



2016

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

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



Il tecnico

Claudio Depoli



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

**RELAZIONE
 GEOLOGICA**

INDICE

1	<u>PREFAZIONE</u>	<u>3</u>
1.1	CONTENUTI.....	3
2	<u>CAPITOLO PRIMO : INTRODUZIONE ALLA GEOLOGICA DEL TERRITORIO E METODOLOGIA DI ANALISI</u>	<u>5</u>
2.1	PROCEDURA DI STUDIO	6
2.2	RIFERIMENTO BIBLIOGRAFICO	6
2.3	IL TERRITORIO COMUNALE	6
2.3.1	Individuazione geografica dell'area di studio.....	7
2.4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
2.5	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	8
2.6	GEOLOGIA E STRATIGRAFIA LOCALE.....	10
2.7	ASSETTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO.....	10
2.8	IDROGEOLOGIA.....	10
2.8.1	- Dinamica geologica territoriale.....	12
2.8.2	Caratteristiche Geologiche	12
2.9	CARATTERI GEOLOGICO-TECNICI.....	14
3	<u>CAPITOLO SECONDO : ANALISI IDRAULICA – IDROLOGICA E FATTIBILITA'</u>	<u>15</u>
3.1.1	Caratteristiche idrologiche.....	16
3.1.2	Pericolosità idraulica	16
3.2	FATTIBILITÀ GEOLOGICA	21
4	<u>CAPITOLO TERZO : ANALISI DEL RISCHIO SISMICO</u>	<u>23</u>
4.1	COMMENTO	24
4.2	GENERALITÀ.....	24
4.2.1	ONDE SISMICHE: generalità.....	25
4.3	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	28
4.4	CATEGORIE TOPOGRAFICHE	29
4.5	PARAMETRI SISMICI PER L'AREA IN OGGETTO	30
5	<u>CAPITOLO QUARTO : PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>	<u>31</u>
5.1	CARATTERIZZAZIONE TERRITORIALE LITOTECNICA.....	32
5.2	PARAMETRI DI RESISTENZA MECCANICA: QUADRO TERRITORIALE	32
5.3	- CONSIDERAZIONI APPLICATIVE GENERALI DEI RISULTATI.....	33
5.4	RESISTENZA MECCANICA DEI TERRENI- PARAMETRI CARATTERISTICI K.....	33
5.5	-RISULTATI.....	33

6	<u>CAPITOLO QUINTO : GEOLOGIA TECNICA ATTUATIVA.....</u>	<u>34</u>
6.1	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	35
6.2	<i>COMMITTENTE E LOCALIZZAZIONE AREA</i>	36
6.2.1	<i>Considerazioni</i>	36
7	<u>PROGETTO (ESTRATTO PROGETTUALE ARCH NUTRICATI).....</u>	<u>37</u>
7.1.1	<i>Parametri sismici di base per l'area in oggetto (NTC 2008)</i>	40
7.2	<i>MODELLO GEOTECNICO: INTERAZIONE OPERA – TERRENO</i>	43
7.3	<i>NORMATIVA</i>	44
7.4	<i>ANALISI GEOTECNICA STRUTTURE</i>	44
7.4.1	<i>Risultati.....</i>	45
7.5	<i>SINTESI DI ANALISI PRELIMINARE</i>	46
8	<u>SINTESI DI ANALISI GEOTECNICA- GEOLOGICA AL PROGRAMMA</u>	<u>48</u>
8.1	<i>ASSETTO IDROGEOLOGICO.....</i>	48
8.2	<i>STABILITÀ A BREVE TERMINE DEI FRONTI DI SCAVO (FASE DI ESECUZIONE DELLE OPERE)</i>	48
8.3	<i>FASE DI APPRONTAMENTO CANTIERE: PROBLEMATICHE DI SCAVO.....</i>	49
8.3.1	<i>Scavi</i>	49
8.3.2	<i>GAS Radon.....</i>	51
9	<u>TERRE E ROCCE DA SCAVO</u>	<u>52</u>
10	<u>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....</u>	<u>54</u>

1 PREFAZIONE

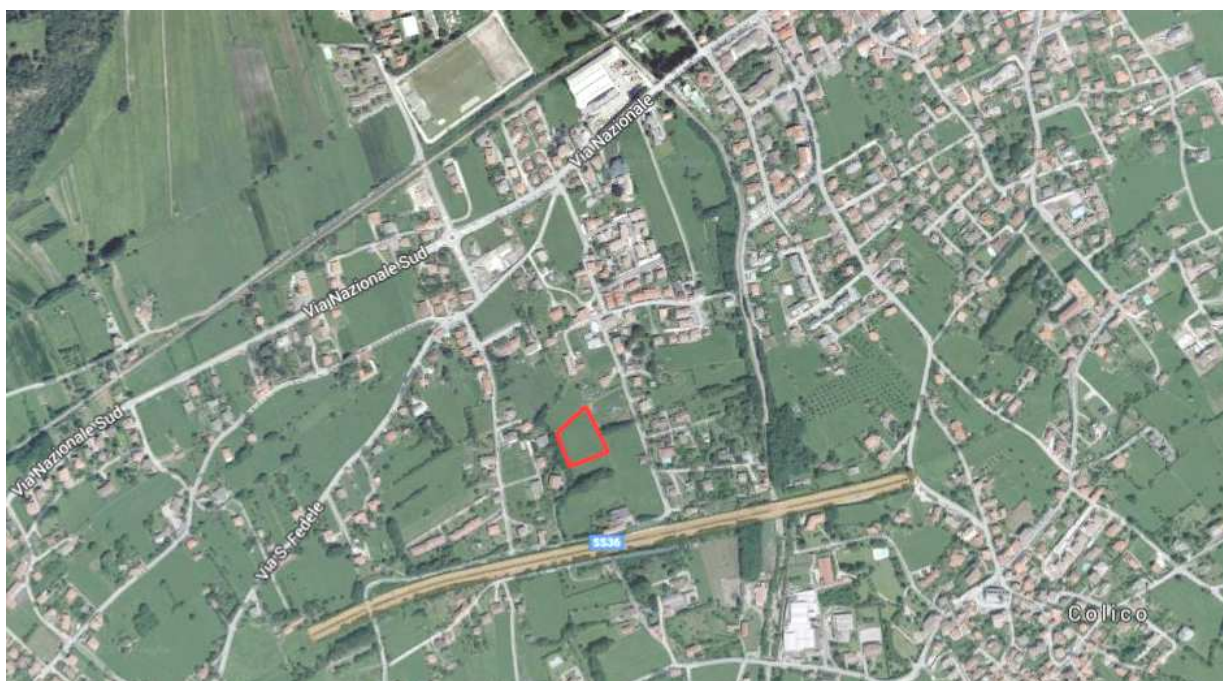
Il territorio comunale di Colico (LC) si estende alle pendici del M.te Legnone sino al Lago di Como occupando ambienti geologici e morfologici abbastanza omogenei.

Già dotato di pianificazione geologica al vigente PGT approvata e ritenuta adeguata al PAI dalla Regione Lombardia, prevede un differente classificazione di fattibilità geologica ed il supporto specialistico alla nuova urbanizzazione.

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 si è provveduto ad effettuare le considerazioni ritenute necessarie, al grado di progettazione (solo indicativo dello sviluppo di piano) per definire la componente geologica al programma.

1.1 Contenuti

Il presente documento contiene una necessaria introduzione relativa alla pianificazione geologica esistente; si passa successivamente alla trattazione degli aspetti di verifica geologica per il piano in oggetto.



Estratto Google dell'area

Ad ulteriore corredo sono definiti gli aspetti geologici, geotecnici e sismici per la fase applicativa della componente geologica ovvero attuativa (costruzione edifici) del programma edilizio.

In tale senso ai sensi del DM 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni” la **Relazione geologica** deve contenere la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito, consistenti nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del MODELLO GEOLOGICO che deve essere sviluppato al fine di inquadrare i problemi geotecnici e definire il programma delle indagini geotecniche.

La **Relazione geotecnica**, partendo dai risultati della relazione geologica, deve permettere la definizione del MODELLO GEOTECNICO di sottosuolo compreso nel volume significativo finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

ATE 10: panoramica



COMUNE DI COLICO (LC)

AMBITO DI TRASFORMAZIONE ESTERNA ATE 10

Piano attuativo "ATE 10"
Comparto A
Via Conti Alberti
Loc. Cascina Braghetti

2 CAPITOLO PRIMO : INTRODUZIONE ALLA GEOLOGICA DEL TERRITORIO E METODOLOGIA DI ANALISI

2.1 Procedura di studio

Nei paragrafi seguenti è necessario definire:

- un breve cenno alla documentazione esistente
- le tipologie/metodologie di analisi
- La caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica per la fase attuativa dell'ATE 10

La finalità del presente paragrafo, oltre alla compatibilità generale del programma, è quella di individuare i contenuti essenziali degli studi geologici di maggiore dettaglio sviluppati per i differenti programmi attuativi nel limite delle indicazioni progettuali visionate.

2.2 Riferimento bibliografico

Attualmente il territorio comunale di Colico è supportato dallo Studio della componente geologica.(PGT)

Oltre a tale inquadramento sono a disposizione numerose verifiche geologiche e geotecniche, frequentemente redatte dallo scrivente, a cui attingere per la definizione esaustiva del documento di analisi oltre a particolari approfondimenti (es analisi della pericolosità della conoide del T. Perlino).

1.1 Metodologia operativa

Per lo studio si è fatto riferimento allo standard di lavoro individuato dalla vigente norma di PGT; l'area ricade in ambito definito dalla classe 2 di fattibilità geologica (modeste limitazioni - caratterizzate da un rischio idrogeologico generalmente basso o Nullo) assoggettato ad analisi di compatibilità geologica.

Nella classe 2 e 2a, per gli interventi edilizi andranno attentamente valutate, sulla base di puntuali indagini geologiche e geotecniche, indagini finalizzate alla definizione dei parametri meccanici dei terreni (NTC 2008 D.M. 14 Gennaio 2008), con le relative verifiche ed analisi geotecniche.

Operativamente i rilevamenti diretti nel territorio, le indagini geognostiche e le valutazioni idrauliche idrogeologiche, di riferimento bibliografico hanno permesso di aggiornare lo studio esistente.

2.3 Il territorio comunale

In questo capitolo si esamina il territorio nell'ambito dei più significativi parametri utilizzati nell'indagine, informazioni di base che in parte non sono state oggetto di apposita cartografia (anche se condensate all'interno dello studio condotto,) ma che hanno offerto un valido supporto alla definizione dei più importanti tematismi di analisi.

Sono indicati differenti paragrafi che riassumono anche i risultati delle precedenti indagini effettuate nel territorio ed utilizzate nella redazione del presente elaborato.

2.3.1 Individuazione geografica dell'area di studio

Il territorio comunale di Colico (LC) è posto all'estremità nord orientale del Lago di Como sulla sponda orientale, al confine con la bassa Valtellina.

Lo sviluppo urbanistico del comune è stato notevolmente influenzato dalle caratteristiche morfologiche del territorio, in particolare dagli ampi conoidi alluvionali dei due principali torrenti Inganna e Perlino che nascono e scorrono sul versante occidentale del M.te Legnone.

L'area sottesa dai due bacini interessa una superficie complessiva di circa 10 Km² e comprende una fascia altimetrica fra la quota 250 m s.l.m. del fondovalle e la quota media di 2600 m s.l.m. coincidente con lo spartiacque montano.

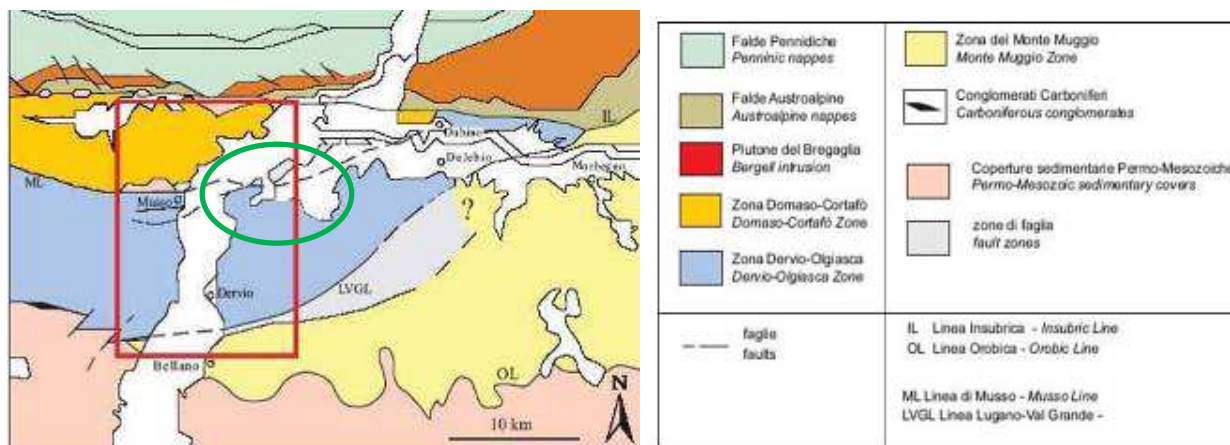
Alla confluenza nel fondovalle i torrenti hanno dato origine ad una serie di con di deiezione la cui coalescenza ha formato un ampio deposito di fondovalle su cui è sviluppato il nucleo urbano di Colico.

2.4 Inquadramento geologico

L'attuale assetto della Catena Alpina è dovuto all'ultima fase di convergenza tra le placche europea ed africana. In particolare il passaggio tra il dominio sudalpino e quello alpino propriamente detto è sottolineato dalla Linea Insubrica che è costituita da una serie di faglie caratterizzate da due direzioni preferenziali, le faglie est-ovest, tra cui le principali sono la linea del Tonale e la linea della Pusteria, e le faglie a direzione NNE-SSW che costituiscono delle interruzioni a gradino rispetto al prevalente sviluppo meridiano dell'allineamento stesso.

Il comune di Colico s'inserisce all'interno del dominio sudalpino; esso è caratterizzato da un basamento cristallino pre-Alpino, che affiora nell'Alto Lario in una fascia di larghezza prossima ai 15 km, e da coperture sedimentarie Permo - Mesozoiche che rappresentano il margine deformato della placca Adria.

In particolare, il basamento sudalpino è stato suddiviso utilizzando dati strutturali e petrologici in tre unità tettono - metamorfiche: Domaso Cortafò (DCZ), Dervio Olgiasca (DOZ), Monte Muggio (MMZ). Queste unità sono separate da limiti tettonici: faglia di Musso e Lugano - Val Grande. (Spalla et al., 2002)



Estratto carta geologica strutturale (Spalla et al., 2002)

Substrato roccioso

Il territorio comunale è all'interno del basamento sudalpino nell'unità tettono -metamorfica Dervio Olgiasca (DOZ). Questa è rappresentata da metapeliti, subordinate metabasiti, metagranitoidi, quarziti, marmi e pegmatiti. Le metapeliti comprendono micascisti e gneiss con staurolite, biotite, granato e cianite, gneiss e scisti a biotite e sillimanite, micascisti a clorite e gneiss a clorite e biotite. Si aggiungono pegmatiti sottoforma di lenti potenti sino al metro incluse negli gneiss a sillimanite e biotite. Le rocce femiche della DOZ sono principalmente anfiboliti, anfiboliti a granato, anfiboliti a clinopirosseno e orneblenditi (*Spalla et al., 2002*).

Deposito superficiale

L'area in studio è caratterizzata da depositi di conoide alluvionale derivati dal trasporto solido dei torrenti; nel caso specifico si tratta della conoide del torrente Perlino.

Il materiale ha dimensioni variabili tendenzialmente suddivisi in livelli gradati, con materiale grossolano sul fondo, causati da ripetuti e successivi eventi deposizionali.

2.5 Inquadramento geomorfologico

La morfologia del territorio è il risultato di sistemi morfogenetici differenti attivi a partire dalla fine del Terziario. La fisionomia attuale del settore nord del Monte Legnone è dovuta sostanzialmente all'azione diretta dei ghiacciai: questo settore delle Alpi Lombarde è stato glacializzato più volte durante il Plio-Quaternario.

Non va tuttavia trascurata l'azione periglaciale e fluviale. Quest'ultima, manifestatasi con diversa intensità in tempi diversi, ha inciso alcuni tratti della valle soprattutto in corrispondenza dei gradini morfologici alluvionando le zone di fondovalle.

Le forme scolpite in roccia dall'azione diretta dei ghiacciai in regressione fin dal Tardiglaciale (fine del Würm, circa 11000 anni fa), sono espresse con la presenza di terrazzi in roccia ad andamento longitudinale ben visibili alle quote più elevate del bacino e dalla presenza di valli secondarie sospese.

La ricerca del limite superiore dell'ultimo evento glaciale (LGM) è stata condotta attraverso l'individuazione della quota massima a cui sono stati rilevati depositi glaciali. Nelle zone di ablazione dei grandi apparati glaciali pleistocenici, in cui rientra anche la zona dell'Alto Lario, il limite della LGM è facilmente riconoscibile poiché spesso la morena che rappresenta la massima estensione è per lunghi tratti molto ben riconoscibile. Sui versanti della catena dell'Alto Lario, la morena della LGM è individuabile in prossimità dei terrazzi morfologici presenti a quote comprese tra i 1250 m e i 1300 m circa. La sua continuità laterale è interrotta dalla presenza delle Valli principali sede di apparati glaciali minori. L'individuazione della massima espansione delle lingue glaciali è di primaria importanza per le conseguenze che comporta sulla dinamica e cinematica dei movimenti di versante.

Nel settore settentrionale del Monte Legnone i depositi glaciali costituiscono lembi più o meno isolati a causa dell'erosione da parte dei corsi d'acqua, del ruscellamento diffuso, del soliflusso e dei processi gravitativi in genere. La base dei versanti fortemente inclinati è diffusamente ricoperta

da una coltre detritica di spessore variabile dovuta all'attività crioclastica, termoclastica e all'azione della gravità. Tali depositi sono costituiti da frammenti rocciosi grossolani, non gradati con clasti a spigoli vivi.

Per quanto riguarda il reticolato idrografico l'orientazione dei corsi d'acqua principali e di ordine inferiore riflette l'andamento dei principali lineamenti strutturali. La netta prevalenza di aste di 1° e 2° ordine (secondo la gerarchizzazione della rete idrografica di Strahler, 1958) che spesso si innestano direttamente nelle aste di 4° o 5° ordine e l'elevato gradiente topografico evidenziano una fase evolutiva del bacino che può essere definita giovanile. La maggior parte dei corsi d'acqua presenta un carattere erosivo con elevata capacità di trasporto solido testimoniata dagli abbondanti accumuli presenti alla base del versante.

La morfologia dei conoidi minori, classificati come quiescenti, suggerisce un'origine legata per lo più a processi di trasporto in massa dovuto alla rimobilizzazione del materiale detritico accumulatosi nelle valli. I conoidi presentano, in genere, una pendenza poco inferiore ai 35°.

In particolare la geomorfologia del territorio è influenzata dal grande dislivello esistente fra il livello di base dell'erosione, corrispondente alla quota di fondovalle, e le cime delle testate delle valli.

L'intero versante del territorio è caratterizzato dalla presenza di tre corpi di paleofrana di notevoli dimensioni; queste frane hanno avuto origine probabilmente a seguito al ritiro glaciale, o contemporaneamente ad esso, per mancanza di sostegno al piede. Parti di queste paleofrane, in occasione di eventi meteorici eccezionali, si riattivano dando origine talvolta a fenomeni di colata lungo le principali incisioni torrentizie, talvolta in forma di grossi corpi di frana in lento movimento, che comunque non interessano direttamente l'area di intervento.

I lineamenti morfologici sono rappresentati in maggior parte dal modellamento glaciale, su cui successivamente si è imposta l'attività morfodinamica delle acque correnti incanalate e non.

In generale, il profilo delle valli presentano una marcata incisione a V, segno della forte erosione delle acque, accentuata dall'elevata pendenza nella parte alta degli alvei stessi.

L'acclività, infatti, costituisce l'elemento morfologico più caratteristico del versante; in generale la pendenza nella testata di valle si attesta su valori pari al 100% rappresentando il fattore predisponente ai processi morfologici, ma nella maggior parte del territorio tale valore diminuisce drasticamente, attestandosi su valori di molto inferiori, come nell'area di progetto.

2.6 Geologia e stratigrafia locale

Ciò che si osserva in superficie rappresenta il risultato dei processi pedologici e di morfogenesi di un più antico deposito.

La stratigrafia locale, interpretabile in riferimento ai dati bibliografici e di riscontro negli scavi nell'area della conoide, è la seguente:

Orizzonte superiore, di coltivo (20-40cm)

Deposito alluvionale di media-grande granulometria in differenti orizzonti deposizionali con possibili blocchi e trovanti.

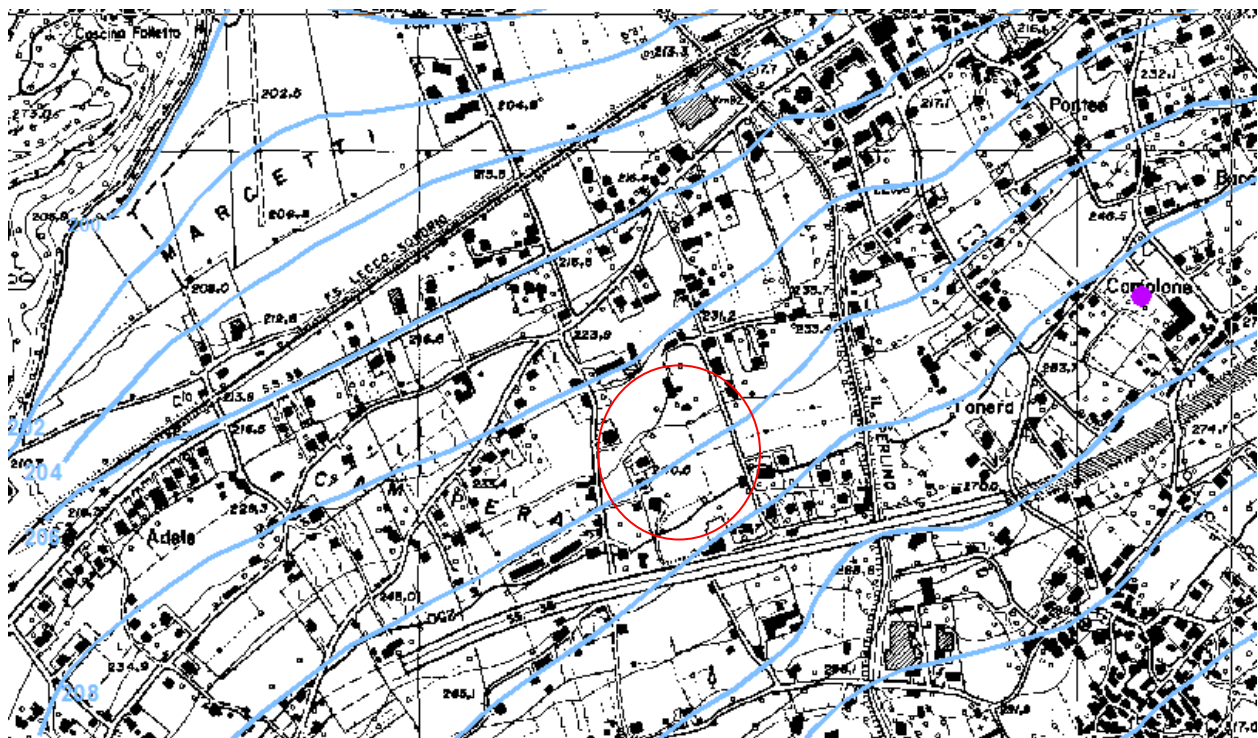
2.7 Assetto idrologico ed idrogeologico

Il settore in esame non è interessato da circolazione idrica superficiale; l'elevata permeabilità delle terre favorisce un rapido allontanamento delle acque piovane.

2.8 Idrogeologia

Il contesto idrogeologico, ovvero la profondità a cui è possibile il riscontro della falda acquifera deriva dall'analisi della carte piezometriche del territorio comunale.

Il valore piezometrico (vedi sotto) nell'area è stimato a quota 210 m s.l.m; comparato con la quota topografica del sito si deduce la profondità della falda pari a circa -33 m dal piano campagna.





Inquadramento

*Analisi della componente geologica
Piano attuativo ATE 10 Comune di Colico (LC).*

2.8.1 - Dinamica geologica territoriale

In generale i problemi che investono il territorio riguardano essenzialmente l'aspetto idrologico, essendo le aree urbane situate all'interno di un antico cono di deiezione del T. Perlino, torrente che storicamente è noto per la dinamica torrentizia estrema.

2.8.2 Caratteristiche Geologiche

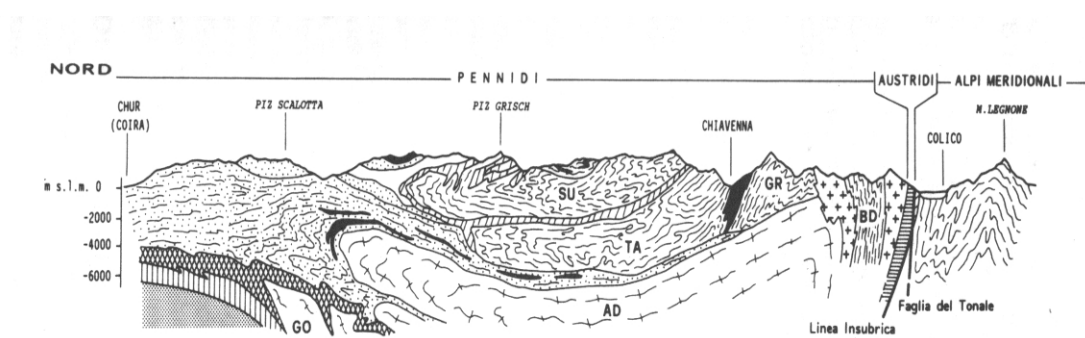
La parte più settentrionale del territorio altolariano, risulta essere geologicamente molto complicata in quanto si trova al confine tra i due principali domini strutturali che costituiscono la catena alpina: dominio sudalpino o alpi meridionali ed il dominio nordalpino. Questi due domini strutturali sono separati da un importante sistema di faglie ad andamento E-W noto come Lineamento Insubrico.

Il dominio settentrionale è ubicato a nord del Lineamento Insubrico ed è costituito da diverse unità strutturali rappresentanti le falde tettoniche delle Alpi: le unità del Pennidico e dell'Austroalpino. Geograficamente il dominio settentrionale occupa il settore a nord della Valtellina.

Il dominio meridionale è ubicato a sud del Lineamento Insubrico ed è costituito dalle unità strutturali delle Alpi Meridionali o Sudalpino. E' rappresentato geograficamente dal versante meridionale della Valtellina fino al bordo prealpino padano.

L'area oggetto del presente studio è situata nel settore Nordalpino, a ridosso del Lineamento Insubrico, in particolare le rocce che costituiscono questa parte di territorio appartengono alla falda Adula ed alla zona Bellinzona-Dascio, essa risulta ulteriormente complicata da una serie di intrusioni tardive (Plutone del Masino-Bregaglia).

Le falde Pennidiche costituiscono le unità più profonde dell'arco alpino. Sono rappresentate da grandi coltri di ricoprimento che, a partire dalla Valle del Ticino, verso oriente, si presentano come una serie di masse tabulari impilate, inclinate verso nord. Da ovest verso est affiorano via via le unità strutturalmente più superficiali, passando cioè dalle Unità Pennidiche Inferiori alle Unità Pennidiche Superiori, fino ai lenbi di crosta oceanica (ofioliti) e alle Unità Austroalpine (Valmalenco). In Lombardia, la miglior sezione di osservazione delle Unità Pennidiche è costituita dalla traccia Colico-Passo dello Spluga.



Sezione geologica semplificata delle Alpi Centrali (F. Forcella, F. Jadoul, A. Montrasio, 1990): BD zona Bellinzona-Dascio, AD falda Adula, TA Falda Tambò, SU falda Suretta.

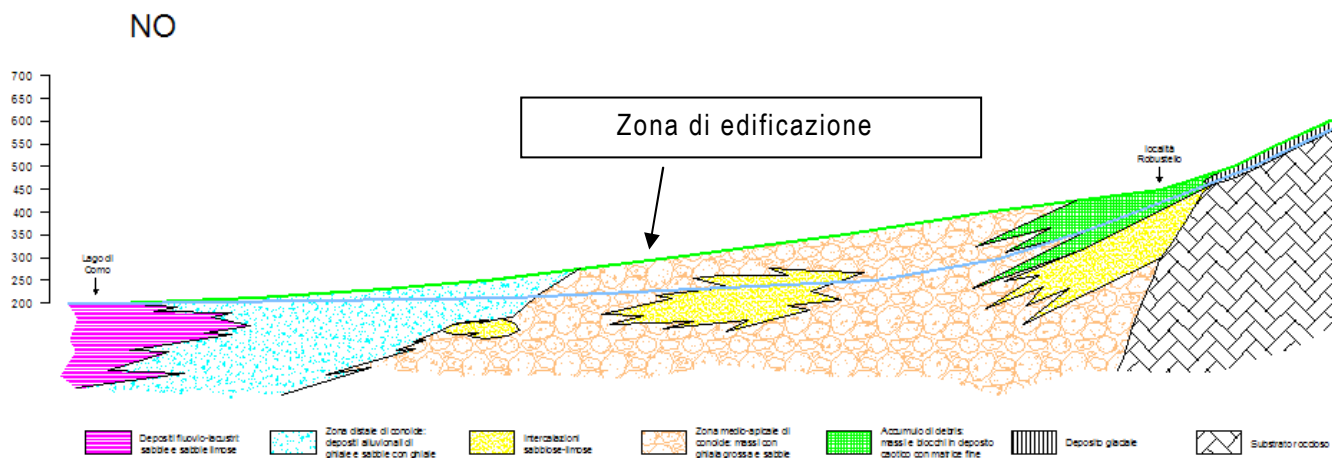
Depositi superficiali

Per quanto riguarda i depositi di superficie nell'area in oggetto si possono distinguere ambiti deposizionali con caratteristiche generalmente omogenee.

La zona di fondovalle è occupata dai depositi di conoide generati dalle alluvioni antiche del T. Perlino; si tratta di depositi di tipo ghiaioso- ciottolosi con blocchi e possibili massi sciolti misti a orizzonti deposizionali più fini (sabbie).



Stratigrafia di recenti scavi in prossimità dell'ATE 10



Sezione idrogeologica interpretata della conoide del T. Perlino

2.9 Caratteri geologico-tecnici

Le indicazioni riportate derivano dalle personali conoscenze acquisite in numerose indagini geognostiche e geotecniche condotte su singole aree, ed in base ai dati raccolti dai costruttori in differenti località del Comune, anche nei tempi passati; non sono state effettuate, in questa sede, campagne geognostiche.

Così ad esempio, all'interno dei depositi di fondovalle alluvionale, che presentano tutti analoga modalità di messa in posto, si possono individuare generali omogeneità, con variazioni granulometriche e/o altri parametri che determinano nette differenze geotecniche, soprattutto nella fascia marginale della pianura.

Sostanzialmente sono ancora una volta suddivisibili i due ambiti comunali.

a) Terreni prevalentemente ghiaiosi

Costituiscono i depositi alluvionali sono caratterizzati da depositi incoerenti ghiaiosi ciottolosi con sabbia.

Può essere considerato un valore medio di angolo d'attrito di circa 35° , un peso di volume pari a 1.9-2 t/mc; non presentano problemi particolari se non eventualmente in corrispondenza della fascia prossima alle aree lacustri ove l'interdigitazione con terreni a scarsi parametri meccanici può determinare una serie di problemi di ordine geotecnico.

COMUNE DI COLICO (LC)

AMBITO DI TRASFORMAZIONE ESTERNA ATE 10

Piano attuativo "ATE 10"
Comparto A
Via Conti Alberti
Loc. Cascina Braghetti

3 CAPITOLO SECONDO : ANALISI IDRAULICA – IDROLOGICA E FATTIBILITA'

3.1.1 Caratteristiche idrologiche

Non sono presenti aste torrentizie di pregio ad eccezione fatta per il T. Perlino.

In riferimento ai dati reperiti presso l'Amministrazione Comunale (studio geologico di supporto al PRG e PGT), da testi storici e da verifiche nella Biblioteca comunale, nonché da interviste con alcuni abitanti, si è provveduto ad analizzare, per quanto possibile, la dinamica evolutiva storica dei torrenti Perlino e Inganna.

In particolare è stata possibile la ricostruzione topografica dell'alveo, all'inizio del secolo XIX, ed il confronto con l'attuale situazione.

La valutazione storica è una delle principali fasi di analisi del rischio; consente di valutare, per quanto possibile sia la dinamica evolutiva del corso d'acqua sia di "testare" l'effetto di eventuali opere di regimazione realizzate nei differenti periodi.

Pochi sono i dati reperibili nella valutazione storica; certo è che seppur limitati, consentono di individuare una discreta evoluzione torrentizia, perlomeno sino alla prima metà del XIX Sec; da tale data sino ai nostri giorni, l'evoluzione torrentizia dell'asta fluviali è stata decisamente attiva soprattutto nell'ultimo decennio.

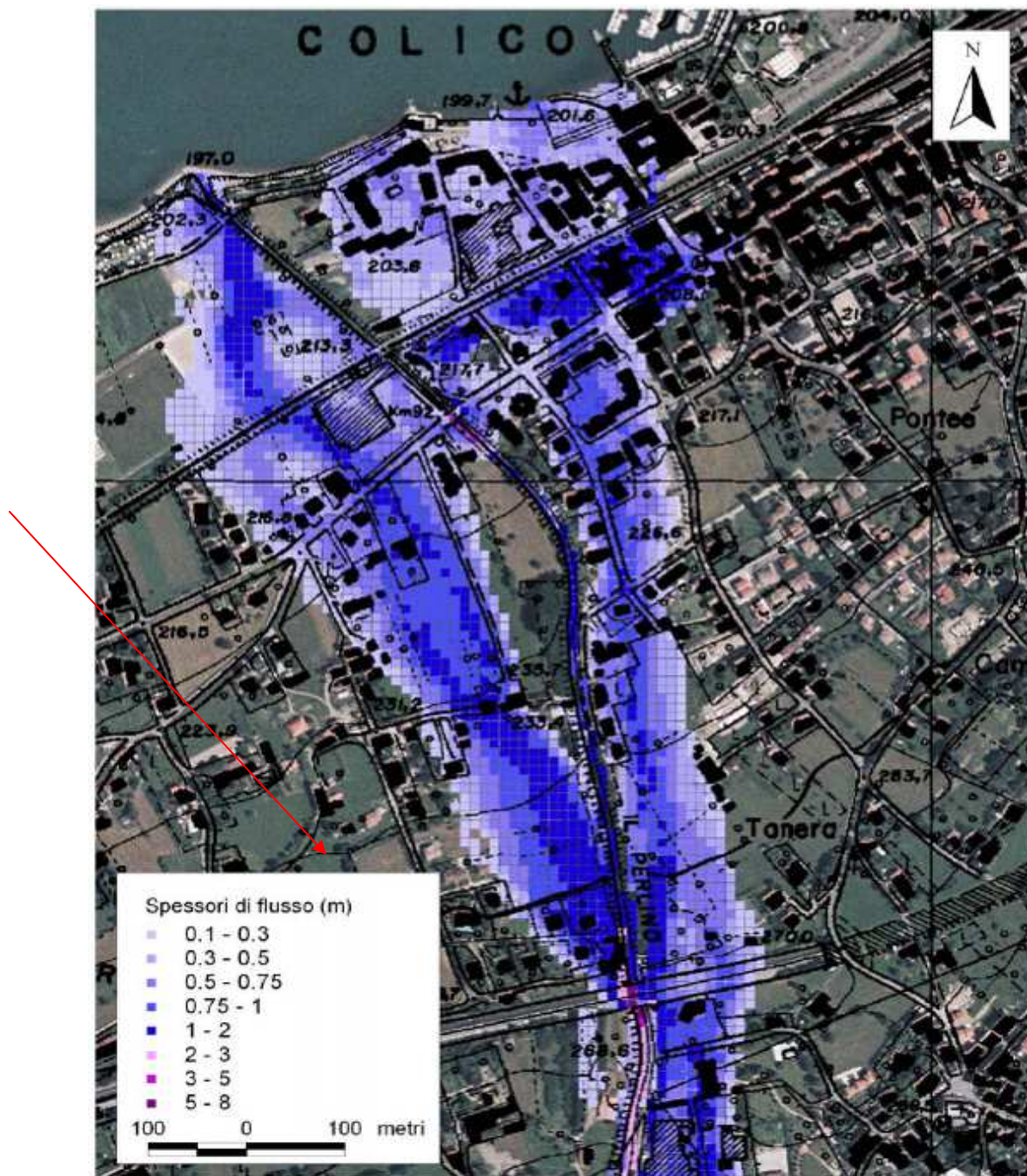
Alato sono riportati i valori delle portate di piena, calcolati adottando il tempo di corrivazione definito mediante la formula di Giandotti (1934).

tempo di ritorno	PERLINO
2	19.5
10	30.9
50	41.0
100	45.2
200	49.4
500	59.2

3.1.2 Pericolosità idraulica

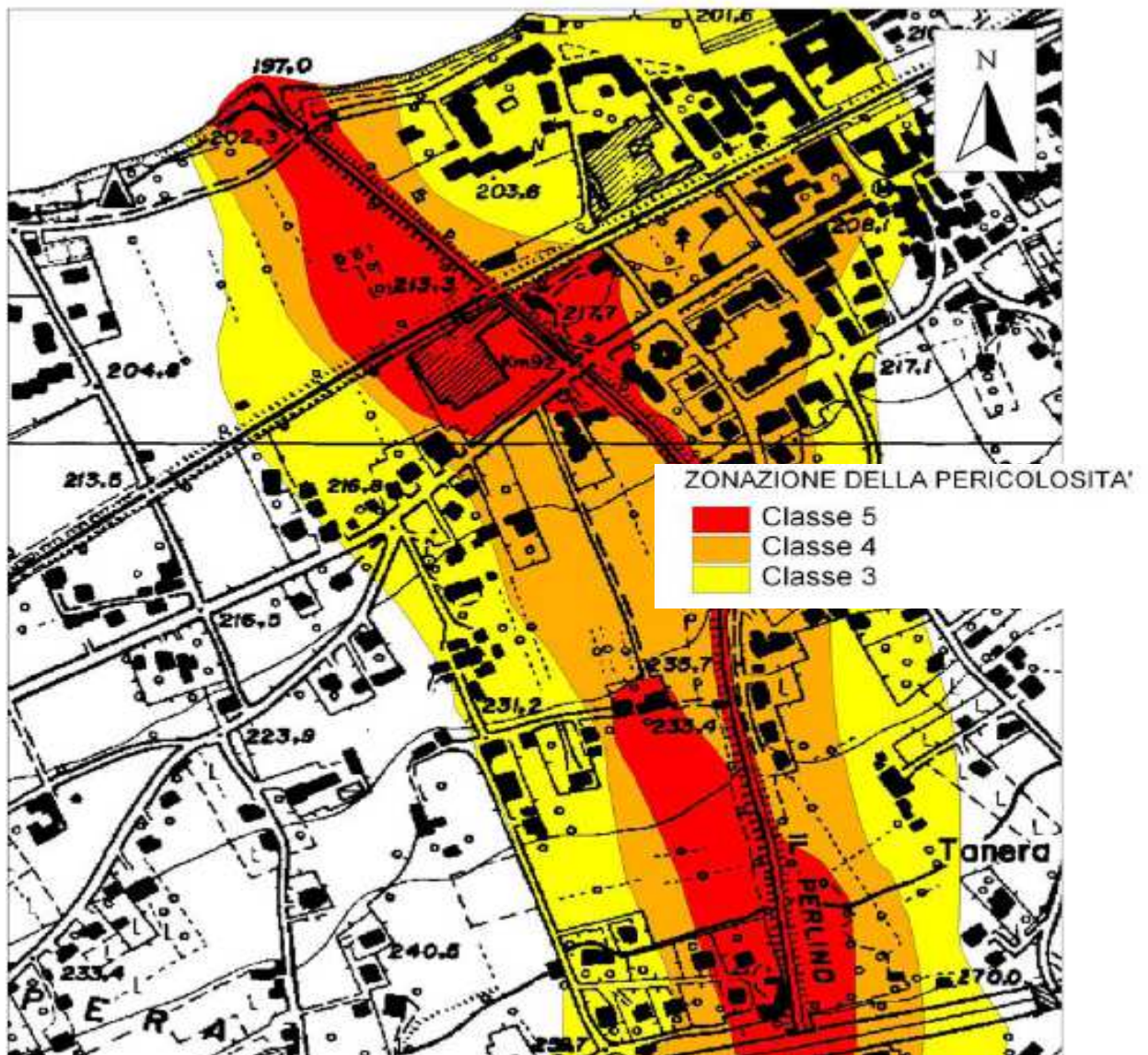
Un elemento di recente analisi concerne le ripерimetrazioni dell'ambito ad alto rischio idrogeologico del PRG (Studio Crosta) e PGT (Studio Riva); queste prendono spunto dalle opere di regimazione idraulica effettuata nell'ultimo decennio nell'asta del torrente e che hanno portato ad una sostanziale rivisitazione delle aree ad alto rischio idrogeologico (es L. 267/98).

Quella attualmente in vigore (da PRG e PGT) deriva dallo studio Crosta; quella recente ma non ancora operativa deriva dallo studio Dott. M. Riva.



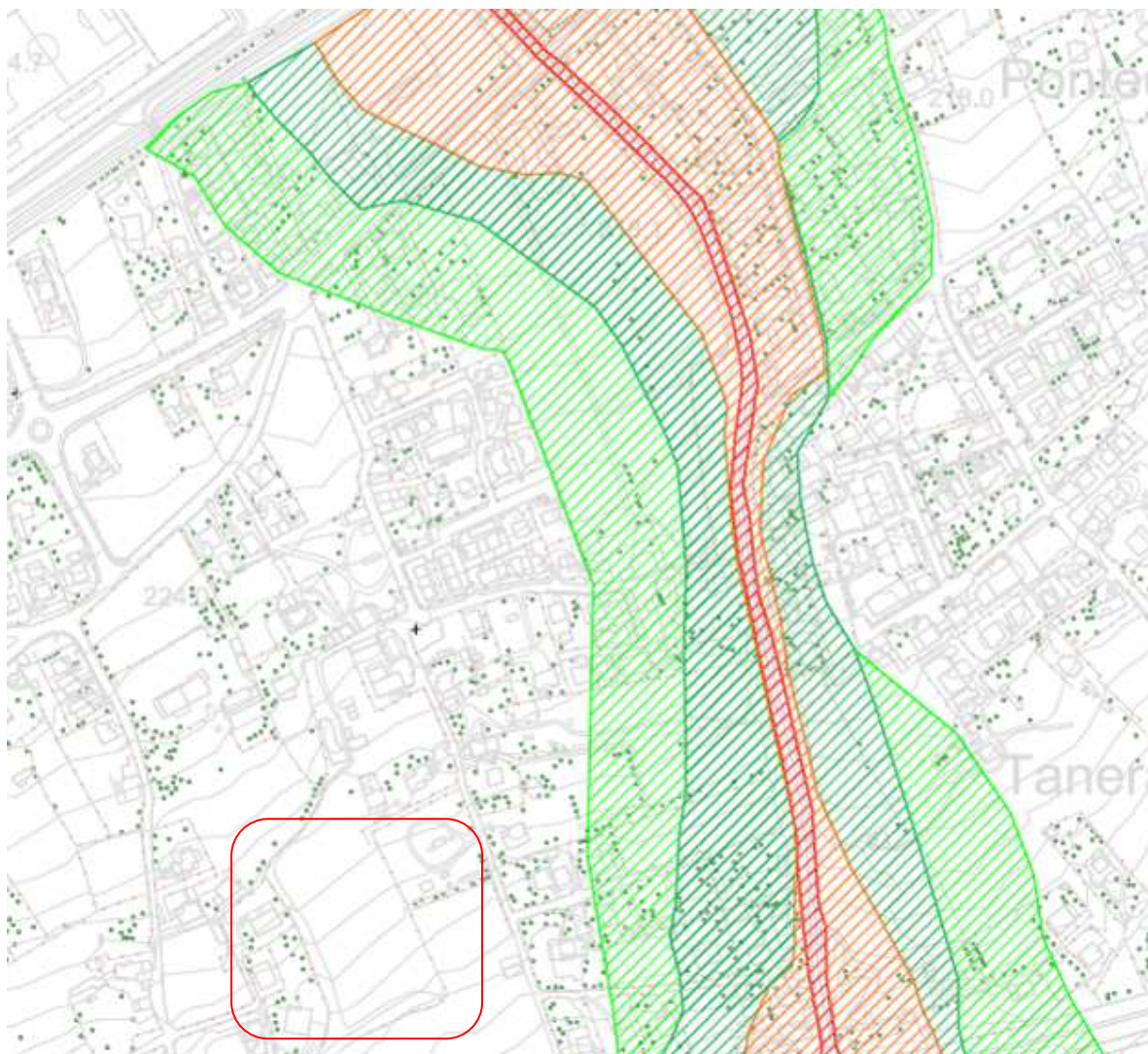
Area di esondazione del flusso, conoide Perlino (Studio dott. Crosta) e rif. edificio

Lo studio Prof Crosta (attualmente base per la perimetrazione dell'ambito ad alto rischio idrogeologico di PGT vigente edizione agg. Dott Leoni e succ- dott Adamoli) esclude interferenze idrologiche fra esondazione potenziale del T. Perlino e area di edificazione.



Da detto studio l'area del'ATE 10 non presenta elementi di pericolosità

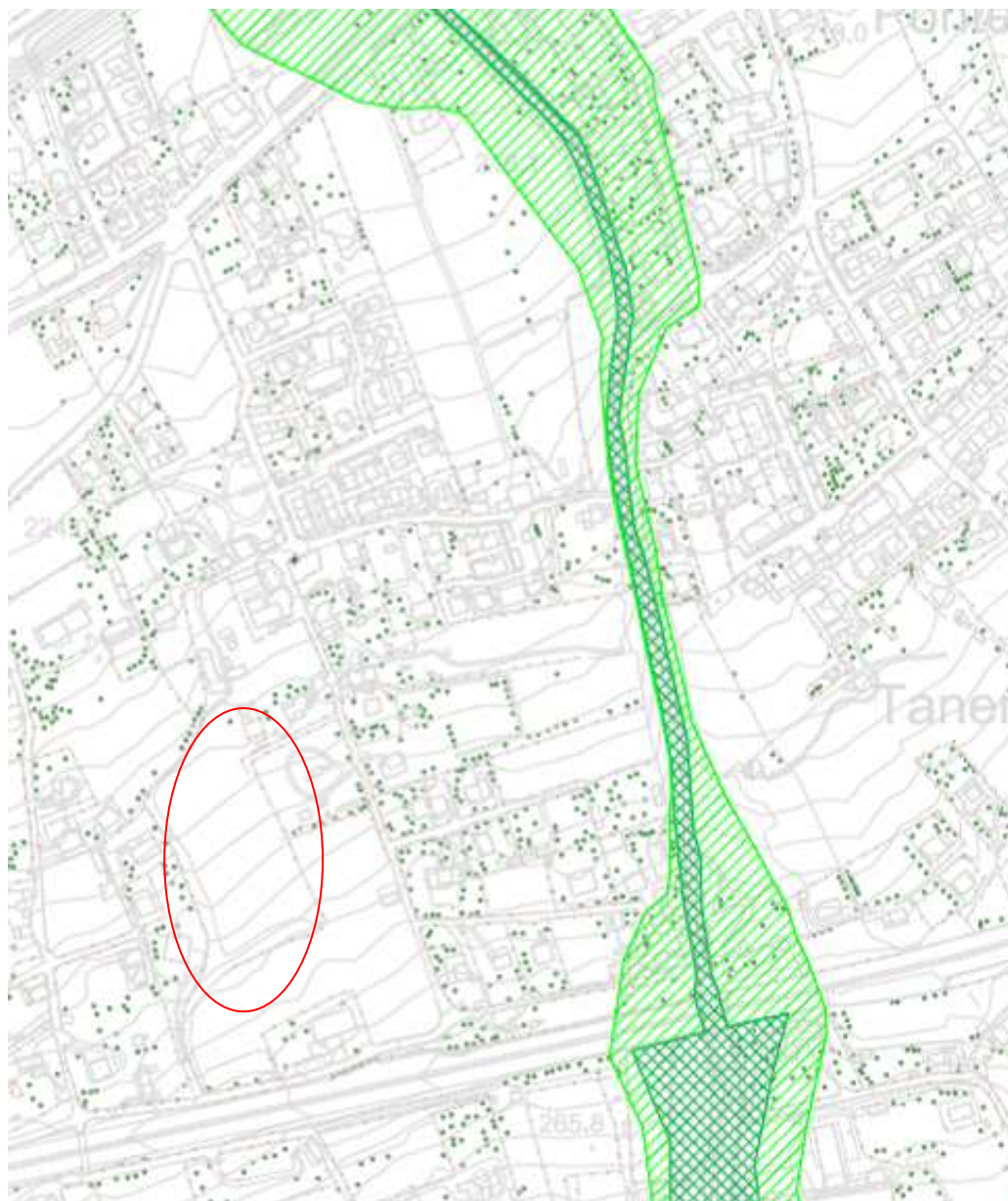
Ulteriore “alleggerimento del vincolo” deriva dalla recente analisi del dott M. Riva (Non ancora operante) che ridimensiona ulteriormente le potenziali esondazioni dell’asta torrentizia.



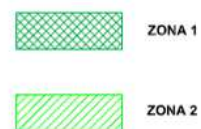
LEGENDA:

	PERICOLOSITA' MOLTO ALTA - ALTA (H5-H4)
	PERICOLOSITA' MEDIA (H3)
	PERICOLOSITA' BASSA (H2)
	PERICOLOSITA' MOLTO BASSA (H1)

Nuova proposta ripermetrazione ambito ex 267/98 (M. Riva) e ubicazione ATE 10

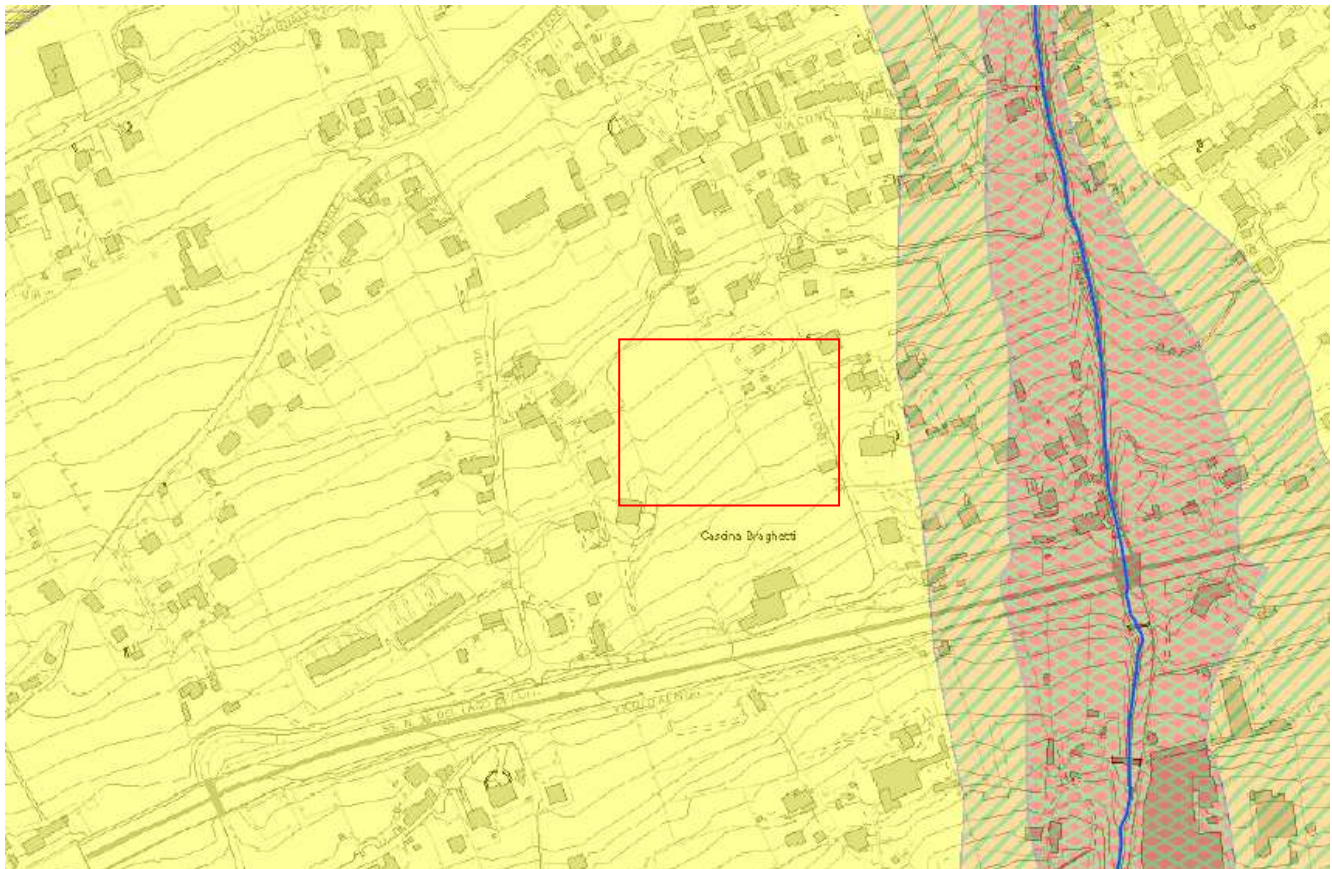


LEGENDA:



3.2 Fattibilità geologica

In base al P.G.T. vigente l'area ricade in classe 2 di fattibilità geologica, fattibilità con modeste limitazioni.



Estratto carta di fattibilità geologica PGT vigente

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

Classe 2 NTA: prescrizioni specifiche

Analisi della pericolosità locale e valutazione della possibile interferenza con l'intervento prospettato;

Definizione dei presidi temporanei e/o definitivi attinenti sia alla fase di cantiere sia all'opera finita;

Caratterizzazione meccanica delle terre e valutazione dell'interazione con il programma di lavoro proposto, con particolare riferimento alle problematiche idrogeologiche ed idrologiche (individuazione delle strutture di drenaggio, tipologie di scarico al suolo ed interazione areale, risalita capillare).

Nelle previsioni urbanistiche eventuali interventi relativi ad opere potenzialmente inquinanti (es. industrie particolari, depositi, scarichi al suolo, ecc) saranno oggetto di necessaria analisi idrologica, idrogeologica e geologica.

Ambiti terrazzati: definizione dello stato di conservazione delle opere e/o indirizzi di manutenzione

Assetto idrogeologico

La valutazione geologica, dovrà tener conto del possibile flusso idrico e/o ristagno, considerando:

Il flusso idrico e la possibilità di scarichi al suolo.

Le interazione con eventuale falda e le necessarie opere di impermeabilizzazione.

In caso di sistemi di drenaggio delle acque tramite pompe (adeguatamente dimensionate in termini di portata), dovrà essere valutata la possibile interazione delle stesse con eventuali edifici attigui e lo scarico corretto delle acque emunte.

In assenza di rete fognaria comunale dovranno essere attentamente valutate le scelte operative relativamente agli scarichi delle acque reflue sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo nel rispetto della disciplina definita per gli

scarichi dei nuovi insediamenti nel Regolamento Regionale n. 3 del 24 Marzo 2006. Questo indica la necessità di definire il dimensionamento delle strutture di scarico e l'interazione con l'idrologia locale.

Posa di cisterne e/o altri serbatoi di liquidi potenzialmente inquinanti: da realizzarsi solo dopo attenta definizione delle oscillazioni di falda e comunque all'interno di strutture di contenimento impermeabili.

COMUNE DI COLICO (LC)

AMBITO DI TRASFORMAZIONE ESTERNA ATE 10

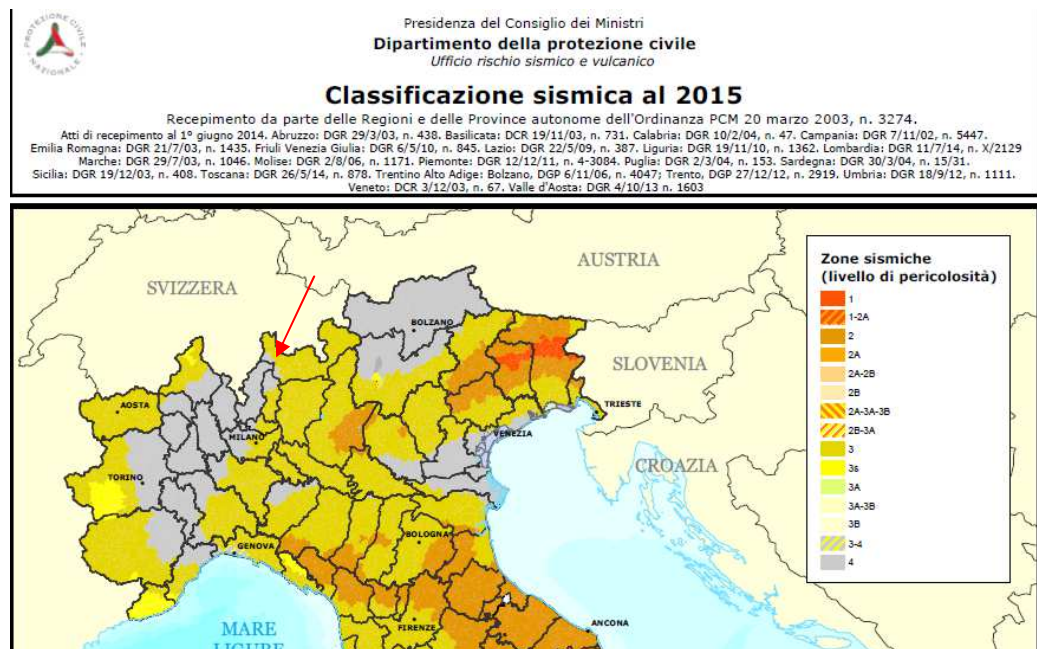
Piano attuativo "ATE 10"
Comparto A
Via Conti Alberti
Loc. Cascina Braghetti

4 CAPITOLO TERZO : ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

4.1 COMMENTO

La classificazione sismica del territorio italiano è stata definita con l'ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata sul supplemento ordinario 72 alla Gazzetta Ufficiale n°105 del 8 maggio 2003, con la quale sono stati approvati i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone (allegato 1) e le connesse norme tecniche (allegati 2, 3, 4)".

Si riporta un estratto della mappa della classificazione sismica del territorio italiano definita a seguito del recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza sopracitata. Nel caso della Regione Lombardia tale Ordinanza è stata recepita con d.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003, che sostituisce quella di cui al D.M. 5 marzo 1984, e successivamente riconfermata con la DGR 28 maggio 2008 n. 8/7374.



Mappa sismica INGV 2015

Il comune di Colico ricade in classe 4 di pericolosità sismica

4.2 Generalità

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, la normativa definisce le forme spettrali a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

Fo 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.

Questi parametri sono calcolati a partire dal “reticolo di riferimento” (cfr. Allegato B del DM 14/01/2008) ricostruito, sull'intero territorio italiano, adottando una maglia di circa 10 km di lato ed associando a ciascun nodo la definizione di tali parametri.

Nel rispetto dell'applicazione delle norme, sono state ulteriormente definite , nel territorio italiano, 4 zone con differente valori di accelerazione orizzontale a_g , così definito:

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Esistono tipi diversi di onde sismiche.

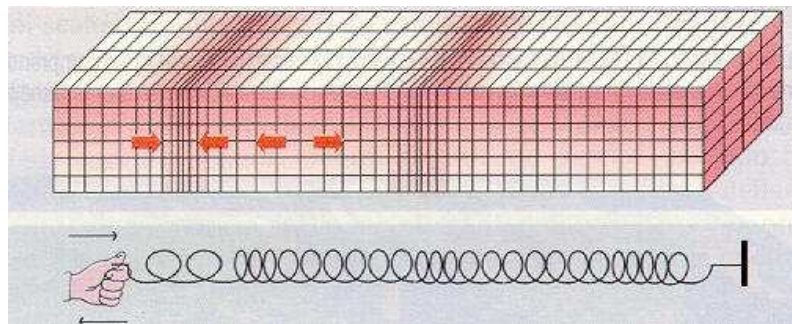
Quando avviene un terremoto, l'energia accumulata dalle rocce si libera in parte sotto forma di onde sismiche che si propagano all'interno della Terra.

Le onde che si propagano all'interno della Terra sono dette "onde di volume".

I due tipi principali sono le onde P e le onde S, chiamate anche "onde profonde".

4.2.1.1 Le onde di volume

Le onde P (o Primarie) sono le più veloci. Esse si propagano come le onde sonore nell'aria. Sono infatti anche dette "longitudinali" perché fanno oscillare le particelle di roccia che attraversano parallelamente alla loro direzione di propagazione. In sostanza, al loro passaggio, le rocce si comprimono e si dilatano continuamente. Queste onde raggiungono una velocità compresa tra 4 e 8 Km al secondo.



Onde P (Primarie) viaggiano a velocità compresa tra 4 e 8 Km/s.

La **Onde P** sono delle onde di corpo di compressione (o longitudinali). Come dice la parola stessa, questo tipo di onde sono molto simili alle onde acustiche, in quanto corrispondono a compressioni e rarefazioni dl

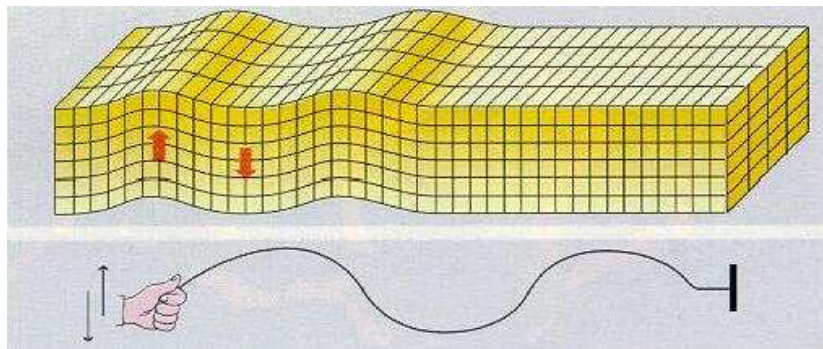
mezzo in cui viaggiano, al loro passaggio le particelle di terreno oscillano in avanti e indietro nella stessa direzione di propagazione dell'onda.:

Le onde S (o Secondarie) viaggiano più lentamente delle "P".

Nelle registrazioni sismiche le **onde S** seguono sempre alle onde P perché la loro velocità è molto minore (da 2,3 a 4,5 Km al secondo).

L'oscillazione delle particelle di roccia che attraversano avviene trasversalmente rispetto alla loro direzione di propagazione.

A differenza delle onde P, le onde S non causano variazioni di volume al loro passaggio e non si propagano nei fluidi.



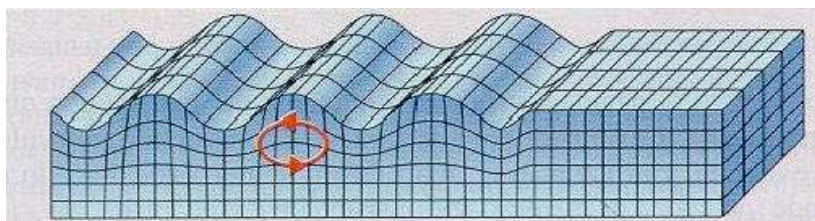
Le onde S (Secondarie) più lente delle P, viaggiano alla velocità tra 2,3 e 4,5 Km/s.

Le Onde S sono onde di corpo che si oscillano perpendicolarmente rispetto alla direzione di propagazione. Possono essere immaginate come le onde che si propagano su una corda che viene fatta oscillare. Un'importante caratteristica di queste onde è che non possono propagarsi in mezzi fluidi, come ad esempio il magma presente nel nucleo esterno della terra oppure l'acqua degli oceani. Questa caratteristica è importante nei casi dello studio della composizione della terra.

Quando le onde P e le onde S raggiungono un qualsiasi punto della superficie terrestre, allora comincia a propagarsi concentricamente un'onda superficiale più lenta delle "onde di volume". I due tipi di onde superficiali principali sono: Le onde di Rayleigh e Le onde di Love.

Le onde di Rayleigh assomigliano a quelle che si propagano quando un sasso viene lanciato in uno stagno.

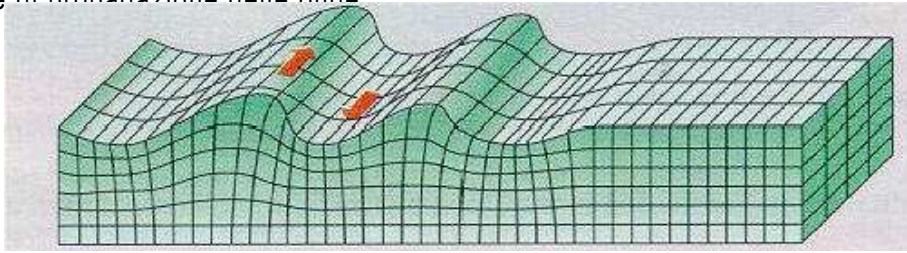
Esse fanno vibrare il terreno secondo orbite ellittiche e retrograde rispetto alla direzione di propagazione.



Le onde superficiali di "Rayleigh" producono uno scuotimento sussultorio del terreno.

Le onde di Love fanno vibrare il terreno sul piano orizzontale.

Il movimento delle particelle attraversate da queste onde è trasversale e orizzontale rispetto alla direzione di propagazione delle onde.



Le onde superficiali di "Love" producono uno scuotimento orizzontale del terreno.

Sono le onde che si propagano in superficie ad essere responsabili dei danni più rilevanti.

L'intensità dei danni che un terremoto può provocare è fortemente legata alla struttura geologica vicina alla superficie.

Considerevoli amplificazioni dell'ampiezza dello scuotimento del terreno si verificano se la velocità (e la densità) degli strati superficiali è più bassa rispetto alla velocità e densità del materiale che sta al di sotto.

L'esperienza degli anni più recenti ha mostrato che in presenza di eterogeneità della geologia locale si possono osservare variazioni dello scuotimento fino ad un fattore dieci entro distanze anche di solo 10-100 metri.

Questi effetti rivestono particolare importanza nelle aree urbane dove, durante i terremoti, i danni maggiori tendono talvolta a concentrarsi in zone dove complessi fenomeni di diffrazione e di interferenza delle onde sismiche possono produrre localmente amplificazioni rilevanti del moto del suolo.

Per amplificazione locale s'intende il fenomeno di potenziamento dell'effetto del sisma, dovuto alle differenze che si riscontrano tra la situazione reale e quella del semplice modello di riferimento. Consultando il modello e conoscendo la morfologia del terreno, si possono ragionevolmente prevedere gli effetti di un terremoto "aggiustando" i dati del modello in funzione della tipologia del suolo e di conseguenza progettare costruzioni che possano sopportare il sisma.

L'analisi dei danni causati dal terremoto ha più volte evidenziato l'importanza primaria della morfologia del terreno sull'amplificazione locale, soprattutto quando un terreno deformabile costituisce il riempimento di un avvallamento roccioso (effetto catino) ed in presenza di pendii e creste (focalizzazione delle onde).

L'importanza di tale problematica è confermata dal diverso grado di danni prodotto da terremoti su costruzioni limitrofe simili, ubicate su terreni di diverse caratteristiche.

Il tipo di terreno sotto una struttura ne influenza decisamente il comportamento.

In parole povere, quando le onde sismiche passano dalle rocce profonde al terreno superficiale e quest'ultimo è costituito da depositi alluvionali, tali onde potenziano (ampliano) il loro effetto distruttivo che risulta essere anche decuplicato rispetto a quello prodotto su terreno roccioso.

In alcuni eventi si è osservato che edifici limitrofi, distanti anche solo qualche decina di metri, avevano subito danni evidentemente differenti. Lo studio del terreno ha rivelato che gli edifici posti su depositi alluvionali erano quelli che avevano subito danni notevolmente maggiori rispetto ad altri edifici limitrofi ma costruiti su terreno di natura rocciosa.

4.3 Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi; tuttavia, in assenza di tali analisi, per la definizione

dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

La normativa prevede una classificazione in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Nei casi in cui non si disponga di tale parametro, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $NSPT_{30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

Le cinque categorie di sottosuolo di riferimento sono le seguenti:

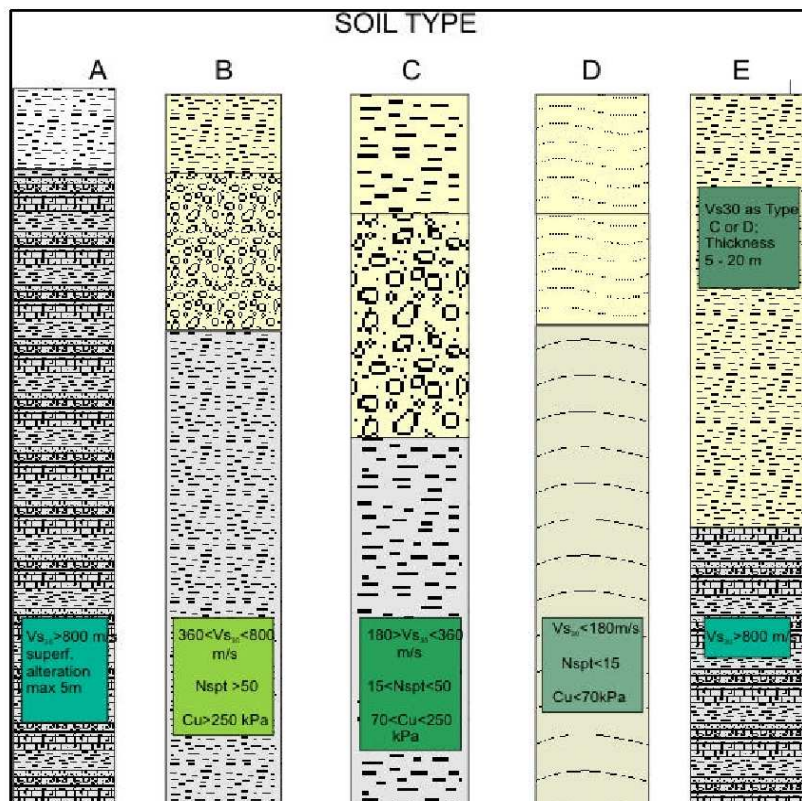
A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m (valore medio locale misurato > al limite di soglia)

B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina) (campo utilizzato)

C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)

D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)

E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).



Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

4.4 Categorie topografiche

Nel caso in cui il sito sia caratterizzato da condizioni topografiche complesse la normativa indica la necessità di predisporre analisi di risposta sismica locale, mentre, qualora le configurazioni superficiali siano semplici, si possono adottare le seguenti categorie topografiche, alle quali sono associati dei coefficienti di amplificazione topografica ST:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (ST = 1.0)
 T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (ST = 1.2) (campo in esame)

T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (ST = 1.2)

T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (ST = 1.4).

4.5 Parametri sismici per l'area in oggetto

In questo caso l'azione sismica è identificata dai coefficienti sismici riportati nell'elenco seguente:

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Tipologia di opere: opere di fondazione

Classe edificio: II

Vita nominale: 50 anni

COMUNE DI COLICO (LC)

AMBITO DI TRASFORMAZIONE ESTERNA ATE 10

Piano attuativo "ATE 10"
Comparto A
Via Conti Alberti
Loc. Cascina Braghetti

5 CAPITOLO QUARTO : PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Caratterizzazione territoriale litotecnica

Di seguito, come caratterizzazione di massima degli accumuli alluvionali viene proposta una tabella contenente i dati geotecnici più interessanti relativi ad alcune tipologie di terreni esaminate nel contesto locale in oggetto.

a) Terreni prevalentemente ghiaiosi

Costituiscono i depositi alluvionali di fondovalle; sono caratterizzati da depositi incoerenti ghiaiosi ciottolosi, con la presenza di blocchi anche di discreta cubatura.

Può essere considerato un valore medio di angolo d'attrito caratteristico di circa 35° , un peso di volume pari a 1.9-2 t/mc; non presentano problemi particolari se non eventualmente in corrispondenza di paleoalvei con fenomeni di sedimentazione fine.

All'interno dei depositi di conoide mediana con possibili variazioni granulometriche, possono essere presenti depositi in genere di granulometria fine, soprattutto all'interno dei paleoalvei.

Per quanto attiene al profilo esclusivamente geotecnico, nelle differenti strutture abitative presenti, non si osservano lesioni.

5.2 Parametri di resistenza meccanica: quadro territoriale

Il primo passo è stato l'esame bibliografico esistente, che offre numerosi spunti ed analisi riferite proprio al contesto in esame.

I dati estrapolabili (da prove penetrometriche,), e l'osservazione dello strato superficiale all'interno di piccoli scavi definiscono in prima analisi i principali parametri meccanici delle terre che caratterizzando l'ambiente deposizionale del T. Perlino

Nelle precedenti pagine si è provveduta ad una caratterizzazione in tal senso.

La tensione ammissibile per fondazioni superficiale, che emerge dall'analisi bibliografica, risulta in linea di principio, comunque limitata, e consigliata per valori superiori a 150/200 Kn/mq funzione comunque del sito di posa e dalla tipologia di fondazioni (condizioni geometriche al contorno)

Come nota la tensione ammissibile non è funzione esclusiva delle caratteristiche meccaniche delle terre ma dipende dalla tipologia e geometria della fondazione stessa; pertanto le verifiche di carico fanno riferimento oltre che ai parametri di resistenza individuati anche alle possibili geometrie di fondazione indicate nella proposta progettuale.

Inoltre nell'area gioca un ruolo fondamentale l'omogeneità del deposito, sia in senso laterale che in verticale.

5.3 - Considerazioni applicative generali dei risultati

Si evidenziano in primo luogo, terreni con caratteristiche meccaniche ottime ed omogenee che migliorano con la profondità .

5.4 Resistenza meccanica dei terreni- parametri caratteristici K

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, si è provveduto ad effettuare una definizione dei principali parametri meccanici dei terreni incoerenti.

Nelle seguenti tabelle sono indicati tali parametri desunti dalle stratigrafie più rappresentative incontrate durante l'effettuazione delle prove.

Ghiaie e ciottoli
$D_r = 70 \%$ $\varphi = 36^\circ$ $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ $\sigma = 1.1 \text{ kg/cm}^2$ $E = 400 \text{ kg/cm}^2$ $M = 300 \text{ kg/cm}^2$

dove:

D_r = Densità relativa dei terreni incoerenti (%);

φ = Angolo d'attrito interno dei terreni incoerenti secondo Muromachi et

Al.;

γ = Peso dell'unità di volume in situ;

σ = Pressione verticale efficace;

E = Modulo elastico (Schmertmann);

M = Modulo di compressibilità edometrica (Menzebach e Malcev).

5.5 -Risultati

I risultati preliminari di massima, di dette verifiche, allegati alla presente, forniscono una utile indicazione di confronto per l'eventuale dimensionamento delle strutture di progetto.

Si ribadisce comunque l'importanza di provvedere alla corretta impermeabilizzazione dei vani interrati e/o seminterrati.

COMUNE DI COLICO (LC)

AMBITO DI TRASFORMAZIONE ESTERNA ATE 10

Piano attuativo "ATE 10"
Comparto A
Via Conti Alberti
Loc. Cascina Braghetti

6 CAPITOLO QUINTO : GEOLOGIA TECNICA ATTUATIVA

L'analisi è attuata al fine di dare un supporto tecnico alla fase costruttiva dei 4 elementi edilizi di cui è composto l'ATE 10.

6.1 Normativa di riferimento

I riferimenti normativi sono sintetizzati nel seguente elenco:

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio

2008. Circolare 2 febbraio 2009

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale

Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture progettuali

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002)

D.M. 11.03.988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (se si opera in Zona sismica 4, Classi I e II)

In sintesi:

Relazione Geologica, redatta ai sensi del p.to 6.2.1 NTC e Circ., che include il modello geologico del terreno e la caratterizzazione sismica, finalizzata alla attribuzione della categoria sismica di suolo;

Relazione Geotecnica, redatta ai sensi del p.to 6.2.2 NTC e Circ sulla base del Progetto strutturale definitivo dell'opera redatta dal progettista.

A questo si aggiungono i riferimenti alle NTA geologiche del vigente PRG e PGT comunale.

Nelle pagine precedenti seguenti sono trattate la RELAZIONE GEOLOGICA e la RELAZIONE GEOTECNICA dell'ATE 10, aspetti di seguito puntualizzati per il programma esecutivo.

6.2 Committente e localizzazione area

La presente relazione, redatta su incarico del Committente Sig. Bettiga Dino, concerne la costruzione di 4 edifici residenziali e viabilità di accesso al comparto ATE 10.



6.2.1 Considerazioni

Quale riferimento generale è necessario evidenziare come le implicazioni di carattere geologico di un intervento edilizio possano avere differenti risvolti; infatti ciò che si osserva in superficie è indice di una "geometria geologica di un areale" (stratigrafia, spessori, pendenze, granulometrie del deposito) che può diversamente riflettersi nel "puntuale".

Migliore accuratezza deriva dall'implementazione dell'osservazione con indagini geognostiche, non sempre attuabili in rapporto alla logistica o all'incidenza del costo sull'opera o allo stato di fatto dei luoghi.

Se a questo si associa la variabile "dell'approccio metodologico di cantiere" (come differente tipologia di mezzi d'opera, differenti strategie di attività, presenza di edificato, ecc) anche un "banale" programma tecnico può riservare spiacevoli sorprese.

Programmare un intervento edilizio nella più completa forma, ovvero contemplando il più ampio spettro di informazioni, non può esimersi dalla definizione del modello geologico locale.

Con tale termine deve intendersi un vasto contesto di caratterizzazione specialistica che comprende di fatto anche la definizione della pericolosità locale; un aspetto trattato ampiamente nella maggior parte delle pianificazioni urbanistiche locali e sovracomunali.

In generale i contenuti della relazione geologica, che costituiscono gli elementi indispensabili per la valutazione della compatibilità tra l'opera in progetto ed il contesto geologico-ambientale, devono soddisfare una serie di requisiti, fra i quali:

1) Verifica ed inquadramento dell'intervento nel contesto geologico dello Strumento Urbanistico vigente (pericolosità e fattibilità)

2) Definizione della possibile successione litostratigrafica del sito per un ambito areale geologicamente significativo e per una profondità comunque non inferiore all'ambito rientrante nel concetto di "volume significativo" (profondità del terreno entro il quale si esercita l'influenza dell'intervento)

3) Interpretazione della distribuzione areale dei litotipi, della loro consistenza o il loro stato di alterazione, fessurazione e degradabilità, ecc, nonché un primo giudizio qualitativo sulle loro caratteristiche geomeccaniche

4) Descrizione dei lineamenti geomorfologici della zona e analisi dei processi morfogenetici con specifico riferimento ai dissesti in atto o potenziali ed alla loro tendenza evolutiva tenendo anche conto delle reali incidenze dell'intervento esaminando le condizioni di stabilità pre e post intervento

5) Analisi delle condizioni idrogeologiche del sito, con particolare riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea

Il modello geologico locale ed il modello geotecnico debbono essere reciprocamente coerenti.

7 PROGETTO (ESTRATTO PROGETTUALE ARCH NUTRICATI)

Il piano attuativo prevede la realizzazione di 4 unità immobiliari

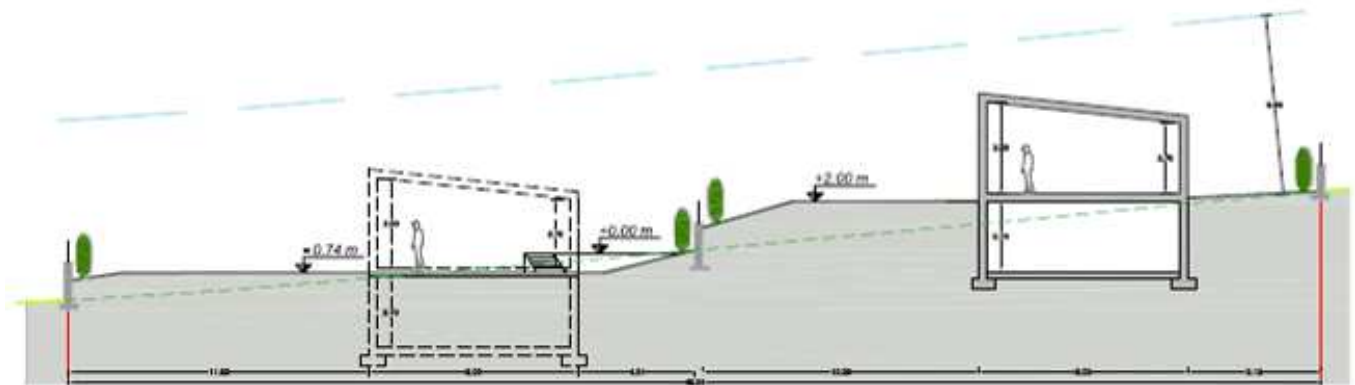
DESCRIZIONE INTERVENTO

Nome sito: PA ATE 10

Comune di: Colico







Sezione B-B'



Prospetto Sud-Ovest 2

Interpretazione meccanica delle terre- parametri caratteristici

Fatta eccezione per il primo orizzonte, caratterizzato dallo strato di coltivo, dal quadro di verifica emerge una discreta omogeneità dei parametri di resistenza sia in senso verticale che areale.

Come valore medio, per caratterizzare uniformemente l'area oggetto di intervento, possono essere definiti i seguenti parametri medi:

Terreni incoerenti - - ghiaie / sabbie e sabbie

Coesione	0 Kg/cm ²
Densità relativa	30-50 %
Angolo di esistenza al taglio	36°
Peso di volume naturale	1.8 1.9 t/mc
Peso di volume saturo	1.9 2.0 t/mc

In conclusione il sottosuolo dell'area è costituito, a prescindere dal primo livello dove è presente l'orizzonte di coltivo, da una alternanza di livelli ghiaioso, ghiaioso-sabbiosi.

7.1.1 Parametri sismici di base per l'area in oggetto (NTC 2008)

In questo caso l'azione sismica di base è identificata dai coefficienti sismici riportati nelle tabelle e nei grafici seguenti, definiti secondo le NTC 2008, considerando:

Categoria sottosuolo B

Categoria topografica T1

Classe edificio II

Vita nominale 50 anni

Tipologia di opere opere di fondazione

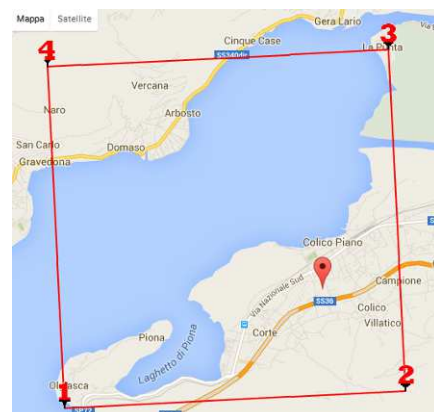
Sito in esame.

latitudine: 46,13075

longitudine: 9,36837

Classe: 2

Vita nominale: 50



Siti di riferimento

Sito 1	ID: 9377	Lat: 46,1135	Lon: 9,3139	Distanza: 4620,195
Sito 2	ID: 9378	Lat: 46,1159	Lon: 9,3858	Distanza: 2127,133
Sito 3	ID: 9156	Lat: 46,1658	Lon: 9,3823	Distanza: 4045,746
Sito 4	ID: 9155	Lat: 46,1634	Lon: 9,3103	Distanza: 5761,827

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,017 g

Fo: 2,633

Tc*: 0,158 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,021 g

Fo: 2,624

Tc*: 0,164 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,043 g

Fo: 2,694

Tc*: 0,277 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 975 [anni]
 ag: 0,052 g
 Fo: 2,731
 Tc*: 0,300 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200
 Cc: 1,590
 St: 1,000
 Kh: 0,004
 Kv: 0,002
 Amax: 0,204
 Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200
 Cc: 1,580
 St: 1,000
 Kh: 0,005
 Kv: 0,003
 Amax: 0,251
 Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
 Cc: 1,420
 St: 1,000
 Kh: 0,010
 Kv: 0,005
 Amax: 0,505
 Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,200
 Cc: 1,400

St: 1,000

Kh: 0,012

Kv: 0,006

Amax: 0,608

Beta: 0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84

latitudine: 46.129834

longitudine: 9.367302

7.2 Modello geotecnico: INTERAZIONE OPERA – TERRENO

L'analisi, che non ha valore dimensionale delle fondazioni in quanto esula dalle competenze dello scrivente (compito dell'ing. Progettista), rappresenta un possibile supporto indicativo dell'interazione opera-terreno sulla scorta dei disegni di progetto.

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche di riferimento bibliografico si è provveduto ad effettuare una definizione delle caratteristiche geotecniche medie dei terreni.

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	49033.2	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	19.12	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.2	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
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
1.0	19.12	20.59	36.0	36	0.0	0.0	0.0	49033.2	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
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
2.0	18.0	19.0	30.0	30	0.0	0.0	0.0	9806.6	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	19.0	20.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	19613.3	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	19.0	20.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	19613.3	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	19.0	20.0	33.0	33	0.0	0.0	0.0	19613.3	0.0	0.0	0.0	0.0

7.3 Normativa

Le verifiche dell'interazione complesso terreno - fondazione è stata effettuata secondo quanto prescritto dal D.M.14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e dalla Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008", le verifiche di sicurezza per costruzioni di tipo 1 e 2, classe d'uso I e II, ricadenti in zona sismica 4 possono essere condotte con le tensioni ammissibili (DM 11.03.1988 e DM 16.01.1996). Le opere in oggetto sono del tipo 2 e classe d'uso II.

La normativa di riferimento sopracitata costituisce parte integrante della presente relazione.

7.4 Analisi geotecnica strutture

Nel presente paragrafo si riassume brevemente la metodologia impiegata per le verifiche preliminari (non dimensionali) geotecniche (verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio), così come previsto dalla normativa vigente in materia, per le opere di fondazione ed in particolare per quelle superficiali.

Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dal raggiungimento della resistenza limite del terreno interagente con le fondazioni, riguardano:

il collasso per carico limite nei terreni di fondazione

il collasso per scorrimento sul piano di posa

Le verifiche agli stati limite ultimi relativamente ad entrambi i meccanismi di collasso presuppongono la conoscenza di tutte le azioni / sollecitazioni (N , M_x , M_y , H_x , H_y) di progetto, agenti su un elemento di fondazione, che possono essere ricondotte alla cosiddetta azione di progetto. L'azione di progetto deve essere fornita dal progettista strutturale delle opere.

Collasso per carico limite nei terreni di fondazione

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione, ovvero il carico limite nei terreni di fondazione ridotto mediante un coefficiente di riduzione definito dalla normativa e specifico per ciascun approccio / combinazione.

Il carico limite dei terreni è calcolato mediante le tradizionali relazioni geotecniche proposte da differenti autori, tenendo conto dell'azione sismica precedentemente calcolata.

La verifica è positiva se la pressione normale di progetto è inferiore alla resistenza di progetto, con un certo fattore di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista.

Dal punto di vista geotecnico la verifica agli stati limite ultimi può essere effettuata mediante l'applicazione dell'Approccio 1 - Combinazione 2 o mediante l'applicazione dell'Approccio 2.

Collasso per scorrimento sul piano di posa

Nello stato limite di collasso per scorrimento l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Verifica agli stati limite d'esercizio (SLE)

La verifica agli stati ultimi di esercizio consiste nel valutare le deformazioni che si generano a seguito dell'applicazione del carico di esercizio derivante dalla struttura, considerando i valori delle caratteristiche geomeccaniche stimati ed applicando coefficienti parziali unitari sia sulle azioni che sui parametri di resistenza.

In particolare la verifica consiste nel valutare la componente verticale delle deformazioni del terreno, ovvero i cedimenti, che, a seconda dell'evoluzione nel tempo, si distinguono in immediati o differiti.

In generale non è possibile prevedere con assoluta certezza l'entità del cedimento, in quanto le formule utilizzate sono empiriche e basate su un numero di approssimazioni talmente elevato da fornire scarsa precisione al metodo. Tuttavia è possibile definire un range di variazione del cedimento entro valori ritenuti accettabili e variabili a seconda della tipologia di struttura in progetto. Quale riferimento tecnico, nel caso delle opere in esame, considerando la tipologia delle strutture in progetto, i cedimenti, affinché possano essere considerati accettabili, dovranno essere minori o uguali a 25 mm (rif. Terzaghi).

7.4.1 Risultati

Si precisa che il parametro di riferimento ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione è il carico limite, (in rapporto ad una pressione di progetto determinata- nel nostro caso ipotizzata) in quanto costituisce il carico massimo applicabile in grado di garantire la stabilità dell'opera di fondazione.

Sono state svolte con una tipologia di analisi preliminari IPOTIZZATE : Trave rovescia .

Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Considerando che al momento della redazione della presente relazione non si dispongono informazioni relativamente all'azione di progetto, non è stato possibile eseguire completamente le verifiche. In questa per quanto riguarda la verifica al collasso per carico limite nei terreni di fondazione ovvero con analisi che si è limitata a stimare la cosiddetta resistenza di progetto sulla base del valore del carico limite stimato mediante le tradizionali correlazioni geotecniche proposte da differenti autori, considerando il contributo dell'azione sismica. Negli allegati sono riportati i valori del carico limite, ovvero del carico oltre il quale si ha la rottura dei terreni di fondazioni stimati mediante le correlazioni proposte da Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Vesic (1975) e Brinch-Hansen, e della resistenza di progetto, corrispondente ad un valore del carico limite ridotto mediante un coefficiente di riduzione specifico per ciascuna combinazione di verifica ed il fattore di sicurezza con cui risulta verificata la pressione derivante dall'azione di progetto.

In questo caso, nell'ambito del dimensionamento geotecnico è stata utilizzata la combinazione 2 dell'approccio 1, in quanto risulta più cautelativa. Nelle verifiche si è inoltre considerato l'effetto dell'azione sismica secondo quanto indicato nelle NTC2008.

Per quanto riguarda la verifica al collasso per scorrimento sul piano di posa, la verifica non è stata effettuata in quanto sulle opere di fondazione non è prevista l'azione di forze in direzione al piano di scorrimento della fondazione.

Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Non disponendo di informazioni in merito al carico di esercizio derivante dalle strutture in progetto, la verifica agli stati limite di esercizio, è stata effettuata individuando un range di valori del carico applicabile in condizioni di esercizio, tale per cui la sua applicazione genera cedimenti, ipotizzati compatibili con la struttura in progetto. L'individuazione del carico di esercizio è stata effettuata considerando differenti fattori: i risultati delle elaborazioni ottenute applicando le metodologie teoriche, la conoscenza generale delle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche della zona da parte dello scrivente acquisite con l'esperienza diretta ed indiretta, ovvero la conoscenza del modello geologico locale, della tipologia e dell'entità delle opere/strutture in progetto.

In allegato sono riportati gli elaborati di calcolo contenenti i risultati delle verifiche eseguite.

Ipotesi :Carichi di progetto agenti sulla fondazione- Trave continua – ipotesi carico di progetto $N = 200 \text{ kN/m}^2$

Tabella riassuntiva

A2+M2+R2 SISMA

Autore	Qult- Carico limite kN/m^2	Resistenza kN/m^2 Rd	Pressione di progetto Ed kN/m^2	Fattore di sicurezza $F_s = \text{Qult}/\text{Tensione}$	Condizione di verifica $E_d < R_d$	Tipo di rottura	Costante sottofondo kN/m^3
HANSEN	727,44	404,13	200	3,64	verificata	rottura	29097,57
TERZAGHI	727,95	404,42	200,00	3,64	verificata	rottura	29118,17
MEYERHOF	841,80	467,67	200,00	4,21	verificata	rottura	33672,00
BRINCH- HANSEN	725,09	402,83	200,00	3,63	verificata	rottura	29003,43

7.5 Sintesi di analisi preliminare

La verifica dei potenziali cedimenti attuata con Barland, a fronte di un carico d'esercizio ipotizzato pari a 200 KN/mq considerando la profondità di posa dal p.c. non evidenziano problemi di cedimento del singolo elemento (da verificare nel complesso dell'opera e nella tipologia corretta di strutture).

Tale analisi, che non rappresenta un dimensionamento, è del tutto indicativa; non si hanno infatti indicazioni progettuali su tipologia di fondazioni, dimensioni, piano d'imposta, e carichi d'esercizio.

Si ricorda comunque che, in fase di progettazione, è necessario verificare e confrontare i differenti cedimenti ottenibili fra fondazioni contigue (ovvero i cedimenti differenziali) o medesima fondazione in punti differenti e la compatibilità con la tipologia di struttura in costruzione.

Esistono molti grafici e tabelle, proposti da vari Autori, che su base statistica indicano i valori ammissibili dei diversi parametri che definiscono i cedimenti assoluti e differenziali. A titolo di esempio nella tabella sottostante sono riportati alcuni dei valori della distorsione angolare limite suggeriti da Bjerrum (1963) e i valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione secondo Sowers (1962).

<i>Categoria di danno potenziale</i>	<i>tanβ</i>	<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili ai cedimenti	1/750	Cedimento massimo ρ_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15+30
Limite di pericolo per strutture reticolari	1/600		Accessibilità	30+60
Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni	1/500		Probabilità di cedimenti differenziali in:	
Limite oltre il quale possono apparire le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte	1/300		a) murature portanti	2,5+5
Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni di edifici alti	1/250		b) strutture intelaiate	5+10
Notevoli fessure in muri di tamponamento e muri portanti in laterizio.		Rotazione rigida tano	c) ciminere, silos	7,5+30
Limite di sicurezza per muri portanti in laterizio con $h/L < 1/4$.	1/150		Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici.			Operatività di macchine:	
			a) macchine tessili	0,003
			b) turbogeneratori	0,0002
		Rotazione relativa tanβ	c) binari di carro ponte	0,003
			Drenaggio di superfici pavimentate	0,01+0,02
			Murature portanti multipiano	0,0005+0,001
			Murature portanti ad un piano	0,001+0,02
			Lesioni di intonaci	0,001
			Telai in c.a.	0,0025+0,004
			Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
			Telai in acciaio	0,002
			Strutture semplici d'acciaio	0,005
Valori ammissibili di alcuni parametri di				
i deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)				
(p _{max} , cedimento massimo; w rotazione rigida;				
β rotazione relativa o distorsione angolare)				

8 SINTESI DI ANALISI GEOTECNICA- GEOLOGICA AL PROGRAMMA

Alcune considerazioni di indirizzo attuative sono utili per la migliore programmazione dell'intervento.

8.1 Assetto idrogeologico

In generale l'assetto idrogeologico rappresenta una problematica che si può ripercuotere sia in fase di scavo che di progettazione e di esercizio dell'opera.

Anche se non riscontrata in sito, la possibile presenza di scorrimenti di acque sia in superficie (durante i periodi piovosi) che al contatto tra orizzonti con differenti gradi di permeabilità rappresenta una possibilità di cui operativamente si dovrà tener conto con particolari precauzioni operative, sia in fase di progettazione che operativa (in particolare in fase di escavazione).

In questa fase si è ipotizzato che, oltre agli scorrimenti superficiali durante gli eventi piovosi, al contatto tra i depositi grossolani superficiali ed i depositi limosi di origine fluviali sottostanti si possano verificare fenomeni di scorrimento idrico a quote superiori..

Ne consegue una consigliata impermeabilizzazione delle parti interrate/seminterrate della struttura e la realizzazione di adeguate opere di intercettazione delle acque di scorrimento superficiale lungo il versante a monte del fabbricato.

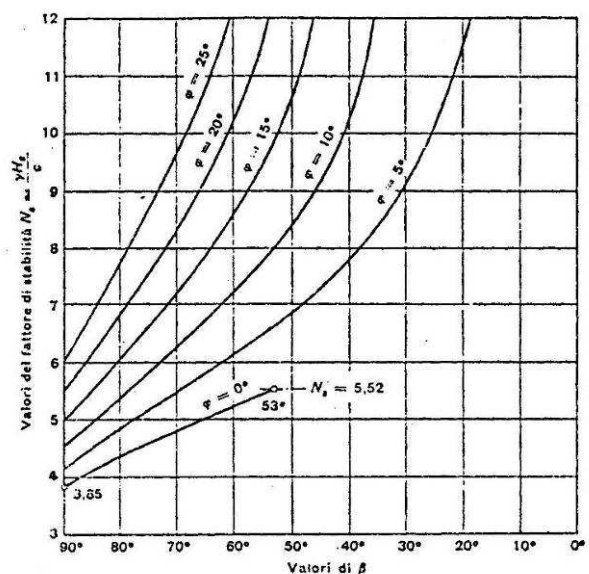
8.2 Stabilità a breve termine dei fronti di scavo (fase di esecuzione delle opere)

Le problematiche di stabilità dei fronti di scavo, soprattutto per inclinazioni elevate (quasi subverticali) o per riscontro idrico sono uno degli aspetti più significativi soprattutto in fase esecutiva delle opere (es. sicurezza delle maestranze) ovvero prima della realizzazione delle opportune opere di sostegno necessarie per la sistemazione definitiva dell'area.

La stabilità dei fronti di scavo, oltre alla geometria degli stessi (altezza ed inclinazione), è fortemente influenzata dagli agenti atmosferici, in particolare dal deflusso superficiale e profondo, che riduce drasticamente ed improvvisamente la coesione dei terreni.

Particolari attenzioni dovranno essere pertanto poste in fase di apertura degli scavi i quali dovranno essere lasciati aperti in minor tempo possibile; inoltre nel caso di condizioni meteorologiche avverse i fronti di scavo dovranno essere protetti mediante teli impermeabili.

La geometria del fronte di scavo da attuarsi è stata definita attraverso il Metodo di Taylor che consente di determinare l'altezza critica di un fronte di scavo per una data inclinazione del fronte in funzione delle caratteristiche geomeccaniche del terreno.



In condizioni di equilibrio limite l'altezza critica del pendio è pari a $H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma}$ in cui N_s è il fattore di stabilità adimensionale che dipende dalla geometria del problema il cui valore è determinato attraverso il grafico riportato a lato.

Una volta determinata l'altezza critica H_c , l'altezza del fronte di scavo da attuare è definita attraverso la relazione $H = \frac{H_c}{F_s}$ dove F_s è il fattore di sicurezza in questo caso assunto pari a 1,5.

In questo caso la tipologia di terreni presenti, le altezze di scavo elevate consentono di procedere con l'apertura degli scavi in modo tradizionale, ovvero senza opere di sostegno, con un angolo di scarpa consigliato non superiore a 70° ed altezze non superiori a 3 m, procedendo quindi con una gradonatura del fronte in corrispondenza dei tratti in cui l'altezza dello scavo sia superiore a 3 m.

Tali valori possono ridursi sensibilmente qualora il fronte di scavo sia soggetto all'azione degli agenti atmosferici, in particolare a fenomeni di dilavamento.

8.3 Fase di approntamento cantiere: problematiche di scavo

Come già in precedenza accennato lo scavo ed il relativo sostegno del fronte rappresentano la fase più delicata e di cui necessariamente dovranno essere valutate attentamente le scelte operative sia in fase di progetto che durante la realizzazione operativa.

Di seguito sono individuate alcune possibili scelte tecniche, senza alcuna presunzione di dimensionamento o di obbligo attuativo, legate alle geometrie dei fronti di scavo previsti.

Le possibili problematiche evidenziabili riguardano:

- 1) modalità esecutive dell'opera e presidi temporanei e/o definitivi
- 2) fase di scavo e/o demolizione trovanti

8.3.1 Scavi

In relazione alle differenti ipotesi di scavo, possono necessariamente sussistere problematiche estremamente variabili (es. presenza localizzata di livelli a caratteristiche geomeccaniche scadenti, venute idriche, ecc.) che impongono un costante controllo del cantiere e l'adozione di tutte le scelte tecniche atte alla corretta esecuzione dei lavori, adottando anche un costante controllo geologico almeno durante la delicata fase di scavo.

L'allontanamento delle acque meteoriche provenienti dalle aree a monte, nonché di quelle eventualmente intercettate durante lo sbancamento potrà avvenire necessariamente con drenaggi temporanei (es. canalette a monte del pendio) e definitivi (tubi di drenaggio).

Un'ulteriore problematica che si potrebbe riscontrare in fase di scavo è dovuta alla presenza dei grossi massi nei primi metri la cui rimozione potrebbe generare improvvisi fenomeni di crollo e di franamento del fronte di scavo.

Riferimenti normativi sugli scavi

Di seguito sono riportate alcuni riferimenti normativi in tal senso, da utilizzare quale riferimento:

D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere un'inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. 2. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.(es in caso di innalzamento della falda)

D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno.

o D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature. E' questo uno degli aspetti spesso dimenticati nei cantieri. Oltre a vietare il deposito di materiale di scavo sui cigli degli stessi e necessario non depositare altra tipologia di materiale (es legato al cantiere) ne transitare con mezzi ad una distanza inferiore all'altezza dello scavo.

DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista un'armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Ulteriori indicazioni generali relative alla garanzia della sicurezza sono così riassunte:

Scavi a mano:

negli scavi a mano le pareti devono avere un'inclinazione tale da impedire franamenti;

quando la parete del fronte d'attacco supera metri 1,50 è vietato lo scalzamento manuale della base per provocare il franamento della parete;

in tali casi è consigliabile procedere dall'alto verso il basso con sistema a gradoni.

Scavi con mezzi meccanici:

le persone non devono sostare o transitare o comunque essere presenti nel campo d'azione dell'escavatore, né alla base o sul ciglio del fronte d'attacco;

le persone non devono accedere al ciglio superiore del fronte di scavo: la zona pericolosa sarà delimitata con barriere mobili e/o segnalata con opportuni cartelli;

il ciglio superiore deve essere pulito e spianato;

le pareti devono essere controllate per eliminare le irregolarità ed evitare eventuali distacchi di blocchi o di sassi (disgaggio);

prima di accedere alla base della parete di scavo accertarsi del completamento dei lavori, armature comprese, quando previste;

si deve sempre fare uso del casco di protezione;

a scavo ultimato le barriere mobili sul ciglio superiore saranno sostituite con regolari parapetti atti ad impedire la caduta di persone e cose a fondo scavo;

i mezzi meccanici non dovranno mai avvicinarsi al ciglio dello scavo;

non devono essere effettuati depositi, anche se momentanei, in prossimità del ciglio dello scavo.

E' buona norma arretrare convenientemente i parapetti al fine di evitare sia i depositi sia il transito dei mezzi meccanici in prossimità del ciglio superiore.

8.3.2 GAS Radon

Attualmente in Italia esistono obblighi solo per i luoghi di lavoro introdotti dal decreto legislativo 241/2000 che ha modificato il Dlgs 230/95 (vedi di seguito).

Per gli ambienti residenziali e le acque destinate ad uso potabile esistono raccomandazioni della Comunità Europea: rispettivamente la 143/90 e la 928/2001.

Non si hanno indicazioni specifiche alla zona del comune di Dubino; le considerazioni seguenti hanno carattere informativo.

Il 17 Gennaio 2014 è stata pubblicata nella Gazzetta **Ufficiale** dell'Unione Europea la nuova Direttiva europea sulla protezione dalle radiazioni ionizzanti ("Basic Safety Standards" - Direttiva 2013/59/Euratom del Consiglio, pubblicata sulla G.U.U.E. L-13 del 17/1/2014).

Diventa così obbligatorio, per tutti gli Stati dell'Unione Europea, dotarsi di un piano nazionale "radon". Gli Stati membri dovranno predisporre inoltre le disposizioni legislative, regolamentari e amministrative necessarie per conformarsi alla predetta Direttiva entro il termine ultimo del 6 febbraio 2018

Il problema gas radon (derivante dal naturale decadimento delle rocce) si propone essenzialmente in ambienti chiusi.

Il gas radon emergente dal sottosuolo si diffonde rapidamente venendo a produrre concentrazioni molto basse nell'aria che respiriamo nei luoghi aperti; nei luoghi chiusi il radon trova ostacolo alla diffusione nell'atmosfera e può determinare concentrazioni pericolose soprattutto nei locali interrati.

Relativamente al programma progettuale deve pertanto essere valutato tale potenziale elemento, provvedendo alle semplici azioni volte ad eliminare tali concentrazioni negli ambienti chiusi; alcuni interventi possono essere sintetizzati con il seguente schema:

da ANPEQ

- realizzazione di sigillatura dei pavimenti e delle pareti interrato con materiali non permeabili o poco permeabili al gas Radon;
- messa in sovrappressione dell'interno dei locali interessati rispetto all'ambiente esterno;
- realizzazione di ventilazione forzata nei locali interessati, con un numero adeguato di ricambi/ora a tutta aria esterna;
- realizzazione di ventilazione dell'interno dei muri cavi e dei mattoni cavi sui quali è poggiato il pavimento;
- realizzazione di intercapedini aerate al di sotto del pavimento e tra le pareti interrate ed il terrapieno circostante;
- messa in opera di sistemi di aspirazione che risucchino i gas provenienti dal suolo sottostante, limitandone la parte che raggiunge il pavimento e le pareti interrate.

9 TERRE E ROCCE DA SCAVO

Commento:

Le modifiche normative relative all'utilizzo delle terre e rocce da scavo sono tali che si ritiene opportuno riportare una sintesi al fine di chiarire l'iter procedurale da adottare relativamente alla fase di scavo.

Il decreto legge 21 giugno 2013, n. 69 all'art. 41 comma 2 inserendo il comma 2 bis all'articolo 184 bis del Dlgs 152/06 ha modificato il regime normativo per la gestione delle terre e rocce provenienti dall'esecuzione di lavori edili di qualsiasi tipologia.

Pertanto la gestione delle terre e rocce come sottoprodotto anziché come rifiuto a partire dal 22 giugno 2013 è soggetta alle indicazioni del DM 161/12 solo per le attività e le opere soggette a Autorizzazione Ambientale Integrata o Valutazione di Impatto Ambientale (AIA – VIA).

Per le attività e le opere non soggette a tali procedure dal 22 giugno 2013 si applicano le regole generali previste per i sottoprodotti dall'art. 184 bis del D.lgs 152/06. Le regole indicate non sono oggetto di specifica regolamentazione di ordine procedurale e pertanto è il committente a dover dimostrare di avere rispettato l'osservanza delle indicazioni contenute nell'art. 184 bis citato.

In alternativa si potrebbe ipotizzare che per tutti i cantieri relativi ad interventi non soggetti a VIA - AIA, considerato che il DM 161/12 non è applicabile per effetto dell'art. 41 del DL 69/13, si debbano seguire le indicazioni dell'articolo 186 D.lgs 152/06 che era stato abrogato dal 6 ottobre 2012 a seguito dell'entrata in vigore del DM 161/12.

Poiché il 26 giugno 2013 è entrata in vigore la legge n. 71 di conversione al decreto legge 43 relativo all'Expo 2015 e ad altre emergenze ambientali, la questione delle terre e rocce da scavo ha subito un'ulteriore evoluzione normativa.

Infatti a seguito dell'art. 8 bis, comma 2 della legge 71, ai cantieri con volumi di scavo inferiori a 6 mila/m³, (come quello in esame) si applicheranno di nuovo le indicazioni dell'art. 186 D.lgs 152/06.

Successivamente il 20/08/2013 è entrata in vigore la legge n. 98 del 09/8/2013 (conversione con modifiche de Decreto Legge 69/2013) ove, per cantieri di modeste dimensioni la comunicazione prescinde dalle volumetrie.

In sintesi (per piccoli cantieri):

Se trasportate al di fuori del cantiere:

Comunicazione ai sensi dell'art. 41bis, comma 1, della legge n. 98/2013

La normativa nazionale prevede che il produttore delle terre e rocce da scavo invii ad ARPA ed al comune competente una dichiarazione relativa alle caratteristiche dei materiali da scavare definite all'art. 41bis, comma 1 della legge stessa.

Segnalazione Ultimazione delle operazioni di utilizzo

Ai sensi del comma 3 dell'art. 41bis deve essere segnalata alle Agenzie di protezione ambientale territorialmente competenti ed al comune competente, con riferimento al luogo di produzione e di utilizzo. È opportuno che la dichiarazione sia inviata non appena ultimato il riutilizzo.

Completo riutilizzo dei materiali di scavo nello stesso sito di produzione:

Il modello di autocertificazione deve essere inviato solamente al comune in cui ricade il sito di produzione secondo le seguenti modalità_

-imprese e professionisti iscritti ad albi od elenchi: trasmissione via PEC della dichiarazione firmata digitalmente oppure della copia per immagine della dichiarazione firmata con firma autografa con allegata copia del documento di identità del dichiarante.

-privato cittadino: oltre a quanto sopra possono essere utilizzate tutte le ulteriori forme di trasmissione (mail, fax, posta ordinaria e consegna a mano), allegando sempre copia del documento di identità

Tipologia dei materiali da scavo interessati dall'art. 41bis

Per esplicito richiamo dell'art. 41bis, comma 1, sono tutti quelli elencati nell'art. 1, comma 1, lettera b, del DM 161/2012, vale a dire:*b. "materiali da scavo": il suolo o sottosuolo, con eventuali presenze di riporto, derivanti dalla realizzazione di un'opera quali, a titolo esemplificativo:- scavi in genere (sbancamento, fondazioni, trincee, ecc.);- perforazione, trivellazione, palificazione, consolidamento, ecc.;- opere infrastrutturali in generale (galleria, diga, strada, ecc.);- rimozione e livellamento di opere in terra;- materiali litoidi in genere e comunque tutte le altre plausibili frazioni granulometriche provenienti da escavazioni effettuate negli alvei, sia dei corpi idrici superficiali che del reticolo idrico scolante, in zone golenali dei corsi d'acqua, spiagge, fondali lacustri e marini;- residui di lavorazione di materiali lapidei (marmi, graniti, pietre, ecc.) anche non connessi alla realizzazione di un'opera e non contenenti sostanze pericolose (quali ad esempio flocculanti con acrilamide o poliacrilamide).I materiali da scavo possono contenere, sempreché la composizione media dell'intera massa non presenti concentrazioni di inquinanti superiori ai limiti massimi previsti*

dal presente regolamento, anche i seguenti materiali: calcestruzzo, bentonite, polivinilcloruro (PVC), vetroresina, miscele cementizie e additivi per scavo meccanizzato

Nel novembre 2015 è stata approvata dal governo il nuovo schema di DPR (regolamento; Disciplina semplificata sulla gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 8 del decreto legge 12 settembre 2014 n. 133 e L. 164/2014) non ancora operativo ma che specifica meglio le procedure prima descritte.

10 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'intervento ATE 10 risulta compatibile con l'assetto geologico ed idrogeologico dei luoghi, previo il rispetto delle indicazioni di cui ai paragrafi precedenti e di quanto necessario al fine di operare correttamente nel contesto geologico locale, ovvero di assistenza geologica in corso d'opera.

Oltre alle precauzioni generali individuate la fase di lavoro dovrà necessariamente attuarsi con un controllo costante geologico nella fase di scavo e costruzione delle fondazioni, apportando tutte le modifiche, cautele ed operazioni necessarie alla esecuzione dell'opera nel modo più consono alla situazione dell'area.

Colico, marzo 2016

Depoli dott Claudio

Geologo



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Claudio Depoli".