

RELAZIONE DI VERIFICA OPERE ACCESSORIE



PROGETTO DEFINITIVO

REALIZZAZIONE DI UN HUB DI RICERCA, SVILUPPO, PRODUZIONE, STOCCAGGIO, RICONVERSIONE E DISTRIBUZIONE DELL'IDROGENO, ALIMENTATO DA UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO DA 8,982 MWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN SITO NEL COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO), LOCALITÀ SAN MATTEO DELLA DECIMA.

Committente:

TOZZIgreen

Tozzi Green S.p.A.
Via Brigata Ebraica, 50
48123 Mezzano (RA)
P.IVA 02132890399
R.E.A. n. RA-174504
Tel. (+39) 0544 525311
pec: tozzi.re@legalmail.it
mail: info@tozzigreen.com
web: www.tozzigreen.com

Progettista:



ArchLivIng s.r.l
Via Monsignor Maverna, 4 - 44122
Ferrara (FE)
Tel: (+39) 0532 733683 - Fax:
(+39) 0532 692608
web: www.archliving.it

Coordinamento di progetto:



ambiente s.p.a.
Via Frassina, 21, 54033
Carrara (MS)

1	24/09/2021	Ing. Pierpaolo Boselli	Ing. Gessica Grossi		Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: P.6.1.14		Titolo elaborato: RELAZIONE DI VERIFICA OPERE ACCESSORIE			

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	2
1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera	2
1.2. Descrizione dell'opera.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. MATERIALI UTILIZZATI.....	5
3.1. Calcestruzzo strutturale.....	5
3.2. Acciaio per barre di armatura	5
4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	6
4.1. Ricostruzione stratigrafica	7
4.2. Risultati indagini sismiche	7
4.2.1. MASW/ESAC	7
4.2.2. HVSr.....	9
4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione	10
5. PROGETTO DEL RILEVATO	10
5.1. Analisi dei carichi	11
5.1.1. Analisi dei carichi.....	11
5.2. Combinazioni delle azioni	11
6. MODELLO STRUTTURALE	12
6.1. Software di calcolo	12
7. VERIFICHE.....	12
7.1. Verifiche SLE Cedimenti	12
7.2. Verifiche plinto	16
8. CONCLUSIONI	16
INDICE DELLE FIGURE.....	17
INDICE DELLE TABELLE	18

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione di calcolo tratta il progetto strutturale di un rilevato stradale di proprietà di Tozzi Green, la cui ubicazione sarà a San Matteo della Decima, frazione di San Giovanni in Persiceto, in provincia di Bologna, territorio è a una quota di circa 21 m s.l.m. in zona sismica III.

1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera

Il rilevato stradale sarà realizzato in provincia di Bologna a San Matteo della Decima frazione di San Giovanni in Persiceto. Questo costeggerà un distributore ad idrogeno e il centro di ricerca nell'area vicina alla strada provinciale, all'interno saranno previsti dei parcheggi con colonnine per la ricarica elettrica.

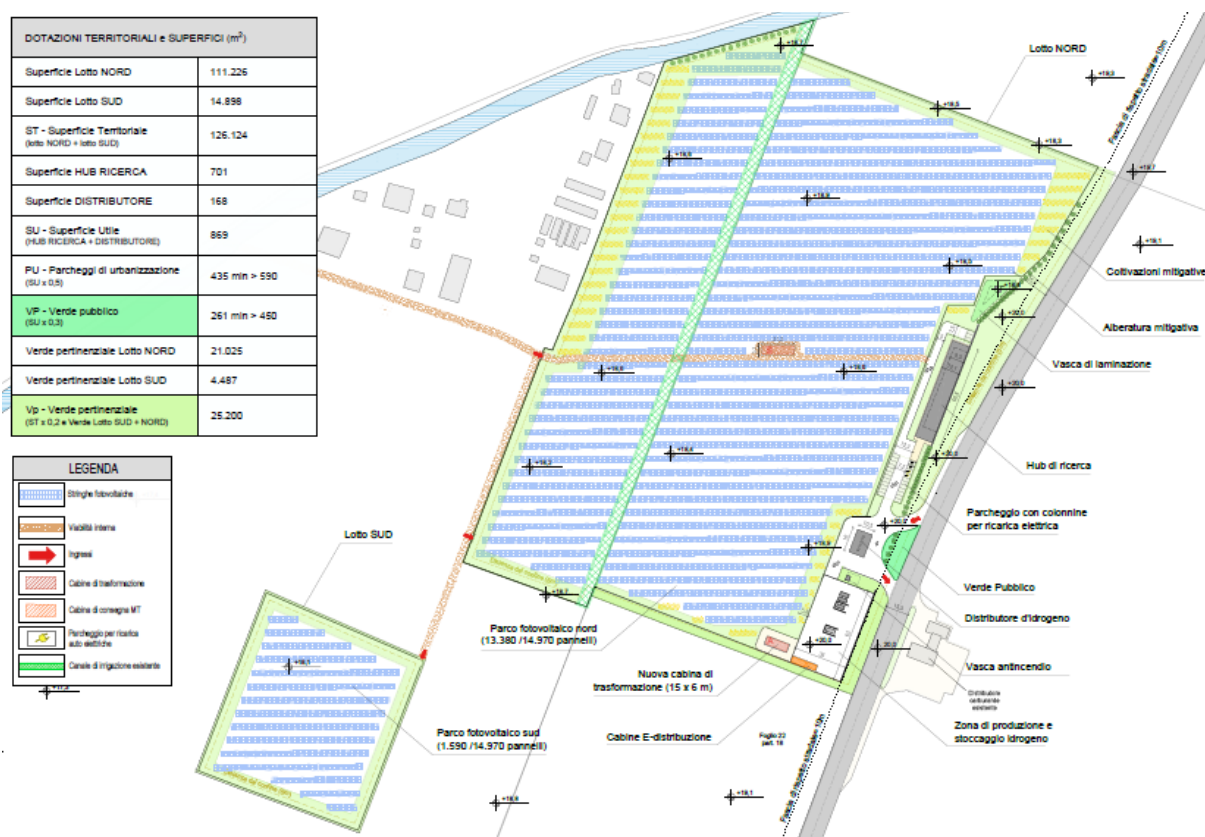


Figura 1. Layout generale



Figura 2. Ortofoto: area dell'intero intervento

1.2. Descrizione dell'opera

L'opera di compone di due strutture un rilevato stradale e una recinzione in acciaio con dei plinti di fondazione. Il rilevato avrà una lunghezza complessiva del tracciato di circa 335 m e larghezza di 17,20m, e sarà posto alla quota 0.00 dal piano campagna. Attualmente è presente un dislivello di -1.00 m, inoltre fino a -2.20 dal piano campagna è presente terreno vegetale che verrà asportato e sostituito con il tout-venant in modo da fungere da idoneo terreno d'appoggio. Il tracciato è prevalentemente rettilineo con una pendenza massimo del 1%, presenta una corsia per senso di marcia. La recinzione costeggerà i due blocchi di perimetro di circa 488 m e 1400 m, presenterà una fondazione su plinti 30 x 50.

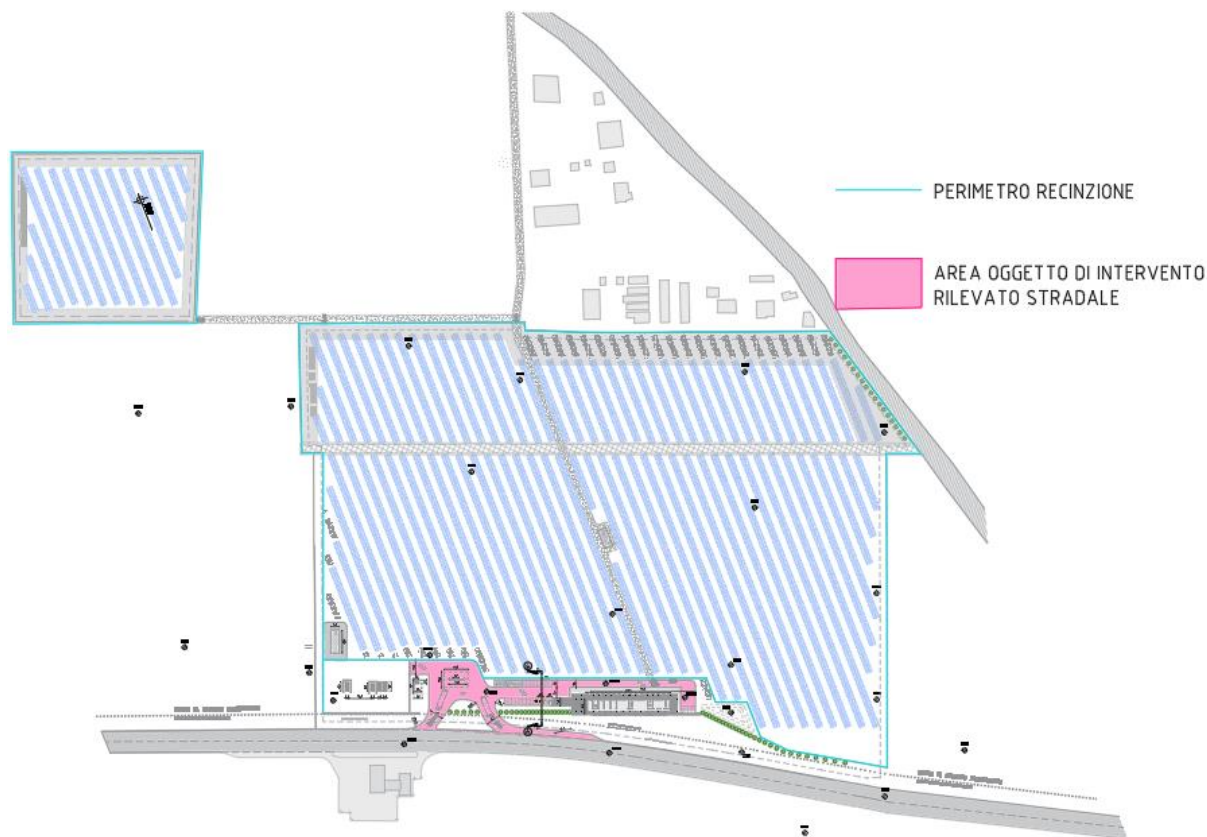


Figura 3. Pianta architettonica

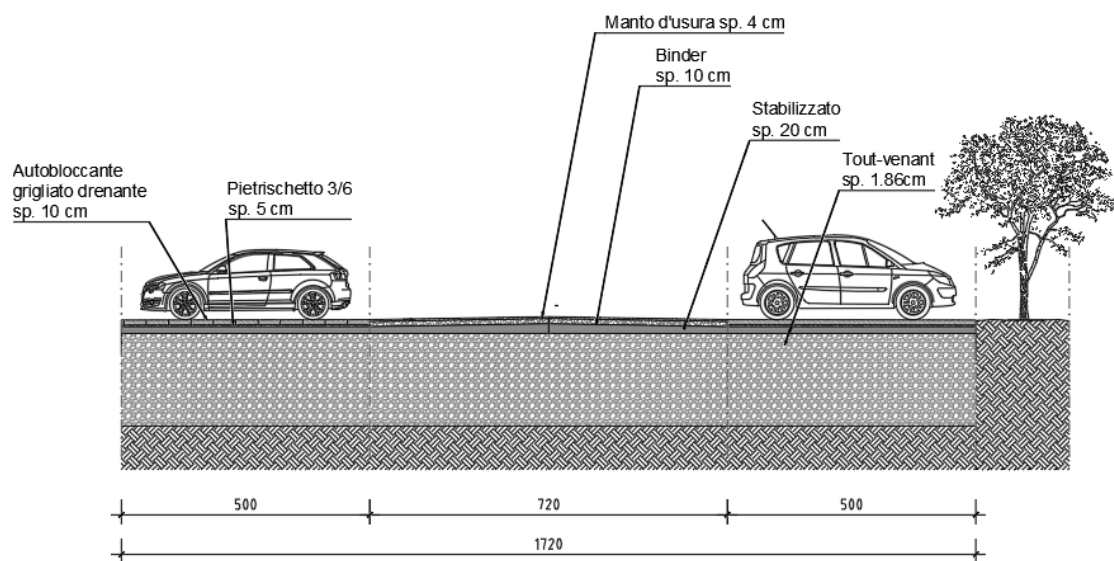


Figura 4. Vista frontale rilevato

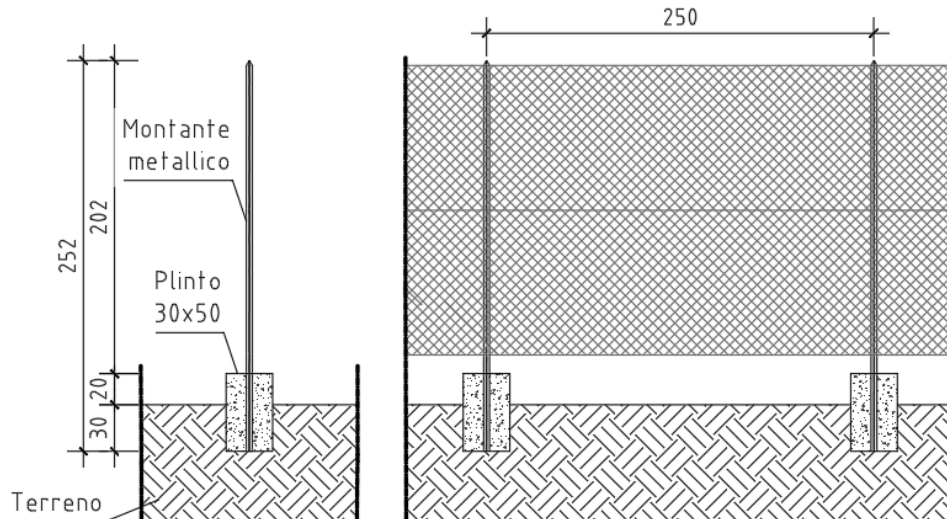


Figura 5. Vista frontale recinzione metallica

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è basato sul metodo degli stati limite.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 27 Luglio 2018 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

3. MATERIALI UTILIZZATI

- I materiali utilizzati per la relazione delle strutture portanti sono:

3.1. Calcestruzzo strutturale

Classe di resistenza C25/30

- $F_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$
- $E = 28960 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC2 per strutture in fondazione
- Copriferro minimo 25mm, dimensione max inerte 16 mm
- Classe di consistenza (slump) S4

3.2. Acciaio per barre di armatura

Tipo FeB450C

- $f_{yk} = 450$ MPa (Valore caratteristico della tensione di snervamento)
- $f_{yd} = 450/1.15 = 391.3$ MPa (Valore della resistenza da utilizzare nel calcolo)
- $E = 200000$ MPa (Modulo elastico)

Indicazioni delle caratteristiche del terreno

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismica dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagine sismica M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

1. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
 2. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
 3. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.
-

4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismica dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagine sismica M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

4. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
5. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
6. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

4.1. Ricostruzione stratigrafica

Sono stati realizzate prove penetrometriche a varie profondità ed un sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di un piezometro di monitoraggio delle acque sotterranee. Le prove CPTU ed il sondaggio sono state eseguite al di sotto dell'impronta delle nuove strutture di progetto. I risultati delle prove hanno permesso la ricostruzione del modello geologico schematizzato in tabella successiva:

Tabella 1. stratigrafia e caratteristiche geotecniche

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	γ t/mc	Cu _k Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,20	Terreno agrario limoso	20	1,92	0,80	28	60
1,20 ÷ 2,80	Limo argilloso poco compatto debolmente sabbioso	7	1,89	0,40	23	32
2,80 ÷ 4,30	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatto	12	1,85	0,55	20	38
4,30 ÷ 11,10	Limo argilloso poco compatto	7	1,85	0,40	15	35
11,10 ÷ 13,00	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatta	12	1,85	0,66	-	46
13,00 ÷ 15,50	Argilla limosa debolmente sabbiosa compatta	16	1,85	0,80	15	45
15,50 ÷ 20,00	Argilla limosa mediamente compatta	13	11,85	0,65	-	45

I risultati delle prove eseguite indicano la presenza di terreni poco compatti al di sotto del primo strato agrario fino a circa 2,50 metri di profondità per poi aumentare le caratteristiche geomeccaniche fino alla profondità di 4,30 da piano campagna. Oltre fino a 11,00m i risultati indicano terreni con basse caratteristiche geomeccaniche. Al di sotto le caratteristiche migliorano con la presenza di argille da mediamente compatte a compatte.

4.2. Risultati indagini sismiche

4.2.1. MASW/ESAC

La conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio è, come noto, importante negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito, capaci di amplificare il moto del terreno durante un terremoto.

Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S.

Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su una artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione di inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali delle curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S - profondità".

A differenza del MASW, l'ESAC registra i rumori di fondo esistenti in natura: la sorgente in questo caso non è più il martello, ma ogni fonte di vibrazione o rumore. Il vantaggio dell'utilizzo di tale metodologia di indagine è un segnale più ricco e con frequenze più basse, mentre lo svantaggio consiste nella scarsità della conoscenza circa la direzione da cui provengono le fonti di rumore registrate. Per tale motivo si dispongono i geofoni con array bidimensionale, detto appunto antenna sismica.

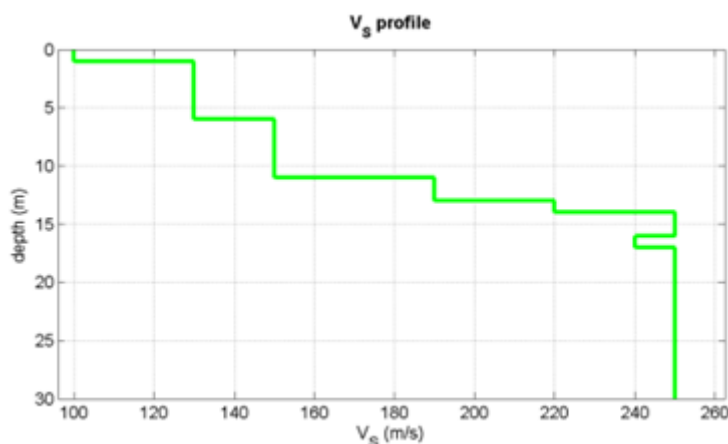


Figura 6. Profilo delle velocità delle onde

Mean model

Vs (m/s): 100, 130, 150, 190, 220, 250, 250, 240, 250, 250, 250

Thickness (m): 1.0, 5.0, 5.0, 2.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0

Density (gr/cm³) (approximate values): 1.66 1.74 1.77 1.83 1.87 1.90 1.90 1.86 1.84 1.83 1.83

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 29 40 66 90 118 118 107 115
114 114

Vs30 (m/s): 186

4.2.2. HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Consideriamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V1 e V2). Un'onda che viaggia nel primo mezzo viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a :

$$f_r = V_{P1}/(4 h)$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = V_{S1}/(4 h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Dall'analisi sismica acquisita non è stato individuato un substrato sismico (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/sec) nei primi 30 m; il valore di VSeq è risultato il seguente:

$$\mathbf{VSeq = Vs 30 = 186 \text{ m/sec.}}$$

Dall'analisi sismica effettuata è possibile classificare i terreni nella seguente categoria di sottosuolo:

CATEGORIA 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.

4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione

Il D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 7/2019 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche o a carattere semi-empirico.

Tali verifiche devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato. Allo stesso tempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$ ($a < 1 \text{ m/s}^2$);
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ 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 q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Per quanto riguarda l'area di intervento, la verifica a liquefazione viene omessa ai sensi del punto 4 in quanto, i terreni indagati risultano avere curve granulometriche esterne a quelle liquefacibili indicate dalle NTC 2018.

5. PROGETTO DEL RILEVATO

La struttura portante del nostro rilevato è costituita dallo strato di tout-venant dello spessore complessivo di 1.86 m.

5.1. Analisi dei carichi

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (rif. D.M. 2018). I carichi elementari sono cumulati secondo le azioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo) e allo SLE (Stato Limite di Esercizio).

Le azioni elementari considerate ai fini del progetto strutturale sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali G_{k1}
- Carichi permanenti non strutturali G_{k2}
- Carico variabile CAT G Q_k

5.1.1. Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi utilizzata per le verifiche è riportata in seguito.

Tabella 2. *Analisi dei carichi*

G1	Tout-Venant	
G2	Binder	
G2	Manto Usura	
G2	Stabilizzato	
Q	Accidentali	

5.2. Combinazioni delle azioni

Combinazione allo STATO LIMITE ESERCIZIO:

Le verifiche allo SLE vengono condotte considerando la combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{2i} : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

Tabella 3. *NTC 2018: tabella 2.5.I – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici*

Categoria / Azioni variabili	Ψ_{01}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Cat G Rimesse parcheggi ed aree per il traffico di veicoli	0.7	0.5	0.3

6. MODELLO STRUTTURALE

6.1. Software di calcolo

È stata eseguita la verifica geotecnica del rilevato utilizzando i fogli di calcolo excel.

7. VERIFICHE

7.1. Verifiche SLE Cedimenti

Di seguito si riportano le verifiche dei cedimenti per il rilevato allo stato limite di esercizio. 13.2 Calcolo cedimenti

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite. Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidità della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE. Si riporta di seguito le tabelle di calcolo per i cedimenti assoluti calcolati considerando 1 metro di rilevato:

DATI DI INPUT:

B = 1,00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 1,00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 69 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 69,30 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B \cdot L)$))
 ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	1,60	0,0	1,6	0,5	3200	0,40	1,24
2	Limo argilloso	1,50	1,6	3,1	0,5	3800	0,30	0,22
3	Limo argilloso	6,80	3,1	9,9	0,5	3500	0,30	0,18
4	Limo argilloso	1,90	9,9	11,8	0,5	4600	0,30	0,01
5	Argilla limosa	2,50	11,8	14,3	0,5	4500	0,30	0,01
6	Argilla limosa	4,50	14,3	18,8	0,5	4500	0,30	0,0109

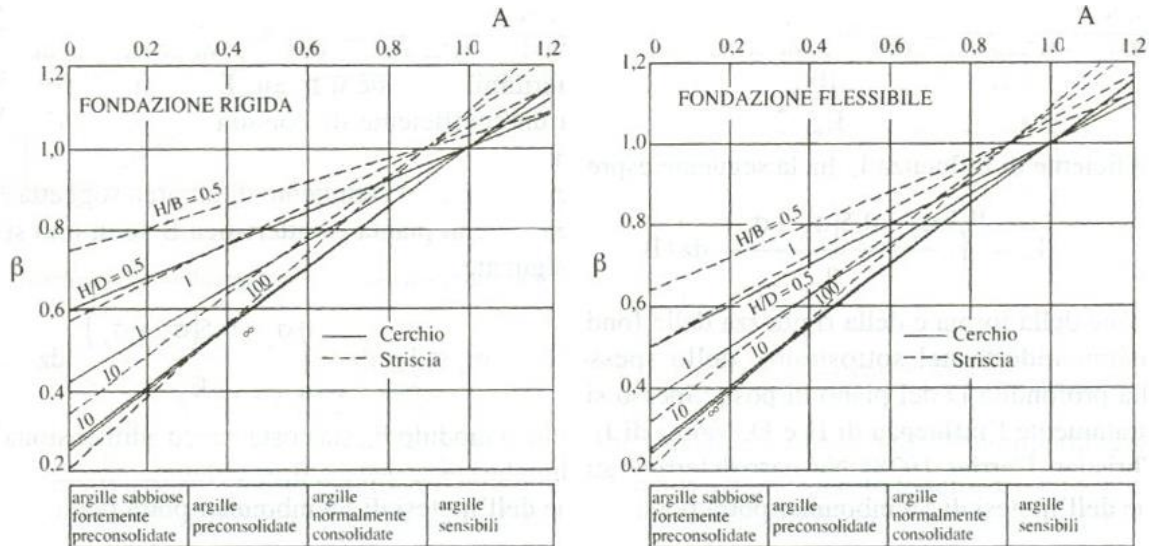
$$\delta_{ctot} = 1,68 \text{ (cm)}$$

Tabella 4. Cedimento edometrico

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton “A” (vedi figura sottostante).



Il coefficiente “A” di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Dalle prove geotecniche si può osservare che il terreno è sovraconsolidato. Si considera dunque un coefficiente “A” di Skempton pari a 0,5 riferito a terreni poco sovraconsolidati. Entrando nel grafico precedente con tale valore e considerando la curva relativa al rapporto $H/B=1$, si ottiene un valore di $\beta=0,8$.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

E_u è il modulo di elasticità NON drenato;

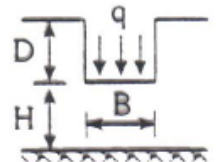
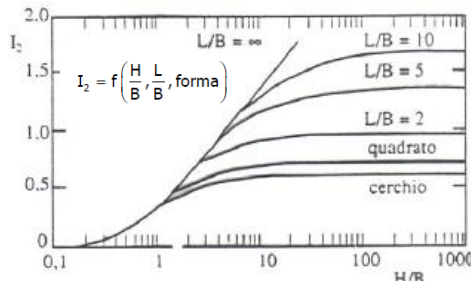
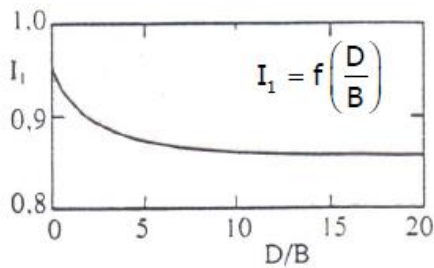
q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;

B è la larghezza caratteristica della fondazione,

I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{\frac{H}{B}} \frac{\Delta \sigma_z - 0,5 (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)}{q} d\left(\frac{z}{B}\right) = I_1 \cdot I_2$$



in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate in funzione del coefficiente di Poisson.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	w_{ED} (cm)	w_0 (cm)	w_c (cm)	w_f (cm)
CONDIZIONE 1	1.68	2.22	1.34	3.56

Tabella 5. Cedimenti finali

I cedimenti totali del rilevato risultano nettamente inferiori ai limiti consentiti.

7.2. Verifiche plinto

Per le verifiche del plinto di fondazione della recinzione portando carichi irrisoni si sono armati con il minimo di armatura ovvero > dell'0,1% dell'area della sezione trasversale:

SEZIONE TRASVERSALE	Ac[cm ²]	0.1%	As[cm ²]
30x50	1500	1.50	4.52

Tabella 6. Armatura plinto

8. CONCLUSIONI

Il rilevato avrà una lunghezza complessiva del tracciato di circa 335 m, e sarà posto alla quota 0.00 dal piano campagna. Il tracciato è prevalentemente rettilineo con una pendenza massimo del 1%. Sono stati considerati i carichi gravanti dai pesi non strutturali, e dal peso proprio del tout venant, inoltre è stato considerato un carico variabile Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso tra 30 kN e 160 kN, quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci. La verifica è effettuata è la verifica dei cedimenti con riferimento alla combinazione di carico SLE quasi permanente essendo il terreno prevalentemente argilloso.

Per la recinzione è stato un plinto ogni montante, per ogni plinto è stato previsto il minimo di armatura da normativa 4Φ12 e straffe Φ6 passo 10 cm.

Dai calcolo sopra riportati la struttura risulta quindi conforme alle norme tecniche vigenti.

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1. LAYOUT GENERALE.....	2
FIGURA 2. ORTOFOTO: AREA DELL'INTERO INTERVENTO.....	3
FIGURA 3. PIANTA ARCHITETTONICA	4
FIGURA 4. VISTA FRONTALE RILEVATO.....	4
FIGURA 5. VISTA FRONTALE RECINZIONE METALLICA.....	5
FIGURA 6. PROFILO DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE	8

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	7
TABELLA 2. ANALISI DEI CARICHI	11
TABELLA 3. NTC 2018: TABELLA 2.5.I – VALORI DEI CARICHI D’ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI	11
TABELLA 4. CEDIMENTO EDOMETRICO	13
TABELLA 5. CEDIMENTI FINALI	16
TABELLA 6. ARMATURA PLINTO	16