

COMUNE DI NOLE (TO)

Relazione geologica e geotecnica inerente progetto di P.E.C., da realizzarsi in *Via Europa* nella Zona An17 del P.R.G.C..

Committente: EDILPATELLA S.r.l.

Data: Febbraio 2022

Dr. Geol. ROCCHIETTI Pierpaolo

Via Corio n. 21 Bis, 10070 GROSSO (TO)

Cell.: 3496392897 E-mail: pier.gm@libero.it

P. IVA: 07862440018

INDICE.

CAPITOLO 1: Introduzione	p. 3
CAPITOLO 2: Inquadramento geologico-morfologico	p. 3
CAPITOLO 3: Caratterizzazione sismica	p. 8
CAPITOLO 4: Caratterizzazione geotecnica	p. 14
CAPITOLO 5: Carico limite dell'insieme terreno-fondazione	p. 16
CAPITOLO 6: Scorrimento sul piano di posa	p. 18
CAPITOLO 7: Condizioni di sicurezza	p. 19
CAPITOLO 8: Valutazione degli spostamenti	p. 20
CAPITOLO 9: Conclusioni	p. 22
ALLEGATI	p. 25

1. INTRODUZIONE.

La presente relazione viene svolta con riferimento al *D.M. 14/1/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)* e relativa *Circolare 2/2/2009 n. 617 del C.S.LL.PP.* e alla *D.G.R. n. 6 - 887 del 30/12/2019 (Aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte)* relativamente ad un progetto di Piano Esecutivo Convenzionato, da realizzarsi in *Via Europa* (cfr. *Allegato n. 1*).

Considerando la classificazione sismica dei Comuni piemontesi (di cui alla *D.G.R. anzidetta*) il Comune di Nole rientra nella *Zona sismica 3*, con bassi valori di sismicità.

Sulla base delle *NTC* le opere in progetto sono riferibili alla tipologia delle Costruzioni di *Tipo 2* (opere ordinarie) con *Classe d'uso II*; nelle valutazioni geotecniche verrà applicato il *metodo degli Stati Limite Ultimi (SLU)*, assumendo i parametri relativi alla Zona citata e al tipo di opera.

Ai sensi della *D.G.R. 26/11/2021 n. 10-4161*, che ha recepito la classificazione sismica sopra citata, si specifica che dal 1/2/2022 si applicano le nuove procedure di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico, inerenti ogni costruzione, riparazione e sopraelevazione di consistenza strutturale; le modalità attuative di tali procedure sono definite nella *D.D. 29/A1800A del 12/1/2022 (Modalità attuative per lo svolgimento delle procedure di gestione e controllo dell'attività urbanistico-edilizia ai fini della prevenzione del rischio sismico, di cui alla DGR 10-4161 del 26/11/2021)*. Ai fini della valutazione dell'azione sismica si specifica inoltre che per la *Zona 3* i valori di accelerazione al suolo sono caratterizzati da $0,05g < a_g \leq 0,125g$ (cfr. Capitolo 3).

Gli identificativi catastali del sito in esame e l'estratto dal P.R.G.C. del Comune citato sono riportati negli *Allegati n. 2 e 3*.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - MORFOLOGICO.

Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame fa parte della conoide della Stura di Lanzo, vasto corpo sedimentario alluvionale che a partire da Lanzo si estende verso SUDEST e fu formato dalla Stura nel *pluviale-fluviale Mindel*

(Pleistocene medio inferiore); attualmente tale conoide è divisa in due grandi tronconi o lembi relitti per le fasi erosive che fecero seguito alle fasi deposizionali del Mindel (per i termini usati si fa riferimento alla 2^a edizione della *Carta Geologica d'Italia* in scala 1: 100.000, *Foglio 56, Torino*).

Tra questi tronconi in successive fasi deposizionali si formò l'area di alta pianura di età Riss, posta a NORDOVEST di Torino e costituita da depositi prevalentemente ghiaiosi sabbiosi ciottolosi, con morfologia pianeggiante e con ondulazioni molto lievi e modesta pendenza generale (circa 1 %) approssimativamente verso SUDEST; il sito in esame è ubicato in tale area di pianura, ad una quota pari a circa 368 m s.l.m..

I depositi del Riss fanno transizione verso SUDOVEST ai depositi più recenti olocenici, che formano una fascia allungata in direzione SUDEST (parallelamente al corso della Stura).

Sul *Foglio 56* sopra citato (cfr. *Figura 1*) i depositi quaternari rappresentati sono indicati come "Depositi ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo per lo più terrazzati, corrispondenti al livello fondamentale dell'alta pianura", che nell'ambito di tale pianura è anche quello altimetricamente più elevato rispetto all'alveo attuale della Stura di Lanzo (*fl^R*: *fluviale Riss*, Pleistocene medio superiore).

Assetto stratigrafico locale.

Relativamente ai dati stratigrafici di sottosuolo si considerano quelli relativi a un pozzetto esplorativo profondo circa 3,5 m, scavato in sito nel corrente mese di Febbraio, tenendo conto anche di precedenti lavori svolti in zona nel medesimo contesto geologico; la stratigrafia riscontrata è la seguente:

- Dal P.c. a -0,3 ÷ 0,4 m: terreni di riporto di composizione limosa sabbiosa.
- Da -0,3 ÷ 0,4 m a -0,8 ÷ 0,9 m: depositi limosi sabbiosi con materiale organico.
- Da -0,8 ÷ 0,9 m a -1,3 ÷ 1,4 m: depositi ghiaiosi ciottolosi in matrice sabbiosa più o meno limosa.
- Da -1,3 ÷ 1,4 m a fondo scavo: depositi ghiaiosi ciottolosi con scarsi blocchi in matrice sabbiosa o sabbiosa leggermente limosa.

Nello scavo non si è osservata presenza di acqua.

Nei capitoli successivi si assumerà che i depositi ghiaiosi sabbiosi ciottolosi, che presentano un buon addensamento e sono costituiti da elementi arroton-

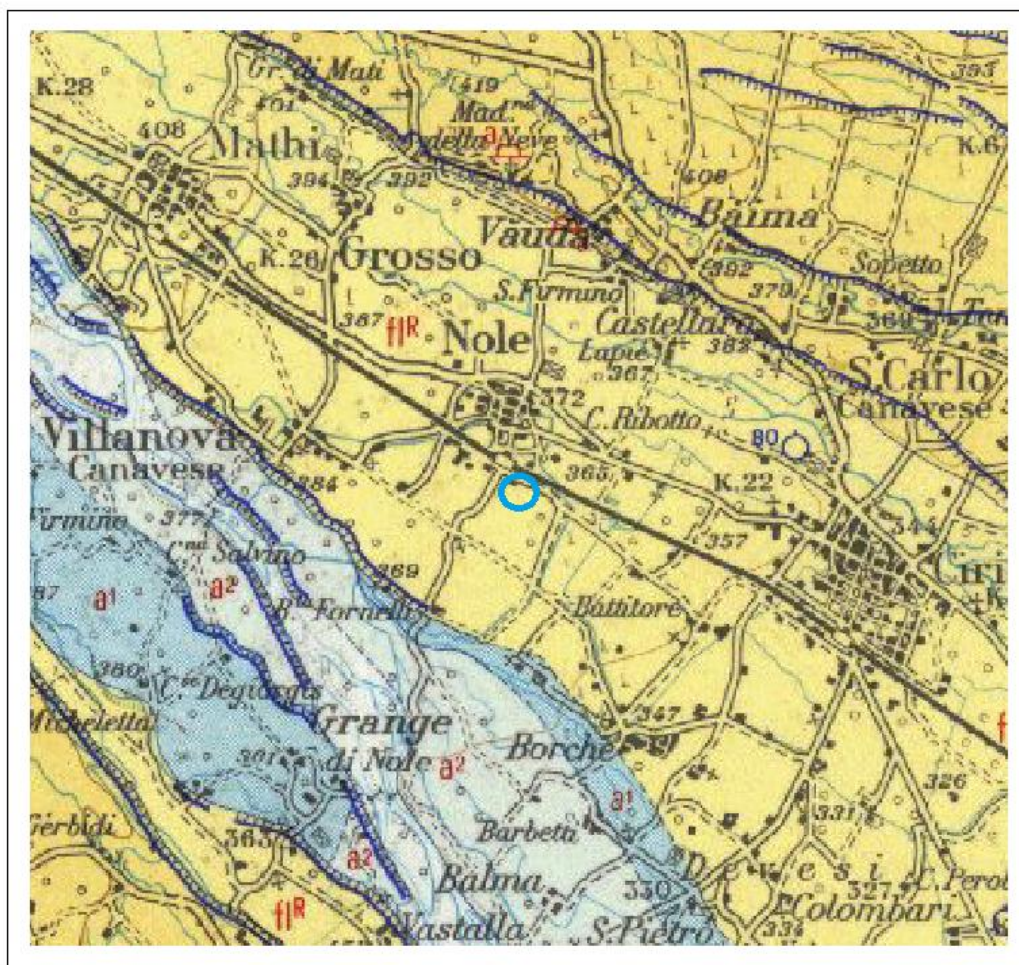


Figura 1: Estratto dalla Carta Geologica d'Italia, F° 56 "Torino", con ubicazione del sito in esame (nel cerchio azzurro).

dati, non alterati e abbastanza ben selezionati, siano estesi su tutta l'area coperta dalle fondazioni in progetto e costituiscano il terreno di fondazione (cioè il piano di posa o di imposta delle fondazioni stesse) e la loro zona di influenza.

Modello geologico.

Il modello costitutivo del sottosuolo nell'ambito della zona di influenza è definito da una sequenza sedimentaria di età pleistocenica (ospitante la falda freatica) costituita da depositi ghiaiosi ciottolosi (con o senza presenza di blocchi) in matrice sabbiosa (o sabbiosa più o meno limosa) di genesi fluviale, ben addensati e privi di alterazione (o con alterazione trascurabile) e con stratificazione indistinta; è inoltre abbastanza diffusa la presenza di lenti sabbiose (o prevalentemente sabbiose) aventi estensione limitata e potenza in genere inferiore a

mezzo metro, che individuano superfici di norma parallele al piano campagna, mentre assai raramente si osservano giaciture inclinate con basso angolo.

La percentuale di sabbia nella matrice in genere aumenta con la profondità fino ad aversi solo sabbia (o sabbia debolmente limosa) a profondità pari o superiori approssimativamente a $1 \div 1,5$ m dal P.c..

Tali depositi sono ricoperti superiormente da una coltre costituita da depositi prevalentemente limosi sabbiosi di color bruno e potenza variabile (pari a circa mezzo metro nel pozzetto scavato in sito), includente materiale organico (apparato radicale della vegetazione); in genere è presente anche una bassa percentuale di argilla e localmente ghiaia molto scarsa di dimensioni per lo più centimetriche.

Sulla base di dati stratigrafici noti, relativi a pozzi e sondaggi realizzati nei terreni del Riss, si desume che i depositi ghiaiosi ciottolosi in esame si estendono in profondità nel sottosuolo e hanno una potenza dell'ordine di almeno una ventina di metri.

Pericolosità geomorfologica.

Sulla *Carta di sintesi della pericolosità geologica* allegata alla relazione geologica del P.R.G.C. il sito in esame è posto in *Classe I*, indicante condizioni di pericolosità nulla o trascurabile (cfr. *Figura 2*).

E' in ogni caso da prevedere la regimazione delle acque meteoriche, da convogliarsi in idoneo recapito e la manutenzione periodica del reticolato idrografico, anche minore.

Aspetti idrogeologici.

Per quanto riguarda le caratteristiche idrogeologiche, nell'area di pianura in esame la falda freatica, ospitata nei depositi prevalentemente ghiaiosi sabbiosi ciottolosi, non ha carattere di superficialità ma è soggetta a oscillazioni periodiche con valori di soggiacenza variabili, minori nella stagione primaverile e estiva, a causa delle precipitazioni più frequenti e per la pratica diffusa delle irrigazioni (che determinano un innalzamento della superficie piezometrica riducendone la soggiacenza).

Queste escursioni stagionali della falda possono avere ampiezza variabile di anno in anno in dipendenza soprattutto dell'entità delle precipitazioni; ne con-



Figura 2: estratto dalla Carta di Sintesi, con l'ubicazione del sito in esame (nel cerchio azzurro); tale sito è posto in Classe I (colore verde in figura).

segue che nel corso di eventi alluvionali tale superficie potrebbe potenzialmente salire a livelli più o meno elevati.

La soggiacenza potrebbe peraltro variare a causa della variabilità delle condizioni stratigrafiche (e quindi di permeabilità), con conseguenti potenziali variazioni (in aumento o in diminuzione) in ambiti più o meno ristretti; risente inoltre dell'andamento della superficie topografica, per cui tende a essere minore nelle aree morfologicamente più depresse (e viceversa).

Ai fini delle valutazioni analitiche si terrà pertanto conto della presenza della falda facendo un'analisi in condizioni drenate e valutando i cedimenti immediati.

Prevedendo il progetto la realizzazione di un piano interrato per il *Fabbricato A*

(fondato su platea), occorrerà adottare tutte le precauzioni e gli accorgimenti tecnici necessari (come ad es. guaine impermeabilizzanti e cementi bentonitici), definibili dal progettista strutturale, al fine di contrastare le sottospinte idrostatiche e prevenire l'umidità e potenziali infiltrazioni d'acqua nei locali interrati in progetto.

In linea teorica, come ordine di grandezza delle spinte idrostatiche sulla platea di fondazione nel caso si verificassero le risalite sopra citate, si hanno spinte pari a 1 T/m^2 per ogni metro di risalita della superficie piezometrica rispetto all'intradosso della platea (per cui una potenziale risalita ad es. di 1,5 m comporterebbe una spinta P_1 pari a $1,5 \text{ T/m}^2$).

Il valore di tali spinte si ottiene sottraendo la profondità S_f (o soggiacenza) della falda alla profondità D del piano di posa della platea, per cui, come nell'es. precedente, se $D = 3 \text{ m}$ e si avesse ad es. $S_f = 1,5 \text{ m}$, la spinta teorica P_1 sarebbe pari a $3 - 1,5 = 1,5 \text{ T/m}^2$.

Sulle pareti laterali la spinta idrostatica invece diminuirebbe da un valore massimo P_2 (al contatto con la platea) a un valore nullo (in corrispondenza della superficie piezometrica), per cui si avrebbe una distribuzione delle spinte a forma di triangolo, nel cui baricentro è applicata la spinta risultante R (che nell'esempio considerato, supponendo che la platea sia spessa $s = 0,3 \text{ m}$, avrebbe intensità P_2 approssimativamente pari a $[P_1 - s]^2 / 2 \cong 0,7 \text{ T}$ per ogni metro lineare di parete).

Queste spinte diminuirebbero con l'abbassarsi della superficie piezometrica fino ad annullarsi per valori di soggiacenza uguali o superiori a 3 m ($= D$).

Si specifica che allo stato attuale non sono ancora state definite le caratteristiche del *Fabbricato B* (cfr. *Allegato n. 4*), per cui le valutazioni geotecniche verranno effettuate solo per il *Fabbricato A*.

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una pericolosità sismica di base riferita a condizioni ideali con sito di riferimento rigido di Categoria A e superficie orizzontale; tale pericolosità è espressa dall'accelerazione sismica orizzontale a_g .

Su un sito generico l'azione sismica così definita, che varia a seconda della Zo-

na sismica (con valori crescenti dalla Zona 4 alla Zona 1), viene amplificata in funzione delle caratteristiche specifiche del sito (stratigrafiche di sottosuolo e/o morfologiche di superficie), per cui l'azione risultante, o risposta sismica locale, è in genere maggiore rispetto alla precedente di base e viene definita dall'accelerazione massima a_{max} attesa in superficie, che è appunto caratteristica di quel determinato sito; in particolare si ha che $a_{max} = a_g \cdot S$, dove S è il fattore adimensionale di amplificazione dovuto alla stratigrafia e/o alla topografia.

L'azione sismica S_e in funzione del tempo T , indicata con $S_e(T)$, può essere rappresentata tramite gli spettri di risposta elastici, con smorzamento convenzionale pari al 5% e periodo massimo pari a 4 s.

Negli spettri di progetto, derivati dai precedenti e riferiti a una determinata struttura duttile avente capacità dissipativa più o meno elevata, l'azione sismica $S_d(T)$ di progetto deriva dalla $S_e(T)$ tramite una riduzione di quest'ultima secondo un *fattore q di comportamento* (o di struttura), dipendente dalle caratteristiche strutturali e geometriche della struttura stessa; occorrerà in ogni caso assumere $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$.

Gli spettri elastici sono definiti a partire dai parametri a_g , F_0 e T_c^* , che, per un determinato sito, variano in funzione dello Stato limite considerato e quindi del periodo di ritorno T_R (cfr. Tabella 2 e Figure 3 e 5).

Categoria del sottosuolo.

La categoria del sottosuolo di fondazione viene definita secondo la procedura semplificata specificata dalle NTC, applicabile nei casi in cui le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sottosuolo sono riconducibili a quelle riportate nella Tabella 1, in funzione della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio V_s .

Nel caso specifico in esame, sulla base dei dati stratigrafici noti citati in precedenza il sottosuolo è attribuibile alla *categoria B (Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti)*.

Verifica a liquefazione.

Questa verifica può essere omessa quando sia verificata almeno una delle condizioni indicate nel Capitolo 7.11.3 delle NTC.

Nel caso in esame la condizione applicabile è che l'accelerazione massima at-

tesa in superficie in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) è minore di $0,1 \cdot g$ ($= 0,981 \text{ m/s}^2$); non sono pertanto prevedibili fenomeni di liquefazione in presenza di sollecitazioni sismiche.

CATEGORIA	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> 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 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 1: Categorie di sottosuolo di riferimento.

Fattori connessi con la sismicità.

Per il sito e per i fabbricati in esame si riportano i dati seguenti.

- Zona sismica: **3** (cfr. Capitolo 1)
- Coordinate geografiche: **Lon** 7,574 EST; **Lat** 45,241 NORD (Fabbricato A)
Lon 7,575 EST; **Lat** 45,241 NORD (Fabbricato B)
- Vita nominale delle opere in progetto: **$V_N \geq 50$** anni (tipo 2)
- Classe d'uso: **II**
- Categoria topografica: **T1** (superfici pianeggianti)
- Categoria del sottosuolo: **B**
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: **$S_s = 1,2$**
- Coefficiente di amplificazione topografica: **$S_T = 1$**
- Coefficiente di amplificazione totale: **$S = S_s \cdot S_T = 1,2$**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: **$V_R \geq 50$** anni
- Probabilità di superamento nel periodo V_R : **P_{VR}** , variabile in funzione dello *Stato Limite SL* considerato (ad es. è pari al 10 % per lo *Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita* o *SLV*)
- Tempo di ritorno: **T_R** , variabile in funzione di *SL*, come il precedente parametro (ad es. è pari a 475 anni per lo *SLV* e per la Classe II, cfr. *Tabella 2*).

Si specifica che il periodo V_R è dato dal prodotto tra V_N e C_U , dove quest'ultimo è un *coefficiente d'uso* pari a 1 per la Classe II.

In base ai disposti delle *NTC*, in un'analisi di tipo lineare con comportamento strutturale dissipativo si considera il *fattore di comportamento* q citato in precedenza, che deve essere pari o inferiore a 1,5 per lo *SLD* (*Stato Limite di esercizio di Danno*) e pari o superiore a 1,5 per lo *SLV* sopra citato (*SLD* e *SLV* sono i due Stati limite da considerare nelle verifiche per le opere e i sistemi geotecnici; nella *Tabella 2*, per completezza, sono riportati tutti gli Stati limite).

Nel seguito, relativamente agli Stati limite anzidetti, verranno considerati tre valori di q , pari a 1,5, 2 e 2,5; si specifica che la scelta del valore di q da utilizzare, o eventualmente l'individuazione di un valore diverso da quelli indicati, dovrà essere effettuata dal progettista strutturale, sulla base delle caratteristiche specifiche della costruzione in progetto.

Si specifica inoltre che i valori di q anzidetti sono relativi alla componente orizzontale dell'azione sismica; per la componente verticale di quest'ultima si utilizza $q = 1,5$ per qualsiasi tipologia strutturale (tranne che per i ponti).

Con i parametri sismici sopra riportati si ottengono i valori della *Tabella 2*, relativa ai due *Stati Limite Ultimi* (di *Salvaguardia della Vita* e di *Collasso*) e ai due *Stati Limite di Esercizio* (di *Operatività* e di *Danno*).

Stato Limite	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	T_B	T_C	T_D	F_v
Operatività	81%	30	0,243	2,57	0,18	1,20	0,09	0,28	1,70	0,54
Danno	63%	50	0,301	2,57	0,20	1,20	0,10	0,30	1,72	0,60
Salv. Vita	10%	475	0,587	2,74	0,27	1,20	0,13	0,39	1,83	0,90
Collasso	5%	975	0,699	2,79	0,29	1,20	0,13	0,40	1,88	0,99

Tabella 2: parametri sismici per il sito in esame e per la Classe d'uso considerata nei diversi Stati Limite.

In tale Tabella, oltre alle variabili sopra specificate, a_g rappresenta l'accelerazione sismica orizzontale attesa su sito di riferimento orizzontale e rigido di *Categoria A*, F_o è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale sul sito di riferimento anzidetto, F_v (relativo allo spettro in accelerazione verticale) è analogo a F_o ed è in funzione di quest'ultimo e di a_g e i quattro fattori T (in secondi) caratterizzano infine tale spettro (ad es. il suo tratto ad andamento rettilineo orizzontale è compreso tra T_B e T_C).

Relativamente allo SLV, sullo spettro elastico normalizzato (con riferimento alla componente orizzontale dell'accelerazione sismica) si trova il valore di $Se(T_0) = 0,0718$, pari al valore della funzione in corrispondenza del tempo $T = 0$ (cfr. Figura 3).

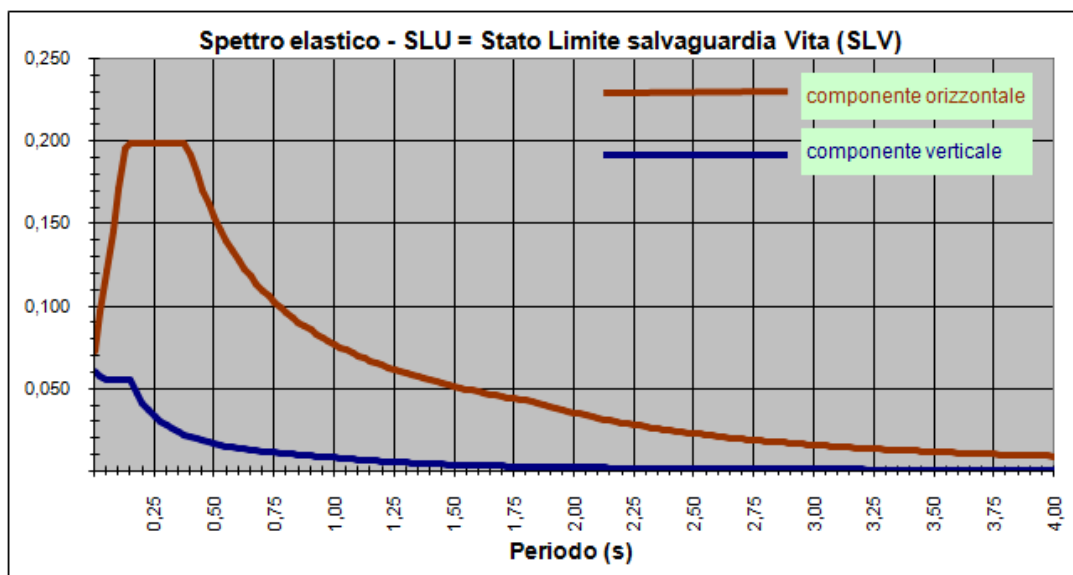


Figura 3: spettro elastico normalizzato per lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (in ascissa il periodo di tempo, in ordinata i valori Se/g).

Analogamente sugli spettri SLV di progetto (componente orizzontale, cfr. Figura 4) i valori massimi di $Sd(T)$, per T compreso tra T_B e T_C , sono pari a 0,131 (per $q = 1,5$), a 0,0984 (per $q = 2$) e a 0,0787 (per $q = 2,5$).

Per quanto riguarda lo Stato Limite di Danno (SLD), nella Figura 5 è riportato lo spettro elastico normalizzato, nel quale, in corrispondenza del tempo $T = 0$, si trova $Se(T_0) = 0,0368$; nella Figura 6 è riportato lo spettro di progetto, dove i valori massimi di $Sd(T)$ nell'intervallo sopra citato (tra T_B e T_C) sono pari a circa 0,063 (per $q = 1,5$).

Inoltre il fattore Kh (effetto cinematico indotto dal moto sismico nel terreno di fondazione, cfr. Capitolo successivo) è pari a 0,0143 (SLV) e a 0,00736 (SLD).

Fattori riduttivi del carico limite.

L'azione sismica determina una riduzione del carico limite dell'insieme terreno-fondazione che viene esplicata attraverso il fattore Kh sopra citato e il fattore Khi (effetto inerziale, dovuto alle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione).

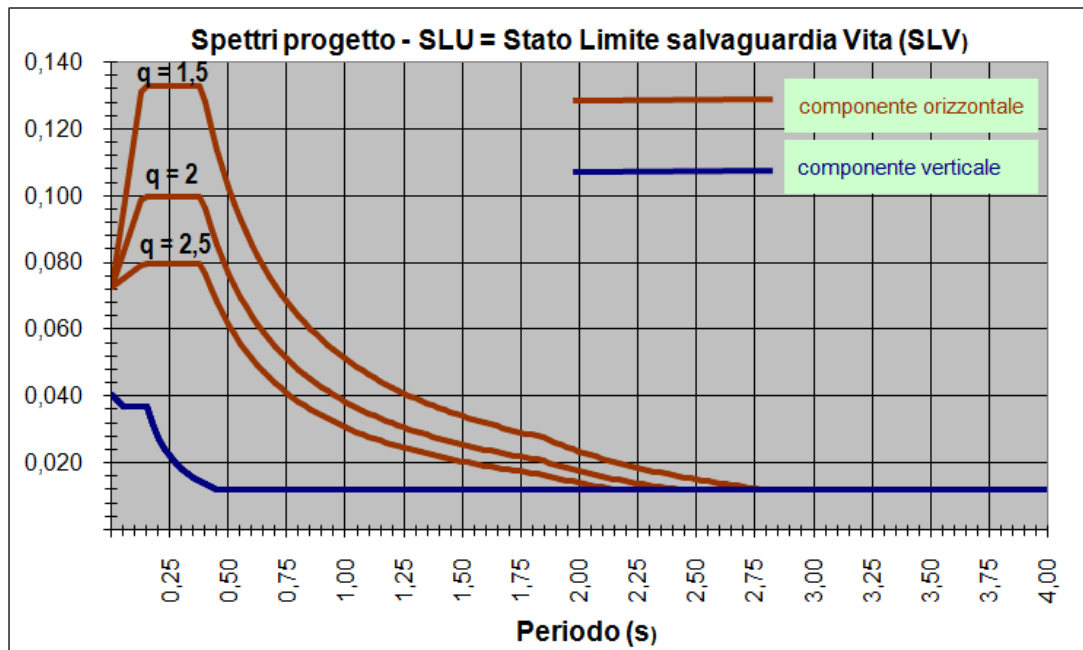


Figura 4: spettri di progetto normalizzati per lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (in ascissa il periodo di tempo, in ordinata i valori S_d/g) per tre valori di q : 1,5 (in alto), 2 (al centro) e 2,5 (in basso).

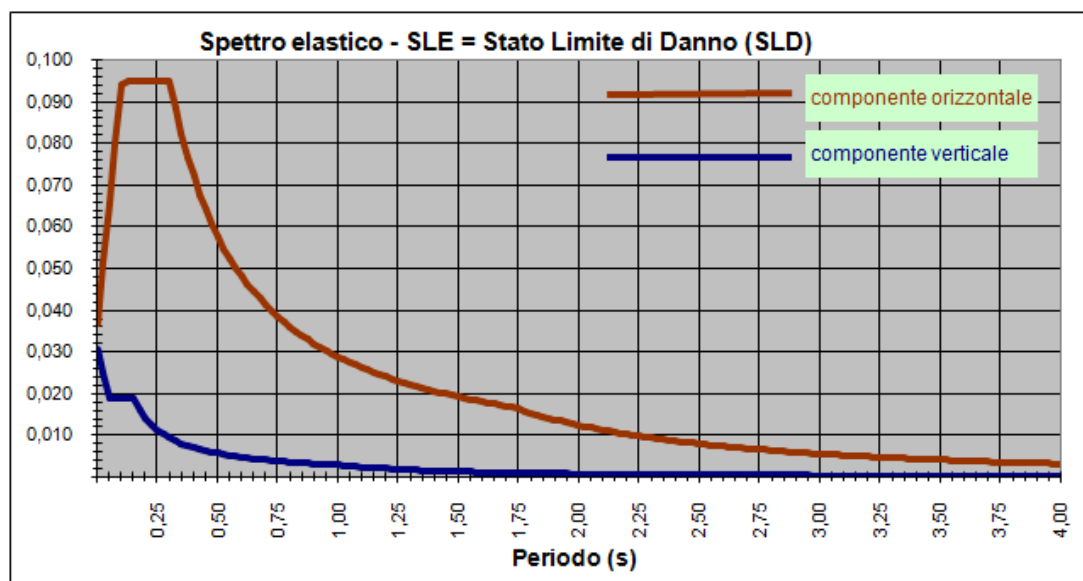


Figura 5: spettro elastico normalizzato per lo Stato limite di danno (in ascissa il periodo di tempo, in ordinata i valori S_e/g).

Il primo, che è in funzione dell'accelerazione sismica orizzontale a_g , della categoria di sottosuolo e delle caratteristiche topografiche, si ottiene dalla seguente relazione: $Kh = \beta_s \cdot a_{max}$ (dove β_s è un fattore riduttivo dell'accelerazione anzidetta); il secondo, definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verti-

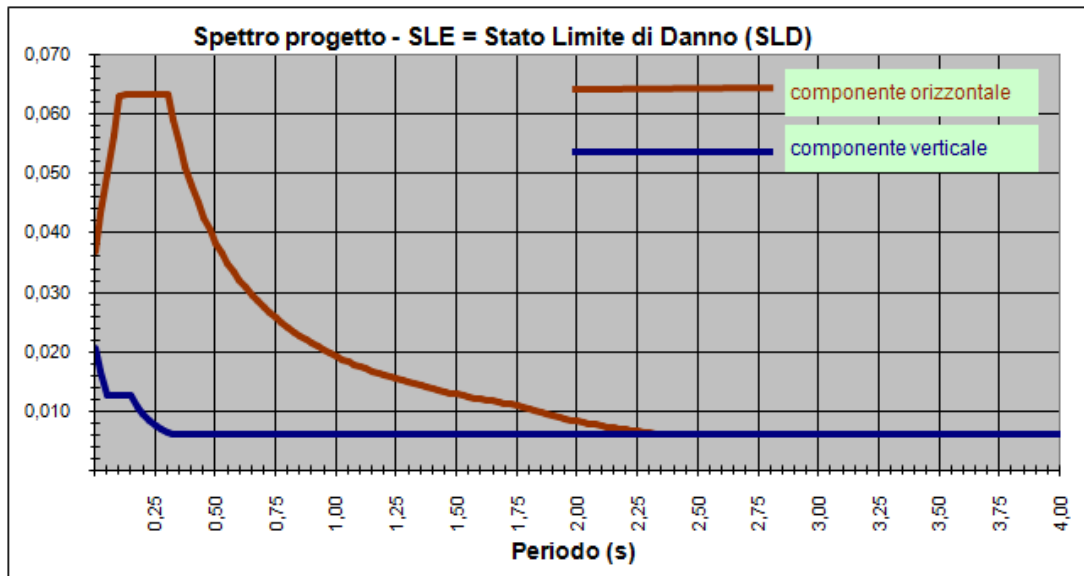


Figura 6: spettro di progetto normalizzato per lo Stato limite di danno (in ascissa il periodo di tempo, in ordinata i valori S_d/g), posto $q = 1,5$.

cale dei carichi trasmessi in fondazione, oltre che dai fattori precedenti dipende dal fattore q e si considera pari a $S_d(T)$.

Più in particolare, nella valutazione del carico limite Khi viene portato in conto tramite i coefficienti riduttivi i relativi all'inclinazione della risultante del carico agente sul piano di posa delle fondazioni mentre di Kh se ne tiene conto tramite i coefficienti riduttivi z ; entrambi i coefficienti diminuiscono con l'aumentare dell'azione sismica e quindi dell'accelerazione massima attesa al sito, determinando una diminuzione del carico limite (cfr. Capitolo 5).

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo nell'ambito del volume significativo (inteso come il volume in cui le variazioni di stato tensionale indotte dalle opere determinano conseguenze non trascurabili) viene effettuata sulla base di dati e conoscenze disponibili relativi a contesti analoghi e desunti anche dalla letteratura geotecnica.

Classificazione dei terreni.

I depositi dello strato superficiale limoso sabbioso, che in genere ha potenza variabile anche su distanze relativamente brevi, nel Sistema Unificato U.S.C.S. vengono distinti come terreni a granulometria fine e sono ascrivibili al sottogruppo *ML* (*limi e sabbie molto fini, limi sabbiosi argillosi*), nel quale vi è preva-

lenza di limo e sabbia fine o molto fine (mentre l'argilla è di norma presente in bassa percentuale e localmente si riscontra ghiaia medio fine in percentuale molto scarsa).

Questi depositi non sono molto addensati e presentano permeabilità da bassa a molto bassa (in funzione della percentuale dei componenti più fini), coesione debole o trascurabile e bassi valori dell'angolo di resistenza a taglio e del modulo di deformazione (variabili anche in dipendenza della percentuale dei materiali fini anzidetti, per cui un incremento della frazione sabbiosa tende a far migliorare le caratteristiche geotecniche e incrementa la permeabilità); un incremento di umidità determina un peggioramento delle caratteristiche stesse.

Per quanto riguarda i depositi ghiaiosi ciottolosi in matrice sabbiosa o sabbiosa limosa nel *Sistema Unificato* sopra citato vengono distinti come terreni a granulometria grossa ghiaiosi e sono ascrivibili ai *sottogruppi GW e/o GM* (ghiaia graduata, miscele di ghiaia e sabbia; miscele di ghiaia, sabbia e limo), nei quali sono presenti i ciottoli e i materiali fini (limo) sono rispettivamente assenti (o in piccola percentuale) o presenti in percentuale apprezzabile; sono inoltre caratterizzati da buona capacità portante e scarsa predisposizione a subire deformazioni gravose per le strutture.

La coesione è nulla o trascurabile, così come il grado di alterazione, ma sono presenti un certo grado di addensamento (che tende ad aumentare con l'aumentare della profondità) e valori assai elevati o elevati dell'angolo di resistenza a taglio.

Queste caratteristiche favorevoli ai fini della progettazione geotecnica possono subire parziali decrementi per la presenza di lenti sabbiose (di potenza in genere inferiore a mezzo metro) e/o per un aumento della percentuale della matrice fine sabbiosa o sabbiosa limosa, che di norma è subordinata; anche la presenza della falda determina una diminuzione del carico limite.

Parametri geotecnici.

Con riferimento al *D.M. 17/01/2018* le verifiche di sicurezza agli Stati Limite in condizioni sismiche vengono effettuate applicando l'approccio ($A_{Unit} + M1 + R3$), nel quale i coefficienti parziali riduttivi γ_M da applicare ai parametri geotecnici caratteristici sono pari all'unità.

Angolo di resistenza a taglio.

Relativamente al volume di sottosuolo indagato, che viene considerato omogeneo ai fini della progettazione geotecnica, per l'angolo di attrito interno si assume $\varphi' = 35^\circ$.

Modulo di deformazione.

Per questo parametro, tenendo conto dei dati stratigrafici e delle possibili variazioni nell'ambito della zona di influenza, si assume un valore $E = 4.500 \text{ T/m}^2$.

Coesione.

La coesione (c' , in T/m^2) nei depositi in esame è in genere debole o trascurabile, per cui si pone $c' = 0$.

Peso specifico.

Per questo parametro si considera un valore $\gamma = 2,05 \text{ T/m}^3$ (riferito a depositi saturi); per lo strato superficiale limoso sabbioso si assume $\gamma = 1,7 \text{ T/m}^3$.

Modulo di Poisson.

Nell'analisi dei cedimenti verrà inoltre assunto un valore del *modulo di Poisson* (μ , adimensionale) pari a 0,3.

5. CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE.

Per tale valutazione si considera come visto in precedenza il metodo degli *Stati Limite Ultimi*, assumendo che le fondazioni in progetto siano impostate nei depositi ghiaiosi ciottolosi in esame.

Tipologia delle fondazioni.

Come specificato in precedenza (cfr. pag. 8), le valutazioni geotecniche verranno effettuate per il *Fabbricato A* in progetto; sulla base dei dati progettuali per tale fabbricato si considera una fondazione a platea in C.A. di dimensioni pari a circa $13 \times 19 \text{ m}$ ($= B \times L$) e posta a profondità D pari a circa 3 m rispetto al P.c. attuale (cfr. *Figura 7*).

Valutazione del carico limite.

Il calcolo del *carico limite* (R_k , o carico di rottura generale del terreno di fondazione) e della conseguente *resistenza di progetto* R_d viene svolto con la relazione di *Hansen J. B.* (1970), la cui forma generale è la seguente:

$$R_k = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot g_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot z_c + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot g_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot z_q + \\ + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot g_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Relativamente al sito in esame, dove si assume che la base delle fondazioni

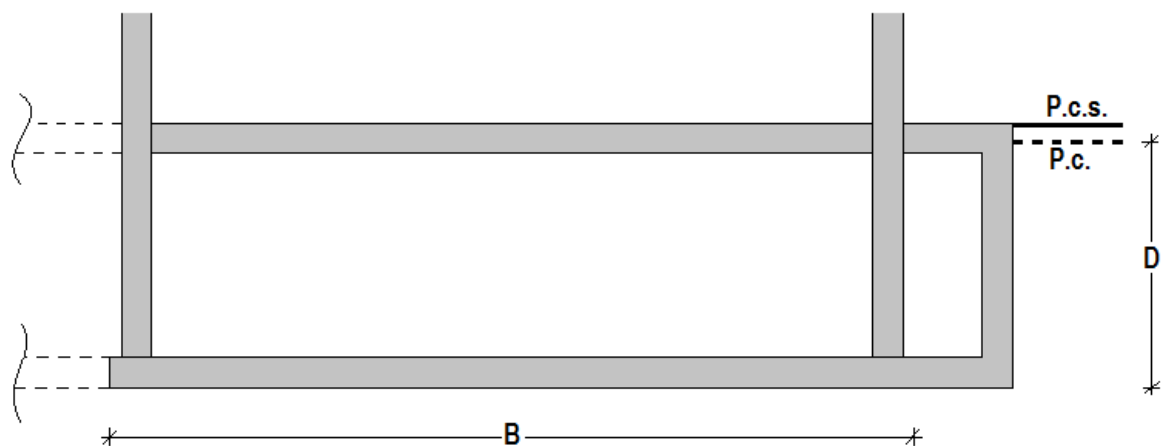


Figura 7: sezione verticale semplificata (disegno non in scala) della fondazione a platea del fabbricato A, con indicate la larghezza di base (B), la profondità (D) del piano di posa (rispetto al P.c.), il piano campagna attuale (P.c., a tratteggio) e quello sistemato o in progetto (P.c.s.).

sia orizzontale, il fattore b (fattore correttivo in caso di base inclinata) non viene considerato (poiché ha valore unitario); anche il fattore g (relativo all'inclinazione del piano campagna) non viene considerato (essendo trascurabile tale inclinazione) e si considerano inoltre carichi baricentrici.

La relazione sopra citata, assumendo che la coesione c sia nulla, assume pertanto la seguente forma:

$$R_k = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot z_\gamma \cdot r_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot z_q.$$

I termini in s , d e i sono fattori correttivi riferiti rispettivamente alla forma della fondazione, alla profondità del suo piano di posa e all'inclinazione della risultante dei carichi applicati; N_q e N_γ sono i *fattori di capacità portante* (dipendenti dall'angolo di resistenza a taglio ϕ' , cfr. Tabella 3), γ indica il peso specifico dei terreni posti sotto (γ_1) e a lato (γ_2) delle fondazioni, z_q e z_γ sono i *coefficienti di inerzia sismica del suolo* (Maugeri e Nobvità, 2004) e r_γ è il *coefficiente di Bowles* (introdotto successivamente da altri Autori e applicabile quando $B \geq 2$ m, per cui tiene conto della dimensione minore delle fondazioni).

Oltre all'effetto cinematico (dovuto all'accelerazione indotta dal sisma nel sottosuolo ed espresso dal coefficiente sismico K_h), nel calcolo si tiene conto in particolare dell'effetto inerziale della struttura, espresso dal coefficiente sismico K_{hi} , che ha un'incidenza molto maggiore rispetto a K_h (cfr. Capitolo 3).

Per la platea in esame, assumendo come terreni di fondazione i depositi ghia-

φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,461	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	564,4	871,7	761,3	1,195	0,131

Tabella 3: Fattori di capacità portante (da Hansen, Vesic e Meyerhof).

iosi sabbiosi ciottolosi e applicando i parametri geotecnici visti in precedenza, il calcolo del carico limite ha fornito un valore di **Rk** pari a 115,6 T/m², da cui si ricava **Rd** = 50,26 T/m².

Si specifica che per ottenere il valore della resistenza **Rd** dell'insieme terreno-fondazione al valore del carico limite si applica un coefficiente riduttivo $\gamma_R = 2,3$.

La condizione di sicurezza da verificare è **Ed** ≤ **Rd**; ai fini di tale verifica, tenendo presente quanto esposto nel Capitolo 7, le azioni complessive di progetto **Ed** indotte nel terreno di fondazione a lavori ultimati (carichi permanenti e variabili, tenendo conto della sollecitazione sismica) dovranno essere inferiori o al limite uguali alla resistenza **Rd**.

6. SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.

Per questa valutazione si considera cautelativamente pari a zero la resistenza passiva dovuta al terreno laterale alla fondazione.

La condizione da verificare è **Ed** ≤ **Rd**; in questo caso **Ed** rappresenta l'azione agente parallelamente al piano di scorrimento, che dipende dall'intensità dell'azione sismica e dall'entità dei carichi verticali agenti sul piano di posa delle fondazioni, mentre **Rd** rappresenta la resistenza allo scorrimento sullo stesso piano, che è in funzione dei carichi anzidetti e dell'angolo di attrito (che si oppone allo scorrimento).

Nel caso specifico, per tener conto cautelativamente della diminuzione di resi-

stenza sul piano di posa potenzialmente dovuta all'azione sismica (che ha carattere ciclico o ripetitivo), si assume un valore più basso (detto a volume costante) dell'angolo citato; si assume inoltre un valore indicativo del carico verticale sul terreno di imposta della fondazione a platea (accertabili dal progettista strutturale) dell'ordine di $5 \div 6 \text{ T/m}^2$.

Con i valori anzidetti e considerando quelli relativi allo *SLV* (cfr. Capitolo 3) si ottiene **R_d** = 6.716,47 KN (applicando un coefficiente riduttivo γ_R pari a 1,1) e **E_d** = 1.702,3 KN, per cui l'analisi è verificata.

7. CONDIZIONI DI SICUREZZA.

In linea generale si specifica che i valori del carico limite dell'insieme terreno-fondazione ottenuti per un determinato tipo di fondazioni sono validi e applicabili solo per quel tipo di fondazioni e per i parametri geometrici (dimensioni, forma e profondità del piano di posa) e geotecnici assunti; pertanto, a parità di fondazioni, se si hanno diminuzioni non trascurabili (anche locali) di questi parametri rispetto a quelli considerati diminuiscono i valori di **R_d** .

Analogamente vale per i cedimenti delle fondazioni (cfr. Capitolo successivo).

In particolare, a parità di stratigrafia e di terreno di fondazione **R_d** può diminuire sensibilmente se si diminuisce la profondità *D* del piano di posa delle fondazioni (e viceversa, per cui un incremento di *D* è in genere a vantaggio di sicurezza); diversamente, a parità di tale profondità, la resistenza potrebbe variare per variazioni stratigrafiche locali.

Inoltre, a parità di profondità e di condizioni stratigrafiche, si hanno variazioni marcate di portanza tra platee e fondazioni continue (o a plinti isolati), a causa delle maggiori dimensioni delle prime (che hanno quindi valori di portanza più elevati).

La stratigrafia potrebbe variare anche su brevi distanze, sia per cause naturali che antropiche.

Tra le cause naturali, oltre alla variazione di potenza degli strati potrebbero riscontrarsi lenti o intercalazioni di sedimenti più o meno fini relativamente più compressibili e/o condizioni locali di minor addensamento e consistenza, per cui potrebbe essere necessario un approfondimento del piano di posa delle fondazioni e/o un intervento di bonifica locale (asportazione del terreno meno

consistente e riporto di terreni idonei ben compattati); tra le cause di origine antropica è abbastanza diffusa la presenza di terreni di riporto (o di riempimento di precedenti scavi, come ad es. in adiacenza a fabbricati esistenti), che in genere non sono molto addensati, hanno composizione e potenza variabili e potrebbero includere dei vuoti.

Le verifiche di sicurezza presuppongono pertanto l'accertamento puntuale in fase di esecuzione degli scavi dei parametri assunti e delle condizioni di omogeneità e idoneità dei terreni di fondazione su tutta l'area coperta dalla platea in progetto e l'assunzione delle azioni complessive indotte nel terreno, anche al fine di limitare potenziali cedimenti differenziali e diminuzioni di portanza, adottando all'occorrenza gli accorgimenti tecnici più idonei al caso specifico (come ad es. l'approfondimento del piano di posa o altri aventi validità analoga) e tenendo conto anche delle condizioni presenti al contorno (ad es. vicinanza con fondazioni o strutture esistenti, presenza di terreni di riporto o di riempimento o altre eventuali particolarità).

L'idoneità della profondità e del dimensionamento delle fondazioni deve essere verificata, oltre che in base ai dati stratigrafici puntuali, con i dati delle valutazioni geotecniche, noti i carichi complessivi di esercizio indotti, sopra citati.

Si osserva inoltre che nel caso in cui si effettuassero delle variazioni progettuali non trascurabili rispetto al progetto considerato nella presente relazione potrebbe essere necessario rivedere le valutazioni anzidette ed eventualmente adeguarle alle variazioni stesse.

8. VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.

La valutazione degli spostamenti delle fondazioni rientra nelle verifiche agli *Stati Limite di Esercizio (SLE)*, che includono ad es. danneggiamenti locali, spostamenti e deformazioni, che possono ridurre la durabilità e l'efficienza delle strutture in progetto.

Considerando i cedimenti, che sono degli spostamenti a componente verticale, viene individuato un limite di sicurezza entro il quale il cedimento massimo (S_d) è ritenuto accettabile; tale limite non deve quindi essere superato, anche al fine

di prevenire potenziali danni strutturali in caso di cedimenti differenziali non trascurabili (che si ripercuoterebbero nella struttura soprastante).

Ne consegue che il valore del carico di esercizio di progetto (o carico massimo prevedibile a lavori ultimati) deve essere inferiore o non deve superare il valore del carico tollerabile; quest'ultimo causa un cedimento S_a corrispondente al limite massimo consentito sopra citato.

Tale limite può considerarsi pari al valore del cedimento massimo ammissibile per fondazioni su terreni sabbiosi; facendo riferimento a studi di autori diversi tra i quali *Grant e al.* (1974), per la platea in progetto si assume un valore di tale cedimento ammissibile S_a pari a 4 cm.

La condizione di sicurezza da verificare nel caso specifico è pertanto $S_a \geq S_d$.

Per la fondazione anzidetta, considerando il terreno come mezzo elastico e omogeneo, nel caso di condizioni drenate viene valutato il loro cedimento immediato, assumendo che siano strutture non rigide (condizione maggiormente cautelativa) e che la loro zona di influenza (o gran parte di essa) sia costituita dai depositi considerati.

Valutazione del cedimento massimo.

Per una fondazione di forma quadrata o rettangolare appoggiata su un mezzo elastico e omogeneo di spessore definito si utilizza la seguente relazione:

$$S_d = Q_{es} \cdot 2B \cdot (1-\mu^2) \cdot I_F \cdot I_S / E \quad \text{dove:}$$

S_d : cedimento massimo al centro della fondazione [cm]

Q_{es} : carico di esercizio, che determina un incremento di tensione sul piano di posa della fondazione [T/m²]

I_F e I_S : coefficienti di influenza, ricavabili da tabelle e dipendenti dal rapporto L/B , dalla profondità D , dal coefficiente di Poisson (μ) e dall'altezza dello strato compressibile nell'ambito del quale avvengono le deformazioni.

Per la platea in esame nella *Tabella 4* sono riportati i valori dei carichi applicati uniformemente sul terreno di fondazione (Q_{es} , in T/m²) che determinano i cedimenti S_d indicati (da 1 a 4 cm).

Questa valutazione è riferita a condizioni ottimali, cioè a carichi uniformemente distribuiti su ogni metro quadrato di platea e quindi costanti e omogenei su ogni metro quadrato di terreno di fondazione (considerato anch'esso omogeneo); di

FONDAZIONE A PLATEA		
B = 13 m L = 19 m D = 3 m	Qes [T/m²]	S_d [cm]
	4,19	1
	8,39	2
	12,58	3
	16,78	4 (= S_a)

Tabella 4: Valutazione dei cedimenti per la fondazione a platea. E' riportato il valore del carico Qes (in T per ciascun metro quadro di fondazione) che determina i cedimenti S_d indicati; S_a indica il valore ammissibile del cedimento.

norma, soprattutto per carichi notevoli, occorre quindi ripartire i carichi stessi in modo uniforme, al fine di evitare o limitare potenziali cedimenti differenziali (che sono già comunque ridotti o limitati dalla presenza di una fondazione a platea).

Spostamenti orizzontali.

Sulla base delle *NTC* una valutazione degli spostamenti orizzontali **d_g** del terreno sottoposto all'azione sismica può essere effettuata con la seguente relazione (cfr. Capitolo 3):

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D.$$

Considerando lo Stato Limite di Danno (*SLD*) e sostituendo nella relazione i relativi valori (cfr. *Tabella 2*), si ottiene un valore di **d_g** pari a 0,46 cm.

9. CONCLUSIONI.

Lo studio effettuato nell'area in esame in relazione a un progetto di P.E.C. ha considerato i suoi aspetti stratigrafici, geotecnici e sismici al fine di valutare la portanza e gli spostamenti delle fondazioni in rapporto alle fondazioni stesse e all'assetto idrogeologico locale, in condizioni di bassa sismicità (*Zona 3* in area di pianura, cfr. Capitoli 1 e 3).

Nell'area in esame la falda freatica potrebbe potenzialmente salire a livelli più o meno elevati nel corso di eventi alluvionali o meteorici di notevole intensità e/o durata; occorrerà pertanto adottare tutte le misure e gli accorgimenti tecnici necessari al fine di contrastare l'umidità e potenziali spinte idrostatiche e infiltrazioni d'acqua dei locali interrati in progetto (cfr. Capitolo 2, anche per quanto riguarda la pericolosità geomorfologica).

Il modello costitutivo del sottosuolo nell'ambito della zona di influenza è rappresentato da una successione di depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi ciottolosi, addensati e non alterati e ospitanti la falda freatica, ricoperti superiormente da una coltre prevalentemente limosa sabbiosa avente potenza variabile (inferiore a un metro nel pozzetto esplorativo scavato in sito) e da terreni di riporto aventi composizione analoga.

Le valutazioni analitiche (carico limite e scorrimento sul piano di posa) sono state svolte tramite il metodo degli *Stati Limite Ultimi*, considerando una fondazione a platea, assumendo un'omogeneità e continuità dei terreni di fondazione e tenendo conto delle azioni sismiche.

Per la platea in progetto (Fabbricato A) il valore ottenuto della resistenza di progetto R_d dell'insieme terreno-fondazione è pari a 50,26 T/m²; la condizione di sicurezza da verificare è $E_d \leq R_d$ (cfr. Capitoli 5 e 6).

L'analisi dei cedimenti ha valutato i carichi (supposti uniformemente distribuiti sul terreno di fondazione) che in base alle assunzioni fatte determinano cedimenti compatibili con il valore ammissibile S_a , assunto pari a 4 cm; la condizione da verificare è $S_a \geq S_d$ (cfr. *Tabella 4*).

Si è valutato anche lo spostamento orizzontale, ottenendo un valore inferiore a 0,5 cm; essendo bassa l'intensità sismica (*Zona 3* e assenza dell'amplificazione dovuta alla morfologia di superficie), anche gli spostamenti orizzontali sono modesti (cfr. Capitoli 1 e 8).

Nel caso specifico per la platea in progetto i carichi di esercizio sono relativamente modesti, soprattutto nei confronti di R_d ma anche nei confronti del carico di esercizio che determina il cedimento ammissibile S_a .

Con riferimento alle condizioni di stabilità e sicurezza, tese a limitare potenziali cedimenti differenziali e diminuzioni di portanza, per le valutazioni effettuate si è assunta una continuità e omogeneità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche; in fase di esecuzione degli scavi si dovranno pertanto accertare puntualmente tali condizioni e l'idoneità dei parametri assunti su tutta l'area coperta dalla platea (che potrebbero variare sia per cause naturali che antropiche),

adottando all'occorrenza eventuali misure o accorgimenti tecnici da definire in tale fase (in funzione della stratigrafia stessa e/o delle condizioni esistenti al contorno) nel caso si riscontrassero differenze o variazioni locali non definibili nella presente relazione, che in tale eventualità dovrà essere integrata in funzione delle variazioni stesse (cfr. Capitolo 7).

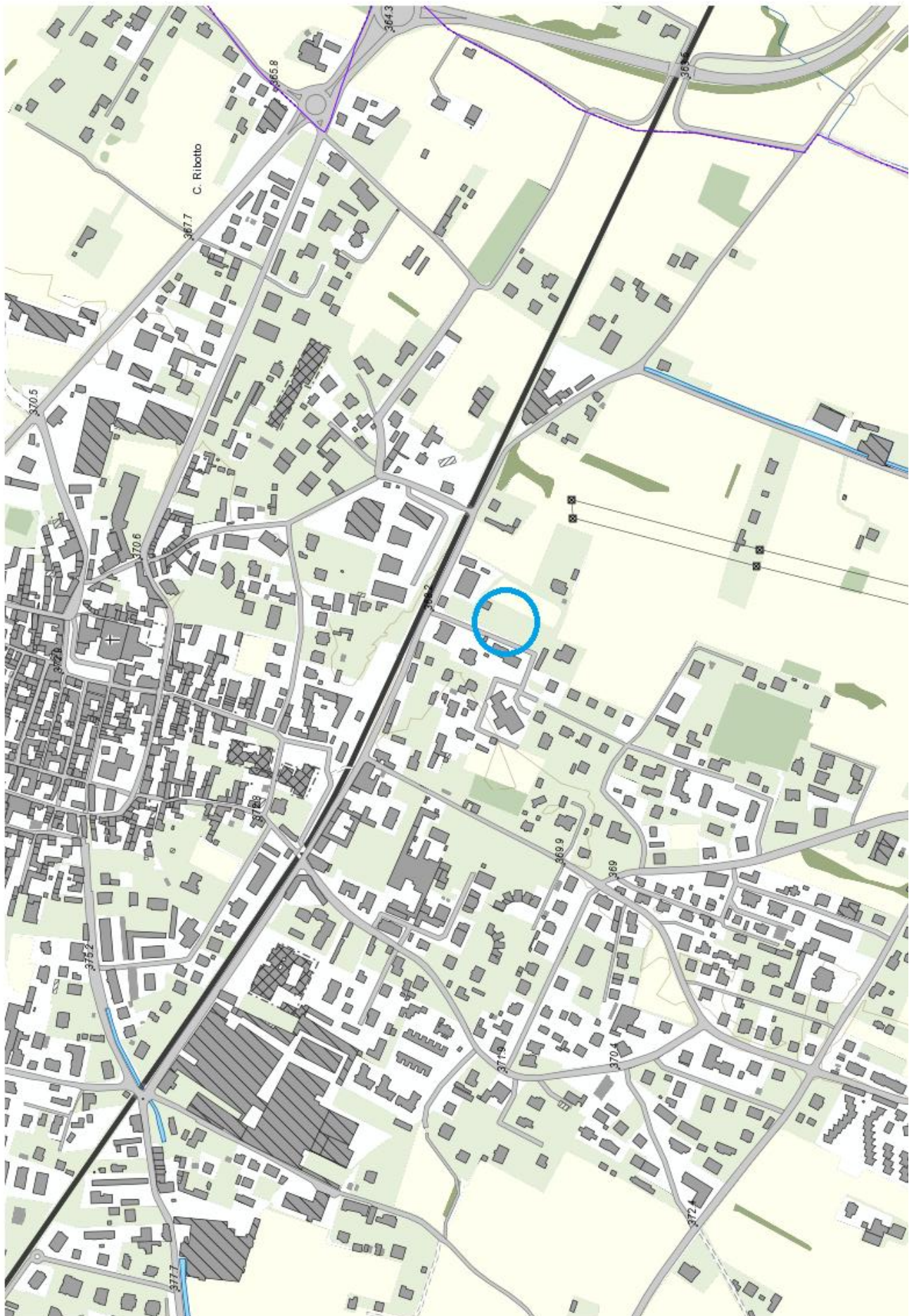
Sulla base delle risultanze ottenute, che presuppongono l'osservanza delle indicazioni esposte, si esprime un parere positivo di fattibilità dell'intervento in progetto in rapporto all'assetto geologico-tecnico locale.

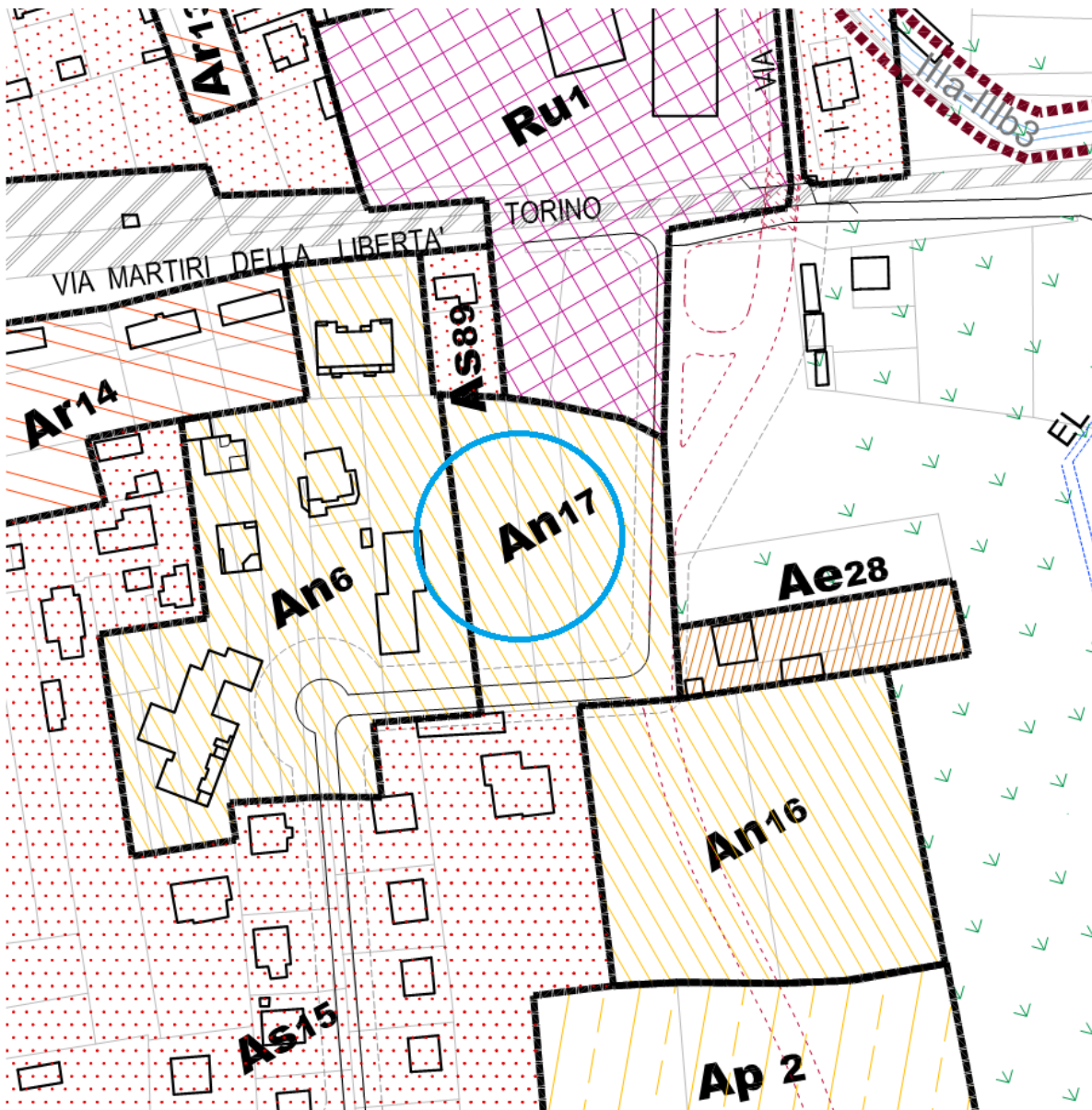
Dr. Geol. Pierpaolo ROCCHIETTI

ALLEGATI.

Nelle pagine successive sono riportati i seguenti allegati:

1. Estratto dalla Base cartografica regionale, scala modificata; in azzurro: sito in esame e aree limitrofe.
2. Estratto dal P.R.G.C., scala modificata.
3. Estratto di Mappa, Foglio 10, scala modificata.
4. Estratto dal Progetto: Planimetria generale, scala modificata. E' indicato il pozzetto esplorativo scavato in sito (P, in azzurro).
5. Estratto dal Progetto: Sezione A - A del Fabbricato A, scala modificata.
6. Documentazione fotografica dello scavo effettuato in sito (cfr. *Allegato n. 4*).





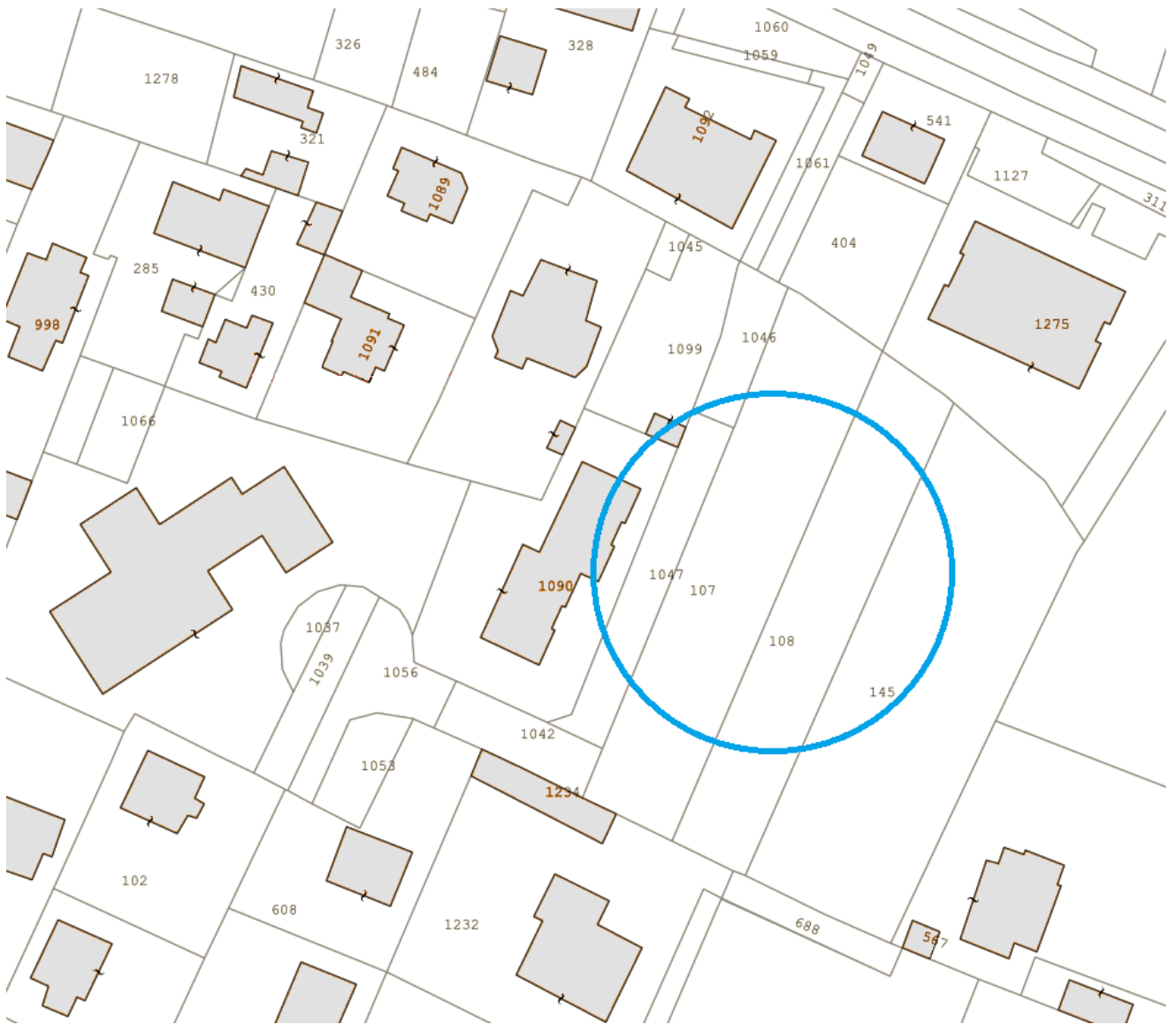




Fig. 10 part. 145

