



REGIONE PIEMONTE
Provincia di Alessandria

COMUNE DI STREVI



Programma "nuovi progetti d'interventi" - D.L. n. 133/14 convertito in L. 164/14

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL PROCESSO DI INSTABILIZZAZIONE A CARICO DEL VERSANTE OVEST DEL CONCENTRICO

TIPOLOGIA DI INTERVENTO:

a) qualificazione e manutenzione del territorio, mediante recupero e riqualificazione di volumetrie esistenti e di aree dismesse, nonché alla riduzione del rischio idrogeologico

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

ESECUTIVO

Oggetto della tavola

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

data OTTOBRE 2015

scala

Gruppo di lavoro

Progettisti

revisione

GEO sintesi

Ing. Stefano SANDIANO

Geom. Roberto BOTTO

Ing. Luigi MARENCO

GEO sintesi - Associazione tra Professionisti
C.so Unione Sovietica, 560
10135 - Torino

Ing. Stefano SANDIANO

Via Aspromonte, 16
15121 - Alessandria

data

tavola n.

A02

Il Responsabile Unico del Procedimento:

1	PREMESSE.....	1
2	INQUADRAMENTO DELL'AREA	2
2.1	Inquadramento territoriale	2
2.2	Geologia dell'area e natura dei litotipi affioranti	2
2.2.1	Substrato roccioso	2
2.2.2	Depositi di copertura	3
2.3	Inquadramento idrogeologico.....	4
3	ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI	8
4.1	Termini di riporto e coltre superficiale (Unità litologica I)	8
4.1.1	Parametri di resistenza.....	8
4.2	Depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi limosi (Unità litologica II).....	10
4.2.1	Parametri di resistenza.....	11
4.3	Substrato marnoso arenaceo (Unità litologica III)	11
5	QUADRO DEL DISSESTO AREALE	16
6	IL DISSESTO.....	19
7	COMPATIBILITÀ SISMICA	22
7.1	Aspetti normativi	22
7.2	Inquadramento sismico e magnitudo attese	22
7.3	Azioni sismiche di progetto	27
7.4	Suscettività alla liquefazione	30
7.5	Sintesi dei risultati.....	31
8	Descrizione dell'intervento.....	32
8.1	Opere preliminari al consolidamento	32
8.2	Opere di consolidamento profondo.....	32
8.3	Opere di regimazione del deflusso superficiale.....	34

1 PREMESSE

La presente relazione, a carattere geologico geotecnico e sismico, è redatta su incarico del comune di Strevi (AL) a supporto del progetto esecutivo “INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PROCESSO DI INSTABILIZZAZIONE A CARICO DEL VERSANTE OVEST DEL CONCENTRICO”.

Gli elementi ricompresi nella progettazione delle opere in oggetto sono funzionali al intervento generale di consolidamento del settore di versante a ovest del concentrico di Strevi. Partendo dalla valutazione dell'attuale stato di instabilità del versante e delle caratteristiche del fenomeno franoso in atto, sono volti alla eliminazione delle condizioni di rischio incipiente presenti nel settore considerato, soprattutto in riferimento a quanto indotto agli edifici adiacenti al settore direttamente in esame, ivi comprese le porzioni non al momento direttamente interessate, ma di potenziale coinvolgimento.

Nei capitoli seguenti sono esposti i risultati delle analisi svolte.

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA

2.1 Inquadramento territoriale

L'area di intervento si colloca nella parte sommitale del versante ovest del concentrico del Comune di Strevi (AL), in corrispondenza dell'edificato prospiciente la valle del Rio Crosio immediatamente a Nord della via S. Guido.

Il settore è situato ad una quota media di circa 175 m s.l.m.m. in corrispondenza della sommità di una scarpata caratterizzata da considerevoli pendenze.

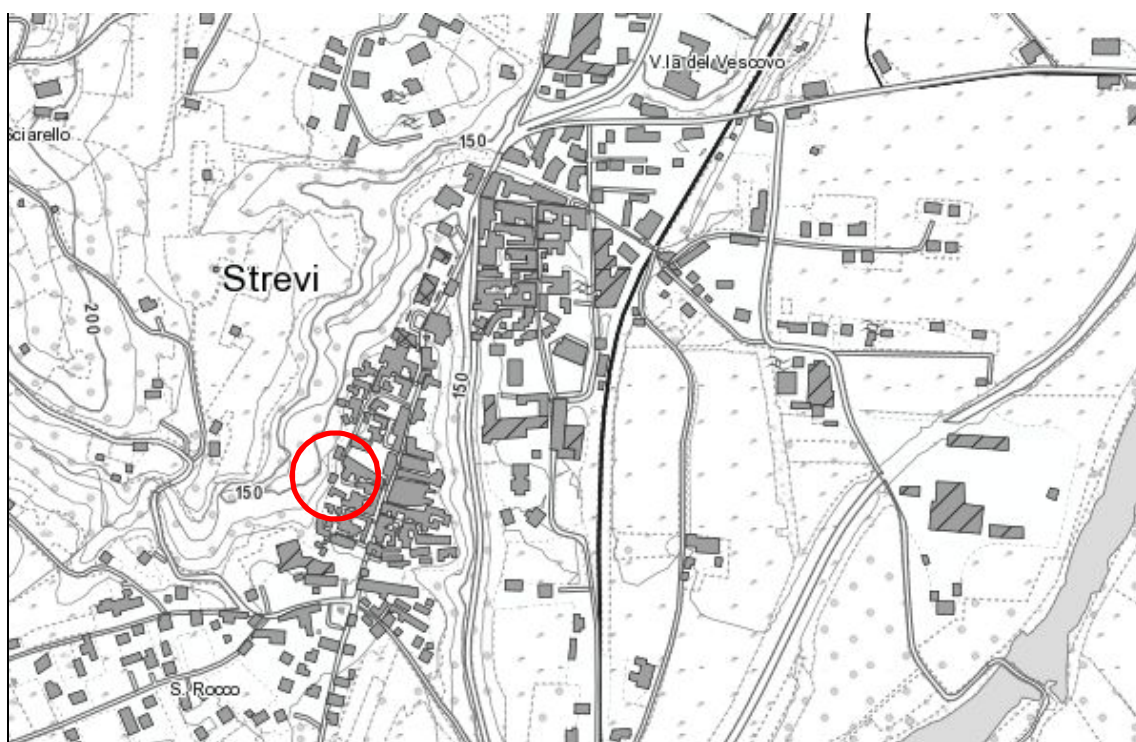


Figura 1: Stralcio della Carta Tecnica Regionale fuori scala. Il cerchio rosso indica l'area di indagine

2.2 Geologia dell'area e natura dei litotipi affioranti

Ai rilievi condotti in sito, per la ricostruzione dell'assetto geologico locale, si sono affiancati la consultazione delle fonti bibliografiche disponibili e l'esame dei risultati di indagini geognostiche disponibili eseguite in settori limitrofi.

2.2.1 Substrato roccioso

Dal punto di vista geologico la zona in esame è caratterizzata da un basamento ascrivibile al Bacino Terziario Ligure Piemontese; nel dettaglio, al di sotto dei depositi

alluvionali, la zona è caratterizzata dalle “Arenarie di Serravalle”, (cfr. Carta Geologica d'Italia - Foglio n°70 “Alessandria”).

Le Arenarie di Serravalle, visibili in affioramento in corrispondenza della scarpata prospiciente il rio Crosio e in corrispondenza della scarpata di erosione fluviale presente a Nord del settore di intervento, sono litologicamente costituite da marne argillose alternate ad arenarie e sabbie presenti in strati sottili; localmente possono essere presenti livelli conglomeratici, soprattutto in profondità, ove gli strati arenaceo sabbiosi diventano prevalenti.

Le superfici di strato presentano direzione media SO-NE, con inclinazione variabile tra 10° e 20° ed immersione media N60O. Il grado di fratturazione degli strati litoidi è di norma medio – elevato.

2.2.2 Depositi di copertura

I depositi di copertura, ascrivibili al Fluviale medio, sono litologicamente costituiti da depositi alluvionali prevalentemente sabbioso-siltoso-argillosi, che sormontano termini fortemente eterometrici rappresentati da ghiaie sabbioso-limose, intercalate a ghiaietti e sabbie grossolane, con locale presenza di ciottoli e blocchi pluridecimetrici.

Entro il settore in esame i termini più fini sono abbondantemente presenti in copertura mentre i termini a componente più grossolana si rilevano in corrispondenza del contatto con il substrato.

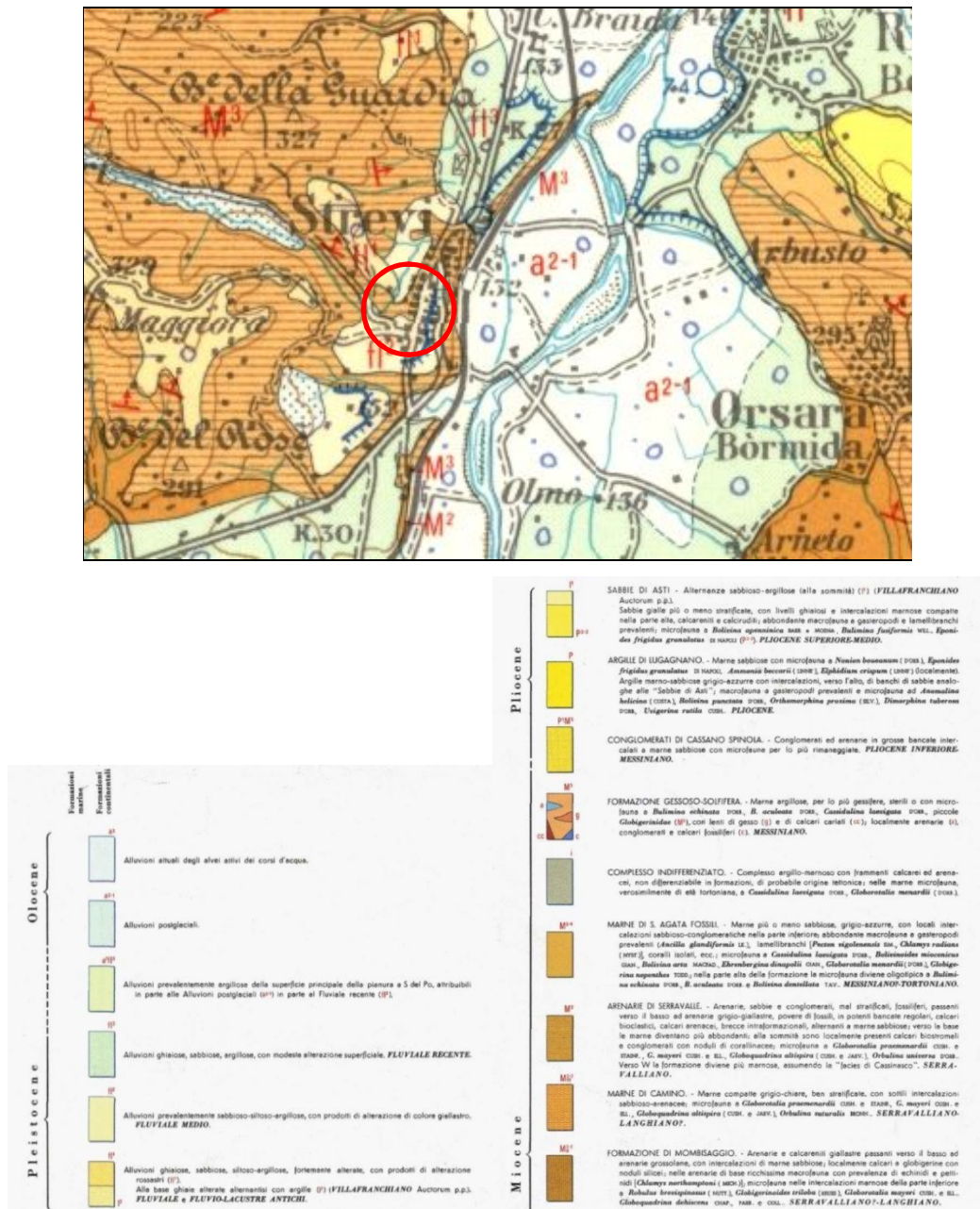


Figura 2: Stralcio del Foglio n. 70 "Alessandria" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000. (fuori scala)

2.3 Inquadramento idrogeologico

Nel presente paragrafo si forniranno indicazioni generali sull'assetto geoidrologico locale del settore in esame.

La variabilità litologica espressa sia in senso verticale che orizzontale determina una variazione nel grado di permeabilità, che assume valori progressivamente minori con il diminuire della granulometria del sedimento, e si annulla sostanzialmente in corrispondenza del substrato marnoso integro.

Sebbene la morfologia locale condizioni in senso sfavorevole le potenzialità idrogeologiche del settore in esame, la presenza di livelli e strati a minor permeabilità potrebbe determinare un limite di permeabilità definito, sufficiente a consentire l'instaurarsi di una falda effimera in occasione di eventi di pioggia significativi.

Valori caratteristici della conducibilità idraulica (K) sono variabili tra 10^{-2} cms^{-1} nell'ambito dei litotipi a prevalenza ghiaioso-sabbiosa, sino a $10^{-3} - 10^{-4} \text{ cms}^{-1}$ in corrispondenza dei livelli limoso-argillosi-sabbiosi; il substrato si presenta sostanzialmente impermeabile, con permeabilità inferiore a $10^{-5} - 10^{-6} \text{ cms}^{-1}$.

3 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'analisi delle scarpate di erosione lungo il rio Crosio, associate alle informazioni desunte dagli affioramenti individuati in prossimità della zona di indagine, alle osservazioni visive delle scarpate di scavo, alle indagini disponibili per siti limitrofi ed alla geologia del sito, hanno permesso di definire in modo sufficientemente preciso l'assetto litostratigrafico locale.

È possibile distinguere, per il settore interessato dai dissesti, tre unità litologiche principali:

- I. la prima unità litostratigrafica è costituita dai terreni limoso sabbioso argillosi che compongono la coltre superficiale della zona e sono parzialmente rappresentati da termini di riporto; si tratta di materiali con medio grado di alterazione e compressibilità, con spessore caratterizzato da elevata variabilità areale. Sono mediamente presenti circa 2,50 m di limi sabbiosi e/o argillosi, poco plastici. La variabilità areale è sostanzialmente connessa alla natura deposizionale dei terreni in esame, legata alle divagazioni dell'alveo della Bormida ed al conseguente costituirsi di canali di erosione più approfonditi entro il substrato, successivamente colmati dai depositi alluvionali. E' verosimile ipotizzare un modesto incremento delle caratteristiche meccaniche con la profondità, più evidente a fondo strato.
- II. nella seconda unità litostratigrafica si possono raggruppare depositi alluvionali costituiti da ghiaie eterometriche e sabbie limose, con locale presenza di clasti arenacei eterodimensionali. Tale unità II si estende da 2,50 m sino alla profondità di circa 4,00 m dal p.c. attuale, in corrispondenza del contatto con il substrato litoide. Nel dettaglio sono osservabili circa 1,50 m di ghiaie sabbiose, alle quali si sovrappongono circa 2,50 m di termini prevalentemente limoso-sabbiosi, secondo uno schema a granulometria decrescente dal basso verso l'alto.
- III. La terza unità è rappresentata dal substrato litoide, costituito da marne argillose alternate ad arenarie e sabbie presenti in strati sottili, ascrivibili alla formazione sedimentaria delle Arenarie di Serravalle (Unità litologica III). Nel seguito si procederà alla caratterizzazione delle unità litologiche individuate.

Le classificazioni geotecniche successive, essendo in presenza di termini a preponderante componente sabbioso limosa e/o limoso sabbiosa, e successivamente

ghiaioso sabbioso limosa, saranno condotte in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate).

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI

4.1 Termini di riporto e coltre superficiale (Unità litologica I)

I termini di riporto sono essenzialmente costituiti da elementi eterometrici, mescolati in varia misura ad una matrice prevalentemente limoso-sabbiosa; in questo senso non è possibile procedere a una classificazione univoca, è invece possibile definire geotecnicamente in modo sufficientemente preciso, pur nella sua variabilità areale, la coltre superficiale limoso-sabbiosa costituente l'unità litologica I. Per i termini di riporto si potrà far riferimento, a favore di sicurezza, ai valori residui ottenuti per tali strati in condizioni drenate.

Facendo riferimento alla classificazione del sistema unificato statunitense, i materiali costituenti l'unità I possono essere classificati con la sigla CL (subordinatamente ML, OL), mentre secondo la classificazione CNR-UNI 10006 tali materiali si collocano nell'ambito dei gruppi A_6 e subordinatamente A_4 . Dal punto di vista granulometrico si tratta sostanzialmente di limi sabbiosi e/o argillosi inorganici a bassa plasticità; localmente possono essere presenti livelli a prevalenza ghiaiosa.

In ragione della variabilità spaziale delle caratteristiche geotecniche è possibile per tale unità giungere solo ad una classificazione generale, effettuata sulla scorta dei dati proposti in bibliografia, opportunamente tarati sull'esperienza maturata in casi simili.

Data la natura dei materiali, in accordo con le indicazioni proposte da Terzaghi, si ipotizza una densità relativa DR rappresentativa del deposito mediamente compresa tra il 40 ed il 60% corrispondente ad uno stato mediamente addensato.

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di DR stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), stimare per tale unità un peso di volume saturo pari a $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

4.1.1 Parametri di resistenza

Secondo le correlazioni di Schmertmann, per le litologie presenti e sulla base della densità relativa ipotizzata, può stimarsi come caratteristico del deposito un valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco compreso fra $34^\circ - 36^\circ$.

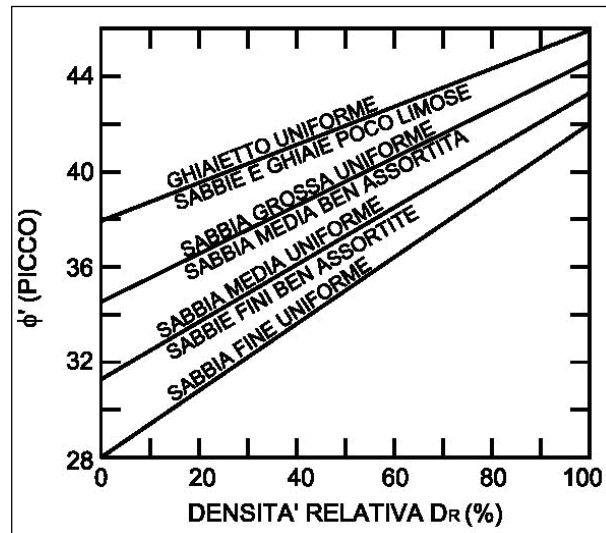


Figura 3: Correlazioni di Schmertmann (1978)

Relativamente ai parametri di resistenza residui, il valore dell'angolo di attrito residuo è stimabile attraverso il diagramma proposto da Bolton (1986) (Figura 44), che prevede la differenza fra ϕ_p e ϕ_{cv} in funzione della densità relativa; in particolare si individuano i seguenti valori:

$$\phi' - \phi_{cv} = 4^\circ - 6^\circ \quad \text{da cui } \phi_{cv} = 28^\circ - 30^\circ$$

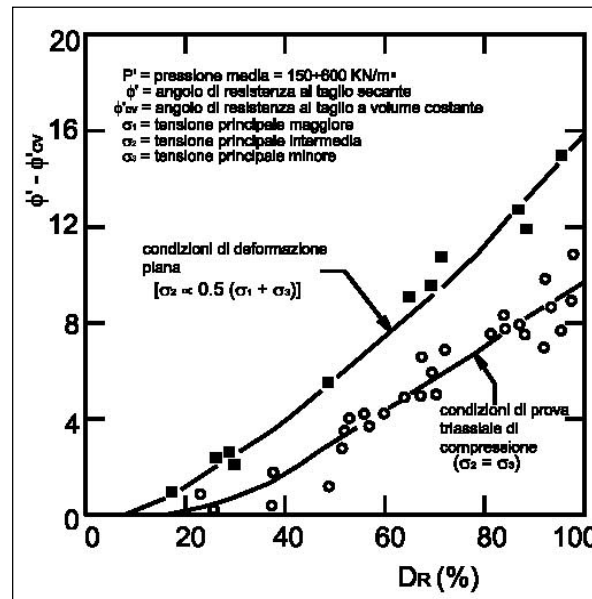


Figura 4: Correlazioni di Bolton (1986)

In sintesi, con riferimento alla variabilità granulometrica e delle condizioni di addensamento della formazione, si assumerà tale intervallo di valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante $\phi_{cv} = 26^\circ - 30^\circ$.

Per quanto riguarda la coesione drenata occorre osservare che in termini come quelli in esame è possibile lo svilupparsi di fenomeni di adesione temporanea tra le particelle (pseudocoazione), dovute a molteplici fenomeni sia fisici che chimici. Tali fenomeni tendono a decadere nel tempo, per cui in condizioni drenate (a lungo termine) essi non vengono presi in considerazione; il valore della coesione è quindi da assumersi nullo.

In definitiva per l'unità litologica I si potrà far riferimento ai seguenti parametri geotecnici fondamentali:

Unità litologica I

- | | | |
|--|----------|--------------------------|
| – peso di volume | γ | = 18,0 kN/m ³ |
| – coesione drenata | c' | = 0,0 kPa |
| – angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate | ϕ' | = 34 - 36° |

4.2 Depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi limosi (Unità litologica II)

Sulla base di risultati di indagini geognostiche e di prove di laboratorio disponibili per settori limitrofi e dell'esame visivo dei materiali è possibile classificare gli stessi secondo la classificazione statunitense già citata. In particolare ci si colloca nella classe definita con la sigla GM ed SM, rispettivamente per i termini a contatto con il substrato e quelli a contatto con l'unità I; si tratta cioè in prevalenza di ghiaie malgradate sabbioso limose e sabbie limo.

Secondo la classificazione CNR-UNI questi materiali si collocano rispettivamente nel gruppo A_{1b} e A₂₋₄.

La loro caratterizzazione geotecnica può effettuarsi sulla scorta dei dati proposti in letteratura e sui risultati di prove in sito disponibili per settori limitrofi, opportunamente tarati sull'esperienza maturata in casi simili.

Entro tale unità le risultanze di prove penetrometriche condotte in settori limitrofi indicano valori mediamente variabili tra $N_{SPT} = 15-34$, con valori maggiori riferibili ai termini a maggiore componente ghiaiosa.

Locali intercalazioni limose entro tale complesso, ben spiegabili dalla natura deposizionale dell'ammasso, risultano generalmente non plastiche per il basso contenuto in argilla e quindi verranno trattate come materiali incoerenti, in accordo con le evidenze sperimentali pubblicate da Penman (1953) e Leonards (1962).

Data la natura dei materiali si ipotizza una densità relativa DR rappresentativa del deposito mediamente compresa tra il 50 ed il 60% corrispondente ad uno stato da medio a denso.

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di DR stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), stimare per tale unità un peso di volume saturo pari a $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

4.2.1 Parametri di resistenza

Secondo le correlazioni di Schmertmann per le litologie presenti e la densità relativa suddetta può stimarsi come caratteristico del deposito un valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco compreso fra 40° e 42° . Leonards (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi fra 37° e 41° ; mentre Lambe e Whitman (1969), per sabbia e ghiaie con densità media, propongono un campo di valori compresi fra 36° e 42° .

Il valore ricavato rappresenta, come detto, l'angolo di resistenza al taglio di picco da utilizzare in problematiche geotecniche che implicino un basso livello deformativo (spinte contro opere di sostegno etc.).

Analogamente è possibile definire il valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ϕ_{cv} ; Lambe e Whitman propongono, per tale parametro, dei valori compresi fra 32° e 36° .

In particolare una stima di tale parametro è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) che per una densità relativa del 50-60% prevede una differenza fra ϕ e ϕ_{cv} compresa tra 6 e 8° . In definitiva come valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante si assume il valore $32^\circ - 34^\circ$.

Viste le caratteristiche granulometriche dei terreni incontrati, si assume un valore nullo della coesione.

Riassumendo per i terreni costituenti l'unità litostratigrafica II, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici, riferendosi ai valori minori per i termini a prevalente componente sabbiosa:

– peso di volume	γ	= 19	kN/mc
– coesione drenata	c'	= 0	kPa
– angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'_p	= $34^\circ - 42^\circ$	
– angolo di resistenza al taglio a volume costante	ϕ'_{cv}	= $32^\circ - 34^\circ$	

4.3 Substrato marnoso arenaceo (Unità litologica III)

La formazione delle Arenarie di Serravalle risulta caratterizzata per tale settore da marne argillose alternate ad arenarie e sabbie presenti in strati sottili. Nelle marne il

contenuto di argilla risulta generalmente inferiore al 30 %, il contenuto di sabbia è mediamente pari allo 0 - 5% mentre i limiti di stato sono tipici di materiali di media bassa plasticità ($IP < 10-15 \%$). Le arenarie presentano mediamente un contenuto in sabbia superiore al 50 %.

La caratterizzazione geotecnica, in termini di resistenza al taglio dell'ammasso ed a favore di sicurezza, sarà riferita alla ipotesi di grado di fratturazione elevato, che si manifesta in alcune situazioni; in tali condizioni risulta particolarmente difficile la determinazione dei parametri in quanto, a causa della presenza di discontinuità strutturali, della stratificazione e di alternanze di materiale a diverso grado di cementazione, esso può essere raffigurato come un insieme di blocchi di varia pezzatura di dimensioni e geometria variabili, mutuamente incastrati fra loro.

Il materiale intatto compreso tra le discontinuità strutturali risulta di consistenza quasi lapidea.

Il comportamento a rottura dei materiali intatti, registrato in laboratorio in prove di taglio diretto e disponibile in letteratura, risulta caratterizzato da valori di resistenza di picco discreta e da una successiva rapida, sensibile caduta di resistenza fino al raggiungimento dei valori residui.

In accordo ai più recenti orientamenti presenti nella letteratura tecnica, la caduta di resistenza al taglio che si manifesta lungo le superfici di rottura è imputabile a:

- perdita dei legami di cementazione presenti tra le particelle, sviluppatasi nel tempo per processi diagenetici;
- fenomeni di dilatanza che portano il materiale maggiormente sollecitato (a cavallo delle superfici di rottura) dalle condizioni di sovraconsolidazione presenti in sito a quelle "fully softened" o di stato critico (Schofield & Wroth 1968, Atkinson & Bransby 1978, Skempton 1985);
- orientamento delle particelle di argilla lungo i piani di rottura.

I fenomeni di cui ai primi due punti fanno sì che il contributo di resistenza alla coesione reale (cementazione) e a quella apparente (sovraconsolidazione meccanica) svanisca con il procedere delle deformazioni indotte.

Il fenomeno di cui al terzo punto fa sì che gli angoli di attrito del materiale passino da quelli caratteristici delle condizioni di stato critico (deformazioni a volume costante) a quelli residui. L'entità della riduzione degli angoli di attrito è funzione essenzialmente del contenuto di argilla presente nel materiale e delle caratteristiche di plasticità (Skempton 1964, Lupini 1981).

Nei materiali a struttura complessa, quali quelli caratterizzati dalla notevole presenza di fratture/giunti/fessure, può essere ricercata una notevole affinità comportamentale tra discontinuità strutturali e superfici di rottura; tali materiali sono pertanto caratterizzabili da resistenze che vanno da quelle di picco (condizioni locali di incipiente rottura lungo superfici che attraversano il materiale intatto) a quelle residue (condizioni locali di rottura lungo le superfici di discontinuità esistenti).

Il valore medio di resistenza disponibile nell'ammasso, cui fare riferimento nelle analisi ingegneristiche, viene principalmente a dipendere dai fattori di seguito esposti.

- Dal rapporto tra la geometria e dimensioni dell'opera da realizzare e la geometria e spaziatura dei piani di discontinuità. Nel caso di interventi di rilevante estensione, quali quelli rappresentati da fronti di scavo o scarpate, è presumibile che la resistenza disponibile lungo i piani di discontinuità giochi un ruolo più rilevante rispetto a quello che compete alla resistenza del materiale intatto.

Il rapporto suddetto gioca anche un ruolo determinante sul cinematismo di rottura. Con riferimento alle situazioni per le quali le formazioni si presentino fittamente stratificate e fratturate e siano in gioco notevoli volumi di ammasso coinvolti, risulta più plausibile considerare che la presenza delle discontinuità strutturali contribuisca in grande scala ad un generale indebolimento delle caratteristiche meccaniche piuttosto che causare meccanismi di rottura controllati dall'intersezione di piani di frattura molto distanti tra loro (rottura a cuneo).

Sotto tali presupposti si ritiene che per le situazioni particolarmente fratturate i cinematismi della rottura non differiscono da quelli tipici dei terreni (Skempton & La Rochelle 1965, Koo 1982, Hoek & Bray 1981, Hencher 1989).

- Dall'entità delle pressioni efficaci agenti in corrispondenza delle zone maggiormente sollecitate. Facendo riferimento ad esempio a Marsland 1971 e a Thomson & Kjartson 1985 le superfici di rottura tenderebbero infatti a passare:
 - prevalentemente tra le superfici di discontinuità, lasciando pressoché intatto il materiale compreso tra di esse, se le pressioni efficaci agenti risultano piccole;
 - anche attraverso il materiale intatto se le pressioni efficaci medie agenti risultano elevate.

Alcuni criteri di rottura sviluppati appositamente per tali tipi di materiale tengono implicitamente conto di tale aspetto. Nel primo caso i parametri di resistenza convenzionali (angolo di resistenza al taglio e coesione) vengono ad essere quelli tipici di materiali incoerenti molto addensati. Nel secondo caso i parametri di resistenza al taglio convenzionali sono tipici di materiali coesivi; i valori dell'angolo di resistenza al taglio risultano pertanto più bassi ed i valori di coesione (reale + apparente) più elevati.

- Dall'entità e distribuzione delle deformazioni indotte nell'ammasso (fenomeni di rottura progressiva). Non essendo possibile ricorrere ad una modellazione accurata che tenga conto di tutti gli aspetti sopra indicati (si pensi ad esempio alle difficoltà sperimentali insite nella determinazione della effettiva disposizione geometrica delle discontinuità all'interno dell'ammasso e/o alla realizzazione di prove in laboratorio su campioni di dimensioni significative per riprodurre la macrostruttura presente in sito), necessariamente nelle analisi ingegneristiche si deve ricorrere a grossolane semplificazioni.

Il criterio più appropriato per la scelta dei valori di tali caratteristiche di resistenza è quello di ricorrere alle indicazioni di letteratura tarate su "back analysis" di rotture di versanti in formazioni complesse (vedi ad esempio Skempton 1977 e Tavenas & Leroueil 1981). Le back analysis di rotture in sito sono infatti a tutti gli effetti un esercizio di interpretazione di prove di taglio diretto in grande scala, i cui risultati tengono implicitamente conto di tutti gli aspetti di difficile modellazione precedentemente descritti.

In accordo alle indicazioni di letteratura, in condizioni di rottura incipiente la stabilità lungo superfici di scivolamento o scorrimento che non siano mai state mobilitate è governata da parametri geotecnici "softened" prossimi a quelli caratteristici delle condizioni di stato critico, quando le deformazioni di taglio avvengono a volume costante; tali parametri sono rappresentati dall'angolo di resistenza al taglio caratteristico di materiali normalmente consolidati e/o sciolti e da una debole intercetta di coesione, variabile tra 20 e 80 kPa.

In sintesi, in funzione di quanto esposto sopra e sulla base dei dati di classificazione disponibili i parametri applicabili ai litotipi in esame risultano i seguenti:

Unità litologica III

- Parametri "softened"

Marne:	angolo di resistenza al taglio	$\phi' > 30^\circ$
	coesione drenata	$c' = 50-70 \text{ kPa}$
Arenarie:	angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 35^\circ$
	coesione drenata	$c' = 40-80 \text{ kPa}$

- Parametri residui

Marne:	angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 28-30^\circ$
	coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$
Arenarie:	angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 35^\circ$
	coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$

Relativamente ai parametri di deformabilità, con riferimento a dati disponibili in letteratura, si potrà assumere un valore di $E_m > 100 \text{ MPa}$, valido per il comportamento d'ammasso della formazione.

5 QUADRO DEL DISSESTO AREALE

La consultazione delle “*Schede sugli effetti e sui danni indotti da fenomeni di instabilità naturale*” relative al territorio comunale (Arpa Piemonte, 2006) e delle cartografie contenute nel GeoPortale dell’Arpa Piemonte, non ha evidenziato dissesti storici interferenti con l’area in oggetto. In particolare, fra gli altri, sono stati consultati i seguenti tematismi:

- Banca Dati Geologica
- Sistema Informativo Frane in Piemonte (SIFRAP)
- Conoidi alluvionali in Piemonte
- Analisi interferometrica PsInSAR
- Documenti iconografici dissesti
- Evento alluvionale 1994

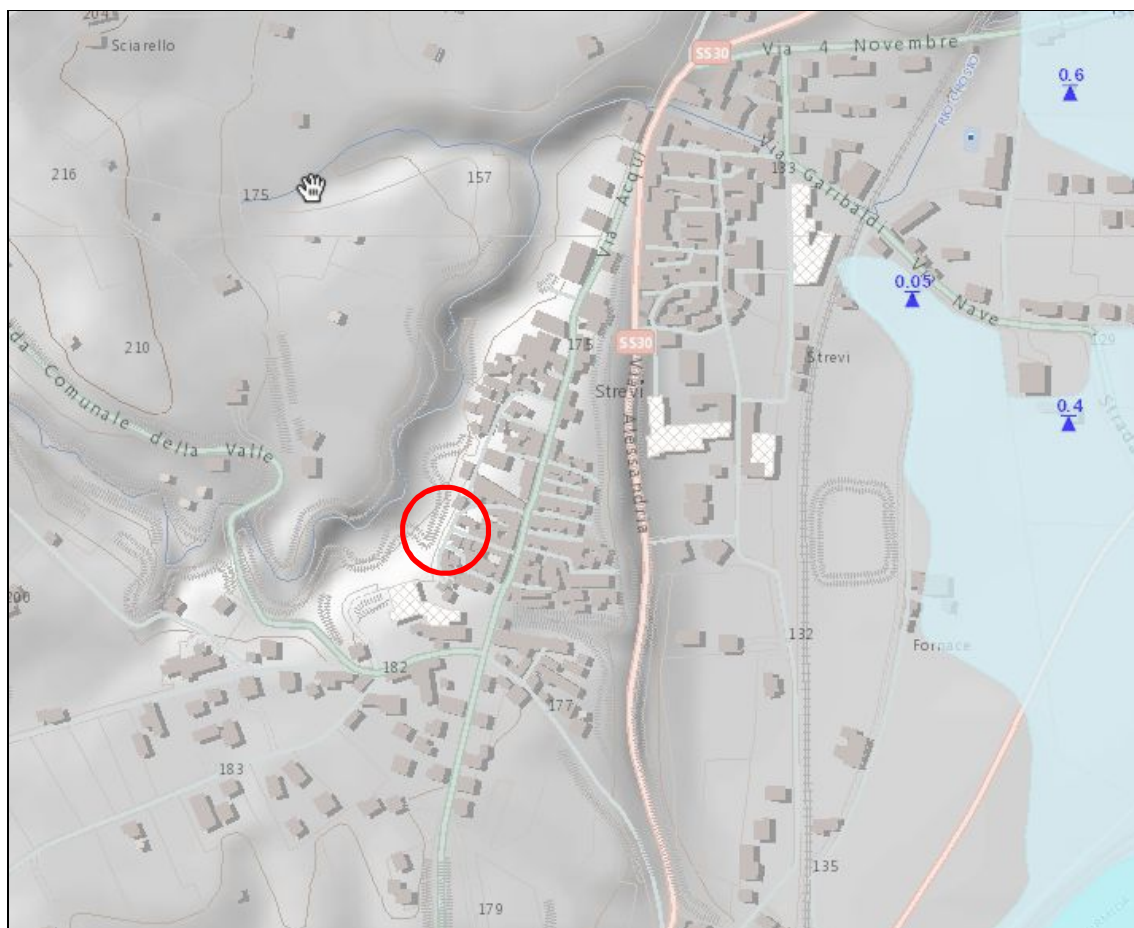


Figura 5: Campo di inondazione dell’evento alluvionale del Novembre 1994, tratto dal Geoportale dell’Arpa Piemonte.

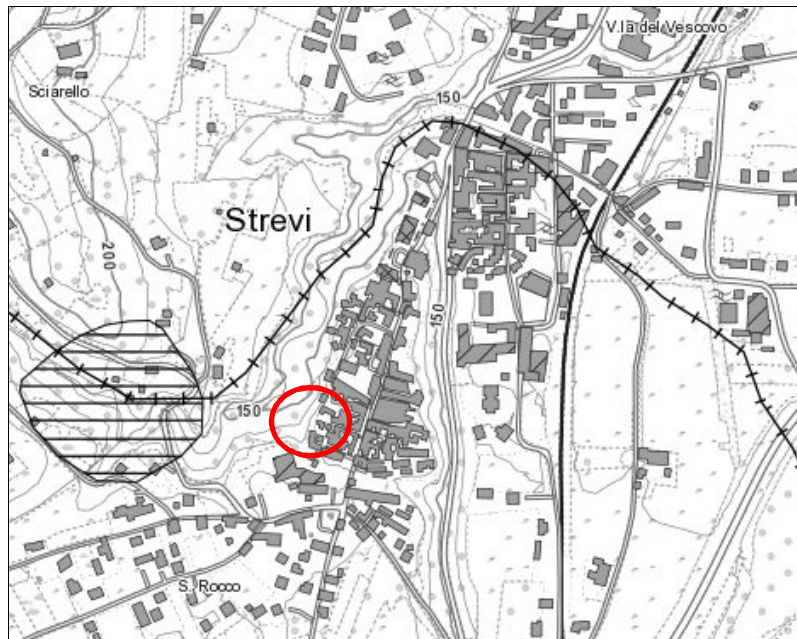


Figura 6: Cartografia dei dissesti del PAI tratta dal geoportale della Regione Piemonte

È stata inoltre consultata la cartografia del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico emanata dall'Autorità di bacino del Fiume Po. Da tale cartografia e da quelle contenute nel GeoPortale dell'Arpa Piemonte non risultano dissesti attuali o pregressi a carico del sito in oggetto.

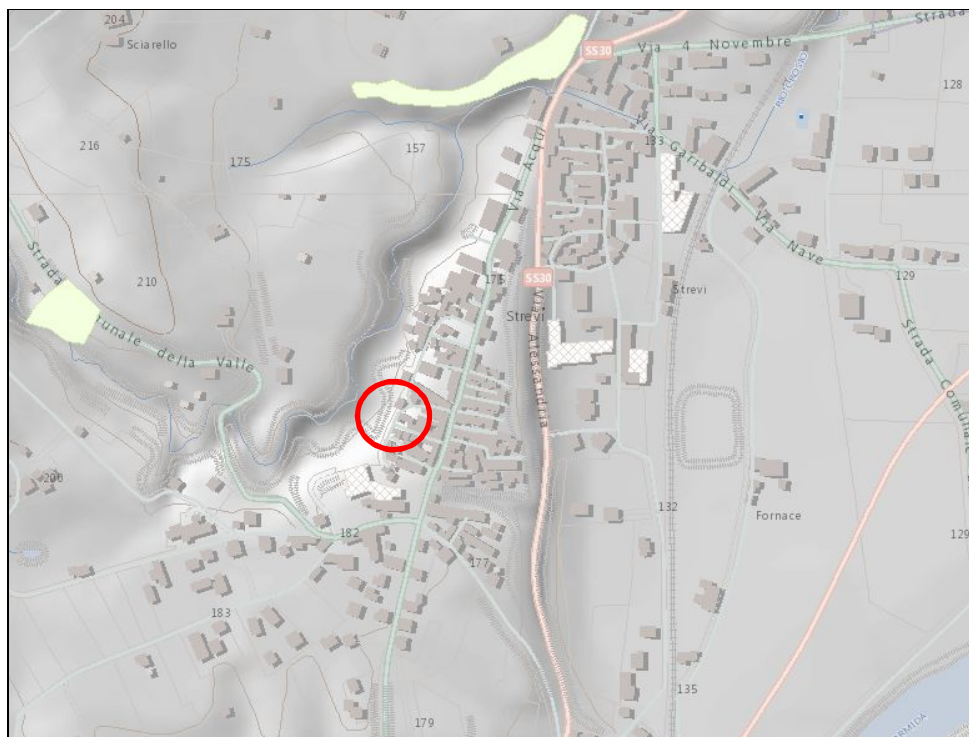


Figura 7: Cartografia del SIFRAP, tratta dal Geoportale dell'Arpa Piemonte

La carta dei dissesti del PRGC evidenzia come l'area di intervento sia posta in parte in Classe IIIa, ove insistono le abitazioni interessate dal dissesto, ed in parte in Classe IIIb, in corrispondenza della vallata del Rio Crosio su cui insistono i cortili di pertinenza agli edifici medesimi.

Secondo le indicazioni di piano le abitazioni insistono su porzioni di territorio (edificate ed intercluse), caratterizzate da condizioni di elevata pericolosità, dove *“gli interventi di risistemazione del patrimonio urbanistico esistente devono essere affrontati mediante opere di riassetto territoriale, eventualmente spinte sino ad una diminuzione tale della pericolosità da consentire una riclassificazione in diminuzione della pericolosità dell'area stessa”*.

6 IL DISSESTO

Il dissesto in atto interessa il settore medio sommitale della scarpata lungo una porzione del margine occidentale del concentrico, lambendo o coinvolgendo direttamente alcune abitazioni.

Il movimento franoso interessa i termini di copertura del substrato litoide, nella porzione sommitale di scarpata, e locali porzioni disarticolate del medesimo, lungo la porzione subverticale del pendio ove i termini litoidi sono in affioramento.

Il settore in cui si è manifestato il processo in esame ha uno sviluppo trasversale di circa 50 - 60 m; marginalmente al tratto dissestato esistono ulteriori settori, specie in direzione Sud, ove le condizioni del ciglio sono paragonabili a quelle interessate dal fenomeno.

L'altezza complessiva della scarpata è pari a circa 20 m, con un tratto subverticale sommitale di circa 6 – 8 m ed un ulteriore settore, sino al sottostante rio, con inclinazioni di circa 35°- 45°, crescenti verso monte.

Alcuni tratti del margine superiore della scarpata sono attualmente protetti da muri in cls, di sottoscarpa delle aree cortilive, che presentano tuttavia significativi scalzamenti localizzati e fenomeni di svuotamento a monte; la compromissione dei manufatti comporterebbe un repentino peggioramento delle condizioni di stabilità delle aree cortilive, con interessamento diretto dei fabbricati.

I processi di instabilizzazione lungo la scarpata comportano un marcato rilassamento dei termini di copertura in prossimità del ciglio, con parziale dislocazione di zolle, formazione di lesioni di trazione ed instabilizzazione delle pavimentazioni e dei muri di recinzione esistenti; tale processo ha inoltre comportato il manifestarsi di significative lesioni sulla struttura dell'edificio centrale del settore considerato, in corrispondenza dell'attacco di un avancorpo al margine sud dell'edificio stesso. Il dissesto è stato verosimilmente favorito dall'assetto litostratigrafico locale, con presenza di un contatto litologico tra i termini ghiaiosi, con buone caratteristiche di permeabilità, ed il sottostante substrato marnoso arenaceo.

Le cause del dissesto sono sostanzialmente ascrivibili agli apporti dal sistema di raccolta delle acque di corrivazione da monte, localmente ammalorato e privo di recapiti a valle; ciò comporta concentrazioni puntuali di acque corrivanti senza controllo lungo le scarpate, con effetti di instabilizzazione e fluidificazione delle coltri meglio descritti nel seguito. Il dissesto è favorito dai processi di filtrazione di acque dagli orizzonti ghiaioso sabbiosi, recapitate al settore di scarpata sottostante con formazione

di sovrappressioni al contatto con la coltre e conseguente instabilizzazione della copertura lungo i settori più acclivi della scarpata stessa.

Le cause esposte sopra comportano un processo regressivo di rilassamento dei termini di copertura più fini in corrispondenza del settore sommitale della scarpata, coinvolgente volumi superiori che possono interferire con i fabbricati.

Il meccanismo di instabilizzazione indotto è schematizzabile come un lento spostamento verso valle della coltre lungo i tratti più acclivi della scarpata, con la formazione di fratture di trazione nelle quali può esserci infiltrazione di acque superficiali con conseguente rapida destrutturazione del materiale e rapida evoluzione a colata di terra e fango, per l'alto contenuto in acqua del materiale mobilizzato. A ciò si aggiunge l'effetto di un progressivo smantellamento delle scarpate litoidi in affioramento, indotto dagli atmosferici e favorito localmente dalla presenza di acque, che comporta il progressivo decorticamento della scarpata, condizionato dalla presenza di sistemi di discontinuità subverticali.

La stabilità della porzione terminale della scarpata è inoltre fortemente condizionata dall'azione erosiva del rio Crosio, che in tale tratto presenta una significativa curva incidente sulla sponda destra, che è sostanzialmente sottesa tra il rio medesimo e le aree cortilive di cui sopra.



Figura 8: Stato di fatto – In evidenza i cedimenti del parapetto di valle (freccia blu) ed i tubi di scarico delle acque cortilive, non regimati, direttamente sulla scarpata (freccia rossa).



Figura 9: Stato di fatto – In evidenza le fessurazioni sulla parete frontale dell'edificio centrale in corrispondenza dell'attacco di un avancorpo.



Figura 10: Stato di fatto – In evidenza lo scalzamento del muro di sottoscarpa esistente in corrispondenza dell'edificio al margine sud del tratto considerato..

7 COMPATIBILITÀ SISMICA

7.1 Aspetti normativi

Con l'individuazione delle zone sismiche di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003, così come modificata e integrata dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/4/2006, veniva confermato il livello di sismicità molto bassa del Comune di Strevi che era pertanto ascrivito alla zona 4. Con l'entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)" il Comune di Strevi risulta classificato in zona 3.

Comune	Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g]	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g]
Strevi	3	0.05 – 0.15 g	0.15 g

Tabella 1: Valori di accelerazione orizzontale per la Zona 3

7.2 Inquadramento sismico e magnitudo attese

I terremoti si manifestano principalmente lungo due direttrici che riflettono chiaramente l'assetto tettonico regionale essendo quasi coincidenti, entro un ragionevole margine di distribuzione, l'uno con il fronte Pennidico e l'altro con il limite fra le unità pennidiche e la pianura padana. Osservando infatti la localizzazione degli epicentri dei terremoti registrati dalla rete sismica si nota chiaramente una distribuzione dispersa lungo due direttrici principali:

- una segue la direzione dell'Arco Alpino occidentale nella sua parte interna in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità (zona sismogenetica 908);
- l'altra (zona sismogenetica 909) più dispersa segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi Occidentali francesi.

Le due direttrici convergono nella zona del Cuneese, per riaprirsi a ventaglio verso la costa, interessando il Nizzardo e l'Imperiese (fonte: ARPA Piemonte). Una terza direttrice (zona sismogenetica 911), infine, interessa il fronte occidentale dell'Appennino sepolto ed il suo prolungamento nel Monferrato. L'area in oggetto si

colloca in prossimità di quest'ultima che comprende il cosiddetto "arco di Pavia" e le strutture ad esso collegate (Meletti & Valensise, 2004).

La definizione della pericolosità sismica di base del territorio nazionale trae le sue origini dalla Carta delle Zone Sismogenetiche ZS9, elaborata dal Gruppo di Lavoro 2004, nella quale sono individuate le zone caratterizzate da diversi valori della Magnitudo momento massima M_{wmax} .

Per la zona sismogenetica 911 tale valore è pari a 6,14.

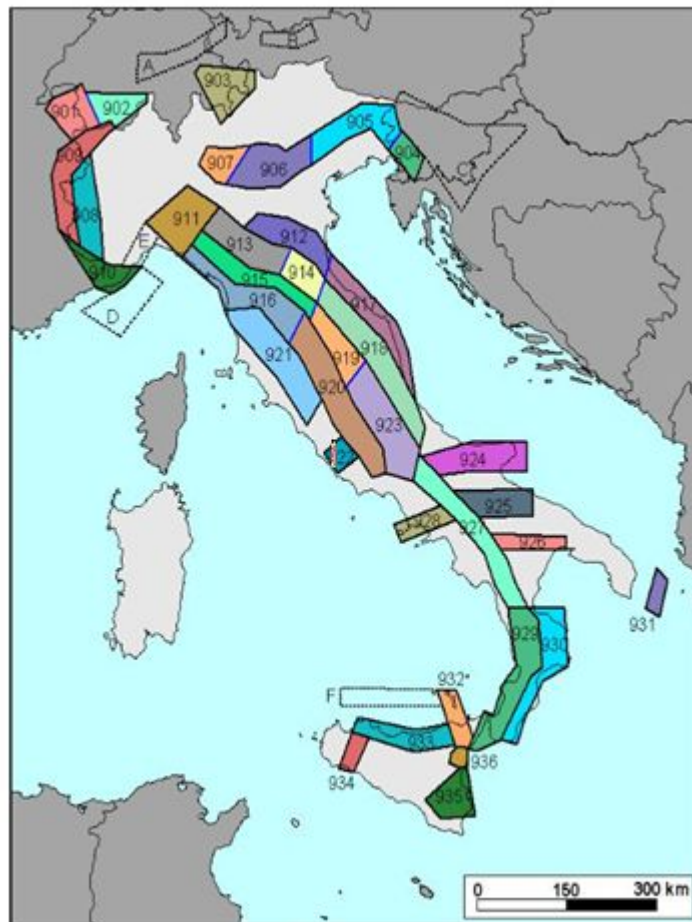


Figura 11: Zone sismogenetiche, figure tratte da Meletti & Valensise (2004)

Nome ZS	Numero ZS	M _{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Mizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 12: Magnitudo momento massima M_{wmax} delle varie zone sismo genetiche (Gruppo di Lavoro 2004, in Commissione Interregionale Ordine dei Geologi (2011).

Sulla base di tale modello è stata elaborata la Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale approvata dalla Commissione Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile nella seduta del 6 aprile 2004, recepita dalla O.P.C.M. n° 3519 del 28 Aprile 2006 e divenuta infine la Mappa di riferimento prevista dal D.M. 14 Gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

È possibile stimare la magnitudo M , relativa agli eventi sismici attesi per il sito in oggetto, con il processo di disaggregazione desunto dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (2007), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

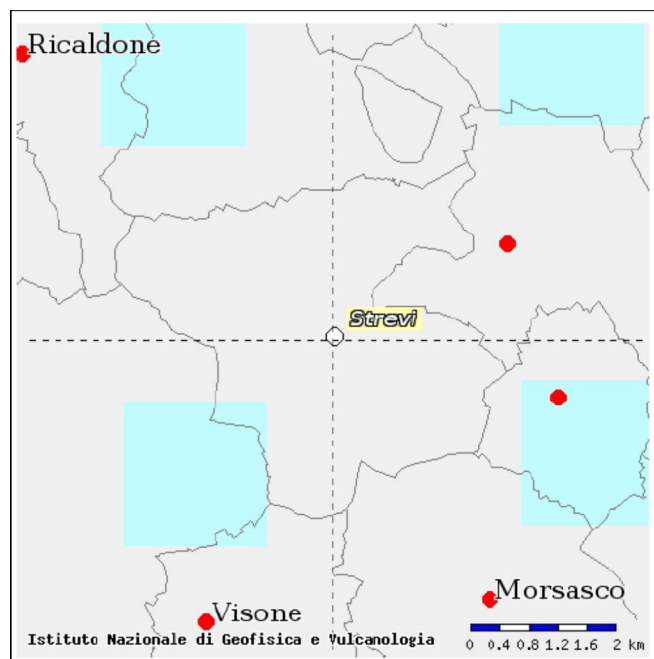


Figura 13: Mapa interattiva di pericolosità sismica, tratta dal sito dell'INGV.

*“Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°. Le mappe riportano due parametri dello scuotimento: **a(g)** (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA) e **Se(T)** (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T, in accelerazione); l'unità di misura è g. Le mappe in **a(g)** sono state calcolate per differenti probabilità di superamento in 50 anni (in totale 9, dal 2% all'81%). Per ogni stima è disponibile la distribuzione del 50mo percentile (mappa mediana, che è la mappa di riferimento per ogni probabilità di superamento) e la distribuzione del 16mo e dell'84mo percentile che indicano la variabilità delle stime. Le mappe in **Se(T)** sono state pure calcolate per le stesse probabilità di superamento in 50 anni (in totale 9, dal 2% all'81%) e per differenti periodi (in totale 10, da 0.1 a 2 secondi). Anche in questo caso per ogni stima è disponibile la distribuzione del 50mo percentile (mappa mediana, che è la mappa di riferimento per ogni probabilità di superamento) e la distribuzione del 16mo e dell'84mo percentile che indicano la variabilità delle stime. L'analisi della disaggregazione dei valori di **a(g)** riporta, per ogni nodo della griglia di calcolo, la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità fornito da tutte le possibili coppie di valori di magnitudo e distanza; questa informazione è riportata sia in forma grafica sia in forma tabellare. Per ogni nodo della griglia sono anche riportati, dopo la tabella, i valori medi di M-D-ε. Questo tipo di analisi è utile nell'individuazione della sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici ed è utile in analisi di micro zonazione” (INGV, 2007).*

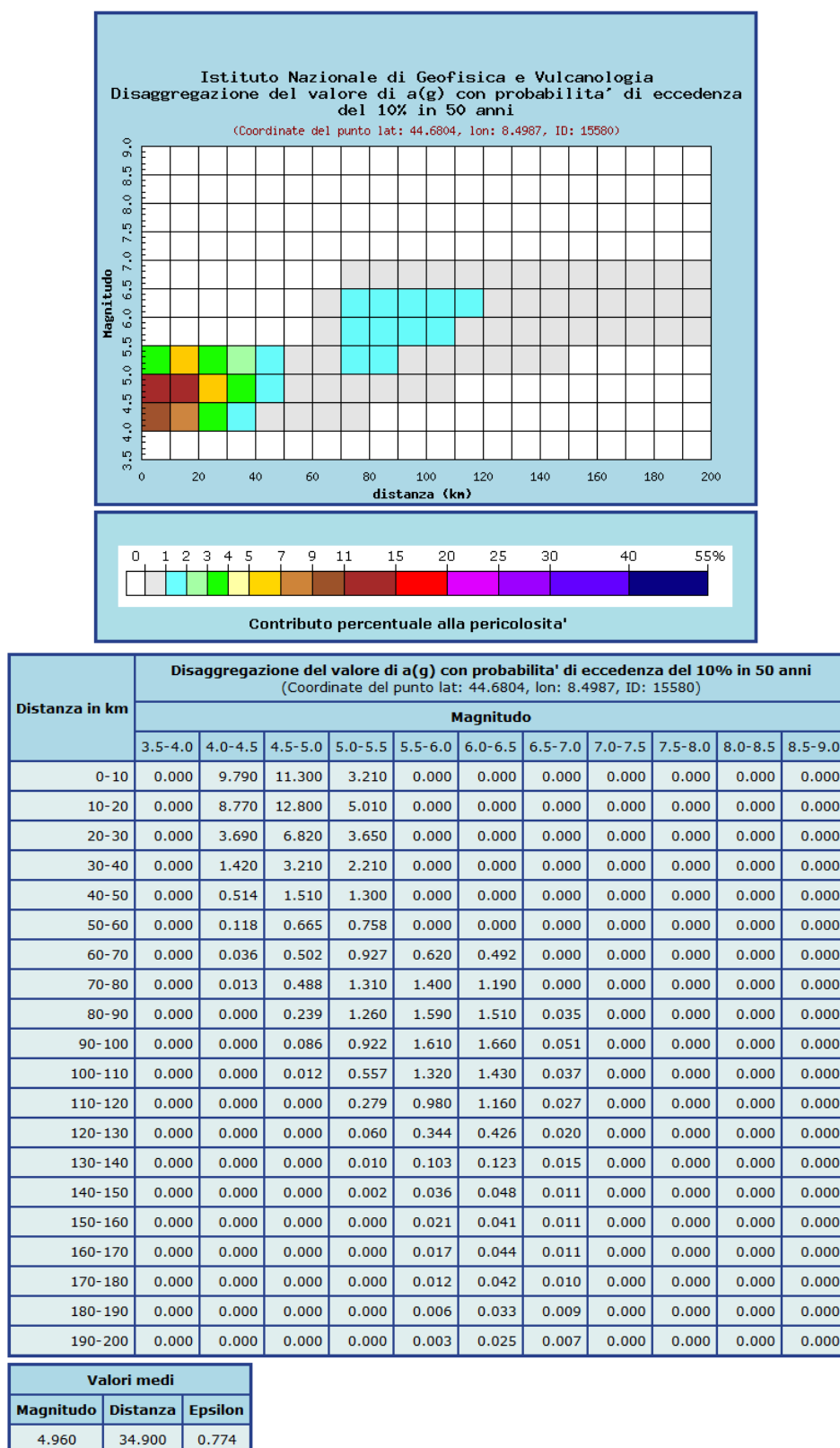


Figura 14: Elaborazioni della Mappa interattiva di pericolosit  sismica, tratta dal sito dell'INGV.

Nel caso in esame la magnitudo, risulta pari a 4,96, significativamente inferiore rispetto a quello alla pi  vicina zona sismogenetica (911), pari a 6.14.

7.3 Azioni sismiche di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono stabilite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione: questa 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 (categoria di sottosuolo A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_c(T)$, con riferimento a prefissate possibilità di eccedenza P_{Vr} (vedi tabella seguente) nel periodo di riferimento V_R (“Vita di riferimento”).

Stati limite		P_{Vr}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2: Stati limite e P_{Vr}

dove:

- SLO: Stato limite di operatività
- SLD: Stato limite di danno
- SLV: Stato limite di salvaguardia della vita
- SLC: Stato limite ultimo di prevenzione del collasso

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 3: Tipi di costruzione e relativa vita nominale

In riferimento ai tipi di costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 si constata che gli interventi in progetto ricadono nel tipo 2 e nella classe II.

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 4: Classi d'uso delle costruzioni

Il periodo o vita di riferimento VR è dato dal prodotto della vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN * CU$$

dove:

VR = Vita di riferimento,

VN = Vita Nominale

CU = Coefficiente d'uso

Il coefficiente d'uso, per la classe II è pari a 1 e pertanto:

$$VR = 50 * 1 = 50$$

Di seguito si riportano, per il territorio comunale di Strevi e per il settore in esame, i parametri sismici di interesse ovvero i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per il periodo di ritorno TR associato ad ogni Stato Limite, ipotizzando una vita di riferimento dell'opera di 50 anni.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,019	2,564	0,160
SLD	50	0,025	2,549	0,194
SLV	475	0,062	2,532	0,280
SLC	975	0,082	2,512	0,286

Tabella 5: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S_L , relativi al sito di interesse in Comune di Strevi (AL) per V_R di 50 anni. Longitudine: 8,52069; latitudine: 44,69626 (WGS84).

In riferimento alla tipologia delle opere in progetto e stante gli spessori e lo stato di addensamento dei terreni di copertura, nonché la presenza di un bedrock rappresentato dal substrato marnoso si può ipotizzare una categoria di sottosuolo E.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 6: Categorie di sottosuolo

Le caratteristiche della superficie topografica sono riconducibili alla **categoria T2** [Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$].

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7: Categorie topografiche

Pertanto, in considerazione delle categorie di sottosuolo e delle condizioni topografiche, è possibile calcolare l'accelerazione sismica orizzontale massima attesa al sito relativamente allo Stato Limite SLV:

$$a_{\max} = a_g * S_s * S_T = 0,062 \text{ g} * 1,2 * 1,6 = 0,1190 \text{ g}$$

7.4 Suscettività alla liquefazione

Si espongono nel seguito alcune considerazioni in merito alla stabilità nei confronti di eventuali fenomeni di liquefazione.

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente da: proprietà geotecniche dei terreni, caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata, genesi e storia geologica dei terreni. Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti. Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Maggiore è la durata di un terremoto e più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione (Commissione Interregionale Ordine dei Geologi, 2011).

Per effetto della dilatazione la pressione interstiziale subisce una caduta ed il terreno riesce a sviluppare una resistenza al taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni indotte dai carichi ciclici. Casagrande afferma che sabbie sciolte con densità relative minori del 40% possono essere soggette a liquefazioni; nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relative maggiori del 70 % è invece normalmente impossibile che le pressioni neutre raggiungano quelle di confinamento, per cui si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

Le NTC richiedono una verifica alla suscettibilità di liquefazione dei terreni del sito sul quale insiste la progettazione di un manufatto. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Secondo il D.M. 14/01/2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$

Nel caso specifico, si constata che la magnitudo M degli eventi sismici attesi risulta inferiore a 5; le osservazioni in sito hanno inoltre evidenziato per le formazioni interessate dagli interventi caratteristiche granulometriche tali da escludere il possibile verificarsi del fenomeno della liquefazione.

In ragione di quanto esposto la verifica alla liquefazione può essere omessa.

7.5 Sintesi dei risultati

Nel seguito si riportano i valori dei parametri determinati nella presente relazione.

- Vita Nominale: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso: $C_u = 1$
- Vita di riferimento: $V_R = 50$
- Tempo di ritorno SLV: $Tr = 475$ anni
- Tempo di ritorno SLD: $Tr = 50$ anni
- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock: $a_g = 0,062$ g
- Categoria di sottosuolo: E
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,6$
- Categoria topografica: T2
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,2$
- Accelerazione orizzontale massima attesa nel sito: $a_{max} = 0,119$ g

8 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

8.1 Opere preliminari al consolidamento

Si prevede l'asportazione del lato di valle dei manufatti ammalorati posti sul coronamento di scarpata, mediante demolizione del fabbricato sito su confine avente dimensioni 3,00 m x 3,00 m e del fabbricato all'interno area cortiliva di dimensioni 3,50 m x 2,20 m, compresi lo smontaggio e lo smaltimento del tetto degli stessi, composto in lastre di fibro-cemento. Si procederà alla demolizione degli elementi esistenti quali il parapetto nel settore inferiore e il muretto nel settore superiore, oltre ai battuti dei cortili ed i paramenti in elevazione presenti in entrambi i settori all'interno dell'areale in dissesto. Alle operazioni di demolizione si affiancherà l'attività di taglio e decespugliamento del ciglio di scarpata dei settori superiore ed inferiore per rispettivi 22,00 m e 35,00 m.

Una volta completate le attività di demolizione strutturale e decespugliamento della scarpata, si procederà allo scavo sino a circa -1,20 m dal piano di calpestio esistente per l'imposta delle opere di consolidamento profondo.

8.2 Opere di consolidamento profondo

La stabilizzazione profonda da realizzarsi in corrispondenza del coronamento di scarpata prevede in via generale in tale fase:

- realizzazione di presidio statico nei confronti dell'arretramento del ciglio di scarpata costituito da una paratia discontinua di micropali di piccolo diametro disposti su tre file a trattare un congruo spessore di terreno, con approfondimento di 10,00 m
- ancoraggio della sommità della paratia con tiranti passivi costituiti anch'essi da micropali inclinati di 45° rispetto alla verticale. La sommità delle armature tubolari sarà collegata in sommità da un cordolo in c.a..

La tecnica adottata per il settore interessato dalla progettazione attuale, stanti le caratteristiche dei terreni presenti, l'accessibilità, la morfologia dei luoghi e le tipologie mediamente adottate per i settori analoghi, è quella del consolidamento mediante micropali, attraverso la realizzazione di una paratia discontinua tirantata. I micropali saranno collegati in sommità da un cordolo in c.a., che svolge la funzione di trave di ripartizione della tirantatura passiva. La paratia consentirà di evitare processi di instabilizzazione del settore a monte del ciglio di scarpata.

Nel dettaglio, l'intervento prevede la realizzazione di due paratie di consolidamento, la prima lungo il settore inferiore avente sviluppo di 35,00 m e la seconda lungo il settore superiore di sviluppo pari a 20,00 m, entrambe site in fregio al ciglio di scarpata esistente.

In considerazione della geometria del versante e delle ipotesi stratigrafiche, non sarà possibile affidarsi a strutture fondazionali ordinarie. È prevista in particolare la realizzazione, alla base dei cordoli di sostegno in c.a., di una serie di micropali approfonditi di circa 10,00 m disposti su tre file con passo di 1,20 m sulla fila stessa. Una ulteriore stabilizzazione sarà ottenuta applicando ad essa tiranti passivi costituiti da micropali inclinati a 45°, estesi per circa 15,00 m in lunghezza e disposti con passo di 3,00 m.

Lo schema di intervento risulta condizionato dalla accessibilità a tale settore e dalla morfologia: ciò comporta la necessità di impiegare macchinari poco ingombranti e poco potenti; l'opera è finalizzata a garantire comunque la stabilità del ciglio, anche in caso di instabilizzazione parziale della parte superficiale del pendio sul lato di valle.

Prima della realizzazione di tali opere, in corrispondenza dei tratti interessati dal dissesto, sarà necessario procedere alla demolizione di alcuni elementi strutturali esistenti, per la cui descrizione si rimanda al paragrafo precedente, oltre che al decespugliamento dei settori di scarpata.

Successivamente si procederà alla formazione di uno scavo a sezione obbligata, alla base del quale si realizzeranno tre file di micropali con passo sulla fila di 1,20 m, con armatura tubolare avente diametro 114,3 e spessore 8 mm, approfonditi di 10,00 m rispetto al piano di lavoro. La stabilizzazione nei confronti delle azioni orizzontali sarà ottenuta mediante tiranti passivi costituiti da micropali inclinati a 45° con armatura tubolare avente diametro 88,9 mm e spessore 8 mm e lunghezza 15,00 m; tali elementi verranno realizzati con passo di 3,00 m.

Le sommità delle armature degli elementi resistenti per il settore inferiore e superiore sarà inglobata da due cordoli prismatici in c.a., aventi entrambi dimensioni pari a 1,50 m relativamente alla base e 0,60 m relativamente all'altezza.

Gli interventi di consolidamento si completeranno con il ripristino dei settori inferiore e superiore mediante ripristino delle pavimentazioni cortilive, montaggio di rete plastificata sul cordolo e ripristino delle porzioni di murature oggetto di demolizione nei due settori consolidati.

8.3 Opere di regimazione del deflusso superficiale

A completamento degli interventi di consolidamento profondo di cui in precedenza, si adotteranno misure per la regimazione delle acque di deflusso superficiale, attraverso adeguati sistemi di captazione e convogliamento.

Nel dettaglio si procederà alla posa di due pozzetti in cls prefabbricato nel settore superiore e di quattro pozzetti in quello inferiore, siti in fregio al cordolo, per mezzo dei quali si raccoglieranno le acque bianche e si convoglieranno all'interno di tubazioni in PEAD aventi sviluppo complessivo pari a 35,00 m per entrambi i settori.

Tali tubazioni scaricheranno con un'ulteriore tubazione, avente le medesime caratteristiche delle precedenti, le acque di raccolta all'interno del Rio Crosio.

Per quanto concerne l'accessibilità ai luoghi si prevede l'utilizzo delle strade comunali e di una pista forestale esistente carreggiabile agevolmente con trattori forestali, escavatori o ragni meccanici.