



**REGIONE
PUGLIA**



**COMUNE DI SAN
GIOVANNI ROTONDO**



**PROVINCIA DI
FOGGIA**



**COMUNE DI
MANFREDONIA**



**COMUNE DI SAN
MARCO IN LAMIS**

IMPIANTO AGROVOLTAICO “LA FEUDALE” ED OPERE DI CONNESSIONE

RELAZIONE GEOTECNICA

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	29/09/2021	PRIMA EMISSIONE	GN.M.	P.E.	L.S.

VALIDO PER **IMPIANTO FOTOVOLTAICO LA FEUDALE** PROGETTO **DEFINITIVO**

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	3
2.1. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE	6
3. ANALISI PERICOLOSITA' GEOLOGICHE	9
3.1. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	10
3.2. RISPOSTA SISMICA	11
3.2.1. Categorie di sottosuolo	12
3.2.2. Condizioni topografiche	13
3.2.3. Spettri di risposta	13
4. MODELLO GEOLOGICO	21
4.1. LITOSTRATIGRAFIA	22
4.2. MODELLO GEOTECNICO	28
5. ANALISI DEI CARICHI	30
5.1. Carichi Permanenti	31
5.1.1. Peso proprio dei Moduli Fotovoltaici <i>gk1</i>	31
5.1.2. Carico neve	31
5.1.3. Azione del vento	33
6. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO ISOLATO	39
7. CONCLUSIONI	42

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è quello di riassumere le principali risultanze dello studio geologico svolto e di illustrare il modello preliminare geotecnico del terreno per l'impianto fotovoltaico a terra comprensivo delle opere di connessione, proposto da Luminora La feudale S.r.l nei comuni di Manfredonia (FG), San Giovanni Rotondo (FG) e San Marco in Lamis (FG).

La normativa di riferimento è la seguente:

- Decreto 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

Verranno inoltre, riassunte le principali risultanze dello studio geologico svolto e verrà esposto il modello geotecnico adottato per le verifiche.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'area oggetto di studio è caratterizzata da un contesto geodinamico con tre grandi unità: le Unità dell'Avampaese Apulo, le Unità della Catena Appenninica e le Unità delle Fossa Bradanica. Le unità dell'Avampaese rappresentano le aree in cui la deformazione tettonica è minima ed è limitata a blande ondulazioni e con faglie dirette, non attive. Le Unità della Fossa Bradanica rappresentano i prodotti di riempimento della struttura a truogolo che si forma fra i lembi indeformati e le falde in accavallamento dell'Appennino, che rappresentano le unità deformate in progressivo sollevamento e in erosione della Catena. Di seguito si riporta uno schema tettonico e una sezione tettonostratigrafica di riferimento per l'area in oggetto (Tropeano et alii, 2002), dalle quali si può evincere la correlazione geometrica esistente fra i vari domini strutturali. Le aree del Gargano e delle Murge, caratterizzati prevalentemente da chimismo carbonatico, rappresentano l'Avampaese Apulo, relativamente indeformato e sono fra loro tettonicamente separate da due lineamenti tettonici che ribassano la parte centrale del Tavoliere delle Puglie, rappresentate dalla Linea del Cervaro a nord e dalla Linea del Vulture a sud, che fisiograficamente corrisponde alla Valle dell'Ofanto. La parte centrale della depressione strutturale è occupata dal bacino del fiume Carapelle. I depositi della Fossa Bradanica sono di natura sia continentale sia marina, ma con una netta prevalenza dei termini di natura continentale (Sintemi di natura alluvionale), mentre i termini di origine marina sono presenti in profondità, con la Formazione delle Argille Sub-Appennine, con uno spessore che può superare i 1500 m, come mostrato dai dati di perforazione di pozzi di produzione di metano. Le argille mostrano un assetto monoclinale inclinato da 15° a 5°, in

diminuzione verso est e poggiano sulle Unità Apule.

Le Unità Pleistoceniche della Fossa Bradanica sono rappresentate dalle seguenti unità tettonostratigrafiche principali:

- Argille Sub-Appennine
- Supersistema del Tavoliere di Puglia
 - Sintema di Lucera
 - Sintema di Cava Petrilli
 - Sintema di Vigna Bocola
 - Sintema di Masseria la Motticella
 - Sintema di Foggia
 - Sintema di Motta del Lupo
 - Sintema di Masseria Finamondo
 - Sintema dei Torrenti Carapelle e Cervaro

Molti dei sintemi vengo ulteriormente suddivisi in sub-sintemi; nel capitolo dedicato alle caratteristiche geolitologiche verranno descritte in dettaglio anche le unità secondarie di riferimento.

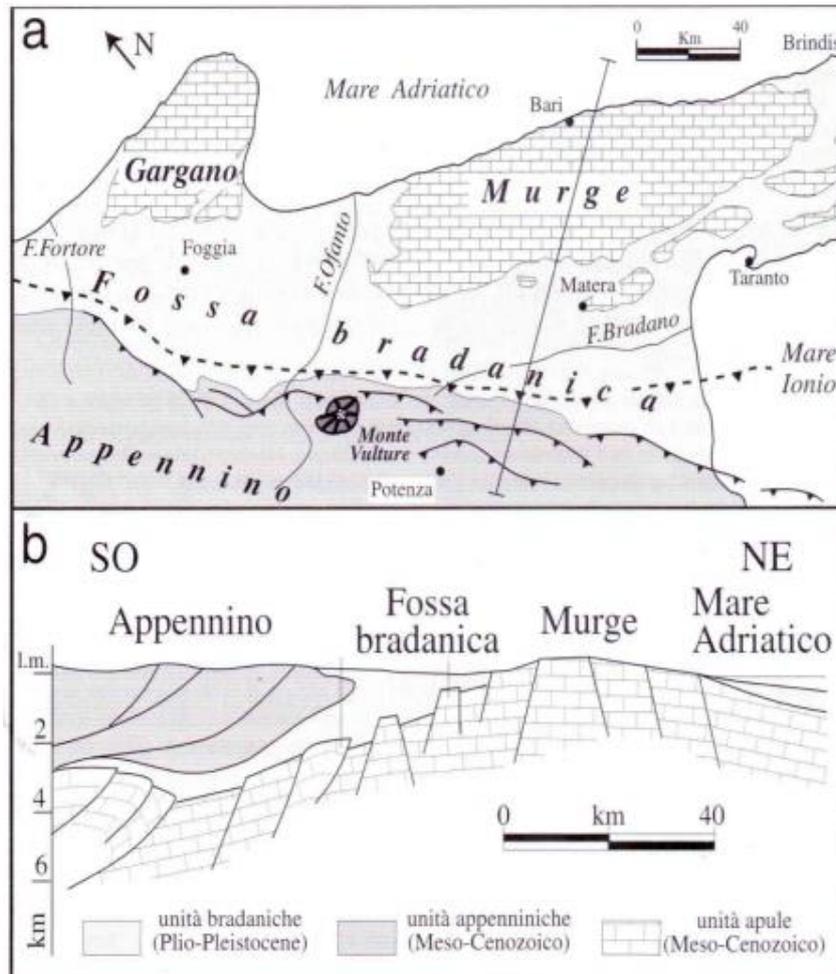


Figura 1: Schema strutturale generale dell'area (Tropeano et alii, 2002)

Nella cartografia geologica attualmente disponibile, ovvero la Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, l'area ricade nel Foglio 164 "Foggia". Di seguito si riporta una *sketch-map* tratta dalla cartografia CarG, nel quale viene mostrato l'assetto stratigrafico-strutturale, riferito al foglio 408 "Foggia", al di fuori dell'area di studio, che ricade nell'adiacente foglio 409 Zapponeta. L'area è ubicata nella pianura del Tavoliere, rappresenta dal punto di vista geologico-strutturale una porzione dell'Avanfossa Appenninica. Vi sono anche indicate anche le principali strutture tettoniche trasversali sepolte.

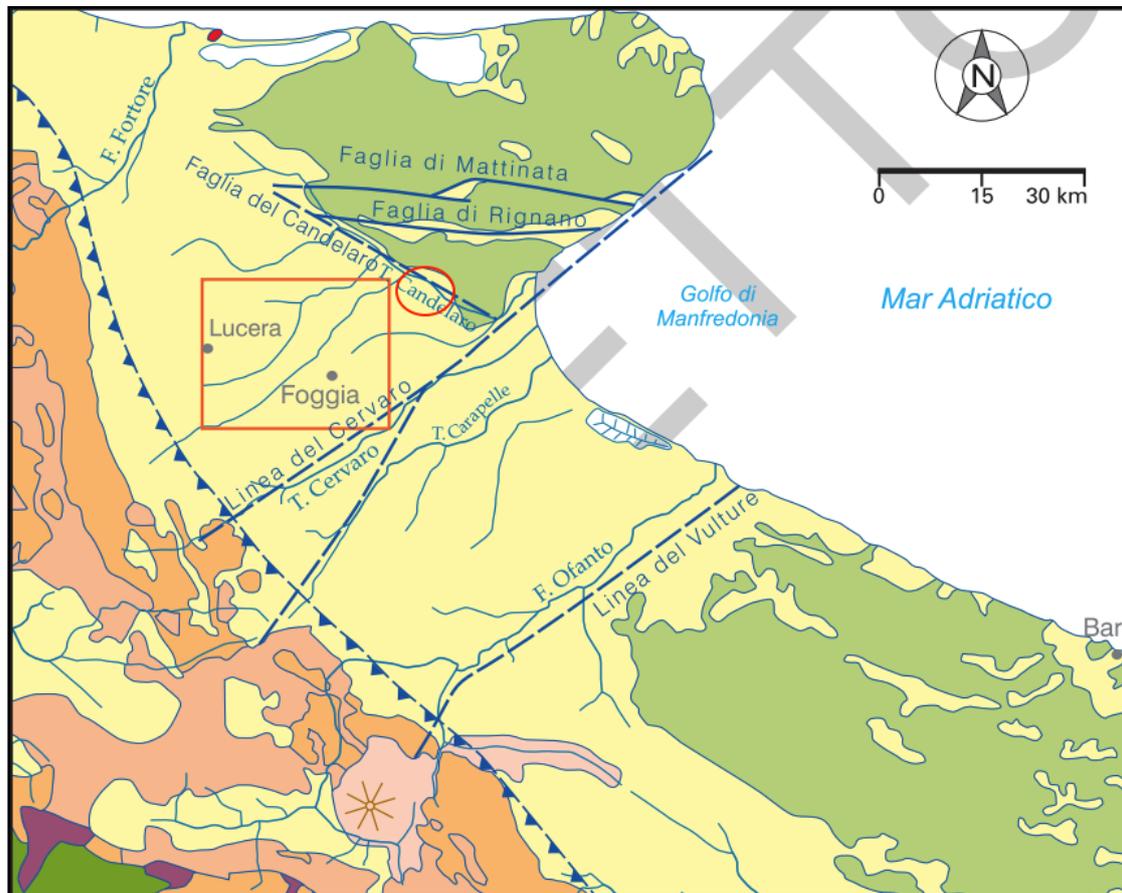


Figura 2: Schema delle unità tettonostratigrafiche (ISPRA-Progetto CarG)

2.1. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE

L'area di progetto ricade per intero nel Tavoliere delle Puglie, caratterizzata da vaste spianate e da una serie di rilievi poco elevati. Si tratta delle colline di Lucera (circa 220 m s.l.m), Monte Croce (279 m s.l.m) e Montedoro (253m s.l.m) i cui versanti orientali degradano verso la piana di Foggia e fino al fondo valle del T. Candelaro (circa 40 m s.l.m) (Prog.CARG note illustrative foglio Foggia 408). Nell'area del Foglio 164 Foggia della Carta Geologica D'Italia 1:100000 sono distinguibili due

zone dove l'azione modellatrice delle forze esogene ha risentito delle diverse situazioni geologiche. L'area è solcata da tre importanti torrenti: il Candelaro, il Cervaro e il Carapelle e da una rete di tributari che hanno spesso un deflusso esclusivamente stagionale. La zona di progetto ricade a destra idrografica del T. Candelaro e la morfologia è formata da vaste pianure inclinate debolmente verso il mare. Tale pendenza, molto probabilmente, può essere riconducibile alla superficie di regressione del mare pleistocenico e dei depositi fluviali che su essa si sono adagiati. Il T. Candelaro scorre al piede del Gargano, mostrando un profilo longitudinale pressoché piano. Tale assetto ha favorito, nonostante le opere di regimazione e di canalizzazione, frequenti fenomeni di esondazione di vaste aree in occasione di eventi pluviometrici importanti e improvvisi (Prog.CARG note illustrative foglio Foggia 408). Le vaste opere di bonifica effettuate nell'area distale del Candelaro, vasta aree riempite da depositi di colmata.

Il reticolo idrografico del torrente Candelaro è condizionato in maniera molto evidente da un lineamento tettonico, che prende il nome di Faglia del Candelaro, e che conferisce al torrente una direzione di scorrimento nord-ovest – sud-est quasi ortogonale alle altre aste drenanti, che hanno direzione sud-ovest – nord-est. L'analisi dei principali elementi morfologici indica con chiarezza che questi sono connessi ai caratteri litostratigrafici e strutturali dell'area; la tipologia dei reticoli idrografici è infatti strettamente collegata ad effetti di importanti eventi geodinamici quali la recente strutturazione della fascia esterna dell'Appennino foggiano e del settore pedemontano del Tavoliere. Sono però le più recenti fasi erosivi-deposizionali che hanno determinato assetto morfologico e l'andamento generale del reticolo idrografico: queste fasi sono da porre in relazione anche ai movimenti relativi del livello marino le cui oscillazioni sono legate alle variazioni climatiche quaternarie (oscillazioni eustatiche). Ai periodi di *high stand* (stazionamento alto) dovuti alle fasi deposizionali dei sistemi alluvionali e *low stand* (stazionamento basso) quelli erosivi (Prog.CARG note illustrative foglio Foggia 408), a causa della caduta del livello di base generale. La struttura stratigrafica e dei reticoli idrografici sono state condizionate sia dalle oscillazioni eustatiche e sia dal sollevamento del settore garganico e dell'Appennino. A nord dell'area è molto evidente la disarticolazione verticale della Faglia di Rignano, il cui piano è solcato da una serie di conoidi che si riversano a sud in direzione del basso morfostrutturale del tavoliere.

A seguire si riportano stralci in ambiente GIS che esemplificano l'assetto altimetrico e le pendenze locali, espresse in gradi.

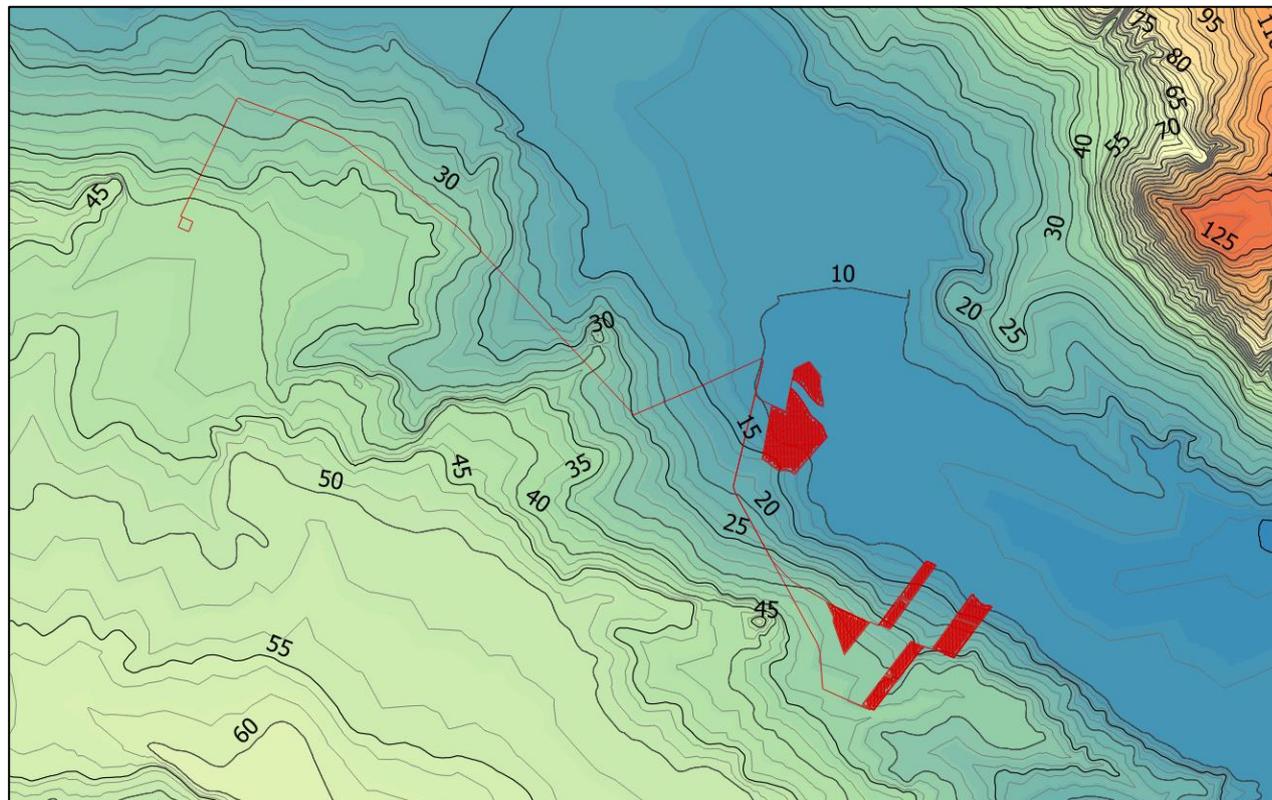


Figura 3: Modello Digitale di Elevazione con sovrapposizione delle curve di livello a equidistanze 2 m e principali a 5 m. I toni caldi indicano le aree elevate, i toni freddi le aree di fondovalle del torrente Candelaro.

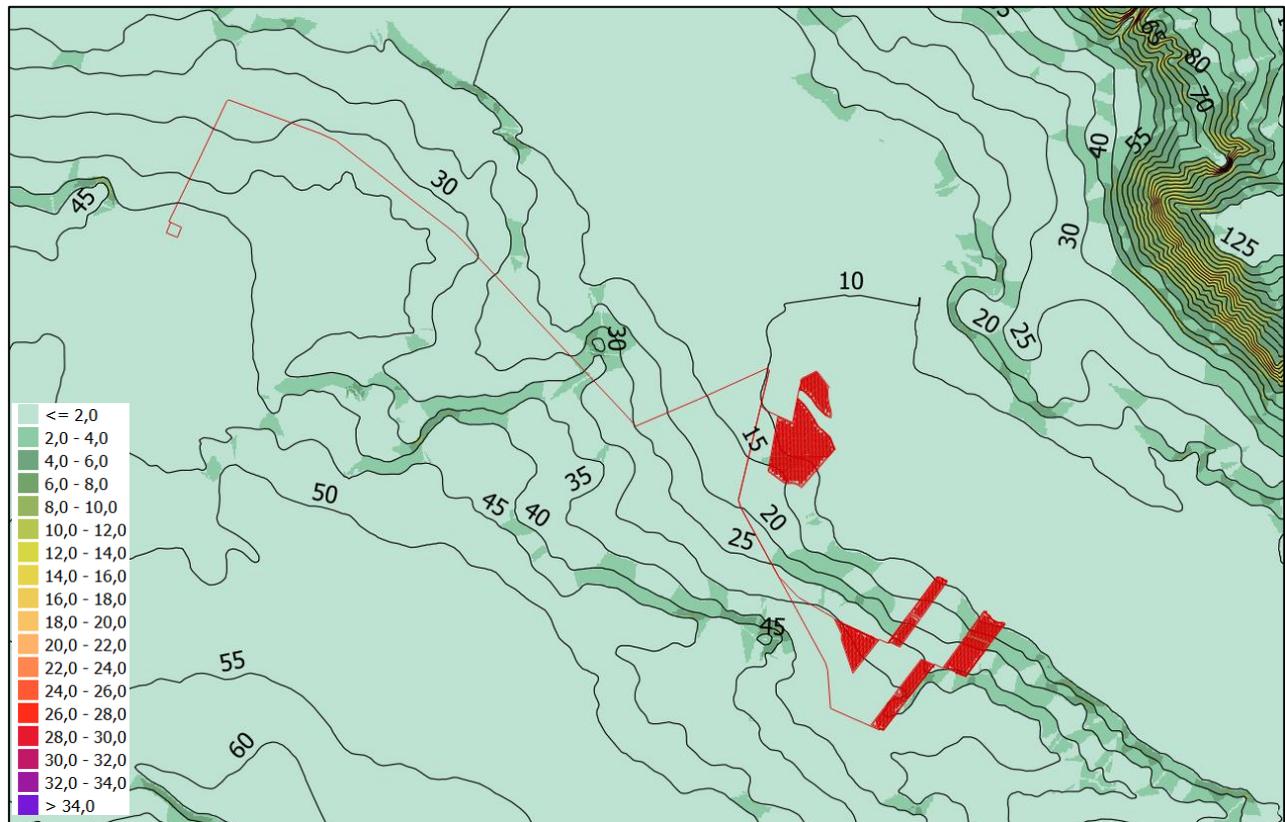


Figura 4: Carta delle pendenze (esprese in gradi) tratte dal modello di elevazione precedente.

3. ANALISI PERICOLOSITA' GEOLOGICHE

Per quanto attiene le pericolosità geologiche l'area risulta priva di fenomeni gravitativi a causa delle caratteristiche planoaltimetriche, prive di dislivelli significativi per l'instaurarsi di fenomeni gravitativi. Le condizioni geotecniche possono incidere sulle scelte di progetto in termini di tipologia di fondazione, ma non rappresentano una pericolosità geologica. La pericolosità legata alla probabilità di fagliazione superficiale della frana è valutabile attraverso le relazioni di Wells & Coppersmith (1994), che legano la probabilità di fagliazione superficiale alla distanza dalla sorgente sismogenica attiva, alla posizione su *hanging-wall* o *foot-wall* dell'area, alla cinematica della faglia e alla magnitudo massima del sisma. Il segmento di faglia più prossimo è posto a circa 1,5 km dal punto più prossimo del futuro è la Rignano Garganico – Candelaro, cui non è associata una magnitudo, ma che rientra nel sistema sismogenico complesso dell'area Sud-Garganica, cui viene attribuita una magnitudo 6,4. Date le condizioni la probabilità di fagliazione cosismica nell'area di progetto è nulla, poiché la probabilità è negativa e perde di significato fisico.

La pericolosità geologica effettiva del sito è legata esclusivamente al rischio di esondazione, che interessa alcune aree, che saranno escluse dall'intervento di progetto, così come risultano perimetrate nel paragrafo dedicato alla vincolistica relativa al PAI.

3.1. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Valutazioni circa la possibilità o meno di sviluppo di fenomeni di liquefazione durante eventuali attività sismiche vanno svolte in presenza di terreni granulari, con fuso granulometrico a dominanza sabbiosa e in condizioni sature. La liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo, durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno, fino a comportare uno scorrimento del terreno come fosse un liquido.

L'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018), così come già indicato nelle NTC 2008, indica che le verifiche alla liquefazione per le opere possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero inferiori a $0.1g$;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e per strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 23(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Figura 23(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

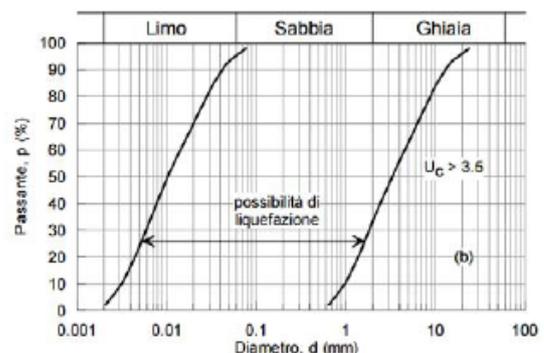
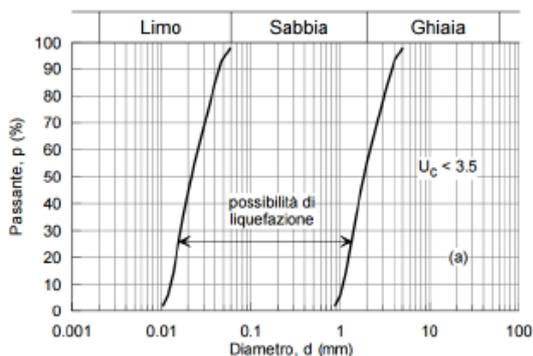


Figura 5 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ai sensi delle NTC

Le indagini geognostiche eseguite hanno permesso di verificare la presenza di litotipi a carattere prevalentemente coesivo, con fuso granulometrico dominante a carattere limoso-argilloso; inoltre le prove penetrometriche hanno escluso la presenza della falda fino alla massima profondità di indagine (9 m circa). Il fattore granulometrico e l'assenza di falda fanno sì che la probabilità di liquefazione sia nulla.

3.2. RISPOSTA SISMICA

In base alle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 si definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono, quindi, i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

In particolare, le azioni sismiche di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La definizione di "pericolosità sismica di base" è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima prevista su substrato di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (bedrock, suolo A), nonché in ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione in essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_vR , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della suddetta normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_vR , a partire dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

La pericolosità sismica di base stabilita ([Modello di pericolosità sismica MPS04 \(ingv.it\)](#)) indica che il territorio fra Manfredonia e San Giovanni Rotondo in corrispondenza dell'area di progetto

possiede accelerazione sismica su substrato di riferimento (bedrock, suolo A) compreso tra 0,200 e 0,225 g.

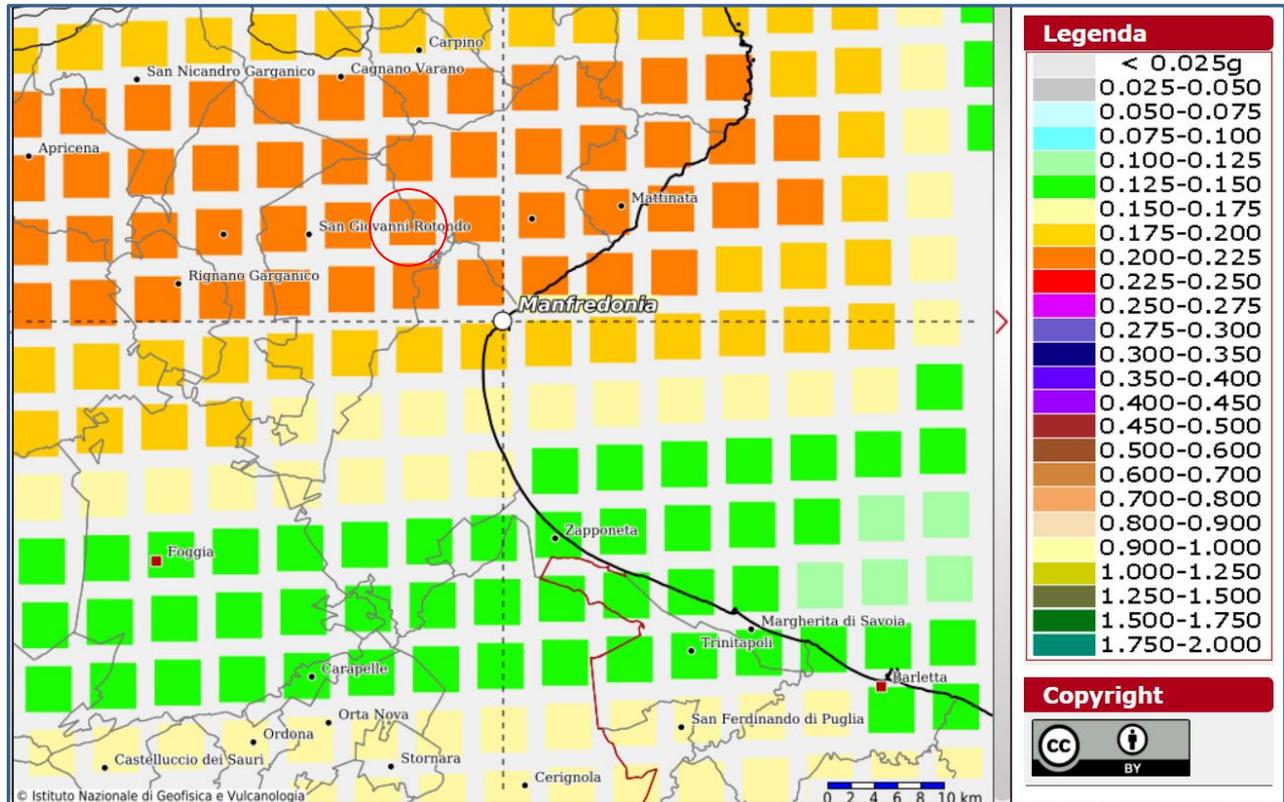


Figura 6: Valori di accelerazioni al bedrock ([Modello di pericolosità sismica MPS04 \(ingv.it\)](http://Modello di pericolosità sismica MPS04 (ingv.it))).

3.2.1. Categorie di sottosuolo

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si valuta l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, si fa riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche. La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,eq}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, che è definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = h / \sum h_i / V_{S,i} \quad (\text{m/sec})$$

Con $i = 1, N$

Nella precedente espressione si indica con:

h_i spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso al di sopra del *bedrock*;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi sopra il *bedrock*.

Se il *bedrock* è posto al di sotto dei 30 m al parametro h si attribuisce il valore 30.

La categoria di sottosuolo di fondazione deve essere attribuita sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche.

La categoria di suolo di fondazione è attribuita sulla scorta delle indagini geofisiche che sono state effettuate; sono state realizzate n°3 stendimenti MASW nelle 6 aree di cui è composto l'impianto, che hanno fornito velocità delle onde di taglio variabili fra 475,1 e 496 m/s, ovvero tutte riferibili alla categoria di suolo **B**. Tale categoria può essere quindi utilizzata per tutte le aree.

3.2.2. Condizioni topografiche

L'area di progetto è posta su versante di bassa e a tratti nulla acclività, per cui la categoria topografica è la T1: "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "; tale affermazione è valida per tutte le aree di impianto.

3.2.3. Spettri di risposta

Sulla base di quanto definito dalle indagini geofisiche (categoria di suolo di fondazione) e sulla base della pericolosità sismica di base stabilita dalle norme, vengono di seguito definiti gli spettri elastici per i vari stati limite, sia in formato grafico sia in termini numerici e formato tabellare. Le coordinate di riferimento per il calcolo dei parametri di base sono riferite alla verticale geofisica M1, circa baricentrale rispetto all'intero impianto.

Coordinate di riferimento ED50: Lat 41,549268 - Lng 15,746195

Categoria di suolo di fondazione B

Categoria topografica T1

A seguire si riportano gli spettri di risposta per tutti gli stati limite.

Stato limite SLC

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

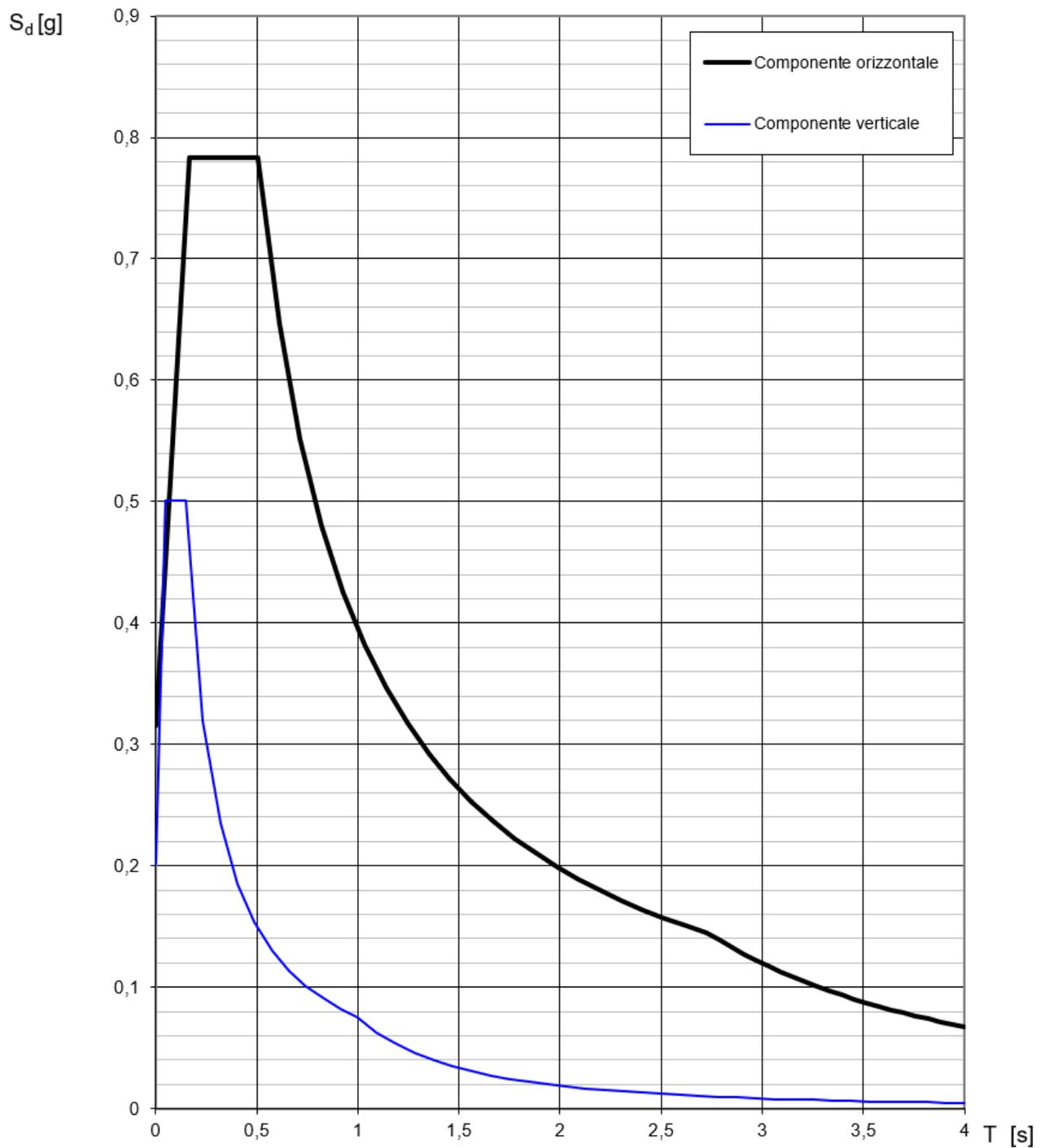


Figura 7: Spettro di risposta Stato limite SLC in forma grafica

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,282 g
F_o	2,480
T_C	0,378 s
S_s	1,121
C_C	1,337
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,121
η	1,000
T_B	0,168 s
T_C	0,505 s
T_D	2,727 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,316
$T_B \leftarrow$	0,168	0,783
$T_C \leftarrow$	0,505	0,783
	0,610	0,647
	0,716	0,552
	0,822	0,481
	0,928	0,426
	1,034	0,382
	1,140	0,347
	1,245	0,317
	1,351	0,292
	1,457	0,271
	1,563	0,253
	1,669	0,237
	1,774	0,223
	1,880	0,210
	1,986	0,199
	2,092	0,189
	2,198	0,180
	2,303	0,172
	2,409	0,164
	2,515	0,157
	2,621	0,151
$T_D \leftarrow$	2,727	0,145
	2,787	0,139
	2,848	0,133
	2,909	0,127
	2,969	0,122
	3,030	0,117
	3,091	0,113
	3,151	0,108
	3,212	0,104
	3,272	0,101
	3,333	0,097
	3,394	0,094
	3,454	0,090
	3,515	0,087
	3,576	0,084
	3,636	0,081
	3,697	0,079
	3,757	0,076
	3,818	0,074
	3,879	0,072
	3,939	0,069
	4,000	0,067

Figura 8: Spettro di risposta Stato limite SLC in forma tabellare

Stato limite SLV

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

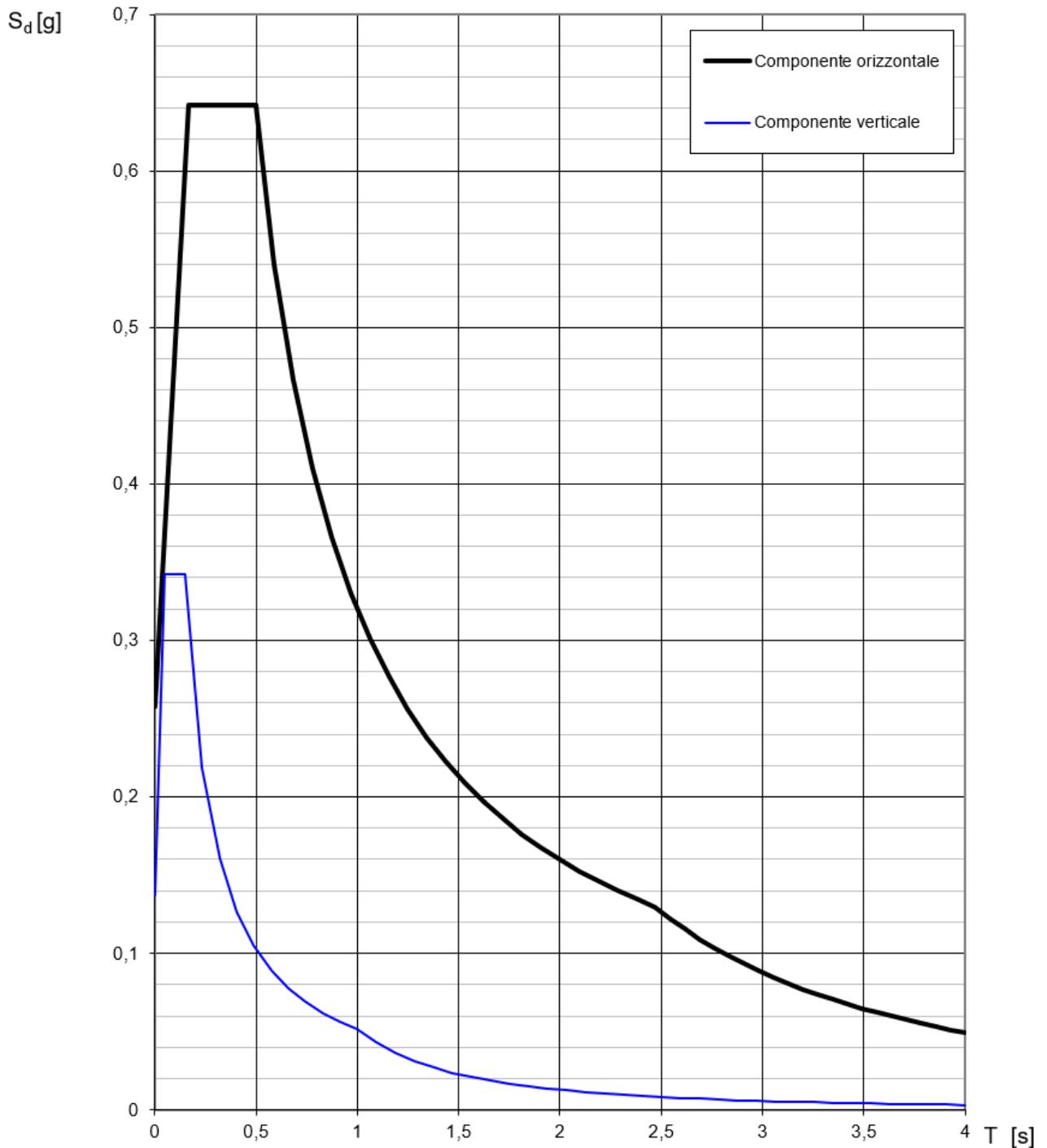


Figura 9: Spettro di risposta Stato limite SLV in forma grafica

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,218 g
F_o	2,494
T_C^*	0,371 s
S_S	1,183
C_C	1,341
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,183
η	1,000
T_B	0,166 s
T_C	0,498 s
T_D	2,471 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,258
$T_B \leftarrow$	0,166	0,642
$T_C \leftarrow$	0,498	0,642
	0,592	0,540
	0,686	0,466
	0,780	0,410
	0,874	0,366
	0,968	0,330
	1,061	0,301
	1,155	0,277
	1,249	0,256
	1,343	0,238
	1,437	0,222
	1,531	0,209
	1,625	0,197
	1,719	0,186
	1,813	0,176
	1,907	0,168
	2,001	0,160
	2,095	0,153
	2,189	0,146
	2,283	0,140
	2,377	0,134
$T_D \leftarrow$	2,471	0,129
	2,544	0,122
	2,617	0,115
	2,689	0,109
	2,762	0,104
	2,835	0,098
	2,908	0,093
	2,981	0,089
	3,053	0,085
	3,126	0,081
	3,199	0,077
	3,272	0,074
	3,345	0,071
	3,418	0,068
	3,490	0,065
	3,563	0,062
	3,636	0,060
	3,709	0,057
	3,782	0,055
	3,854	0,053
	3,927	0,051
	4,000	0,049

Figura 10: Spettro di risposta Stato limite SLV in forma tabellare

Stato limite SLD

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

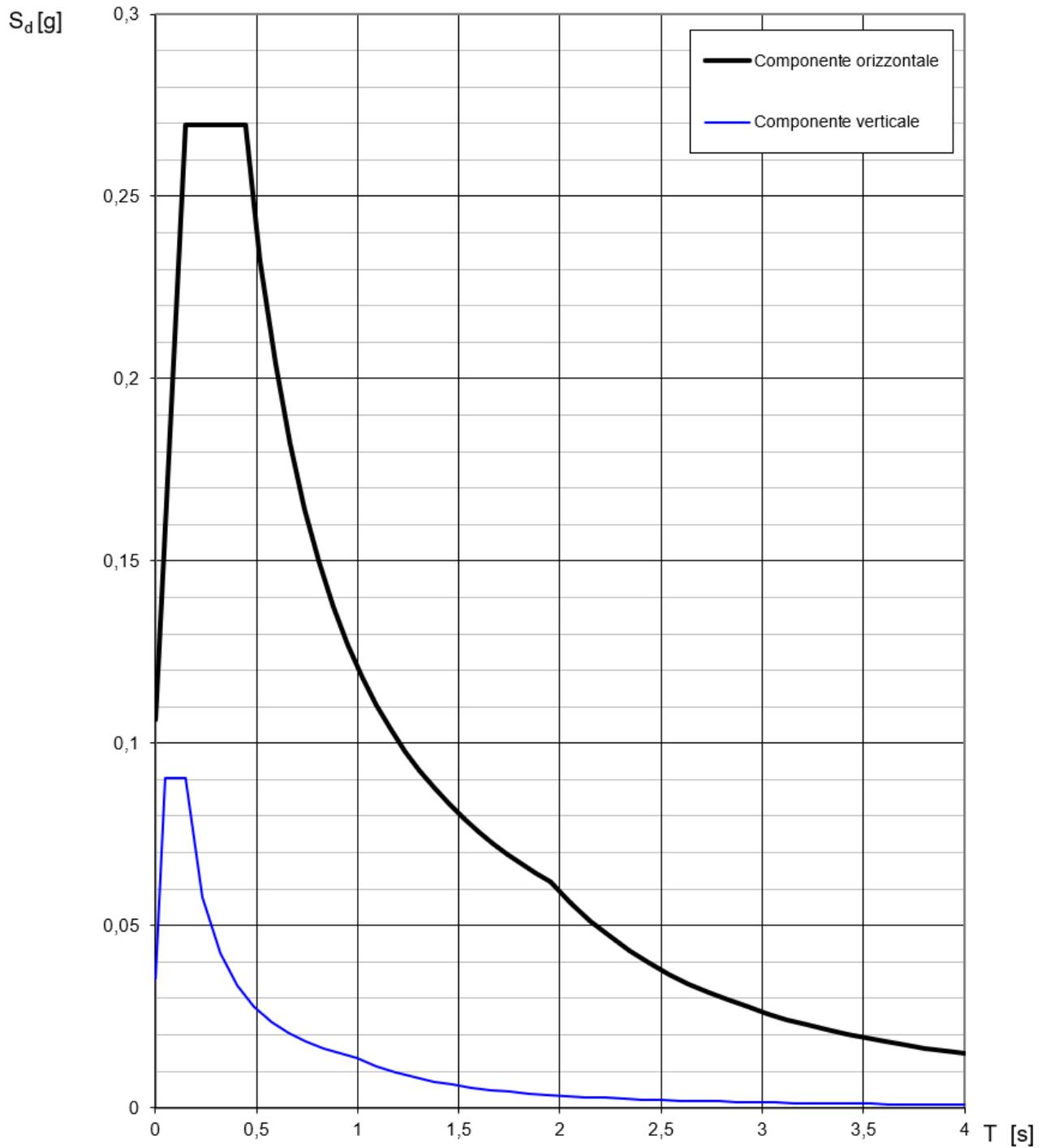


Figura 11: Spettro di risposta Stato limite SLD in forma grafica

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,089 g
F_o	2,533
T_C^*	0,326 s
S_S	1,200
C_C	1,376
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,150 s
T_C	0,449 s
T_D	1,955 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,106
$T_B \leftarrow$	0,150	0,270
$T_C \leftarrow$	0,449	0,270
	0,520	0,232
	0,592	0,204
	0,664	0,182
	0,736	0,164
	0,807	0,150
	0,879	0,138
	0,951	0,127
	1,022	0,118
	1,094	0,111
	1,166	0,104
	1,238	0,098
	1,309	0,092
	1,381	0,088
	1,453	0,083
	1,525	0,079
	1,596	0,076
	1,668	0,073
	1,740	0,070
	1,811	0,067
	1,883	0,064
$T_D \leftarrow$	1,955	0,062
	2,052	0,056
	2,150	0,051
	2,247	0,047
	2,344	0,043
	2,442	0,040
	2,539	0,037
	2,637	0,034
	2,734	0,032
	2,831	0,029
	2,929	0,028
	3,026	0,026
	3,123	0,024
	3,221	0,023
	3,318	0,021
	3,416	0,020
	3,513	0,019
	3,610	0,018
	3,708	0,017
	3,805	0,016
	3,903	0,016
	4,000	0,015

Figura 12: Spettro di risposta Stato limite SLD in forma tabellare

Stato limite SLO

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

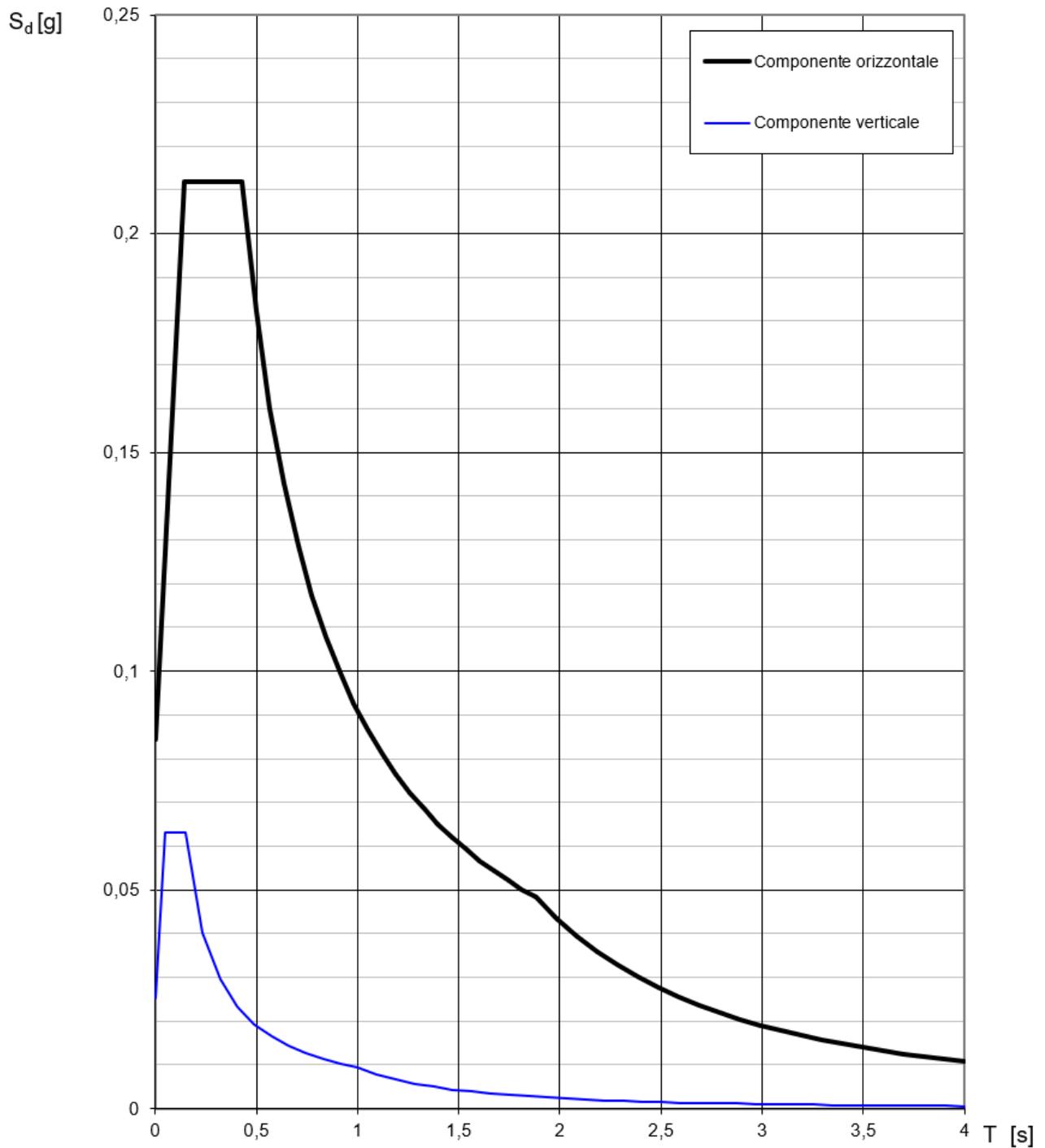


Figura 13: Spettro di risposta Stato limite SLO in forma grafica

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,070 g
F_o	2,512
T_C^*	0,308 s
S_S	1,200
C_C	1,392
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,143 s
T_C	0,429 s
T_D	1,881 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,084
$T_B \leftarrow$	0,143	0,212
$T_C \leftarrow$	0,429	0,212
	0,498	0,182
	0,567	0,160
	0,636	0,143
	0,706	0,129
	0,775	0,117
	0,844	0,108
	0,913	0,100
	0,982	0,093
	1,051	0,086
	1,120	0,081
	1,190	0,076
	1,259	0,072
	1,328	0,068
	1,397	0,065
	1,466	0,062
	1,535	0,059
	1,605	0,057
	1,674	0,054
	1,743	0,052
	1,812	0,050
$T_D \leftarrow$	1,881	0,048
	1,982	0,044
	2,083	0,039
	2,184	0,036
	2,285	0,033
	2,386	0,030
	2,487	0,028
	2,587	0,026
	2,688	0,024
	2,789	0,022
	2,890	0,020
	2,991	0,019
	3,092	0,018
	3,193	0,017
	3,294	0,016
	3,395	0,015
	3,496	0,014
	3,596	0,013
	3,697	0,013
	3,798	0,012
	3,899	0,011
	4,000	0,011

Figura 14: Spettro di risposta Stato limite SLO in forma tabellare

4. MODELLO GEOLOGICO

4.1. LITOSTRATIGRAFIA

L'orizzonte superficiale è costituito da una coltre agraria di spessore circa 80-100 cm, molto rimaneggiata e con arricchimento in materia organica. Tale orizzonte è da considerare ubiquo e indipendente dalla litologia sottostante ed è caratterizzato da una granulometria sostanzialmente eterogenea, con granulometria molto variabile. Al di sotto della coltre agraria i terreni e quindi la colonna litostratigrafica hanno caratteristiche differenti in funzione della posizione territoriale: il settore nord dell'area, corrispondente alla zona di pertinenza dell'alveo del torrente Candelaro sono piuttosto eterogenei, con alternanza di argille, sabbie e silt (Sintema di Masseria Inacquata). L'area più a sud è invece caratterizzata da sabbie con concrezioni calcaree, silt argillosi e argille ocracee (sub-Sintema di Amendola). Vi è poi una fascia nastriforme in planimetria costituita da sabbie fini grigio-giallastre alternate a terreni di tipo pelitico. In definitiva tutte le litologie presenti sono caratterizzate da una forte eterogeneità granulometrica, ma con netta prevalenza di termini a carattere coesivo.

Le indagini geognostiche hanno permesso di verificare l'esistenza di tali eterogeneità, individuando da 5 a 6 orizzonti geotecnicamente significativi fino a circa 7-8 m di profondità. Data l'eterogeneità spaziale risulta conveniente suddividere le aree di impianto, che di per sé si presentano separate, valutando le singole indagini geognostiche presenti.

Le Argille Sub-Appennine sono troppo profonde e non hanno interesse progettuale.

L'area più a nord, che per comodità espositiva chiameremo "Area A", è stata caratterizzata per mezzo della MASW 2 e della penetrometrica 2. Nella figura di seguito si riportano entrambe le indagini eseguite, scalate in maniera tale da sovrapporle per raffronto. Si nota un parziale accordo, con l'orizzonte superficiale chiaramente individuabile in entrambe le indagini e un aumento sensibile delle caratteristiche di rigidità a partire da 6-7 m.

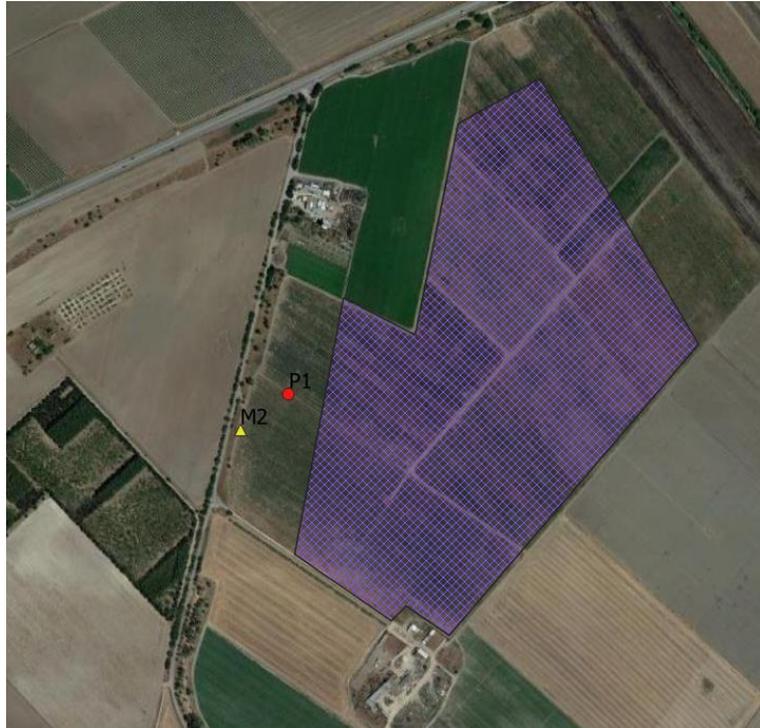


Figura 15: Ubicazione indagini area A.

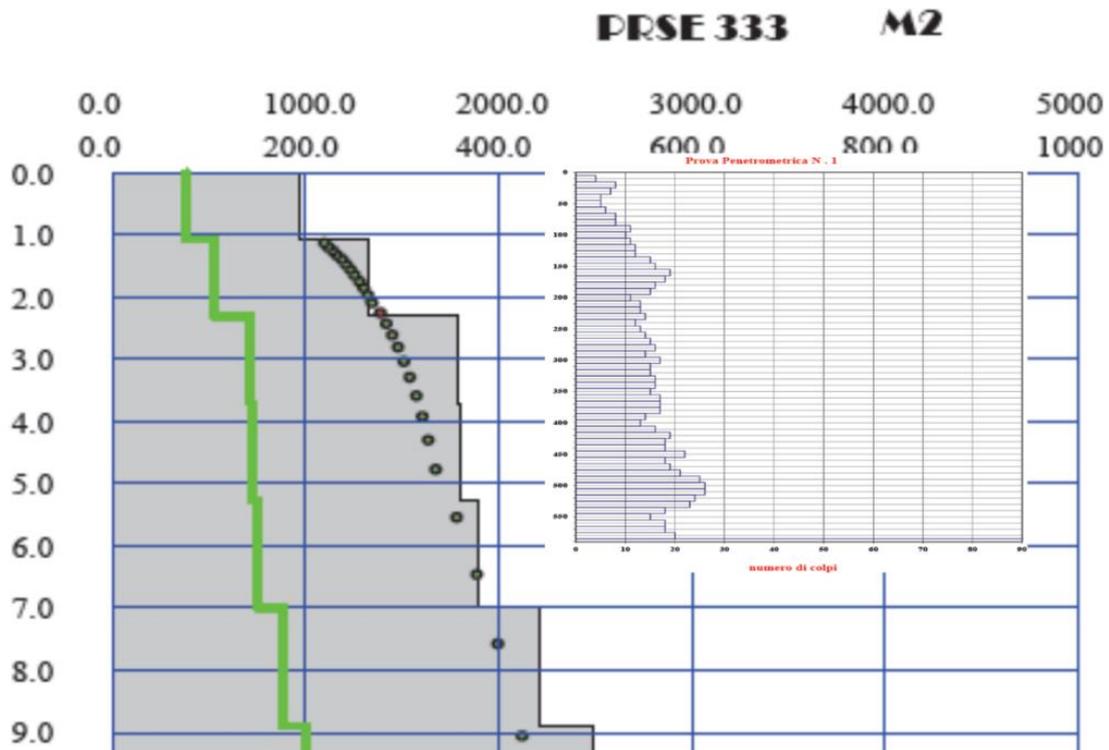


Figura 16: Confronto fra profilo MASW e prove penetrometrica; si nota un accordo parziale fra le indagini.

Per l'area B è disponibile la prova N.2, di cui si riporta l'andamento dei colpi con la profondità. Risulta di particolare rilevanza l'orizzonte a bassa resistenza presente fra circa 1,5 e circa 3,5 m, a carattere limo-argilloso, probabilmente con un discreto grado di umidità naturale, mentre al di sopra di esso l'orizzonte agrario presenta maggior resistenza a causa del disseccamento superficiale e/o della presenza di una frazione medio-grossolana. A partire da circa 3,5 m la resistenza aumenta in maniera significativa, subendo un calo verso i 6,5 m, per poi aumentare repentinamente intorno a circa 7 m, al raggiungimento di un orizzonte decisamente molto più compatto, che nelle MASW corrisponde al gradino che oltrepassa i 500 m/s circa.

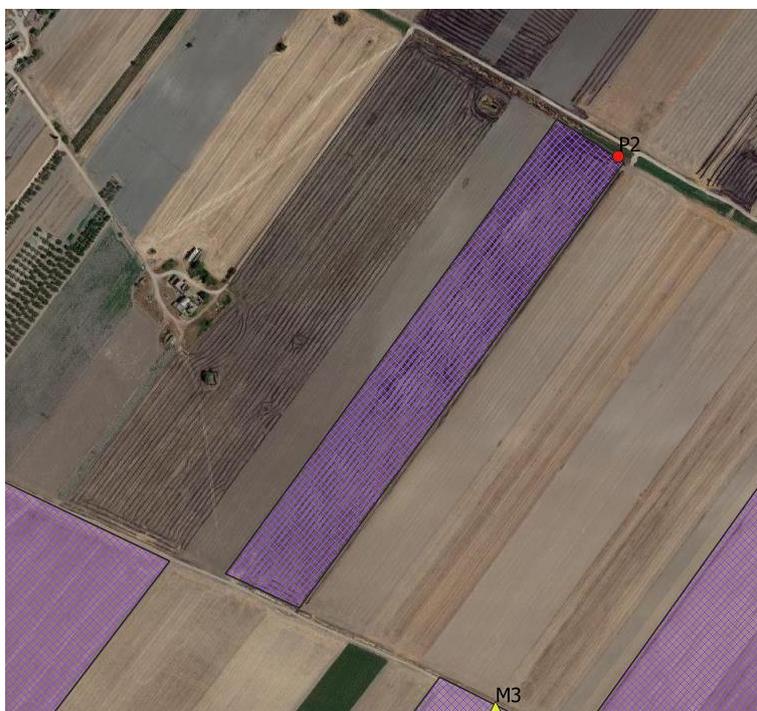


Figura 17: ubicazione indagini area B

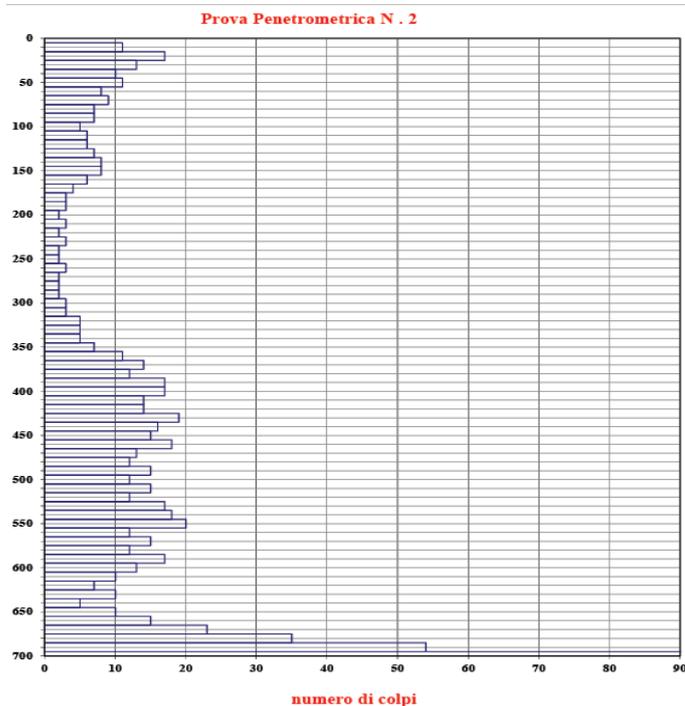


Figura 18: andamento dei colpi della prova n.2.

L'area C è ubicata immediatamente a sud dell'area B e anch'essa usufruisce di n°1 prova penetrometrica dinamica continua (la N.3).

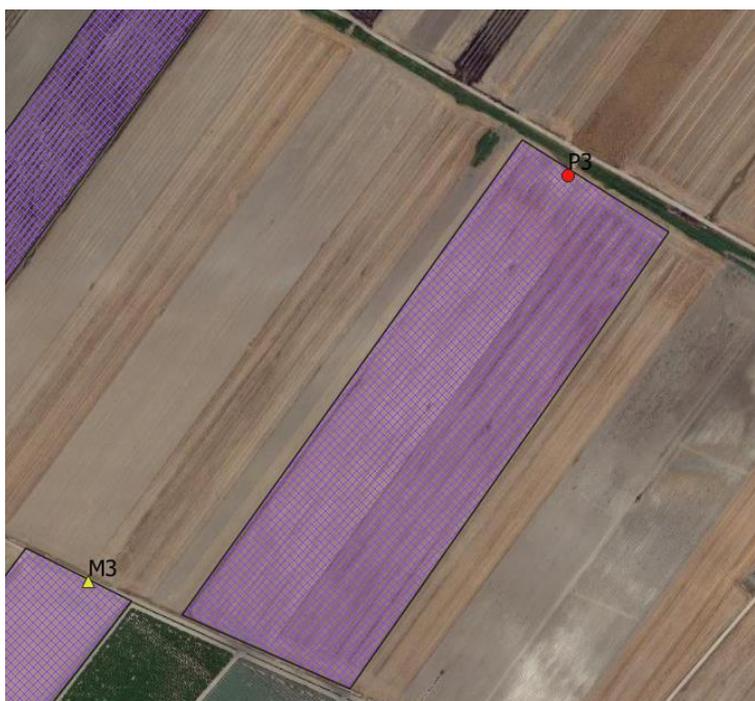
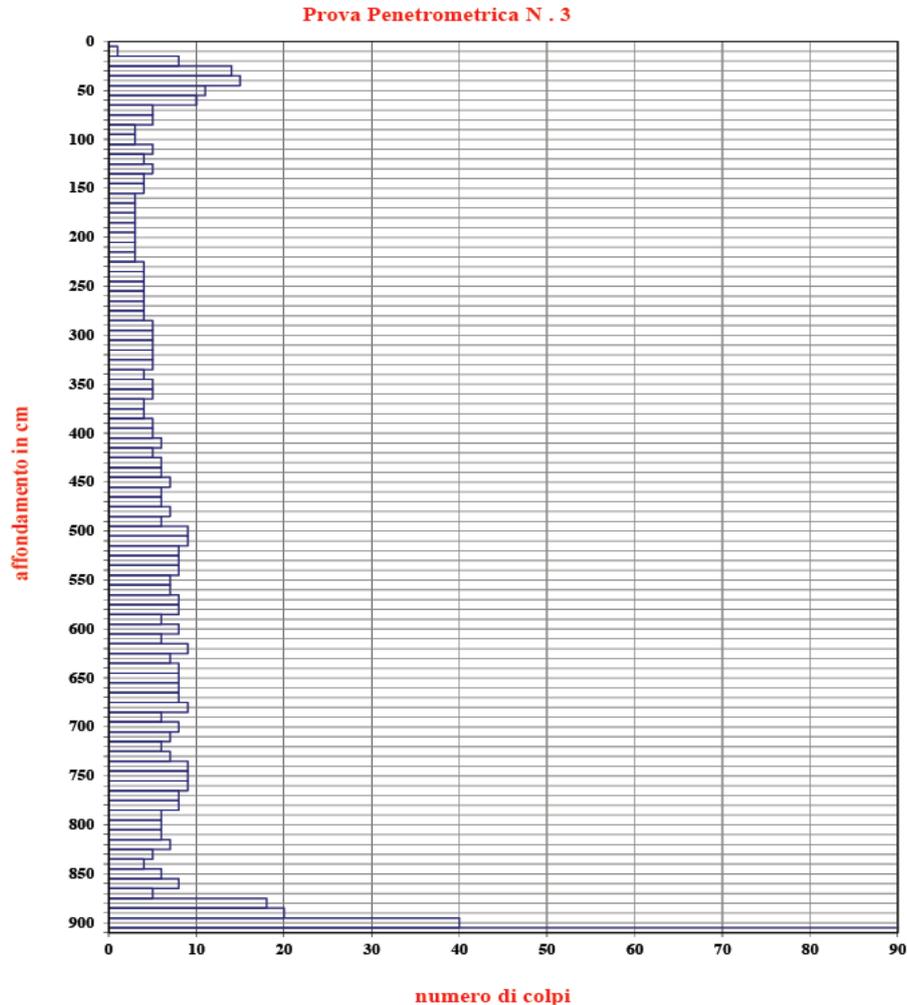


Figura 19: ubicazione indagine Area C.

La prova N.3 mostra un assetto sostanzialmente omogeneo e costante, con un orizzonte agrario

disseccato di resistenza moderata, cui segue un orizzonte piuttosto spesso, fino a circa 8,5 m, costituito da argille e limi di consistenza da bassa a moderata. Al di sotto degli 8,5 m si assiste a un repentino aumento della resistenza, in analogia alle precedenti prove penetrometriche.



L'area denominata D è stata caratterizzata unicamente attraverso lo stendimento MASW M1, per cui non è disponibile il modello geologico di dettaglio. Sostanzialmente può essere proposto un modello a 3 strati significativi, corrispondenti all'orizzonte agrario superficiale (fino a circa 1 m), ad un orizzonte a carattere coesivo con velocità delle onde di taglio crescenti in maniera grosso modo costante fino a circa 9 m, e un terzo orizzonte a velocità delle onde di taglio costante, nel quale non si assiste all'usuale aumento della rigidità sismica all'aumentare della tensione litostatica.



Figura 20: Ubicazione Area D e relativa indagine MASW.

L'area denominata E è stata caratterizzata anch'essa unicamente per mezzo di profilo MASW (M3).

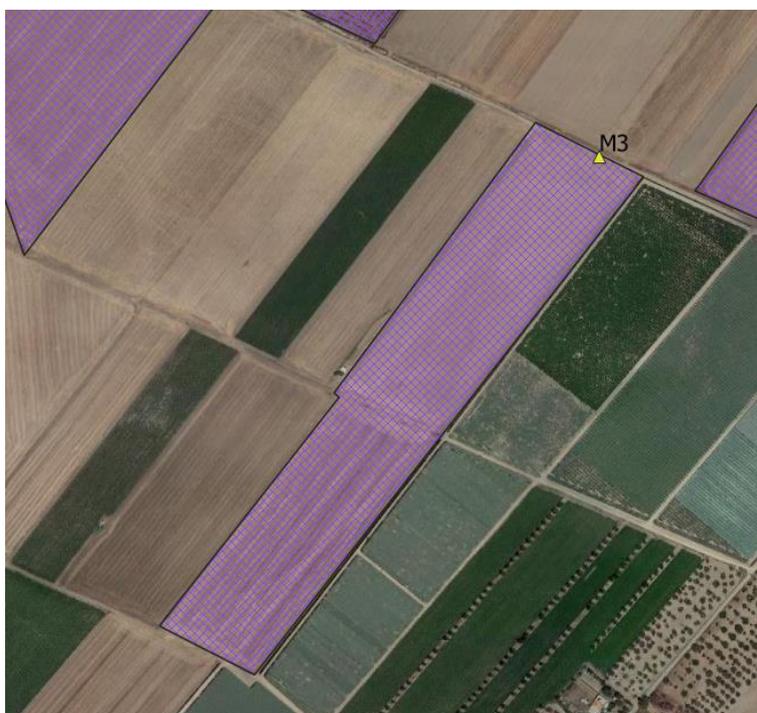


Figura 21: Area E ed ubicazione indagine MASW M3.

Anche in questo caso possono essere distinti 3 strati significativi, corrispondenti all'orizzonte agrario (circa 1 m di spessore), a un orizzonte coesivo che migliora le sue caratteristiche di compattezza con la profondità (presente fino a circa 15,5 m), e un orizzonte profondo con

modestissimi aumenti di rigidità sismica all'aumentare della tensione litostatica.

4.2. MODELLO GEOTECNICO

Anche il modello geotecnico viene ricostruito per singola area, essendo le aree separate, così come pure differenti i risultati delle prove eseguite. Per le aree in cui è disponibile la prova penetrometrica essa costituirà il riferimento principale per la determinazione dei parametri geotecnici, mentre rappresenterà un utile riferimento per le aree in cui sono state realizzate solo indagini di tipo MASW.

Area A

Orizzonte	Da - a (m dal p.c.)	Descrizione	□□ □□□	c (kPa)	c _u (kPa)	□ kN/m ³	Modulo Edometrico (MPa)
1	0,0-0,8	Orizzonte agrario	27	12,2	10-25	17,0	5,8
2	0,8-4,0	Limi-argille	30	10,9	25-50	19,0	8,6
3	4,0-5,3	Limi-argille	33	10,1	50-75	20,0	10,7
4	5,3-5,9	Limi-argille	32	10,5	50-75	19,5	9,8
5	> 5,9	Limi-argille sovracconsolidati	35	20,0	75-100	21,0	20,0

Area B

Orizzonte	Da - a (m dal p.c.)	Descrizione	□□ □□□	c (kPa)	c _u (kPa)	□ kN/m ³	Modulo Edometrico (MPa)
1	0,0-0,5	Orizzonte agrario	30	11,2	25-50	18,0	8,0
2	0,5-1,5	Limi-argille	28	11,9	10-25	17,5	6,3
3	1,5-3,5	Limi-argille	25	12,8	10	18,0	4,9
4	3,5-6,5	Limi-argille	30	11,0	25-50	18,5	8,4
5	6,5-6,8	Limi-argille	34	9,0	75-100	20,0	14,5

6	> 6,8	Limi-argille sovracconsolidati	36	10,0	75-100	21,0	20,0
---	-------	-----------------------------------	----	------	--------	------	------

Area C

Orizzonte	Da - a (m dal p.c.)	Descrizione	□□ □□□	c (kPa)	c _u (kPa)	□ kN/m ³	Modulo Edometrico (MPa)
1	0,0-0,6	Orizzonte agrario	29	11,5	25-50	18,0	7,1
2	0,6-3,8	Limi-argille	26	12,6	10-25	18,0	5,2
3	3,8-8,7	Limi-argille	27	12,0	10-25	18,5	6,2
4	8,7-8,9	Limi-argille	33	9,6	50-75	19,5	12,6
5	> 8,9	Limi-argille sovracconsolidati	36	10,0	75-100	21,0	20,0

Area D

Orizzonte	Da - a (m dal p.c.)	Descrizione	□□ □□□	c (kPa)	c _u (kPa)	□ kN/m ³	Modulo Edometrico (MPa)
1	0,0-1,1	Orizzonte agrario	27	10,0	10-25	17,5	5,5
2	1,1-9,0	Limi-argille	30	10,9	25-50	19,0	8,6
3	9,0-30,0	Limi-argille sovracconsolidati	35	10,0	75-100	21,0	20,0

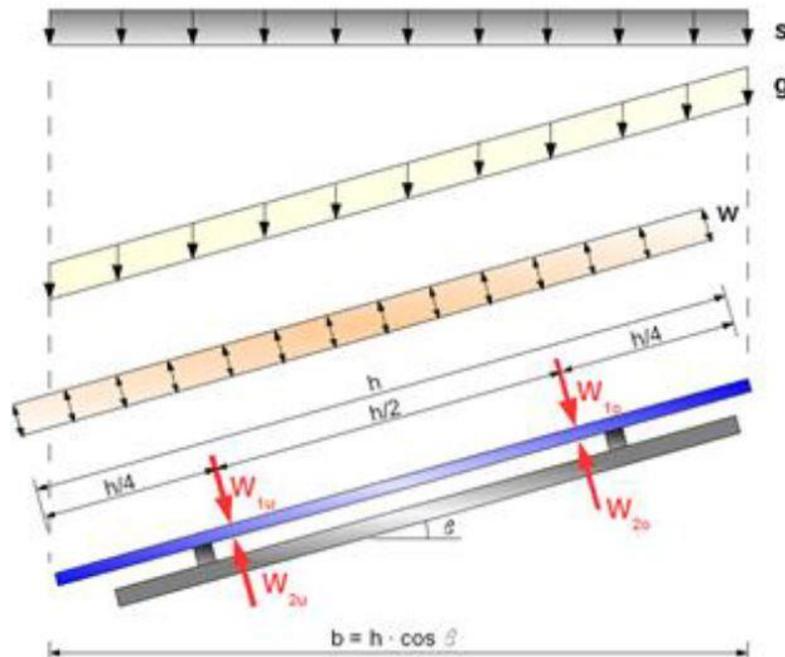
Area E

Orizzonte	Da - a	Descrizione	□□	c	c _u	□	Modulo Edometrico
-----------	--------	-------------	----	---	----------------	---	----------------------

	(m dal p.c.)		□□□	(kPa)	(kPa)	kN/m ³	(MPa)
1	0,0-1,1	Orizzonte agrario	27	10,0	10-25	17,5	5,8
2	1,1-5,3	Limi-argille	27	12,0	10-25	18,5	6,2
3	5,3-15,6	Limi-argille	30	10,9	25-50	19,0	8,6
4	15,6-30,0	Limi-argille sovracconsolidati	35	10,0	75-100	21,0	20,0

5. ANALISI DEI CARICHI

Le generiche azioni considerate per il dimensionamento degli elementi strutturali sono rappresentati nella seguente figura:



Ove:

β °: angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale

g [kN/m²] secondo certificazione del produttore

s [kN/m²] D.M. 17/01/2018

w [kN/m²] D.M. 17/01/2018

W [kN/m] D.M. 17/01/2018

5.1. Carichi Permanenti

5.1.1. Peso proprio dei Moduli Fotovoltaici g_{k1}

Il peso proprio del singolo modulo, come indicato nel paragrafo 1.2 della presente relazione, è stato ottenuto dal datasheet dei moduli fotovoltaici che saranno utilizzati nel progetto in esame.

MECHANICAL DATA

Solar Cells	Monocrystalline
No. of cells	120 cells
Module Dimensions	2172×1303×35 mm (85.51×51.30×1.38 inches)
Weight	30.9 kg (68.1 lb)
Glass	3.2 mm (0.13 inches), High Transmission, AR Coated Heat Strengthened Glass
Encapsulant material	EVA
Backsheet	White
Frame	35mm(1.38 inches) Anodized Aluminium Alloy
J-Box	IP 68 rated
Cables	Photovoltaic Technology Cable 4.0mm ² (0.006 inches ²), Portrait: 280/280 mm(11.02/11.02 inches) Landscape: 1400/1400 mm(55.12/55.12 inches)
Connector	MC4 EVO2 / TS4*

Si ha quindi che il peso proprio del singolo modulo è:

$$G_{k1} = 30,9 \text{ kg} = 30,9 \text{ daN}$$

Nel modello strutturale analizzato in PRO_SAP il peso dei moduli è stato considerato agente sui profili omega come carico distribuito, si esegue una distinzione tra i profili esterni, i quali ricevono il peso di un modulo, ed i profili interni sui quali è concentrato il carico di due moduli:

- $g_{k1} = \frac{30,9}{(217,2 \cdot 130,3)} = 0,0019 \text{ daN/cm}^2$
- $g_{k1_montanti_estremi} = 0,0019 \cdot \left(\frac{130,3}{2}\right) = 0,123 \text{ daN/cm}$
- $G_{k1_montanti_estremi} = 0,123 \cdot 60 = 7,38 \text{ daN}$
- $M_{k1_montanti_estremi} = 0,123 \cdot 60 \cdot \left(\frac{60}{2}\right) = 221,4 \text{ daN cm}$
- $g_{k1_montanti_interni} = 0,0019 \cdot 130,3 = 0,247 \text{ daN/cm}$
- $G_{k1_montanti_interni} = 0,247 \cdot 60 = 14,82 \text{ daN}$
- $M_{k1_montanti_interni} = 0,247 \cdot 60 \cdot \left(\frac{60}{2}\right) = 444,6 \text{ daN cm}$

5.1.2. Carico neve

L'azione della neve viene valutata in accordo al par. 3.4 delle vigenti norme tecniche per le costruzioni NTC2018; il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato quindi, secondo la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico

q_{sk} Valore di riferimento della neve al suolo

Tale parametro dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione. In assenza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, per località inferiori ai 1500 m.s.l.m. verrà calcolato in accordo a quanto descritto al par. 3.4.2. delle NTC18 per un tempo di ritorno $T_r=50$ anni.

Le strutture oggetto della presente relazione sono previste per l'impianto ubicato nel comune di Manfredonia e San Giovanni Rotondo (FG) pertanto in Zona 3 ed ad un'altezza sul livello del mare pari ad $a_s = 180$ m.s.l.m., pertanto:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

μ_i Coefficiente di forma della copertura

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale della stessa, nel caso in esame verrà considerato il caso di copertura a falda singola con inclinazione di 0° e di 60° .

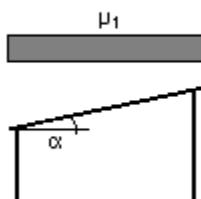


Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Pertanto:

- $\mu_1 (0^\circ) = 0,8$
- $\mu_1 (60^\circ) = 0,00$

C_E Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel caso in esame si assume un coefficiente di esposizione pari ad 0,9.

C_t è il coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve, a causa dello scioglimento della stessa, causato ad esempio dalla perdita di calore della struttura. Nel caso in esame la struttura non ha perdite di calore o sistemi di riscaldamento, pertanto il coefficiente termico è assunto pari ad 1.

Alla base di quanto descritto il carico neve risulta essere:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1,00 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,72 \frac{kN}{mq} = 0,0072 daN/cm^2$$

Come il peso proprio dei moduli, il carico neve verrà considerato agente sui montanti orizzontali, pertanto:

- $q_{s_montanti_estremi} = 0,0072 \cdot \left(\frac{130,3}{2}\right) = 0,46 daN/cm$
- $q_{s_montanti_interni} = 0,0072 \cdot 130,3 = 0,93 daN/cm$

5.1.3. Azione del vento

L'azione del vento viene definita secondo quanto descritto al paragrafo 3.3 delle Norme Tecniche per le costruzioni 2018. Secondo quanto definito nella **tabella 3.3.1 Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a** l'opera in oggetto ricade in **Zona 3 Puglia**.

Tab. 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Considerando un'altezza di circa 30 metri s.l.m per il calcolo della velocità di base del vento si utilizza la seguente formula:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$$

Riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni.

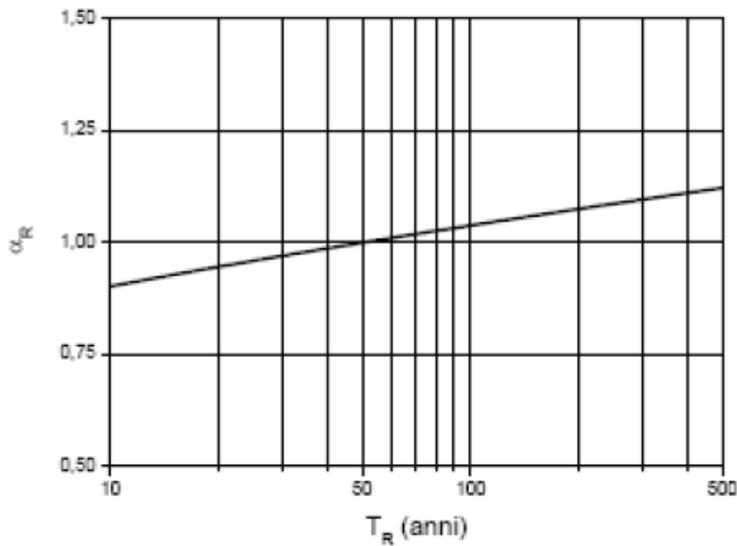
Considerando la tipologia di opera in termini di vita nominale e coefficienti d'uso definiti per per il calcolo dell'azione sismica, si assume un periodo di ritorno pari a:

$$T_r = 100 \text{ anni}$$

Secondo quanto prescritto al paragrafo C3.3.2 Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7- "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5)" si ottiene che la velocità di riferimento del vento per un generico periodo di ritorno è:

$$v_b(T_r) = \alpha_R \cdot v_r$$

Dove α_R è un coefficiente descritto dalla figura sottostante e dall'espressione seguente:



$$\alpha_R = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \left(\frac{1}{T_R} \right) \right) \right]}$$

Essendo il tempo di ritorno pari a 100 anni il coefficiente α_R risulta essere pari a 1,04, pertanto la velocità di riferimento del vento risulta essere pari a:

$$v_r = 27 \cdot 1,04 = 28,06 \text{ m/s}$$

In accordo al paragrafo 3.3.4 delle norme tecniche per le costruzioni la pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

- $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$ è la pressione cinetica di riferimento;
- v_r è la velocità di riferimento considerata su un valore medio di 10 minuti a 10 metri ddi altezza dal suolo;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (v_{b,0} \cdot c_r) = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (28,06^2) = 492,08 \text{ N/m}^2$$

- c_d è il coefficiente dinamico assunto pari ad 1;
- c_e è il coefficiente di esposizione calcolato in accordo al par. 3.3.7 NTC18 secondo la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \left[7 + c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

- c_t è il coefficiente di topografia assunto pari ad 1 in accordo al paragrafo 3.3.7. delle NTC18: Dove, considerando un'altezza sul livello del mare di circa 30 metri, una distanza dalla costa di 13 km ed una classe di rugosità del terreno di tipo D:

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

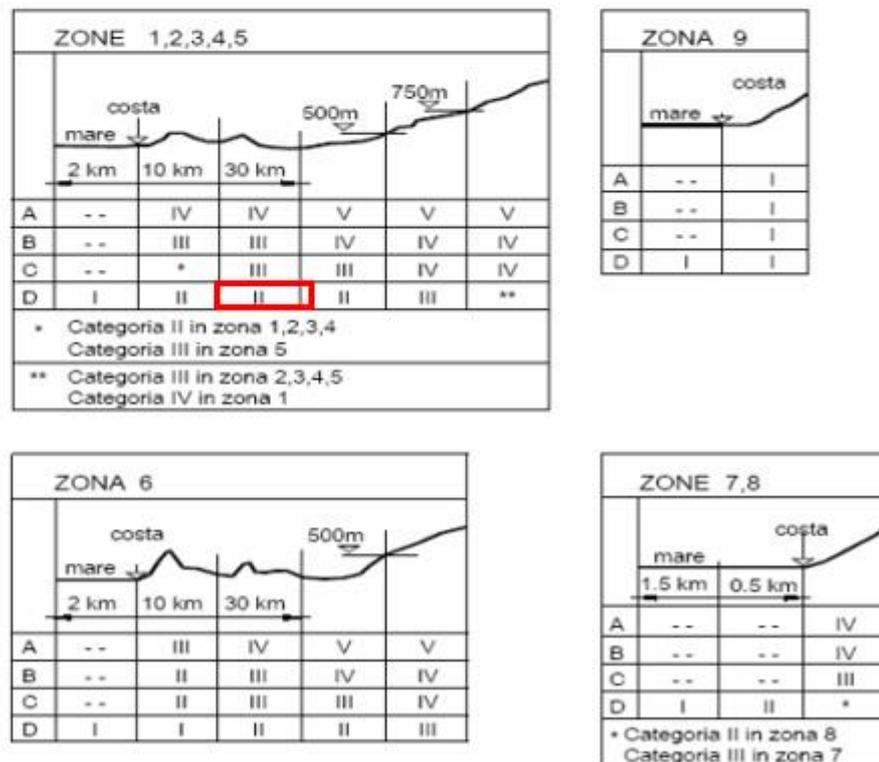


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Si Ottengono i seguenti parametri per la determinazione del coefficiente di esposizione:

- $k_r = 0.19$
- $z_0 = 0.05 \text{ m}$
- $z_{min} = 4 \text{ m}$

Da cui, considerando un altezza massima dal piano campagna corrispondente alla massima inclinazione dei Tracker si ha che $z=4,30 \text{ m}$, pertanto:

$$c_e(z) = 0,20^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{4,30}{0,05}\right) \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{4,30}{0,05}\right)\right] = 1,54$$

Pertanto, la pressione del vento è pari a:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 492,80 \cdot 1,84 \cdot 1 \cdot 1 = 758,32 \text{ N/m}^2 = 0,00758 \text{ daN/cm}^2$$

Conformemente a quanto indicato a nella CM 21/01/2019 “Istruzioni per l’Applicazione dell’Aggiornamento della Norme tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17/01/2018”, al paragrafo rif. C3.3.8.2.1, per il vento spirante in direzione ortogonale alla linea di colmo sono state considerate quattro combinazioni di carico descritte dalle norme:

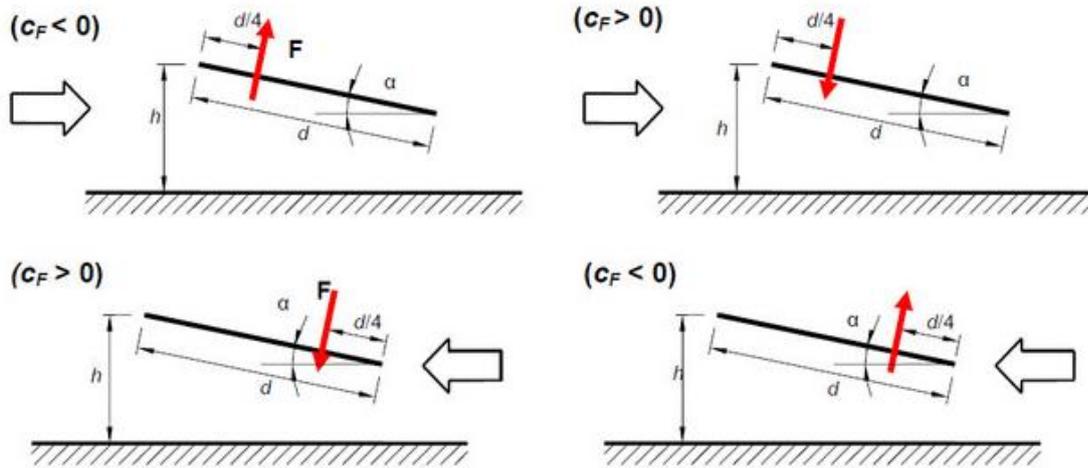


Figura 22 : configurazione forze tettoie a falda singola.

DIREZIONE DEL VENTO	INCLINAZIONE	C _F
Y+	0°	0,2
Y+	0°	-0,5
Y-	60°	1.4
Y-	60°	-1.4

Considerando, come superficie agente del vento quella di 2 moduli fotovoltaici in direzione ortogonale si ottiene quindi il valore della forza nelle quattro combinazioni:

$$F = q_p \cdot L^2 \cdot c_F = 0,00758 \cdot (130.3 \cdot 435.4) \cdot 0.2 = 86,01 \text{ daN}$$

$$F = q_p \cdot L^2 \cdot c_F = 0,00758 \cdot (130.3 \cdot 435.4) \cdot -0.5 = -215,02 \text{ daN}$$

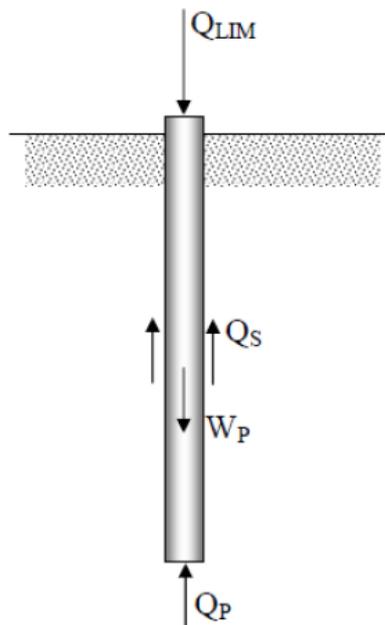
$$F = q_p \cdot L^2 \cdot c_F = 0,00758 \cdot (130.3 \cdot 435.4) \cdot 1.4 = 602,04 \text{ daN}$$

$$F = q_p \cdot L^2 \cdot c_F = 0,00758 \cdot (130.3 \cdot 435.4) \cdot -1.4 = -602,04 \text{ daN}$$

Sul modello di calcolo, Tali forze sono state distribuite distribuite sui montanti di collegamento con i moduli come carichi distribuiti.

6. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO ISOLATO

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema di seguito riportato. Il palo è un corpo che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base. Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo. Le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base.



Le verifiche sulle fondazioni si limitano in questa fase al calcolo del carico limite dei pali di fondazione. La verifica verrà condotta con riferimento all'approccio 2 così come chiarito al §6.4.3.1 delle NTC18.

In questa fase si considera quale unico contributo al carico limite, quello dovuto alla resistenza laterale, si esclude quindi il contributo della resistenza alla punta.

$$Q = Q_s = 2p \cdot \int_0^l \tau_s \cdot dz \quad \text{Resistenza alla punta pali di fondazione}$$

Dai risultati riportati nel paragrafo 4, è stato valutato come rappresentativo della zona in esame l'indagine effettuata nell'area A, pertanto, in fase progettuale è stato considerato un terreno caratterizzato dalle seguenti successioni di unità litologiche riportate nella tabella seguente:

Orizzonte	Spessore (m)	descrizione	c_u (kPa)
1	0,0-0,8	Orizzonte agrario	10-25
2	0,8-4,0	Limi-argille	25-50

Trattandosi di terreni coesivi il calcolo della capacità portante dei pali sarà effettuato attraverso il metodo alpha, in termini di resistenza al taglio non drenata attraverso la formula seguente:

$$Q_s = f_s \cdot A_s = (\alpha \cdot c_u) \cdot A_s$$

Dove:

A_s è la superficie laterale del palo del profilato in acciaio HEA180;

c_u è la resistenza al taglio non drenata assunta pari ad 25 kPa per lo strato di Argille detensionate;

α è un coefficiente empirico che dipende dalla tipologia di terreno e dalle modalità di esecuzione del palo. L'associazione Geotecnica Italiana suggerisce di utilizzare i valori di Alpha tabellati di seguito:

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

Pertanto, nel caso in esame, considerando una resistenza al taglio non drenata di 25 kPa si ha che il coefficiente alpha è 1.

Ne deriva quindi che la capacità portante del palo, che in questo caso è favorita solo dalla componente laterale Q_s è pari a:

$$Q_s = 1 \cdot 25 \cdot (1,025 \cdot z)$$

Dove z è la lunghezza di infissione del palo.

Ai sensi del DM 17 Gennaio 2018 par. 6.4.3.1.1 “Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali”, tale valore di Q_s rappresenta il valore caratteristico della resistenza laterale del palo R_k . Il valore di progetto R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Trattandosi di un calcolo della capacità portate basato su procedure analitiche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici, il valore caratteristico delle resistenze R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio ed al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{cal,k}$ i fattori di correlazione ξ in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{c,media}}{\xi_3}; \frac{R_{c,min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{t,media}}{\xi_3}; \frac{R_{t,min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Considerando che il numero di verticali di indagini effettuate è pari ad 1, i coefficienti di correlazione ξ_3 ed ξ_4 sono assunti pari ad 1. Pertanto, la resistenza di progetto sarà:

$$R_d = \frac{Q_s}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\xi_4}$$

Considerando una lunghezza di infissione di 1,5 metri si ha:

$$R_d = \frac{1 \cdot 25 \cdot (1,024 \cdot 1,5)}{1,15} \cdot \frac{1}{1,7} = 19,64 \text{ kN}$$

L'azione sollecitante massima, derivante dalla combinazione agli stati limite ultimi è pari a:

$$E_d = 4,372 \text{ kN}$$

Pertanto, E_d risulta essere minore di R_d e quindi la verifica di capacità portante dei pali risulta

essere soddisfatta per una lunghezza di infissione di 1,5 metri.

7. CONCLUSIONI

Le verifiche geotecniche effettuate sull'intervento in oggetto, considerando i parametri di riferimento e la categoria di suolo individuata nella Relazione Geologica hanno permesso di verificare le opere utilizzando il metodo degli stati limite, così come previsto dalle NTC18 (Norme Tecniche per le Costruzioni). Dalle elaborazioni effettuate è emerso che le opere di fondazione, in relazione alle caratteristiche dei terreni, alle caratteristiche sismiche dell'areale, alla classe d'uso ed alle caratteristiche topografiche locali risultano dimensionate in modo da garantire la salubrità e la sicurezza delle strutture.