

COMUNE DI SAN GIOVANNI BIANCO
(PROVINCIA DI BERGAMO)

Ampliamento fabbricato
in via Prati dell'Era

Relazione Geologica-Tecnica

Ottobre 2019

A cura di:
Studio Geologico
Boffelli dott. Gianluca
via B. Belotti, 75
24014 Piazza Brembana (BG)

AMPLIAMENTO EDIFICIO
IN VIA PRATI DELL'ERA

COMUNE DI SAN GIOVANNI BIANCO

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA
DELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO

INDICE

| | | |
|------|--|---------|
| 1 - | PREMESSA..... | pag. 3 |
| 2 - | TIPOLOGIA DI INTERVENTO..... | pag. 4 |
| 3 - | ASSETTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO..... | pag. 5 |
| 4 - | INDAGINI IN SITO | pag. 5 |
| 5 - | PARAMETRI GEOTECNICI..... | pag. 6 |
| 6 - | ELEMENTI DI MICROZANAZIONE SISMICA..... | pag. 8 |
| 7 - | CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE..... | pag. 12 |
| 8 - | VERIFICA LIQUEFAZIONE TERRENO DI SOTTOFONDO.... | pag. 13 |
| 9 - | VERIFICA AL CARICO LIMITE FONDAZIONE-TERRENO.... | pag. 14 |
| 10 - | VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO..... | pag. 17 |
| 11 - | ESITI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE RELATIVE ALLA RSISTENZA DEI TERRENI ALLO SLU..... | pag. 18 |
| 12 - | STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO..... | pag. 19 |
| 13 - | CONSIDERAZIONI GENERALI E SUGGERIMENTI..... | pag. 21 |
| 14 - | CONCLUSIONI..... | pag. 26 |

1.0 Premessa

Lo scrivente ha effettuato uno studio geologico generale dell'area nel territorio comunale di San Giovanni Bianco (BG), in via Prati dell'Era, al cui interno sono previsti l'ampliamento di un fabbricato e la realizzazione della strada di accesso allo stesso.

Si forniscono indicazioni in merito alla fattibilità geologica di tale intervento; si forniscono valutazioni relativi alle metodologie operative da utilizzare in fase di esecuzione.

Si è proceduto a sviluppare, su incarico di Debra Balucani, rilevamenti di campagna onde accertare direttamente le caratteristiche litologiche e idrogeomorfologiche dei luoghi.

Non sono state eseguite ulteriori indagini geognostiche di dettaglio in ragione della conoscenza che lo scrivente ha dell'area, poiché ha effettuato indagini in luoghi limitrofi. Inoltre, eventuali prove penetrometriche avrebbero dato rifiuto a pochissima profondità per la presenza della roccia in posto affiorante o sub affiorante e per l'impossibilità di portare macchinari idonei nell'area di intervento. E' stato effettuato un sondaggio con scavatore meccanico al fine di verificare la situazione dei luoghi.

I rilevamenti di campagna sono stati integrati dalla ricostruzione della litostratigrafia mediante l'osservazione di spaccati presenti in zona, dalla valutazione delle caratteristiche della coltre detritico-terrosa che costituisce la copertura e dalla conoscenza diretta che lo scrivente ha della zona di intervento e ,come detto, dalla realizzazione di un sondaggio mediante scavatore meccanico.

Lo scrivente si esprime unicamente dal punto di vista geologico demandando a chi di competenza le autorizzazioni necessarie.

2.0 Tipologia dell'intervento

L'opera in progetto, come riportato dagli elaborati progettuali redatti dallo Studio Tecnico Debra Balucani e Mario Lemorini, consiste nell'ampliamento di un fabbricato e la realizzazione della strada di accesso allo stesso.

Il nuovo fabbricato sarà posto su due livelli di cui quello più basso adibito ad autorimessa collegata alla strada comunale mediante la strada privata di nuova realizzazione, mentre il livello superiore ad uso abitativo.

La struttura esistente, e quella di nuova costruzione, saranno collegate mediante una serra bioclimatica ed un ascensore che permetterà di raggiungere il livello più basso a partire dal piano terra dell'abitazione ad oggi esistente.

Per più puntuali indicazioni circa la struttura dell'opera si rimanda agli elaborati tecnici predisposti dai progettisti.

3.0 Assetto geologico - geomorfologico

L'area in esame è posta nel Comune di San Giovanni Bianco, in località Prati dell'Era.

L'area, nel complesso regolare, è moderatamente acclive nella parte di intervento mentre risulta più elevata nella zona a monte.

In essa sono presenti coltri detritiche consistenti in materiale sciolto composto da pezzame lapideo frammisto ad una percentuale variabile di materiale terroso con spessore anch'esso variabile; la roccia in posto risulta affiorante o subaffiorante.

4.0 Indagini in sito

Per caratterizzare, dal punto di vista stratigrafico, l'area di intervento, sono stati osservati gli spaccati in zona e ci si è affidati alla conoscenza diretta dei luoghi da parte dello scrivente che ha effettuato indagini di dettaglio in aree limitrofe. Non sono state effettuate altre indagini (es. prove penetrometriche) in ragione anche del fatto che esse avrebbero dato rifiuto a pochissima profondità e per l'impossibilità di portare

macchinari idonei; è stato realizzato un sondaggio mediante scavatore meccanico.

Per la morfologia delle aree limitrofe sono da attendersi circolazioni idriche sottosuperficiali provenienti da livelli più profondi legati a locali fenomeni di infiltrazione e risalita capillare e da acqua proveniente dalle aree di monte.

5.0 Parametri Geotecnici

Per valutare la litologia dell'area risulta necessario conoscere alcuni parametri geotecnici relativi ai litotipi presenti. Tali parametri sono stati stimati mediante l'osservazione diretta dei terreni e dalle indagini effettuate dallo scrivente in aree poco distanti. Inoltre sono stati utilizzati i dati presenti nella letteratura specifica, adottando in particolare criteri di scelta cautelativi, al fine di ottenere nei calcoli dei risultati attendibili dal punto di vista della sicurezza.

L'interpretazione dei dati pregressi in possesso dello scrivente e l'osservazione diretta hanno portato i seguenti parametri litotecnici:

| Coltre eluviale superficiale | |
|------------------------------|-------------------------|
| Materiale terroso | |
| | |
| Gamma | 1,9 t/m ³ |
| Cu | 0,05 Kg/cm ² |
| Ø | 25° |
| | |

| Livello inferiore | |
|---------------------------|-------------------------|
| Materiale terroso-lapideo | |
| | |
| Gamma | 2,0 t/m ³ |
| Cu | 0,10 Kg/cm ² |
| Ø | 27-29° |
| Livello inferiore | |
| Roccia in posto | |
| | |
| Gamma | 2,1 t/m ³ |
| Cu | 0 Kg/cm ² |
| Ø | 38-45° |

6.0 Elementi di microzonazione sismica

Dal punto di vista sismico il territorio comunale di San Giovanni Bianco è stato classificato dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", come comune in zona 3; tutti i progetti delle strutture riguardanti le nuove costruzioni, pubbliche e private, devono essere redatti in linea con le norme tecniche vigenti per la Zona 3". Le NTC, prevedono, in luogo delle accelerazioni sismiche per l'intero territorio comunale e per classi di sismicità, previste dall'O.P.C.M. 3274, l'adozione dei valori di accelerazione sismica di base considerando l'intero territorio suddiviso secondo griglie con un lato di circa 5,5 km, a ciascuna delle quali è attribuito un caratteristico ed uniforme valore di accelerazione sismica a_g . La "pericolosità sismica di base" del sito di intervento costituisce pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche attraverso la definizione di tre parametri: a_g = accelerazione orizzontale massima del 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. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà

dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . Per il caso in esame è stato adottato il metodo semplificato mediante la stima del valore di V_s attraverso specifiche indagini in sito. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

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

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

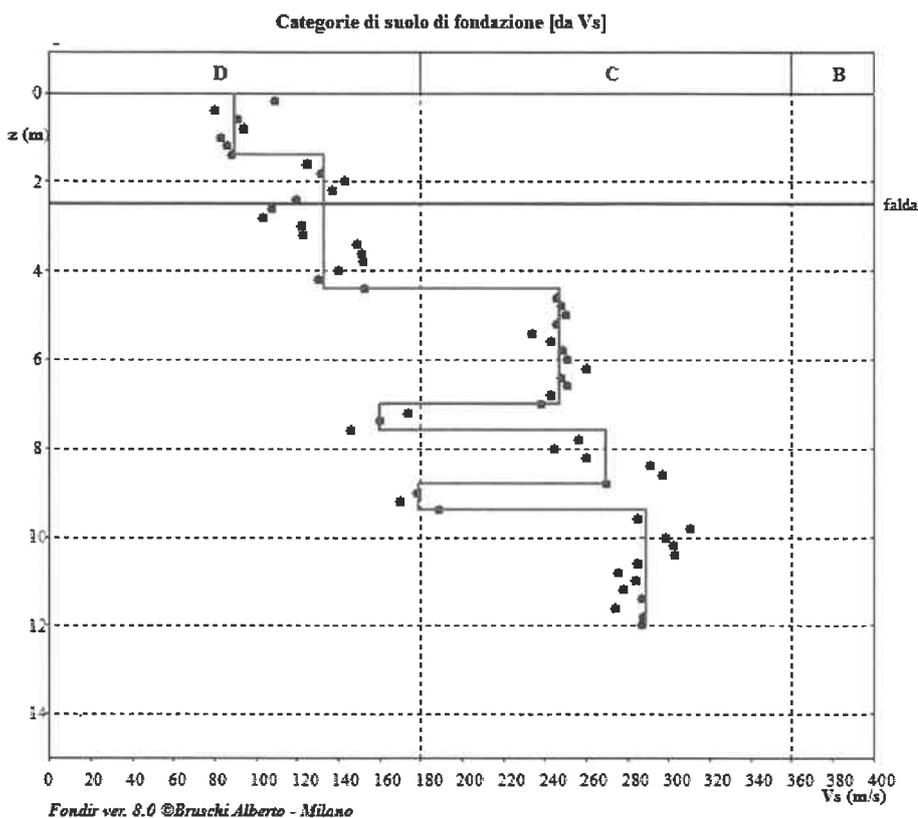
Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Nelle verifiche geotecniche e sismiche si dovrà pertanto considerare un Sottosuolo di Categoria Sismico A per il quale il valore di F_a calcolato risulta inferiore ad F_a di soglia e la normativa di riferimento risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica locale. Considerata la morfologia dei terreni, la categoria topografica è riferibile alla Classe T2.

7.0 – CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base della normativa sismica vigente (*Testo Unico – D.M. 14/01/2008*) è stata attuata la classificazione sismica suolo di fondazione dell'area di specifico interesse.



Sulla base dei dati a disposizione, incrociati con di dati geotecnici derivanti da indagini condotte nell'intorno, i terreni di posa fondazionale rientrano nella categoria di suolo dominante di **tipo A** rappresentati da ammassi rocciosi affioranti o subaffioranti

8.0 Verifica liquefazione terreno di sottofondo

Le NTC consentono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifestino, per l'ambito in esame, almeno una delle seguenti cinque condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campolibero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per pianocampagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $q_{ciN} > 180$ 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_{ciN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei fusi granulometrici di cui alle figure 7.11.1 (a) e b delle NTC.

Per il caso specifico i depositi in questione non rientrano nel fuso granulometrico dei terreni potenzialmente liquefacibili ed inoltre nell'area non è presente una falda idrica vera e propria; viene pertanto omessa la relativa verifica.

9.0 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (in questo caso del terreno di fondazione). Al fine di consentire l'esecuzione delle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'opera in progetto, viene determinata la resistenza di progetto del terreno di fondazione al collasso per carico limite (R_d), che si ottiene dividendo la resistenza caratteristica del terreno R_k (coincidente con la capacità portante limite), per un fattore di sicurezza R variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche. Il calcolo della resistenza del sottofondo è stato condotto sia in condizioni statiche (assenza di sisma), sia in condizioni dinamiche (presenza di sisma). In condizioni dinamiche si è tenuto conto, nel calcolo della resistenza, dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza N_q , N_c ed N_g , legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli

stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione 6.2.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista

dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|---------------|----------------------------|
| Carico limite | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |

10.0 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

- Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si deve verificare il rispetto della condizione 6.2.7, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Nelle verifiche geotecniche per la stima della capacità portante si sono adottati i metodi più diffusi in letteratura, applicando i relativi effetti sismici sulla base dei parametri scaturiti dalla caratterizzazione sismica del sito utilizzando il software commerciale LoadCap, versione 2018 implementato dalla Geostru.

Nelle verifiche geotecniche sono state ipotizzate le azioni e combinazioni di carico presenti nella tabella di seguito riportata; sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni e, qualora necessario, saranno eseguite ulteriori iterazioni di verifica sulla base delle azioni di progetto.

| Fondazione a travi rovesce di larghezza B = 70 cm posate a - 1,5 m da p.c. - Rinterro 90 cm | |
|--|------|
| Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cm²) | |
| Ipotesi orientativa (da verificare) | |
| A1+M1+R3 | 1.95 |
| sisma | 1.95 |
| SLE | 1.95 |
| SLD | 1.95 |

11.0 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU

Nelle verifiche sono state considerate fondazioni a travi rovesce di larghezza B = 0,7 m posate in ogni punto entro il substrato roccioso, con un rinterro effettivo di 0,90 m, con le combinazioni di carico indicate, riportate nelle tabelle precedenti. Nella tabella allegata sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate, sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche. Le verifiche geotecniche eseguite in condizioni drenate (lungo termine) con *l'Approccio 2 - Combinazione Unica* hanno fornito i seguenti esiti:

| Fondazioni | Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm ²) | Resistenza di progetto Rd (Kg/cm ²) | Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm ²) | Coefficiente di sicurezza | Verifica geotecnica | Cedimenti totali (mm) |
|----------------------------|---|---|---|---------------------------|---------------------|-----------------------|
| Travi rovesce B = 0,7 m | 6.43 | 2.70 | 1.95 | > 2,3 | Verificata | < 15 mm |

Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare, in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio E_d non superiore a $E_d = 1.95 \text{ Kg/cm}^2$ a condizione che vengano interamente appoggiate sulla roccia in posto.

Nella verifica dei cedimenti totali, considerando fondazioni con carichi di esercizio indicati, i valori dei cedimenti totali risultano inferiori a 15 mm.

12.0 Stabilità dei fronti di scavo

Si può affermare che l'intervento, se si seguiranno i suggerimenti sotto riportati, sarà fattibile dal punto di vista geologico, poiché le condizioni idrogeologiche e statiche dei luoghi non verranno sostanzialmente modificate e non vi saranno grosse interferenze con le aree adiacenti. La presente relazione è di carattere geologico-tecnico; gli eventuali rapporti geotecnici e le verifiche di stabilità del versante dovranno essere effettuate da professionista geotecnico. Dal punto di vista geologico - geomorfologico ed idrogeologico, l'intervento di progetto risulta compatibile e senza negative interferenze con le condizioni di equilibrio idrogeologico dei versanti a condizione che venga attentamente e correttamente eseguito secondo i suggerimenti di seguito riportati.

Elemento molto importante da tenere in considerazione è la possibile presenza di acqua di ruscellamento sia superficiale che sotterranea, normalmente non esistente, ma la cui presenza potrebbe verificarsi in occasione di precipitazioni intense e durature.

Il tratturo comporterà l'esecuzione di una serie di sbancamenti e di riporti (si prevedono fronti con altezze minime e comunque non superiori a 1,5-2,00 metri). Su tale altezza, e non superiore, lo scrivente ha fatto le proprie considerazioni.

Per i depositi di versante con blocchi, ciottoli e ghiaia immersi in matrice limoso-sabbiosa, le pendenze non dovranno essere superiori a 28-35°.

Particolare attenzione dovrà essere rivolta alle operazioni di sbancamento sia per l'ampliamento del fabbricato sia per la realizzazione della strada, in quanto, potrebbero esservi dei cedimenti del versante e, in caso di intercettazione della roccia in posto, essa potrebbe scivolare a causa della sua naturale fatturazione e per il fatto che in alcuni punti essa è a franappoggio.

Il fattore di sicurezza globale viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_s = T_{\max} / T_{\text{mob}}$$

13.0 Considerazioni generali e suggerimenti

Lo scrivente, come precedentemente detto, si esprime unicamente dal punto di vista geologico e non entra in merito al dimensionamento strutturale delle opere ed alla fattibilità dell'opera dal punto di vista urbanistico.

Si ribadisce che lo scrivente si occupa solo di un piccolo scavo che verrà effettuato nella parte retrostante del fabbricato legato alle fasi di ampliamento.

Le fondazioni, dove modificate, dovranno essere protette da idonei pacchetti drenanti con relativi tubi e pozzetti di raccolta delle acque di risalita ed essere impostate in ogni loro parte sulla roccia in posto. Nel caso ciò non fosse possibile in base alle quote di progetto, si suggerisce di approfondire lo scavo sino a raggiungerla.

Non dovrà mai essere lasciato lo scavo aperto senza opere di contenimento di valle o spazi vuoti a tergo che possano indurre fenomeni di scivolamento e/o compattazione.

Durante le operazioni il fronte di scavo dovrà essere protetto per evitare crolli e/o erosione in caso di eventi meteorologici particolarmente intensi.

La testa di eventuali muri di contenimento dovrà avere la stessa quota del profilo originario del terreno prima degli scavi e, tra il muro di contenimento ed il versante naturale non interessato dagli interventi, non dovranno assolutamente esserci vuoti nemmeno temporanei.

Tutto il materiale di scavo in esubero dovrà essere portato verso luoghi di discarica autorizzati e non lasciato sulle aree di intervento.

I muri controterra e le fondazioni dovranno essere protetti da idonei pacchetti drenanti con relativi tubi e pozzetti di raccolta delle acque di infiltrazione che, a seguito di periodi piovosi prolungati, potrebbero trovare preferenziali vie di scorrimento.

Particolare attenzione dovrà essere rivolta alle operazioni di sbancamenti sia per l'ampliamento del fabbricato sia per la realizzazione della strada in quanto potrebbero esservi dei cedimenti del versante e, in caso di intercettazione della roccia in posto, essa potrebbe scivolare a causa della sua naturale fatturazione e per il fatto che in alcuni punti essa è a franappoggio.

Per quanto riguarda la strada:

Tutte le considerazioni e le analisi effettuate e riportate nel presente scritto sono state valutate per scavi non superiori a 1-2,5 metri.

-Gli scavi e i riporti, se di entità superiore ad 1,0-1,50 metri, dovranno essere controllati da opere di contenimento quali terre armate, massi ciclopici attentamente e debitamente alloggiati, ecc. in modo da evitare cedimenti della nuova strada. Dette opere dovranno essere debitamente ancorate al versante ed appoggiate su un piano leggermente inclinato verso monte in modo da impedirne lo scivolamento;

-gli scavi dovranno essere contenuti nel limite del possibile e di limitata ampiezza, coinvolgendo solo le aree strettamente di intervento, per evitare la destabilizzazione generale dell'area con il possibile coinvolgimento delle aree limitrofe;

-non dovrà mai essere lasciato lo scavo aperto senza opere di contenimento di valle o spazi vuoti a tergo che possano indurre fenomeni di scivolamento e/o compattazione;

-durante le operazioni il fronte di scavo dovrà essere protetto per evitare crolli e/o erosione in caso di eventi meteorologici particolarmente intensi;

-il tratto di versante, compreso tra il tratturo e le aree non interessate dall'intervento ancora più a monte, dovrà avere un andamento omogeneo senza rotture di pendenza anomale e raccordato con tutto l'intorno;

-nelle porzioni di area sulla quale verranno effettuati riporti, sarà opportuno effettuare una gradonatura e modellare il versante in modo che la spinta avvenga prevalentemente in senso verticale e non trasversale, ed il piano di appoggio del materiale di riporto dovrà essere inclinato verso monte; tutto ciò per una maggiore stabilità generale. Il materiale riversato verso valle, ove non presenti opere di contenimento, dovrà essere stabilizzato mediante compattazione;

-si dovranno predisporre delle rigole trasversali in numero maggiore nei tratti di strada più ripidi. Le acque captate andranno scaricate in modo adeguato e controllato per evitare fenomeni di incisione lungo i tratti di versante; nel punto terminale di esse si dovranno prevedere sistemi di dispersione naturale delle acque (ad esempio materassi reni).

Per creare tali sistemi a dispersione controllata potranno essere previsti degli scavi all'interno dei quali verranno posizionati dei sassi di

medie-grosse dimensioni trattenuti da maglie di rete metallica in modo che l'acqua, cadendo all'interno di essi, si disperda evitando fenomeni di erosione;

-il materiale per il fondo strada dovrà essere idoneo, drenante, debitamente compattato e rullato;

-su tutti i tratti si consiglia l'assoluta manutenzione delle opere di regimazione delle acque ed il controllo periodico dell'efficienza e del buon grado di conservazione delle stesse, provvedendo, nel corso del tempo, alla sostituzione e/o sistemazione di quelle rotte o deteriorate o che non garantiscono più la funzione per la quale sono state realizzate.

14.0 Conclusioni

Sulla base degli accertamenti e delle indagini condotte si ritiene che l'intervento previsto potrà essere realizzato con adeguate garanzie di sicurezza.

Si esprime parere geologicamente favorevole all'intervento.

La presente relazione è integrata da specifica documentazione cartografica costituita dai seguenti allegati :

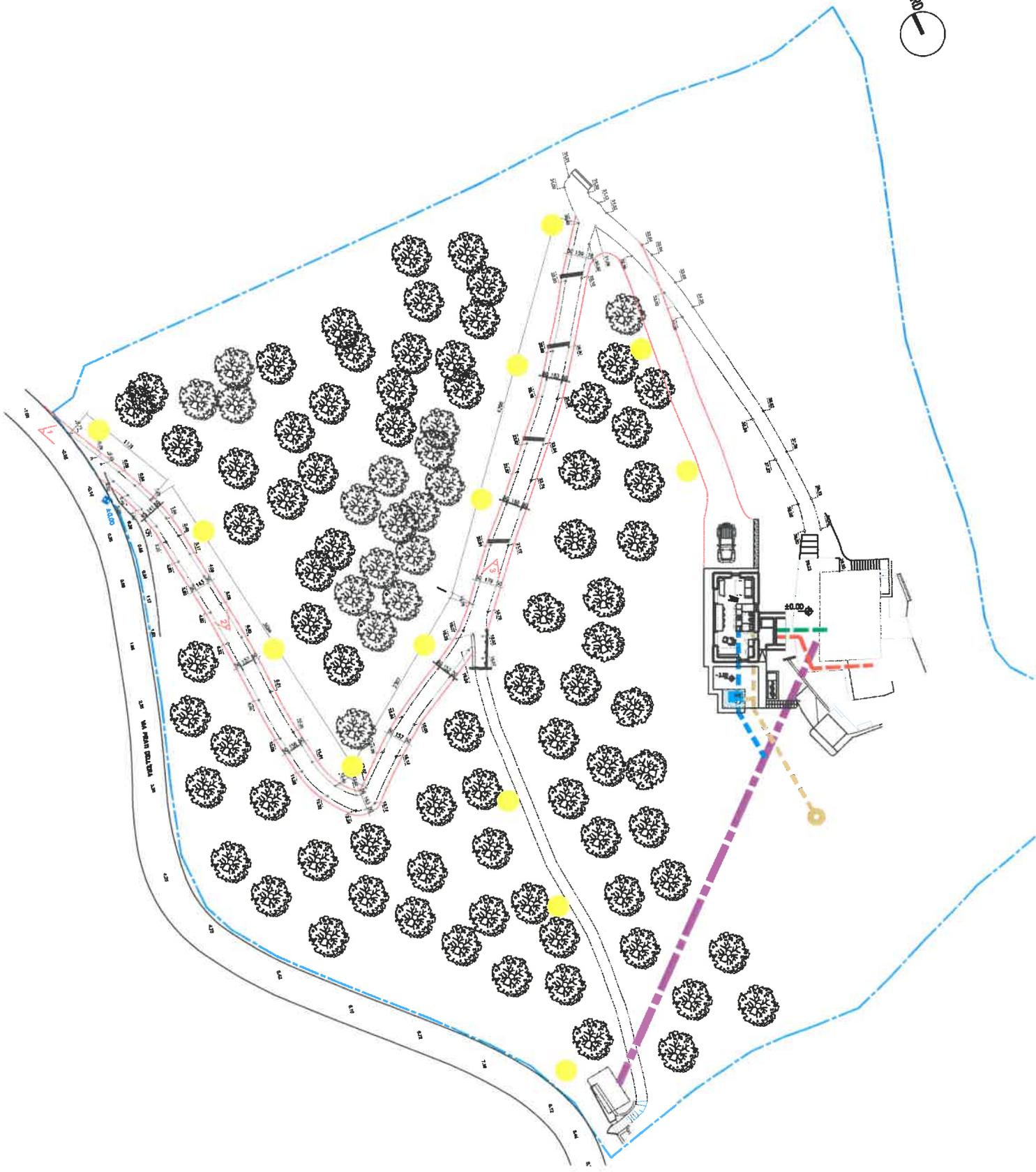
TAV 1 Stralcio tavole progettuali

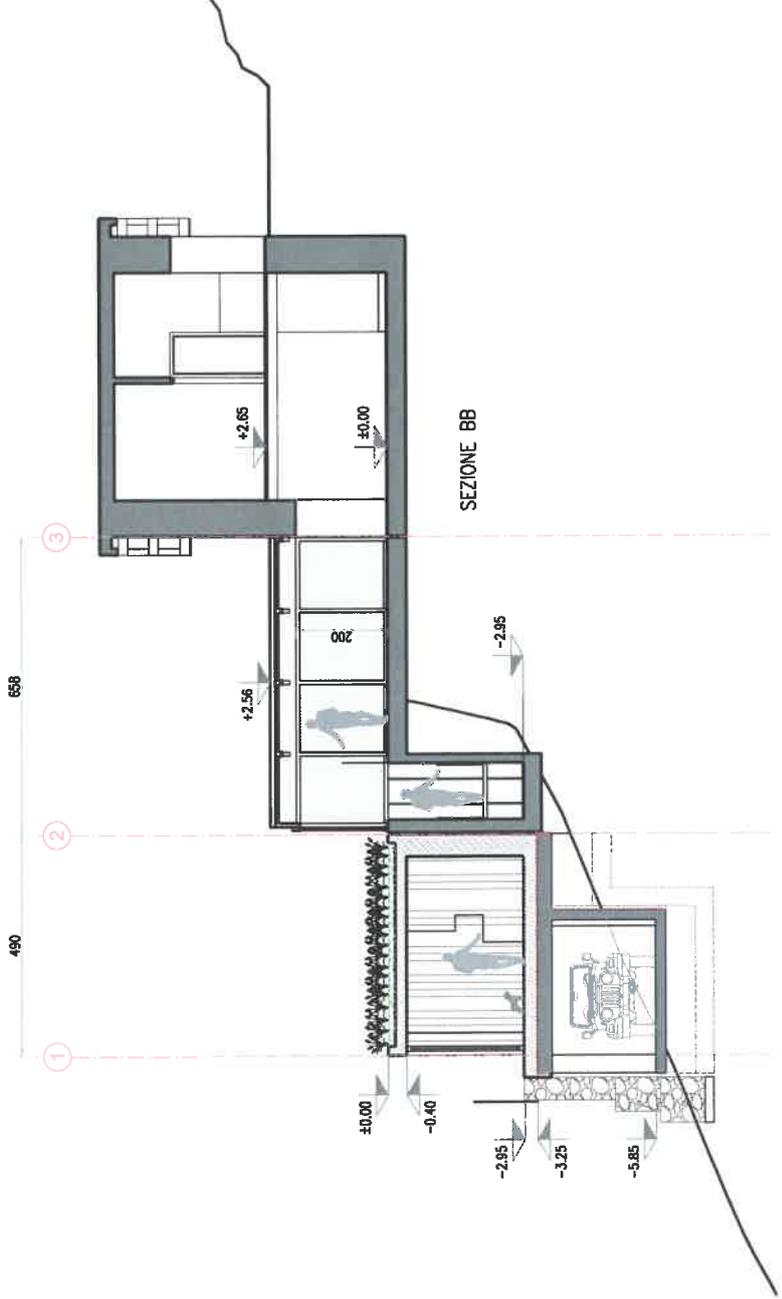
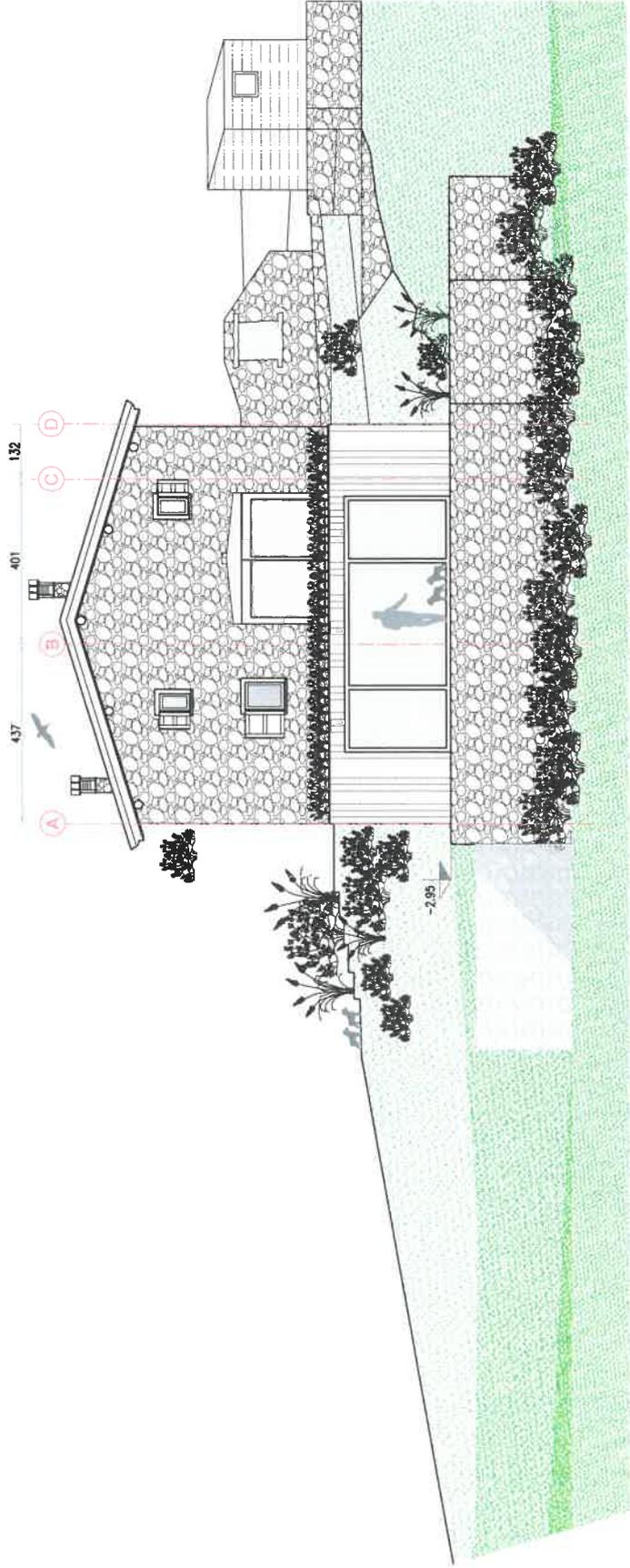
TAV 2 Documentazione fotografica

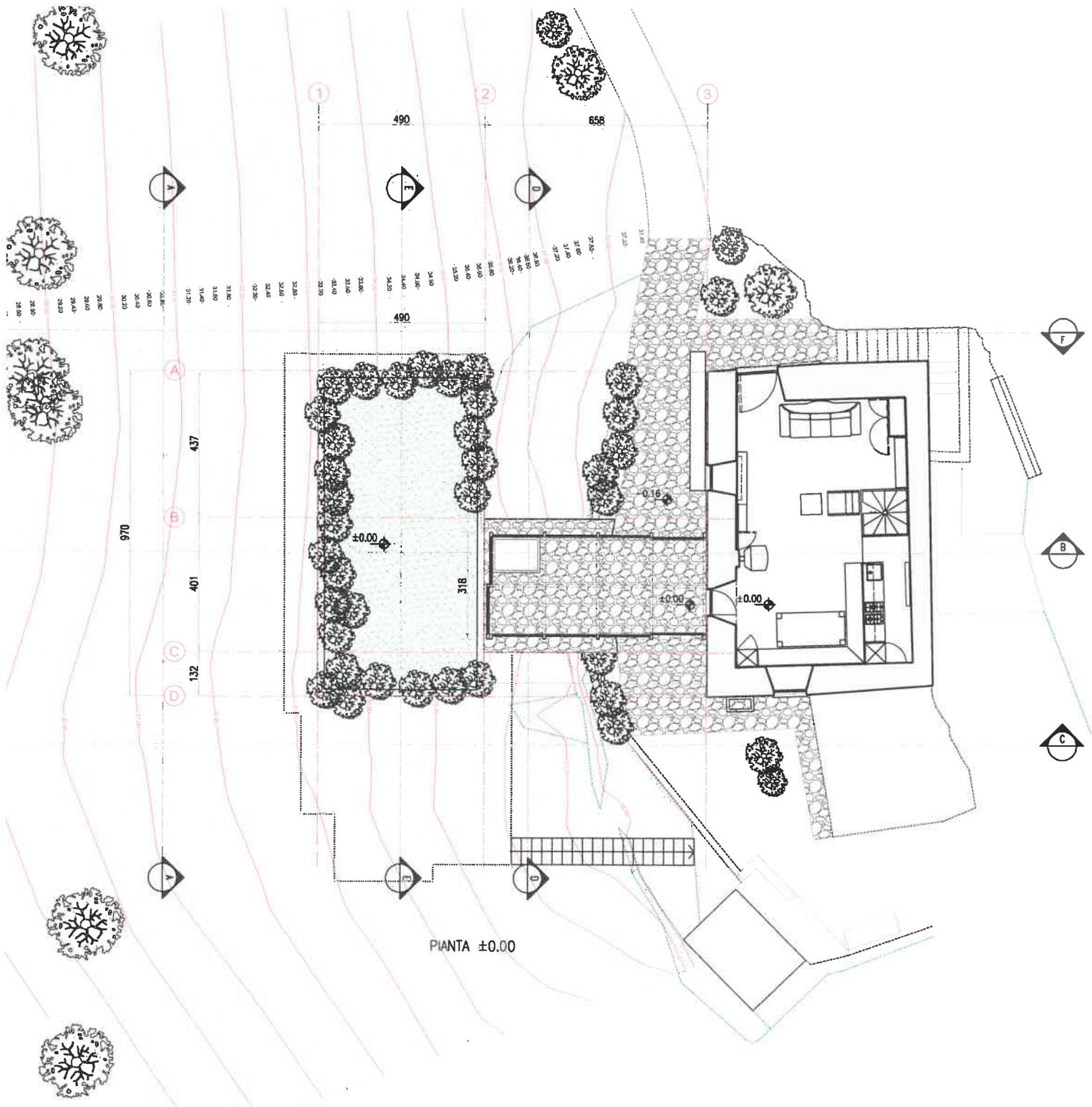
Piazza Brembana, Ottobre 2019

STUDIO GEOLOGICO
BOFFELLI dott. Gianluca
ORD.REG.GEOL.n.1054 P.IVA 02612560165
tel./fax ufficio 0345/81066
e-mail : studioboffelli@gmail.com
Via B. Belotti, 75 - 24013 Piazza Brembana (Bg)

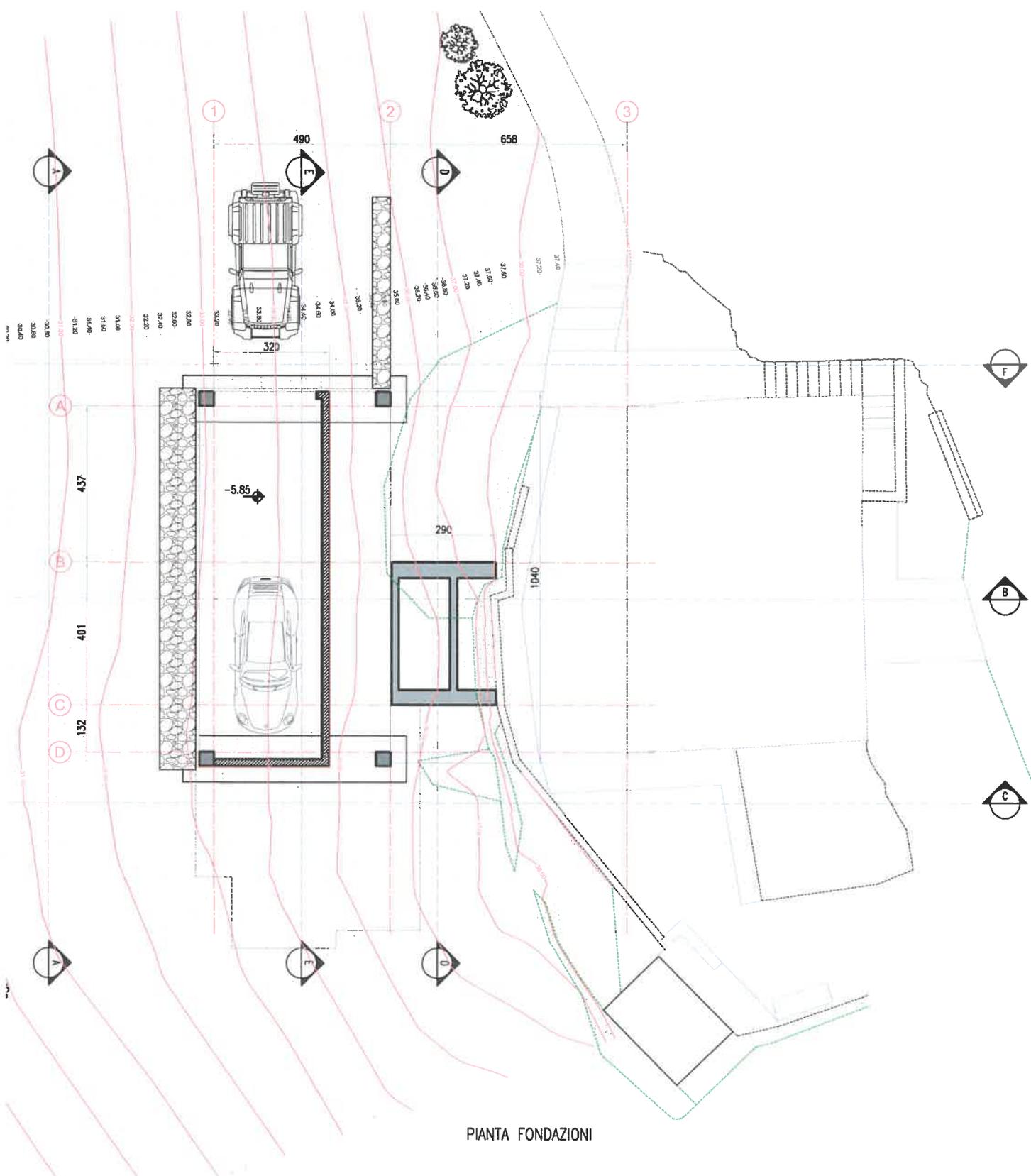








PIANTA ± 0.00



PIANTA FONDAZIONI

