

RISTORANTE TOSCANO
Via Cappelleria 1
ROBBIATE (LC)

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UNA CANTINA-
MAGAZZINO
SOTTOSTANTE L'EDIFICIO ESISTENTE

RELAZIONE

SOMMARIO:

0. PREMESSA	3
1. CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	4
1.1 NORMATIVA GEOLOGICA DI RIFERIMENTO.....	4
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	6
2.1. INDAGINI IN SITO	6
2.1.1. <i>Rilievo geologico</i>	<i>6</i>
2.1.2. <i>Sondaggi geognostici.....</i>	<i>7</i>
2.1.3 <i>Parametri ricavabili dalle prove penetrometriche</i>	<i>8</i>
2.1.4 <i>Risultati dell'indagine geognostica</i>	<i>11</i>
2.1.5 <i>Caratteristiche geotecniche</i>	<i>12</i>
2.1.6 <i>Valutazione della capacità portante dei terreni</i>	<i>13</i>
2.1.7 <i>Considerazioni sul futuro scavo</i>	<i>14</i>
2.1.8. <i>Regimazione idraulica delle acque.....</i>	<i>14</i>
3. VALUTAZIONI CONCLUSIVE.....	16

TAVOLE

- Tav. 1 - Caratteri geologici del sito e ubicazione dei punti di indagine - scala 1:500
Tav. 2 - Sezioni geologico tecniche - scala 1:200
Tav. 3 – Stralcio della Carta di Fattibilità Geologica - 1:5.000

ALLEGATI

Allegato 1/1-7: Stratigrafie dei sondaggi geognostici

Allegato 2: Documentazione fotografica

0. PREMESSA

Lo Studio Idrogeotecnico Applicato sas di Ghezzi Efrem & C. è stato incaricato dal “Ristorante Toscano” di Robbiate (LC), di effettuare uno studio di compatibilità idrogeologica del progetto di realizzazione di una cantina-magazzino, ai sensi della normativa geologica associata al PRG comunale (L.R. 41/97) dell'agosto 2002.

In particolare l'area ricade nella classe di fattibilità geologica “4b” dello studio geologico a supporto del PRG, caratterizzata da "gravi limitazioni" alla trasformazione d'uso dei suoli, derivanti dalla presenza di versanti acclivi instabili o potenzialmente instabili.

Con specifico riferimento alle prescrizioni contenute nelle norme geologiche di PRG, dettagliatamente descritte nel successivo paragrafo 1.1, l'indagine è stata condotta tenendo conto delle implicazioni di natura geologica e idrogeologica che l'intervento può comportare.

Considerata la situazione locale si è pertanto reso necessario definire:

- le caratteristiche fondazionali dell'edificio, non note alla Committenza;
- le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, condizionanti le tecniche di scavo e le modalità di sostegno dei fronti, nonché le caratteristiche costruttive della nuova opera;
- le caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo e della circolazione idrica, al fine di evitare eventuali pericolose sovrappressioni nelle porzioni di terreno retrostanti le opere in progetto.

1. CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di una cantina-magazzino situata al di sotto dell'attuale pavimentazione del piano terreno dell'edificio esistente, adibito a ristorante.

Il nuovo locale ha una larghezza di 6 m e si sviluppa parallelamente al muro perimetrale di contenimento di via Cappelleria, per una lunghezza complessiva di 22 m. L'altezza massima è di 4,27 m. L'accesso al magazzino avverrà attraverso una scala di collegamento alla adiacente cantina. Il piano inferiore del locale è situato a - 6,09 m dal piano pavimento attuale dell'edificio.

1.1 NORMATIVA GEOLOGICA DI RIFERIMENTO

Il Comune di Robbiate è dotato di studio geologico di supporto alla Pianificazione comunale (agosto 2002). Lo studio è stato approvato dalla Regione Lombardia in data 12/12/2002, con prescrizioni specifiche per le norme delle classi di fattibilità 4a, 4b, 3a' e 3a''.

L'area oggetto di intervento si inserisce, da un punto di vista geologico e paesaggistico, nel contesto della valle del fiume Adda, ed in particolare sul versante idrografico destro della valle stessa.

Il fiume Adda scorre in una profonda forra delimitata da un ciglio di scarpata naturale con dislivello di oltre 50 m; il fianco idrografico destro è caratterizzato da elevata acclività ed è localmente interessato da incisioni secondarie e da fenomeni di dissesto. In corrispondenza del ristorante sul versante affiora un potente banco di Ceppo poggiante sul substrato roccioso pre-quadernario ("Piano di Brenno" - Cretaceo Superiore).

Il versante da un punto di vista geologico è stato classificato come "area della valle del F. Adda con substrato conglomeratico affiorante o subaffiorante ed acclività generalmente accentuata" e inserito in *Classe di fattibilità geologica 4* (Aree 4b, non favorevoli a nuove edificazioni per rischio di instabilità dei versanti) (cfr. Tav. 3).

Le opere ammissibili (oltre a quelle tese al consolidamento ed alla sistemazione idrogeologica per la messa in sicurezza dei siti) sono costituite unicamente dalle infrastrutture pubbliche e d'interesse pubblico, solo se non altrimenti localizzabili. Per gli edifici esistenti sono consentiti gli interventi di cui all'art. 31, lettere a), b), c) della Legge 5 agosto 1978, n. 457.

L'intervento proposto, essendo classificabile alla lettera *c* dell'art 31 della citata legge, è ricompreso tra quelli ammissibili nella classe di fattibilità 4.

La particolarità dell'intervento, non comportante sopraelevazione dell'edificio esistente (non è previsto infatti un aumento del carico statico, bensì un alleggerimento del versante a seguito della realizzazione di un vano vuoto), nè tantomeno aumenti di superfici abitabili, se realizzato a regola d'arte, determinerebbe il miglioramento delle caratteristiche di stabilità del versante stesso e può essere ritenuto comunque ammissibile anche da un punto di vista geologico.

La tipologia di indagini preventive necessarie nell'ambito della classe di fattibilità in cui ricade l'intervento deve consentire una puntuale verifica delle tipologie di dissesto e del grado di rischio da valutarsi attraverso rilievi geologici di dettaglio e indagini geognostiche condotte ai sensi del D.M. 11.3.88.

In fase progettuale devono essere inoltre definite nel dettaglio tutte quelle opere di regimazione idraulica necessarie allo smaltimento delle acque superficiali e sotterranee al fine di escludere qualsiasi ulteriore aggravio delle condizioni di stabilità dei versanti stessi.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica dell'area interessata dal progetto di realizzazione della cantina-magazzino è stata condotta per:

- la necessità di conoscere la tipologia di fondazione esistente (l'edificazione della parte più antica del ristorante "Toscano" risale alla fine dell'800, quindi con fondazioni di tipologia non nota);
- la necessità di verificare le caratteristiche geotecniche dei terreni sottostanti l'edificio, attualmente contenuti da un muro in pietra con basamento in calcestruzzo profondo 130 cm da p.c. e largo 65 cm (misure note a seguito dell'esecuzione della presente indagine).

2.1. INDAGINI IN SITO

Al fine di caratterizzare l'area oggetto di intervento è stato eseguito un rilievo geologico del versante dove è ubicato il ristorante ed effettuata una campagna di sondaggi geognostici in corrispondenza del ristorante stesso.

L'ubicazione dei sondaggi geognostici ed i risultati del rilievo geologico sono illustrati in Tav. 1.

Negli elaborati cartografici sono stati riportati anche i risultati di precedenti indagini condotte nell'area adiacente al ristorante, messi a disposizione dalla committenza ed in particolare:

- Indagini geognostiche (sondaggio e prove penetrometriche) effettuate per l'ampliamento del parcheggio antistante l'ingresso del ristorante – I.L.S. Cantù/Dott. Ing. Enrico Savonelli, ottobre 1980;
- Relazione geologica per il progetto di ampliamento del Ristorante Toscano di via Cappelleria, 7 di Robbiate (Como) – Studio Geologico Emme.Vu.Ci di Dr. Geol. Tavecchio Walter, aprile 1989;
- Relazione a seguito del sopralluogo effettuato in data 02.11.1993 per esaminare il dissesto in atto lungo via Cappelleria, a valle del ristorante;
- Esame del versante destro del fiume Adda, dal Ristorante "Toscano" al ponte sull'Adda. Nota preliminare – Studio Tecnico IG Landi – Stropeni, luglio 1994.

2.1.1. RILIEVO GEOLOGICO

Il rilievo geologico dell'area circostante il ristorante ha permesso di individuare la presenza di diffusi affioramenti di conglomerato ascrivibili alla "Formazione del Ceppo" (cfr. Tav. 1). Si tratta di ghiaie medie e grossolane poligeniche, massive o grossolanamente stratificate, a supporto clastico e raramente di matrice sabbiosa. Localmente il grado di cementazione è molto elevato. Sono presenti livelli di sabbie

lamine e di ghiaie pulite a supporto clastico (piccoli canali di erosione). I clasti sono arrotondati e subarrotondati, con diametro massimo di 30 cm.

Alla base della piccola parete di conglomerato affiorante lungo la strada a valle del ristorante, è presente una sorgente alimentata quasi costantemente per tutto l'anno, con aumento di portata a seguito di eventi piovosi intensi. Parte delle acque viene captata e utilizzata a scopo irriguo nei giardini situati a monte dell'orlo di terrazzo che delimita la valle del fiume Adda.

Il versante compreso tra la strada di accesso al ristorante e il canale di alimentazione della centrale Esterle è interessato dalla presenza di fenomeni di dissesto. In particolare si tratta di frane di scivolamento della copertura eluvio-colluviale, legate a cattiva regimazione e smaltimento delle acque superficiali. La frana più recente si è verificata a seguito dell'evento alluvionale del novembre 2002 ed è stata oggetto di alcuni interventi di sistemazione con ingegneria naturalistica (realizzazione di viminate e palizzate). Analoghi interventi sono stati effettuati sulla adiacente frana verificatasi 6-7 anni fa, ormai stabilizzata, anche se in corrispondenza della via Cappelleria permane ancora una situazione di potenziale pericolo, essendo venute a mancare una porzione del muro di protezione e la parte di sede stradale adiacente al muretto stesso, situate in corrispondenza della nicchia di frana.

Sempre lungo via Cappelleria, a valle del Ristorante, nel mese di novembre 1993 si è verificato un fenomeno di dissesto in corrispondenza dei materiali di riporto accumulati sul lato di valle della strada per la realizzazione di un ripiano ad uso parcheggio. Il dissesto si è manifestato attraverso la formazione di una fessura la cui apertura è progressivamente aumentata fino a raggiungere i 70 cm. Attualmente il dissesto risulta essere stabilizzato a seguito della realizzazione di interventi di ripristino mediante "terra armata" e pali.

2.1.2. SONDAGGI GEOGNOSTICI

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni sono stati effettuati:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1v e S2v, verticali, ubicati in 2 punti lungo il decorso del futuro scavo, spinti fino a 4.5 metri da p.c.;
- 4 prove SPT in foro in corrispondenza dei 2 sondaggi denominati S1v e S2v;
- 2 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1i e S2i, inclinati di 60° dall'orizzontale (un metro di perforazione corrisponde a 50 cm in orizzontale e 86 cm in verticale) ubicati in 2 punti lungo il decorso del futuro scavo, spinti fino a 7 metri dall'angolo formato tra p.c. e muro verticale di contenimento;
- 2 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1o e S2o, orizzontali ubicati in 2 punti lungo il decorso del futuro scavo, spinti fino a 7.5 metri oltre il muro esistente;
- 1 sondaggio a carotaggio continuo verticale con carotatrice elettrica, ubicato in un punto centrale interno sotto le ipotetiche fondazioni a trave centrale, spinto fino a 1.5 metri oltre il pavimento.

L'ubicazione di tutti i punti di indagine delle prove effettuate, con i relativi numeri d'ordine, è riportata in Tav. 1.

L'indagine è stata eseguita secondo le modalità previste dalle norme A.G.I. come di seguito descritto.

La **perforazione a carotaggio continuo** è stata eseguita a rotazione con l'impiego di un carotiere semplice e di un carotiere doppio - diametro 101 mm; dopo ogni manovra di carotaggio, le pareti del foro sono state rivestite con tubi di rivestimento provvisori in acciaio - diametro 127 mm, infissi con circolazione diretta di fluido.

Il terreno recuperato in continuo, posto in cassette catalogatrici contenenti ciascuna 5 metri di terreno, è stato descritto in cantiere da un geologo abilitato, che ha successivamente redatto una stratigrafia riportante tutti gli elementi necessari per un'adeguata caratterizzazione dei terreni carotati (All.1/1÷7).

All'interno dei fori di sondaggio verticale sono state eseguite 4 prove S.P.T. (**Standard Penetration Test**), con l'impiego di maglio a sganciamento automatico e campionatore Raymond.

Le modalità di esecuzione delle prove sono quelle previste dalle norme A.S.T.M. num. 1.586/87: la testa di battuta è in acciaio ed è avvitata alle aste, il dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio assicura una corsa in caduta libera di 76 cm, il maglio pesa 63.5 Kg e il peso delle aste utilizzate per trasmettere gli impulsi dei colpi a fondo foro risulta di 23 Kg ogni 3 m di asta di diametro 50 mm.

Nella prova SPT vengono contati i colpi necessari ad infiggere per tre intervalli successivi di 15 cm la batteria di aste con campionatore e vengono utilizzati ai fini dell'interpretazione del comportamento meccanico del terreno i colpi necessari ad avanzare negli ultimi 30 cm: questo numero di colpi viene indicato con **Nspt**.

Dal valore di Nspt viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato, oltre ad altri parametri ancora più empirici. Inoltre, tale valore viene utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante dei terreni e ai cedimenti delle fondazioni.

I terreni granulari, qualitativamente, vengono classificati in:

- sciolti per $N_{spt} < 10$
- mediamente addensati per $10 < N_{spt} < 30$
- addensati per $N_{spt} > 30$

Durante l'esecuzione delle prove non è stata rilevata presenza di falda idrica.

2.1.3 PARAMETRI RICAVABILI DALLE PROVE PENETROMETRICHE

Dai valori N_{spt} e dalla litologia è possibile ricavare i parametri geotecnici dei terreni quali D_r (densità relativa), γ (peso di volume stimato), Φ (angolo di attrito), c (coesione stimata), $E_{ed}=1/m_v$ (modulo di compressione edometrica), E (modulo di elasticità), u (coefficiente di Poisson), K_a (coefficiente di spinta attiva).

Avendo a disposizione tutti i precedenti parametri è possibile calcolare la capacità portante di un terreno nei confronti delle diverse tipologie fondazionali, il loro cedimento e la stabilità delle pareti di eventuali scavi.

Densità relativa (D_r)

Il metodo comunemente adottato per ricavare il parametro D_r è la correlazione di *Gibbs e Holtz* (1957), valida per sabbie quarzose normal-consolidate, non cementate e che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

Il valore stimato deve poi essere corretto per tener conto delle differenze di compressibilità: per valori di $D_r < 70\%$ la densità ricavata risulta tendenzialmente più alta del valore reale, mentre per bassi valori della pressione efficace ($\sigma'_{vo} < 5 \text{ kPa}$) la densità relativa risulta tendenzialmente troppo alta.

Disponendo, invece, del valore normalizzato di N_{spt} (N_{60}), la migliore correlazione tra la resistenza alla penetrazione e la densità relativa è quella proposta da *Terzaghi e Peck* (1948).

Questi metodi derivano da sperimentazioni empiriche su sabbie, mentre nel 1986 *Skempton* ha proposto una relazione che tenesse conto anche del contenuto in ghiaia dei terreni attraversati.

Angolo di attrito efficace (Φ')

La correlazione proposta da *De Mello* (1971) consente la valutazione dell'angolo di attrito efficace Φ' in base al valore di N_{spt} e dello sforzo verticale efficace σ'_{vo} , presentando le stesse condizioni di validità della relazione proposta per la densità relativa da *Gibbs e Holtz*.

Per bassi valori dello sforzo verticale efficace ($\sigma'_{vo} < 10 \text{ kPa}$), così come per valori di $\Phi' > 38^\circ$, il valore dell'angolo di attrito risulta sopravvalutato.

La correlazione diretta tra N_{spt} e Φ' è oggi preferita a quelle derivate dalla densità relativa D_r , come il metodo di calcolo indiretto proposto da *Schmertmann*, perchè evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio.

Modulo elastico (E)

Per la determinazione di questo parametro è possibile utilizzare le correlazioni proposte da *Otha-Goto* (1978), da *D'Appolonia* (1970) o la formula proposta da *Schmertmann* (1970) per le sabbie, in cui:

$$E = 8 * N$$

Modulo di compressibilità edometrico (E_{ed})

Confronti tra il valore di N_{spt} ed il modulo di compressibilità edometrico $E_{ed} = 1/m_v$ sono stati condotti da *Schultze - Menzenbach* e da *Schmertmann* su numerosi provini di varia granulometria.

Resistenza alla liquefazione (τ/σ)

Il rapporto tra lo sforzo dinamico medio (τ) e la tensione verticale di consolidazione (σ), per la valutazione della resistenza alla liquefazione dei depositi granulari, è stato definito da *Seed et al.* (1985).

Importante è che i dati raccolti siano sufficientemente rappresentativi della variabilità del deposito e normalizzati rispetto alla pressione verticale efficace esistente ed all'influenza del dispositivo di infissione e delle modalità di prova.

Il valore N_{spt} normalizzato (N_{60}) è quello attualmente utilizzato nelle correlazioni.

2.1.4 RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

PROVE PENETROMETRICHE

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione, oltre ai sondaggi, di n.4 prove penetrometriche dinamiche SPT a 1.5, 2, 3, 4 metri di profondità in corrispondenza dei sondaggi a carotaggio continuo verticali.

Il numero di colpi N_{spt} rilevato durante l'esecuzione delle prove penetrometriche SPT in foro, è indice dello stato di addensamento del terreno ed è utilizzato per determinare le sue caratteristiche geotecniche.

Il terreno dell'area in esame risulta "sciolto e localmente mediamente addensato" dal piano campagna fino ad una profondità variabile tra 1 e 3 m, con valori medi di N_{spt} compresi tra 3 e 15.

Da tale profondità sino a circa 8-9 m da p.c. il terreno risulta da "mediamente addensato" (valori superiori a 15) a "denso" (N_{spt} costantemente > 20 che indica la presenza di un terreno sempre più addensato dove la componente ghiaiosa influenza il numero di colpi).

Localmente le caratteristiche tecniche dei terreni attraversati presentano parametri decisamente migliori; anche qui si deve presupporre l'influenza di ciottoli che ostacolano la penetrazione.

Possiamo schematicamente riassumere le resistenze alla punta dei terreni indagati, emerse dalle prove penetrometriche spt a partire dal p.c., come segue:

<u>Profondità</u>	<u>N_{spt} medio</u>
da 0.00 a -1.00 ÷ 3.00 m.	3-15
da -1.00 ÷ 3.00 m a -5 m.	> 20

STRATIGRAFIA

L'esecuzione dei sondaggi geognostici, la cui stratigrafia è riportata in allegato (All. 1/1÷7) ha permesso di definire la successione stratigrafica locale con esattezza, schematizzabile come segue:

- **da 0.00 a circa 1.00÷3.00 m di profondità**
Sabbia limosa da fine a media di colore nocciola con ghiaia medio fine
- **da 1.00-3.00 m a circa 9.00 m di profondità (investigata nel corso delle indagini)**
Sabbia da fine a grossolana con ghiaia e ciottoli

- **oltre 9 m di profondità**

Ghiaie in matrice sabbiosa da parzialmente a ben cementate

La zona sotto il ristorante, ovvero quella relativa allo scavo di progetto risulta in materiale sciolto, prevalentemente incoerente, che solo dopo i 9 metri, in verticale dalla sede stradale, contatta la formazione conglomeratica che affiora immediatamente a monte dell'edificio, a comportamento meccanico assimilabile a quello di roccia in posto.

Nel primo sottosuolo, alla data di esecuzione dell'indagine (aprile 2004), non si sono riscontrati terreni saturi d'acqua.

2.1.5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Avendo a disposizione dati sufficienti fino a circa 5 m di profondità da p.c., si sono individuati i seguenti livelli geotecnici, comprendenti certamente terreni a granulometria variabile ma con analogo comportamento geotecnico.

I livelli così individuati e illustrati nella sezione interpretativa di Tav.2 sono i seguenti:

Livello 1, da 0.00 a -1.00-3.00 m da p.c.

Livello 2, da -1.00-3.00 a -9.00 m da p.c.

I parametri geotecnici riferiti ai suddetti livelli vengono di seguito elencati:

LIVELLO 1 (da 0.00 a -1.00-3.00 m da p.c.)

Orizzonte superficiale irregolare di pendio

γ (Peso di volume) = 1.7 tonn / mc

D_r (Densità relativa) = 40%-70%

Φ (Angolo di attrito) = 27°-29°

Eed (modulo di compressibilità) = 45-90 Kg/cmq

ν (rapporto di Poisson) = 0.35

E (modulo di elasticità) = 60-350 Kg/cmq

c (coesione) = 0-0.2 Kg/cmq

K_a (coefficiente di spinta attiva) = 0.4

LIVELLO 2 (da -1.00-3.00 m a -5.00 m da p.c.)

γ (Peso di volume) = 1.8 tonn / mc

D_r (Densità relativa) = 60%-90%

Φ (Angolo di attrito) = 34°-37°

Eed (modulo di compressibilità) = 180-500 Kg/cmq

ν (rapporto di Poisson) = 0.25

E (modulo di elasticità) = 350-700 Kg/cmq

c (coesione) = 0 Kg/cmq

K_a (coefficiente di spinta attiva) = 0.27

L'area in esame presenta un **livello 1** con mediocri caratteristiche meccaniche, funzione soprattutto dell'addensamento e dell'azione delle acque che possono aver rammollito il terreno unitamente all'azione di gelo-disgelo: è il classico terreno di copertura di pendio che interessa parzialmente anche la zona da scavare.

Il **livello 2** sottostante è presente oltre 1.00- 3.00 metri da p.c., sabbioso con ghiaia e ciottoli che incrementano il numero dei colpi; questo livello dovrebbe sormontare il substrato conglomeratico in senso stretto.

2.1.6 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI

Considerate le indicazioni fornite dal Committente, stante la presenza di n. 2 livelli geotecnici sopra falda così individuati nell'area del futuro scavo sotto il "Ristorante Toscano", si è valutata la capacità portante dei terreni attraversati nei confronti di fondazioni dirette continue di larghezza $B = 1.00$ m e $B=70$ cm, il cui piano di posa sia compreso tra 1.00 m e 2.00 m di profondità dall'attuale p.c.

Non avendo riscontrato fondazione nel centro dell'edificio dobbiamo pensare che quest'ultimo poggi sul suddetto muro e sul retrostante substrato roccioso.

Per il calcolo della capacità portante si utilizza la formula di Terzaghi per fondazioni dirette continue tenendo conto delle variazioni introdotte da Brinch-Hansen:

$$q_u = c * N_c + \gamma * (B / 2) * N_\gamma + \gamma * D * N_q$$

dove

q_u = capacità portante limite (tonn / mq)

c = coesione (tonn / mq)

B = larghezza fondazione (m)

D = profondità fondazione (m)

γ = peso di volume (tonn / mc)

N_c, N_γ, N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito

Il valore del carico ammissibile q_a (Kg / cmq), si ottiene dividendo la capacità portante limite (q_u) per un coefficiente di sicurezza F che per i nostri terreni è uguale a 3 (cfr. D.M. 11 Marzo 1988).

Quindi $q_a = q_u / 3$

Per il livello 1 otteniamo:

per fondazione diretta continua con $B= 1.00$ m e con $D = 1.00$ m

$q_a = 1.4$ Kg / cmq con $q_u = 4$ Kg/cm²

per fondazione diretta continua con $B= 0.70$ m e con $D = 1.00$ m

$q_a = 1.15$ Kg / cmq con $q_u = 3$ Kg/cm²

Queste sono le portate calcolabili prudenzialmente per l'attuale edificio, anche se, almeno per la parte a tergo, presso il substrato roccioso si devono considerare ragionevolmente portate più alte.

Quindi, anche se prudenzialmente, se consideriamo due fondazioni continue, lunghe circa 40 metri e larghe circa 70 cm, queste portano senza problemi complessivamente circa 600 tonnellate (con applicazione del coeff. di sicurezza sui terreni peggiori presenti).

Se si considera che a seguito della realizzazione dello scavo del cunicolo che ospiterà i vani interrati di nuova realizzazione dovranno essere asportati circa 900 t di terre di scavo, si comprende come la nuova opera annulli di fatto il carico indotto dagli edifici esistenti sui terreni sottostanti.

2.1.7 CONSIDERAZIONI SUL FUTURO SCAVO

Il terreno che sarà interessato dal futuro scavo è sciolto, prevalentemente incoerente e inserito quindi nella peggiore classe geomeccanica per gallerie, indipendentemente lo si tratti con la classificazione di Rabcewicz-Pacher (1957), di Beniaowski (1976) o di Barton (1974).

L'avanzamento dovrà pertanto procedere con allarghi, a distanza inferiore al metro rispetto al pre-rivestimento. I rivestimenti provvisori possono essere con bulloni e/o chiodi (in materiale a discrezione dell'impresa), considerando anche infilaggi.

Su tutta la sezione dovranno inoltre essere realizzate centine raccordate da rete metallica con spritz-beton.

La scavabilità dei materiali potrebbe anche permettere l'adozione di quadri e/o strutture scatolari.

In sostanza si è in presenza di un terreno facile da scavare, ma difficile da sostenere, che nel caso di traforo di grosse gallerie, viene scavato con lo "scudo".

Nel nostro caso si opera in adiacenza ad un pavimento non portante e che quindi dovrà essere sostenuto con mezzi non invasivi.

2.1.8. REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE

I rilievi condotti hanno evidenziato come le condizioni locali di stabilità dei versanti siano fortemente condizionate dalle modalità di regimazione delle acque superficiali e sotterranee.

L'alterazione del regime idrografico superficiale ha infatti in passato comportato dei problemi di instabilità nelle coperture eluvio colluviali, con conseguenti dissesti, seppure di natura superficiale.

L'intervento in progetto non può pertanto prescindere dalla regimazione delle acque meteoriche e di quelle di infiltrazione superficiale, quale elemento essenziale per la stabilità complessiva del sito.

La regimazione si attuerà tramite un sistema di raccolta delle acque sotterranee

costituito da tubi di drenaggio della lunghezza minima di 3 m, inseriti alla base ed ortogonalmente al muro di contenimento di monte. Tale sistema dovrà essere collettato all'esterno del vano interrato al sistema di smaltimento delle acque bianche superficiali esistente, per il quale dovrà, con l'occasione, esserne verificata l'adeguatezza.

3. VALUTAZIONI CONCLUSIVE

L'indagine geognostica eseguita a Robbiate presso il "Ristorante Toscano", ha fatto riscontrare caratteristiche sufficientemente omogenee e correlabili dal punto di vista geotecnico.

L'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo, di prove penetrometriche SPT a fondo foro e a diverse profondità, ha permesso di individuare, al di sotto di un orizzonte superficiale, **livello 1**, di spessore 1.00 ÷ 3.00 m con mediocri caratteristiche tecniche, un **livello 2** sino alla profondità di -9.00 m da p.c. con buone caratteristiche meccaniche, e quindi un **livello 3** conglomeratico, affiorante a tergo del ristorante.

L'indagine condotta ha consentito di verificare la mancanza di fondazione nella parte centrale dell'edificio e conseguentemente di ipotizzare l'appoggio di fondazioni dirette sul retro dell'edificio e sul muro di contenimento di valle, largo alla base 70 cm.

Le opere in progetto sottostanti il Ristorante, consistenti nello scavo di un cunicolo a fondo cieco, interessano un terreno sciolto ed incoerente e privo di venute idriche significative alla data del rilievo; si tratta pertanto di un terreno facile da scavare ma difficile da sostenere, e inserito nella peggiore classe geomeccanica per gallerie, indipendentemente lo si tratti con la classificazione di Rabcewicz-Pacher(1957), di Beniawski (1976) o di Barton (1974).

In base a quanto sopra esposto si ritiene pertanto di poter sintetizzare come segue la fattibilità geologica dell'intervento:

- a seguito della realizzazione dello scavo del cunicolo che ospiterà i vani interrati di nuova realizzazione dovranno essere asportate circa 900 t di terre di scavo: l'opera in progetto annullerà pertanto il carico indotto dagli edifici esistenti sui terreni sottostanti;
- la tipologia di intervento è conforme alle prescrizioni dello studio geologico a supporto del PRG redatto ai sensi della LR 41/97 (che non ammette quanto previsto alla lettera d dell'art.31 della L. 5 agosto 1978 n.457) e risulta compatibile con l'assetto geologico locale, in quanto non prevede aumento dei carichi sui versanti bensì un significativo alleggerimento dello stesso;
- le caratteristiche litotecniche dei terreni sono buone a profondità superiori ad 1-3 m: i terreni sono in genere sciolti, con stato di addensamento crescente con la profondità;
- nei fori di sondaggio non è stata rinvenuta presenza d'acqua. La presenza di sorgenti lungo i versanti ed i dissesti innescati a causa della cattiva regimazione delle acque superficiali, rendono consigliabile e comunque indispensabile la realizzazione di un sistema di drenaggio delle acque di infiltrazione a monte del muro di intradosso ed il collettamento delle acque di ruscellamento a monte dell'edificio esistente.

Se da un punto di vista geologico, l'intervento non presenta particolari controindicazioni, la tipologia del progetto e le caratteristiche fondazionali dell'edificio esistente, rendono lo stesso particolarmente difficoltoso da un punto di vista ingegneristico.

La progettazione dell'intervento e la definizione delle metodiche di scavo e sostegno del fronte dovrà pertanto essere affidata ad un ingegnere geotecnico in grado di valutare le possibili interazioni tra terreni, edificio esistente e opera in progetto.

Le modalità esecutive e la professionalità dell'impresa esecutrice costituiscono, da ultimo, componente essenziale per la buona riuscita dell'opera ed il suo inserimento nel contesto idrogeologico locale.

Il tecnico incaricato

**dott. geol. Efrem Ghezzi
STUDIO IDROGEOTECNICO**