

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI  
Tel. e Fax : 0424/503855 – soppelsag@tiscali.it

COMUNE DI FONTANIVA

PROVINCIA DI PADOVA

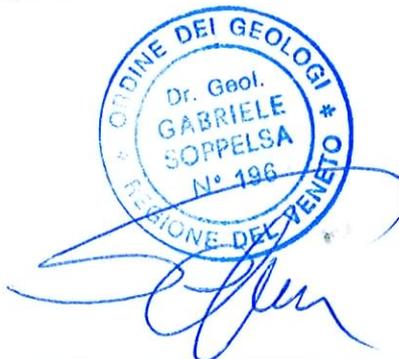
PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO  
RESIDENZIALE IN VIA RINASCENZA A SAN GIORGIO IN BRENTA

**RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA**

Il Committente : Piotto Daniele



Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 03.12.2013

RIE:FONTAPIOTTO\03.12.13

COD.FISC. SPP GRL 56T22 L157Y P.IVA 01283540241

COMUNE DI FONTANIVA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO  
RESIDENZIALE IN VIA RINASCENZA A S.GIORGIO IN BRENTA**

**Il Committente : Piotto Daniele**

**1 PREMESSA**

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dal progetto per la costruzione di un fabbricato ad uso residenziale in via Rinascenza a San Giorgio in Brenta per conto del Sig.Piotto Daniele.

Trattandosi di un fabbricato ad uso residenziale con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn ≥ 50 anni** e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu = Vr / Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di Fontaniva è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo  $ag = 0.15g$ .

**2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M.14.01.08.

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento ( 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica- Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico

## **2 CARATTERI MORFOLOGICI E GEOLOGICI DELL'AREA**

L'area oggetto dell'indagine è situata in via Rinascenza, 500mt a nord di San Giorgio in Brenta come risulta dall'estratto di aerofotogrammetrico di Tav.1 ; l'area è censita al catasto al foglio 20, mappale 567 come dall'estratto catastale alla scala 1:2000 di Tav.3

Il territorio è situato all'interno della pianura alluvionale pleistocenica di divagazione del f.Brenta alla quota media di 37.5mslm in un territorio subpianeggiante con pendenza media verso sudest del 0.6%.

Dal punto di vista morfologico l'area è posizionata 600mt a nordest della scarpata del terrazzo con dislivello variabile da 5mt a 6mt, che immette sulla pianura alluvionale olocenica di divagazione recente del f.Brenta.

Oltre al f.Brenta che scorre 1000mt a ovest dell'area in esame, l'idrografia del territorio è rappresentata da alcuni canali irrigui e di scolo di competenza del Consorzio di Bonifica pedemontano Brenta.

Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del nuovo strumento urbanistico comunale (P.I. e P.A.T.I.), si è fatto riferimento alla Tav.3 "Carta delle Fragilità" di cui si riporta l'estratto in Tav.2.

Il territorio in esame è classificato “*Terreno Idoneo a condizione di tipo E*” per il quale all'art.51 delle N.T.O. del P.I. si riporta : Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni. Assenti o limitati fenomeni e rischi di esondazione. Profondità della falda minore di 3mt.

### **3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO**

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta; i materiali sono rappresentati essenzialmente da ghiaie in matrice sabbioso limosa con intercalazioni limoso sabbiose e argillose.

Le stratigrafie della zona evidenziano un rapido aumento dello spessore dei depositi alluvionali a sud di Bassano dovuto all'esistenza di un'antica conoide del Brenta che si dirigeva in direzione di Castelfranco.

Lo spessore dei depositi alluvionali nell'area in esame è superiore a 100mt con una successione di Ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso limosa con intercalazioni di livelli argilloso limosi per una profondità superiore a 100mt.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo situato 1400mt a nordovest dell'area in esame (Tav.5), il sottosuolo presenta una successione di ghiaie sabbioso limose fino a -19mt, seguite da Argille e Limi fino a -40mt e quindi ancora da Ghiaie e sabbie fino a -50mt da p.c.

### **4 INDAGINI ESEGUITE**

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo si sono eseguite N.2 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg; le caratteristiche strumentali del penetrometro e i calcoli teorici sono riportati in allegato. Le prove spinte fino alla profondità massima di 6.8mt dal p.c., sono state ubicate come risulta nella planimetria alla scala 1:500 di Tav.4.

Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm<sup>2</sup>
- interpretazione stratigrafia della prova

Nei tabulati allegati oltre ai risultati delle prove si riportano i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione stratigrafica.

## **5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f. Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 100mt.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale con la seguente successione stratigrafica tipo dal p.c. attuale :

- da p.c. attuale a - 0.4mt :

### **Terreno vegetale argilloso**

- da -0.4mt a -0.8mt :

### **Argilla limoso sabbiosa a consolidazione medio bassa con poca ghiaia**

- resistenza dinamica  $R_d = 16 - 28 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata  $C_u = 0.5 - 0.8 \text{ Kg/cm}^2$

- da -0.8mt a -6.0mt :

### **Alternanze di Ghiaie fini sabbiose con livelli di Ghiaia medio grossa**

- resistenza dinamica  $R_d = 36 - 60 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito  $\phi = 32^\circ - 34^\circ$

- da -6.0mt a -7.0mt :

### **Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense**

- resistenza dinamica  $R_d = 63 - 94 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito  $\phi = 34^\circ - 37^\circ$

## **6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE**

Dal punto di vista idrogeologico, l'area in esame è situata 3Km a sud del limite settentrionale della fascia delle risorgive; i materiali ghiaioso sabbiosi sono sede di un acquifero freatico indifferenziato alimentato dalle dispersioni dei corsi d'acqua e dagli apporti meteorici diretti e irrigui.

L'alimentazione degli acquiferi nell'area in esame è dovuta in gran parte alle dispersioni in alveo del fiume Brenta da Bassano a Pozzoleone e secondariamente agli apporti delle precipitazioni dirette e irrigue.

Il livello della falda acquifera, nella situazione attuale è situato alla profondità media di **-2.0mt dal p.c. attuale**; nelle fasi di piena che si verificano da Maggio a Luglio, si prevede un innalzamento del livello fino alla profondità media di -1.5mt dal p.c. attuale.

Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di locali interrati per cui l'acquifero non interferisce con le fondazioni.

Considerate le caratteristiche granulometriche dei materiali che costituiscono il sottosuolo, il drenaggio superficiale e sotterraneo è buono.

## **7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di 0.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Ghiaie fini sabbiose con livelli di Ghiaia medio grossa passanti da -6.0mt a Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense estese per una profondità superiore a 10mt.

Considerata la tipologia edilizia fuori terra, **si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa alla profondità media di -0.8mt dal p.c. al contatto con le alternanze di Ghiaie fini sabbiose con livelli di Ghiaia medio grossa. Le fondazioni continue saranno comunque collegate da una cappa armata collaborante.**

---

### 7.1 Verifiche agli Stati Limite (SLU) e (SLE) per fondazioni continue a -1.0mt

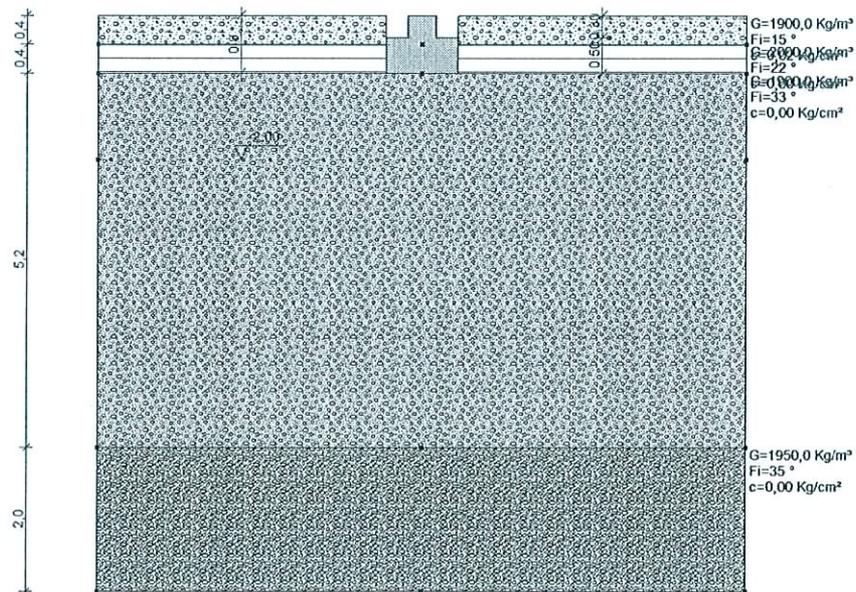
Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli "Stati Limite" in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

Le verifiche sono effettuate con "approcci diversi" legate all'amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e riduzione resistenze (R), con riferimento alla schematizzazione della fondazione continua lunga 15.0mt con piano posa a -0.8mt da p.c.

La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione  $E_d$  (azione)  $\leq$   $R_d$  (resistenza del terreno).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri.

Trattandosi di un terreno ghiaioso limoso a densità media, per le fondazioni si assume il valore dell'angolo di attrito  $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$ .



DOTT. GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855 - [soppelsag@tiscali.it](mailto:soppelsag@tiscali.it)

---

Con riferimento ad una situazione della fondazione continua di progetto lunga 15mt e larga 1mt con piano di posa a -0.8mt dal p.c. in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 7.42 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 7.42 / 1.0 = 7.42 \text{ Kg/cmq}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà  $\gamma_R = 1$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.3$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.5$  per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto  $Q = 1.4 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 5.3.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti  $\gamma_{\phi 1} = 1.25$  da cui l'angolo attrito di progetto partendo da  $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$  sarà :  $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 27.4^\circ$

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 3.71 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà  $\gamma_R = 1.8$  mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti  $\gamma_{G2} = 1.3$  per i permanenti non strutturali.

---

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$Rd = Q_{lim} / \gamma_R = 3.71 / 1.8 = 2.06 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 1.4 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq$   $R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 2.65.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a :  $Q_{lim} = 7.42 \text{ Kg/cmq}$

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$Rd = Q_{lim} / \gamma_R = 7.42 / 2.3 = 3.22 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto  $Q = 1.4 \text{ Kg/cmq}$  è verificata la relazione  $E_d$  (azione)  $\leq$   $R_d$  (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 5.3.

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a  $Q = 1.6 \text{ Kg/cmq}$  sulla fondazione continua con piano di posa a -0.8mt dal p.c. i cedimenti totali massimi sono risultati pari a :  $\Delta H_{tot} = 7.7\text{mm}$ .

Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra 2.5 ÷ 5.0 cm mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra 5.0 ÷ 10.0 cm con cedimenti differenziali compresi tra 0.0005 ÷ 0.02L.

Con una pressione unitaria sulla fondazione continua  $Q = 1.4 \text{ Kg/cmq}$  i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

## 8 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di Fontaniva non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% ( $a_g/g$ ) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta ( $a_g/g$ ) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C.) : il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali si hanno studi speciali.

<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con <math>N_{SPT} &gt; 50</math> o <math>Cu &gt; 250</math> kPa)</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con <math>15 &lt; N_{SPT} &lt; 50</math>, o <math>70 &lt; Cu &lt; 250</math> kPa)</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 &lt; 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT} &lt; 15</math>, o <math>Cu &lt; 70</math> kPa)</i>

<b>E</b>	<i>Profili dei sottosuoli tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato più rigido con Vs30 &gt; 800 m/s.</i>
----------	---

Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale e argilloso a spessore medio di -0.8mt, una successione di ghiaie sabbioso limose fino a -19mt, seguite da Argille e Limi fino a -40mt e quindi ancora da Ghiaie e sabbie fino a -50mt da p.c.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (VS30, velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e da parametri geotecnici (NSPT, Standard Penetration Test e cu, coesione non drenata).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s*)

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteri geotecnici buoni e limitata variabilità laterale con falda acquifera a ridotta profondità. Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a densità bassa e saturi suscettibili di liquefazione.

### **8.1 Azione Sismica di Progetto**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento  $V_r$  in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” ( $P_{vr}$ ).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima** “ag” e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente** “**Se(T)**” con riferimento alle probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ .

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855 – soppelsag@tiscali.it

---

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

Sito in esame.

latitudine: 45,6190621342748  
longitudine: 11,7717995262701  
Classe: 2  
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11852	Lat: 45,6217Lon: 11,7052	Distanza: 5187,017
Sito 2 ID: 11853	Lat: 45,6227Lon: 11,7766	Distanza: 550,299
Sito 3 ID: 12075	Lat: 45,5728Lon: 11,7780	Distanza: 5172,150
Sito 4 ID: 12074	Lat: 45,5717Lon: 11,7067	Distanza: 7305,537

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,041 g  
Fo: 2,496  
Tc\*: 0,242 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,055 g  
Fo: 2,480  
Tc\*: 0,254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]

---

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855 – soppelsag@tiscali.it

---

ag: 0,154 g  
Fo: 2,406  
Tc\*: 0,301 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,202 g  
Fo: 2,412  
Tc\*: 0,309 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,680  
St: 1,000  
Kh: 0,012  
Kv: 0,006  
Amax: 0,601  
Beta: 0,200

SLD:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,650  
St: 1,000  
Kh: 0,017  
Kv: 0,008  
Amax: 0,816  
Beta: 0,200

SLV:  
Ss: 1,480  
Cc: 1,560  
St: 1,000  
Kh: 0,055  
Kv: 0,027  
Amax: 2,233  
Beta: 0,240

SLC:  
Ss: 1,410  
Cc: 1,550  
St: 1,000  
Kh: 0,080  
Kv: 0,040  
Amax: 2,800  
Beta: 0,280

---

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

$$\text{Accelerazione massima} = \mathbf{amax} = S_{sx} S_t \times a_g = 1.48 \times 1.0 \times 0.154g = \mathbf{0.228g}$$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

$$\mathbf{A_{max}} = a_g \times 9.81 = \mathbf{2.23 \text{ m/sec}^2}.$$

$$\text{Il coefficiente sismico orizzontale sar\`a } \mathbf{Kh} = \beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.055}$$

## **9 CONCLUSIONI**

Dalle verifiche geologiche sull'area interessata dalla costruzione di un fabbricato ad uso residenziale in via Rinascenza a San Giorgio in Brenta per conto del Sig. Piotta Daniele si pu\`o concludere :

**9.1** Il territorio \`e situato all'interno della pianura alluvionale pleistocenica di divagazione del f. Brenta alla quota media di 37.5mslm in un territorio subpianeggiante con pendenza media verso sudest del 0.6%. Dal punto di vista morfologico l'area \`e posizionata 600mt a nordest della scarpata del terrazzo con dislivello variabile da 5mt a 6mt, che immette sulla pianura alluvionale olocenica di divagazione recente del f. Brenta..

**9.2** Nell'ambito del nuovo strumento urbanistico comunale (PI.,PATI.) l'area in esame \`e classificata "*Terreno Idoneo a condizione di tipo E*" per il quale all'art.51 delle N.T.O. del P.I. si riporta : Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni. Assenti o limitati fenomeni e rischi di esondazione. Profondit\`a della falda minore di 3mt.

**9.3** Il sottosuolo \`e costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f. Brenta con spessori superiori a 100mt. Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo situato 1400mt a nordovest dell'area in esame, il sottosuolo presenta una successione di ghiaie sabbiose limose fino a -19mt, seguite da Argille e Limi fino a -40mt e quindi ancora da Ghiaie e sabbie fino a -50mt da p.c..

**9.4** Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di 0.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti alternanze di Ghiaie fini sabbiose con livelli di Ghiaia medio grossa passanti da -6.0mt a Ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose, dense estese per una profondità superiore a 10mt.

**9.5** La falda acquifera, alimentata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli apporti meteorici presenta nella situazione attuale il livello statico alla profondità media di **-2.0mt dal p.c. attuale**; nelle fasi di piena, si prevede un innalzamento del livello fino alla profondità media di -1.5mt dal p.c. attuale. Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di locali interrati per cui l'acquifero non interferisce con le fondazioni.

**9.6** Considerata la tipologia edilizia fuori terra, **si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa alla profondità media di -0.8mt dal p.c. al contatto con le alternanze di Ghiaie fini sabbiose con livelli di Ghiaia medio grossa. Le fondazioni continue saranno comunque collegate da una cappa armata collaborante.**

Le verifiche agli stati limite per la fondazione continua di progetto con piano di posa a -0.8mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 7.42/1.0 = 7.42 \text{ Kg/cmq}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 3.71/1.8 = 2.06 \text{ Kg/cmq}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) :  $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 7.42/2.3 = 3.22 \text{ Kg/cmq}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a  $Q = 1.4 \text{ Kg/cmq}$  sulla fondazione continua con piano di posa a -0.8mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale pari a :  **$\Delta H = 7.7\text{mm}$**

---

DOTT.GABRIELE SOPPELSA  
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI  
Tel. e Fax : 0424/503855 – soppelsag@tiscali.it

---

**9.7** Il Comune di Fontaniva in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica 3. Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale e argilloso a spessore medio di -1.0mt, una successione di Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa passanti a Ghiaie sabbioso limose con ciottoli, dense estese per una profondità superiore a 30mt.

**9.8** Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo C** : (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s*)

**9.9** Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.48 x 1.0 x 0.154g = **0.228g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

**A max** = ag x 9.81 = **2.23 m/sec<sup>2</sup>**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = βs x Amax/g = **0.055**

Il Geologo

Dott. Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 03.12.2013

---