

CONSORZIO STABILE ARCALE

Sede Legale: 50136 FIRENZE - Via P. Villari, 7

Sede Operativa ed Amministrativa: 50023 IMPRUNETA (FI) - Via Colle Ramole, 9

Codice Fiscale e Partita Iva 05364530484 - R.E.A. Firenze 541322 Fondo Consortile €. 50.825,00

Tel. 055-2022156 - Fax 055-2372635 - e-mail: info@consorzioarcale.it - www.consortioarcale.it

Fornitura, trasporto e montaggio di Soluzioni Abitative in Emergenza (S.A.E.) e servizi ad esse connessi, per conto della Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile.

R. U. Accordo Quadro: *Arch. Alessandro Familiari*

Regione Marche - Comune di Calderola

R.U.P. Esecuzione: *Ing. Stefano Stefoni*
D.E.C.: *Arch. Lucia Taffetani*

Servizi connessi alla fornitura delle S.A.E.

PROGETTO ESECUTIVO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

ELABORATO:

C.1.1

AREA 1 - CAMPO SPORTIVO

**RELAZIONE GEOLOGICA, SULLA
MODELLAZIONE SISMICA E GEOTECNICA**

Scala

Data 18.05.2017

Agg.:

Coordinamento Progettazione:

Ing. Stefano Capretti

Progetto Strutturale:

Supporto Geologico:

Ing. Stefano Capretti

Prof. Geol. Eros Aiello

collaboratori:

Ing. Anna Grosso

*con: Geol. Gabriele Grandini
Geol. Alessandro Piazzini*

Ing. Pietro Bensaia

Geol. Paolo Grossi

Ing. Daniele Ciattini

Hyper
Società Tra Professionisti

Via Frà D. Buonvicini, 21 - 50132 FIRENZE
Tel. 055-0131790 - info@hyperstp.it

GEO ECO
PROGETTI

Via Andrea del Castagno, 8 - 50132 FIRENZE
Tel. 055-571393 - aiello@geoecoprogetti.com

Indice Generale

Premessa.....	2
Normative di riferimento.....	3
1. UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO E INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	5
2. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE, IDROGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE GENERALI E LOCALI.....	12
3. VINCOLISTICA E SISTEMI INFORMATIVI TERRITORIALI.....	15
4. CARATTERI GEOMORFOLOGICI.....	27
5. CARATTERI GEOLOGICI E STRUTTURALI.....	36
5.1. Inquadramento geologico regionale.....	36
5.2. Sequenza stratigrafica della Successione Umbro-Marchigiano-Romagnola.....	39
5.3. Tettonica dell'area in esame.....	45
5.4. Stratigrafica e geologia dell'area di intervento.....	49
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	51
6.1. Sondaggi meccanici a carotaggio continuo.....	51
6.2. Analisi fisico-meccaniche dei terreni.....	53
6.3. Prove penetrometriche DPSH.....	54
7. MODELLO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO.....	56
7.1. Modello Geologico.....	56
7.2. Modello Idrogeologico.....	57
8. SISMICITA' E VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	59
8.1. Classificazione sismica e sismicità dell'area.....	59
8.2. Caratteristiche generali della sismicità.....	59
8.3. Sismicità dell'area.....	66
8.4. Eventi sismici anno 2016.....	75
9. MODELLO GEOTECNICO.....	89
9.1. Aspetti sismici.....	90
9.2. Verifica della sicurezza e delle prestazioni.....	90

Premessa

Il presente documento contiene la Relazione Geologica, sulla Modellazione Sismica e Geotecnica di supporto al Progetto Esecutivo delle opere di fondazione delle Strutture Abitative in Emergenza (S.A.E.) da realizzarsi nel Comune di Calderola (MC) per conto della Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile.

In particolare vengono analizzati gli aspetti geologici generali e di dettaglio dell'area di intervento, cioè tutti quegli elementi naturali connessi ai terreni interessati dalle previsioni di progetto e che interagiranno con le opere da realizzare.

In particolare sono affrontati i seguenti argomenti:

- *Descrizione del contesto geologico e geomorfologico di inquadramento generale dell'area di intervento;*
- *Illustrazione dei risultati dei rilievi di dettaglio, sia di carattere geologico che geomorfologico, effettuati in campagna;*
- *Definizione del contesto idrogeologico con la ricostruzione del regime delle pressioni neutre;*
- *Analisi delle informazioni stratigrafiche raccolte con specifica campagna di indagine geognostica;*
- *Ricostruzione litotecnica e stratigrafica dei terreni presenti.*

Pertanto, in questo rapporto viene prodotto il modello geologico ed idrogeologico di riferimento del sottosuolo ed in particolare viene esplicitato il livello di conoscenza dei caratteri stratigrafici, litologici, geomorfologici ed idrogeologici dei terreni sui cui saranno materializzate le opere previste nella presente progettazione, che consistono nella realizzazione nell'area presso il campo sportivo del Cpaoluogo di Calderola, di n. 104 moduli per le Strutture Abitative in Emergenza (S.A.E.), a seguito degli eventi sismici che hanno colpito nei mesi scorsi il territorio comunale di Calderola.

Normative di riferimento

Per l'intervento oggetto della presente progettazione si è fatto riferimento e si procede in ottemperanza alle seguenti disposizioni normative:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

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.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

- Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1 :Regole generali

- Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- D.M. 14.01.2008

Norme Tecniche per le Costruzioni

- Circolare n. 617/2009 CSLP

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008

1. UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO E INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il settore di intervento si colloca sul margine nord occidentale dell'attuale urbanizzato del capoluogo di Calderola tra la S.S. n. 502 e Via Loreto.

L'area è collocata a quote altimetriche comprese tra ca. 285,0 m s.l.m. e 295,0 m s.l.m..

Morfologicamente si colloca in un'area pressochè pianeggiante con una blandissima vergenza verso nord ovest.

Il sito di intervento, che si compone di due sotto lotti (aree 1 e 2 del precipuo verbale Di.Coma.C. – vedi allegato 1) è baricentricamente individuato dalle seguenti coordinate.

WGS 84 – sistema sessagesimale

Sottolotto Area 1

Long: 13°21'79,70" E

Lat: 43°14'39,1" N

Sottolotto Area 2

Long: 13°21'81,85" E

Lat: 43°14'29,57" N

Infine, risulta cartografato nella sezione C.T.R. 313070 in scala 1:10.000.

L'area in esame è inserita in un settore urbanizzato facilmente accessibile dalle viabilità attigue e attualmente interessato da conduzione agricola (area 2) e settore incolto (area 1).

PANORAMICA AEREA DELL'AREA DI INTERVENTO



Ubicazione area di intervento

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Visione del settore nord orientale della sub area 1



Visione del settore nord occidentale della sub area 1



Visione del margine meridionale dei sub compatti 1 e 2



Visione del margine nord orientale del sub comparto 1



Visione da nord ovest del margine meridionale del sub comparto 1



Visione da sud della porzione occidentale del sub comparto 1



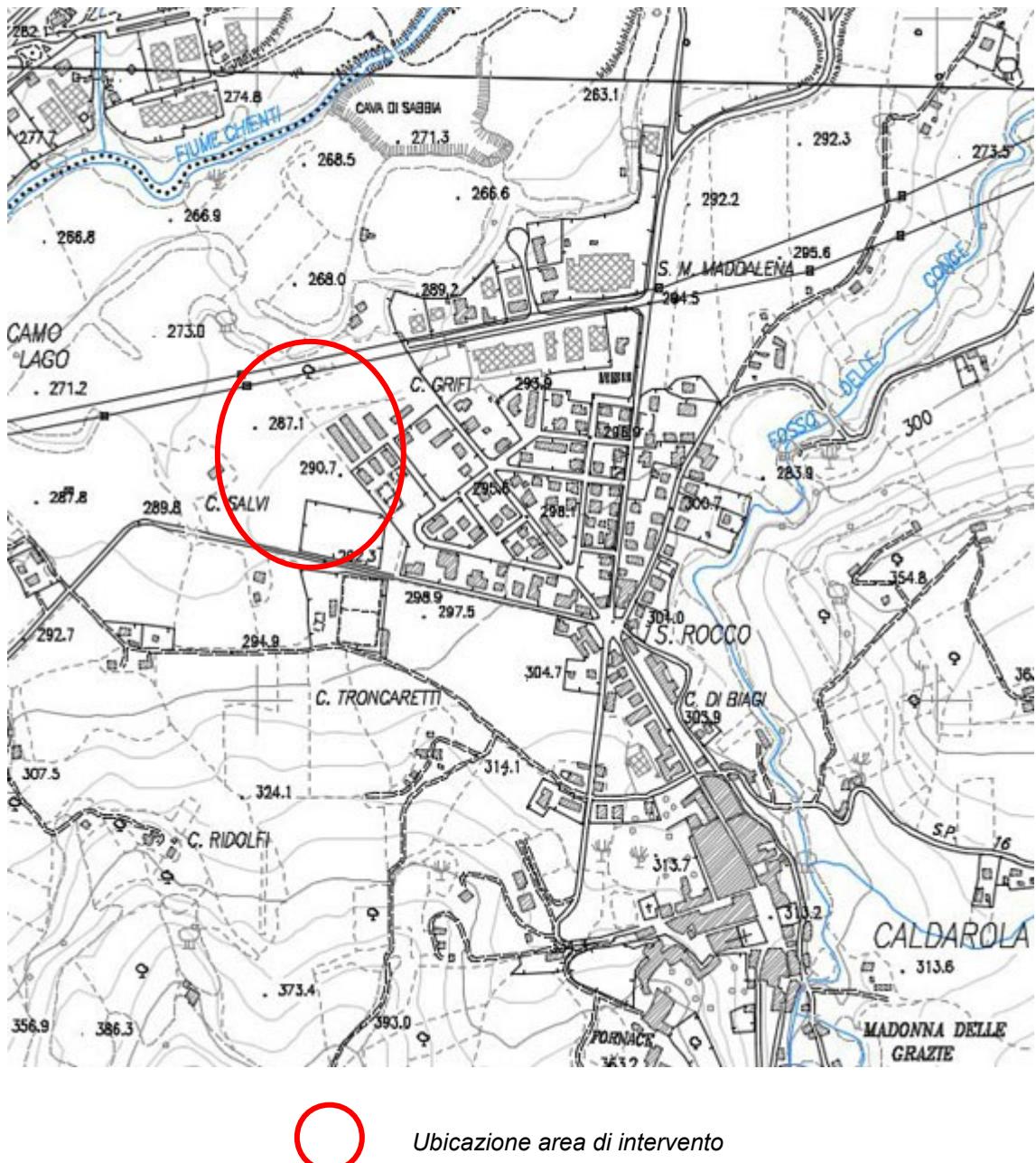
Visione da ovest del sub comparto 2



Attuale ingresso al subcomparto 2 dalla S.S. n. 502

INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO

Scala 1:10.000 (da C.T.R. Regione Marche – Sezione n. 313070)



Ubicazione area di intervento

2. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE, IDROGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE GENERALI E LOCALI

L'evoluzione del rilievo nell'area Umbro-Marchigiana iniziò durante il Miocene superiore quando la tettonica compressiva produsse sistemi di pieghe subparallele che emersero sotto forma di dorsali via via modellate sotto forma di deboli ondulazioni dai fenomeni di erosione subaerea. Queste forme rimasero pressoché immutate fino alla successiva fase tettonica distensiva che portò alla formazione di zone ribassate dove si instaurarono bacini chiusi caratterizzati da condizioni endoreiche la cui evoluzione fu controllata dal deflusso idrico sotterraneo (i.e. i Piani di Castelluccio e di Colfiorito).

Il perdurare del sollevamento ebbe i suoi effetti maggiori in corrispondenza della zone di dorsale dove si produsse un sempre maggior incremento del rilievo e un progressivo approfondimento dell'erosione, il tutto accentuato dalla prevalenza dei litotipi calcarei che costituivano le dorsali.

Alla fine del pleistocene inferiore un brusco sollevamento interessò tutta l'Italia centrale, aumentando il potere erosivo delle acque correnti incanalate che rimodellarono il paesaggio precedentemente strutturato, con un forte approfondimento delle valli fluviali.

Un altro aspetto fondamentale per l'evoluzione del rilievo furono le alternanze di climi nettamente differenti.

Durante il Quaternario l'area passò da condizioni nettamente più fredde di quelle attuali a condizioni temperate. Durante i periodi freddi sui rilievi erano presenti ghiacciai che produssero le tipiche forme di erosione glaciali; mentre durante i climi più miti, assieme a fenomeni di sollevamento, originarono più ordini di depositi alluvionali terrazzati.

Generalmente si riconoscono tre ordini di terrazzi da riferirsi al Pleistocene medio (primo ordine – fino ad oltre 200 m sul fondo valle attuale), al Pleistocene medio finale (secondo ordine – fino ad oltre 70 – 80 m sul fondo valle attuale) e al Pleistocene superiore (terzo ordine – ampie superfici spianate sino ad oltre 30 m dal fondo valle attuale).

L'incisione dei suddetti depositi si è realizzata nel corso dell'Olocene.

Il ringiovanimento dei versanti ha comportato l'attivazione di movimenti di massa, quali depositi detritici, estesamente presenti nei settori di interesse del Comune di Casdarola e in particolare su vaste aree dei settori montani dei Monti Sibillini, depositi riferibili a movimenti franosi e depositi eluvio-colluviali.

Per quanto riguarda l'idrografia generale dell'area, i fiumi adriatici attraversano generalmente le

strutture appenniniche e giungono al mare mantenendo tra loro un certo parallelismo; questo è da legarsi con la storia tettonica che ha interessato il settore in esame.

L'andamento generale dei principali corsi d'acqua marchigiani-adriatici si è organizzato, durante il Pliocene, con aste parallele agli assi strutturali, alimentate da corsi d'acqua minori con assetto lungo l'originale pendio topografico delle strutture e generalmente allineati lungo elementi tettonici trasversali la cui attività si è protratta nel tempo.

Nell'area in esame la rete di deflusso superficiale principale è data dal corso del Fiume Chienti, che scorre qualche centinaia di metri a nord del settore di studio. Il ramo principale del Fiume, detto Chienti di Gelagna, nasce tra i Monti Macchie e Civitella a circa 860 m s.l.m. e nei pressi dell'abitato di Muccia, dopo aver attraversato il Piano Plestino e il percorso sotterraneo della Botte dei Varano, riceve le acque dell'altro ramo, il Chienti di Pieve Torina, che nasce dal Monte Fema. Prima del Lago di Polverina riceve le acque del Torrente Fornace. Da qui in poi il Fiume subisce continue captazioni da parte dell'Enel, modificandone la portata, tra cui si ricorda nei pressi dell'area in esame il Lago di Caccamo, bacino artificiale dalla forma allungata della capacità di 4.600.000 mc. Sotto Camerino riceve il torrente San Luca, a Valcimarra poco prima del Lago di Caccamo, l'Enel ridà al fiume le acque captate dai laghi di Fiastra (Fiume Fiastrone) e Polverina (Fiume Chienti). Presso Belforte del Chienti il Fiume riceve le acque del Fiume Fiastrone e da lì prosegue dirigendosi ad oriente verso il Mare Adriatico, dove sfocia tra le città di Civitanova Marche e Porto Sant'Elpidio.

Le acque meteoriche e di ruscellamento vengono intercettate e drenate verso il Fiume Chienti dai corsi d'acqua secondari locali, tra cui si ricorda in un intorno dell'area in esame il Rio Santa Chiara e il Fosso delle Conce, disposti secondo un reticolo generalmente incassato e fortemente condizionato dall'andamento dei principali lineamenti tettonici orientati secondo direttive appenniniche e antiappenniniche.

La circolazione idrica sotterranea nelle formazioni principalmente appartenenti alla serie giurassica di natura calcarea e calcareo marnosa e alla serie cretaceo miocenica marnoso calcarea, calcareo marnosa e marnoso argillitica è caratterizzata da bassi valori di permeabilità, ai quali sono associati dalla letteratura geologica valori di K compresi tra 10^{-4} - 10^{-6} cm/sec; tale valore può risultare leggermente più elevato a causa della fratturazione. In questo contesto di estrema variabilità si possono distinguere rocce a permeabilità da bassa a nulla (Scaglia cinerea, Scaglia Variegata, Marne a Fucoidi, Schlier, Bisciaro, Calcari Diasprini e Formazione della Laga in litofacies arenaceo-pelitica e pelitico-arenacea, Formazione a Colombacci in litofacies arenaceo-pelitica e pelitico-arenacea e Formazione Gessoso-Solfifera) e a permeabilità medio-alta (Formazione della Laga in litofacies arenacea, Formazione di San Donato, Formazione a Colombacci in litofacies arenacea e arenaceo-conglomeratica, Scaglia Rossa e Scaglia Bianca,

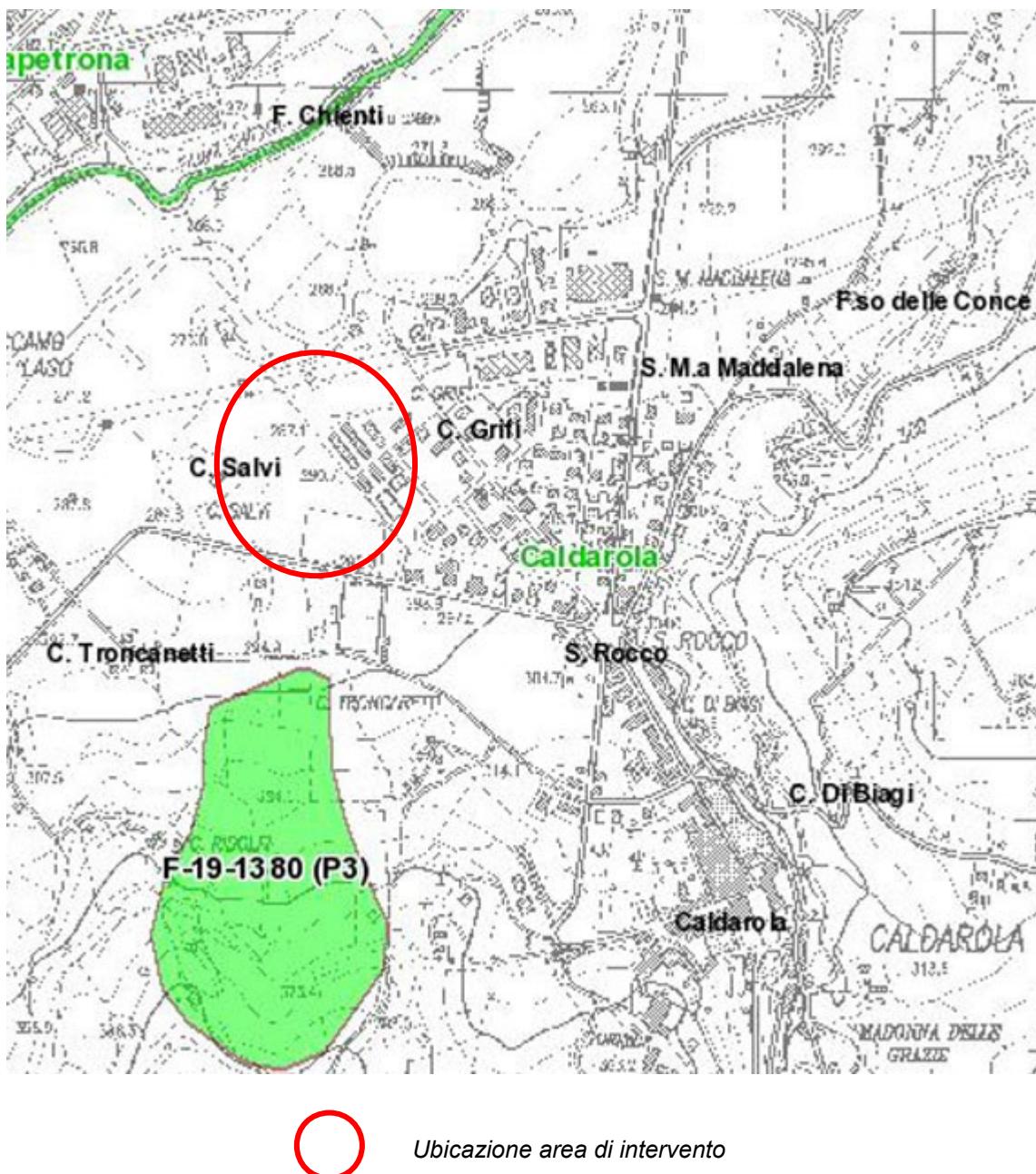
Maiolica, Corniola e Calcare Massiccio). Il grado di permeabilità è funzione della natura litologica dei depositi e, soprattutto del grado di fratturazione, dissoluzione e presenza di canali carsici.

Proprio perché legate principalmente al grado di fratturazione le circolazioni idriche presenti in questi litotipi risultano di difficile previsione sia in termini di quantità che di profondità.

Per quanto riguarda i depositi alluvionali e detritici di copertura, data la loro eterogeneità granulometrica, di addensamento e di cementazione, questi risultano caratterizzati da una permeabilità variabile da media ad elevata che, talora, permette un rapido smaltimento delle acque verso valle.

3. VINCOLISTICA E SISTEMI INFORMATIVI TERRITORIALI

Con riferimento agli elaborati del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Marche (adottato dal Comitato Istituzionale con Delibere n. 15/2001 e 42/2003) redatti per il Bacino Idrografico n. 19 – Fiume Chienti, il settore di intervento non risulta interessato da nessun areale a rischio geomorfologico (frana) e/o a rischio esondazione, come riportato nella Cartografia PAI online (<http://webgispcn.autoritabacino.marche.it>) aggiornata al Decreto del Segretario Generale n. 06/SABN del 10/02/2017.



Arearie a rischio frana
(codice F-xx-yyyy)

-  Rischio moderato (R1)
-  Rischio medio (R2)
-  Rischio elevato (R3)
-  Rischio molto elevato (R4)

Arearie a rischio esondazione
(codice E-xx-yyyy)

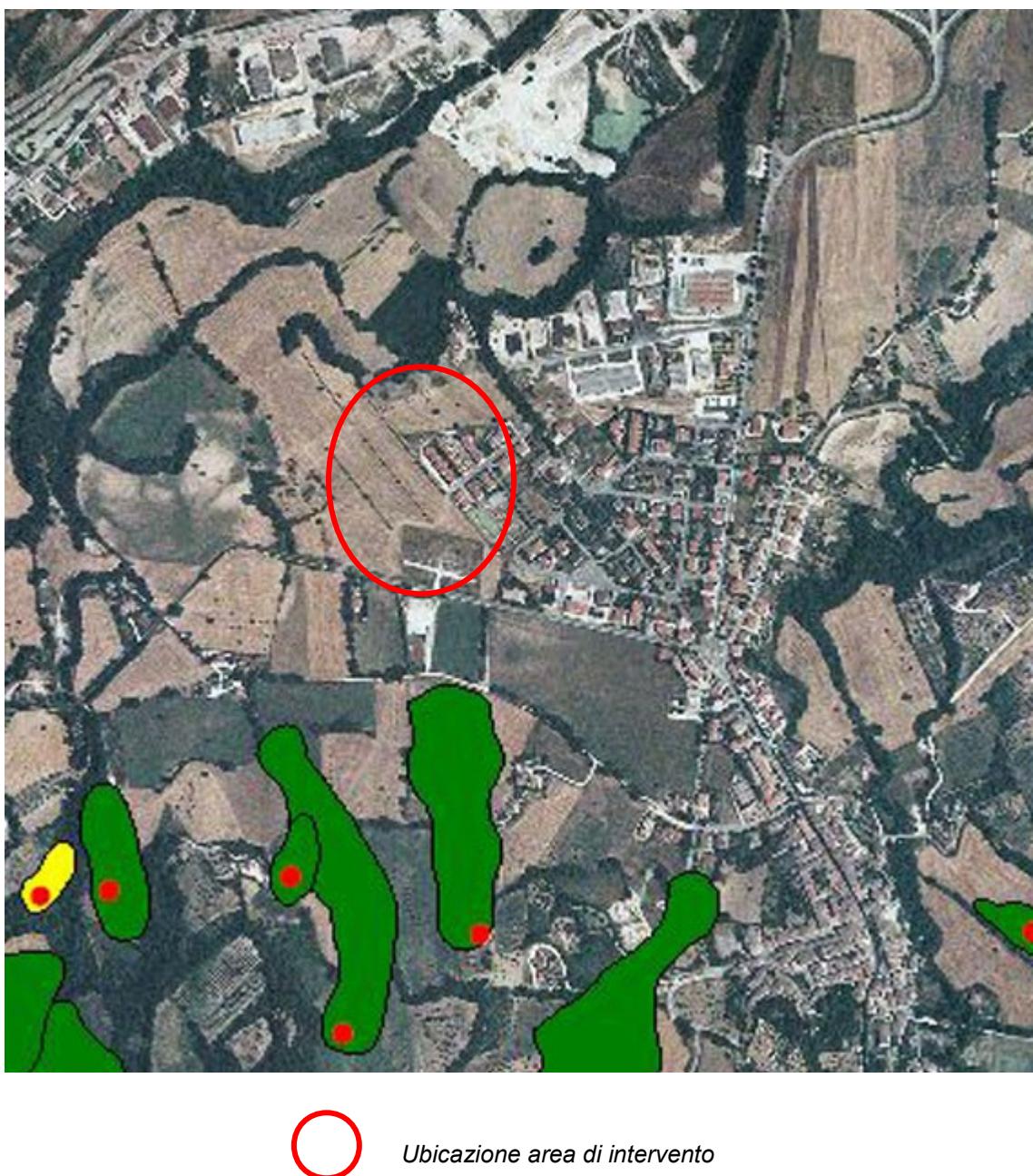
-  Rischio moderato (R1)
-  Rischio medio (R2)
-  Rischio elevato (R3)
-  Rischio molto elevato (R4)

Arearie a rischio valanga
(codice V-xx-yyyy)

-  Rischio molto elevato (R4)

*Estratto di Cartografia PAI online aggiornata al Decreto del Segretario Generale n. 06/SABN del 10/02/2017
- Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Marche – riprodotto in scala 1:10.000*

Nell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia "IFFI" di ISPRA (<http://193.206.192.136/cartanetiffi/carto3.asp?cat=37&lang=IT#>) l'areale in esame non è interessata da nessuna fenomenologia gravitativa.



Punto Identificativo del Fenomeno Franoso (PIFF)	
● Scheda frane di 1o Livello	■ DGPV
● Scheda frane di 2o Livello	■ Aree soggette a crolli / ribaltamenti diffusi
● Scheda frane di 3o Livello	■ Aree soggette a sprofondamenti diffusi
● Scheda frane di 4o Livello	■ Aree soggette a frane superficiali diffuse
Tipologia di frana	
■ Crollo / ribaltamento	■ Frane lineari
■ Scivolamento rotazionale / traslativo	
■ Espansione	
■ Colamento lento	
■ Colamento rapido	
■ Sprofondamento	
■ Complesso	
■ n.d.	

Estratto da Ispra- Progetto IFFI - Inventario dei Fenomeni Franosi

Sudette notazioni vengono riportate anche nella *“Relazione di sopralluogo per soluzioni abitative di emergenza (SAE) in Comune di Calderola”* (vedi alleato 1 alla presente relazione) prodotta dal Centro di Competenza CNR-IRPI a seguito del sopralluogo del 02/02/2017 condotto assieme ai tecnici della Regione Marche e Comune di Calderola, trasmessa con nota DPC (Di. Coma C.) Prot. n. UC/TERAG16/0011544 del 15/02/2017 (allegata alla presente – Allegato 1). Si specifica che nella relazione citata il comparto in oggetto è indicato come Aree 1 e 2 (vedi figura che segue).



Figura 2. Inquadramento di dettaglio delle aree 1 e 2 così come proposte dal comune di Calderola.

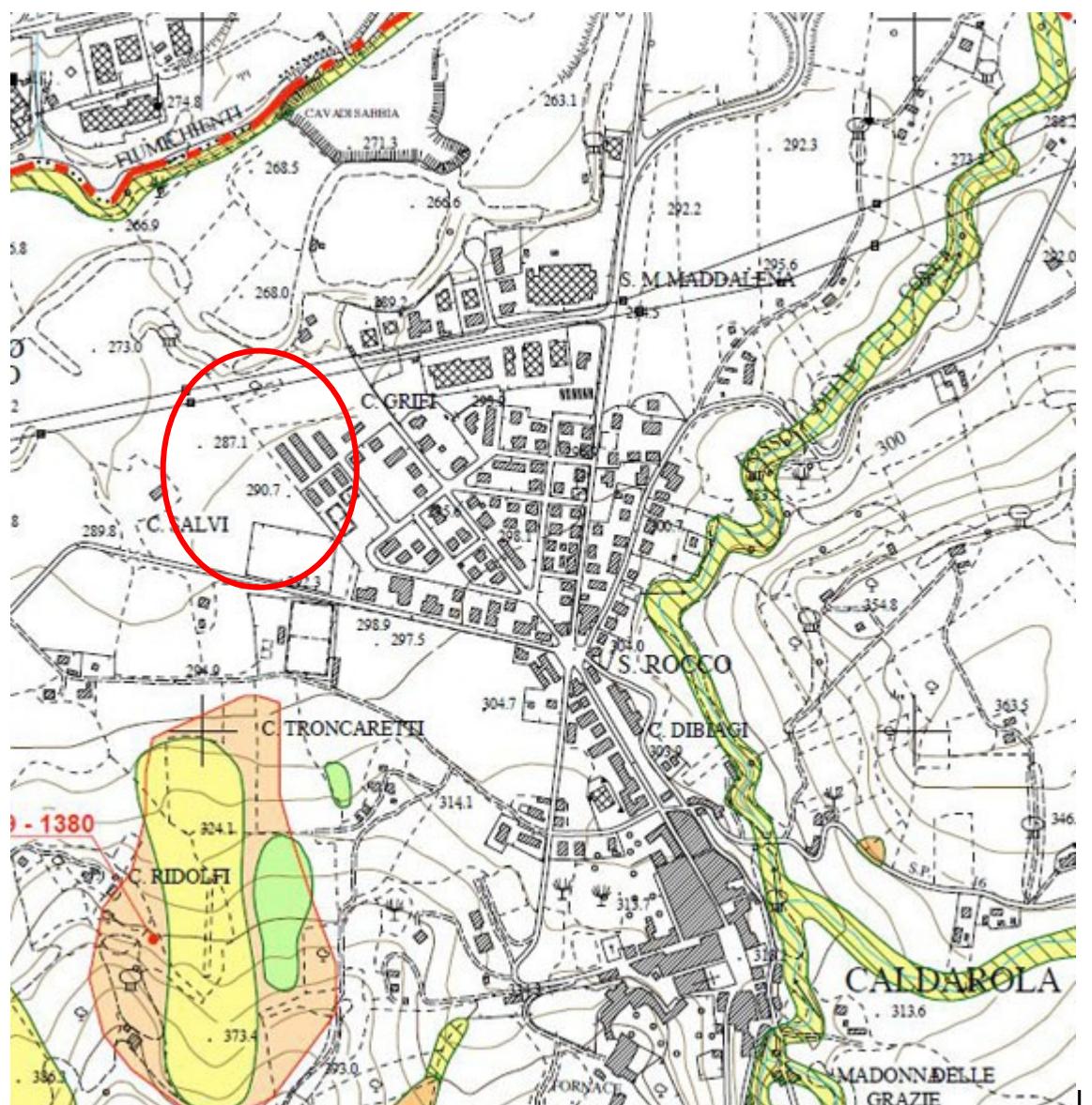
In particolare nella citata Relazione, per il comparto in esame (aree 1 e 2) in esame viene specificato che:

- Con riferimento alle cartografie PAI: “*L’analisi della cartografia PAI non ha messo in evidenza particolari elementi di criticità per quel che attiene le aree 1 e 2*”.
- Con riferimenti alla cartografia IFFI: “*L’analisi della cartografia IFFI non ha messo in evidenza particolari elementi di criticità per quel che attiene le aree 1 e 2*”.
- Morfologia e pericoli di alluvionamento: “*I siti 1 e 2 si trovano in un’area pianeggiante limitrofa all’attuale centro abitato. La zona si colloca al riparo da pericoli di alluvionamento ma mostra evidenze di ristagni d’acqua favoriti dalla presenza di piccole depressioni morfologiche locali*”.
- Pericoli geologici e idrogeologici: “*Sui siti 1 e 2 non si evidenziano particolari pericoli geologici ed idrogeologici*”.
- Rilievo geologico speditivo: “*Sulla base di quanto osservato in campagna e di quello che desume dalla carta geologica al 10.000 della Regione Marche i siti 1 e 2 si collocano su depositi alluvionali terrazzati*”.

Pertanto nella Sintesi delle criticità riscontrate viene dichiarato che “*I siti 1 e 2 sono da considerarsi IDONEI con PRESCRIZIONI per la realizzazione di SAE. In particolare dovrà essere effettuata idonea e opportuna regimazione delle acque meteoriche/superficiali*”.

Nella Carta degli Scenari di Pericolosità Idro-geomorfologica contenuta negli elaborati di carattere

geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Calderola, l'area in esame non risulta interessata da nessun fenomenologia di dissesto del versante.



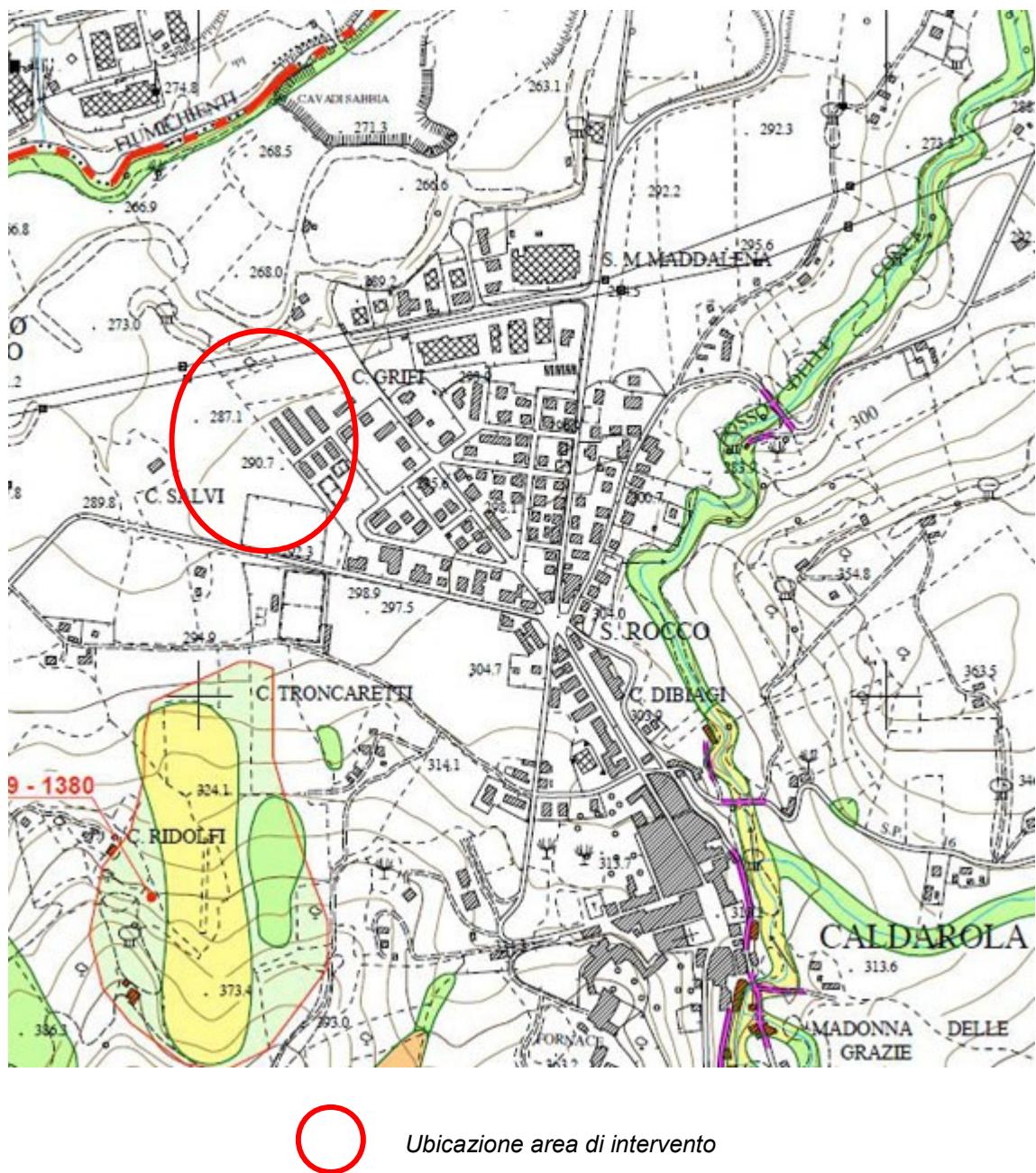
Ubicazione area di intervento

Arearie di versante in dissesto

P1	Deformazioni plastiche e soliflussi attivi; Deformazioni Gravitative Profonde di Versante (D.G.P.V.) quiescenti
P2	Frane di tipo scorrimento rototraslativo e frane di tipo colamento, quiescenti
P3	Frane di tipo scorrimento rototraslativo attive
P1	Forme di dilavamento prevalentemente diffuso, attive
P2	Alveo con tendenza all'approfondimento, fossi in erosione lineare, erosione laterale o sponda in erosione, scarpate di erosione fluvio-torrentizia (attive); conoidi di deiezione (attivi e quiescenti)

Estratto da Carta degli Scenari di Pericolosità Idro-geomorfologica (Tav. 03.G) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Calderola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

Pertanto nella Carta degli Scenari di Rischio Idro-geomorfologico contenuta negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Calderola, l'area in esame non risulta interessata da nessun fenomenologia di rischio idrogeologico per dissesto di versante.



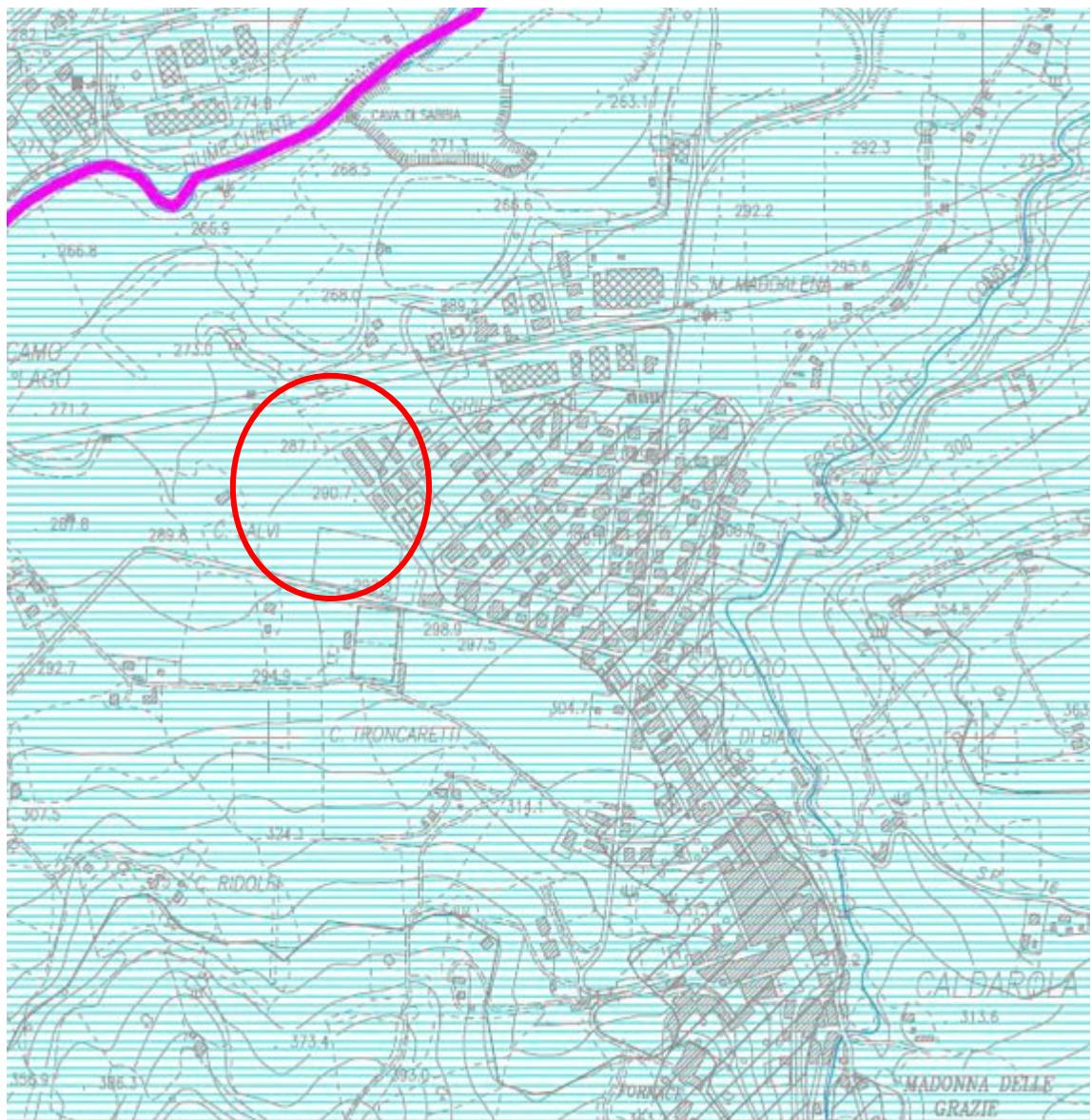
Arearie di versante in dissesto

- R1 Arearie di versante in dissesto a rischio idrogeologico moderato
- R2 Arearie di versante in dissesto a rischio idrogeologico medio
- R3 Arearie di versante in dissesto a rischio idrogeologico elevato

-  Insediamenti abitativi e/o singoli edifici coinvolti e/o potenzialmente coinvolti da fenomeni franosi e/o erosivi
-  Arterie viarie coinvolte e/o potenzialmente coinvolti da fenomeni franosi e/o erosivi
-  Life lines (acquedotti, elettrodotti e metanodotti) coinvolte e/o potenzialmente coinvolti da fenomeni franosi e/o erosivi

Estratto da Carta degli Scenari di Rischio Idro-geomorfologica (Tav. 04.G) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Calderola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

Da un punto di vista della pericolosità sismica negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Calderola, la carta degli Schemi di riferimento per la prevenzione dei grandi rischi individua per l'area in esame ricade tra i settori di territorio dei comuni dove si è osservata un'intensità massima non inferiore al IX grado della scala MCS.

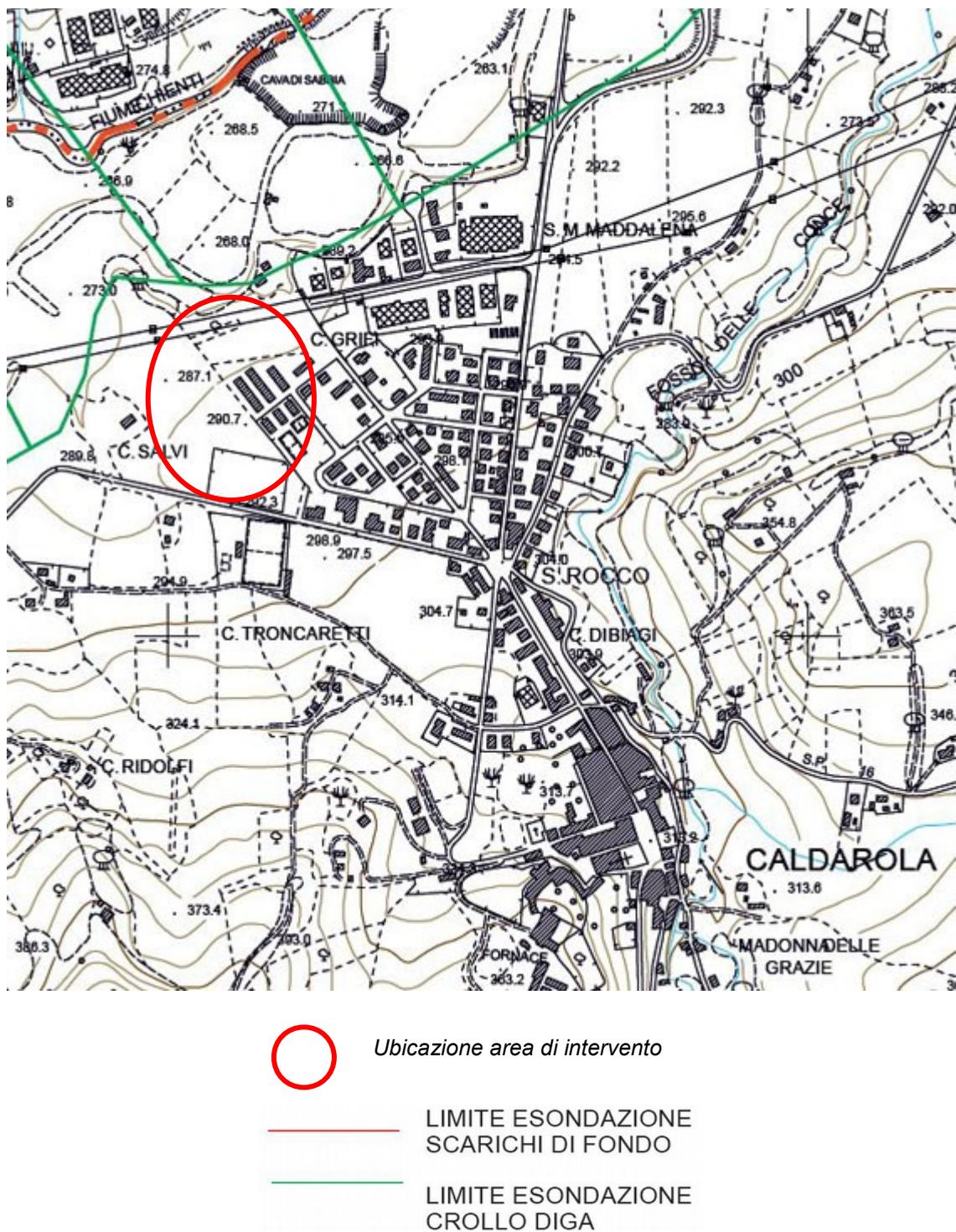


Ubicazione area di intervento

-  territorio dei comuni dove si è osservata un' intensità massima inferiore al IX grado della scala MCS
-  territorio dei comuni dove si è osservata un' intensità massima non inferiore al IX grado della scala MCS
-  frane attive che possono coinvolgere centri abitati e infrastrutture viarie
-  aree soggette a inondazioni in caso di rottura delle dighe (Regione Marche)
-  aree boscate a maggior vulnerabilità d' incendio (conifere)
-  aree soggette a pericolo di valanghe (Regione Marche)
-  aree soggette a pericolo di valanghe (Regione Marche)

Estratto dalla carta degli Schemi di riferimento per la prevenzione dei grandi rischi (Tav. A07) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Calderola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

Infine, da un punto di vista idraulico e in riferimento alla diga di sbarramento del Lago di Caccamo, l'area in esame risulta esterna alle aree censite come interessata da esondazioni per crollo diga e/o scarico di fondo nella Carta delle aree di esondazione per rottura dighe negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Calderola.



Estratto dalla Carta delle aree di esondazione per rottura dighe (Tav. G05) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Calderola (Febbraio 2013, Dott. Geol. Mentoni)

4. CARATTERI GEOMORFOLOGICI

Dal punto di vista geomorfologico il territorio comunale di Calderola, in funzione della morfologia e della litologia può essere idealmente suddiviso in due ben distinte unità morfostrutturali: il settore occidentale, prettamente montuoso, caratterizzato dalla presenza di litologie calcaree ed il settore orientale, collinare, con terreni di natura prevalentemente marnosa, gessosa e silicoclastica.

Nel settore collinare, la differenza di caratteristiche meccaniche dei diversi litotipi che compongono il substrato geologico dell'area, fa sì che quelli a granulometria maggiore più resistenti all'erosione, emergano sensibilmente dal paesaggio globale.

In tale situazione strutturale, i livelli maggiormente competenti danno luogo a nette scarpate di erosione selettiva, in genere caratterizzate da elevata acclività, continuità laterale e presenza di una densa copertura boschiva. Talora tali scarpate sono interessate da processi di degradazione, che possono evolvere, nel tempo, in veri e propri fenomeni di crollo.

I termini più sensibili all'azione degli agenti esogeni, danno luogo alla formazione di estese coltri colluviali, che sovente manifestano una notevole propensione al dissesto idrogeologico, in particolare quando le stesse raggiungono condizioni di completa saturazione in concomitanza di eventi meteorici intensi e prolungati ed in assenza di adeguate regimazioni idriche superficiali.

Il settore occidentale del territorio rientra nella fascia montuosa, caratterizzata da quote relativamente elevate, superfici sommitali subpianeggianti e rotondeggianti, versanti mediamente molto acclivi e valli di erosione fluvio-torrentizia dal tipico profilo a "V".

Viceversa, il settore orientale rientra nella tipica fascia collinare marchigiana, le cui unità morfologiche fondamentali sono costituite da dorsali, rilievi e vallecole minori, variamente orientate ed incise da un reticolo idrografico ben gerarchizzato, da lembi di superfici sommitali subpianeggianti o debolmente acclivi, in genere poco estese, e da versanti variamente articolati, a diversa pendenza, che raccordano le sommità dei rilievi con i locali fondovalle, a morfologia pianeggiante.

La piana alluvionale del Fiume Chienti, presenta depositi alluvionali ubicati a diverse altezze, secondo vari ordini di terrazzi fluviali e raccordati da scarpate di erosione fluviale antiche, inattive.

In corrispondenza della confluenza dei tributari minori con la valle principale del Chienti, vengono riconosciuti ampi conoidi alluvionali, dalla tipica forma a ventaglio, prevalentemente quiescenti e inattivi.

L'analisi del reticolo idrografico secondario mostra come lo stesso si sia impostato prevalentemente secondo direttive tettoniche orientate in direzione appenninica ed

antiappenninica; di conseguenza, anche le dorsali ed i rilievi incisi dai corsi d'acqua, si mostrano allungati secondo le medesime direttive.

Complessivamente, l'area presenta una forma variamente articolata, con crinali e dorsali minori, posti a quote diverse e separati da impluvi e vallecole più o meno ampie che, dalla sommità del rilievo, degradano verso i fondovalle dei corsi d'acqua principali.

I singoli settori dei versanti presentano generalmente una forma convessa, separati da impluvi a morfologia concava, ove si ha un maggiore accumulo di depositi colluviali, sovente interessati da diffusi fenomeni di dissesto, soprattutto nella porzione orientale del territorio.

Nel complesso la storia evolutiva quaternaria del territorio esaminato è strettamente legata all'interazione tra sollevamento tettonico e variazioni climatiche.

Questi fenomeni hanno prodotto un generale approfondimento della rete idrografica, aree sollevate a quote diverse, superfici di erosione sommitali, versanti acclivi, nonché depositi alluvionali, coltri colluviali e detriti di versante a luoghi molto spessi.

La conseguenza principale di questi processi è stata la formazione di valli e vallecole più o meno ampie ed incise, con versanti caratterizzati da una energia del rilievo sufficiente ad innescare fenomeni gravitativi, erosioni concentrate, scarpate in degradazione ed altri processi destabilizzanti.

La gravità e le acque correnti superficiali hanno avuto in passato, e rivestono anche attualmente, un ruolo morfogenetico molto importante; allo stato attuale riveste una certa importanza anche la morfogenesi legata all'azione antropica.

Per quanto riguarda le morfostrutture e i fenomeni morfologici generati dalla gravità e dalle acque fluviali e dilavanti, i fenomeni gravitativi "attivi" e "quiescenti" costituiscono la quasi totalità di quelli rilevati nel territorio, presentandosi, in alcuni casi, anche di dimensioni notevoli.

Nell'area in esame non sono stati rilevati fenomeni franosi definibili "inattivi".

Sono in genere le coperture colluviali del settore orientale del territorio comunale, costituite prevalentemente da materiali a granulometria fine limoso-argillosi, talora di considerevole spessore, ad essere interessate da fenomeni gravitativi diffusi (frane di varia tipologia, deformazioni plastiche, soliflussi, ruscellamenti, ecc.), attivati in special modo da precipitazioni intense e prolungate, che generano la completa saturazione delle coltri stesse e locali fenomeni di sovrappressione interstiziale, responsabili dell'innesto dei movimenti.

Le frane di tipo scorrimento roto-traslativo, attive, sono abbastanza diffuse e, non di rado, sono caratterizzate da ampia estensione areale, con coinvolgimento di notevole spessore di materiale.

Le frane di tipo colamento sono poco diffuse, e si rinvengono prevalentemente in corrispondenza

di impluvi circoscritti e particolarmente acclivi, in aree caratterizzate da un substrato ad elevata componente pelitica. Nel settore orientale collinare del territorio, inoltre, sono molto diffuse le superfici dissestate da deformazioni plastiche e soliflussi (attivi, in lenta evoluzione), consistenti in lenti movimenti del terreno che mobilizzano la coltre superficiale con ondulazioni e gibbosità anche ad ampio raggio, contropendenze e ristagni idrici. Tali fenomeni si rinvengono, in particolar modo, all'interno degli impluvi e lungo i versanti maggiormente acclivi, caratterizzati da un substrato prevalentemente pelitico.

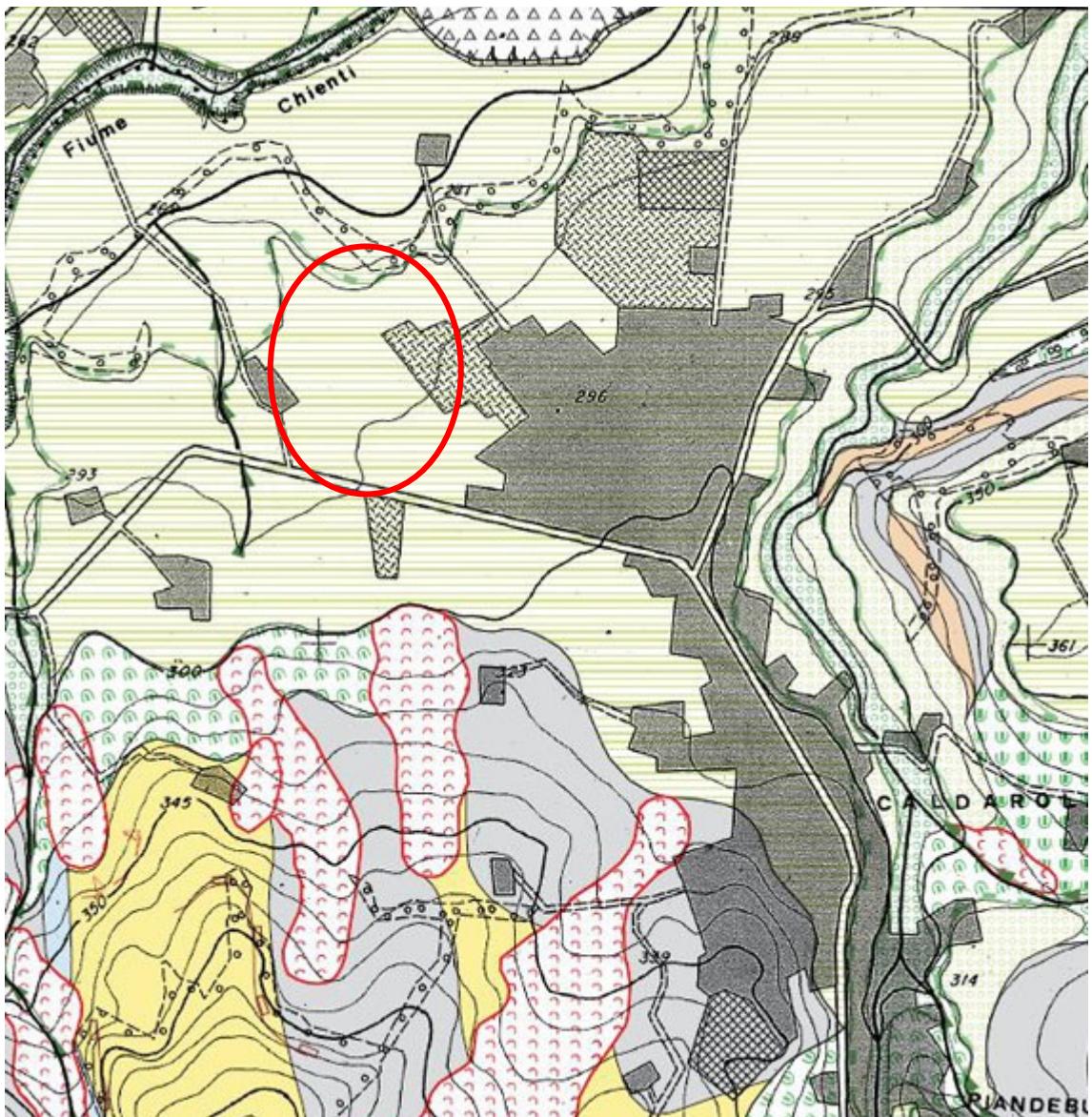
Per quanto riguarda le forme, i depositi ed i processi dovuti all'azione delle acque correnti superficiali, sono presenti scarpate di erosione fluviale lungo le incisioni dei principali corsi d'acqua. Il reticolo idrografico che incide secondo linee di massima pendenza i versanti, è caratterizzato da un regime prettamente stagionale e mostra, sovente, indizi di erosione ed approfondimento lineare attivo, con creazione di scarpate di denudazione e di erosione in corrispondenza della testata degli stessi e, talora, di piccole cascate.

In concomitanza di terreni ad elevata componente argillosa caratterizzati da una bassa permeabilità (settore collinare orientale) o di detriti di versante scolti, in aree molto acclivi (settore montuoso occidentale), ed in assenza di adeguate regimazioni idriche superficiali, si originano fenomeni di ruscellamento diffuso, con processi localizzati di erosione e asportazione di suolo.

Nel settore montuoso sono piuttosto diffusi anche le conoidi di deiezione, attive, dalla tipica forma "a ventaglio", ubicate al piede di incisioni di versanti ad elevata pendenza.

Per quanto riguarda le forme antropiche, esse risultano costituite essenzialmente dal bacino artificiale e relativa diga del Lago di Caccamo e da aree estrattive.

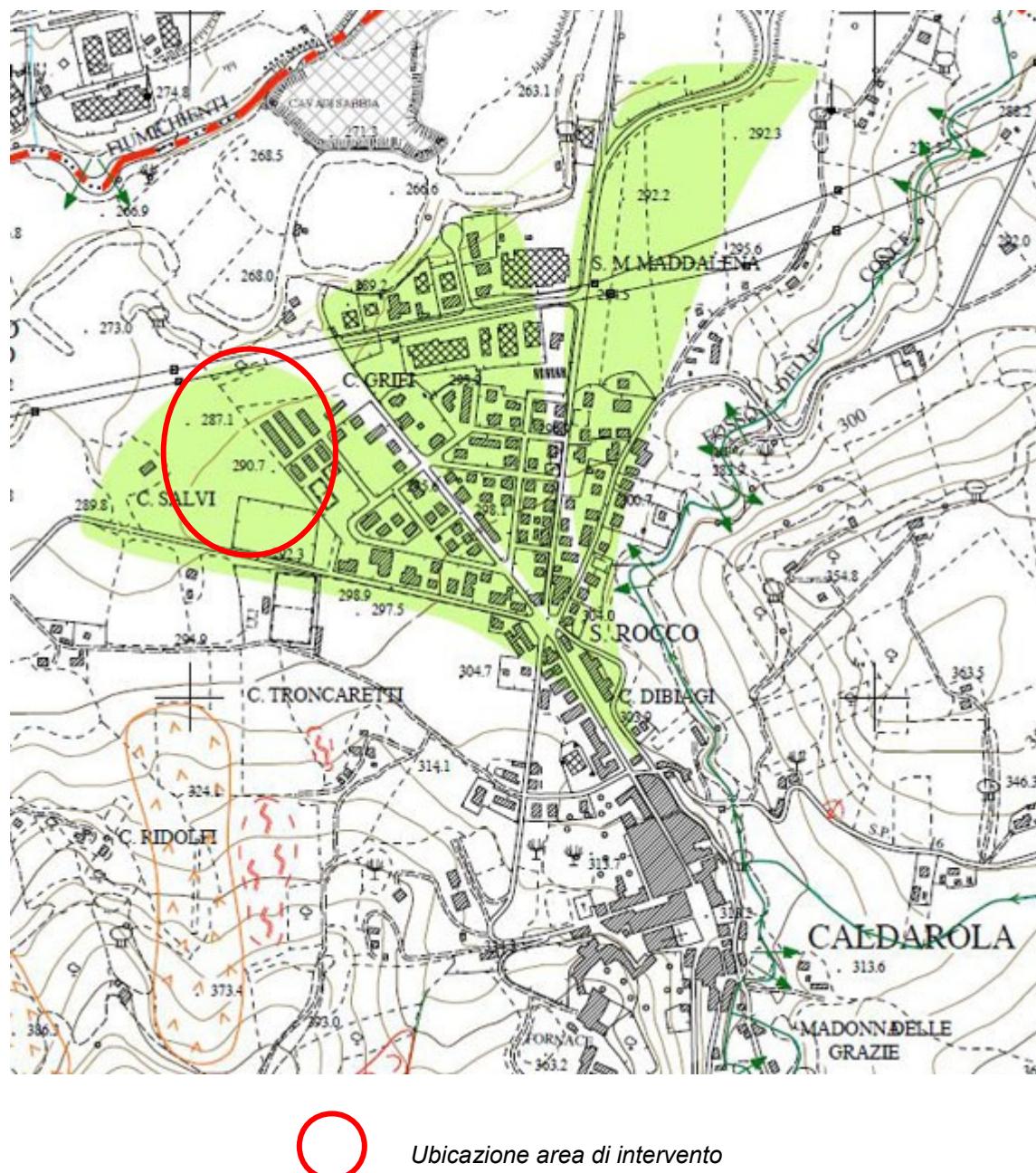
Da un punto di vista geomorfologico non si riscontrano particolari evidenze come riportato nella Carta Geomorfologica Regionale – Sezione n. 313070 Caldarola redatta in scala 1:10.000 dalla Regione Marche negli anni 1999-2001, dove l'area di indagine è interessata dalla presenza di depositi alluvionali terrazzati (simbologia con campitura orizzontale color verde chiaro nella seguente figura). Il bordo nord dell'area in esame è delimitato dalla presenza di un orlo di scarpata di erosione fluviale o di terrazzo dell'altezza compresa tra 5,0 e 10,0 m.



Ubicazione area di intervento

Estratto da Carta Geomorfologica Regionale – Sezione n. 313070 Calderola - scala 1:10.000 (Regione Marche)

Nella Carta Geomorfologica contenuta negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Calderola, l'area è interessata per la maggior parte dalla presenza di una conoide alluvionale non attiva.



Ubicazione area di intervento

Forme di versante dovute alla gravità

Forme non attive	Forme quiescenti	Forme attive	
			Corona di frana
			Accumulo di frana di tipo scorrimento roto-traslativo
			Accumulo di frana di tipo colamento
			Aree interessate da deformazioni gravitative profonde di versante (D.G.P.V.)
			Area caratterizzata da deformazioni plastiche e/o soliflussi
			Piccola frana non classificata
			Orlo di scarpata di degradazione o interessata da crolli
			Trincea

Forme fluviali e di versante dovute al dilavamento

Forme non attive	Forme quiescenti	Forme attive	
			Scarpata di erosione fluvio - torrentizia
			Alveo con tendenza all'approfondimento e/o fosso in erosione concentrata
			Alveo con erosione laterale o sponda in erosione
			Superficie con forme di dilavamento prevalentemente diffuso
			Conoide alluvionale
			Orlo di scarpata di erosione fluviale o testata di fosso
			Cascata

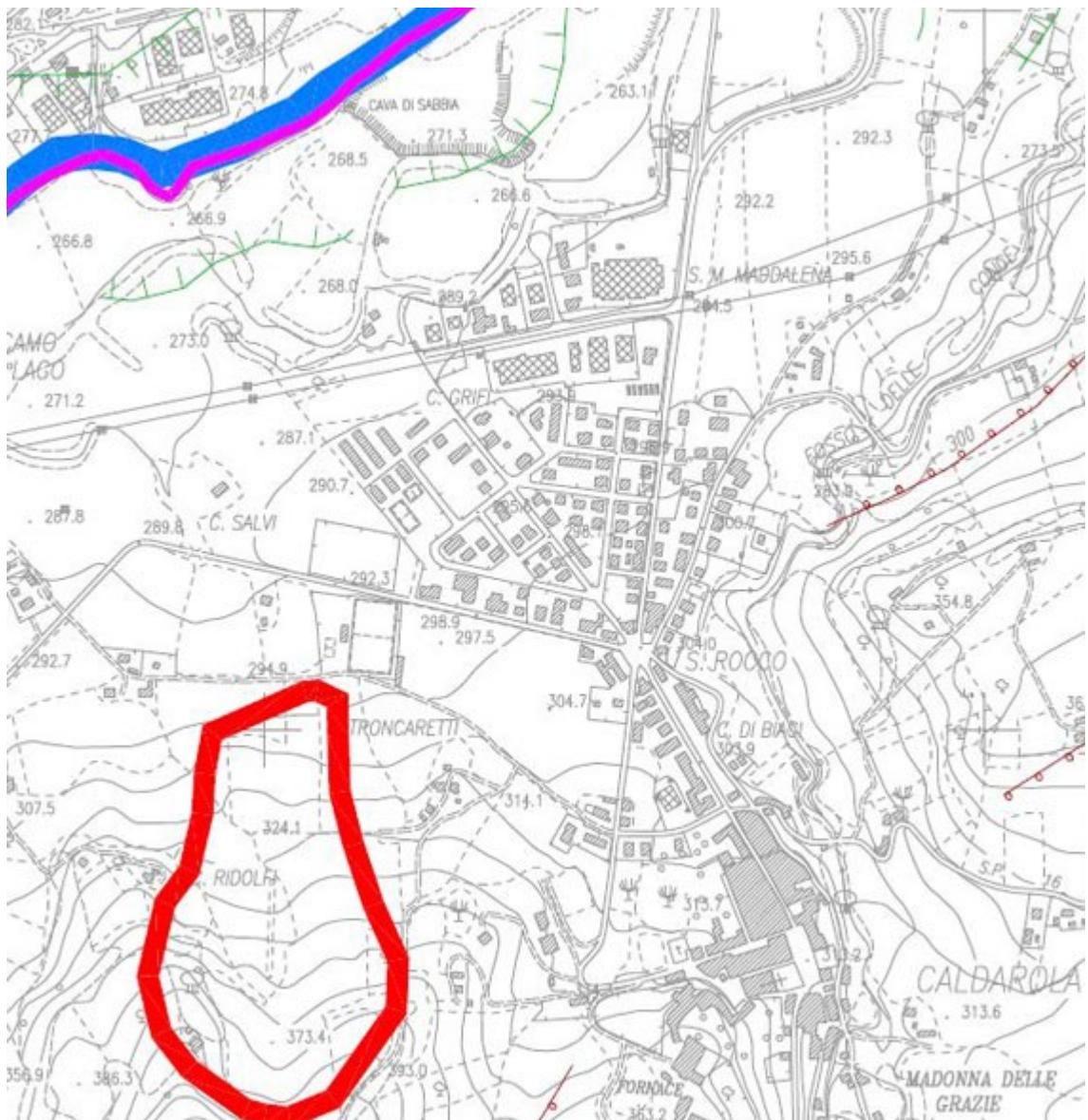
Forme antropiche



Area lavorazione e stoccaggio inerti

Estratto da Carta Geomorfologica (Tav. 02.G) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Caldarola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

La carta Aree dei dissesti e dei fenomeni gravitativi contenuta negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Caldarola, non prevede alcun fenomeno nell'area in esame.



Ubicazione area di intervento

attivo quiescente inattivo

morfologia fluviale



scarpata di erosione fluviotorrentizia

attivo quiescente inattivo

morfologia gravitativa



corpo di frana per colamento

attivo quiescente inattivo

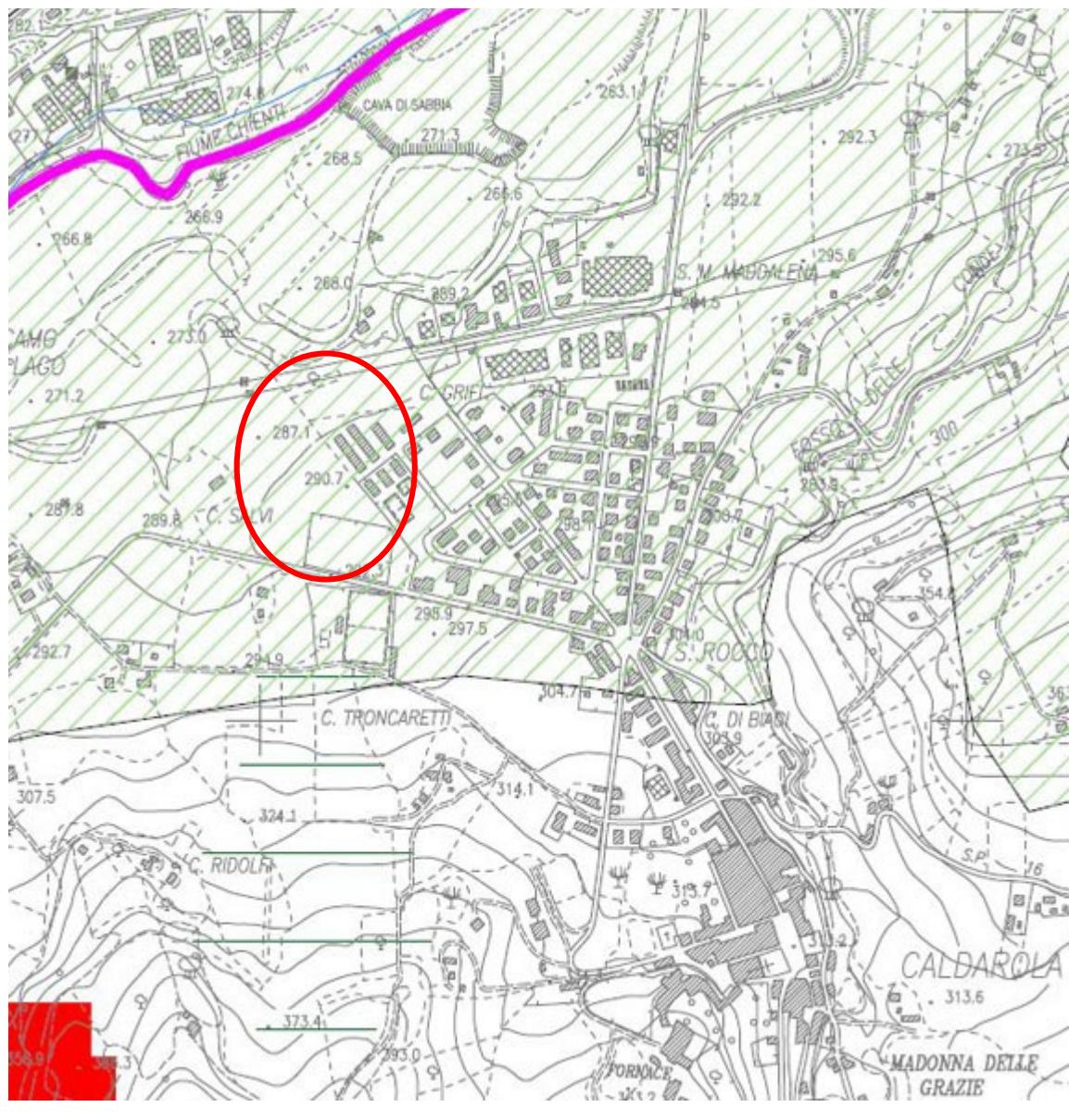
tettonica



scarpata poligenica con influenza strutturale

Estratto dalla carta Aree dei dissesti e dei fenomeni gravitativi (Tav. A04) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Caldarola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

La carta Aree di versante con dissesti attivi e quiescenti, contenuta negli elaborati di carattere geologico tecnico di supporto al vigente Piano Regolatore Generale del Comune di Caldarola, inserisce l'area in esame nei settori di piana alluvionale con vulnerabilità da media a medio-alta.



Ubicazione area di intervento

versanti

versanti con situazioni di dissesto (frane, colamenti, scorrimenti, movimenti superficiali) attivo o quiescente e con pendenza superiore al 30%)



versanti con situazioni di dissesto (frane, colamenti, scorrimenti, movimenti superficiali) attivo o quiescente e con pendenza inferiore al 30%)



versanti con pendenza superiore al 30%



piane alluvionali

aree a vulnerabilità da media a medio alta



Estratto da carta Aree di versante con dissesti attivi e quiescenti (Tav. A06) del P.R.G. con adeguamento al PTC del Comune di Calderola (Settembre 2008, Dott. Geol. Mentoni)

Il diretto rilievo di campagna e le risultanze delle indagini geognostiche specificatamente eseguite (cfr. seguente capitolo 6) ha mostrato la presenza di coperture detritiche alluvionali in un settore con blande pendenze. Non vi sono evidenze di fenomenologie gravitative in atto e/o pregresse.

5. CARATTERI GEOLOGICI E STRUTTURALI

5.1. Inquadramento geologico regionale

L'evoluzione tettonico-sedimentaria che ha portato alla formazione della catena appenninica umbro-marchigiana è suddivisibile in varie fasi; inizialmente compessive, con la costruzione di un edificio a falde sovrapposte; successivamente distensive, con il parziale smembramento della catena attraverso una serie di importanti faglie normali orientate NW-SE (andamento detto "appenninico") e il conseguente sviluppo di depressioni tettoniche (bacini intermontani a sistema horst e graben).

La catena appenninica risulta inoltre segmentata in vari blocchi da fasce deformative trasversali orientate NE-SW (andamento detto "antiappenninico") che consentono un movimento differenziale tra i diversi settori della catena. Le modalità deformative associate a queste strutture trasversali sono estremamente diversificate in quanto interessate da componenti transtensive, transpressive o puramente trascorrenti.

Le rocce che costituiscono la catena appenninica si sono sedimentate nei domini paleogeografici comprendenti l'Oceano Ligure-Piemontese (Dominio Ligure), il margine continentale africano (Dominio Toscano e Umbro-Marchigiano) ed una fascia di transizione interposta tra questi (Dominio Sub-Ligure). L'Oceano Ligure-Piemontese si è aperto a seguito della fase di rifting del Triassico superiore ed è stato suturato nell'Eocene medio. La chiusura si è sviluppata secondo un modello geodinamico di margine attivo, con la crosta oceanica subdotta sotto il Blocco Sardo-Corso e vergenza orientale delle strutture.

Le fasi che precedettero il frazionamento del supercontinente Pangea e l'apertura del suddetto Oceano Ligure-Piemontese furono contraddistinti da solchi marini a sedimentazione pelagica ed estese piattaforme carbonatiche presenti nel settore Umbro-Marchigiano a partire dal Carnico (Triassico superiore). A questa età sono infatti riferibili i primi sedimenti marini e costieri appartenenti al gruppo del Verrucano.

Nel Triassico superiore un vasto bacino evaporitico di acqua bassa occupò tutta l'area Umbro-Marchigiana (Formazione delle Anidriti di Burano). La fine del Triassico (Retico superiore) fu accompagnata da importanti variazioni climatiche che comportarono la sostituzione dei sedimenti evaporitici con sedimenti calcareo argillitici generalmente di ambiente di piattaforma di acqua bassa.

Il Liassico inferiore fu caratterizzato dallo sviluppo di una piattaforma carbonatica (Formazione del

Calcare Massiccio) che si estese da ovest interessando interamente l'attuale Umbria e le Marche. La sedimentazione del Calcare Massiccio in molte località dell'Appennino Umbro-Marchigiano perdurò fino al Pliensbachiano.

Il successivo annegamento della piattaforma del Calcare Massiccio fu accompagnato da movimenti tettonici estensionali, legati alle precoci fasi di apertura dell'Oceano Ligure Piemontese, che disarticolarono il fondale marino in un insieme di blocchi sollevati, abbassati e variamente ruotati. Le aree sollevate ospitarono una sedimentazione condensata e lacunosa, quelle abbassate ospitarono, invece, una successione più potente e completa.

Il bacino pelagico Umbro-Marchigiano nacque, pertanto, in seguito alla dissezione ed al susseguente parziale annegamento della piattaforma del Calcare Massiccio. Il fenomeno tettonico comportò la suddivisione dell'area corrispondente all'Appennino Centrale in due settori paleogeograficamente ben definiti: la Piattaforma Laziale-Abruzzese, che rimase in condizioni di mare sottile, ed il Bacino Umbro-Marchigiano-Sabino, che fu soggetto ad una rapida subsidenza ed ospitò una sedimentazione di tipo pelagico, sebbene con batimetrie estremamente articolate e sottoposte, a causa del permanere dell'azione tettonica, a fenomeni di subsidenza differenziale.

Le tracce di queste azioni tettoniche si rinvengono nell'allineamento orientato circa N-S, da Ancona verso Anzio, che rappresenta la master fault che permise lo svincolo fra le due zone.

Le successioni giurassiche complete furono, quindi, deposte durante l'apertura ed espansione dell'Oceano Ligure-Piemontese, intervallo di tempo in cui nel Dominio Laziale-Abruzzese continuava ad essere presente una estesa piattaforma carbonatica. Importanti quantità di detrito calcareo si riversarono dai margini della piattaforma nel contiguo bacino Umbro-Marchigiano; estesi corpi calcarenitici e calciruditici sono, infatti, contenuti in molte successioni giurassiche Umbro-Marchigiane dei Monti Sibillini (a SE) e dei monti ancor più a nord.

Le suddette variazioni nella batimetria e nella velocità di subsidenza comportarono la definizione di successioni sedimentarie diverse da zona a zona. Sintetizzando, la stratigrafia giurassica del Bacino Umbro-Marchigiano è possibile suddividerla in tre tipi di successioni:

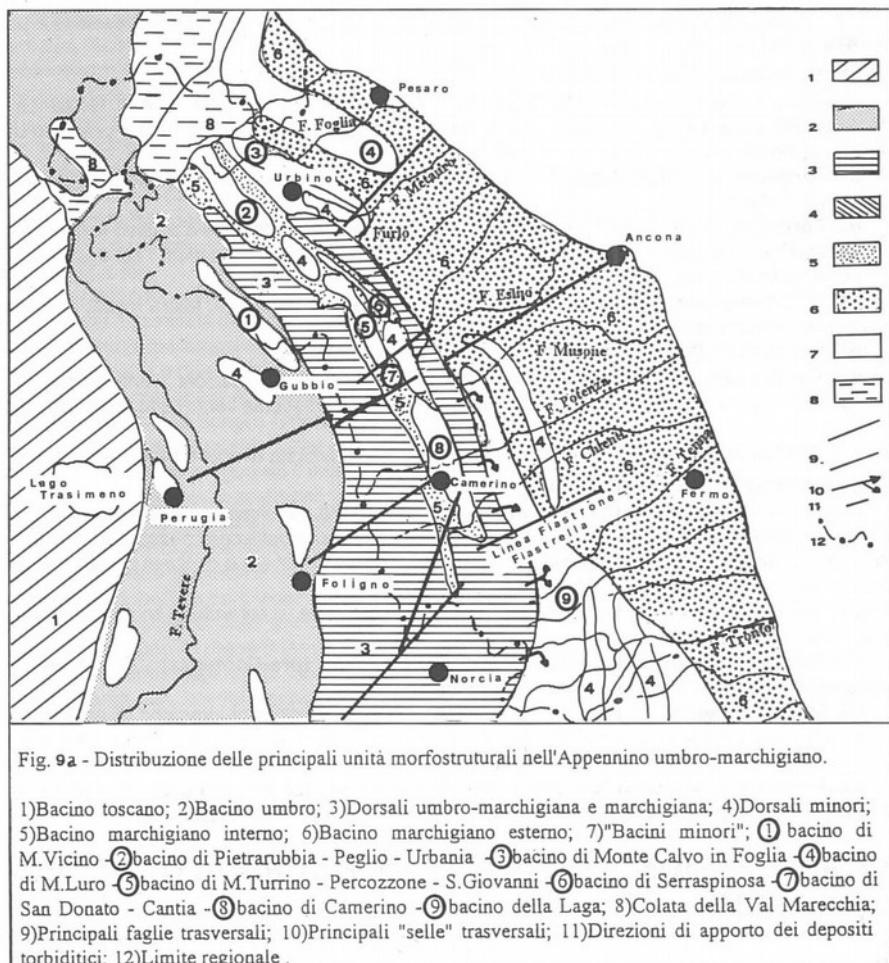
- a) *successioni normali* che si deposero in aree a subsidenza media (0,5 – 1,5 mm/ka), costante, poste a profondità variabili;
- b) *successioni estese* che si deposero in aree di forte subsidenza (1,5 – 2,5 mm/ka), che funzionarono da trappole per i sedimenti, dando luogo ad alti spessori per alcune formazioni;
- c) *successioni condensate e ridotte* che si deposero su aree strutturalmente rialzate, a subsidenza estremamente ridotta (0,1 – 0,5 mm/ka) e, generalmente, di limitate dimensioni, dando luogo a formazioni con spessori molto bassi e sporadiche lacune, o successioni con ampi hiatus ed

eliminazione di intere formazioni.

Dal Giurassico superiore all'Eocene, l'Appennino Umbro-Marchigiano rimase in condizioni di sedimentazione pelagica (Calcare Maiolica, Marne a Fucidi e Scaglia). In questo periodo la Piattaforma Laziale-Abruzzese, anche se subì prolungate fasi di emersione, continuò a scaricare intermittentemente grandi quantità di detrito calcareo nell'adiacente bacino Umbro-Marchigiano.

Nell'Oligocene superiore, mentre in Appennino Umbro-Marchigiano continuava la deposizione pelagica (Scaglia Cinerea), nei settori interni della catena si avevano già le prime deformazioni ed un vasto sistema di avanfossa iniziò ad ospitare i sedimenti torbiditici, progressivamente più giovani verso est: Macigno, Arenarie del M. Cervarola e del M. Falterona nel settore Toscano, formazione del Bisciardo, formazione Marnosa Umbra e Marnoso Arenacea nel settore Umbro e Romagnolo, formazione del Bisciardo, formazione marnosa dello Schlier nel settore Marchigiano, dove, nella sua porzione più meridionale (Monti Sibillini e Monti della Laga) si ha la deposizione delle Marne con Cerrognia.

Con il Miocene superiore la storia dell'evoluzione appennica si complicò ulteriormente; infatti, la parte umbra entrò in piena fase di deformazione ed arrivò ad emerger mentre buona parte del settore Marchigiano rimase soggetta a sedimentazione marina. Il principale sistema di avanfossa si spostò ancora verso est permettendo l'accumulo di potenti successioni torbiditiche all'esterno del fronte deformativo dei Monti Sibillini e del Gran Sasso.



Distribuzione delle principali unità morfostrutturali nell'Appennino Umbro-Marchigiano - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano

La crisi di salinità, che interessò nel Messiniano anche quella parte dell'Appennino Marchigiano che era ancora soggetta a sedimentazione marina, portò alla deposizione di banchi di evaporiti sia in giacitura primaria che risedimentato.

Durante il Pliocene i settori umbri furono nuovamente invasi dal mare e, successivamente, mentre le Marche più esterne erano ancora soggette ad un regime compressivo, l'Umbria fu sottoposta ad azioni tettoniche distensive con la formazione di profonde depressioni strutturali che ospitarono vasti bacini continentali.

5.2. Sequenza stratigrafica della Successione Umbro-Marchigiana-Romagnola

Nel presente paragrafo vengono descritte, nel quadro del contesto geologico e stratigrafico in cui si inserisce l'area in esame, le formazioni appartenenti alla Successione Umbro-Marchigiana-Romagnola con particolare attenzione e riferimento alle formazioni (indicate in neretto) presenti nell'area in esame e/o in un ampio intorno della stessa.

In particolare il territorio del Comune di Serrapetrona è localizzato in un'area a geologia piuttosto uniforme nell'ambito del sistema deposizionale del bacino pelagico umbro-marchigiano.

Nello specifico si tratta di un bacino anticinalico comprendente sia la serie calcarea completa che quella condensata (con la presenza della Formazione del Bugarone), stratto ed allungato in direzione parallela alla linea di costa adriatica, colmato dai soli depositi di falda detritica nelle zone depresse del bacino.

Le rocce più antiche affioranti nell'Appennino Umbro-Marchigiano sono riferibili alle formazioni appartenenti alle successioni di piattaforma del Triassico superiore e vengono rappresentate dalle *Anidriti di Burano*, dalla *Formazione del Monte Cetona*. Queste giacciono al di sotto della formazione di età Liassica inferiore del *Calcare Massiccio*.

Questa formazione, costituita da banchi calcarei di spessore metrico che ne conferiscono un aspetto massivo, si depose in un ambiente di piattaforma carbonatica di acqua bassa in condizioni variabili da subtidale a inter-sopratidale e contiene facies sia di alta che di bassa energia.

E' frequentemente organizzato in cicli plurimetrici, formati da un'unità massiva inferiore (unità subtidale di alta o bassa energia) seguita da un'unità intertidale laminata.

L'età del Calcare Massiccio è riferita al Liassico inferiore (Hettangiano – Sinemuriano), ma in alcune successioni ridotte la porzione sommitale raggiunge il Pleinsbachiano.

La successione giurassica inizia con la formazione della *Corniola* (Lotharingiano – Domeriano) che poggia, con un chiaro andamento trasgressivo, sulla formazione del Calcare Massiccio. Litologicamente si presenta come una micrite grigia, molto omogenea, stratificata regolarmente in strati di 20 – 40 cm, con liste e noduli di selce nella sua porzione superiore.

Alla Corniola seguono le *Marne del Serrone* (Toarciano inferiore-medio), costituite dall'alternanza di depositi francamente marnosi e livelli argillitici e calcareo marnosi. Questi testimoniano che nel Toarciano grandi quantità di argilla furono immesse nel Bacino Umbro-Marchigiano.

Le Marne del Serrone rappresenterebbero il momento in cui il bacino giurassico Umbro-Marchigiano raggiunse la massima profondità (di poco superiore ai 200 metri).

Parzialmente eteropica alle Marne del Serrone, che talvolta lo sostituiscono completamente, è la formazione del *Rosso Ammonitico Umbro-Marchigiano* (Toarciano medio-superiore) costituito da livelli alternati di marne e calcari rossi e caratterizzato da una bassissima velocità di sedimentazione.

La sedimentazione totalmente calcarea si ripristinò nell'Aaleniano con una litofacies (*Calcare e Marne a Posidonia*) dapprima leggermente marnosa nella sua parte basale e poi totalmente

calcarea nella porzione sommitale (Bajociano inferiore). Caratteristica della formazione è la presenza di gusci di lamellibranchi (*Posidonia buchi*) dispersi in frammenti entro la matrice micritica o ammassati a formare "lumachelle".

I *Calcari Diasprigni* (Bajociano / Bathoniano – Kimmeridgiano) seguono ai Calcari e Marne a Posidonia talora con forti lacune e sono presenti solamente nelle sequenze estese o intermedie. Lo spessore è variabile da pochi metri (talora anche assenti) a varie decine di metri. La litofacies è costituita da sottili strati di selce intercalata e/o associata a livelletti calcarei (in percentuale tra 10% - 50%).

La sedimentazione pelagica Umbro-Marchigiana si completa con la formazione dei *Calcari a Saccocoma ed Aptici* (Kimmeridgiano superiore – Titonico medio), eteropici ai Calcari Diasprigni e costituiti da una litofacies calcareo micritica sottilmente stratificata, e con la *Formazione del Bugarone* (Toarciano superiore – Titonico) costituita da micriti nodulari, talora dolomitizzate e da "lumachelle" ad ammoniti e belemniti.

Nell'intervallo Cretaceo – Paleogene il Dominio Umbro-Marchigiano rimase in un ambiente di sedimentazione pelagico con la deposizione di unità in continuità di sedimentazione con quelle giurassiche.

L'ambiente di deposizione rimase di tipo pelagico, con caratteri abbastanza uniformi e la profondità del bacino, in questo intervallo di tempo, rimase compresa nella zona batiale.

La successione presenta uno spessore totale compreso fra i 500 m e i 1200 m ed è costituita prevalentemente da calcari e calcari marnosi spesso selciferi.

La serie si apre con la formazione della **Maiolica** (Titonico superiore – Aptiano inferiore) formata da calcari micritici bianchi ben stratificati, con selce grigio nerastra. Nella porzione sommitale si intercalano sottili livelli di peliti scure.

Affiora lungo il settore di monte del Fosso Pelone e lungo il corso del Fiume Chienti a ovest del Lago di Caccamo.

A questa seguono le **Marne a Fucoidi** (Appiano inferiore – Albiano superiore) formate principalmente da marne e argilliti marnose varicolori e, subordinatamente, da calcari e calcari marnosi. Lo spessore è compreso tra 45 e 90 m. Sono molto frequenti livelli con argilliti marnose nere.

Affiorano attorno al corso del Fiume Chienti a ovest del Lago di Caccamo e lungo il Fosso Pelone.

Tra il Cretaceo superiore e l'Oligocene la successione è caratterizzata dai vari membri della serie

prevalentemente calcarea e calcareo marnosa della Scaglia.

La serie è dapprima rappresentata dalla **Scaglia Bianca** (Albiano superiore – Turoniano inferiore) formata da calcari micritici bianchi ben stratificati, intercalati a livelli di selce nera, con spessore di 50 – 70 m.

Segue la **Scaglia Rossa** (Turoniano inferiore – Eocene medio) formata da calcari micritici rosati e rossi con intercalazioni selcifere e marnose e presenta uno spessore di 200 - 400 m; la stratificazione è in genere regolare, con strati di 10 – 15 m.

La **Scaglia Variegata**, non affiorante nell'area in esame, è formata da calcari marnosi e marne calcaree, in strati sottili e medi, di colore variabile tra rosa e grigio verde e presenta uno spessore di 20 – 40 m.

Infine la **Scaglia Cinerea** (Eocene superiore – Oligocene superiore) è formata da calcari marnosi e marne di color grigio e presenta uno spessore di 100 – 200 m; la porzione basale è generalmente più calcarea mentre quella superiore è più marnosa.

I termini della Scaglia affiorano estesamente lungo i rilievi posti nella porzione occidentale delm territorio comunale.

Nel Miocene l'Appennino Umbro-Marchigiano entrò in regime orogenico; il progressivo corrugamento modificò continuamente la morfologia dei fondali ed esercitò uno stretto controllo sulla sedimentazione. Le prime fasi di corrugamento furono accompagnate dalla individuazione di bacini di avanfossa, orientati in senso appenninico, che si spostarono progressivamente verso est a spese dell'avampaese.

Le successioni sedimentarie che si deposero in questi bacini sono caratterizzate dalla presenza di elevati spessori di torbiditi.

Il **Bisciaro** (Aquitiano – Burdigaliano) consiste di marne e calcari siliceo marnosi, ben stratificati, color grigio e grigio verdastri, con intercalazioni di vulcanoclastiti, con liste e noduli di selce nella porzione inferiore-media della formazione.

Affiora estesamente in vari settori di una fascia ad andamento circa nord-sud ad ovest del capoluogo di Calderola.

Lo **Schlier** (Burdigaliano – Langhiano) è formato da alternanze di marne e marne argillitiche e, subordinatamente, di marne e calcari marnosi biancastri finemente detritici. Lo spessore varia da 50 a 300 m.

Affiora estesamente in vari settori di una fascia ad andamento circa nord-sud ad ovest del capoluogo di Calderola.

Le *Marne con Cerroga* (Burdigaliano superiore – Tortoniano inferiore-medio) costituite da

alternanze di marne, marne calcaree e marne argillitiche in strati medi e sottili e da torbiditi calcaree in strati medio-spessi, talora massicci (Cerrogna).

Le *Marne a Pteropodi* (Tortoniano inferiore-medio – Messiniano inferiore) presentano una porzione basale con emipelagiti grigio verdognole o grigiastre con sottili intercalazioni calcareo marnose e calcarenitiche e una porzione sommatale con peliti scure con intercalazioni di arenarie fini che rappresentano le parti più distali delle torbiditi della Formazione della Laga.

Le successioni torbiditiche marchigiane si accumularono in una serie di bacini generati dalla migrazione verso E dell'avanfossa appenninica.

L'individuazione del Bacino Umbro-Romagnolo, che si estese anche su una parte delle Marche, fu seguita dall'individuazione del Bacino Marchigiano Interno e, successivamente, da quella del Bacino Marchigiano Esterno. Tutti questi bacini mostrano un'evoluzione nel tempo da una fase iniziale di avanfossa ad una fase finale di bacino satellite (bacino di piggy back).

Il Bacino Umbro-Romagnolo, nel suo prolungamento marchigiano, contiene la *Formazione Marnoso Arenacea* e le *Arenarie di Monte Vicino*.

La prima è costituita da quattro membri formati da torbiditi in facies pelitico-arenacea di piana sottomarina con intercalate torbiditi calcareo silicatiche e da associazioni arenaceo-pelitica di conoide esterna con torbiditi carbonatiche e arenarie ibride. Le Arenarie di Monte Vicino sono, invece, costituite da torbiditi di bacino satellite in litofacies pelitico-arenacea e arenacea.

L'età dei depositi torbiditici è compresa tra il Tortoniano inferiore e il Tortoniano medio.

Il Bacino Marchigiano Interno cominciò, invece, a delinearsi già nel miocene inferiore-medio e durante il Tortoniano – Messiniano si sviluppò in una complessa avanfossa, articolata in vari bacini minori. Le formazioni torbiditiche (*Arenarie di Urbania*, *Arenarie di M. Turrino*, *Arenarie di San Donato* e *Arenarie di Camerino*) costituiscono il riempimento di depressioni strette ed allungate in senso appenninico e sono formate da associazioni arenaceo-conglomeratiche, arenacee, arenaceo-pelitiche e politico-arenacee variamente alternate tra loro.

Il Bacino Marchigiano Esterno presenta una morfologia complessa e suddivisa in alcuni bacini minori: due nella parte settentrionale ed uno in quella meridionale. I bacini settentrionali contengono la Formazione Marnoso Arenacea “urbinate” e la Formazione di San Donato; mentre la vasta parte meridionale del bacino (Bacino della Laga) contiene la Formazione della Laga.

La **Formazione di San Donato** di età messiniana è costituita da torbiditi politico-arenacee con intercalati livelli di marne bituminose ed un orizzonte vulcanoclastico.

Affiora lungo le pendici del Colle Garufo.

La **Formazione della Laga** (Messiniano) è costituita da una potente successione torbiditica che ha colmato l'omonimo bacino, già formatosi a partire dal Miocene inferiore e medio, che si estende da Cingoli (a nord) al Fiume Pescara (a sud).

La Formazione della Laga costituisce un ciclo sedimentario del I° ordine, di tipo regressivo, ed è suddivisibile in 3 membri: pre-evaporitico, evaporitico e post-evaporitico.

Il membro pre-evaporitico, è caratterizzato da un'associazione prevalentemente arenacea con alla base depositi canalizzati che verso l'alto passano a depositi non canalizzati a bassa efficienza. Il membro evaporitico è caratterizzato da un orizzonte gessoarenitico intercalato nella parte inferiore di una successione arenacea sia canalizzata che non canalizzata. Il membro post-evaporitico è prevalentemente costituito da depositi pelitico-arenacei non canalizzati a bassa efficienza; la parte superiore contiene un caratteristico livello vulcanoclastico.

Il modello delle paleocorrenti indica un generale senso di scorimento verso SSE con apporti secondari da W o da SW.

I termini della Formazione della Laga affiorano nei rilievi del settore orientale del territorio comunale ed in particolare in corrispondenza dei rilievi posti a sud del Lago di Caccamo e a ovest di Calderola.

Durante il Messiniano medio-superiore il mediterraneo si trasformò in un'immensa salina naturale dove avvenne la precipitazione di minerali evaporatici (essenzialmente gesso e salgemma). I depositi evaporatici vanno a costituire la **Formazione Gessoso-Solfifera**, che affiora con variazioni di facies e di spessore dal Bacino Marchigiano Interno a quello Esterno.

La Formazione Gessoso-Solfifera è seguita dalla **Formazione delle Argille a Colombacci** costituita da argille e marne con intercalazioni di calcari banchi di origine chimica (Colombacci).

I termini della Formazione Gessoso Solfifera e della Formazione delle Argille a Colombacci costituiscono i rilievi collinari della porzione orientale del territorio comunale. In particolare i termini della Formazione Gessoso Solfifera rappresentano il substrato litoide dell'area in esame.

Nel Pliocene e nel Pleistocene nell'area umbro-marchigiana si ha il passaggio dall'ambiente prevalentemente marino a quello continentale.

Nel Pliocene inferiore il margine adriatico è ancora impegnato nella compressione a vergenza E, mentre nel Pliocene medio si ha l'esaurirsi dei fenomeni di tettonica compressiva e di trascorrenza.

Nel Pliocene superiore gli ambienti marini permangono nella sola parte più occidentale dell'Umbria e nella fascia costiera marchigiana. Nel corso del Pleistocene inferiore il mare si ritira definitivamente.

Le suddette serie e successioni stratigrafiche sono sormontate in vari settori, tra cui quelli di interesse del presente lavoro da depositi riferibili ad alluvioni terrazzate e recenti, costituiti da quattro principali ordini di terrazzi poligenici posti ad altezze variabili da pochi metri ad oltre 200 m sugli attuali fondi vallivi.

I depositi alluvionali fluviali delle principali valli sono rappresentati da successioni prevalentemente ghiaiose con subordinate intercalazioni sabbiose o sabbioso limose.

Talora i terreni alluvionali e/o il substrato litoide sono sovrastati da sequenze realmente discontinue di conoidi alluvionali anch'esse a prevalente composizione ghiaioso sabbiosa.

Vaste aree dei rilievi montuosi, tra cui quelli nell'area di interesse, sono interessate da spessori costituiti da depositi di versante, per la maggior parte rappresentati da accumuli caotici derivanti da movimenti di massa di varia estensione, età e tipologia, da detriti stratificati pleistocenici, da talus e coperture colluviali di età olocenica (termine dell'ultimo glaciale).

Pertanto le coperture sono costituite, per lo più, da depositi di versante e da depositi eluvio-colluviali e, subordinatamente, da depositi alluvionali recenti e terrazzati, nonché, talora, da depositi lacustri.

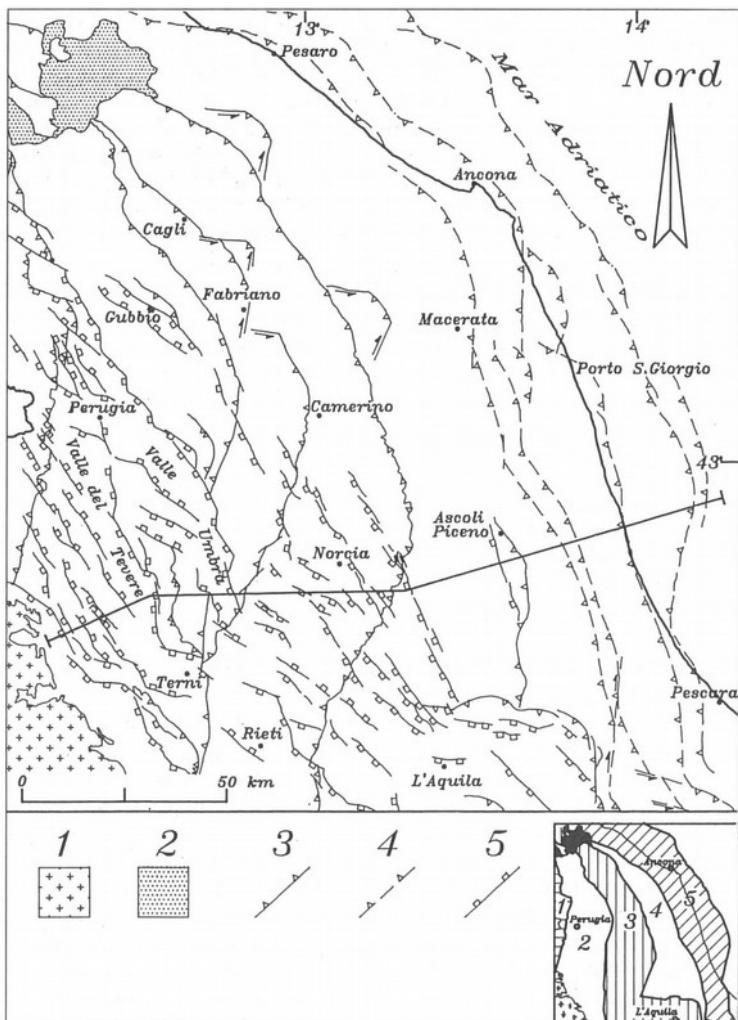
I depositi detritici, come quelli eluvio-colluviali, presentano elementi prevalentemente calcarei di dimensioni inferiori al mc, immersi in matrice sabbiosa limosa ed argillosa, derivanti dalla disgregazione della roccia in posto; tali depositi interessano prevalentemente tutto il settore su cui sorgono gli abitati che compongono gli abitati del Comune di Serrapetrona.

5.3. Tettonica dell'area in esame

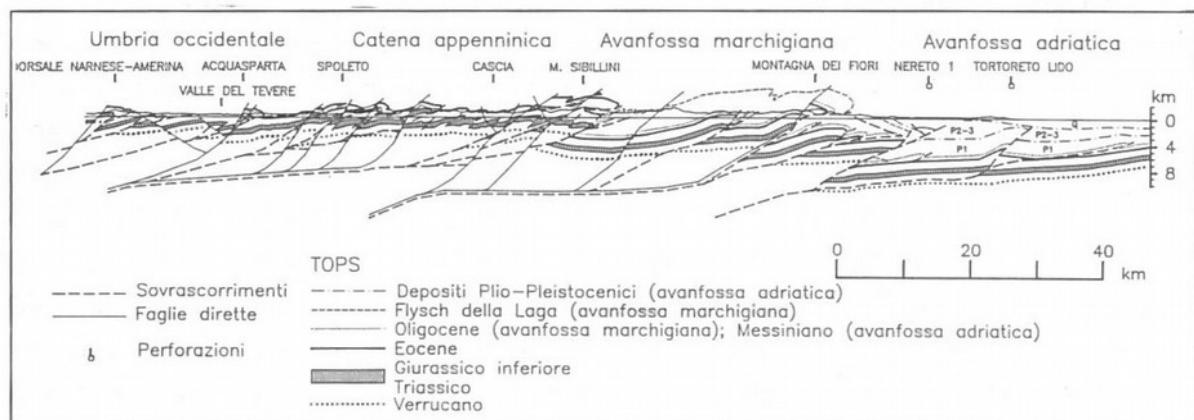
L'attuale assetto strutturale dell'area Umbro-Marchigiana è il risultato di una complessa storia deformativi, caratterizzata dal susseguirsi di processi tettonici differenti ma correlati sviluppatisi negli ultimi 15MA.

Nell'intervallo di tempo compreso tra il Serravalliano ed il Pleistocene medio è stato attivo un campo di sforzi compressivo con direzione di massima compressione SW-NE, che poi è migrato nel tempo da W verso E ed ha determinato la formazione di una serie di domini strutturali che, nel corso di successivi momenti deformativi, sono stati progressivamente deformati, per pieghe e sovrascorimenti, e traslati verso E.

Dal Pliocene ad oggi è inoltre stato attivo un campo di sforzi distensivo, coassiale al precedente, che ha disarticolato le strutturepressive e determinato la formazione di graben e bacini intermontani. Anche questo campo deformativi è migrato nel tempo da W verso E, cosicché in aree contigue compressione e distensione sono state contemporaneamente attive, mentre in una stessa area la tettonica compressiva ha sempre preceduto quella distensiva.



Carta strutturale dell'area umbro-marchigiana (1 – vulcaniti pleistoceniche, 2 – colata della Val Marecchia, 3 – sovrascorimenti, faglie inverse e transpressive, 4 - sovrascorimenti sepolti dell'avanfossa marchigiana e adriatica, 5 - faglie dirette e transtensive) e schema dei domini strutturali complessivi (1- Dominio della falda del Cervarola, 2 - dominio umbro interno, 3 - catena carbonatica apopenninica, 4 - avanfossa marchigiana deformata, 5 - avanfossa adriatica deformata). Questi domini furono deformati e traslati verso E rispettivamente durante il Serravalliano (1), Tortoniano (2), Messiniano-Pliocene inferiore (3), Pliocene inferiore (4), Pliocene medio-Pleistocene (5) - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano



Sezione geologica bilanciata elaborata lungo la sezione riportata nella figura precedente - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano

L'Appennino Umbro-Marchigiano corrisponde all'area di catena, dove dominano i rilievi carbonatici, che è compresa tra il dominio umbro interno a W e l'avanfossa marchigiana ad E, dove dominano formazioni torbiditiche dalle quali emergono isoalti nuclei carbonatici. Da un punto di vista tettonico consiste in un sistema di pieghe e sovrascorimenti a vergenza orientale, delimitato sul bordo W dall'area di affioramento dei terreni della Marnoso Arenacea e su quello E dal fronte dei monti Sibillini e dal suo prolungamento verso N.

L'edificio compressivo è costituito da anticinali e sinclinali (fortemente asimmetriche e con vergenza orientale), sovrascorimenti e faglie inverse, trascorrenti e transpressive disposti a formare un arco con convessità orientale.

Le pieghe e le associate faglie inverse ad alto angolo sono dislocate da sovrascorimenti e da faglie e zone di taglio trascorrenti, N-S destre ed E-W sinistre. Nel settore settentrionale e centrale dell'Appennino umbro-Marchigiano i piani di sovrascorrimento hanno direzione da NW-SE a NNW-SSE e sono puramente compressivi, mentre nel settore meridionale hanno direzione NNW-SSE e sono trasgressivi destri.

L'entità del raccorciamento associato alle deformazionipressive aumenta progressivamente, da N verso S, da valori del 30-40% a valori del 40-50%.

Un complesso sistema di faglie dirette, che delimita graben e semigraben riempiti da sedimenti progressivamente più recenti verso E, disloca i domini compressivi più interni dell'area umbro-marchigiana. Le strutture distensive sono distribuite lungo allineamenti che si sviluppano per decine di km con direzione NW-SE e NNW-SSE, risultando sub-parallele alle strutturepressive nel settore settentrionale e dislocandole nettamente nel settore centrale ed in quello meridionale. Deformazioni distensive sono presenti, sebbene meno intense, anche nella più esterna area marchigiana.

Le strutture distensive di maggiore rilievo sono rappresentate dal graben della media Valle del Tevere e da quello dell'Alta Val Tiberina – Valle Umbra.

Le faglie dirette maggiori, di età pliocenico-quaternaria, che interessano l'area di catena umbro-marchigiana, sono anch'esse disposte lungo allineamenti a direzione NNW-SSE e, sono caratterizzate dall'alternarsi di segmenti a direzione N-S, con segmenti, NW-SE. I rigetti maggiori sono associati alle faglie che immergono verso i settori sud-occidentali. Una delle faglie più note è la faglia Notoria – Preci, lungo la quale sono presenti i bacini della Piana di Santa Scolastica e di Pié di Rocca. Questa dislocazione continua verso N, lungo il versante occidentale del Monte Fema. Ancora più a nord, leggermente spostati verso W rispetto all'allineamento principale, si trovano i bacini di Popoli e di Colfiorito. Il sistema di faglie che disloca il Monte Vettore e il Monte Bove si sviluppa subparallelamente al precedente e costituisce il più orientale degli allineamenti di faglie dirette, i piani di Castelluccio costituiscono il maggior bacino localizzato lungo questo

sistema di faglie.

Le strutture distensive descritte non rappresentano il prodotto di una tettonica esclusivamente verticale di tipo post-orogenico, ma sono espressione di un campo distensivo attivo che ha determinato processi di allungamento ed assottigliamento crostale. Queste deformazioni sono particolarmente intense nel settore meridionale dell'Appennino Umbro-Marchigiano.

In tutta l'area Umbro-marchigiana, le faglie dirette sono posteriori alle strutturepressive e nella maggior parte dei casi le dislocano. In alcuni casi, però, si osservano fenomeni di riattivazione in senso distensivo (“faglie di inversione”) di tratti di zone di taglio compressive o di tratti di zone di taglio trascorrenti.

Per quanto riguarda più propriamente il settore di interesse si precisa che i Monti Sibillini costituiscono la parte meridionale dell'Appennino Umbro-Marchigiano e sono un edificio a pieghe e sovrascorimenti che fu costruito durante il Messiniano – Pliocene inferiore. Il fronte di sovrascorimento più esterno è esposto lungo le gole dell'Ifernaccio e del Piastrone e presenta un andamento arcuato analogo a quello dei sovrascorimenti più occidentali di Visso e del Monte Cavallo.

Le macroanticlinali corrono parallelamente alla direzione dei piani di sovrascorimento e presentano una forte immersione assiale settentrionale; sono caratterizzate da una cresta piatta, da un fianco occidentale immergente ad W (con pendenza compresa tra 40° e 60°) e da un fianco orientale da verticale a rovesciato.

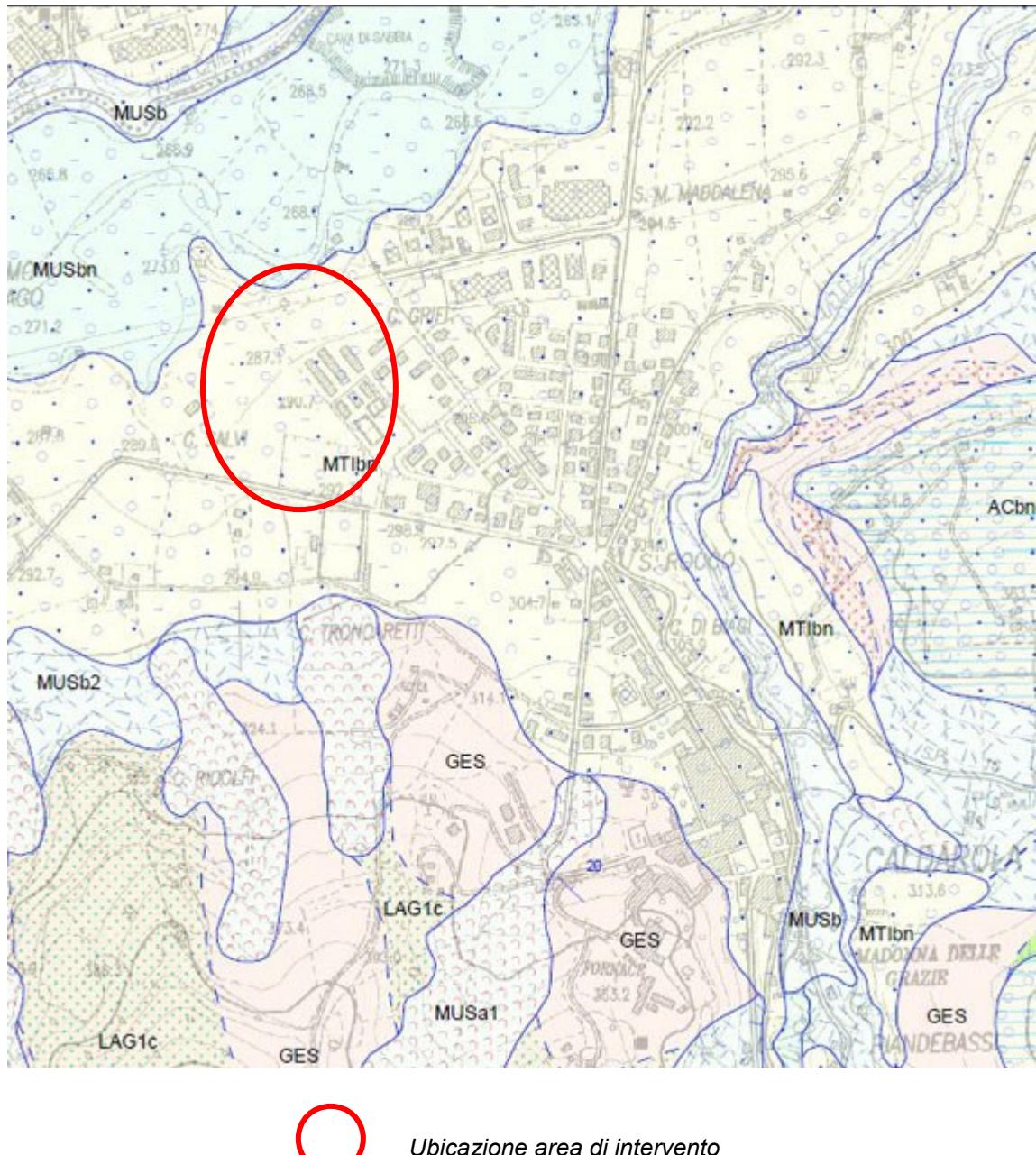
Faglie normali quaternarie dislocarono le precedenti strutturepressive generando depressioni tettoniche che furono in parte occupate da sedimenti quaternari di ambiente continentale. Una di queste depressioni contiene lo spettacolare altopiano di Castelluccio.

Pertanto, lo stile predominante nel territorio di Calderola è quello plicativo, contraddistinto da sistemi di anticlinali e sinclinali rovesciate sul fianco E, fortemente deformate da importanti sovrascorimenti, orientati prevalentemente in direzione appenninica (NW-SE) ed immergenti ad ovest, talora dislocati da faglie normali minori.

Il contesto tettonico strutturale è quindi quello conosciuto nella letteratura geologica come “*fault propagation folding*”, ed è caratterizzato da due principali livelli strutturali che hanno causato, nel settore della struttura appenninica, un raccorciamento che aumenta da N a S, stimato, nell'area della Laga, in valori >100 km (Bally et alii 1986, Barchi 1991): un livello profondo costituito da pieghe e sovrascorimenti con superficie di scollamento rappresentata dalle Formazioni evaporitiche triassiche ed uno più superficiale, costituito da anticlinali corte e strette sviluppate nei sedimenti di avanfossa.

5.4. Stratigrafica e geologia dell'area di intervento

Da un punto di vista di più stretto interesse dell'area in esame la Carta Geologica Regionale / Edizione CTR – Sezione n. 313070 Calderola sul Nera redatta in scala 1:10.000 dalla Regione Marche negli anni 1996-2003 mostra la presenza nel settore di intervento di depositi alluvionali terrazzati (MTIbn).



DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI VERSANTE MARCHIGIANO		SUCCESSIONE UMBRO-MARCHIGIANO-ROMAGNOLA		SUCCESSIONE CALCARO E/O MARNOSA CRETACICO-MIOCENICA	
SISTEMA DEL MUSONE (OLOCENE)		SUCCESSIONE MIOCENICA		SUCCESSIONE CALCARO E/O MARNOSA CRETACICO-MIOCENICA	
MUSA1	Frane in evoluzione	FCOc	FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies arenacea Messiniano p.p.	SCH	SCHLIER Langhiano - Messiniano
MUSA	Depositi di versante	FCOd	FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies arenaceo-pelitica Messiniano p.p.	BIS	BISCIAIRO Aquitianiano p.p. - Burdigaliano p.p.
MUSB2	Depositi eluvio-colluviali	FCOe	FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies arenacea Messiniano p.p.	SCC	SCAGLIA CINEREA Priaboniano p.p. - Aquitaniano p.p.
MUSB	Depositi alluvionali attuali (ghiaia, sabbia, limo)	LAG3d	FORMAZIONE DELLA LAGA Membrone post-evaporitico litofacies arenaceo-pelitica Messiniano p.p.	VAS	SCAGLIA VARIEGATA Luteziano p.p. - Priaboniano p.p.
MUSBn	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)	LAG3e	FORMAZIONE DELLA LAGA Membrone post-evaporitico litofacies pelitico-arenacea Messiniano p.p.	SAA	SCAGLIA ROSSA Turoniano inf. - Luteziano p.p.
SISTEMA DI MATELICA (PLEISTOCENE SUPERIORE)		LAG1e	FORMAZIONE DELLA LAGA Membrone pre-evaporitico litofacies pelitico-arenacea Messiniano p.p.	SAAA	SCAGLIA ROSSA litofacies calcarenitica Turoniano inf. p.p. - Luteziano p.p.
MTla	Depositi di versante	LAG1d	FORMAZIONE DELLA LAGA Membrone pre-evaporitico litofacies arenaceo-pelitica Messiniano p.p.	SAA2	SCAGLIA ROSSA Membro intermedio Turoniano inf. p.p. - Luteziano p.p.
MTlbn	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)	LAG1c	FORMAZIONE DELLA LAGA Membrone pre-evaporitico litofacies arenacea Messiniano p.p.	SAA1	SCAGLIA ROSSA Membro inferiore Turoniano inf. p.p. - Luteziano p.p.
SUPERSISTEMA DI COLLE ULIVO-COLONIA MONTANI (PLEISTOCENE MEDIO SOMMITALE)		FSD	FORMAZIONE DI SAN DONATO Messiniano p.p.	SBI	SCAGLIA BIANCA Albiano sup. p.p. - Turoniano inf. p.p.
ACbn3	Depositi alluvionali terrazzati di Colle Ulivo (ghiaia, sabbia, limo)	FSDe	FORMAZIONE DI SAN DONATO litofacies pelitico arenacea Messiniano p.p.	FUC	MARNE A FUOIDI Aptiano inf. p.p. - Albiano sup. p.p.
SISTEMA DI URBISAGLIA (PLEISTOCENE INFERIORE MEDIO - MEDIO)		GES	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA Messiniano		
URSbn2	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)	GESa	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA Gessi Messiniano		

Estratto da Carta Geologica Regionale – Sezione n. 313070 Caldarola - scala 1:10.000 (Regione Marche)

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'area di intervento è stata indagata con specifica campagna di indagini geognostiche finalizzata sia alla ricostruzione dell'assetto stratigrafico delle varie unità geologiche presenti, sia all'esecuzione di misure geotecniche in situ, sia al prelievo di campioni di terreno da sottoporre a prove di laboratorio che alla misura delle pressioni neutre agenti nel sottosuolo.

Le indagini eseguite nel mese di aprile 2017 complessivamente consistono in:

- *n. 3 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1, S2 e S3 della profondità di 15,0 m ciascuno dal p.c.;*
- *n. 3 postazioni piezometriche del tipo “tubo aperto” installate nei fori di sondaggio S1, S2 e S3 di 15,0 m di lunghezza;*
- *n. 9 prove SPT in avanzamento;*

- *n. 8 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) indicate con DIN1 di 2,0 m da p.c., DIN2 di 2,2 m da p.c., DIN3 di 7,6 m da p.c., DIN4 di 4,8 m da p.c., DIN5 di 5,8 m da p.c., DIN6 di 3,0 m da p.c., DIN7 di 3,6 da p.c. e DIN8 di 7,4 da p.c..*
- *n. 2 postazioni piezometriche del tipo “tubo aperto” installate nei perfori penetrometrici della lunghezza rispettivamente di 7,6 m dal p.c. (prova DIN3) e 7,4 m dal p.c. (prova DIN8).*

Inoltre sono stati consultati gli elaborati tematici relativi al Piano Regolatore Generale del Comune di Caldarola, nonché le indagini contenute nell'archivio dei dati di base del Comune medesimo.

Infine, è stato consultato l'archivio dei dati di base dei punti di indagine implementato nel SIT dell'Archivio Nazionale delle Indagini del Sottosuolo (Legge 464/1984) gestito da ISPRA. Da tale database non emergono informazioni stratigrafiche relative a perforazioni eseguite nell'area in esame.

L'ubicazione delle indagini eseguite, nonché tutte le informazioni di carattere geognostico relative alle indagini disponibili e/o eseguite appositamente, sono raccolte nell'Elaborato C.1.2. - Report sulle Indagini Geognostiche.

6.1. Sondaggi meccanici a carotaggio continuo

Per la realizzazione dei sondaggi a carotaggio denominati S1, S2 e S3 della lunghezza di 15,0 m dal p.c., è stata utilizzata una sonda idraulica a rotazione “CMV MK 600F”.

Le perforazioni eseguite nei giorni compresi tra il 20 e il 22 aprile 2017 dalla Ditta CAM Perforazioni s.r.l. di Pesaro è stata realizzata a secco nei terreni coesivi e con l'ausilio di acqua nei terreni sciolti, in corrispondenza degli spessori litoidi o per l'inserimento delle tubazioni di rivestimento, utilizzando come utensile di perforazione un carotiere semplice e/o un carotiere doppio con corona con prismi in wydia e/o diamante avente diametro 101,0 mm.

A sostegno della parete del foro, in presenza dei livelli incoerenti, è stata installata una tubazione metallica di rivestimento del diametro di 127,0 mm.

Il materiale prelevato è stato posto in apposite cassette catalogatrici a tenuta in PVC con coperchio, costituite da cinque scomparti di 1,0 ml ciascuno.

Su ogni cassetta sono stati indicati i seguenti dati:

- cantiere
- committente
- tipo e numero del sondaggio
- profondità del sondaggio
- data di inizio e fine sondaggi

Per ogni sondaggio è stata effettuata la compilazione del modulo stratigrafico e documentazione fotografica (cfr. Elaborato C.1.2. - Report sulle Indagini Geognostiche) delle cassette catalogatrici con le carote estratte.

Le prove SPT (Standard Penetration Test) sono state eseguite con punta aperta e l'uso di una massa battente del peso di 63,5 kg lasciata cadere da un'altezza di 0,76 m.

Nella seguente tabella vengono riportate le specifiche della prova S.P.T. eseguita durante l'esecuzione del carotaggio e i risultati conseguiti.

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA (m dal p.c.)	VALORI S.P.T. (punta chiusa)
S1	2,0-2,45	9 – 8 – 7
	4,6-5,05	2 – 2 – 3
	7,45-7,90	10 – 13 – 12
S2	3,45-3,90	9 – 12 – 13
	5,0-5,45	36 – 33 – 12
	8,0-8,45	27 – 10 – 8
S3	3,0-3,45	9 – 12 – 16
	6,0-6,45	33 – 35 – 39
	8,0-8,45	27 – 31 – 30

Al termine della perforazione, i fori dei sondaggi S1, S2 e S3 (di 15,0 m di profondità dal p.c.) sono stati attrezzati con canna piezometrica in PVC tipo "tubo aperto" di diametro di 50 mm.

6.2. Analisi fisico-meccaniche dei terreni

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati n. 4 campioni di tipo indisturbato per mezzo di campionatore a pareti sottili tipo Shelby.

Dopo il prelievo, i campioni sono stati misurati, puliti sulle superfici, sigillati con uno strato di paraffina fusa e coperchio rigido con nastro adesivo o tappi ad espansione, riempiendo lo spazio tra paraffina e coperchi, qualora presente, con sabbia umida.

Il campione è stato contraddistinto da etichette indicanti:

- cantiere e sito di indagine;
- data di prelievo;
- numero del sondaggio;
- numero del campione;
- profondità di inizio e fine prelievo;
- tipo di campionatore impiegato;
- parte alta del campione.

Nella seguente tabella vengono riportate le quote di prelievo:

SONDAGGIO	PROFONDITA' CAMPIONAMENTO (m dal p.c.)	TIPOLOGIA DI CAMPIONE
S1	2,8-3,2	indisturbato
	4,0-4,6	indisturbato
	7,0-7,45	indisturbato
S2	3,0-3,45	indisturbato

I campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati sottoposti a specifiche analisi di laboratorio comprensive della determinazione del peso di volume, della granulometria e delle proprietà indici del terreno, della determinazione della resistenza a rottura in condizioni drenate mediante prove di taglio semplice.

Le analisi, di cui di seguito si elenca il programma di indagine, sono state svolte presso il Laboratorio di Meccanica delle Terre del Centro di GeoTecnologie (CGT) dell'Università degli Studi di Siena, con sede a San Giovanni Valdarno (AR):

- Apertura campioni;
- Contenuto d'acqua;
- Peso di volume;

- Analisi granulometrica;
- Limiti di Atterberg;
- Peso specifico dei grani;
- Prova di taglio diretto consolidato lento drenato;
- Prova edometrica.

Un riassunto delle indagini eseguite e dei parametri geotecnici che sono stati determinati nel corso delle analisi di laboratorio è riportato nella seguente tabella (cfr. Elaborato C.1.2. - Report sulle Indagini Geognostiche):

Sondaggio	S1	S1	S1
Campione	1	2	3
Profondità	2,8-3,2 m	4,0-4,6 m	7,0-7,45 m
γ	20,6	20,2	20,4
W	20,7	22,5	21,5
Gs	2,7	2,7	2,7
A	9,2	16	16,5
L	44,1	63,5	62,4
S	26,6	14,1	17,6
G	20,1	6,4	3,5
LL	-	24,7	26,5
LP	-	19	17,5
IP	-	5,7	9,1
ϕ CD	30	28	29
c CD	4	6	5
Edo	x	x	-

Legenda:

γ (kN/mc) = peso di volume; w (%) = umidità naturale; Gs (g/cmc) = peso specifico dei grani;
 A (%) = argilla; L (%) = limo; S (%) = sabbia; G (%) = ghiaia
 LL (%) = limite liquido; LP (%) = limite plastico; IP (%) = indice di plasticità; LR (%) = limite di ritito
 ϕ CD (°) = angolo di attrito da prove di taglio diretto consolidato lento drenato; cCD (kPa) = coesione da prove di taglio diretto consolidato lento drenato;
 Edo = prova edometrica

6.3. Prove penetrometriche DPSH

Il giorno 13 aprile 2017 la Ditta Tecna s.n.c di Arezzo ha eseguito n. 8 prove penetrometriche dinamiche (DPSH), identificate dalle sigle DIN1, DIN2, DIN3, DIN4, DIN5, DIN6, DIN7 e DIN8 spinte rispettivamente sino alla profondità di 2,0 – 2,2 – 7,6 – 4,8 - 5,8 – 3,0 – 3,6 e 7,4 dal p.c..

Per tutte le prove è stato utilizzato un Penetrometro Dinamico “Mod. PAGANI TG63-200” con le

seguenti caratteristiche:

- maglio 63,5 kg;
- altezza di caduta 75 cm;
- aste Ø 32 mm;
- intervallo misura colpi 20 cm.

I tabulati e le diagrafie delle cinque prove penetrometriche eseguite sono riportati nell'Elaborato C.1.2. - Report sulle Indagini Geognostiche.

I perni delle prove sono stati attrezzati con canna piezometrica in PVC tipo "tubo aperto" di diametro di 25 mm della lunghezza rispettivamente di 7,60 m dal p.c. (prova DIN3) e 7,4 m dal p.c. (prova DIN8).

7. MODELLO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

7.1. Modello Geologico

Si riportano sinteticamente di seguito le stratigrafie dei sondaggi eseguiti ed utilizzati per la caratterizzazione litostratigrafica dei terreni presenti nel sottosuolo dell'area in esame. Documentazione completa della scheda stratigrafica e delle specifiche di indagine viene presentata nell'Elaborato C.1.2. - Report sulle Indagini Geognostiche.

SONDAGGIO S1 (profondità 15,0 m dal p.c.)

Dal piano di campagna verso il basso si ha la seguente successione:

- da 0,0 a 0,35 m: Limo argilloso marrone consistente inglobante resti vegetali;
- da 0,35 a 2,0 m: Ghiaie eterometriche subarrotondate varicolori in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore avana chiaro;
- da 2,0 a 7,0 m: Limi sabbiosi avana e sabbie fini intercalati da sottili livelli di limi argillosi avana poco consistente.
- da 7,0 a 15,0 m: Ghiaie eterometriche subarrotondate varicolori in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore avana chiaro.

SONDAGGIO S2 (profondità 15,0 m dal p.c.)

Dal piano di campagna verso il basso si ha la seguente successione:

- da 0,0 a 0,10 m: Limo argilloso marrone consistente inglobante resti vegetali;
- da 0,10 a 0,80 m: Limo sabbioso a tratti argilloso, colore nocciola scuro, inglobante ghiaietto eterometrico varicolori. Consistente;
- da 0,80 a 1,15 m: Ghiaie eterometriche subarrotondate varicolori in matrice sabbioso-limosa colore avana chiaro. Notevole presenza di concrezioni carbonatiche;
- da 1,15 a 4,50 m: Limi sabbiosi avana e sabbie fini intercalati da sottili livelli di limi argillosi avana. Consistente;
- da 4,50 a 5,45 m: Ghiaie eterometriche subarrotondate varicolori in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore avana chiaro;
- da 5,45 a 6,00 m: Limi sabbiosi avana e sabbie fini intercalati da sottili livelli di limi argillosi avana. Poco consistente;
- da 6,00 a 15,0 m: Ghiaie eterometriche subarrotondate varicolori in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore avana chiaro. Presenza di un livello limoso-sabbioso avana nell'intervallo di profondità 8,30 – 8,70 dal p.c. .

SONDAGGIO S3 (profondità 15,0 m dal p.c.)

Dal piano di campagna verso il basso si ha la seguente successione:

- da 0,0 a 0,35 m: Limo argilloso marrone consistente inglobante resti vegetali;
- da 0,35 a 3,80 m: Limo sabbioso avana e sabbie fini avana in livelli centimetrici, con rari livelletti di limi argillosi avana. Consistente;

- da 3,80 a 5,50 m: Ghiaie eterometriche subarrotolate varicolori in matrice sabbioso-limosa colore avana chiaro;
- da 5,50 a 5,60 m: Livello di limo argilloso avana con fiamme nocciola. Consistente;
- da 5,60 a 1545 m: Ghiaie eterometriche subarrotolate varicolori in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore avana.

In sintesi la configurazione lito-stratigrafica dell'area di Calderola su cui verranno costruiti i moduli delle Strutture Abitative d'Emergenza è rappresentata, muovendo dall'alto verso il basso, dalla seguente successione di terreni:

Coperture recenti

Depositi alluvionali costituiti dall'alternanza di limi sabbiosi e sabbie fini con intercalati livelli di limi argillosi e di ghiaie in matrice sabbioso limosa.

Le coperture recenti poggiano a profondità superiori almeno ai 15,0 m dal p.c. sui depositi della Successione Miocenica, rappresentati dalla Formazione Gessoso Solfifera o dalla Formazione della Laga.

7.2. Modello Idrogeologico

La configurazione idrogeologica che caratterizza il sito di intervento vede sostanzialmente la prevalenza di depositi con buona permeabilità (da media ad elevata) di tipo primario che permettono la formazione di acquiferi di estensione continua e/o lenticolare.

La circolazione idrica più profonda nella sottostante successione litoide è caratterizzata dalla bassa e/o nulla permeabilità dei litotipi; tali valori possono risultare più elevati a causa del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e/o per la presenza di litologie maggiormente permeabili.

Proprio perché legate principalmente al grado di fratturazione le circolazioni idriche presenti in questi litotipi risultano di difficile previsione sia in termini di quantità che di profondità.

Il monitoraggio piezometrico specificatamente condotto in data 26/04/2017 a seguito dell'installazione di canne piezometriche a tubo aperto all'interno dei perfori dei sondaggi S1, S2 e S3 e delle prove penetrometriche DIN3 e DIN8 ha fornito le seguenti risultanze:

- Sondaggio S1 (piezometro - 15,0 ml, quota bocca foro 292,231 m s.l.m.): -14,3 m da p.c. / 277,931 m s.l.m. (26/04/2017);
- Sondaggio S2 (piezometro - 15,0 ml, quota bocca foro 290,797 m s.l.m.): asciutto (26/04/2017);
- Sondaggio S3 (piezometro - 15,0 ml, quota bocca foro 289,481 m s.l.m.): asciutto (26/04/2017);
- Prova DIN3 (piezometro – 7,6 ml, quota bocca foro 291,184 m s.l.m.): asciutto (26/04/2017);
- Prova DIN8 (piezometro – 7,4 ml, quota bocca foro 291,391 m s.l.m.): asciutto (26/04/2017).

Dal monitoraggio piezometrico si desume una falda collocata a circa 14,0 m dal p.c..

Tuttavia l'insieme di questi dati non consente di escludere che si possano instaurare circolazioni idriche superficiali, seppure di modesta entità, sui terreni oggetto di studio, e, pertanto, si consiglia, di tenere tale dato in considerazione durante le fasi di progettazione esecutiva, sia in relazione alla sicurezza durante eventuali opere di scavo, sia mettendo in opera soluzioni che isolino la struttura prevenendo eventuali risalite di umidità.

Nonostante la buona permeabilità dei terreni di fondazione, è sempre utile precauzione allontanare le acque di ruscellamento superficiali dall'area di sedime, al fine di non farle interferire con i terreni di fondazione della struttura.

8. SISMICITA' E VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

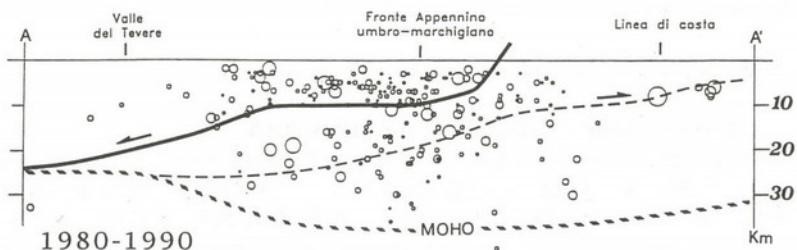
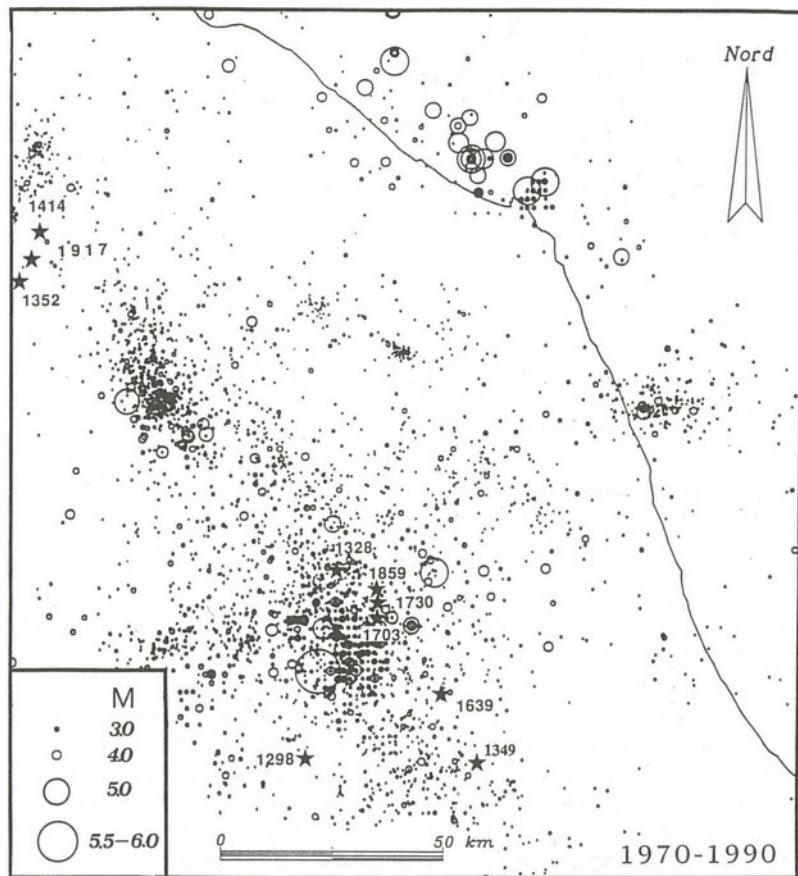
8.1. Classificazione sismica e sismicità dell'area

A seguito sia dell'emanazione dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274/03, che ha stabilito l'esistenza di 4 zone sismiche sull'intero territorio nazionale, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale delle Marche n. 1046 del 29.07.2003, che dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006, che ha disciplinato i criteri alla base degli studi per la definizione della pericolosità sismica utili alla riclassificazione sismica del territorio nazionale, il territorio del Comune di Serrapetrona è stato classificato "Zona Sismica 2 – Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti". A questa zona competono, per suolo di tipo "A" valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresi tra 0,15 ag/g e 0,25 ag/g e un accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) ag /g = 0,25.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 l'azione sismica di progetto viene valutata con approccio di tipo "sito dipendente" implementando all'accelerazione di base meccanismi incrementali dovuti ad effetti locali dei terreni.

8.2. Caratteristiche generali della sismicità

Sia in tempi storici che attuali l'Umbria e le Marche sono state interessate da una diffusa e frequente attività sismica.



In alto: epicentri dei terremoti con magnitudo $M > 3$ avvenuti dal 1970 al 1990 e dei terremoti catastrofici (asterisco) con $Io = X$ o IX-X dell'ultimo secolo. In basso: sezione crostale interpretativa in direzione WSW-ESE (sezione "Dorsale Narnese Amerina – Tortoreto Lido") e proiezione degli ipocentri relativi ai terremoti verificatisi nell'intervallo 1980-1990 entro una fascia estesa 15 km a N e a S della sezione - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano

La massima intensità sismica (Io) osservata nell'area umbro-marchigiana è pari al X grado della scala Mercalli, che corrisponde ad una percentuale di distribuzione pari a circa il 75%. La massima magnitudo mai registrata, espressa secondo la scala Richter, è circa 6,5. L'attività sismica è concentrata prevalentemente nella crosta terrestre, a profondità inferiore a 15 km. Infatti circa il 95% degli eventi con magnitudo > 3 , avvenuti tra il 1983 e il 1990, si sono verificati al di sopra di questa profondità, all'interno di uno strato definibile sismogenetico; la restante percentuale è distribuita nella crosta inferiore e nel sottostante mantello litosferico.

Nell'area del pre-Appennino Umbro l'attività sismica interessa le seguenti zone: alta Val Tiberina (area di San Sepolcro e Città di Castello) che è caratterizzata da una sismicità intensa ($Io = X$),

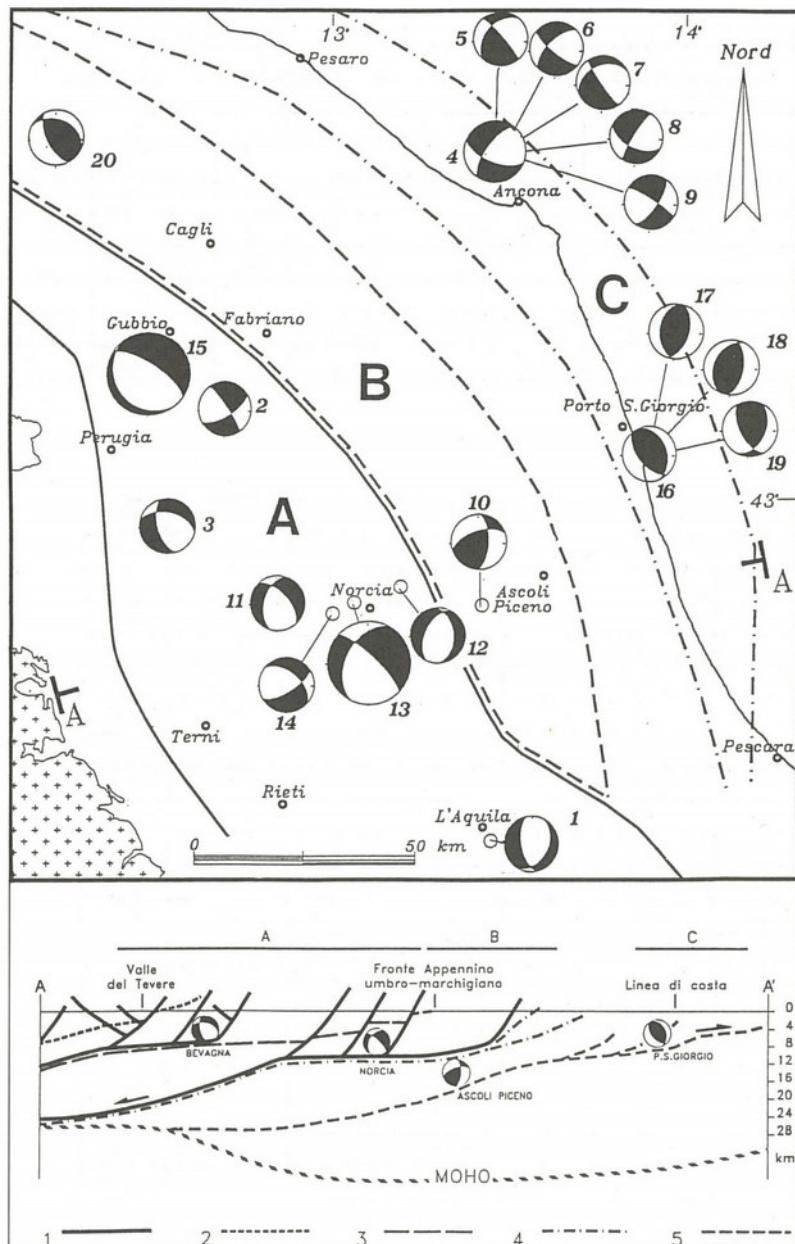
particolarmente elevata nel periodo tra il 1000 e il 1500; Valle Umbra (area di Valfabbrica – Assisi – Spoleto) che è relativamente poco sismica rispetto alla precedente; area di Terni – Narni e dei Monti Martani, dove i terremoti sono piuttosto frequenti ma con intensità generalmente modeste, inferiore all’VIII grado.

Nell’area della catena appenninica si individuano i centri sismici che da Gubbio e Cagli, attraversano l’alta valle dell’Esino (area compresa tra Gualdo Tadino, Nocera Umbra e Camerino) e raggiungono le zone della Valnerina e di Norcia e Cascia; queste ultime sono soggette a terremoti frequenti e con intensità anche superiori al X, registrate in tempi storici. In particolare, terremoti altamente distruttivi hanno interessato la zona che si estende da Preci – Norcia a Cittareale durante il periodo gennaio – febbraio 1703.

Nell’area del pede-Appennino marchigiano si individua la presenza di una fascia con frequente e diffusa attività sismica, compresa tra Arcevia – Sassoferato e Offida – Ascoli Piceno.

Nell’area peri-adriatica, infine, una fascia sismica con attività generalmente moderata si estende da Senigallia – Rimini ad Ancora – Porto Santo Stefano.

I terremoti che colpiscono periodicamente l’area Umbro-Marchigiana sono espressione di un campo di sforzi tettonici ancora attivo, le cui caratteristiche possono essere desunte dall’analisi dei meccanismi focali.



In alto: zonazione sismotettonica (A = zona interna, B = zona intermedia, C = zona esterna) e meccanismi focali, relativi agli eventi con magnitudo $M > 4$ avvenuti dal 1958 al 1987. In basso: estrapolazione in profondità della sezione "Dorsale Narnese Amerina – Tortoreto Lido" - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano

Meccanismi focali di tipo distensivo, con asse di massima distensione (asse-T) in direzione SW-NE, caratterizzano l'area del pre-Appennino Umbro e dell'Appennino Umbro-Marchigiano, mentre meccanismi focali di tipo compressivo e trascorrente con asse di massima compressione (asse-P) in direzione SW-NE sono tipici dell'area pede-appenninica e peri-adriatica.

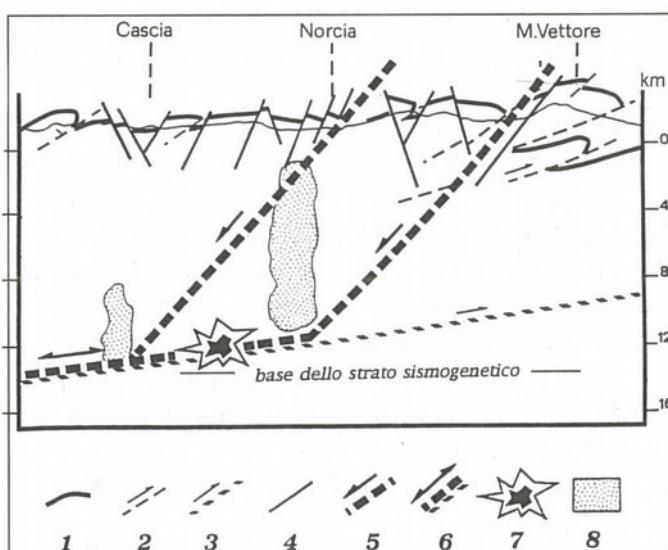
Il limite in superficie tra il settore attualmente in distensione e quello in compressione è localizzato in corrispondenza di un allineamento di faglie dirette di età pliocenica superiore-pleistocenica che si sviluppa in direzione NW-SE da Gubbio a Norcia. Anche il limite orientale della zona di compressione corre lungo un importante elemento strutturale, essendo localizzato lungo la zona di

emersione del fronte compressivo plio-pleistocenico romagnolo-adriatico-marchigiano.

Sulla base delle caratteristiche del campo degli sforzi oggi attivo e della geometria delle deformazioni geologiche è possibile definire tre zone sismotettoniche di primo ordine, omogenee da un punto di vista strutturale e sismologico.

La Zona Interna corrisponde alla fascia pre-Appenninica ed Appenninica attualmente in distensione e presenta il livello più alto di sismicità e l'attività sismogenetica principale avviene sopra i 10 km. La Zona Intermedia corrisponde alla fascia del pede-Appennino Marchigiano, caratterizzato da deformazioni di tipo compressivo a profondità comprese fra 15 e 25 km e di tipo distensivo più superficiali (< 10 km). La Zona Esterna corrisponde alla fascia peri-Adriatica, in cui l'attività sismica è esclusivamente associata a deformazioni di tipo compressivo e trascorrente ed è più superficiale (< 10 km). Il limite tra la Zona Intermedia ed Esterna è marcato da una sottile fascia quasi completamente asismica.

Tra i terremoti recenti l'evento sismico di Norcia del 19/09/1979 ($M = 5.8$) è da ricondursi a movimenti avvenuti al tetto del sistema di faglie dirette pleistoceniche immergenti verso WS, che delimitano ad Est il Pinao di Santa Scolastica (allineamento Nottoria – Preci), ed al tetto del sistema di faglie dirette di Monte Bove – Monte Vettore – Monte Comunitore.



Relazioni tra sismicità e tettonica durante il terremoto di Norcia 1979. 1) tetto della successione carbonatica, 2) sovrascottrimenti e faglie inverse, 3) zona di taglio compressiva profonda, 4) faglie dirette, 5) maggiori faglie dirette sismogenetiche, 6) zona di taglio compressiva riattivata in regime distensivo, 7) possibile localizzazione degli eventi sismici maggiormente distruttivi, 8) volume roccioso in cui si è concentrato lo sciame di repliche relative al terremoto del settembre 1979 - Estratto da Guide Geologiche Regionali (S.G.I.), Vol. 7, Appennino Umbro Marchigiano

L'asse di massima estensione associato a queste faglie è orientato SW-NE ed è coassiale all'asse-T desunto dal meccanismo focale, prevalentemente distensivo, della scossa principale.

Anche per la sismicità del 1984 e del 1987 avvenute nella zona di Gubbio ($M = 5,2$) il tensore degli

sforzi calcolato ha mostrato una direzione di massima estensione WSW-ENE, coassiale con quella desunta dal campo degli sforzi geologico.

La coesistenza e coassialità degli sforzi compressivi nelle zone più esterne e distensivi in quelle più interne, che caratterizzano la sismicità Umbro-Marchigiana, è un aspetto peculiare dell'intera evoluzione geologica a partire dal miocene superiore.

La genesi dei terremoti può quindi essere interpretata alla luce dell'evoluzione tettonica.

Una caratteristica fondamentale degli elementi tettonici sia compressivi che distensivi dell'area Umbro-Marchigiana è rappresentata dalla loro asimmetria a vergenza orientale e dal progressivo approfondimento verso W delle zone di taglio maggiori. Queste zone di taglio delimitano scaglie crostali che, nel corso della storia deformativi che ha portato alla attuale configurazione dell'area Umbro-Marchigiana, sono state progressivamente deformate e traslate verso E. Alle deformazioni associate alla traslazione verso E della scaglia crostale più orientale, delimitata superiormente da una zona di taglio distensiva ed inferiormente da una zona di taglio compressiva, può essere imputata l'attuale sismicità. Infatti, i terremoti distensivi della Zona Interna sono confinati nelle rocce al tetto della discontinuità distensiva più esterna, mentre l'attività compressiva della Zona Esterna è localizzata essenzialmente al fronte compressivo più esterno. Nella Zona Intermedia coesistono deformazioni distensive superficiali e comprensive profonde.

Le strutture tettoniche associate al campo di sforzi oggi attivo nell'area umbro-marchigiana possono essere considerate sismogenetiche quando localizzate a profondità minori di circa 15 km, dove prevale un regime deformativo di tipo elastico-frizionale; a profondità maggiori le stesse strutture possono essere relativamente asismiche per il prevalere di meccanismi deformativi di tipo plastico.

Questo settore di Appennino Centrale compreso tra l'area di Campotosto a sud e Colfiorito a nord è caratterizzata da sistemi di faglia attivi con direzione da NW-SE a NNW-SSE, con espressioni superficiali di lunghezza complessiva nell'ordine di 20-30 km, costituiti da segmenti minori di lunghezza pari a 5-10 km. Queste faglie normali costituiscono l'espressione superficiale di sorgenti sismogenetiche potenzialmente in grado di generare terremoti con magnitudo compresa tra 5,5 e 7,0.

Di seguito vengono fornite sintetiche informazioni sui maggiori sistemi di faglia presenti nel settore di interesse.

1) *Sistema di faglie del M. Vettore*, fra il versante settentrionale della valle del Tronto e la zona di Ussita. Comprende segmenti identificati lungo i versanti occidentali del M. Vettore, M. Argentella, Palazzo Borghese, M. Porche e M. Bove. La sismicità che ha interessato questa zona a partire dal 24 agosto 2016 è stata attribuita all'attivazione dell'intero sistema di faglia. In corrispondenza di un

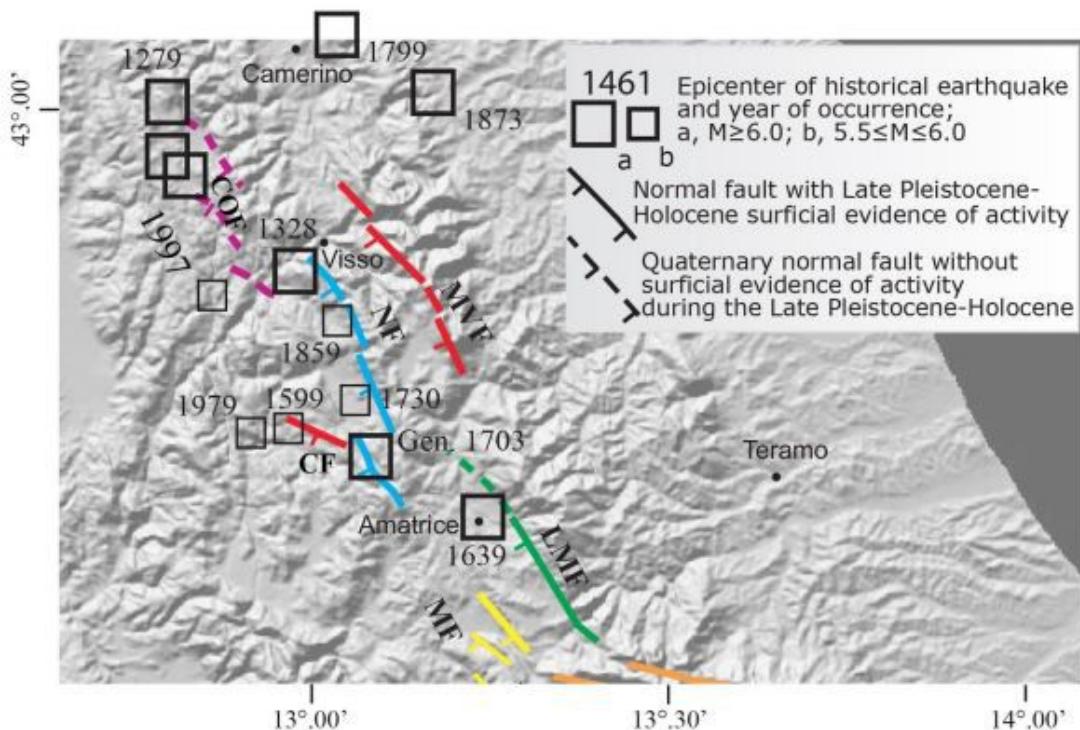
segmento minore al margine del Piano di Castelluccio è stata osservata fagliazione di superficie a seguito del terremoto del 30 ottobre 2016.

2) Sistema di faglie di Colfiorito, caratterizzato da tre segmenti distribuiti lungo i bacini di Colfiorito (nord) e Cesi-San Martino e in corrispondenza della zona di Mevale (sud). Costituisce l'espressione superficiale delle sorgenti sismogenetiche che hanno generato la sequenza sismica del 1997.

3) Sistema di faglie di Norcia, tra gli abitati di Cittareale a sud e Preci a nord, costituita da quattro segmenti, di cui tre al margine di depressioni che hanno ospitato sedimentazione nel corso del Quaternario (Norcia, Campi, Preci) e uno (Cittareale-Castel Santa Maria) in un settore di catena privo di bacino intermontano e caratterizzato da evidenze geomorfologiche di deformazioni gravitative profonde di versante. Questo sistema di faglia è generalmente considerato come l'espressione della sorgente che ha generato il terremoto del 14 gennaio 1703. A est di Norcia, la depressione di Cascia è bordata da una faglia caratterizzata da attività quaternaria, cui è stato attribuito il terremoto del 1599.

4) Sistema di Faglie della Laga, tra la valle del Vomano (sud) e la valle del Tronto (nord). Lungo l'espressione in superficie delle faglie si identificano due diversi domini geomorfologici, vale a dire il bacino di Amatrice e l'altopiano di Campotosto. Al segmento di Amatrice potrebbe essere associato il terremoto del 1639. Lo stesso avrebbe in parte contribuito a generare il terremoto del 24 agosto 2016. Al contrario, non sono stati identificati terremoti storici attribuibili al segmento di Campotosto, per cui in passato, similmente al caso del Vettore, è stato ipotizzato un gap sismico.

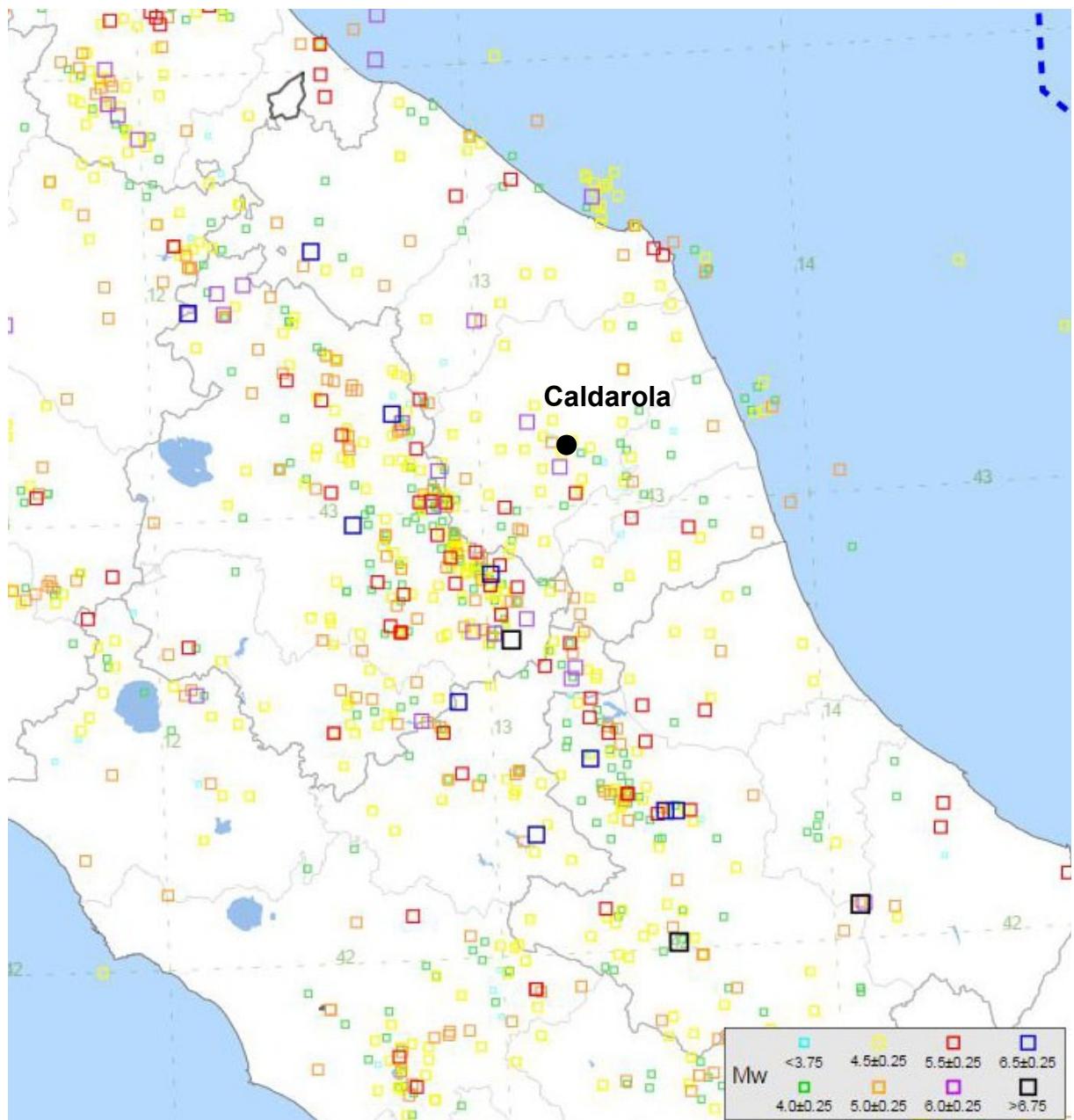
5) Sistema di faglie di Montereale, lungo il bordo orientale del bacino e sul fianco occidentale della dorsale carbonatica NW-SE di San Giovanni. È possibile che uno dei terremoti della sequenza del 1703 sia stato originato da queste faglie o da una di esse, quella che borda il bacino, a ridosso dell'abitato di Capitignano.



Schema delle faglie quaternarie e/o attive nell'area compresa tra il bacino di Montereale (sud) e l'area di Colfiorito (nord): COF, faglia di Colfiorito; MVF, faglia del M. Vettore; NF, faglia di Norcia; CF, faglia di Cascia; LMF, faglia dei Monti della Laga; MF, faglie del bacino di Montereale.

8.3. Sismicità dell'area

La sismicità storica del Comune di Calderola è stata ricostruita con la consultazione del “Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 Release v1.5 - Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>



Localizzazione degli eventi macroseismici a livello regionale nel territorio circostante il Comune di Serrapetrona (Periodo 1005 – 2014)

In particolare gli effetti macroseismici che hanno interessato il Comune di Calderola sono riconducibili a n. 87 eventi sismici, verificatisi dal 1799 al 2006, con vario grado di intensità sismica. (cfr. *Database Macroseismico Italiano DBMI15 - Release v1.5 - Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>.*

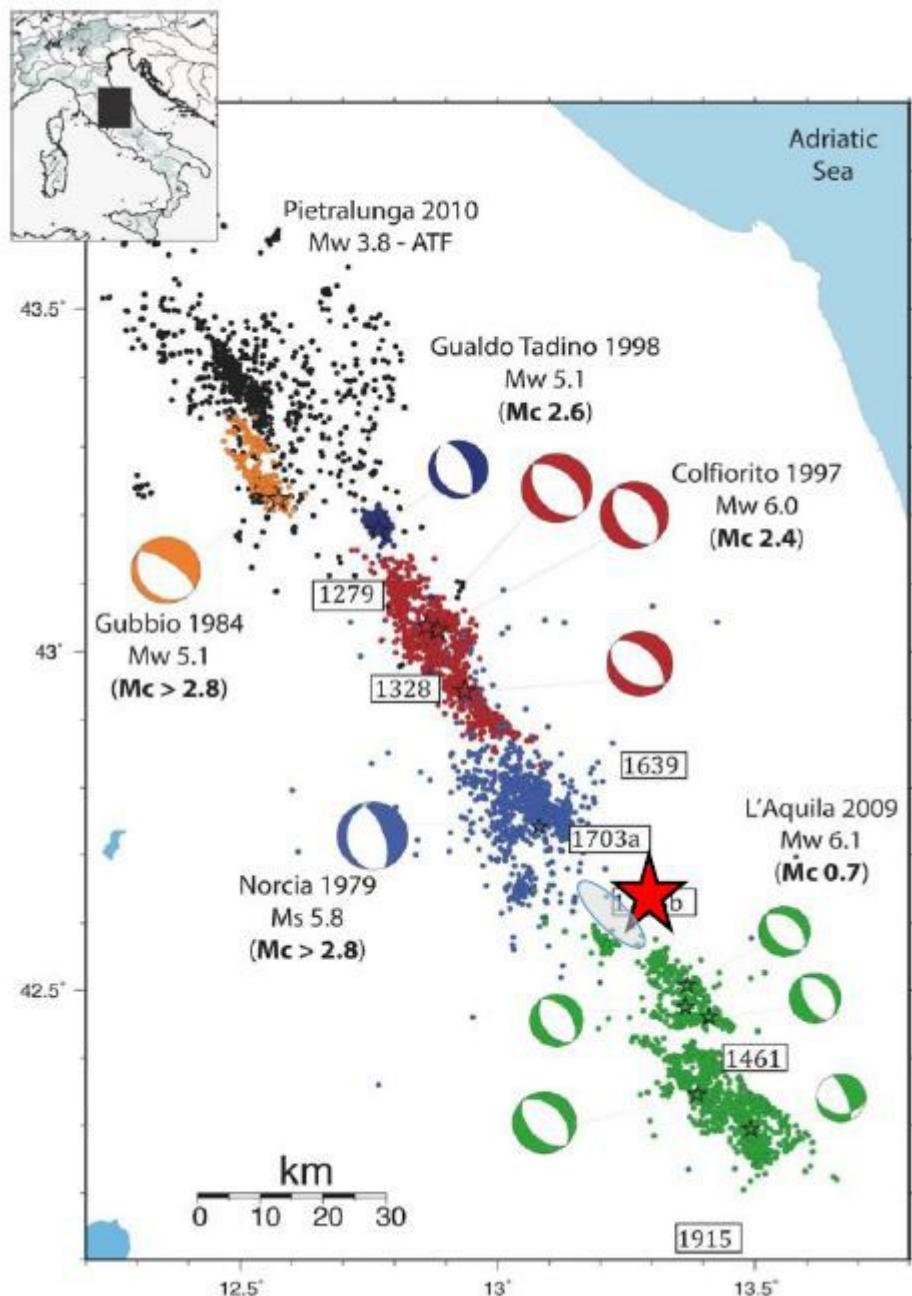
Effetti		In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
8	1799	07	28	22	05		Appennino marchigiano	70	9	6.18
4-5	1889	11	28	19	10		Monti Sibillini	10	4-5	4.19
4	1889	12	08				Gargano	122	7	5.47
4	1891	06	07	01	06	1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
F	1893	08	02	00	59		Valnerina	84	5-6	4.55
NF	1895	05	18	19	55	1	Fiorentino	401	8	5.50
2-3	1895	05	20	15	32	5	Valle Umbra	27	5-6	4.49
2-3	1895	08	09	17	38	2	Adriatico centrale	103	6	5.11
2-3	1895	08	25	00	17	1	Sellano	13	5	4.25
6	1897	09	21				Marche settentrionali	44	7	5.40
F	1897	10	28	10	40		Fermano	25	4-5	4.16
3-4	1897	12	18	07	24	2	Alta Valtiberina	132	7	5.09
4	1898	06	27	23	38		Reatino	186	8	5.50
4	1898	08	25	16	37	4	Valnerina	67	7	5.03
5	1898	11	27	01			San Ginesio	35	5-6	4.39
3	1899	04	21	00	57	5	Narni	45	4	3.96
3-4	1899	06	22	13	20		Corridonia	30	5	4.08
4-5	1903	11	02	21	52		Valnerina	33	6	4.81
3	1904	06	20	01	24		Assisi	24	5	4.10
5	1904	09	02	11	21		Maceratese	59	5-6	4.63
2-3	1904	11	17	05	02		Pistoiese	204	7	5.10
4	1905	11	30	22			Caldarola	9	4	3.70
3	1905	12	09	21	41		Valle Umbra	42	5	4.24
3	1906	02	05	16	34		Valnerina	55	5	4.41
3-4	1907	01	23	00	25		Adriatico centrale	93	5	4.75
5	1908	03	17	03	59		Marche meridionali	54	5-6	4.61
3	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
3	1910	06	29	13	52		Valnerina	58	7	4.93
3	1910	12	22	12	34		Monti della Laga	19	5	4.30
4	1910	12	26	16	30		Monti della Laga	50	5-6	4.56
3	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7	5.26
7	1921	08	28	10	45		Monti Sibillini	12	7	4.66
6-7	1922	06	08	07	47		Valle del Chienti	47	6	4.73
2-3	1930	11	09	01	33		Monti Sibillini	17	5	4.31
4	1933	09	26	03	33	2	Maiella	325	9	5.90
7-8	1936	12	09	07	34		Caldarola	31	6-7	4.76
5-6	1943	10	03	08	28	2	Ascolano	170	8	5.67
6-7	1951	09	01				Monti Sibillini	80	7	5.25
4-5	1960	02	24	01	51		Appennino umbro-marchigiano	25	5	4.32
5-6	1962	10	05	23	00	4	Appennino maceratese	16	5-6	4.35
3	1971	04	02	01	43	5	Valnerina	68	6	4.50
5	1972	11	26	16	03		Marche meridionali	73	8	5.48
6	1979	09	19	21	35	3	Valnerina	694	8-9	5.83
5	1980	02	28	21	04	4	Valnerina	146	6	4.97
5-6	1980	05	24	20	16	0	Monti Sibillini	58	5-6	4.48

Effetti		In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
4-5	1984	04	29	05	02	5	Umbria settentrionale	709	7	5.62
3	1986	10	13	05	10	0	Monti Sibillini	322	5-6	4.46
3	1989	09	11	02	46	2	Marche meridionali	60	5	4.04
2-3	1989	12	22	06	48	1	Valle Umbra	114	5	4.44
3-4	1993	06	04	21	36	5	Valle del Topino	90	5-6	4.39
3-4	1993	06	05	19	16	1	Valle del Topino	326	6	4.72
4-5	1995	12	30	15	22	0	Fermano	106	5	4.19
4	1996	01	01	12	21	4	Maceratese	91	5-6	4.20
4	1996	01	22	18	37	4	Fermano	76	5	3.96
3	1997	09	03	22	07	2	Appennino umbro-marchigiano	62	6	4.54
4	1997	09	07	23	28	0	Appennino umbro-marchigiano	57	5-6	4.19
3	1997	09	09	16	54	4	Appennino umbro-marchigiano	39	5-6	3.78
3	1997	09	10	06	46	5	Appennino umbro-marchigiano	47	5	3.85
6-7	1997	09	26	00	33	1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
6	1997	09	26	09	40	2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
5-6	1997	10	03	08	55	2	Appennino umbro-marchigiano	490	5	5.22
5	1997	10	06	23	24	5	Appennino umbro-marchigiano	437	5	5.47
5	1997	10	14	15	23	1	Valnerina	786	5	5.62
4	1997	10	23	08	58	4	Appennino umbro-marchigiano	56		3.86
4-5	1997	11	09	19	07	3	Valnerina	180		4.87
4	1998	02	07	00	59	4	Appennino umbro-marchigiano	62		4.41
5	1998	03	21	16	45	0	Appennino umbro-marchigiano	141		5.00
5-6	1998	03	26	16	26	1	Appennino umbro-marchigiano	409		5.26
5	1998	04	05	15	52	2	Appennino umbro-marchigiano	395		4.78
4	1998	06	02	23	11	2	Appennino umbro-marchigiano	83		4.25
4	1999	11	29	03	20	3	Monti della Laga	62	5-6	4.15
4	2000	09	02	05	17	0	Appennino umbro-marchigiano	115	5	4.40
4-5	2000	10	24	07	52	2	Monti Sibillini	65	5	4.11
3	2003	05	25	17	15	1	Ascolano	88	4-5	3.81
3	2004	12	09	02	44	2	Teramano	213	5	4.09
4	2005	04	12	00	31	5	Maceratese	131	4	3.74
3	2005	12	15	13	28	3	Val Nerina	350	5	4.14
3-4	2006	04	10	19	03	3	Maceratese	211	5	4.06
4	2006	10	21	07	04	1	Anconetano	287	5	4.21

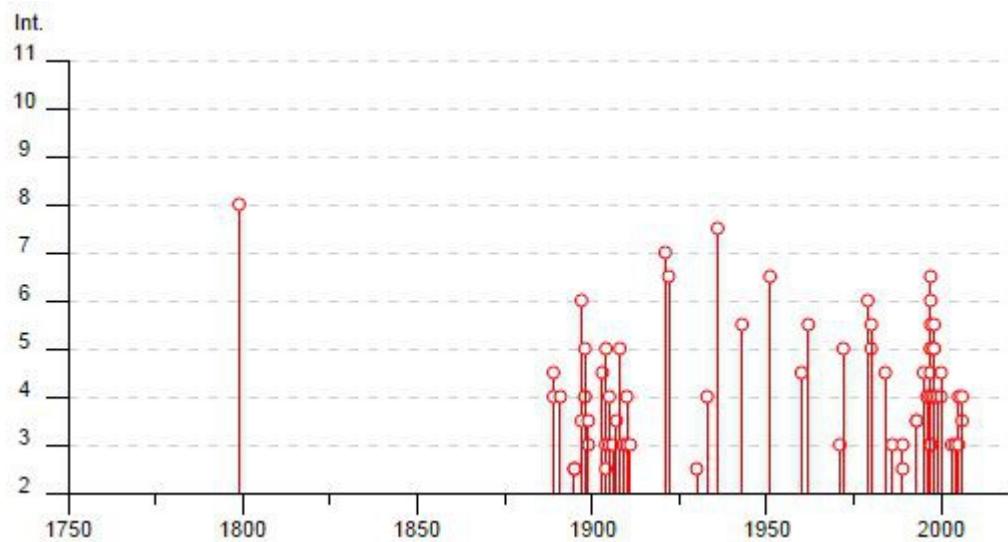
Eventi macroseismici riportati nel DBMI15

La maggiore intensità sismica percepita in questo territorio raggiunge il grado 8 MCS

nell'Appennino Umbro Marchigiano (Mw = 6,18) durante il terremoto del 1799, i gradi 7 – 8 a Calderola (Mw = 4,76) nel 1936, e il grado 7 nei Monti Sibillini (Mw = 4,66) durante il terremoto del 1921.



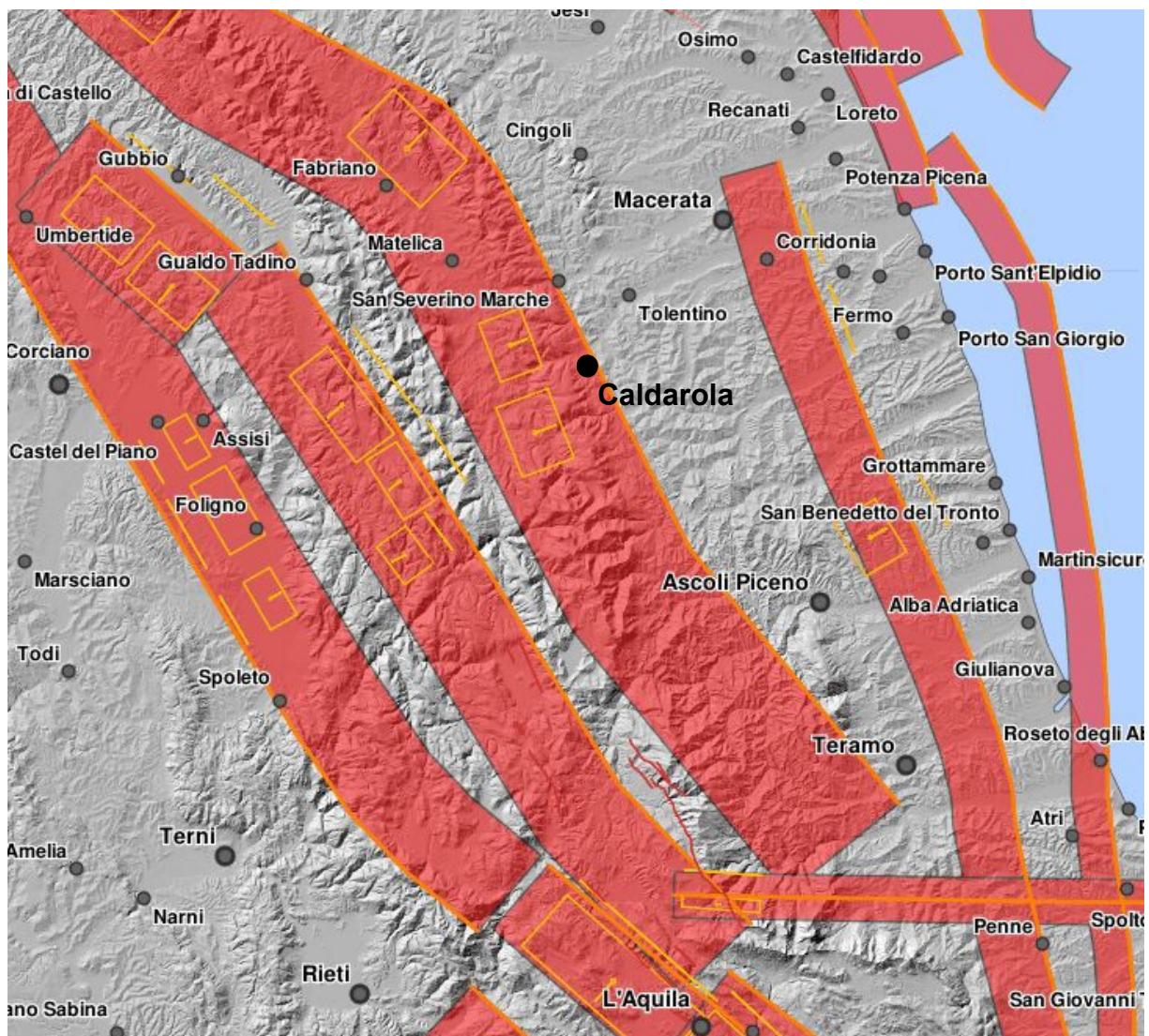
Sequenze degli ultimi decenni nel settore dell'Appennino centrale interessato dalla sequenza di Amatrice iniziata con il terremoto del 24 agosto 2016 (stella rossa). I simboli azzurri identificano la sequenza della Valnerina (Norcia) del 1979, i simboli arancione identificano la sequenza sismica di Gubbio del 1984, i simboli rossi la sequenza di Colfiorito del 1997, i simboli blu sono la sequenza di Gualdo Tadino del 1998, i simboli verdi la sequenza dell'Aquila del 2009, i simboli neri la sismicità dell'alta valle del Tevere e la sequenza di Pietralunga del 2010.



Distribuzione temporale ed intensità degli eventi macroseismici nel periodo 1750-2016

Analizzando il catalogo delle sorgenti sismogenetiche (*DISS - Database of Individual Seismogenic Sources* - *Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi, 2008*) si osserva che il territorio di Calderola si colloca al margine orientale dell'area sismogenetica composita codificata come **ITCS027** Bore – Montefeltro – Fabriano – Laga, caratterizzata dai seguenti parametri:

- *Strike (angolo rispetto al nord):* $90^\circ - 160^\circ$
- *Dip (inclinazione rispetto al piano campagna):* $20^\circ - 55^\circ$
- *Profondità min - max:* $12 - 22 \text{ km}$
- *Magnitudo massima (Mw):* 6,2



Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.0

Active Fault

Active Fold

Potenziali sorgenti sismiche per terremoti con $M > 5.5$

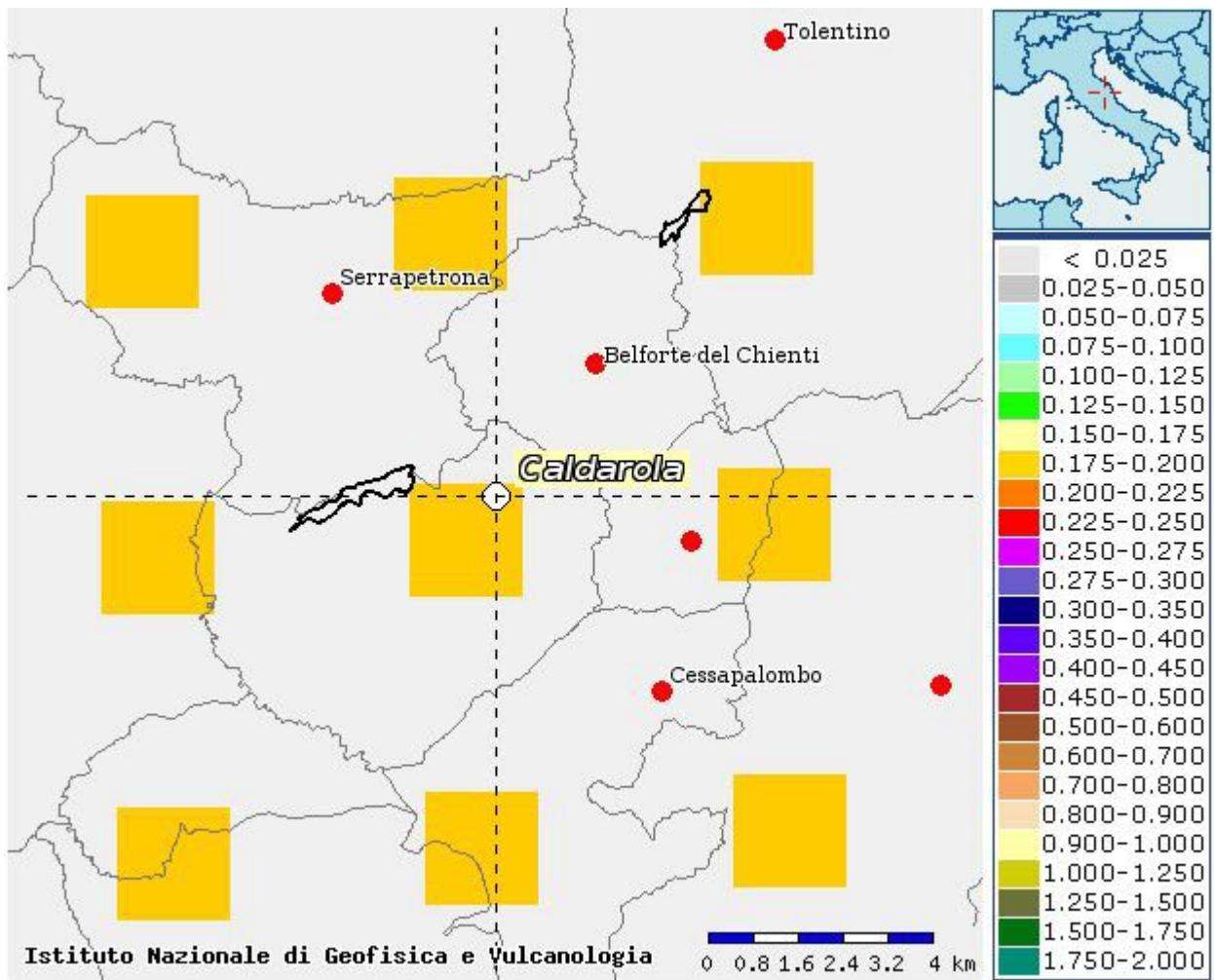
Composite Seismogenic Source



Individual Seismogenic Source



In termini generali la pericolosità sismica dell'area di intervento è valutabile facendo riferimento agli studi condotti dal "Gruppo di Lavoro MPS, 2004" nell'ambito della "Convenzione - Progetto "S1" DPC - INGV 2004-2006" i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006 (cfr. Mappa MPS04).

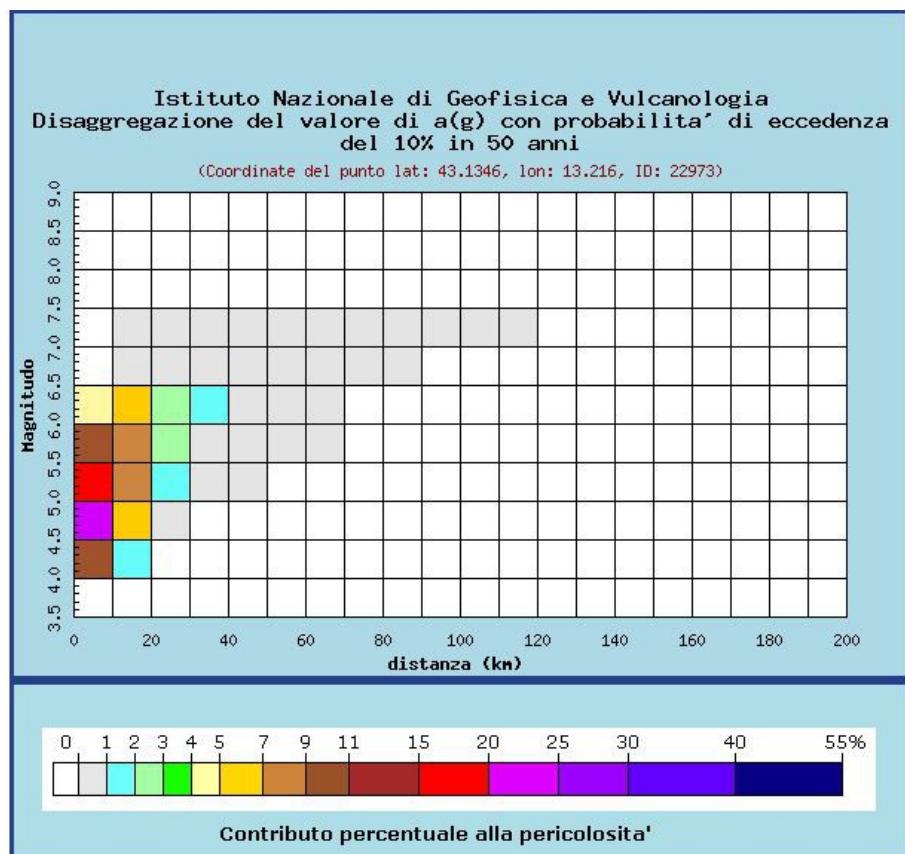


Mappa di pericolosità sismica - Accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_s > 800 \text{ m/s}$; cat.A) – da INGV

Per valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di sito viene operata la disaggregazione della pericolosità sismica. La disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito di interesse, che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica dello stesso.

Dalla mappa di pericolosità sismica viene effettuata un'analisi della disaggregazione dei valori di $a(g)$ e per ogni nodo della griglia di calcolo è possibile valutare il 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 che in forma tabellare.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni										
	(Coordinate del punto lat: 43.1346, lon: 13.216, ID: 22973)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	9.920	21.700	15.600	9.500	4.290	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	1.230	5.110	7.080	7.370	5.150	0.360	0.185	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.210	1.340	2.630	2.780	0.712	0.443	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.108	0.762	1.070	0.472	0.360	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.003	0.156	0.361	0.263	0.241	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.087	0.135	0.152	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.059	0.089	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.042	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.019	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Questo tipo di analisi è utile nell'individuazione della sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici.

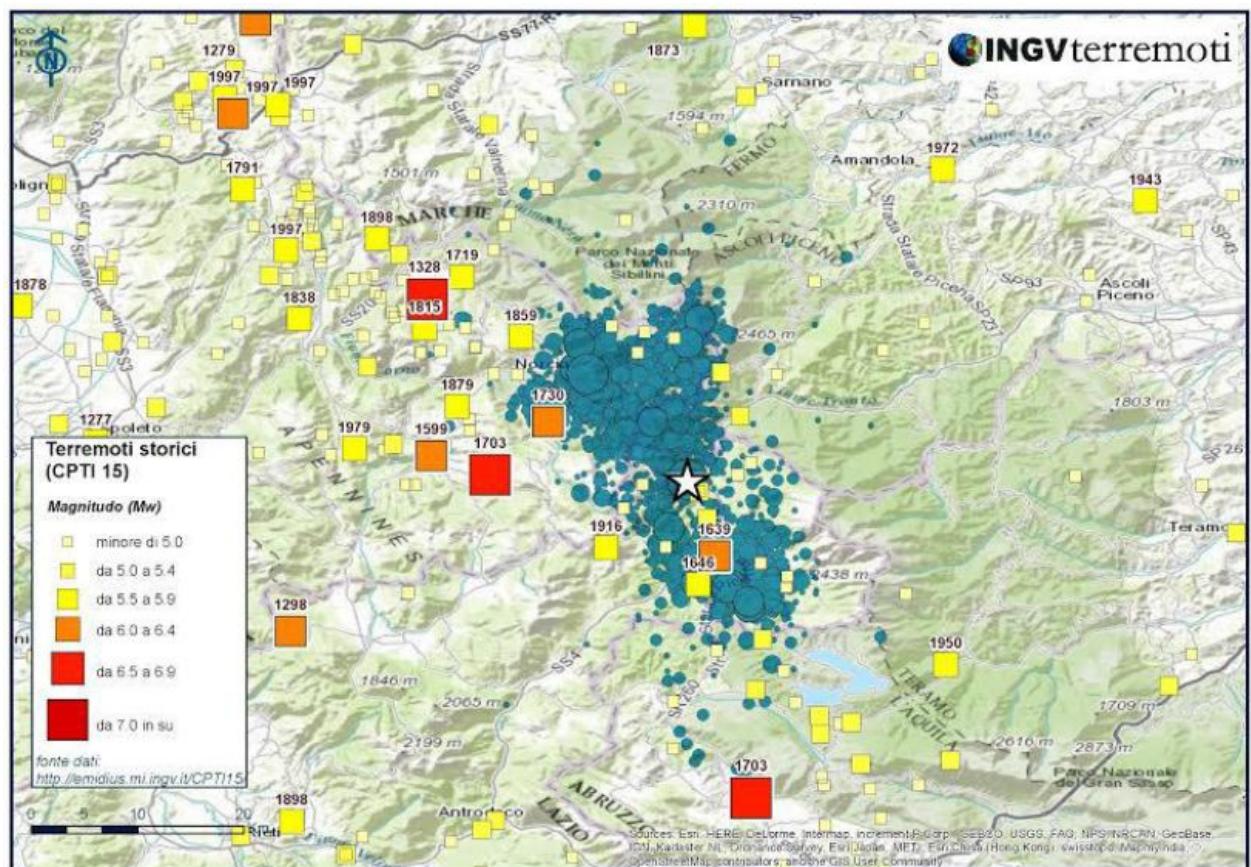
La Magnitudo media riferibile all'area di intervento è pari a 5,31.

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.310	10.600	0.887

Dove ϵ rappresenta il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento (logaritmico) devia dal valore mediano predetto da una data legge di attenuazione dati M ed R.

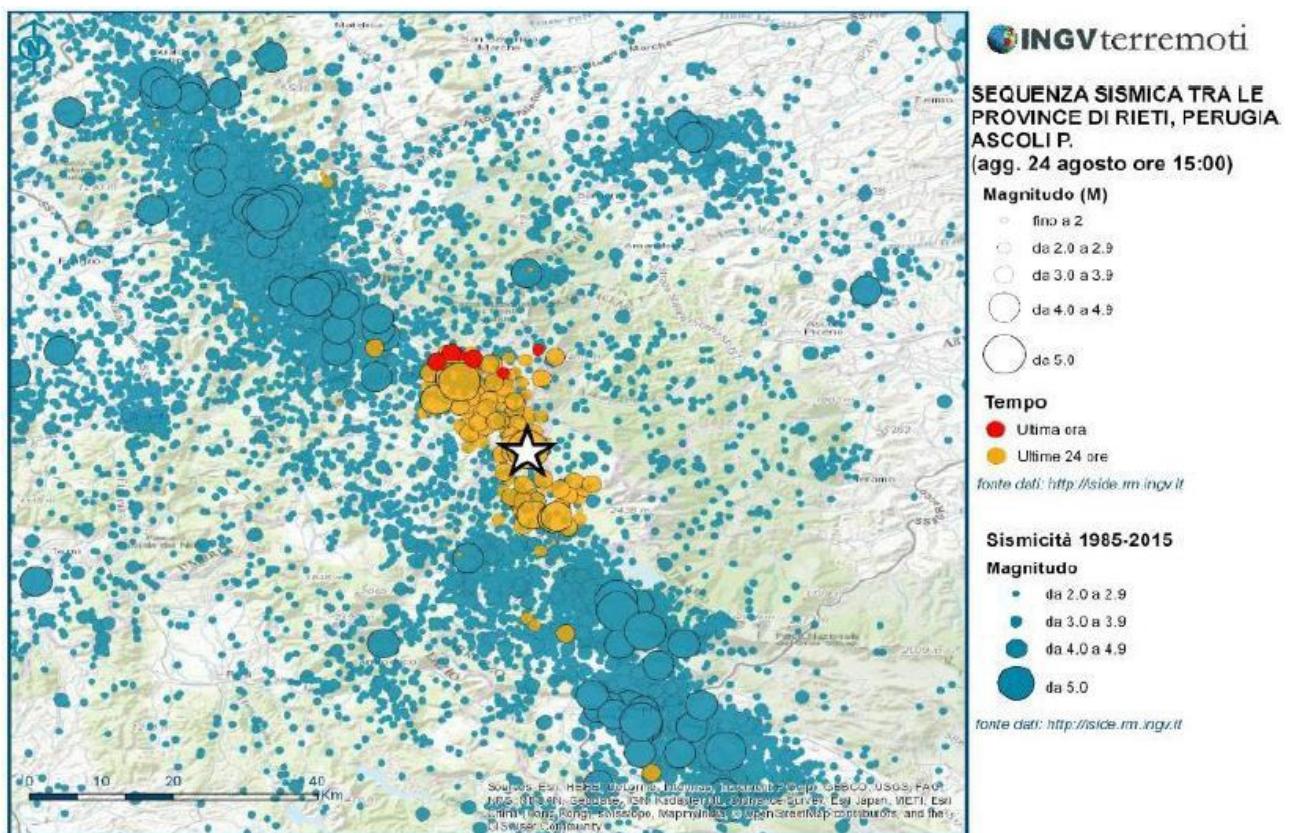
8.4. Eventi sismici anno 2016

Il 24 agosto alle ore 03:36 un terremoto di $Mw = 6,0$ ha colpito una vasta zona dell'Appennino Centrale tra i Comuni di Norcia e Amatrice. L'epicentro è stato localizzato in prossimità del Comune di Accumoli e l'area epicentrale si estende tra le regioni Marche, Lazio, Umbria e Abruzzo.



Sismicità storica e primi aftershocks nell'area interessata dall'evento del 24 agosto 2016 (indicato con la stella) – da INGV

La sequenza sismica ha interessato una stretta fascia, parallela all'asse appenninico in cui si concentra la maggior parte della sismicità strumentale, delimitata a sud dalla sequenza dell'Aquila del 2009 e a nord dalle sequenze della Valnerina del 1979 (terremoto di Norcia) e di Colfiorito del 1997.



Sismicità strumentale nel settore dell'Appennino interessato dalla sequenza di Amatrice iniziata il 24 agosto 2016 – da INGV

L'attività sismica registrata è coerente con il quadro tettonico attuale dell'Appennino Centrale caratterizzato da un regime distensivo e da meccanismi focali normali.

I piani di faglia sono orientati in direzione Appenninica in accordo con la distribuzione delle repliche.

Le oltre 2000 repliche localizzate si distribuiscono in una fascia tra Norcia e Amatrice lunga circa 25 km e larga 12 km. Le repliche di magnitudo maggiore sono concentrate ai due estremi della zona attivata con la scossa principale, in particolare nella zona di Norcia a NW e nella zona di Amatrice a SF.

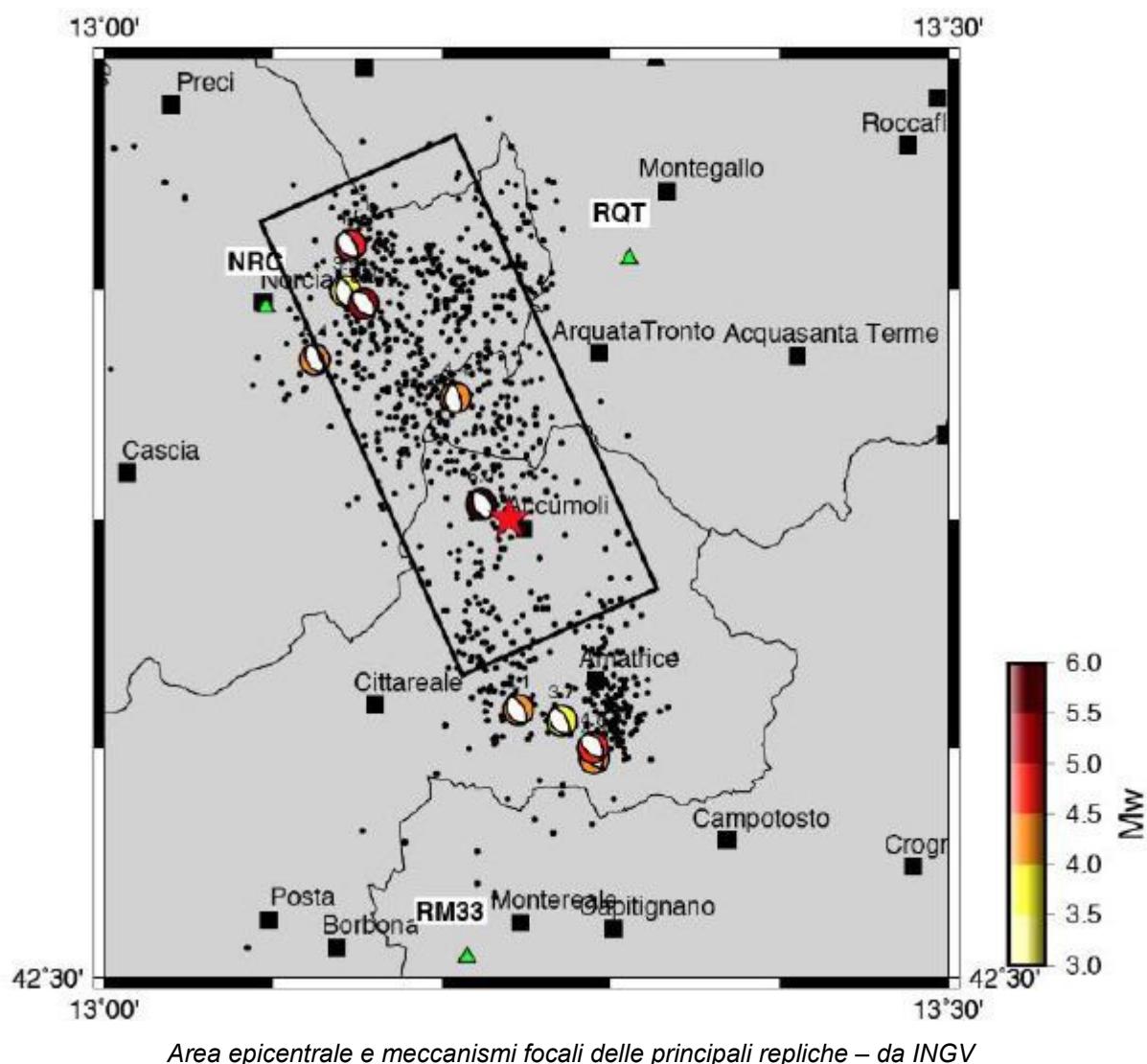
L'insieme delle repliche indica l'attivazione di un sistema di faglie orientato in direzione appenninica e interessato da forte complessità interna

Si evidenzia una maggiore dispersione delle repliche nel settore nord-occidentale dell'area epicentrale tra Accumoli e Norcia, che suggerisce una certa complessità del sistema di faglie

attivato a seguito della scossa principale del 24 agosto 2016. Al contrario il settore sud-orientale, tra Accumoli e Amatrice, mostra una dispersione e un allineamento coerente con la direzione del piano di faglia che ha dislocato durante la scossa principale.

Nel settore nord-occidentale la sismicità ha interessato la faglia del Vettore con repliche di magnitudo tra 4,0 e 4,4 tra il 26 e il 28 agosto 2016.

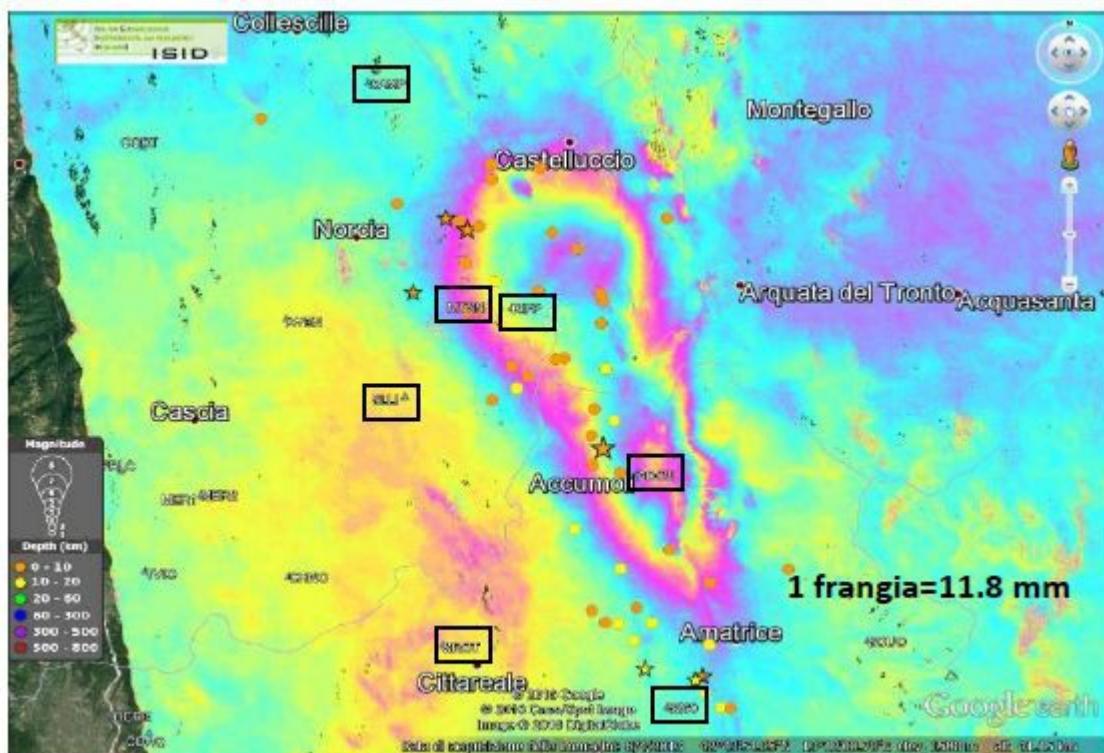
I meccanismi focali delle repliche sono coerenti con l'assetto tettonico dell'Appennino e con il movimento della faglia che ha generato la scossa principale.



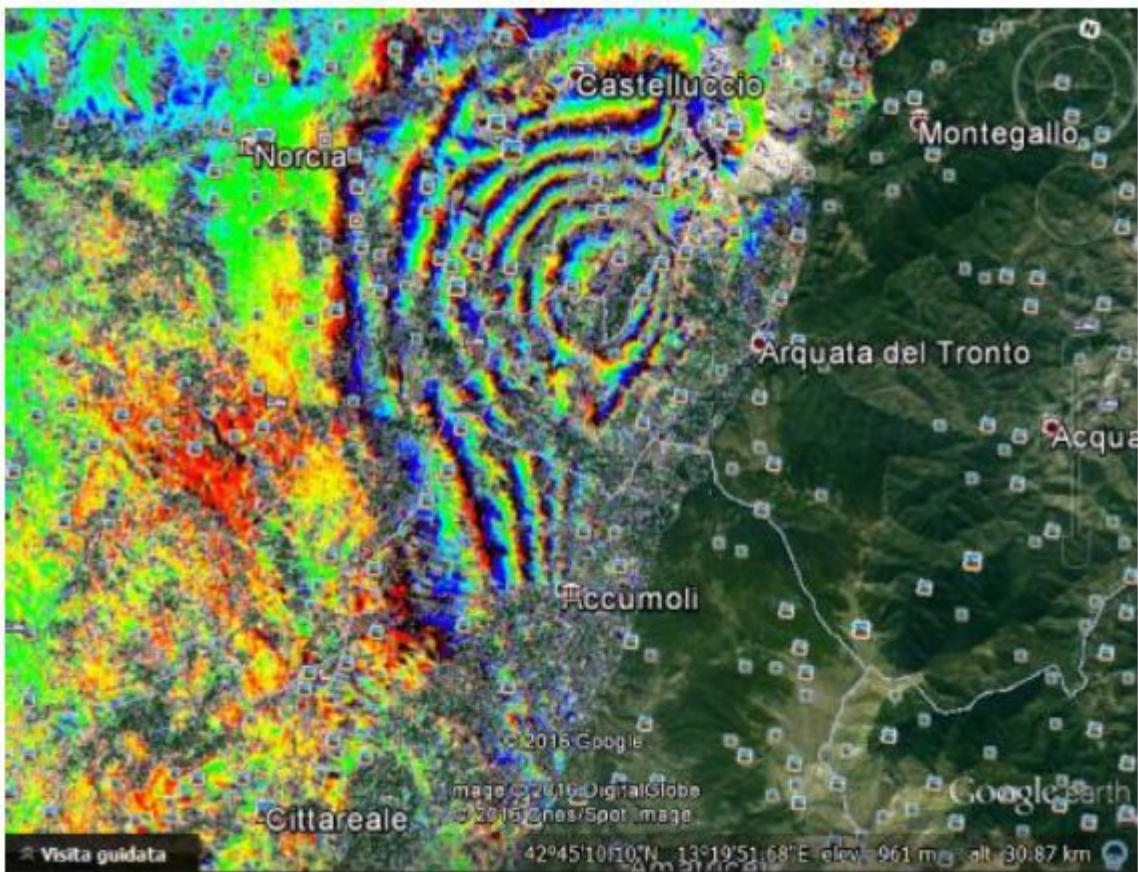
Le analisi dei dati geodetici, assieme alle osservazioni dal satellite hanno permesso di definire il quadro interpretativo del sistema di faglie attivato durante la sequenza. Viene confermato il movimento di una faglia normale orientata SSE-NNW, immergente a SW e delimitata l'estensione verso sud in prossimità di Amatrice. La concentrazione di dislocazione è concentrata in prossimità dell'epicentro ad Accumoli.

I dati confermano una superficialità della dislocazione sulla faglia principale e viene confermata

una profondità minore del movimento della faglia in particolare nella zona compresa tra Accumoli e Amatrice. Al contrario, la zona a nord di Accumoli sarebbe stata interessata da una deformazione più profonda e in un sistema di faglie attivato di maggior complessità.



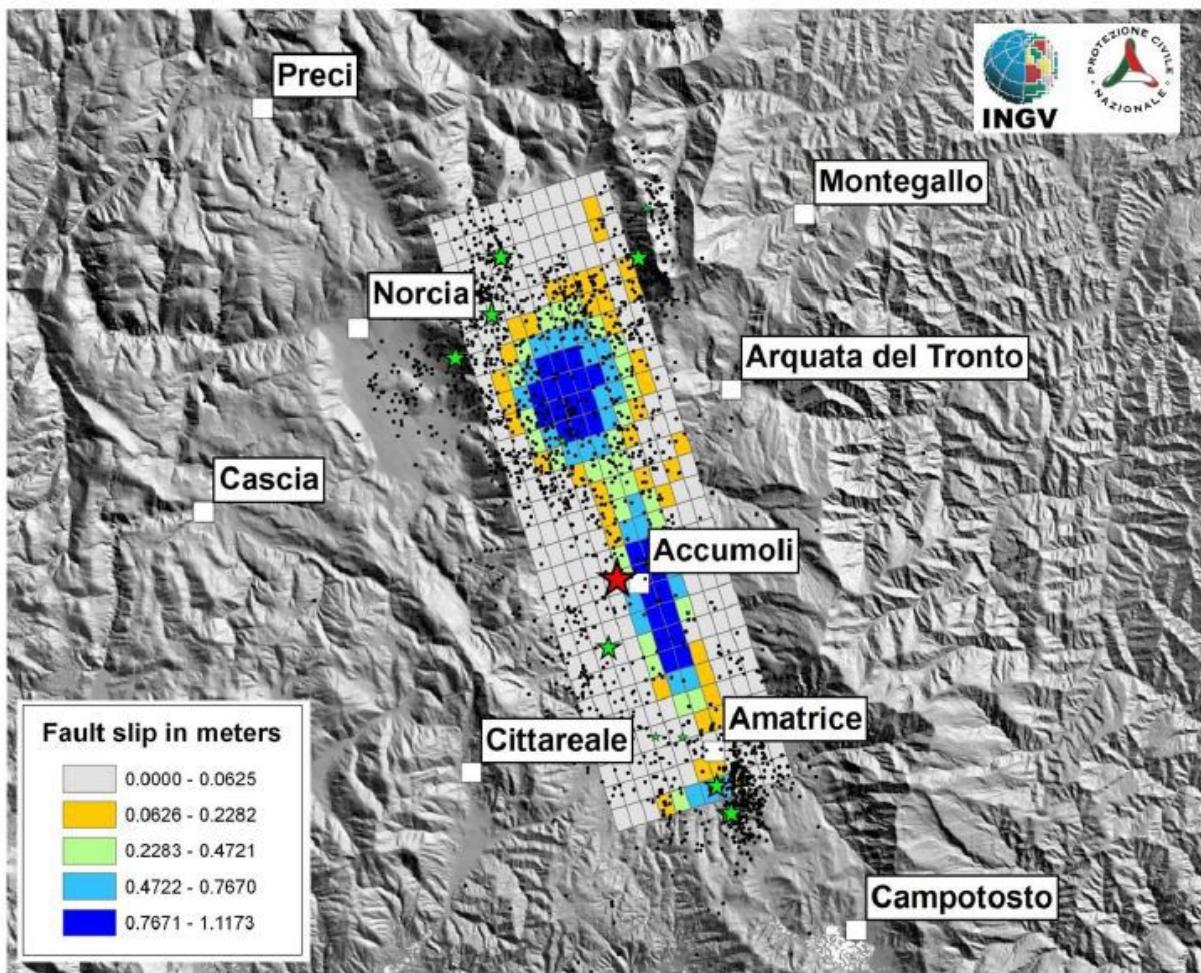
Osservazioni dal satellite che evidenziano un abbassamento del suolo allungato in un'area NNW-SSE con valori massimi di circa 20 cm in due aree a nord e a sud – da elaborazione INGV



Osservazioni dal satellite che mostrano lo spostamento del suolo co-sismico nel settore settentrionale della rotura. Ogni frangia indica uno spostamento di circa 2,8 cm – da INGV

L'analisi dei dati geodetici suggerisce che il terremoto del 24 agosto sia avvenuto su una faglia avente un piano appenninico immerso verso SW interessato da forte complessità interna.

Per quanto concerne la geometria della faglia, la distribuzione degli eventi principali e delle repliche indica un piano principale a direzione variabile tra N140° e N170° e inclinazione tra 45° e 70° SW. Nel solo settore settentrionale è stata identificata anche una faglia coniugata immersa verso NE.

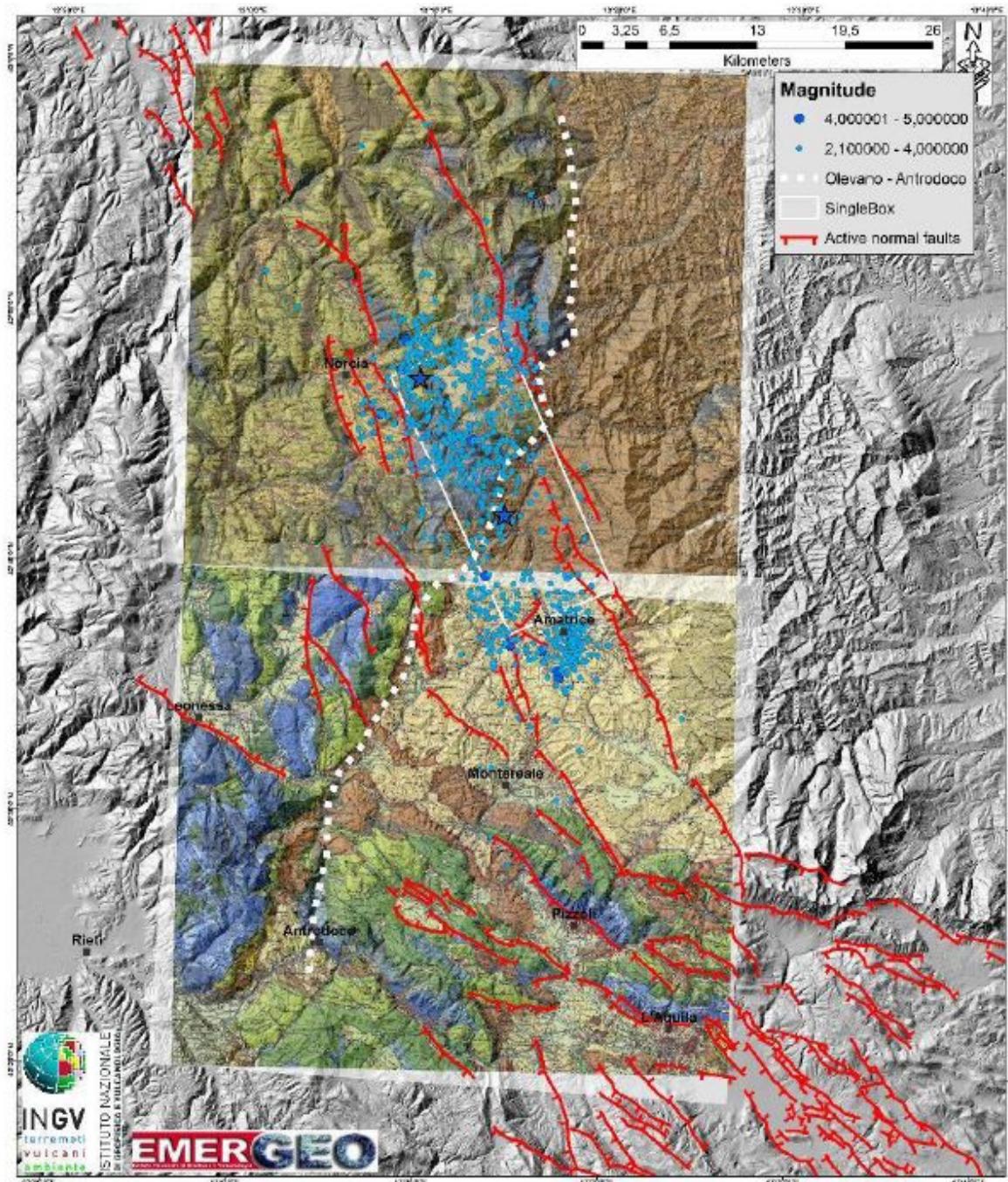


Modello di distribuzione dello slip della faglia, In rosso il mainshock, i punti neri indicano la localizzazione delle repliche – da INGV

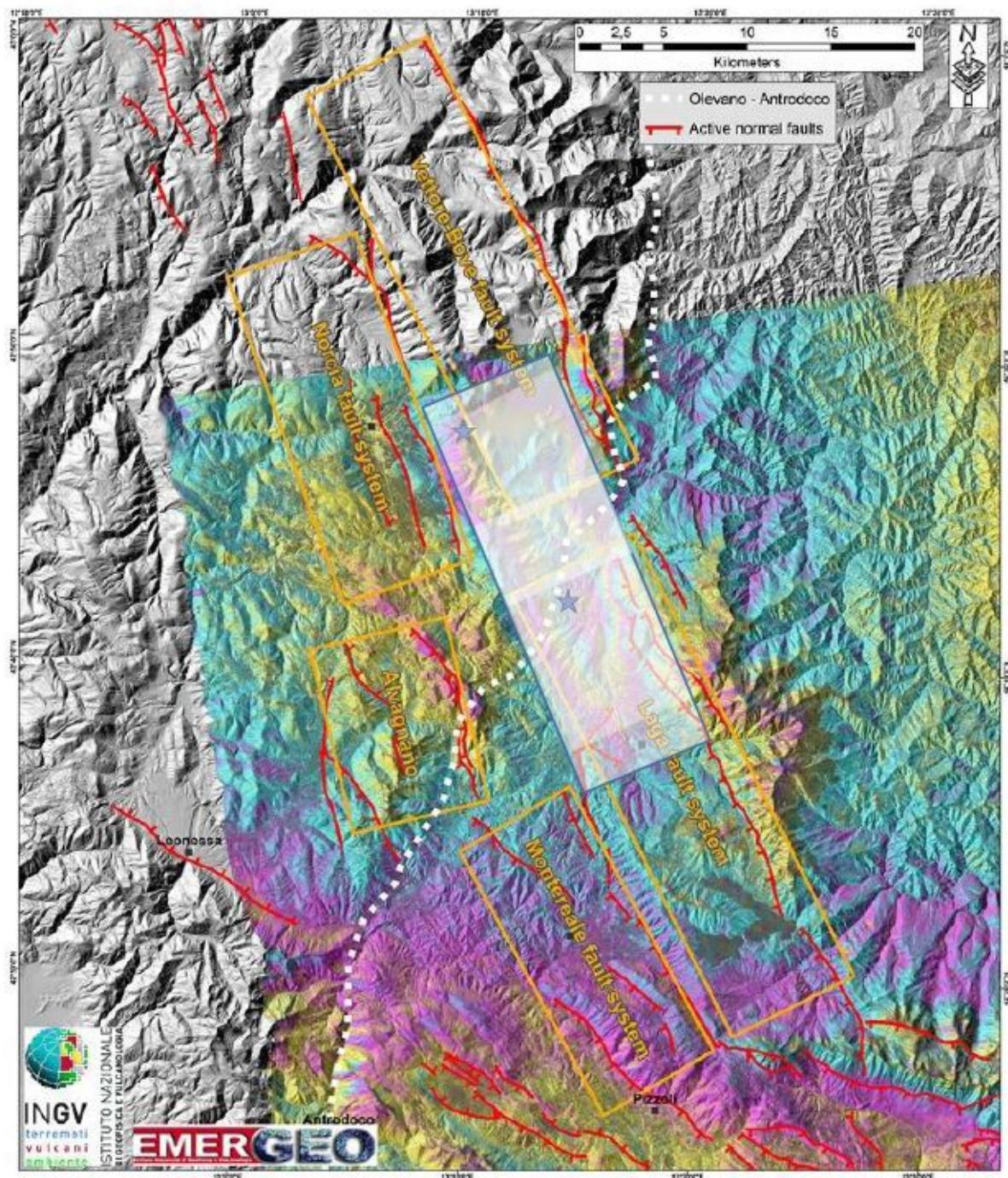
Dalla precedente figura si può notare come la distribuzione della dislocazione è concentrata in due zone; nel settore SW della faglia (zona Accumoli – Amatrice), a minor profondità, e nel settore NW (zona Accumoli – Norcia), a maggior profondità.

Inoltre gli studi hanno permesso di definire una direttività in direzione NW e comunque a nord dell'epicentro. Tuttavia i valori di picco maggiori sono stati osservati sia alle stazioni di Arquata del Tronto e Norcia sia ad Amatrice, suggerendo una rottura bilaterale. La maggior profondità della rottura nel settore di NW potrebbe aver contribuito all'andamento osservato.

Le osservazioni sismologiche e quelle geodetiche sono coerenti con le conoscenze geologiche e con la mappa delle faglie attive.



Carta geologica dell'area epicentrale. In puntinato azzurro la sismicità al 27 agosto 2016, la stella indica l'epicentro dell'evento principale, la linea tratteggiata rappresenta il sovrascorrimento inattivo dei Monti Sibillini che separa le unità terziarie torbiditiche a velocità sismiche minori rispetto alle serie carbonatiche mesozoiche a NW, il rettangolo bianco indica la proiezione in superficie del piano di faglia preliminare – da INGV



Sistemi di faglie attorno all'area epicentrale – da INGV

Pertanto, riassumendo, la struttura sismogenetica causa dei forti terremoti è orientata in direzione NNW-SSE (direzione appenninica) e si estende per circa 25 – 30 km tra i comuni di Norcia e Amatrice per una lunghezza di circa 10 – 12 km ed una profondità di 10 – 12 km.

Questo volume sismogenetico è caratterizzato dalla presenza di diversi segmenti di faglia di una certa complessità strutturale.

La scossa principale del 24 agosto 2016 (ML = 6,0) ha verosimilmente rotto un segmento di faglia orientato NNW-SSE e immergente verso SW.

La rottura cosismica ha avuto inizio nei pressi della città di Accumoli e verso N-NW in direzione di Norcia.

Il massimo della deformazione cosismica è ubicato nei pressi di Accumoli.

Non è ancora ben chiaro se esiste continuità tra le due parti di faglia che hanno generato la scossa principale, cioè se si sia rotto un unico segmento di faglia, oppure se la rottura cosismica abbia interessato due segmenti differenti separati dalla discontinuità strutturale della Linea Olevano – Antrodoco (di cui il sovrascorrimento dei Monti Sibillini ne fa parte).

La sismicità del volume sismogenetico nel settore NW è molto dispersa e suggerisce l'attivazione di diversi segmenti di faglia a seguito della scossa principale. In particolare l'attivazione delle repliche mostra l'attivazione del segmento di faglia del monte Vettore e di diverse strutture antitetiche emergenti verso NE.

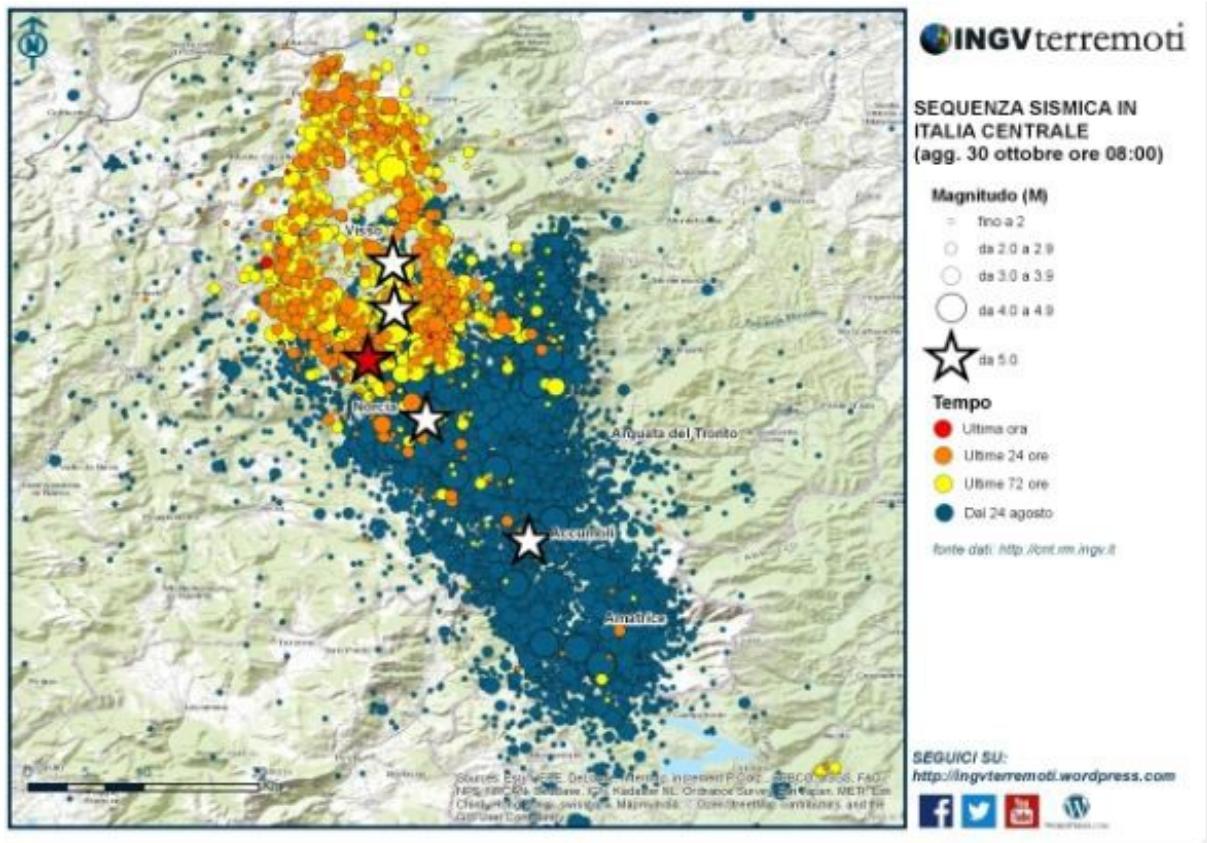
Le repliche di magnitudo maggiore sono concentrate ai margini del volume sismogenetico, sia a NW che a SE. In particolare la sismicità nella zona di Amatrice mostra l'attivazione del sistema di faglie dei Monti della Laga, già attivato durante la sequenza dell'Aquila del 2009.

La sequenza sismica iniziata con l'evento del 24 agosto 2016 ha caratterizzato notevolmente anche i mesi successivi e in particolare quello di ottobre, allorquando nei giorni del 26 e del 30 sono stati registrati alcuni forti terremoti avvenuti in un'area più a nord di quella attivata ad agosto. Il giorno 26 ottobre sono stati registrati due forti terremoti aventi rispettivamente magnitudo 5,4 (ore 19:10) e 5,9 (ore 21:18), mentre il terremoto del 30 ottobre ha registrato una magnitudo di 6,5, ed è stato localizzato al confine tra Marche e Umbria. L'epicentro di quest'ultimo terremoto è ubicato tra le province di Macerata, Perugia e Ascoli Piceno, a 7 km da Castelsantangelo sul Nera, 5 km da Norcia e 19,6 km da Bolognola.

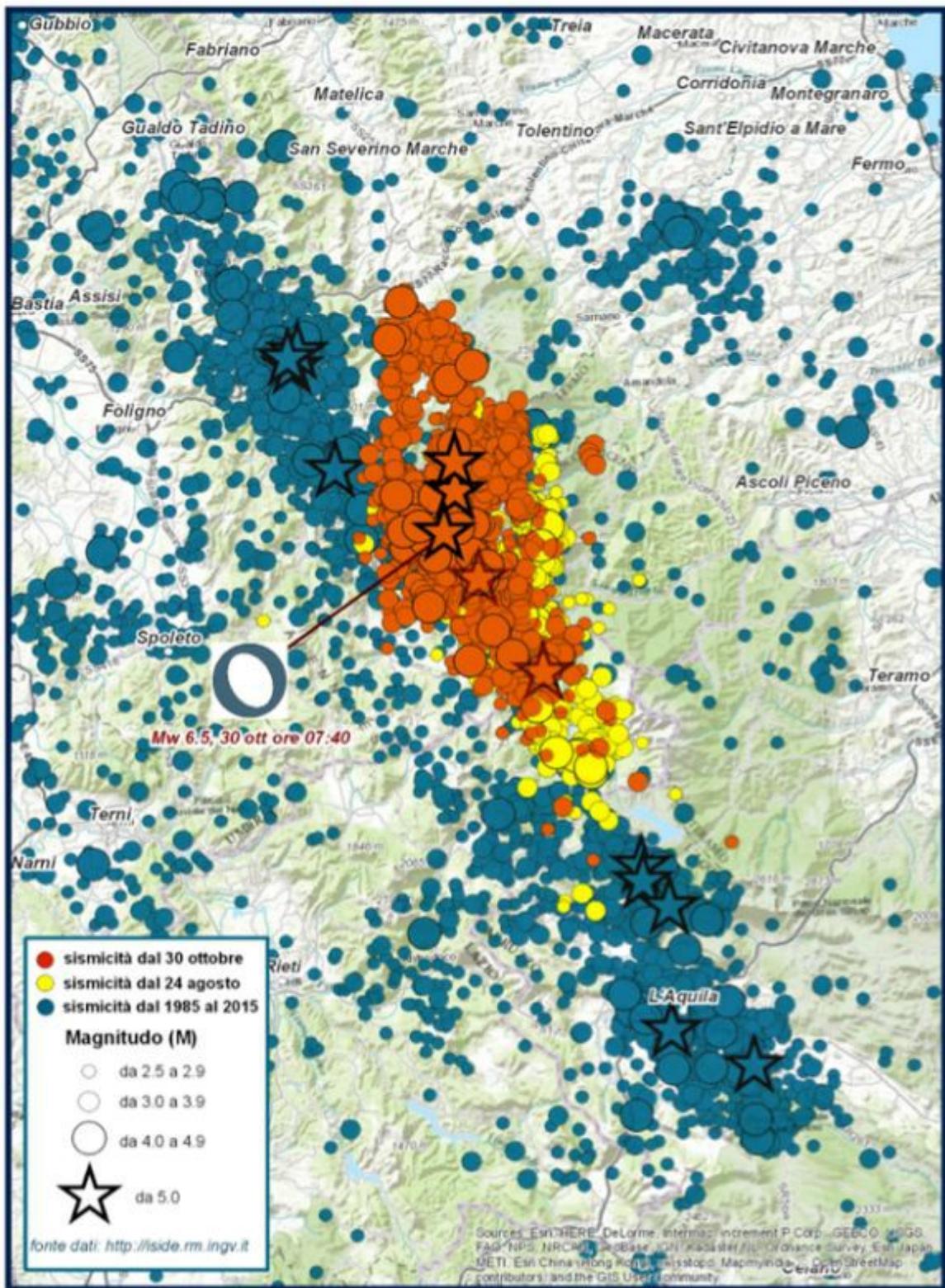
Il terremoto del 30 ottobre 2016 delle ore 07:40 è stato l'evento italiano più forte avvenuto in Italia dopo quello 6,9 MW del 1980 dell'Irpinia.

Il terremoto del 30 ottobre risulta l'evento più forte della sequenza iniziata con il terremoto del 24 agosto di magnitudo 6,0 che conta anche una scossa di magnitudo 5,9 MW del 26 Ottobre.

L'area interessata dagli aftershocks comprende un settore che si estende per circa 40 km, da Accumoli a sud fino a Visso a nord, riprendendo quindi la parte settentrionale del sistema di faglie che si era attivato con il terremoto del 24 agosto e interessando anche la parte meridionale della struttura attivata il 26 ottobre.



Area della sequenza sismica dove sono localizzati gli eventi degli ultimi giorni dell'ottobre 2016 (la stella di colore rosso rappresenta l'epicentro dell'evento con $Mw = 6,5$ del 30 ottobre, mentre le altre due bianche a nord sono relative ai terremoti avvenuti il 26 ottobre). – da INGV



Mappa della sismicità della regione dal 1985 ad oggi. In blu gli epicentri dal 1985 al luglio 2016, in giallo gli epicentri dal 24 agosto al 25 ottobre 2016, in rosso quelli dal 26 ottobre al 3 novembre 2016. Le stelle sono gli eventi di magnitudo uguale o maggiore a 5,0 – da INGV

Il meccanismo focale del terremoto del 30 ottobre è del tutto simile a quelli dei terremoti precedenti della sequenza, che mostrano delle faglie distensive orientate in senso SSE-NNW.

L'analisi dei dati geologici, di quelli geodetici e sismologici porta a individuare come responsabili

dei terremoti le faglie appartenenti al sistema della faglia conosciuta in letteratura come faglia del Monte Vettore – Monte Bove.

Queste faglie normali, cioè a carattere estensionale, sono orientate in senso NNW-SSE e immergenti verso W. Le faglie si sono attivate per l'intero spessore dello strato sismogenetico, da circa 10 km di profondità fino alla superficie producendo rotture ben visibili in affioramento, con rigetti che raggiungono in qualche settore anche i due metri.

Il piano di rottura del terremoto di Mw 6,5 del 30 ottobre 2016 si è propagato verso la superficie ed ha prodotto una vistosa fagliazione sul terreno lungo il Sistema di faglia Vettore-Bove.



Rottura cosismica del 30 ottobre 2016; dislocazione lungo il piano di faglia roccia nel versante occidentale del Monte Vettore - da INGV

Queste rotture osservate in superficie rappresentano la prosecuzione del movimento profondo sul piano di faglia, che si è originato intorno agli 8 – 10 km e si è propagata lentamente verso l'alto.

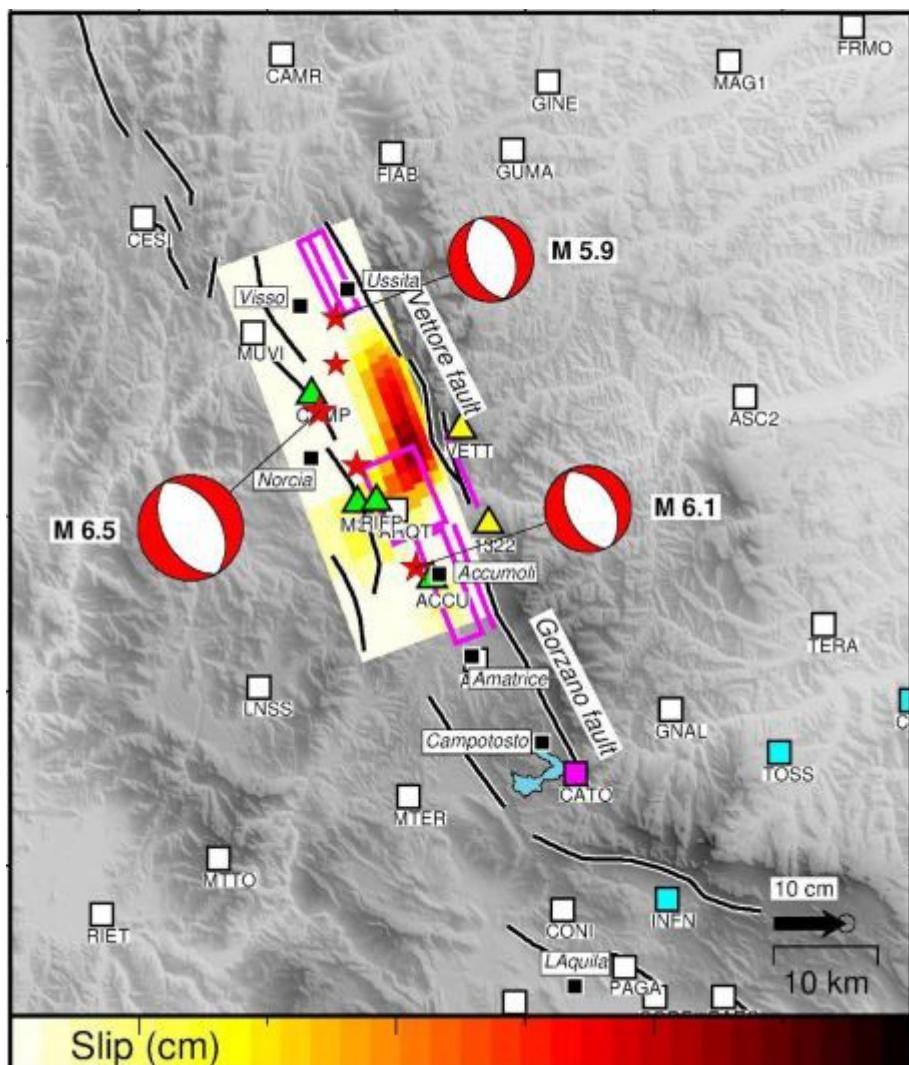
I dati accelerometrici e geodetici sono coerenti nell'individuazione delle zone di massimo spostamento della faglia del 30 ottobre, che si colloca tra le precedenti rotture del 24 agosto a sud e del 26 ottobre a nord, interessando principalmente il settore centrale del sistema di faglie e la sua parte più superficiale, dove vengono individuati spostamenti superiori ai 2,5 m sul piano di faglia.

E' infatti evidente che lo spostamento lungo i diversi segmenti di faglia attivi non è avvenuto in maniera omogenea, ma ha avuto forti eterogeneità: spostamenti da pochi decimetri a 1,0 – 2,0 m sul piano della stessa faglia.

Questo potrebbe spiegare la complessità della sequenza, con l'attivazione successiva di segmenti di faglia di grandezza differente e con spostamenti dei due lembi della faglia anche molto diversi.

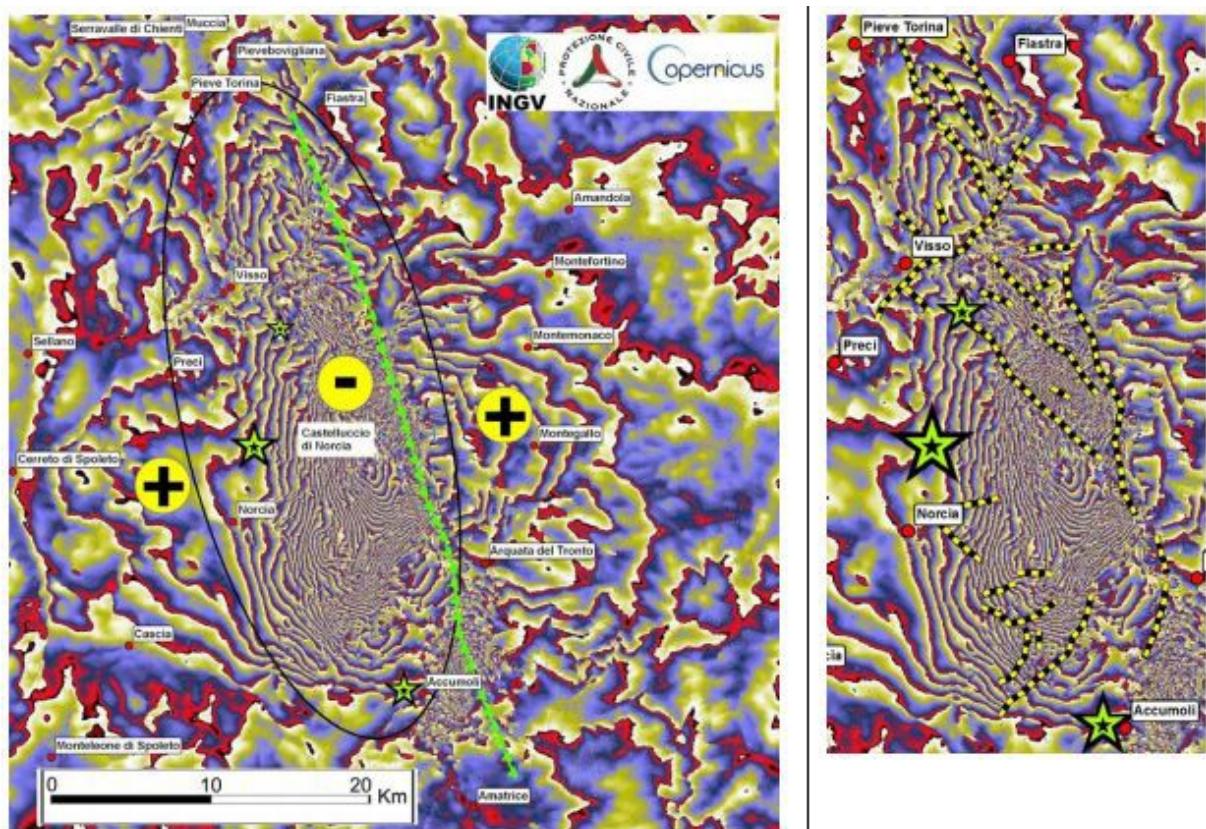
L'analisi dei dati acceletometrici del terremoto del 30 ottobre 2016 ad Amatrice ha evidenziato delle forti variazioni delle accelerazioni del suolo a distanze molto brevi, con amplificazioni fino a un fattore 5 rispetto a siti su roccia, dovute principalmente alla struttura geologica superficiale.

Il monitoraggio delle deformazioni del suolo nell'area epicentrale e le relative elaborazioni hanno permesso di individuare, per l'evento del 30 ottobre, un piano di faglia di lunghezza = 40 km, larghezza = 18 km, dip = 45°, strike = 160°. Il modello preliminare ha mostrato una concentrazione di slip (con un valore massimo di 2.5 m) abbastanza superficiale, corrispondente ad una MW = 6,5.



Modello di slip co-sismico per il Mw 6,5 del 30 Ottobre. I rettangoli box magenta mostrano le faglie ottenute dalla inversione non-lineare degli spostamenti GPS.

Le immagini satellitari hanno mostrato che mentre la deformazione del suolo nel campo lontano è chiara e mostra bassi gradienti spaziali di deformazione, da 1 a 5 cm/km, nella zona vicina all'epicentro (principalmente ad est di esso) si nota una fascia di deformazione molto complessa allungata NS con valori negativi, lunga 30 km e larga 10 km, che mostra gradienti di deformazione molto elevati, fino a 30 cm/km. In questa zona, nei pressi della piana di Castelluccio, si osserva il ribassamento massimo di 80 cm in linea di vista. L'andamento spezzato delle frange interferometriche sul versante occidentale della catena Mt. Vettore-Mt. Bove corrisponde alle evidenze di fagliazione superficiale osservate.



A sinistra, interferogramma che mostra la deformazione del suolo legata agli eventi sia del 26/10 che del 30/10 (le stelle verdi sono gli epicentri delle scosse più forti). A destra, un dettaglio che mostra alcune delle numerose fratture del terreno che possono essere identificate nell'interferogramma. La lunga linea più orientale segue la posizione della faglia di Mt. Vettore-Mt. Bove che ha prodotto fagliazione superficiale.

9. MODELLO GEOTECNICO

Dalla campagna geognostica eseguita si sono ricavati i parametri geotecnici dei terreni compresi nel volume significativo (verifiche SLE), con particolare riguardo per le resistenze a taglio interessanti il presumibile cuneo di rottura (verifiche SLU).

Sulla scorta del modello geologico di riferimento, si sono evidenziate le diverse unità geotecniche che vanno a costituire il modello geotecnico di base per la progettazione strutturale.

- Unità A: 0,0 m – 15,0 m Depositi alluvionali costituiti dall'alternanza di limi sabbiosi e sabbie fini con intercalati livelli di limi argillosi (Unità A1), prevalente nei primi 3,0 – 7,0 m dal p.c., e di ghiaie in matrice sabbioso limosa (Unità A2)

I parametri desunti dalle prove in situ hanno mostrato valori contenuti in un range ben preciso. Poichè si è in presenza, nel caso delle fondazioni, di grandi volumi di terreno, si sono assunti i parametri più prudenziali, considerandoli una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato, così come indicato dalle NTC08.

Parametri nominali e caratteristici

- Unità A1: Depositi alluvionali costituiti dall'alternanza di limi sabbiosi e sabbie fini con intercalati livelli di limi argillosi

Peso di volume o densità umida	$\gamma = 20,4 \text{ kN/mc}$
Resistenza in tensioni efficaci	$\phi' = 29,0^\circ, \phi'k = 24,2^\circ;$ $c' = 5,0 \text{ kPa}, c'k = 3,24 \text{ kPa}$
Coesione non drenata	$cu = 52,45 \text{ kPa}, cuk = 31,0 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione edometrica	$Eed = 3,8 \text{ MPa}$
Modulo di deformazione elastico o di Young	$E' = 25,2 \text{ MPa}$
Modulo di rigidità o di taglio	$G = 6,5 \text{ MPa}$

- Unità A2: Depositi alluvionali costituiti da ghiaie in matrice sabbioso limosa

Peso di volume o densità umida	$\gamma = 20,65 \text{ kN/mc}$
Resistenza in tensioni efficaci	$\phi' = 34,0^\circ, \phi'k = 28,4^\circ;$
Modulo di deformazione edometrica	$Eed = 40,2 \text{ MPa}$
Modulo di deformazione elastico o di Young	$E' = 48,0 \text{ MPa}$
Modulo di rigidità o di taglio	$G = 21,75 \text{ MPa}$

- Dal monitoraggio piezometrico eseguito si ipotizza una falda posta a circa 14,0 m dal p.c..

9.1. Aspetti sismici

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito a_{max} può essere valutata con la relazione (NTC08)

$$a_{max} = S \cdot a_g = SS \cdot ST \cdot A_g$$

Dalla scheda tecnica allegata al Capitolato (1. SICUREZZA) il Dipartimento della Protezione Civile ha fornito per l'area di interesse il valore dell'accelerazione sismica al suolo per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**):

$$a_g = 0.30g$$

$$S = 1,5$$

$$a_{max} = 0.45g$$

e per la verifica agli Stati Limite di Esercizio (**SLE**).

$$a_g = 0.12g$$

$$S = 2.2$$

$$a_{max} = 0.264g$$

9.2. Verifica della sicurezza e delle prestazioni

Lo strutturista ha comunicato i seguenti dati per tutte le combinazioni di moduli elencati in precedenza:

Classe d'uso: II

Vita nominale: 50 anni

Approccio 2 (NTC 2008)

Fondazione a platea - Spessore = 30 cm (escluso magrone 10 cm)

Geometria della fondazione (L, B)

Azioni sul terreno di fondazione in relazione ai livelli prestazionali

Fattore di struttura q

Tipologie planivolumetriche dei moduli:

- 60 x2 60+60 (120 mq)
- 60 x3 60+60+60 (180 mq)
- 80 x2 80+80 (160 mq)
- 40 x3 40+40+40 (120 mq)
- 40+60+40 (140 mq)
- 40+80+40 (160 mq)
- 60+40+60 (160 mq)

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \xi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

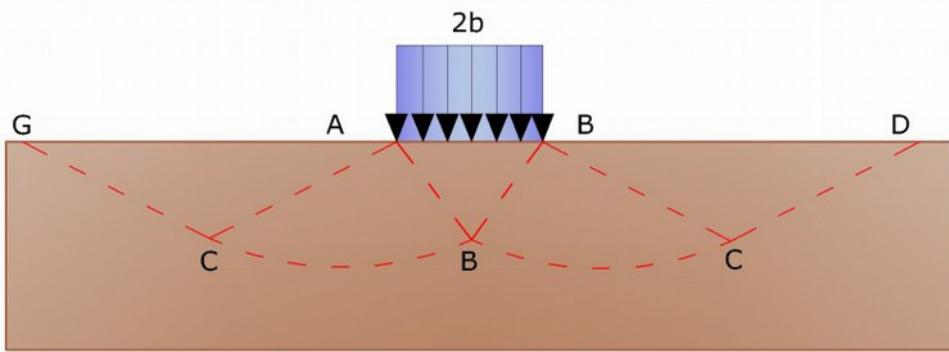
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma = 0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \xi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato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

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

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \xi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \xi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

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

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

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

Per $\xi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

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

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

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

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ν rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ν in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ξ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ξ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

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

$$\operatorname{tg} \xi_{rid} = 2/3 \times \operatorname{tg} \xi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

$$Nq = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2)\tan\varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

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

Egli intodusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore Nq , fattori di profondità s_i e di pendenza s_γ per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (vd. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad qult = c \times N_c \times s_c \times dc + \gamma \times D \times Nq \times s_q \times dq + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad qult = c \times N_c \times ic \times dc + \gamma \times D \times Nq \times iq \times dq + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

$$Nq = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \xi/2)$$

ϑ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof, le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\xi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\xi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriiformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\xi)$$

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente diseguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) cu sc ic + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

cu Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

sc	Fattore di forma
sc = 1 + 0,2 (B'/L')	per fondazioni rettangolari
sc = 1,2	per fondazioni quadrate o circolari.
ic	Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c sc ic + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

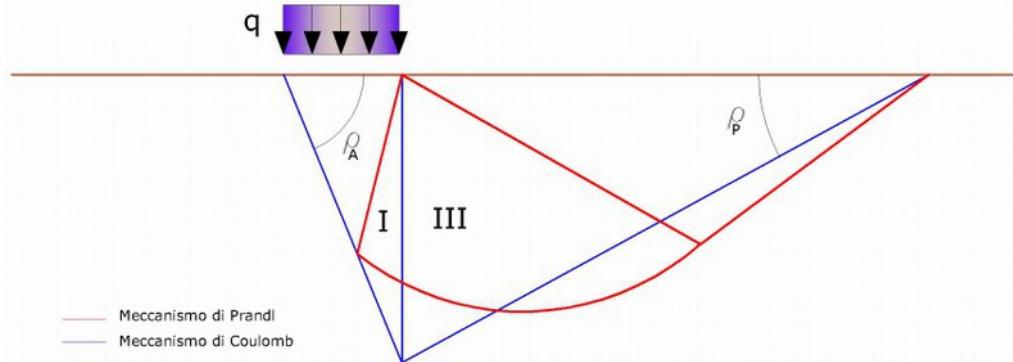
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico

meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni kh g e kv g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale,

sono a loro volta pari a $kh \gamma$ e $kv \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot (1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta))} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot (1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta))} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo ϑ definito come:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$kh/(1-kv)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere

verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$FR_d = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \cdot \square (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g Accelerazione di gravità;

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

$$a_{max} = S \cdot S \cdot T \cdot g$$

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

T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

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

T1 (ST = 1.0) T2 (ST = 1.20) T3(ST =1.20) T4(ST = 1.40).

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

$$TR = -VR/\ln(1-PVR)$$

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

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

$$kh = agR \gamma I S / (g)$$

agR: accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γI : fattore di importanza,

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

ag = agR γI è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale kv è definito in funzione di kh , e vale:

$$kv = \pm 0.5 kh$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza IF deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente IS :

$$IS = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} IS IF$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va

considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione $\sigma'p$ ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$ Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2,0 m);

- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T Tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} Tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

Moduli da materializzare:

- 60 x2 60+60 (120 mq)
- 60 x3 60+60+60 (180 mq)
- 80 x2 80+80 (160 mq)
- 40 x3 40+40+40 (120 mq)
- 40+60+40 (140 mq)
- 40+80+40 (160 mq)
- 60+40+60 (160 mq)

MODULO 60x2 60+60 (120 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	12.57 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	31.0	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	40.2	0.0	0.0	48000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.40	1176.00	0.00	0.00	110.00	0.00	Progetto
2	Sisma	23.04	921.60	0.00	0.00	85.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	14.02	560.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.99	839.44	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1

3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma
Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	587.61 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	255.48 kN/m ²
Tensione [Ed]	23.04 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	25.5
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 23504.3 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.78
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	703.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	305.73 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)
=====

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.19
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	640.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	278.27 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)
=====

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1100.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	478.45 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)
=====

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59

Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.36
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.32
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	862.3 kN/m ²
Resistenza di progetto	374.91 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	18 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	347.37 kN
Sollecitazione di progetto	110 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.79
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	651.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	283.15 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.19
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	587.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	255.48 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.93

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	998.59 kN/m ²
Resistenza di progetto	434.17 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.36
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.32
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.93
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	800.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	18 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	272.22 kN
Sollecitazione di progetto	85 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

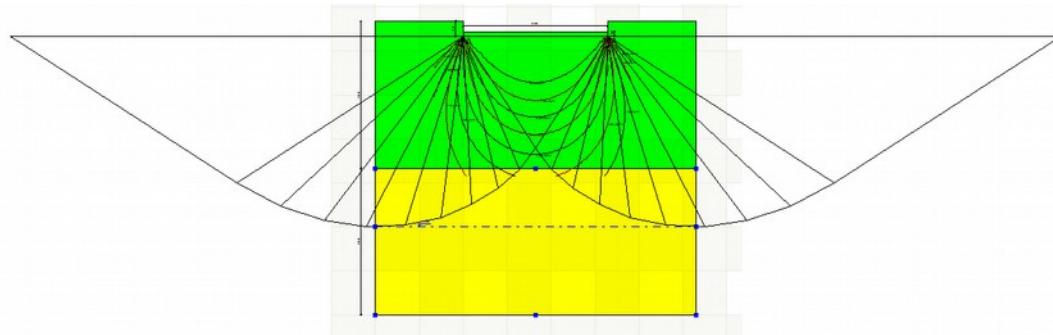
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.99 kN/m ²
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.113 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.466	Edometrico	0.1104	--	0.1104
2	15	298.793	0.14	Edometrico	0.0029	--	0.0029



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 60x3 60+60+60 (180 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	27.94 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khj]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	31.0	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	18.0	0.0	0.0	48000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo

1	A1+M1+R3	26.77	7389.78	0.00	0.00	700.00	0.00	Progetto
2	Sisma	22.65	6252.47	0.00	0.00	600.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	19.12	5278.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.97	5790.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	575.91 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	250.39 kN/m ²
Tensione [Ed]	22.65 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	25.43
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 23036.31 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.83
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.74
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	664.99 kN/m ²
Resistenza di progetto	289.13 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
--------------	-------

Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.17
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	628.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	273.19 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1028.27 kN/m ²
Resistenza di progetto	447.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	849.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	369.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2445.15 kN
Sollecitazione di progetto	700 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03

Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.83
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.74
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	606.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	263.56 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.17
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	575.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	250.39 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	923.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	401.7 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	773.54 kN/m ²
Resistenza di progetto	336.32 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
-----------------------------	---------------------

Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2068.83 kN
Sollecitazione di progetto	600 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

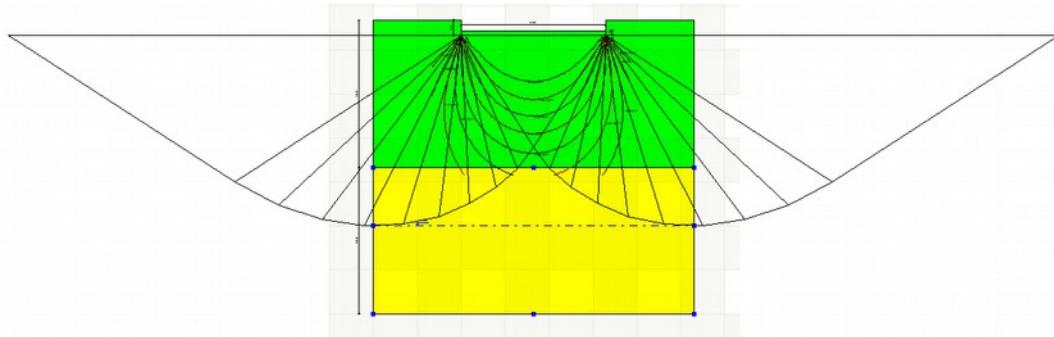
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.97 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.114 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.48	Edometrico	0.1137	--	0.1137
2	15	264.965	0.208	Edometrico	0	--	0



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 80x2 80+80 (160 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	27.94 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	31.0	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	18.0	0.0	0.0	48000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	26.77	7389.78	0.00	0.00	700.00	0.00	Progetto
2	Sisma	22.65	6252.47	0.00	0.00	600.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	19.12	5278.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.97	5790.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	575.91 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	250.39 kN/m ²
Tensione [Ed]	22.65 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	25.43
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 23036.31 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.83
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.74
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	664.99 kN/m ²
Resistenza di progetto	289.13 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.17
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	628.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	273.19 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0

Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1028.27 kN/m ²
Resistenza di progetto	447.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	849.23 kN/m ²
Resistenza di progetto	369.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2445.15 kN
Sollecitazione di progetto	700 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.83
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.74
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	606.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	263.56 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.17
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	575.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	250.39 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)	
<hr/>	
Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	923.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	401.7 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
<hr/>	
Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.81
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	773.54 kN/m ²
Resistenza di progetto	336.32 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2068.83 kN
Sollecitazione di progetto	600 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

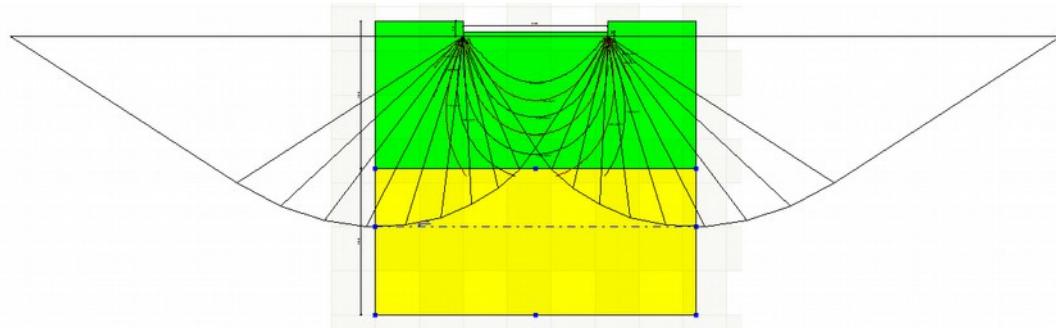
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.97 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.114 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.48	Edometrico	0.1137	--	0.1137
2	15	264.965	0.208	Edometrico	0	--	0



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 40x3 40+40+40 (120 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	12.57 m
Profondità piano di posa	1.0 m

Profondità falda 14.0

SISMA

Effetto sismico secondo NTC(C7.11.5.3.1)
 Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0.126
 Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	31.0	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	40.2	0.0	0.0	48000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.40	1176.00	0.00	0.00	110.00	0.00	Progetto
2	Sisma	23.04	921.60	0.00	0.00	85.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	14.02	560.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.99	839.44	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult] 587.61 kN/m²
 Resistenza di progetto[Rd] 255.48 kN/m²
 Tensione [Ed] 23.04 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 25.5
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 23504.3 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 9.81
 Fattore [Nc] 19.59
 Fattore [Ng] 5.94
 Fattore forma [Sc] 1.0
 Fattore profondità [Dc] 1.04
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.86
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.78
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	703.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	305.73 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.19
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	640.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	278.27 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1100.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	478.45 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.36
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.32
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	862.3 kN/m ²
Resistenza di progetto	374.91 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	18 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	347.37 kN
Sollecitazione di progetto	110 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.79
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	651.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	283.15 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
--------------	------

Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.91
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore forma [Sq]	1.19
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.89
Fattore forma [Sg]	1.19
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	587.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	255.48 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)	
<hr/>	
Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.93
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	998.59 kN/m ²
Resistenza di progetto	434.17 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
<hr/>	
Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.36
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.92
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.32
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.93
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.88
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	800.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	18 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	272.22 kN
Sollecitazione di progetto	85 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

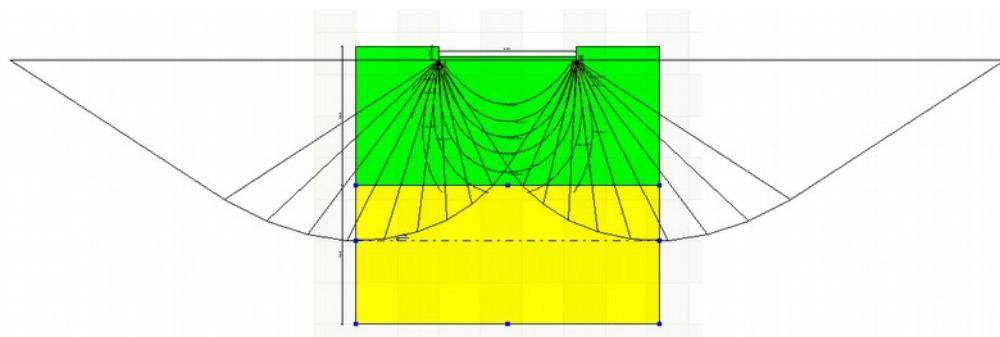
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.99 kN/m ²
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.113 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.466	Edometrico	0.1104	--	0.1104
2	15	298.793	0.14	Edometrico	0.0029	--	0.0029



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 40+60+40 (140 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	24.95 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.264
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	27.2	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	0.0	0.0	0.0	42000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.42	7242.00	0.00	0.00	550.00	0.00	Progetto
2	Sisma	23.50	5681.46	0.00	0.00	400.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	14.30	3455.93	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.89	5199.40	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	642.79 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	279.47 kN/m²
Tensione [Ed]	23.5 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	27.35
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 25711.5 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.78
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	692.77 kN/m ²
Resistenza di progetto	301.2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0

Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1060.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	461.21 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	868.02 kN/m ²
Resistenza di progetto	377.4 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2396.25 kN
Sollecitazione di progetto	550 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.8
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	642.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	279.47 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0

Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	965.76 kN/m ²
Resistenza di progetto	419.9 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	801.2 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.35 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	1879.89 kN
Sollecitazione di progetto	400 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

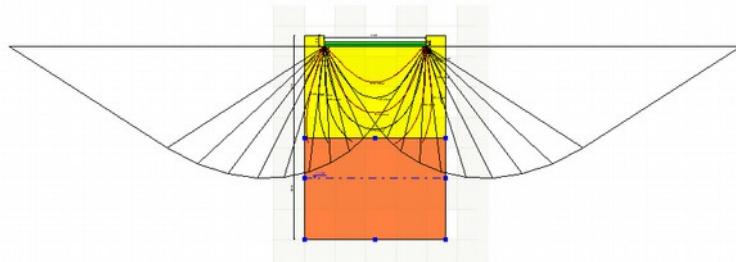
*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.99 kN/m ²
-------------------------------	-------------------------

Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.122 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.496	Edometrico	0.1174	--	0.1174
2	15	298.793	0.207	Edometrico	0.0049	--	0.0049



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 40+80+40 (160 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	24.95 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.264
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	27.2	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	0.0	0.0	0.0	42000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo

1	A1+M1+R3	29.42	7242.00	0.00	0.00	550.00	0.00	Progetto
2	Sisma	23.50	5681.46	0.00	0.00	400.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	14.30	3455.93	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.89	5199.40	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	642.79 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	279.47 kN/m ²
Tensione [Ed]	23.5 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	27.35
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 25711.5 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.78
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	692.77 kN/m ²
Resistenza di progetto	301.2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
--------------	-------

Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1060.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	461.21 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	868.02 kN/m ²
Resistenza di progetto	377.4 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2396.25 kN
Sollecitazione di progetto	550 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.8
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	642.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	279.47 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0

Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	965.76 kN/m ²
Resistenza di progetto	419.9 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	801.2 kN/m ²
Resistenza di progetto	348.35 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	1879.89 kN
Sollecitazione di progetto	400 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

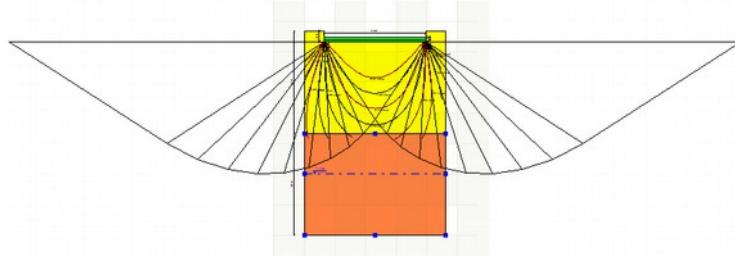
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.99 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.122 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.496	Edometrico	0.1174	--	0.1174
2	15	298.793	0.207	Edometrico	0.0049	--	0.0049



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

MODULO 60+40+60 (160 mq)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	9.88 m
Lunghezza fondazione	24.95 m

Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	14.0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.264
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.126
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.063

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria
10.0	20.4	22.0	24.2	3.24	27.2	0.0	3800.0	0.0	0.0	0.0
10.0	20.65	22.0	28.4	0.0	0.0	0.0	42000.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.42	7242.00	0.00	0.00	550.00	0.00	Progetto
2	Sisma	23.50	5681.46	0.00	0.00	400.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	14.30	3455.93	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	20.89	5199.40	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	642.79 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	279.47 kN/m²
Tensione [Ed]	23.5 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	27.35
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 25711.5 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.84

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.78
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	692.77 kN/m ²
Resistenza di progetto	301.2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1200.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	522.16 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 1060.79 kN/m²
Resistenza di progetto 461.21 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.89
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.84
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 868.02 kN/m²
Resistenza di progetto 377.4 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2396.25 kN
Sollecitazione di progetto	550 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	5.94
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0

Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.87
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.8
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	642.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	279.47 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.65
Fattore [Nc]	23.7
Fattore [Ng]	8.8
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.69
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	924.64 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.02 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	9.71
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.9
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	965.76 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto 419.9 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.81
Fattore [Nc]	19.59
Fattore [Ng]	7.91
Fattore forma [Sc]	1.18
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.16
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.91
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.88
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.86
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.86
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 801.2 kN/m²
Resistenza di progetto 348.35 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	1879.89 kN
Sollecitazione di progetto	400 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

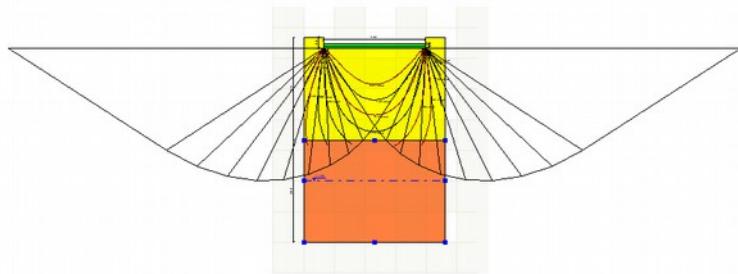
*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	20.99 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.122 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5.5	112.2	0.496	Edometrico	0.1174	--	0.1174

2	15	298.793	0.207	Edometrico	0.0049	--	0.0049
---	----	---------	-------	------------	--------	----	--------



Cuneo di rottura e bulbo delle pressioni

Le verifiche della sicurezza svolte per le due zone sopra indicate, applicando il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, e specificatamente:

- per gli SLU espresse dalla disequazione

$$\mathbf{Rd} \geq \mathbf{Ed}$$

- per SLV scorrimento sul piano di posa

$$F_{Rd} = (N_{sd} \tan \delta + c_a A') / \gamma R \quad \text{con } \gamma R = 1.1$$

- per gli SLE dalla disequazione

$$\mathbf{Cd} \geq \mathbf{Ed}$$

sono risultate soddisfatte.

ALLEGATO 1

Trasmissione esito del sopralluogo nell'area indicata dall'amministrazione comunale come possibile sito idone per allestimento SAE nel Comune di Calderola (MC) (Dipartimento di Protezione Civile – Prot. n.

UC/TERAG16/0011544 del 15/02/2017)

e

Relazione sopralluogo per soluzioni abitative in emergenza (SAE), Calderola,
MC (CNR IRPI, 02/02/2017)



*Presidenza
del Consiglio dei Ministri*

DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE

Direzione di Comando e Controllo (Di.Coma C.)
Art. 2, comma 1, OCDPC n. 0388 del 26.08.2016

Presidenza del Consiglio dei Ministri
DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE
Prot n° UC/TERAG16/0011544
del 15/02/2017
USCITA

Indirizzi in allegato

OGGETTO: Trasmissione esito del sopralluogo nell'area indicata dall'amministrazione comunale come possibile sito idoneo per allestimento SAE nel comune di Calderola (MC).

Si trasmette la relazione predisposta dal Centro di Competenza CNR-IRPI relativa all'esito del sopralluogo eseguito in data 02 febbraio 2017 su quattro aree, segnalate dal Comune di Calderola, da destinare alla collocazione delle strutture abitative di emergenza (S.A.E.) e denominate nell'allegato report: Area1, Area2, Area3, Area4.

Sulla base delle informazioni desunte nel suddetto sopralluogo le aree 1 e 2 risultano idonee con prescrizioni relative alla realizzazione di opportune regimazioni delle acque meteoriche/superficiali.

I siti identificati come Area3 e Area4, così come riportati nella relazione, risultano idonei con prescrizioni relative alla realizzazione di opportune regimazioni delle acque meteoriche/superficiali oltre che dovranno essere evitati sbancamenti e tagli sui versanti limitrofi.

Gli esiti della relazione allegata, come è noto, rappresentano un contributo di analisi riferito esclusivamente alla verifica speditiva delle condizioni geo-idrologiche dei siti di interesse, che va necessariamente ricondotto nelle più generali attività di valutazione delle aree che codesta Regione dovrà effettuare d'intesa con i comuni interessati.

Allegato n. 1
Funzione Tecnica

IL COORDINATORE
Immacolata Postiglione

Foglio n. 2

Regione Marche
regione.marche.dipartimento.politiche.sicurezza@emarche.it

Comune di Calderola
comune.calderola.mc@legalmail.it

SOI di Macerata
soi.macerata@regione.marche.it

e p.c. Regione Marche c/o Di.Coma.C.
regionemarche.dicomac@protezionecivile.it

Responsabile Unico del Procedimento della fornitura S.A.E.
Regione Marche
roberto.borgognoni@regione.marche.it

Centri di competenza c/o Di.Coma.C
centricompetenza.dicomac@protezionecivile.it

Relazione di sopralluogo per soluzioni abitative in emergenza (SAE), Caldarola, MC.

1 Anagrafica sopralluogo

Denominazione sito: Calderola

Data del sopralluogo: 02 febbraio 2017

Enti: CNR IRPI, Regione Marche, Comune di Calderola, DPC

Rilevatori: Ivan Marchesini, Federica Fiorucci (CNR IRPI)

Contatti:

Ivan Marchesini, ivan.marchesini@irpi.cnr.it, 3387918465

Federica Fiorucci, federica.fiorucci@irpi.cnr.it, 3288234221

2 Localizzazione

Provincia: Macerata

Comune: Calderola

Indirizzo/Località, Coordinate geografiche (WGS 84 lon/lat in formato decimale):

Area1 43.14391°, 13.217970°

Area2 43.142957°, 13.218185°

Area3 43.139477°, 13.221456°

Area4 43.132590°, 13.229322°



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

TERREMOTO CENTRO ITALIA
Di.Coma.C
Funzione Tecnica di Valutazione e Pianificazione


irpi
Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica



Figura 1. Inquadramento delle aree proposte dal comune per l'insediamento dei SAE



Figura 2. Inquadramento di dettaglio delle aree 1 e 2 così come proposte dal comune di Calderola.

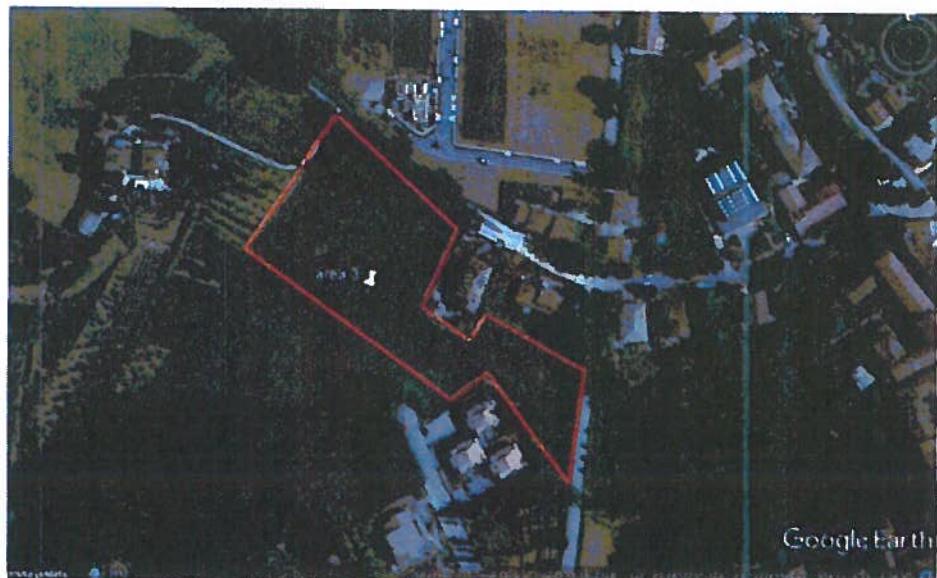


Figura 3. Inquadramento di dettaglio dell'area 3 così come individuata dal comune di Calderola.

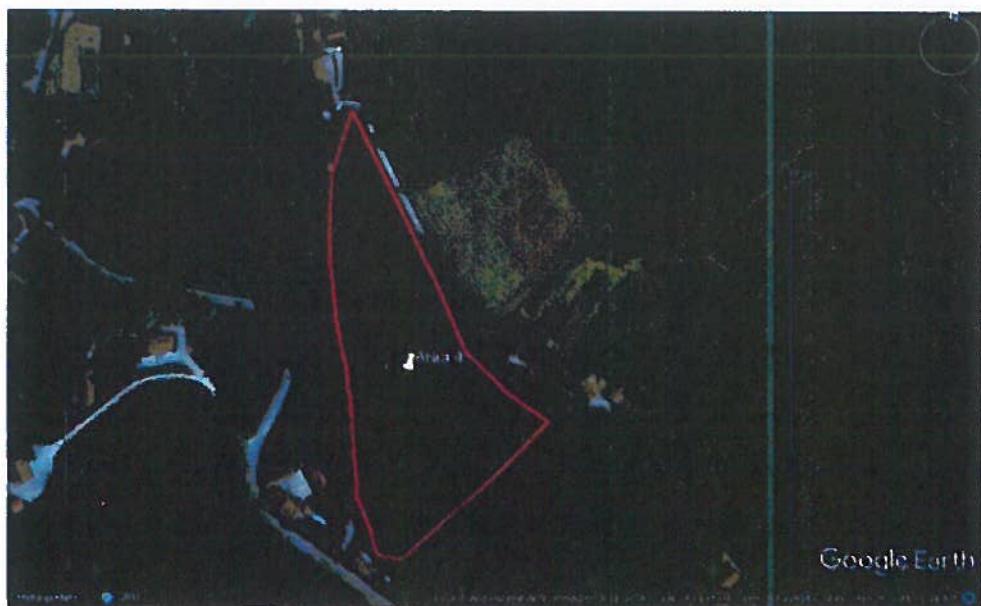


Figura 4. Inquadramento di dettaglio dell'area 4 così come proposto dal comune di Calderola.

3 Tipologia di destinazioni di uso previste

Il sopralluogo effettuato nel comune di Calderola si è risolto nella verifica della idoneità geo-idrologica di 4 siti (aree) che differivano (almeno in parte) da quanto comunicato in sede di convocazione del sopralluogo. In una fase successiva al sopralluogo sono state inviate dal comune le nuove perimetrazioni oggetto della presente relazione. Si tratta di aree destinate ad ospitare SAE. Nel corso del sopralluogo il responsabile del comune (assessore) ha comunicato che le aree di maggior interesse sono la 1 e la 2

4 Confronto cartografia PAI rischio alluvionale e di frana

L'analisi della cartografia PAI non ha messo in evidenza particolari elementi di criticità per quel che attiene le aree 1, 2, 3 e 4.



Figura 5. Stralcio del PAI della regione Marche.

5 Confronto con dati IFFI

L'analisi della cartografia IFFI non ha messo in evidenza particolari elementi di criticità per quel che attiene le aree 1 e 2 e 4. In prossimità dell'area 3, IFFI segnala la presenza di un movimento franoso di tipo colata che lambisce la zona orientale dell'area stessa.



Figura 6. Stralcio dell'inventario IFFI

6 Morfologia e pericoli di alluvionamento

I siti 1 e 2 si trovano in un'area pianeggiante limitrofa all'attuale centro abitato. La zona si colloca al riparo da pericoli di alluvionamento ma mostra evidenze di ristagni d'acqua favoriti dalla presenza di piccole depressioni morfologiche locali.

Il sito 3 si colloca su un'area pianeggiante situata ai piedi di un versante collinare. Anche su questa area, pur non rilevandosi pericoli di alluvionamento, si osservano evidenti fenomeni di ristagni in corrispondenza delle zone in cui defluiscono le acque provenienti dal versante.

Il sito 4 si colloca su un rilievo collinare e quindi al riparo da qualunque fenomeno di esondazione/alluvionamento. La coltre di neve presente durante il sopralluogo non ha consentito di escludere che anche in questa area possono verificarsi ristagni d'acqua localizzati.

7 Pericoli geologici e idrogeologici

Sui siti 1 e 2 non si evidenziano particolari pericoli geologici e idrogeologici.

Il sito 3 si colloca, in larga parte, ai piedi di un versante che, anche in base all'analisi fotointerpretativa, non mostra evidenze di fenomeni franosi attivi, quiescenti o relitti. In occasione di piogge intense tuttavia potrebbero verificarsi fenomeni erosivi e di trasporto sul versante con successiva sedimentazione nell'area interessata dalla probabile realizzazione dei SAE. Sempre sul sito 3 si evidenzia la presenza di una piccola scarpata stradale sul margine più settentrionale dell'area. Si ricorda inoltre la presenza del movimento franoso segnalato da IFFI sulla porzione più orientale del sito.

Il sito 4 presenta condizioni analoghe a quelle del sito 3, anche per quel che riguarda la presenza di una scarpata stradale sui margini occidentali e orientali dell'area.

Sia sul sito 3 che sul sito 4 devono essere evitati escavazioni e/o terrazzamenti in quanto potrebbero pregiudicare la stabilità dei versanti.

8 Rilievo geologico speditivo

Sulla base di quanto osservato in campagna e di quello che si desume dalla carta geologica al 10000 della regione Marche:

i siti 1 e 2 si colloca su depositi alluvionali terrazzati;

il sito 3 su terreni di alterazione riconducibili ad un substrato gessoso solififero con piccole porzioni interessate da terreni alluvionali terrazzati e da un colamento franoso in evoluzione;

il sito 4 principalmente su depositi alluvionali terrazzati

effettuata idonea e opportuna regimazione delle acque meteoriche/superficiali e dovranno essere evitati sbancamenti e tagli sul versante limitrofo.

3. il sito 4 sia da considerarsi IDONEO con PRESCRIZIONI per la realizzazione di SAE se realizzato conformemente a quella che è la delimitazione dell'area riportata in fig. 9. In particolare dovrà essere effettuata idonea e opportuna regimazione delle acque meteoriche/superficiali, e dovranno essere evitati sbancamenti e tagli sul versante.

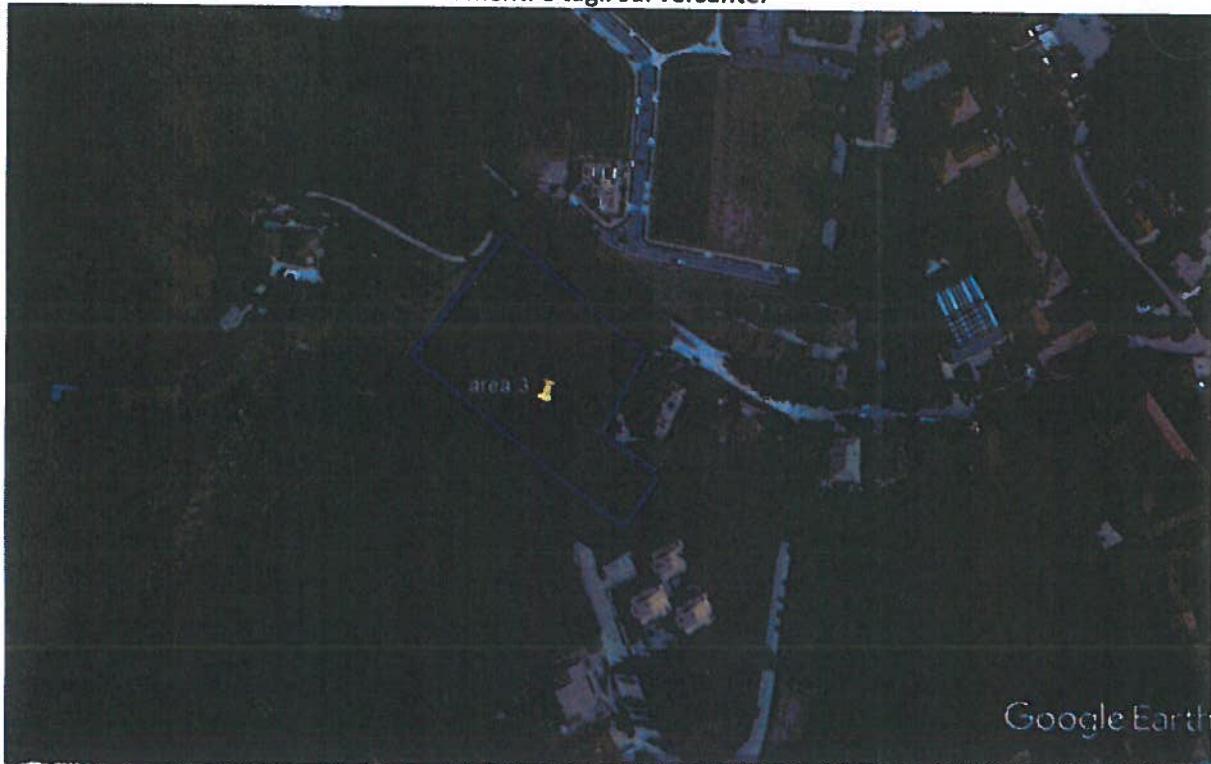


Figura 8. Delimitazione dell'area 3 ritenuta idonea per la localizzazione dei SAE.



PROTEZIONE CIVILE

TERREMOTO CENTRO ITALIA
Di.Coma.C
Funzione Tecnica di Valutazione e Pianificazione

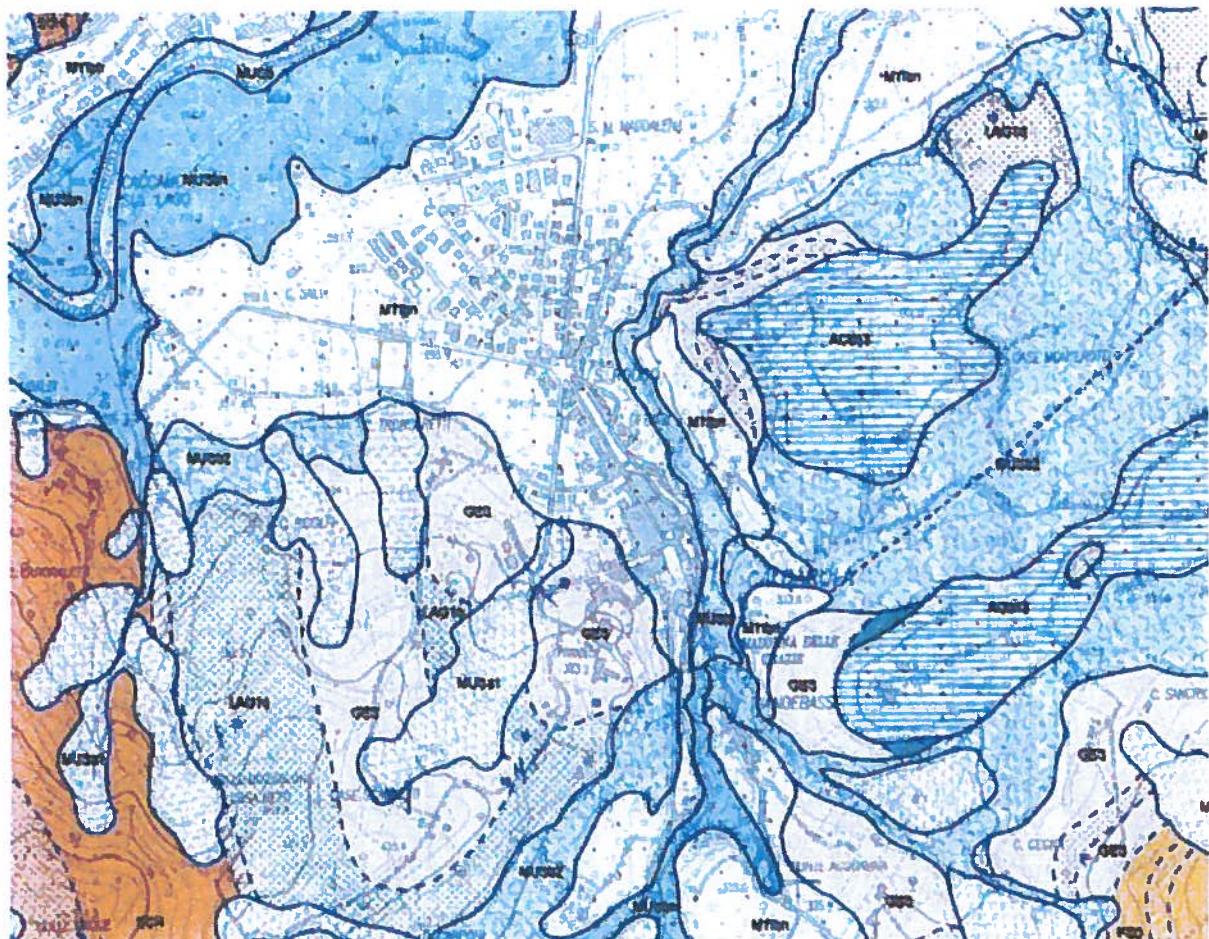


Figura 7. Stralcio della carta geologica del progetto CARG.

9 Descrizione viabilità di accesso, vie di fuga, interferenze

Non esistono particolari problematiche per quel che riguarda vie di accesso, fuga e interferenze per le aree di studio.

10 Sintesi criticità riscontrate e misure e/o interventi provvisoriali proposti

Sulla base delle informazioni raccolte, della analisi fotointerpretativa e delle osservazioni di campagna, si ritiene che, dal punto di vista geo-idrologico:

1. i siti 1 e 2 sono da considerarsi IDONEI con PRESCRIZIONI per la realizzazione di SAE. In particolare dovrà essere effettuata idonea e opportuna regimazione delle acque meteoriche/superficiali
2. il sito 3 è da considerarsi IDONEO con PRESCRIZIONI per la realizzazione di SAE, se realizzato conformemente a quella che è la delimitazione dell'area riportata in Fig. 8. Dovrà essere



Figura 9. Delimitazione dell'area 3 ritenuta idonea per la localizzazione dei SAE.

11 Fotografie



TERREMOTO CENTRO ITALIA
Di.Coma.C
Funzione Tecnica di Valutazione e Pianificazione

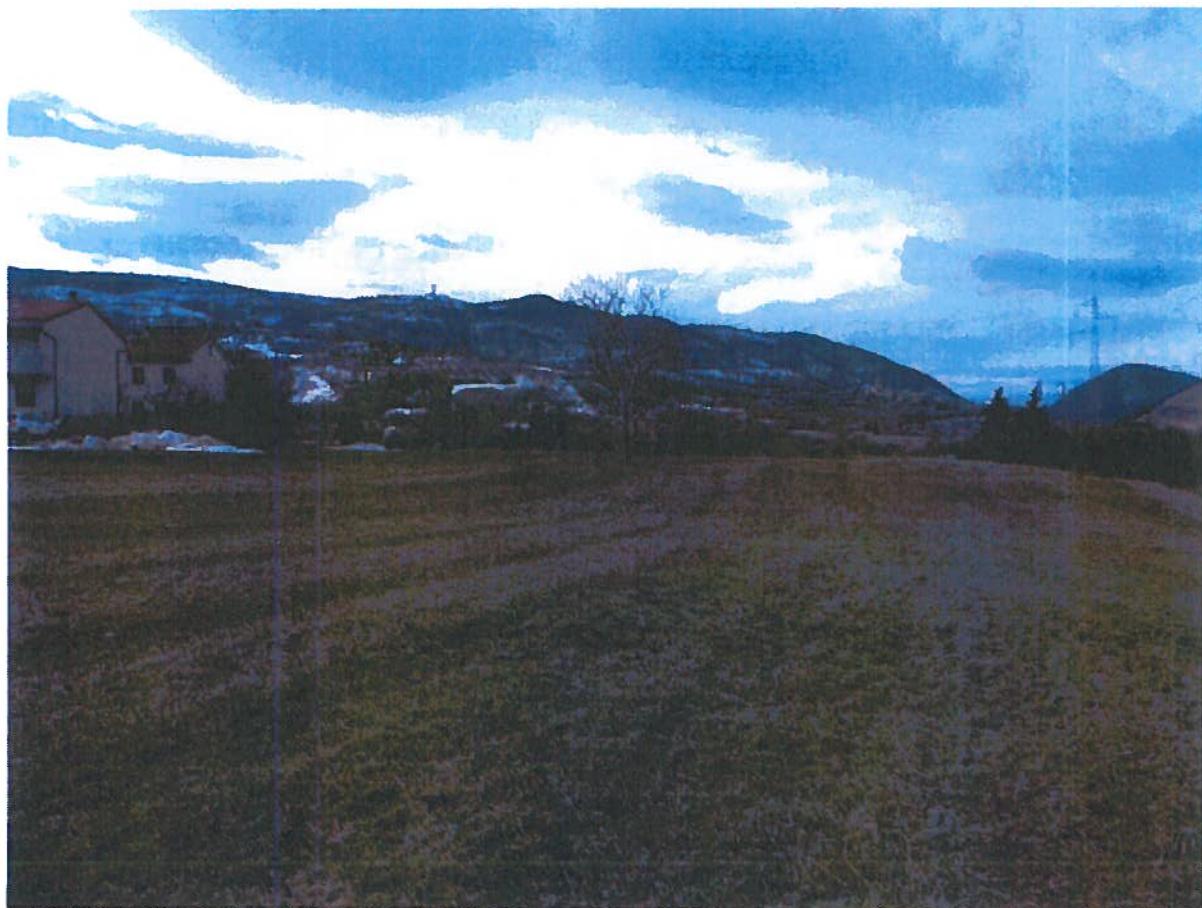


Foto 1. Panoramica dell'area 1



Foto 2. Panoramica, dall'alto, dell'area 3



PROTEZIONE CIVILE

Presidenza del Consiglio dei Ministri

Dipartimento della Protezione Civile

TERREMOTO CENTRO ITALIA

Di.Coma.C

Funzione Tecnica di Valutazione e Pianificazione



Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica



Foto 3. Panoramica dell'area 4

PLANIMETRIA DI UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Scala 1:1.100

LEGENDA

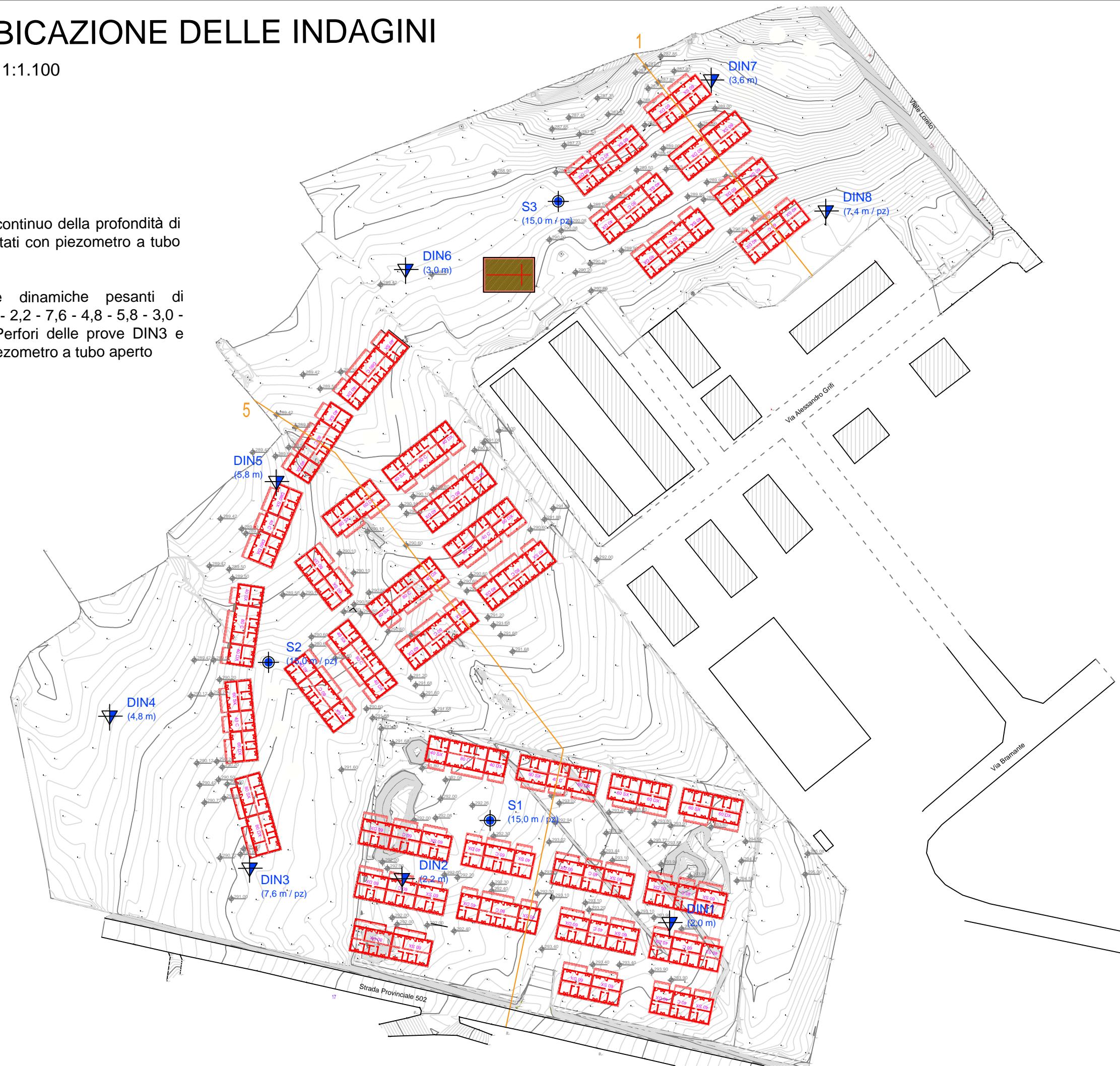
Notazioni geognostiche

S1
(15,0 m / pz) Sondaggi a carotaggio continuo della profondità di 15,0 m da p.c., strumentati con piezometro a tubo aperto

DIN3
(3,6 m / pz) Prove penetrometriche dinamiche pesanti di profondità variabile (2,0 - 2,2 - 7,6 - 4,8 - 5,8 - 3,0 - 3,6 - 7,4 m da p.c.). Perfori delle prove DIN3 e DIN8 strumentati con piezometro a tubo aperto

Altre notazioni

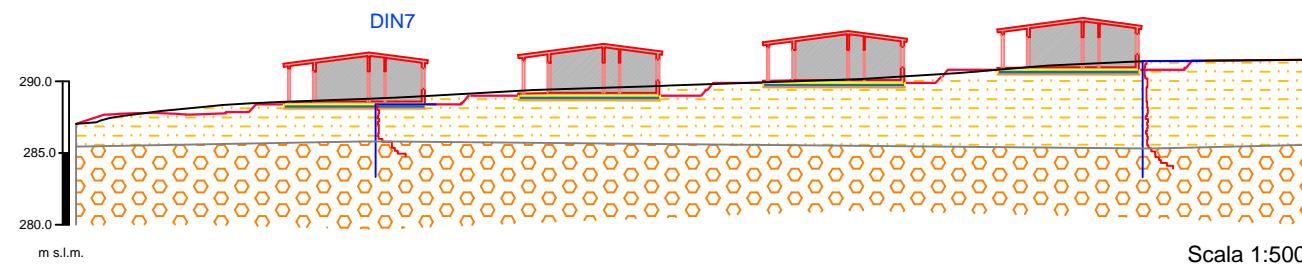
1 Traccia Sezione



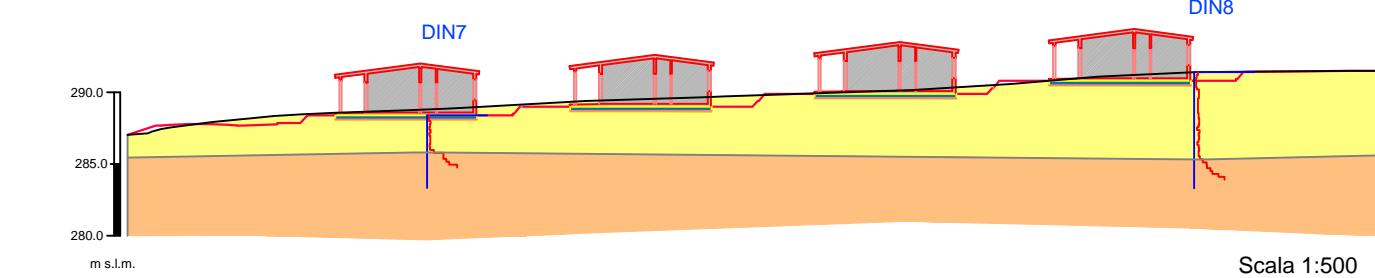
SEZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Scala 1:500 e 1:600

SEZIONE 1 - Sez. Geologica

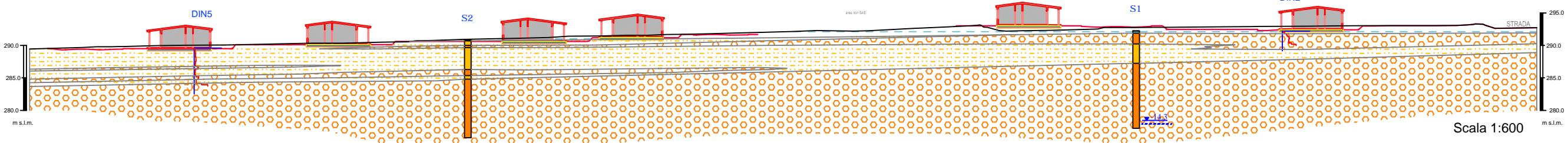


SEZIONE 1 - Sez. Geotecnica

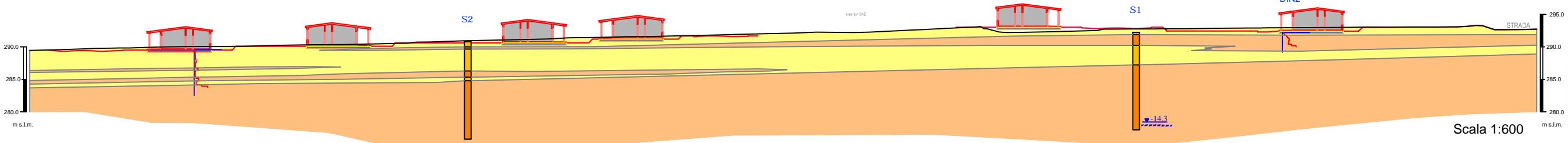


 -14.3 Soggiacenza del livello piezometrico monitorato (aprile 2017)

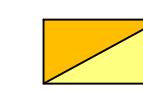
SEZIONE 5 - Sez. Geologica



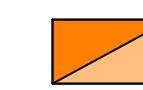
SEZIONE 5 - Sez. Geotecnica



LEGENDA SEZIONI GEOLOGICHE



UNITA' A1 - Depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi e sabbie fini con intercalati livelli di limi argilosì
 peso di volume $\gamma = 20.4 \text{ kN/mc}$
 resistenza al taglio $\phi' = 29.0^\circ, \phi'k = 24.2^\circ$; $c' = 5.0 \text{ kPa}, c'k = 3.24 \text{ kPa}$
 coesione non drenata $c_u = 52.45 \text{ kPa}, c_{uk} = 31.0 \text{ kPa}$
 modulo edometrico $E_{ed} = 3.8 \text{ MPa}$
 modulo di Young $E' = 25.2 \text{ MPa}$
 modulo di taglio $G = 6.5 \text{ MPa}$



UNITA' A2 - Depositi alluvionali costituiti da ghiaia in matrice sabbioso limosa
 peso di volume $\gamma = 20.65 \text{ kN/mc}$
 resistenza al taglio $\phi' = 34.0^\circ, \phi'k = 28.4^\circ$
 modulo edometrico $E_{ed} = 40.2 \text{ MPa}$
 modulo di Young $E' = 48.0 \text{ MPa}$
 modulo di taglio $G = 21.75 \text{ MPa}$

LEGENDA SEZIONI GEOTECNICHE