibranchs and gastropods). Late Pleistocene.
  - ASP** Argille subappennine (ASP). Grey sandy silt and silt interbedded with marl and sand. Fragments of macrofossils are abundant (mainly bryozoans, and serpulids), while the microfossil content is given by benthic and planctonic foraminifers. Early Pleistocene.
  - GRA** Calcarenite di Gravina (GRA). Calcarenite and calcirudite (mainly with a granitstone texture) with lithoclasts, fragments of gastropods, lamellibranchs and echinoids and remains of benthic foraminifers. Late Pliocene-Early Pleistocene.
  - ALT** Calccare di Altamura (ALT). Well stratified and laminated white and grey limestone with rudist shells beds. Late Cretaceous.



**CARTA GEOLOGICA**

## 5. CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI

In assenza di dati provenienti da indagini dirette e prove 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/m<sup>3</sup>, 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 <sup>3</sup>
Peso di volume	12.9 ÷ 1.4 KN/m <sup>3</sup>
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 (Ip = 14,78% ÷ 31,00%, Ic = 0,67 – 1,10 %).. Il peso dell'unità di volume del terreno secco risulta pari a 19.3 ÷ 21,0 KN/m<sup>3</sup>; 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 <sup>3</sup>
Peso di volume	19,3 - 21,0 KN/m <sup>3</sup>
Contenuto naturale d' acqua	15,6 - 31,47 %
Angolo di attrito interno	15° - 26 °
Coesione	0,15 – 0,47 Kg/cm <sup>2</sup>

### Calcarenite di Gravina – M. Castiglione

Le calcareniti sono classificabili sotto il profilo geotecnico come rocce lapidee tenere. Il peso dell'unità di volume totale è pari a 13,1 ÷ 15,3 KN/m<sup>3</sup>, il peso specifico reale pari a 2.63 ÷ 2.77, la porosità varia dal 44% al 50%. Detti valori risultano leggermente inferiori ai valori che la stessa formazione assume nella zona di Gravina in

Puglia, da cui essa prende il nome. Prove di compressione monoassiale forniscono valori di resistenza a rottura compresi fra 1.0 e 5.8 MPa (in condizioni anidre) e fra 0.7 e 3.4 MPa (in condizioni di saturazione).

Parametri fisico-meccanici	Calcarenite di Gravina
Peso specifico reale	26,8 KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume	13,1 – 15,3 KN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno	20° - 35 °
Grado di compattezza	0,54
Coesione	0,13 Kg/cm <sup>2</sup>

### Calcere di Altamura

Sotto il profilo geomeccanico si tratta di calcari estremamente compatti e resistenti, caratterizzati da elevati valori del peso delle unità di volume totale, prossime al peso specifico reale ( $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$ ,  $G=2,70$ ), bassissimi valori di porosità ( $n=3,7\%$ ) ed elevata resistenza alla compressione monoassiale.

Parametri fisico- meccanici	Calcere di Altamura
Peso specifico reale	26 KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume	22,5 KN/m <sup>3</sup>
Porosità	3,7
Compattezza	0.9675
Coesione	1 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno	30°

## 6. CLASSIFICAZIONE SISMICA DI SITO.

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 <sub>c</sub>	T <sub>D</sub>
A	1,00	0,40	2,00
B, C, D	1,25	0,50	2,00
E	1,35	0,80	2,00

L'intera area si presenta sostanzialmente stabile, senza particolari manifestazioni evidenti di dissesto in atto o prevedibilmente in preparazione e, sulla base di dati derivati da indagini specifiche eseguite su zone limitrofe e similari, ai sensi delle NTC 2018, in via preliminare, il sito "Campi Fotovoltaici" può essere classificato generalmente (cautelativamente) come Profilo di Tipo "C", classificazione da confermare mediante indagini specifiche da espletarsi in fase di progettazione esecutiva.

In fase di progettazione esecutiva si rende 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.
- 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.

## 7. 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

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

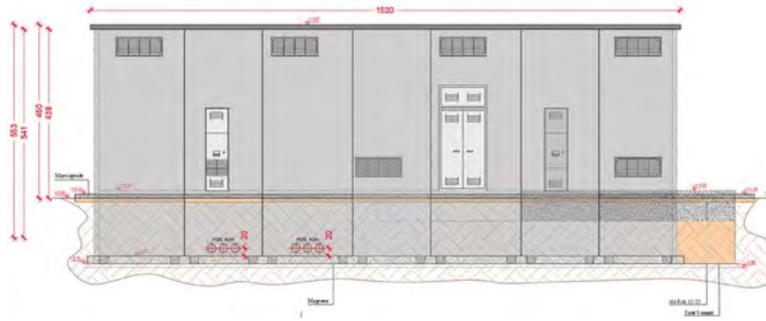
Ricavando un valore della Qd di esercizio pari a

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

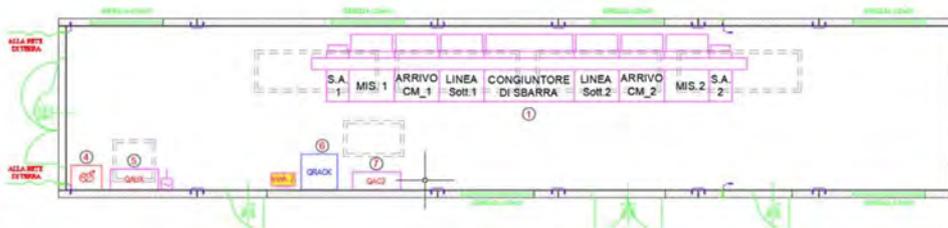
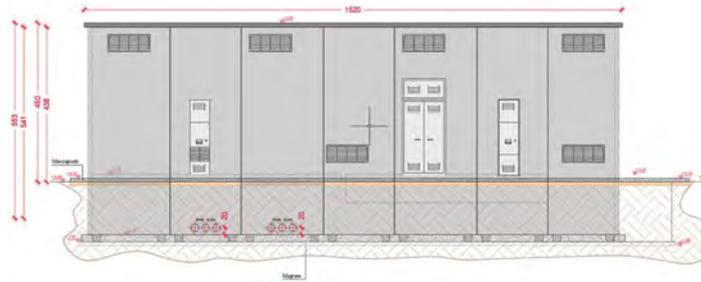
The image displays three screenshots of a software application used for geotechnical calculations. The first screenshot shows the 'Portanza Verticale' (Vertical Capacity) and 'Portanza Orizzontale (Scorimento)' (Horizontal Capacity) results. The second screenshot shows various correction factors and coefficients used in the Meyerhoff method. The third screenshot shows the equivalent soil and foundation geometry parameters.

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.

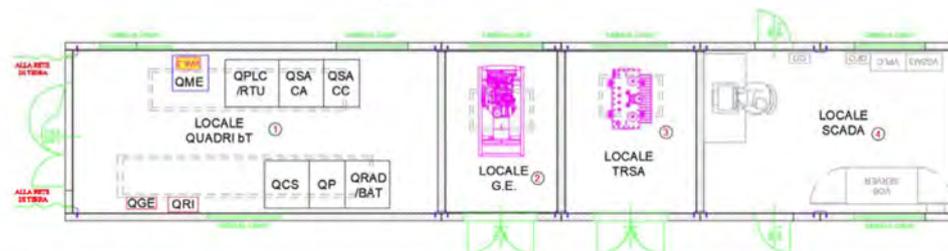
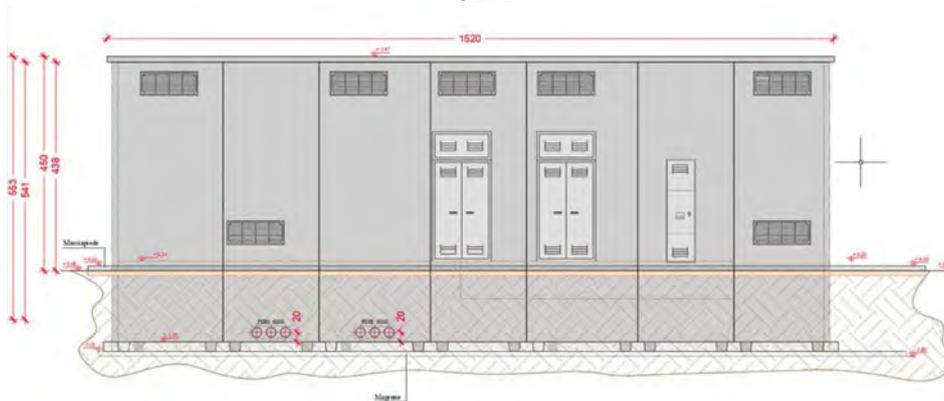
In allegato la relazione di calcolo.



**CABINA MASTER**



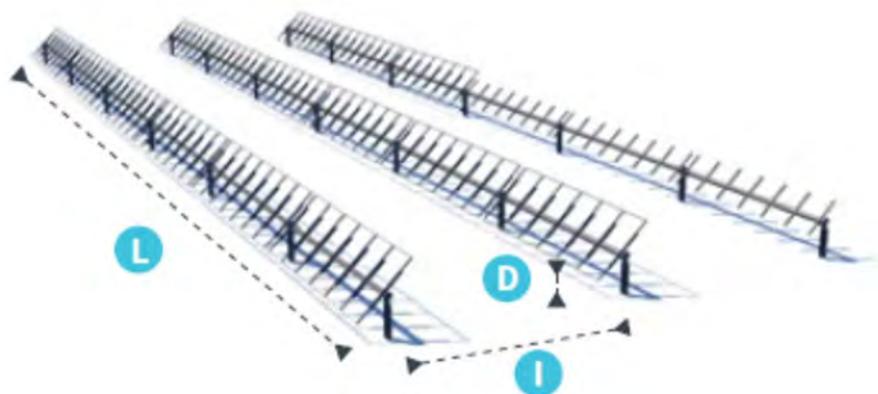
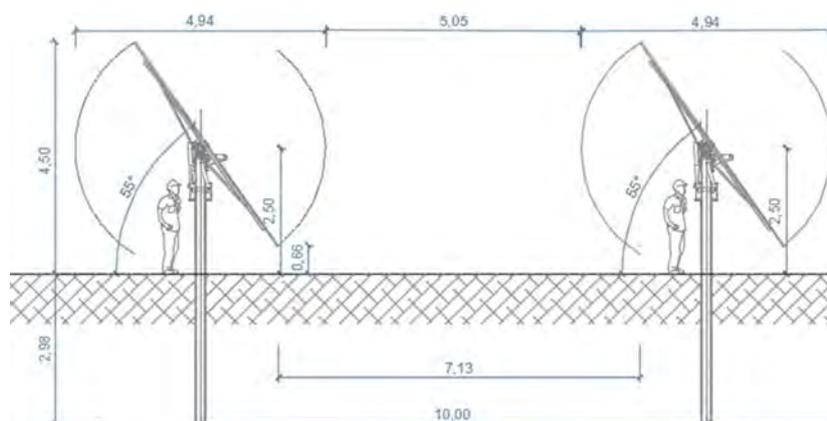
**CDR**



**CLT**

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

I pali, costituiti da pali in acciaio, di diametro pari a 0,22 m, saranno infissi nel terreno per una profondità di circa 3,0 m. dal p.c. e si eleveranno per un'altezza di circa 2,5/2,9 m.; alla loro sommità verranno posizionate le stringhe di pannelli fotovoltaici, capaci di eseguire rotazione programmata per l'inseguimento della radiazione solare.



#### CONFIGURAZIONE PROGETTUALE

**Interdistanza (I)** [m] 10

**Lunghezza blocco inseguimento (L)** [m] 14,76 – 29,10 e 43,44

**Altezza dal terreno (D<sub>min</sub>)** [m] Min 0,66m

**Altezza dal terreno (D<sub>max</sub>)** [m] Max. 4,50m

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 progetto.

Da tale verifica si ottenuto riscontro positivo in merito.

In allegato il report di calcolo relativo.

## 8. CONCLUSIONI

La presente relazione riferisce sulla situazione geotecnica di un sito ubicato in agro di Apricena sul quale è prevista la realizzazione di un "Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "BUFFOLUTO 1" da realizzarsi su aree demaniali in località "Buffoluto" nel territorio comunale di Taranto (TA) per una potenza complessiva di 23,857 MWp con sistema di accumulo da 25/50 MW/MWh nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto", per conto della Società B72 S.r.l., P.IVA 07230410487, con sede legale in Viale A. Volta, 101 - 50131 Firenze, Indirizzo email [b72srl@legalmail.it](mailto: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 200-1200 m. dalla costa del Mar Piccolo (Taranto), ad una quota compresa tra 14 e 21 m. sul l.m. dove è presente una formazione calcarenitica appartenente alle "Calcareniti di M. Castiglione.

In corrispondenza del sito è stata rilevata la presenza di un leggero livello di depositi terrigeni agrari di coperture.

Nell'ambito delle profondità di interesse non sono presenti falde superficiali o effimere, mentre una falda di notevole potenzialità è rinvenibile a non meno di 50-70 m. dal p.c., in corrispondenza di livelli calcarei maggiormente fratturati.

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 preventivamente 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.

Taranto, 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  $\eta_q$ . 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;  
 $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;  
 $\gamma$  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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  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  $\eta_s$ .

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  $\delta_f$  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,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  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;

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

### 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 ottiene 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><math>\alpha</math></i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i><math>\omega</math></i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	$\alpha$	$\omega$
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><math>\gamma</math></i>	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
<i><math>\gamma_{sat}</math></i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
<i><math>\phi</math></i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i><math>\delta</math></i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$\delta$	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<sub>ed</sub></i>	Modulo edometrico espresso in [kg/cmq]

Descr	E <sub>ed</sub>
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><math>\gamma_{Gsfav}</math></i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
<i><math>\gamma_{Gfav}</math></i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
<i><math>\gamma_{Qsfav}</math></i>	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
<i><math>\gamma_{Qfav}</math></i>	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
<i><math>\gamma_{tan\phi'}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
<i><math>\gamma_{c'}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
<i><math>\gamma_{cu}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
<i><math>\gamma_{qu}</math></i>	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
<i><math>\gamma_{\gamma}</math></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	$\gamma_{Gsfav}$	A1	A2
Permanenti	Favorevole		1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	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	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	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	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	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
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche geotecniche.**

		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_r$	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	$\gamma_r$	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]
$\beta$	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

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

<b>Fondazione</b>	<b>N</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>ex</b>	<b>ey</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>T</b>
Fondazione	1500,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	0,0

**Descrizione combinazioni di carico***Simbologia adottata*

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
<i>C</i>	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	$\gamma$	$\Psi$	<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  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  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.

**Fondazione**Combinazione 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 <sup>2</sup> ]
Modulo di taglio	G = 412,84	[kg/cm <sup>2</sup> ]

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:

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

$\eta_{req}$ : 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<sub>ult1</sub></i>	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kg]
<i>R<sub>ult2</sub></i>	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kg]
<i>R</i>	Somma di <i>R<sub>ult1</sub></i> e <i>R<sub>ult2</sub></i>
<i>R<sub>amm</sub></i>	Resistenza ammissibile allo scorrimento espressa in [kg]
$\eta$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento

## Fondazione

Cmb	H	R <sub>ult1</sub>	R <sub>ult2</sub>	R	R <sub>amm</sub>	$\eta$
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<sub>f</sub></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 <sub>f</sub>	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
$\Delta H$	Spessore dello strato espresso in [m]
$\Delta w$	Cedimento dello strato espresso in [cm]

Fondazione (Combinazione n° 1)

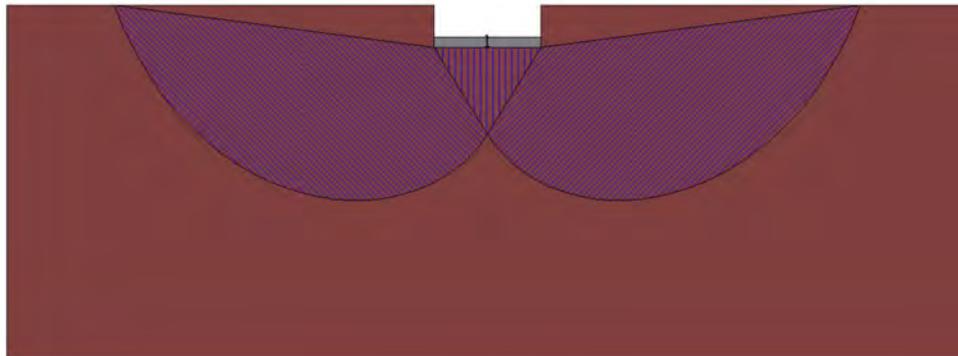
Strato	Terreno	$\Delta H$	$\Delta w$
1	Calcarenite	3,00	0,0000
<b>Totale</b>		<b>3,00</b>	<b>0,0000</b>

**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]
$\Delta H$	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]
$\Delta w$	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

**Fondazione (Combinazione n° 1)**

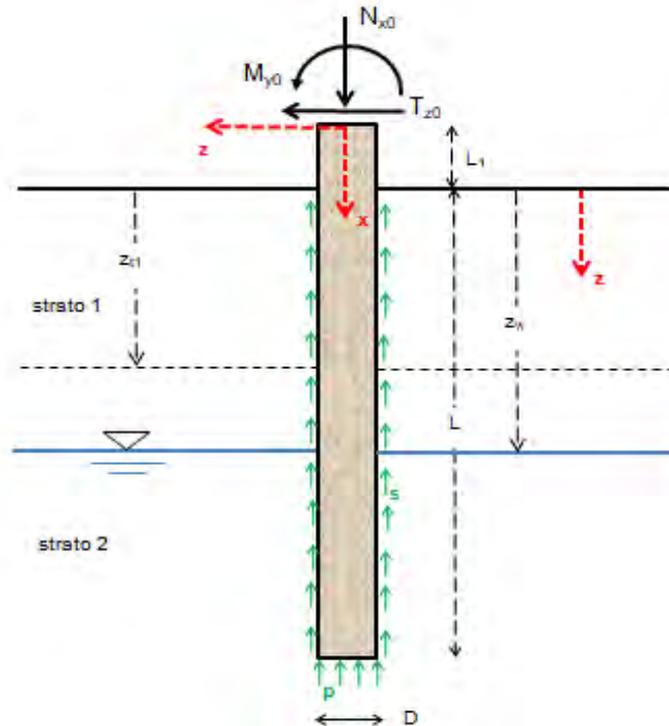
n°	z	$\Delta H$	$\Delta\sigma_v$	$E_{ed}$	$\Delta w$
1	-1,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
2	-1,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
3	-1,70	0,20	0,00	339,00	0,0000
4	-1,90	0,20	0,00	339,00	0,0000
5	-2,10	0,20	0,00	339,00	0,0000
6	-2,30	0,20	0,00	339,00	0,0000
7	-2,50	0,20	0,00	339,00	0,0000
8	-2,70	0,20	0,00	339,00	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
<b>Totale</b>		<b>3,00</b>	<b>0,00</b>	<b>339,00</b>	<b>0,0000</b>



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 "BUFFOLITO 1"

#### 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: cm<sup>4</sup>

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  $F_i$  (°) = 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/cm<sup>2</sup>

modulo di elasticità longitudinale  $E_c = 306582$  kg/cm<sup>2</sup>

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/cm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg  $f_{ck} = 207,5$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a compress.  $f_{cd} = 117,58$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 22,8$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk} = 15,96$  kg/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 10,64$  kg/cm<sup>2</sup>

**Acciaio**

tipo di acciaio: B450C

modulo di elasticità longitudinale  $E_s = 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>

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/cm<sup>2</sup>

resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd} = 3913,04$  kg/cm<sup>2</sup>

**CARICHI ESTERNI APPLICATI IN TESTA AL PALC**carico 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 cm<sup>2</sup>

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 flessione**n° minimo di barre longitudinale = 6 (9,24 cm<sup>2</sup>)armatura minima prescritta dalla normativa = 0,94 cm<sup>2</sup>

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  $\Phi$  14

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

Mrd = Momento ultimo o resistente della sezione (  $\text{kg}\cdot\text{m}$ )

### 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

$E_d = gGs \cdot N_x 0g + gGs \cdot N_x 0q + gGs \cdot W_p = 990,48 \text{ kg}$

#### 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  $L$   $s_{VL} = 0,54 \text{ kg/cmq}$

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

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

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

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

Qlimt\_d = Smax\_d = 4.696,48 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 Qlim\_d/Ed = 24,14

### **CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI**

Momento resistente o di plasticizzazione del palo MyR = 1.840,39 kg\*m

#### **APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**

#### **Azione di progetto**

Ed = gTG\*Tz0G+gTQ\*Tz0Q = 225,00 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 kg/m

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

profondità f in cui si forma la cerniera plastica = 49,11 cm

Carico limite trasversale Tlim = 480,62 kg

#### **Carico limite trasversale di progetto**

valore medio = 480,62 kg

valore minimo = 480,62 kg

fattore di correlazione xsi3 = 1,7

fattore di correlazione xsi4 = 1,7

Carico limite trasversale (valore caratteristico) = 282,72 kg

Carico limite trasversale di progetto Tlim\_d = 217,48 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