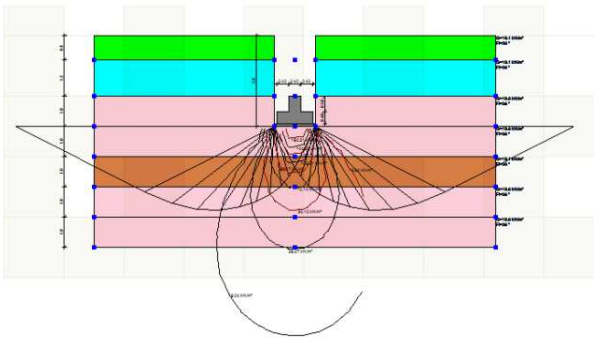
STUDIO GEOLOGICO
DEPOLI DOTT CLAUDIO
Via VILLATICO 11 tel. 0341-933011
23823 COLICO (LC)
p.iva 00636010145
c.f. DPL CLD62H01C623R
cell. 348 - 2690532

2016

Comune di COLICO (LC)- COMMITTENTE: SIG BETTIGA DINO

Ambito di trasformazione esterna ATE 10 - ANALISI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA



ALLEGATO TECNICO

DI VERIFICA

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
CLAUDIO DEPOLI
geologo specialista
Albo n. 649 AP
sezione A

Il tecnico

STUDIO GEOLOGICO Depoli Claudio
Via Villatico 11 – 23823 Colico (LC) cell 348 – 2690532 tel 0341 - 933011
21/03/2016

Studio Geologico
Depoli dott. Claudio
Via Villatico 11 Colico (LC)
☏/🖷 0341.933011 – cell. 3482690532

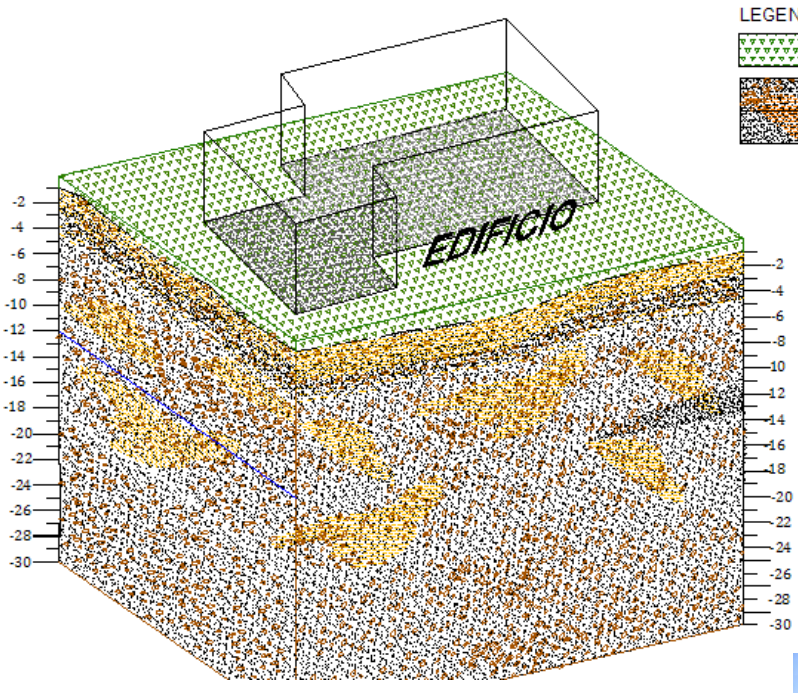
Sommario

PREFAZIONE TECNICA....2
CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI....3
PROCEDURA: CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI....3
RISULTATI DI CALCOLO preliminare-....9
TAVOLE DI RIFERIMENTO GEOLOGICO LOCALE....16

PREFAZIONE TECNICA

L'intervento di Piano Attuativo denominato ATE 10 . in oggetto pone come obiettivo la pianificazione e l'edificazione all'interno del comparto in loc. Cascina Braghetti in via Conti Alberti; all'interno del programma di urbanizzazione proposto dal progettista Arch. Nutricati progetto al quale si fa necessario riferimento s**i** è provveduto ad effettuare le considerazioni ritenute necessarie relativamente alle verifiche di terreno.

ATE 10 schema stratigrafico per singolo edificio



CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica preliminare è stata attuata con il software LoadCap della Geostru.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.
Eurocodice 7
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
Eurocodice 8
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

PROCEDURA: CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

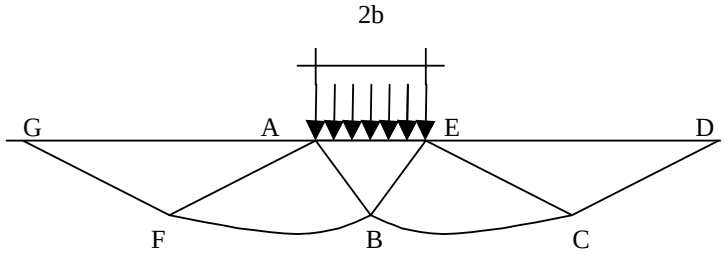
Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:
$\tau = c + \sigma \times tg\ \varphi$ *valida anche per i terreni.*

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times tg\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD.*

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.
Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.
I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+ \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione q =B × c, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi\left[e^{\pi tg\varphi}\, tg^{2}(45° + \varphi/2) - 1\right]$$

Per φ =0 il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi q=5.14 × c.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione (c=0, γ≠0) risulta q=0, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti ***Caquot*** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con h ≤ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche*: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$*
e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)
Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto ***Terzaghi*** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi γ_2 =0 per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito;
b è la semilarghezza della striscia.
Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.
Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.
In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).
In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi$ e $c_{rid} = 2/3 \times c$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N\gamma \times s\gamma$

Formula di Meyerhof (1963)
Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q, fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.
I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N\gamma \times s\gamma \times d\gamma$
Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N\gamma \times i\gamma \times d\gamma$

Formula di Hansen (1970)
E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.
La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto *D/B*, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Formula di Vesic (1975)
La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con Nq ed Nc come per la formula di Meyerhof ed Nγ come sotto riportato:
$N\gamma = 2(Nq+1)*\tan(\varphi)$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER
Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti Kh e Kv in dipendenza di vari fattori:

$$Kh = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$Kv = \pm 0,5 \times Kh$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$a_{max} = S_S S_T a_g$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendi.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ($S_T = 1.0$) T2 ($S_T = 1.20$) T3($S_T = 1.20$) T4($S_T = 1.40$).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$T_R = -V_R / \ln(1-PVR)$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$Kh = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I: fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale Kv è definito in funzione di Kh, e vale:

$Kv = \pm 0.5 \cdot Kh$

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità *Ic* al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'vo = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

Ic = indice di compressibilità;

fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di Nspt da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e Nspt>15, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

Nc = 15 + 0.5 (Nspt -15)

dove Nc è il valore coretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

Nc = 1.25 Nspt

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

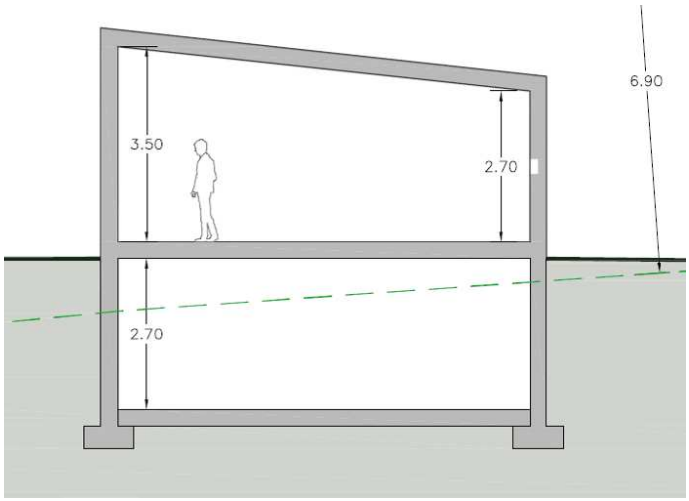
t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

RISULTATI DI CALCOLO preliminare-

PROFONDITA' PIANO DI POSA D (dati estrapolati da tavole progettuali ATE 10)

SEZ. TIPO



DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	46.22/9.45
Larghezza fondazione	1.2 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m³]	Gams [kN/m³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m²]	c Corr. [kN/m²]	cu [kN/m²]	Ey [kN/m²]	Ed [kN/m²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
0.8	19.12	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	19.12	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	19.61	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.2	0.0	0.0	0.0	0.0

								5				
1.0	19.61	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	19.12	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	19.61	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	19.61	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	A2+M2+R2	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	Sisma	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.E.	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	S.L.D.	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	No	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2
Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	725.09 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	402.83 kN/m²
Tensione [Ed]	200.0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 29003.43 kN/m³

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)
==========

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	15.48
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	727.44 kN/m²
Resistenza di progetto	404.13 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.9
Fattore [Nc]	37.68
Fattore [Ng]	20.32
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	727.95 kN/m²
Resistenza di progetto	404.42 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	16.12
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.74
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.04
Fattore profondità [Dg]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	841.8 kN/m²
Resistenza di progetto	467.67 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	22.96
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	824.53 kN/m²
Resistenza di progetto	458.07 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	15.48
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	725.09 kN/m²
Resistenza di progetto	402.83 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	15.48
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	727.44 kN/m²
Resistenza di progetto	404.13 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.9
Fattore [Nc]	37.68
Fattore [Ng]	20.32
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	727.95 kN/m²
Resistenza di progetto	404.42 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	16.12
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.74
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.04
Fattore profondità [Dg]	1.37
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	841.8 kN/m²
Resistenza di progetto	467.67 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	22.96
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.95
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	824.53 kN/m²
Resistenza di progetto	458.07 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.75
Fattore [Nc]	30.54
Fattore [Ng]	15.48
Fattore forma [Sc]	1.07
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	725.09 kN/m²
Resistenza di progetto	402.83 kN/m²

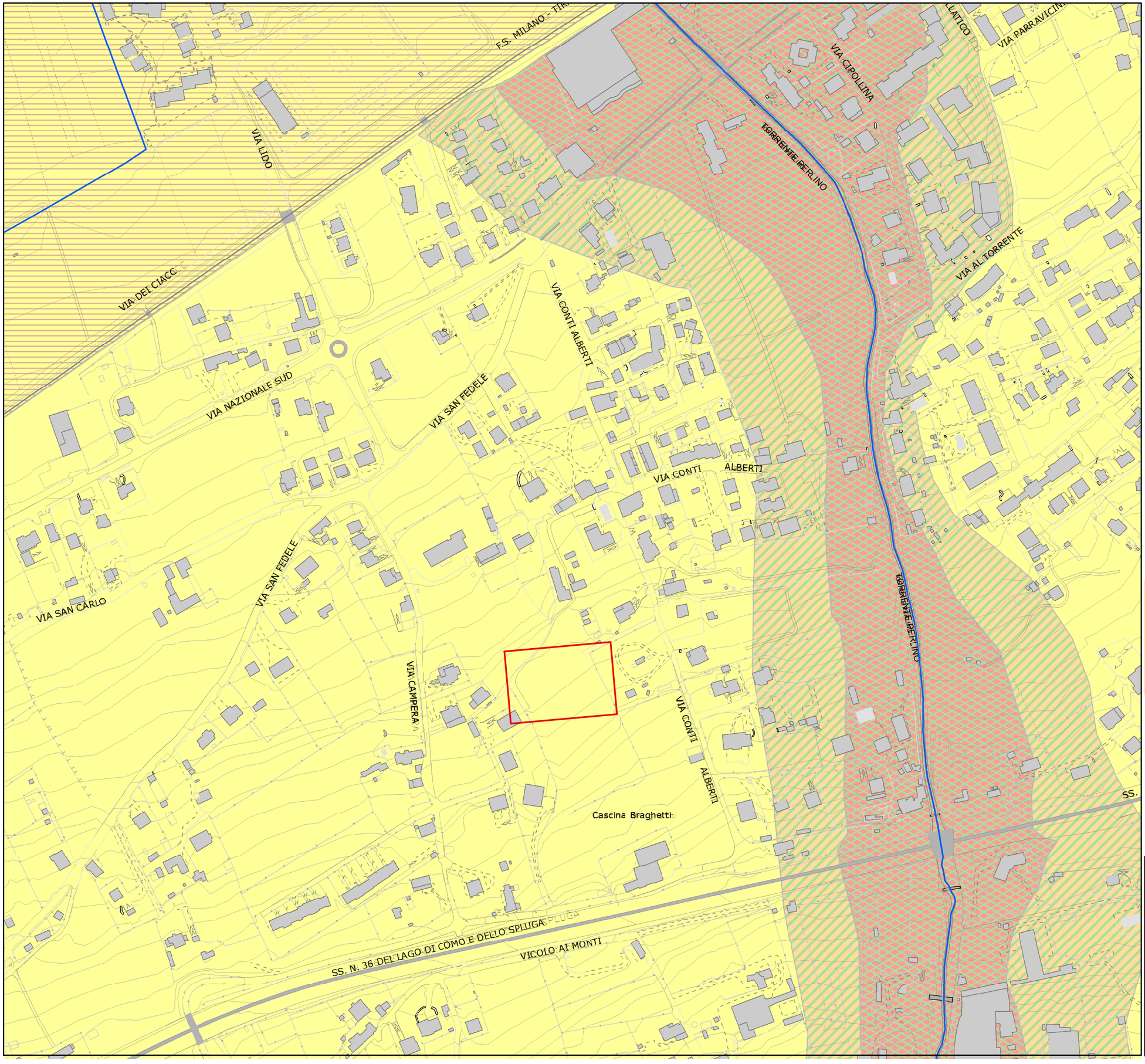
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	200.0 kN/m²
Tempo	15.0
Profondità significativa Zi (m)	1.453
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	42.5
Fattore di forma fs	1.473
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.44
Indice di compressibilità	0.009
Cedimento	3.484 mm

Studio Geologico
Depoli dott. Claudio
Via Villatico 11 Colico (LC)
☏/🖷 0341.933011 – cell. 3482690532

TAVOLE DI RIFERIMENTO GEOLOGICO LOCALE



LEGENDA

- Area di indagine
- Reticolo idrico

Classi di fattibilità

- Classe 2 - Fattibilità con modeste limitazioni
- Classe 2a - Ambiti con scarse caratteristiche meccaniche e/o bassa soggiacenza della falda
- Classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni
- Classe 3a - Zona 2 ex Legge 267/98
- Classe 4 - Fattibilità con gravi limitazioni
- Classe 4a - Zona 1 ex Legge 267/98

Estratto carta di fattibilità PGT Colico Ottobre 2011 a cura del Dott Geol. Adamoli

COMUNE DI COLICO (LC)

COMMITTENTE: SIG. BETTIGA DINO

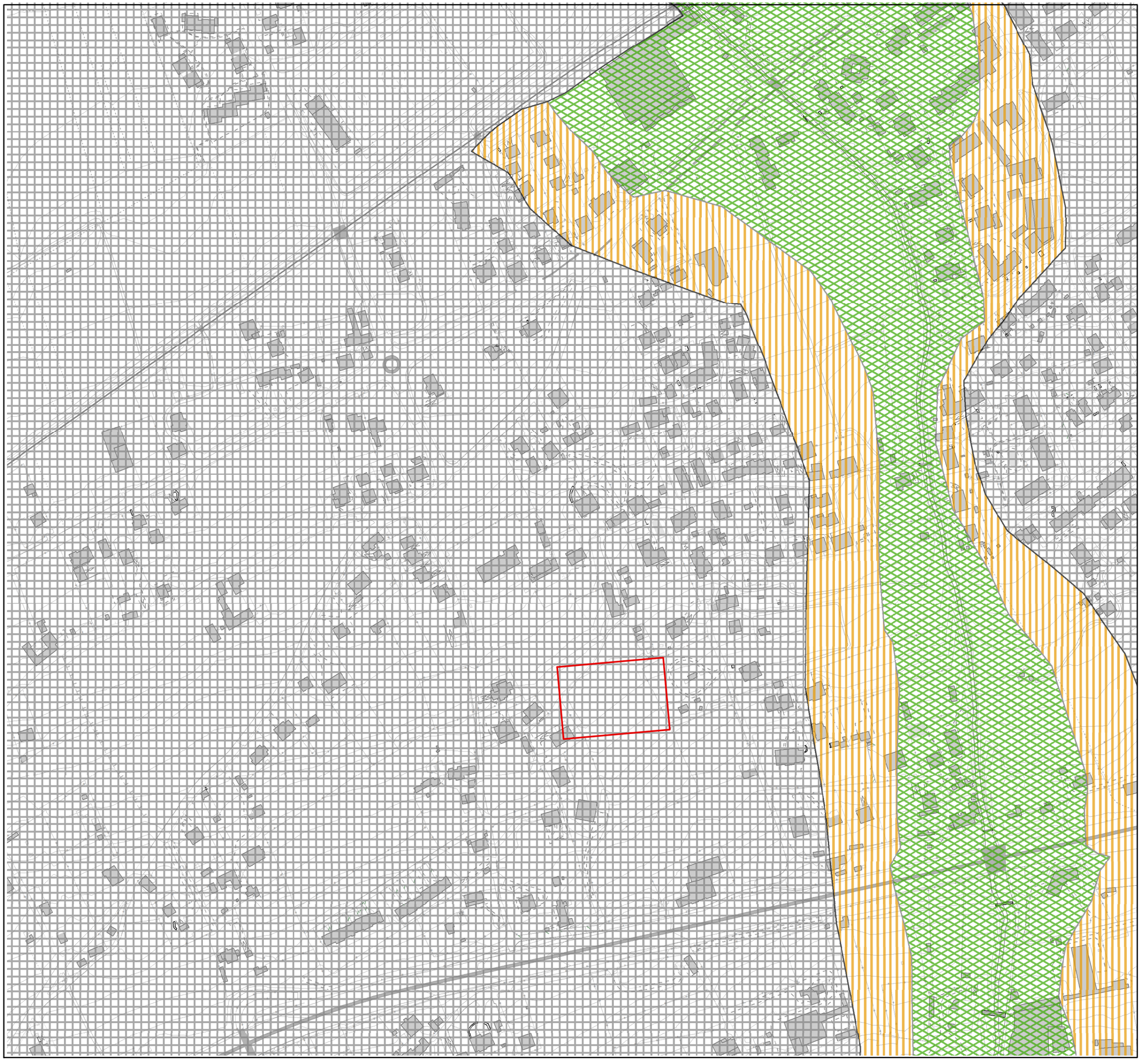
Ambito di trasformazione esterna ATE 10 - ANALISI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

DATA : MARZO 2016	SCALA: 1:3.000

CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

TECNICO INCARICATO:

STUDIO GEOLOGICO Depoli Claudio
Via Villatico 11 – 23823 Colico (LC)
cell 348 – 2690532
tel 0341 - 933011



LEGENDA

Area di indagine

TRASPORTO DI MASSA SUI CONOIDI

Aree di conoidi non recentemente riattivatisi o completamente protette da opere di difesa - pericolosità media o moderata (Cn)

AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO MOLTO ELEVATO

Conoide - Zona 1 (ex legge 267/98)

Conoide - Zona 2 (ex legge 267/98)

Estratto carta PGT Colico
Ottobre 2011 a cura del Dott Geol. Adamoli

COMUNE DI COLICO (LC)

COMMITTENTE: SIG. BETTIGA DINO

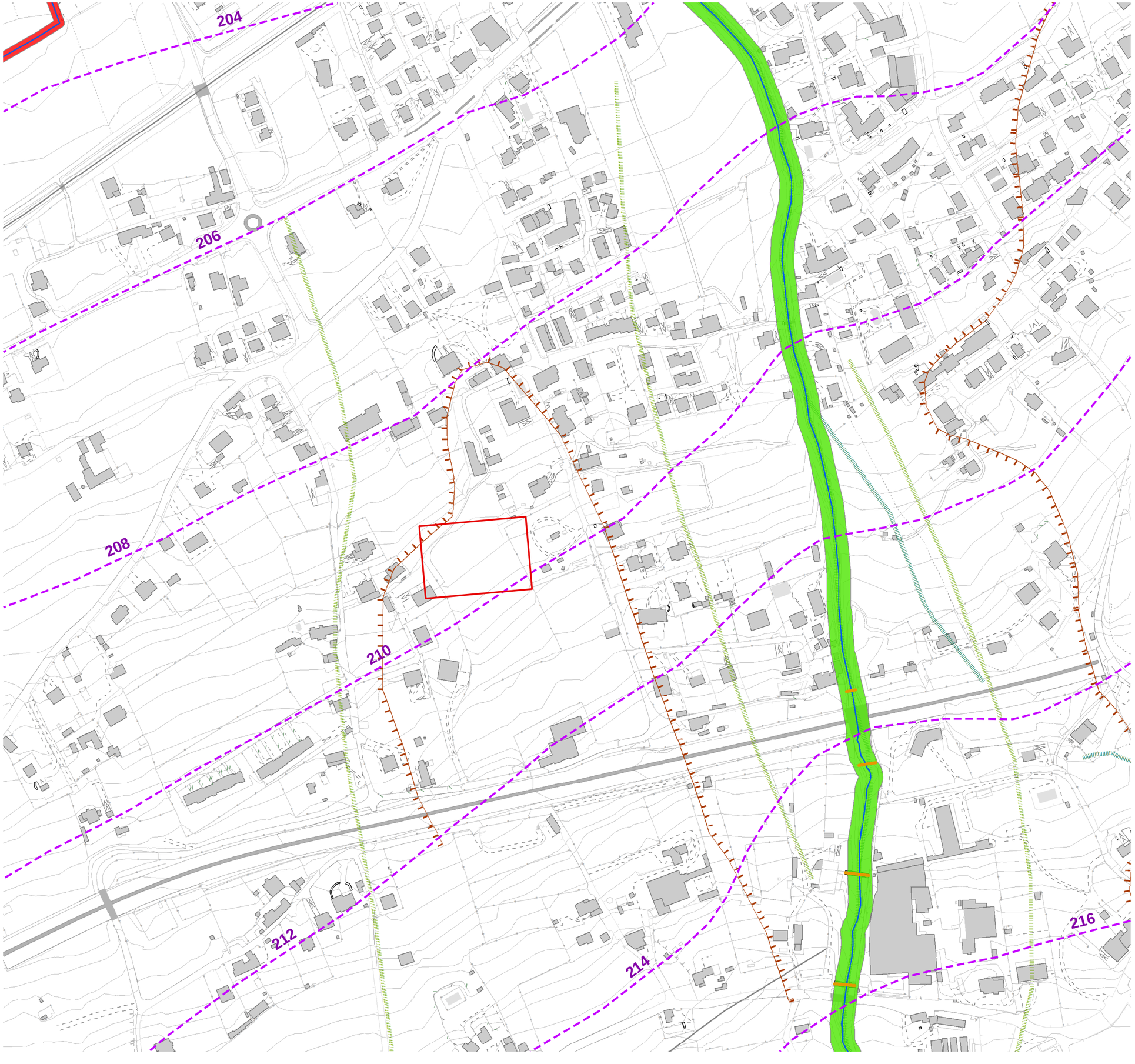
Ambito di trasformazione esterna ATE 10 - ANALISI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

DATA : MARZO 2016	SCALA: 1:3.000

CARTA DEI DISSESTI CON LEGENDA UNIFICATA P.A.I.

TECNICO INCARICATO:

STUDIO GEOLOGICO Depoli Claudio
Via Villatico 11 – 23823 Colico (LC)
cell 348 – 2690532
tel 0341 - 933011



LEGENDA

- Area di indagine
- Curve isopiezometriche

Reticolo idrico

- Reticolo
- Fascia di rispetto (10 metri)

Elementi geomorfologici

- Traccia di corso legata ad antiche divagazioni
- Vallecola con fondo a V
- Orlo scarpata erosione fluviale

Estratto carta PGT Colico
Ottobre 2011 a cura del Dott Geol. Adamoli

COMUNE DI COLICO (LC)

COMMITTENTE: SIG. BETTIGA DINO

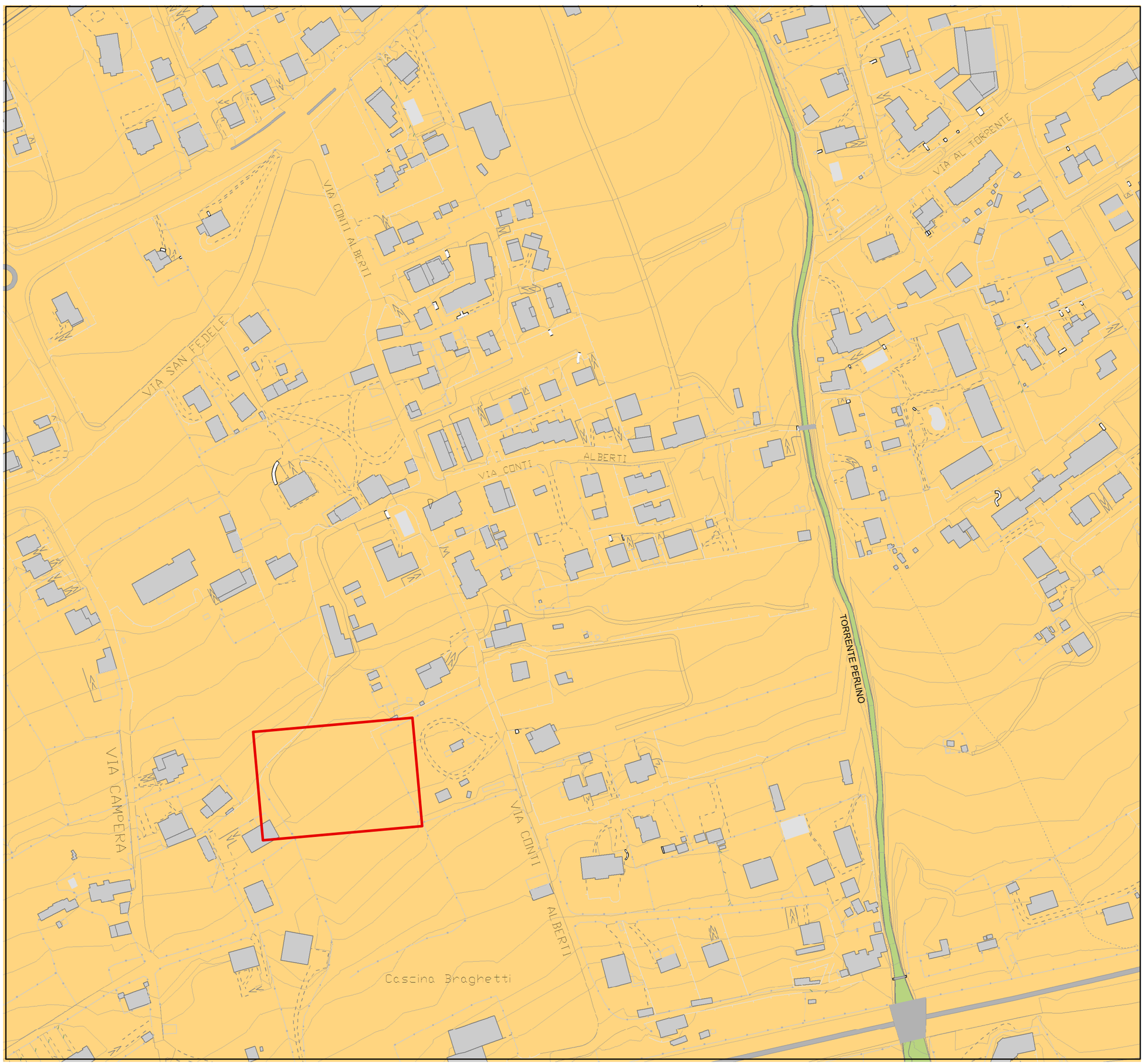
Ambito di trasformazione esterna ATE 10 - ANALISI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

DATA : MARZO 2016	SCALA: 1:3.000

CARTA DEGLI ELEMENTI IDROGEOLOGICI, IDROLOGICI E IDRAULICI

TECNICO INCARICATO:

STUDIO GEOLOGICO Depoli Claudio
Via Villatico 11 – 23823 Colico (LC)
cell 348 – 2690532
tel 0341 - 933011



LEGENDA

Area di indagine

Depositi superficiali

Conoide

Estratto carta geologica PGT Colico
Ottobre 2011 a cura del Dott Geol. Adamoli

COMUNE DI COLICO (LC)

COMMITTENTE: SIG. BETTIGA DINO

Ambito di trasformazione esterna ATE 10 - ANALISI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

DATA : MARZO 2016	SCALA: 1:2.000

CARTA GEOLOGICA

TECNICO INCARICATO:

STUDIO GEOLOGICO Depoli Claudio
Via Villatico 11 – 23823 Colico (LC)
cell 348 – 2690532
tel 0341 - 933011