

Progetto

IPS

LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE CORPI DI FABBRICATO DELLA SEDE DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE "OLIVETTI-CALLEGARI"

VIA UMAGO n.18 - RAVENNA

FUTURA

Italiadomani

Ministero dell'Interno

Finanziato dall'Unione europea

NextGenerationEU

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

PNRR, M2, C3, I1.1

CUP: J61B22000110006

ENTE PROPONENTE: PROVINCIA DI RAVENNA

Committente

Provincia di Ravenna

Livello di progetto

PROGETTO ESECUTIVO

Descrizione elaborato	Scala	Data
Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni	-	15/06/2023
Codice elaborato		
PE_STR_07_REL.FOND_r.00		
Nome file sorgente		
Estensione		
PE_STR_07_REL.FOND_r.00.doc		
dwg		
Nome file archiviazione		
Estensione		
Dim. Foglio		
PE_STR_07_REL.FOND_r.00.pdf		
pdf		
210x297 mm		

Spazio per firme e timbri	
<div>Progettista coordinatore: Arch. Filippo Pambianco Cavejastudio</div> <div>FIRMATO DIGITALMENTE</div> <div>Timbro e firma del Professionista</div>	<div>Responsabile unico del Procedimento: Ing. Paolo Nobile Provincia di Ravenna</div> <div>FIRMATO DIGITALMENTE</div> <div>Il Responsabile Unico del Procedimento Ing. Paolo Nobile</div>

Rev.	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato	Data
00	Emissione	NF	MS	GS	15/06/2023
01	Revisione	--	--	--	00/00/0000
02	Revisione	--	--	--	00/00/0000
03	Revisione	--	--	--	00/00/0000
04	Revisione	--	--	--	00/00/0000
05	Revisione	--	--	--	00/00/0000
06	Revisione	--	--	--	00/00/0000

<div><div><div><div></div><div></div><div></div></div><div><div>PROVINCIA DI RAVENNA</div><div>Piazza dei Caduti per la Libertà 2</div><div>Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio</div></div></div><div><div>Presidente</div><div>Michele de Pascale</div></div><div><div>Consigliere con delega all'Edilizia Scolastica</div><div>Maria Luisa Martinez</div></div><div><div>Dirigente responsabile del Settore</div><div>Ing. Paolo Nobile</div></div></div>		PROFESSIONISTI RTP		
		<div>Progettisti delle opere architettoniche</div> <div>Arch. Filippo Pambianco</div> <div>Arch. Alessandro Pretolani</div> <div>Arch. Giorgio Granatiero</div>	<div>Progettista delle opere strutturali</div> <div>Ing. Gilberto Sarti</div>	<div>Progettisti impianti elettrici e meccanici</div> <div>Structura Engineering</div>
<div>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</div> <div>Ing. Paolo Nobile</div> <div>PROGETTISTA COORDINATORE</div> <div>Arch. Filippo Pambianco</div>		<div>Progettista antincendio</div> <div>Ing. David Negrini</div>	<div>Progettista acustico</div> <div>NORUMORE</div>	<div>Coordinamento sicurezza</div> <div>Ing. Emanuele Cantoni</div>

LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE CORPI DI FABBRICATO DELLA SEDE DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE "OLIVETTI-CALLEGARI"

sito in Via Umago n. 18 – 48122 – Ravenna (RA)

Interventi Strutturali di Minore Rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità "Nuove Costruzioni Strutturali di Minore Rilevanza"

ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), della relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019,
dell'art. 94bis, comma 1, lett. b3, del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001, del D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri",
del punto b3 dell'allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020 ,
punto B.3 dell'allegato del D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020

COMMITTENTE

PROVINCIA DI RAVENNA

Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA)

Tel: +39 0544 258111 - PEC: provra@cert.provincia.ra.it

R.U.P.: Ing. Paolo Nobile

Tel: +39 0544 258150 - Email: pnobile@mail.provincia.ra.it

PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE **Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni**

SOMMARIO

1. PREMESSA	3
2. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	4
2.1 INDAGINI E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	6
2.1.1 INQUADRAMENTO GEOTETTONICO	6
2.1.2 CONDIZIONI MORFOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE	7
2.1.3 CONDIZIONI GEOLITOLOGICHE	15
2.1.4 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA GENERALE	34
2.1.5 RISCHIO IDRO-GEOLOGICO	35
2.2 INDAGINI E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	55
2.2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE	57
2.2.2 STRATIGRAFIA	59
2.2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICO-MECCANICA DEL TERRENO	64
2.2.3.1 Caratterizzazione Meccanica – Stratigrafia di Progetto	64
2.2.3.2 Caratterizzazione Sismica	67
2.2.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	70
2.2.4.1 Criteri di verifica di capacità portante delle fondazioni superficiali	72
2.2.4.2 Criteri di verifica di capacità portante delle fondazioni profonde	78
2.2.4.3 Criteri di valutazione dei cedimenti del terreno	82
2.2.5 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO VERTICALE	85
2.2.6 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI REAZIONE LATERALE DEI PALI	86
2.3 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	88
2.3.1 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE (GEO)	88
2.3.2 VERIFICA A CEDIMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE (GEO)	90
2.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE FONDAZIONI (STRU)	92
2.4 PROGETTAZIONE, PIANIFICAZIONE, GESTIONE DEGLI SCAVI E RELATIVE OPERE DI SOSTEGNO TERRA	93
2.4.1 VERIFICA DELLE SCARPATE	93

1. PREMESSA

La presente relazione è tesa ad illustrare le caratteristiche geotecniche e di fondazione degli interventi edilizi e strutturali in progetto relativo a:

Progetto/Lavoro: LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE CORPI DI FABBRICATO DELLA SEDE DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE

"OLIVETTI-CALLEGARI"

Sito Intervento: Via Umago n. 18 – 48122 – Ravenna (RA)

Rif. Catastale:

Coordinate Geografiche (Datum WGS84 GPS): Lat. 44.416263° N, Long. 12.218787° E

Altitudine $a_s = 1.29$ m s.l.m.

<https://goo.gl/maps/Q1ai7q83B5nMsGQx9>

Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni "tecnico-illustrativa, di calcolo e tabulati di calcolo" dell'intervento strutturale in progetto

2. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

La presente relazione è tesa ad illustrare le caratteristiche geologiche-geotecniche e di fondazione dell'area di intervento

Fonti:

CARTOGRAFIA ISPRA

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/cartografia>

<http://sgi2.isprambiente.it/mapviewer/>

CARTOGRAFIA EMILIA-ROMAGNA

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/cartografia/webgis-banchediti>

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/cartografie-webgis/cartografie-sgss>

<https://datacatalog.regione.emilia-romagna.it/catalogCTA/>

CARTE GEOLOGICHE

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/cartografia/carte-geologiche-a-piccola-scala/index>

<http://sgi.isprambiente.it/milione/milione5ed.html>

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/cartografia/carte-geologiche-a-piccola-scala/carta-geologica-alla-scala-1-a-1250000>

<https://www.isprambiente.gov.it/images/progetti/progetto-1250-ita.jpg>

<https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/index.html>

https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

<http://sgi2.isprambiente.it/mapviewer/>

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/geologia/geologia-emilia-romagna/il-sottosuolo-della-pianura-emiliano-romagnola>

CARTE RISCHIO IDRO-GEOLOGICO

<https://idrogeo.isprambiente.it/app/>

https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=dissesto

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/temi/dissesto-idrogeologico>

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/dissesto-idrogeologico/le-frane>

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/dissesto-idrogeologico/le-alluvioni>

[https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-](https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-stampa/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg)

[stamp/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg](https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-stampa/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/istituto-informa/comunicati-stampa/anno-2018/ispra-aggiorna-la-mappa-nazionale-del-dissesto-idrogeologico-nel-91-dei-comuni-italiani-oltre-3-milioni-di-famiglie-residenti-in-zone-a-rischio>

<https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>

Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

2.1 INDAGINI E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

2.1.1 INQUADRAMENTO GEOTETTONICO

Il bordo appenninico esterno e l'attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica.

Secondo le recenti ricerche dell'AGIP (Pieri e Groppi, 1981) la Pianura Padana meridionale costituisce una stretta fascia allungata collocata parallelamente ai rilievi del bordo appenninico entro cui si è verificato un consistente accumulo di depositi soprattutto neogenici.

La presenza di strutture tettoniche sepolte drappeggiate ed annegate da tali depositi, storicamente ipotizzata, è stata accertata attraverso la realizzazione di "sezioni sismiche".

Lungo il bordo appenninico esterno e la fascia di pianura antistante, gli elementi strutturali accatastati vengono a formare un prisma di accrezione che per la complessa interferenza tra l'attività tettonica e quella sedimentaria assume i caratteri di una pronunciata fossa tettonica (Scandone, 1980) denominata "Avanfossa appenninico-adriatica" (Ori, Roveri e Vannoni, 1986).

La tetto-genesi della nostra area iniziata nel Tortoniano, in corrispondenza di una fase tettonica molto accentuata ad occidente, quando la fascia romagnolo-marchigiana interna, ubicata sul fronte della catena, costituisce una depressione fortemente articolata in piccoli bacini con sviluppo parallelo all'asse appenninico ("Bacini minori intrapenninici": Ricci Lucchi, 1975)

Il bordo appenninico esterno, in cui ricade l'area di studio, e l'avanfossa appenninico-adriatica propriamente detta iniziano a delinarsi durante il Messiniano migrando nella fascia esterna e trovano il loro massimo sviluppo nel pliocene inferiore quanto la tetto-genesi appenninica raggiunge il suo acme e la catena si estende ormai su tutta l'area.

Durante il Pliocene medio-superiore la distensione, legata all'avanzamento del fronte estensionale tirrenico, comincia ad interessare la parte più interna della catena, mentre i principali fronti compressivi sono ubicati nella fascia romagnolo-marchigiana esterna, determinandone il sollevamento e la parziale emersione.

Nel Pleistocene inferiore-medio i fronti compressivi migrano nell'Adriatico, si hanno movimenti differenziali verticali delle aree che continuano anche nel Pleistocene Glaciale, influenzando lo sviluppo e la tipologia della sedimentazione.

L'intrecciarsi di complessi meccanismi sedimentari e tettonici ha dato luogo alla formazione di bacini alla fronte e sulla parte retrostante degli accavallamenti traslando con essi all'interno della avanfossa.

Il risultato finale è quello di un consistente impilamento di sedimenti caratteristici della successione sedimentaria plio-peistocenica della zona di studio.

2.1.2 CONDIZIONI MORFOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE

Qui di seguito si riporta uno stralcio della carta geomorfologica dell'Emilia-Romagna con alcune considerazioni in merito.

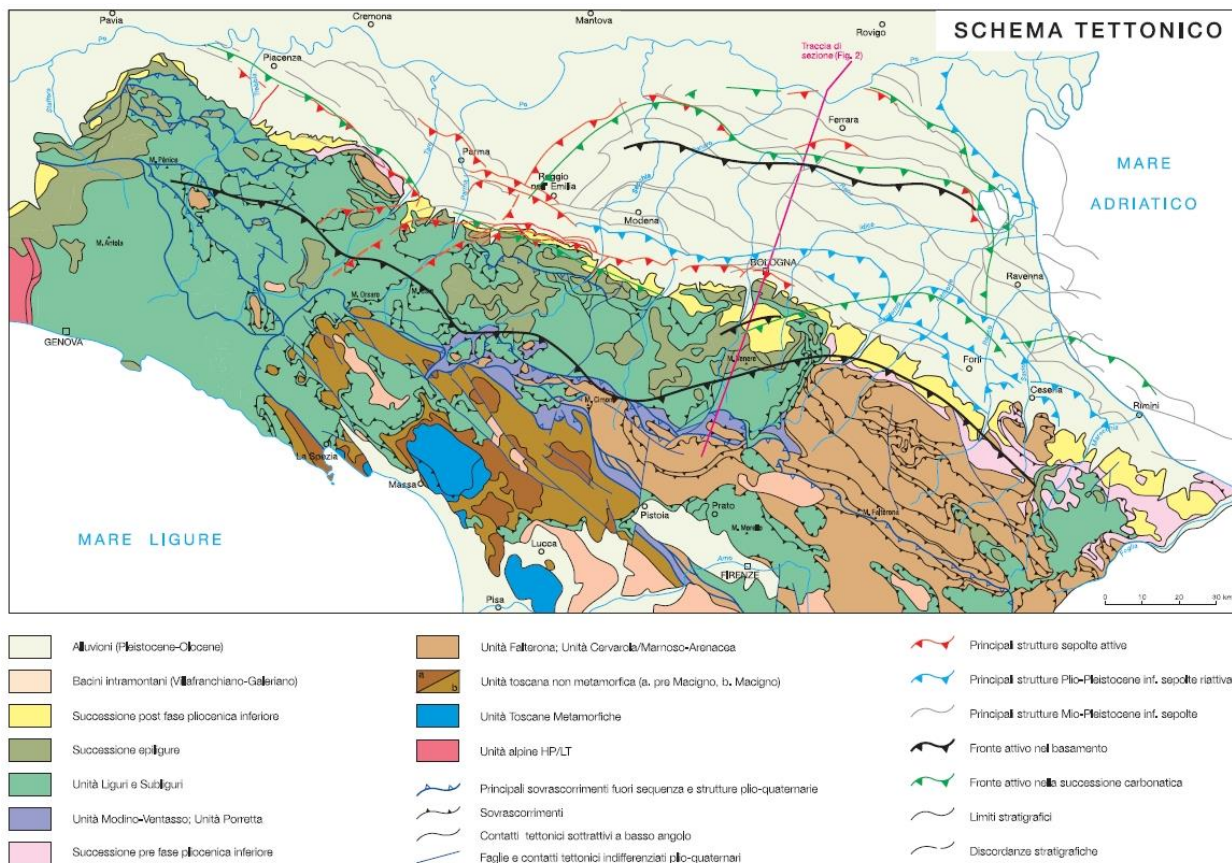


Figura 1 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/geologia/geologia-emilia-romagna/jpg/schematettonico.jpg>

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/geologia/geologia-emilia-romagna/il-sottosuolo-della-pianura-emiliano-romagnola>

L'assetto geologico-strutturale della pianura padana è quello tipico del cosiddetto "margine appenninico": la catena appenninica "morfologica" termina con l'inizio della pianura, ma quella strutturale "geologica" continua sotto i depositi alluvionali del Quaternario, variamente dislocata da un complesso sistema di linee tettoniche (pieghe, faglie, sovrascorimenti...)

L'unità geomorfologica in cui ricade il sito è di piana alluvionale.

Essa rientra in un settore situato ai piedi della fascia collinare, caratterizzata dai corpi sedimentari, di varie dimensioni, depositati dai corsi d'acqua allo sbocco dalle valli montane, in conseguenza della diminuzione dell'energia di trasporto, per effetto della variazione del gradiente topografico.

L'area di studio ricade nella pianura alluvionale, costituita in prevalenza da terreni depositi sia dai corsi d'acqua appenninici sia da quelli della piana pedemontana e della pianura a meandri del fiume Po.

Il deposito alluvionale sepolto dalla Pianura Padana del margine appenninico è definito quaternario continentale (Qc, RICCI LUCCHI ET ALII, 1982).

Esso ha uno spessore di oltre 300 metri ed è costituito da un'alternanza di corpi grossolani e fini, poggiante sulle unità marine pliopleistoceniche.

Le principali strutture tettoniche della pianura sono costituite da sistemi di faglie inverse ed accavallamenti con piani di immersione verso SSW e vergenza verso NNE: le anticlinali così formate determinano rilievi sepolti e più blande ondulazioni superficiali (pieghe ferraresi).

Tra le pieghe sono interposte aree a forma concava (sinclinali), sedi di potenti accumuli di depositi plio-pleistocenici. La base del pliocene si trova sempre a notevole profondità, a conferma dell'ingente affossamento strutturale.

L'attività tettonica traslativa si riduce notevolmente con il pleistocene inferiore e nel quaternario si sviluppano movimenti di subsidenza tuttora attivi.

Dal punto di vista geologico nell'area interessata tali fenomeni possono derivare dal costipamento di detriti o dalla perdita di fluidi interstiziali con conseguente diminuzione di volume di sedimenti.

La successione superficiale dell'area è costituita da un'alternanza ciclica di corpi sedimentari medi e fini.

La zona di deposito è di canale, argine e rottura fluviale: si tratta di sabbie, limi sabbiosi e limi, in strati di spessore decimetrico, ghiaie sabbiose e sabbie in corpi canalizzati e lenticolari, sovrastanti e contenenti suoli a diverso grado di evoluzione.

In conclusione è possibile segnalare una successione tessiturale complessa, dovuta ad un'alternanza di terreni sabbiosi, argillosi, limosi e delle frazioni tessiturali intermedie, tipici dei depositi alluvionali cui appartengono.

SCHEMA DI INQUADRAMENTO REGIONALE

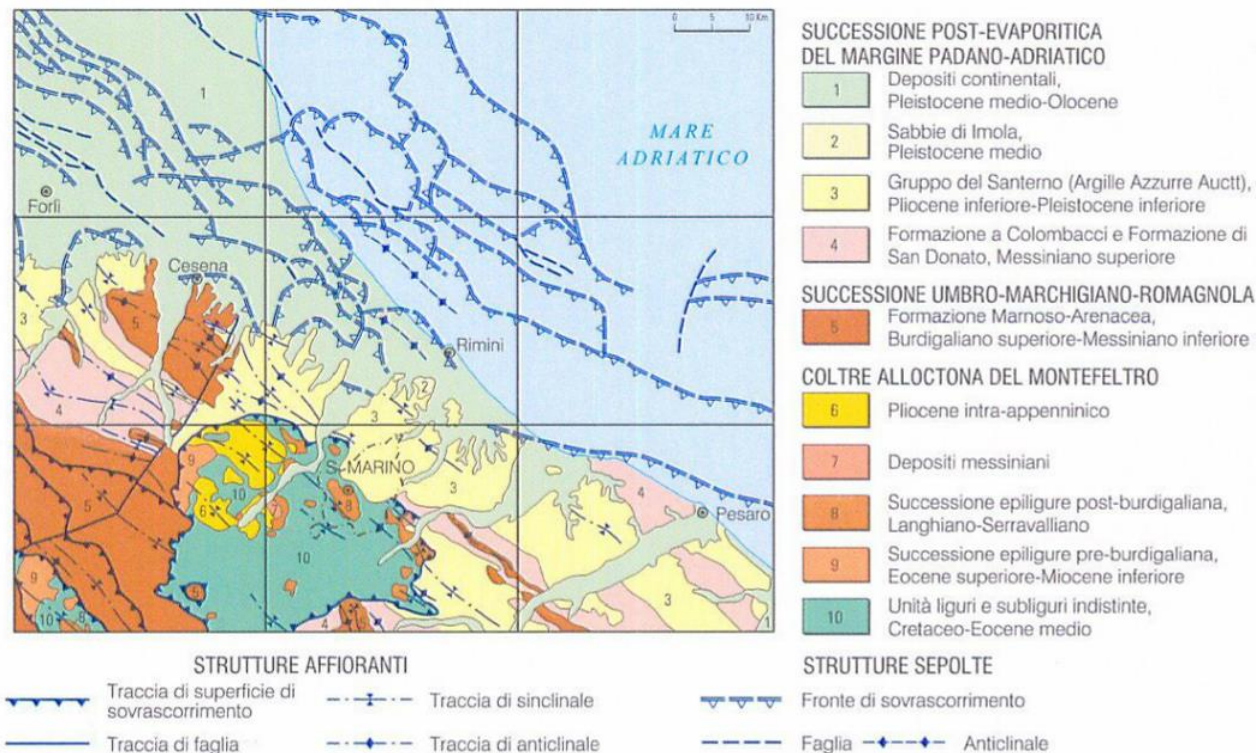


Figura 2 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna – Stralcio Costiero di Rimini
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/256_RIMINI/Foglio.html

SCHEMA TETTONICO

Scala 1:200.000

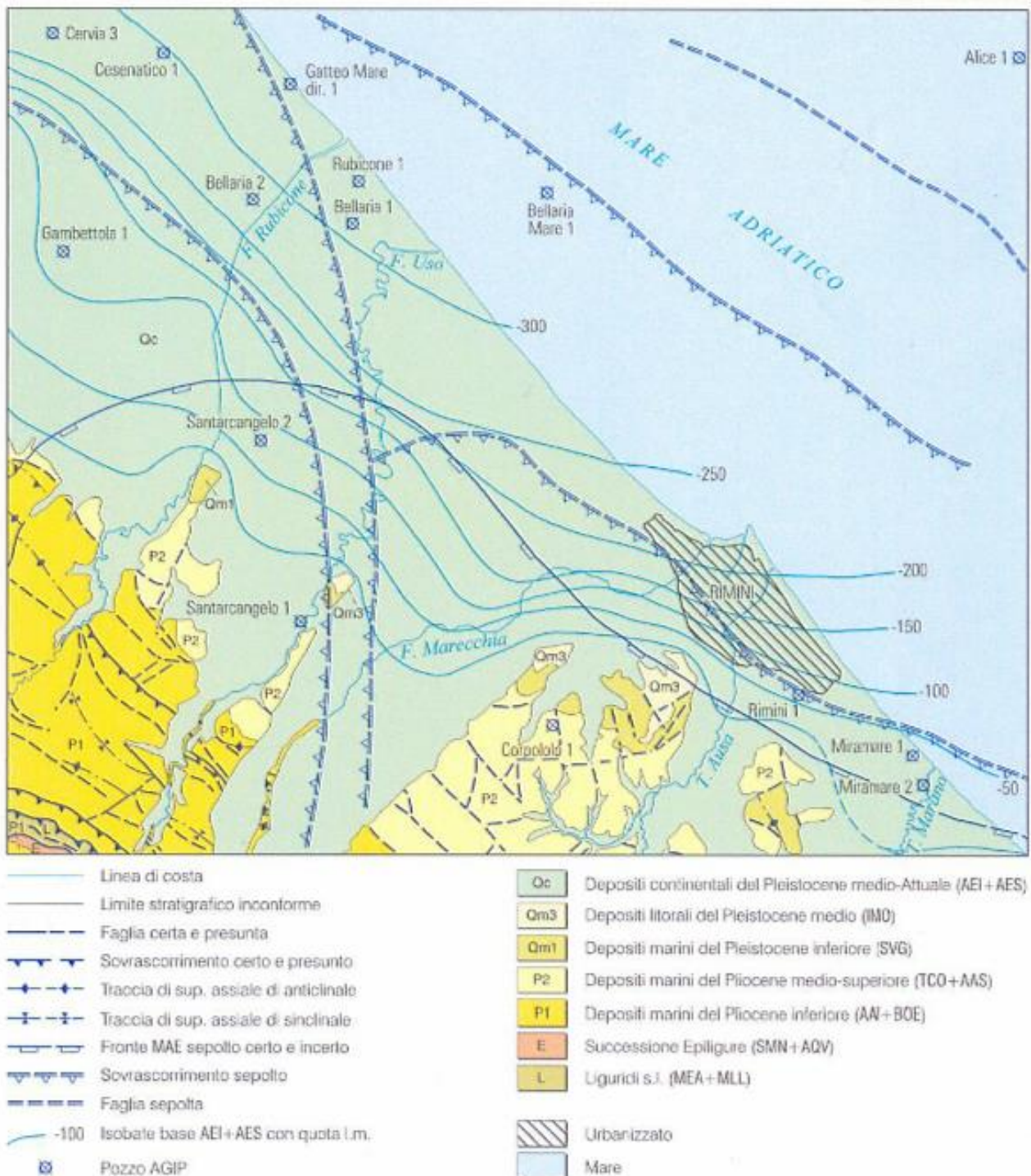


Figura 3 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna – Stralcio Costiero di Rimini
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/256_RIMINI/Foglio.html

SCHEMA DI INQUADRAMENTO REGIONALE

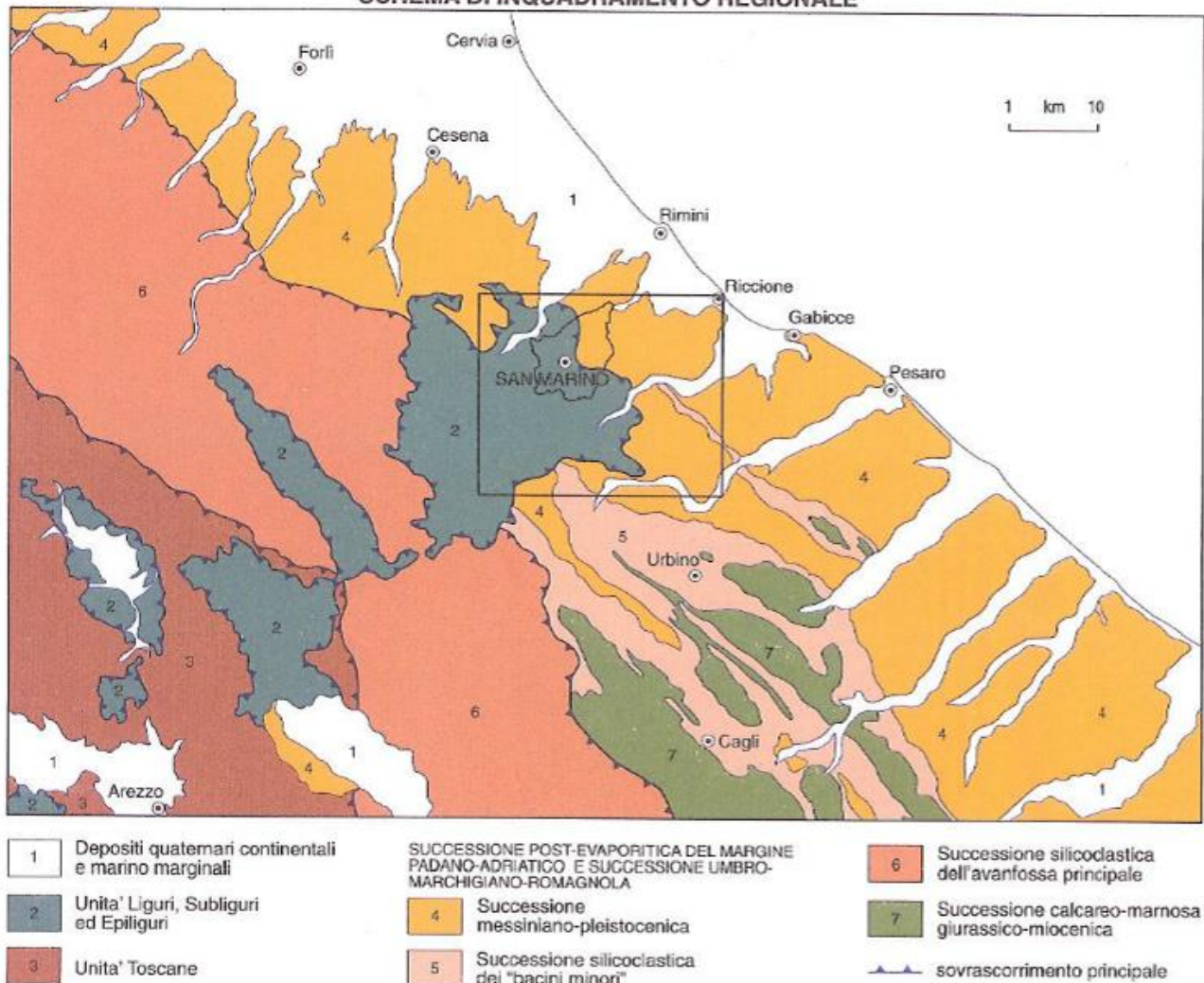


Figura 4 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna – Stralcio entroterra di San Marino
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/267_SAN_MARINO/Foglio.html

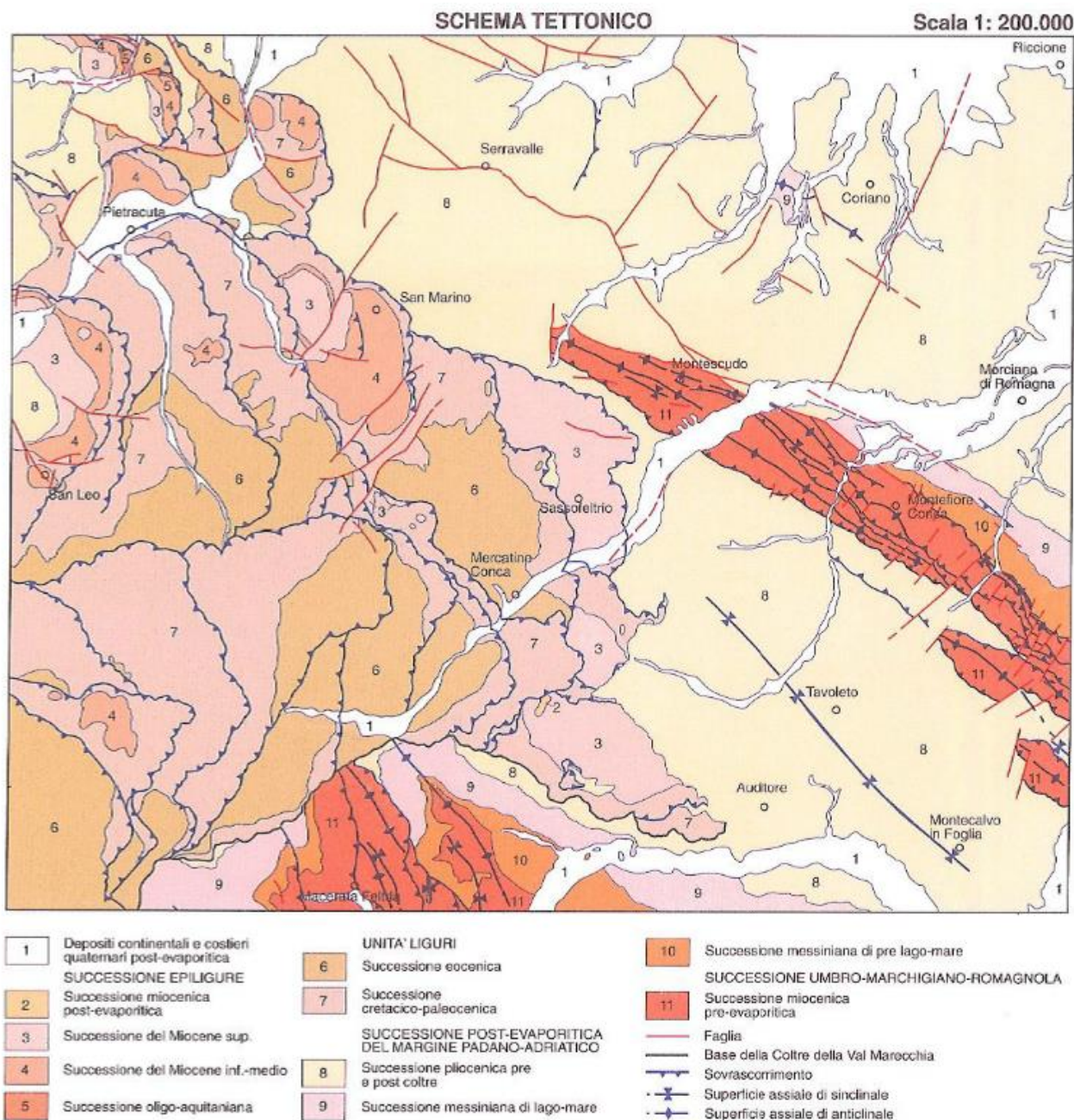
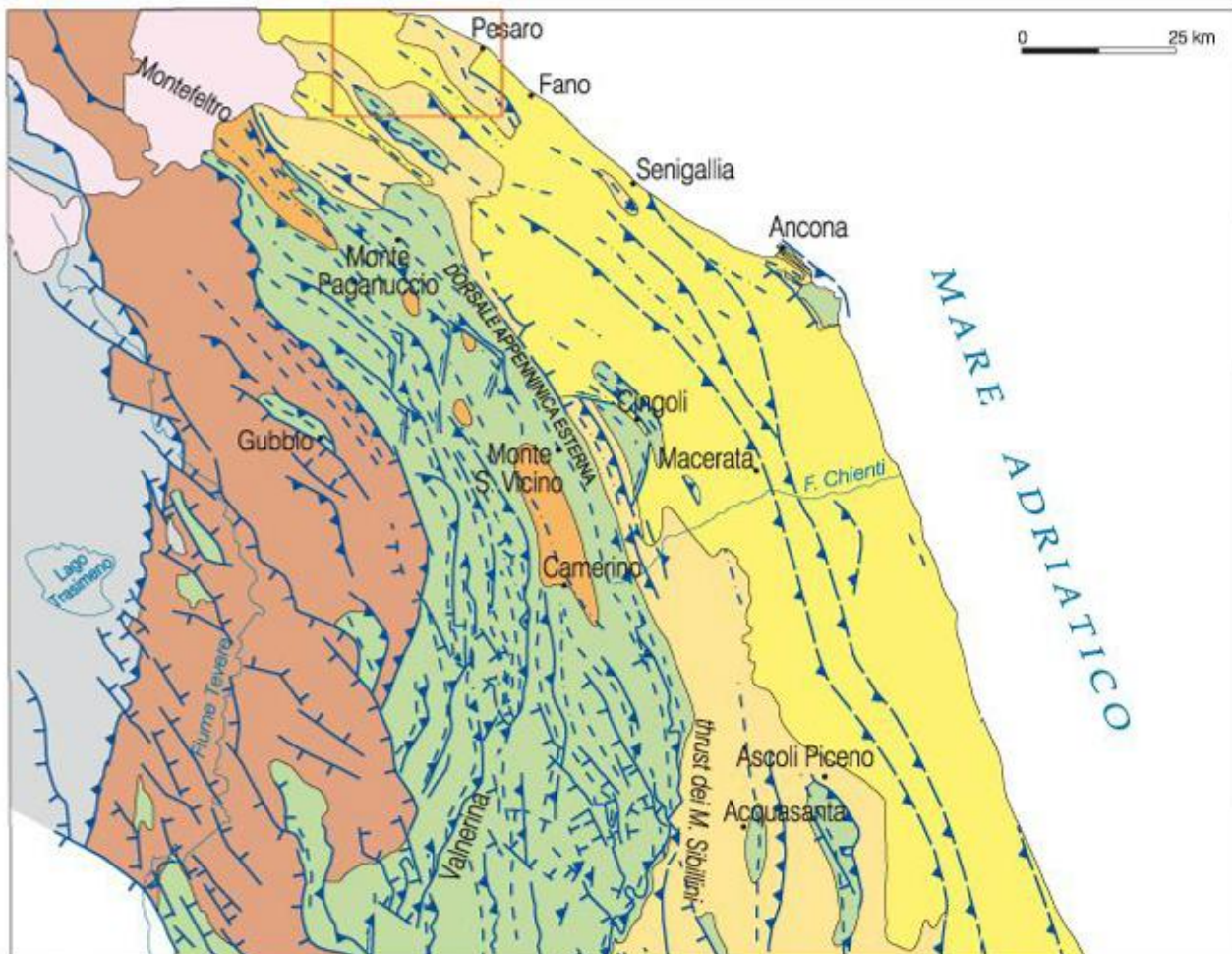


Figura 5 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna – Stralcio San Marino
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/267_SAN_MARINO/Foglio.html

SCHEMA GEOLOGICO STRUTTURALE



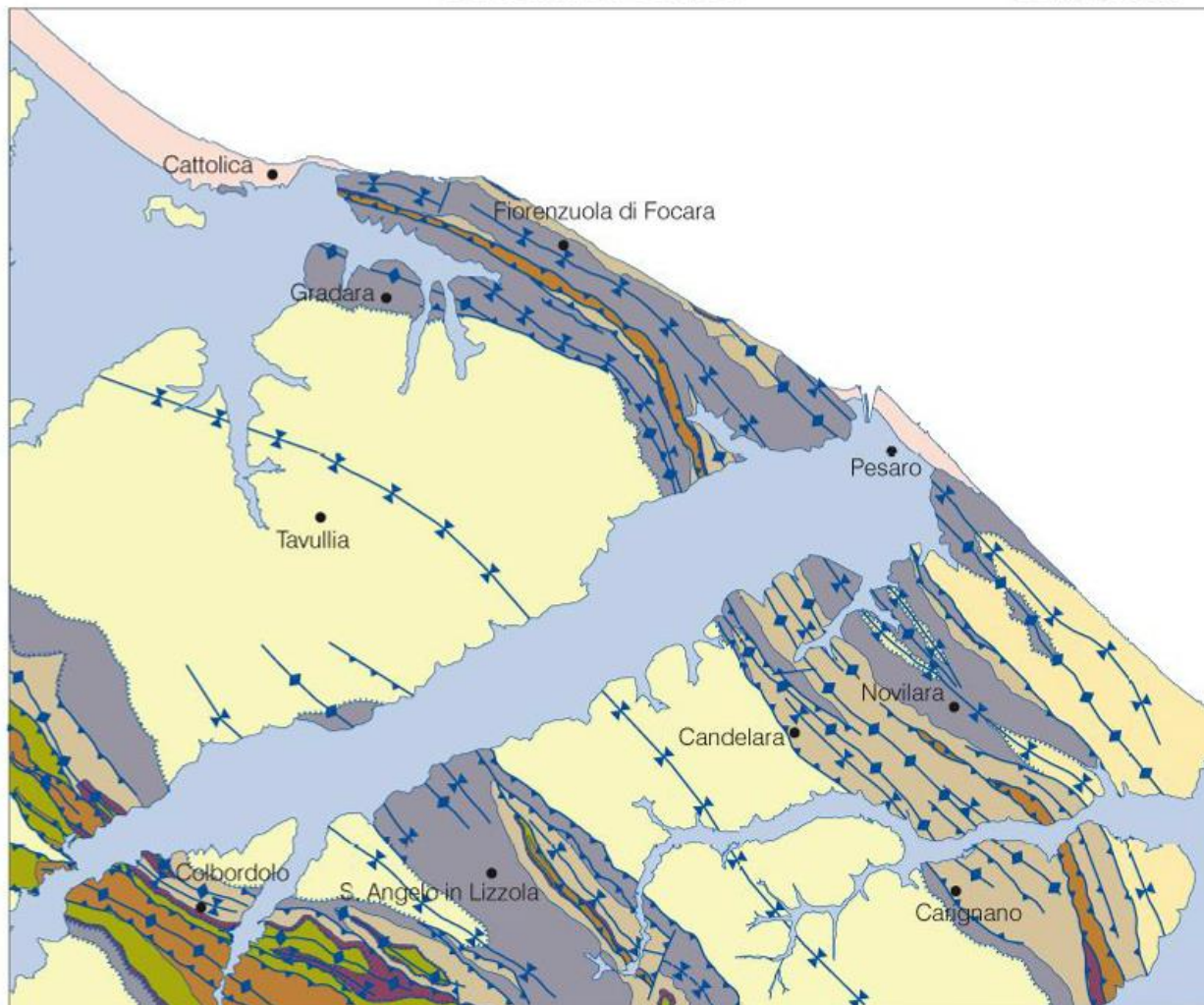
Schema geologico strutturale dell'Appennino Umbro-Marchigiano (da Mazzoli et al., 2002)
EGU Stephan Mueller SpecialPublication Series, 1, 195-209

1	Unità Monte Falterona-Trasimeno	
2	Successione calcarea, calcareo-marnosa e marnosa Umbro-Marchigiana (Lias-Miocene)	
3a	Depositi torbiditici silicoclastici Umbro-Marchigiani:	
3b	a) Area interna (Pre-Appennino) (Burdigaliano-Tortoniano);	
3c	b) Bacini Intra-Appenninici (Tortoniano-Messiniano);	
	c) Area pedappenninica (Messiniano)	
4	Successione plio-pleistocenica peri-Adriatica	
5	Unità Luguridi e Subliguridi	
		sovrascorimenti affioranti
		sovrascorimenti sepolti
		faglie a prevalente spostamento orizzontale
		faglie normali
		anticlinali
		sinclinali

Figura 6 – Schema Tettonico delle Marche – Stralcio entroterra di Pesaro
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/268_PESARO/Foglio.html

SCHEMA TETTONICO

Scala 1:200.000



LEGENDA SCHEMA TETTONICO

- Depositi alluvionali
- Depositi costieri

Sequenze Deposizionali

- P1 + P2 Argille Azzurre e Membro delle Arenarie di Borello
- P1 Membro delle Arenarie di Borello
- M3 Formazione a Colombacci
- M1 Formazione Marnoso-arenacea marchigiana e Tripoli e marne tripolacee
- M2b Formazione di San Donato (M2b)/ Gessoso solfifera (M2a)
- M2a
- Successione pre-Formazione Marnoso-arenacea marchigiana

- Limite conforme
- Limite inconforme
- Traccia di superficie assiale anticlinale
- Traccia di superficie assiale sinclinale
- Faglia
- Sovrascorrimento

Figura 7 – Schema Tettonico dell'Emilia-Romagna – Stralcio Cattolica-Pesaro
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/268_PESARO/Foglio.html

2.1.3 CONDIZIONI GEOLITOLOGICHE

Qui di seguito si riporta uno stralcio della carta geologica dell'Italia e dell'Emilia-Romagna con alcune considerazioni in merito.



Figura 8 – Carta Geologica d'Italia
<https://www.isprambiente.gov.it/images/progetti/progetto-1250-ita.jpg>

PROVINCIA DI RAVENNA – RUP. Ing. Paolo Nobile Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA) Tel: +39 0544 258150 – Email: pnobile@mail.provincia.ra.it	PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni	15/06/2023 Verificato: Serpieri M. Cod. Comm. 22.12.10	PE_STR_07_REL.FOND_r.00 Approvato: Sarti G. pag. 15/94
--	--	--	---

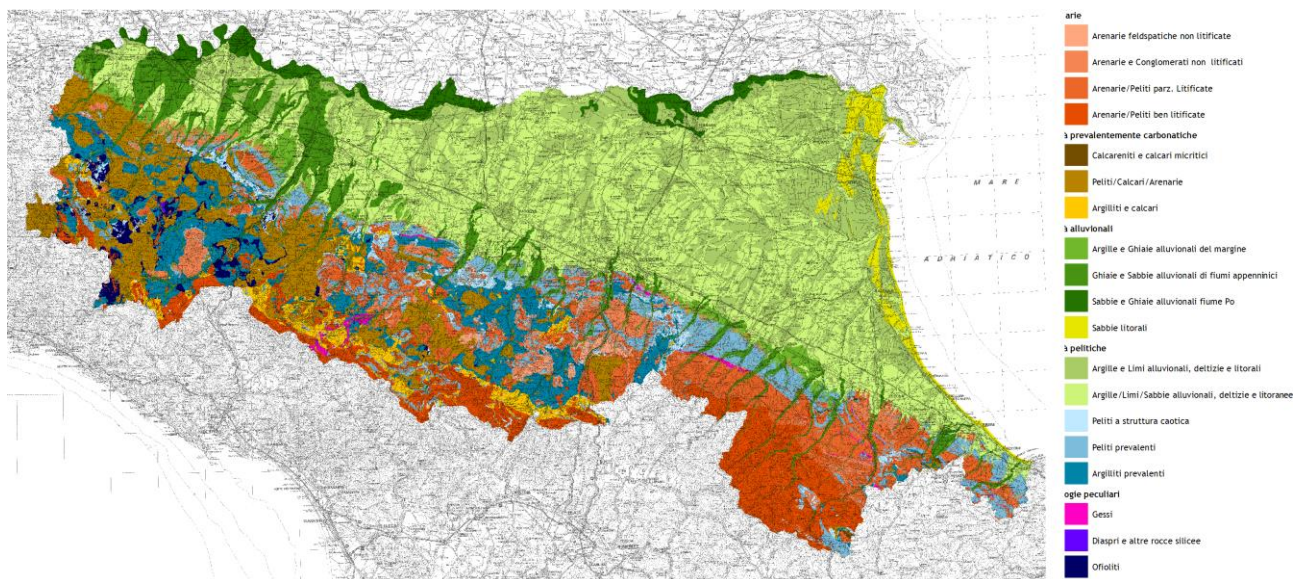


Figura 9 – Carta sui litotipi dell'Emilia-Romagna

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/geologia/risorse-estrattive/le-risorse-estrattive>

CARTA GEOLOGICA DELL'APPENNINO EMILIANO-ROMAGNOLO 1:10.000

Archivio cartografico
della Regione Emilia-Romagna

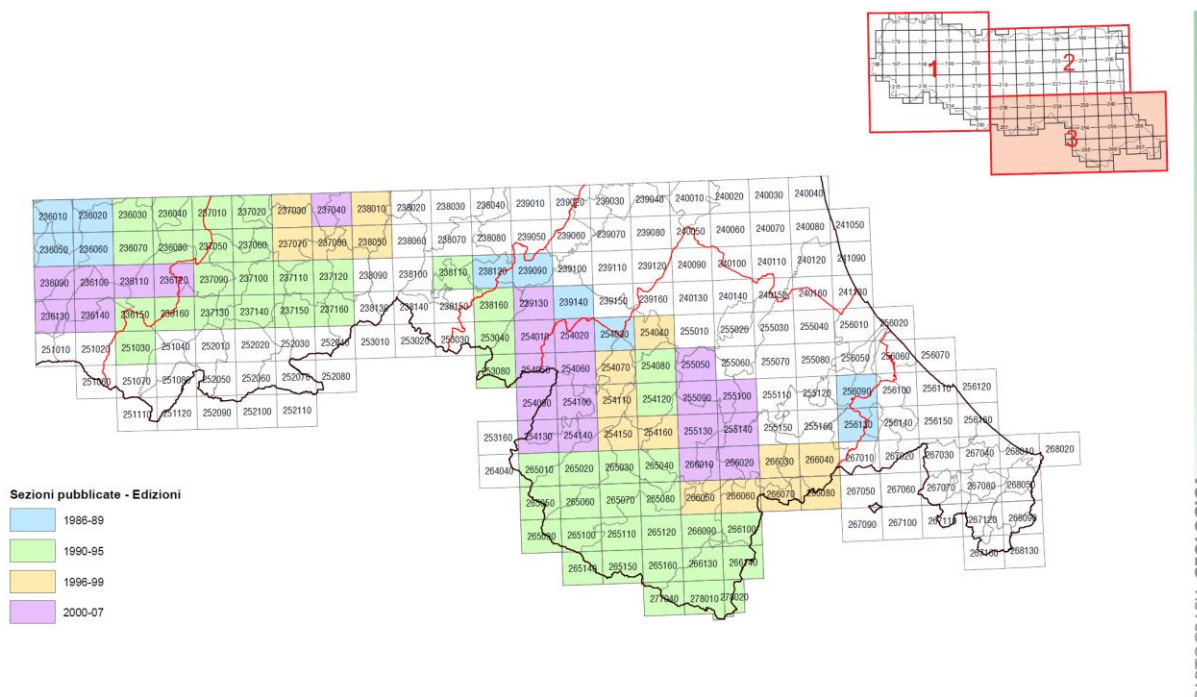


Figura 10 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Divisione in sezioni

PROVINCIA DI RAVENNA – RUP. Ing. Paolo Nobile Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA) Tel: +39 0544 258150 – Email: pnobile@mail.provincia.ra.it	PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni	15/06/2023	PE_STR_07_REL.FOND_r.00
		Verificato: Serpieri M.	Approvato: Sarti G.
		Cod. Comm. 22.12.10	pag. 16/94

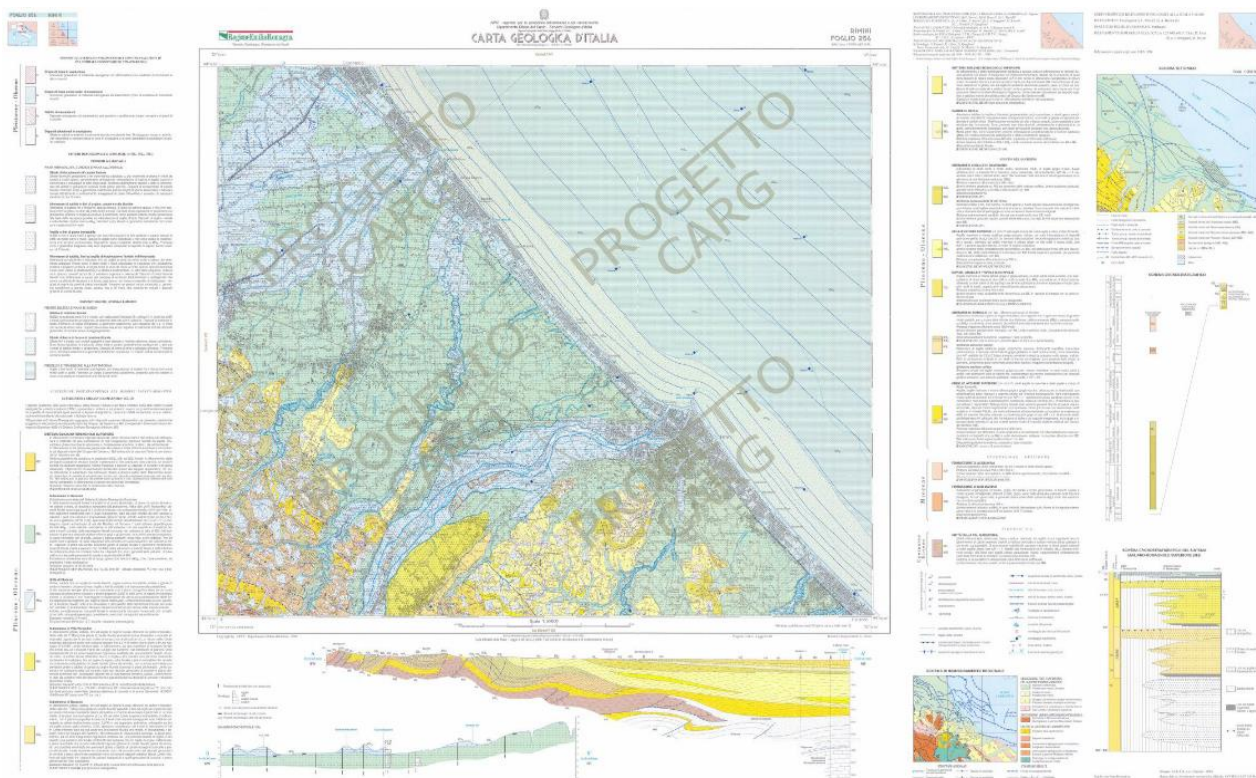


Figura 11 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio sulla costa di Rimini
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/256_RIMINI/Foglio.html

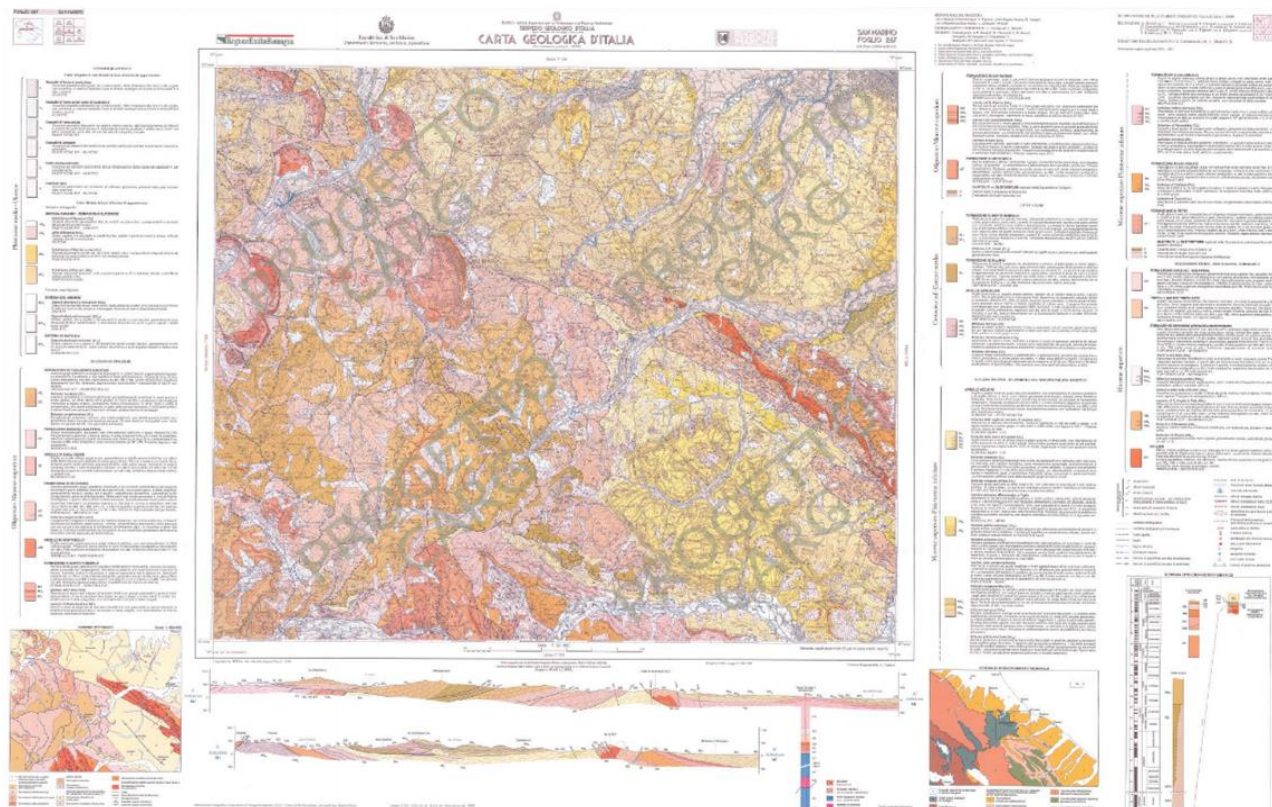


Figura 12 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su San Marino
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/267_SAN_MARINO/Foglio.html

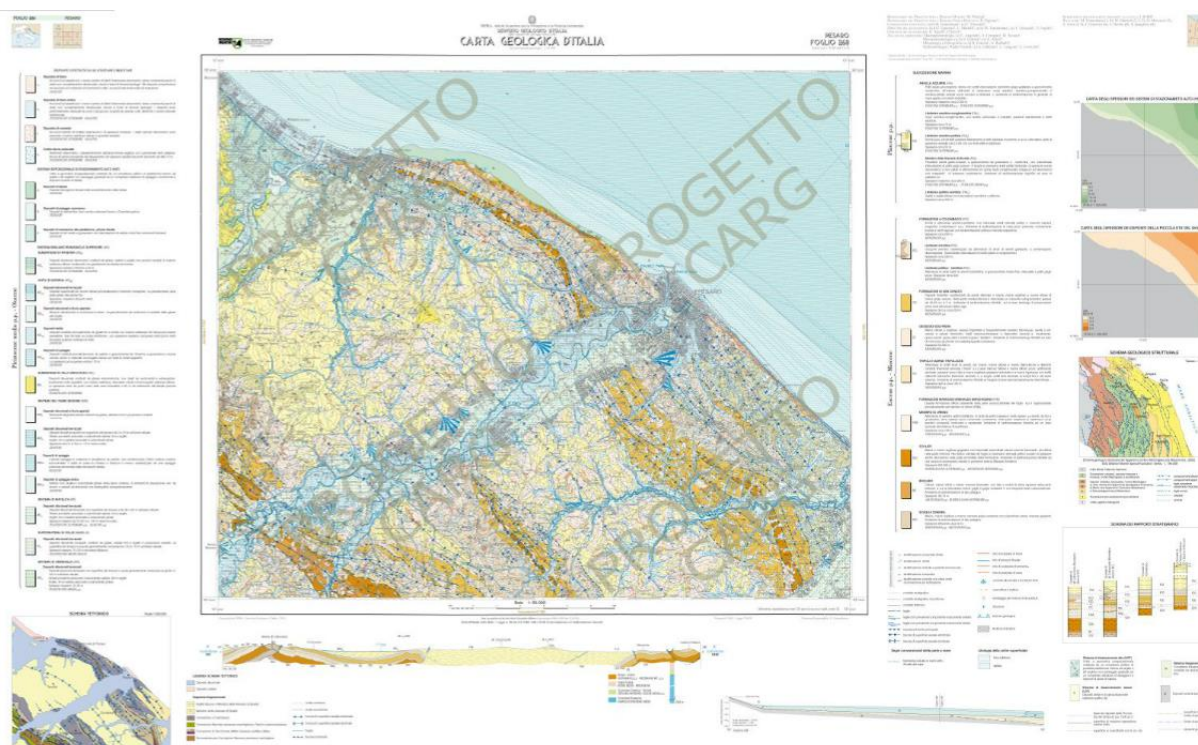


Figura 13 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio sulla costa di Pesaro
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/268_PESARO/Foglio.html

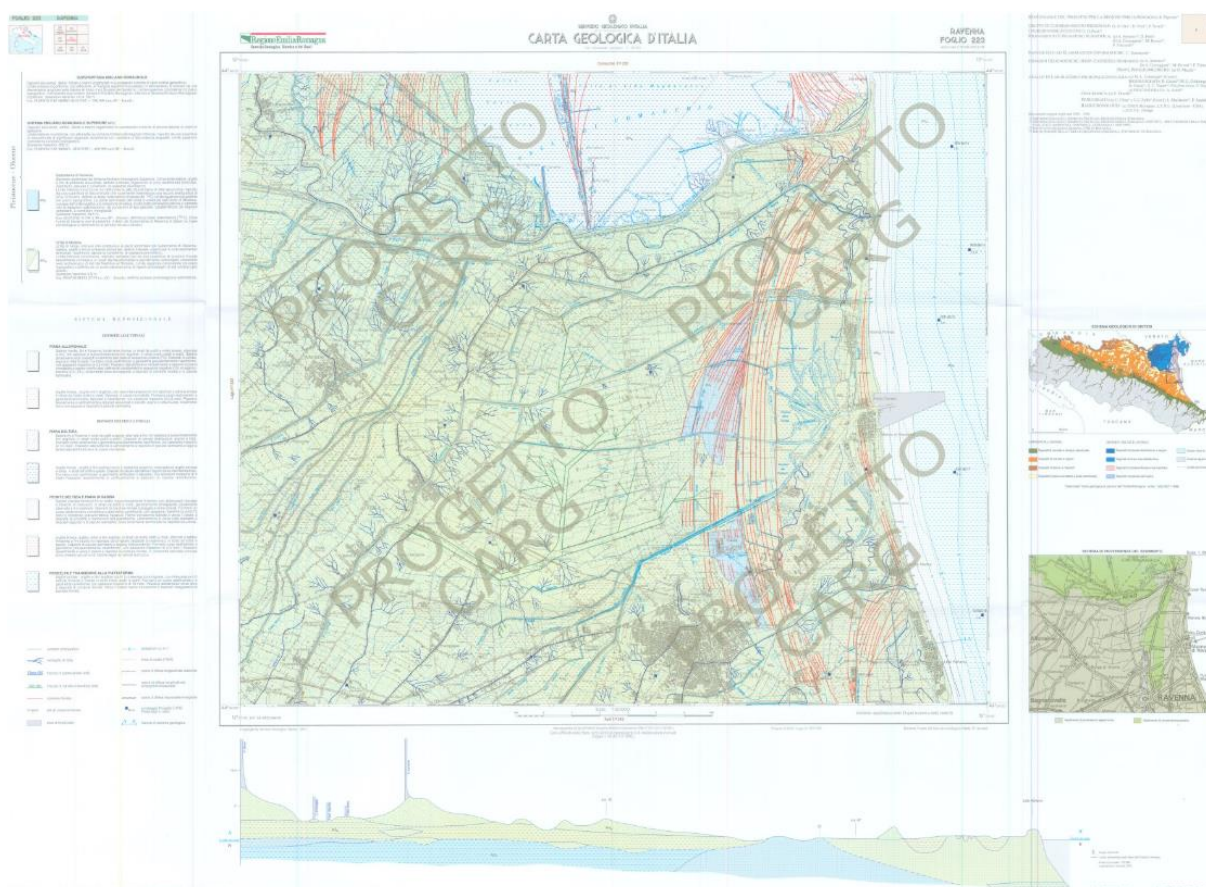


Figura 14 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio sulla costa di Ravenna
https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/223_RAVENNA/Foglio.html

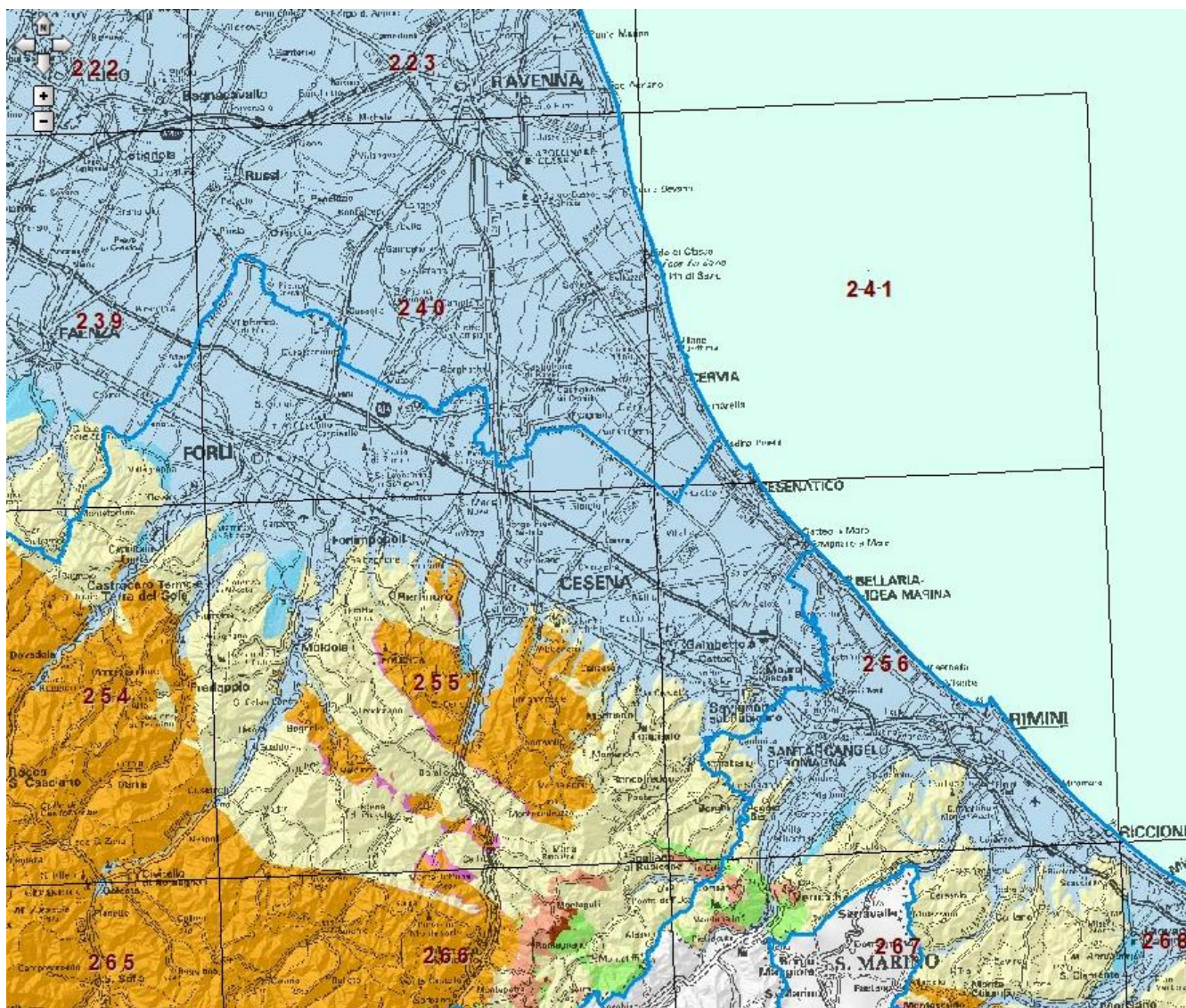


Figura 15 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su costa romagnola
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

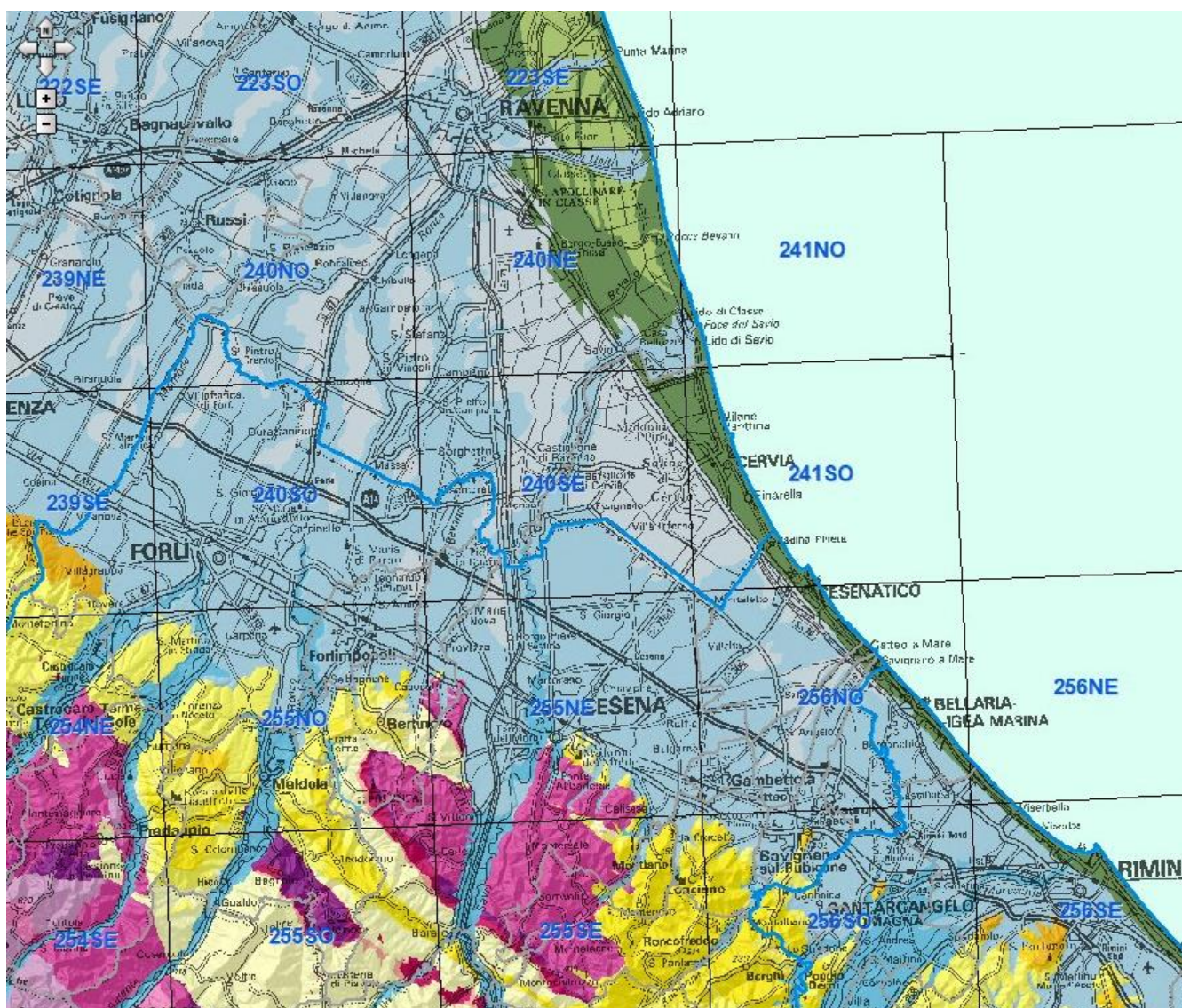


Figura 16 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su costa romagnola
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

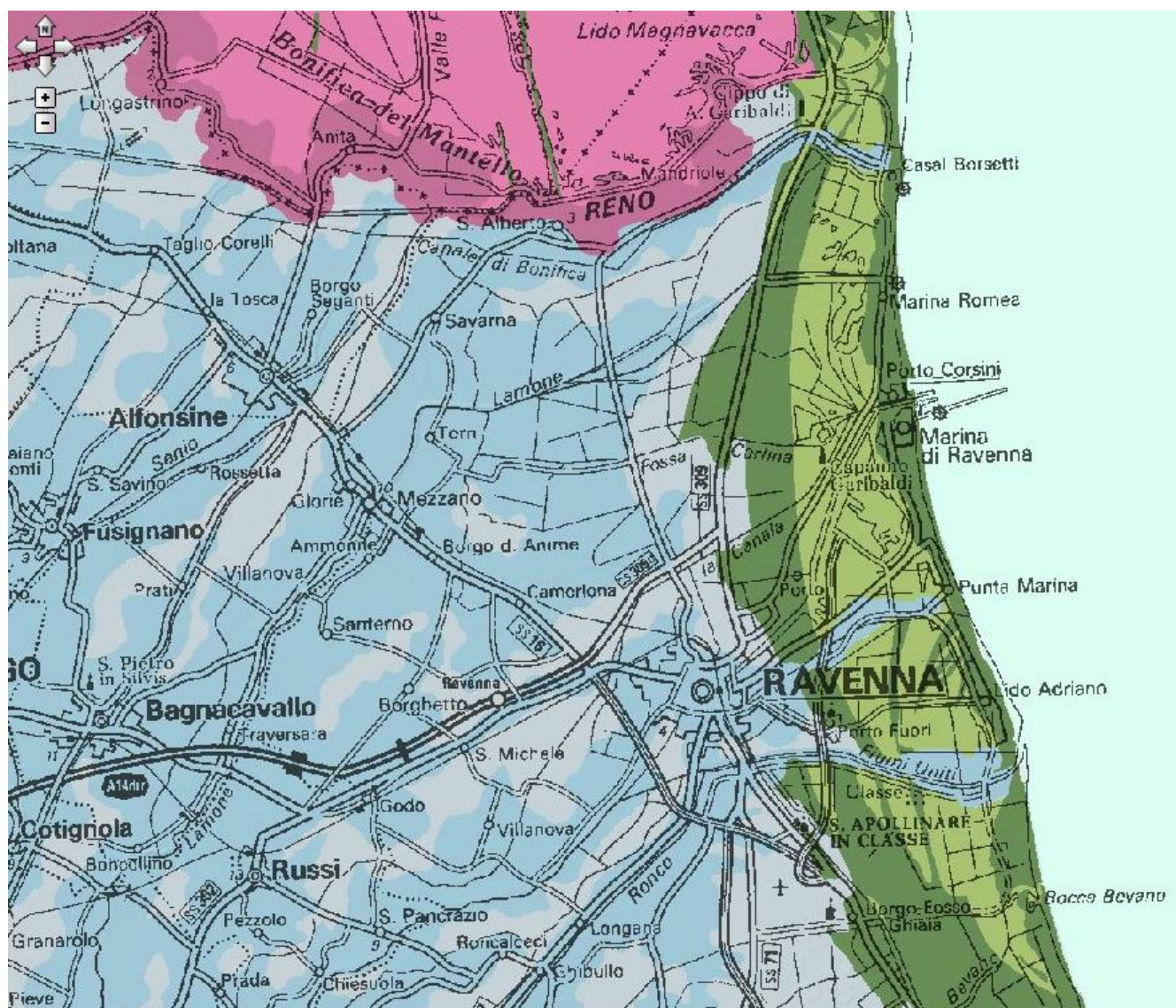


Figura 17 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su costa di Ravenna
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

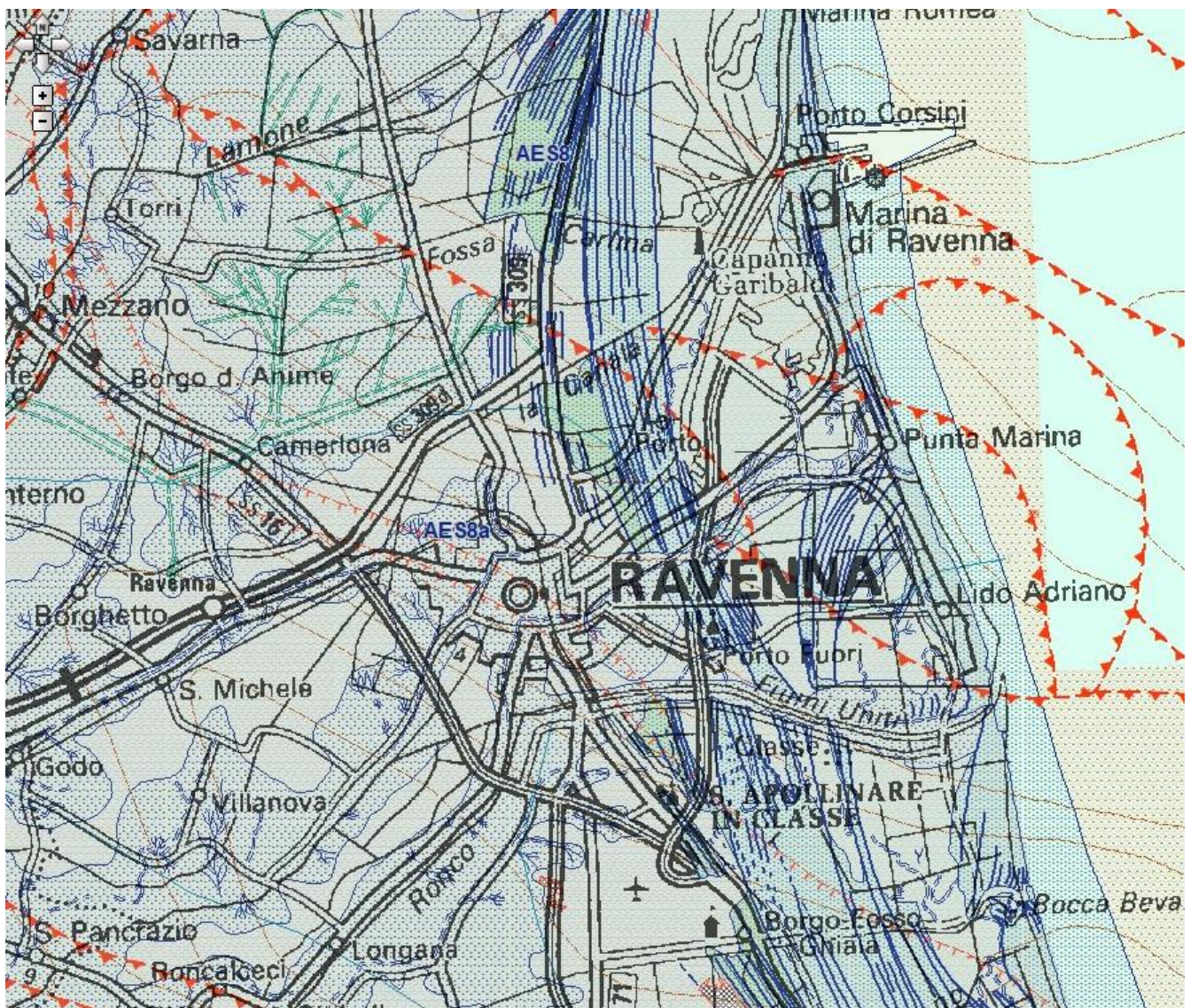


Figura 18 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su costa di Ravenna
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

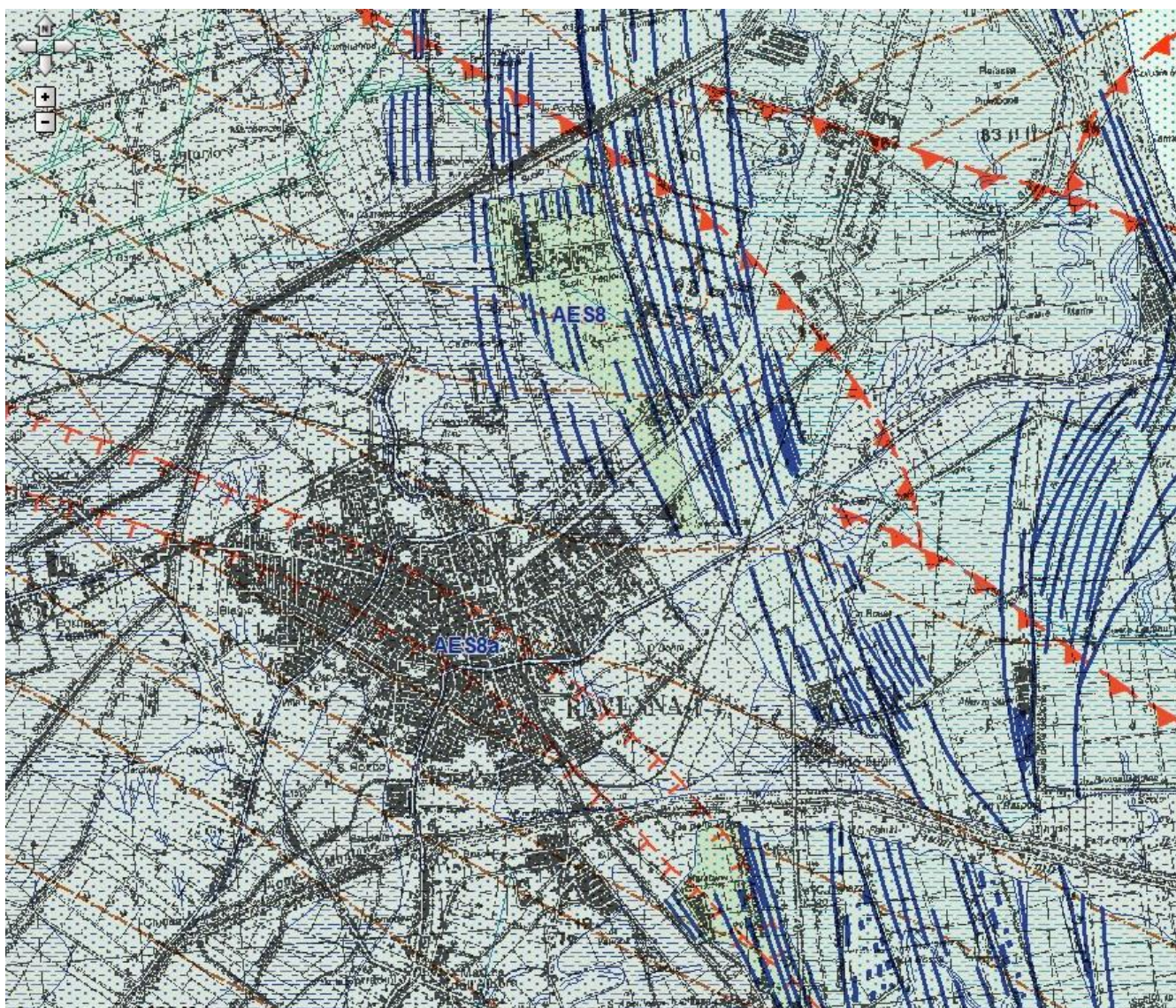


Figura 19 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su centro di Ravenna
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

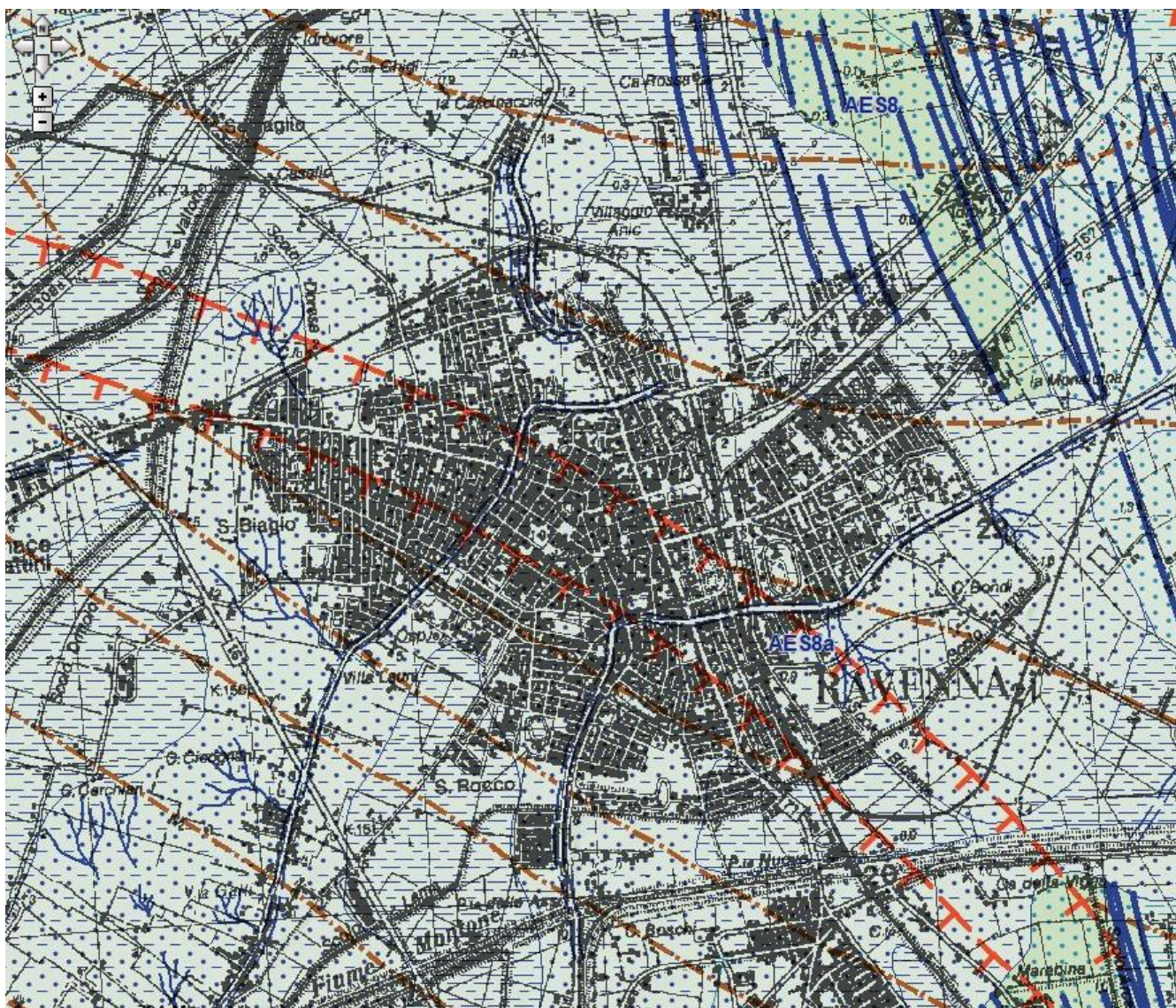


Figura 20 – Carta Geologica dell'Emilia-Romagna – Stralcio su centro di Ravenna
https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia

AES8 - Subsintema di Ravenna

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7.

(Pleistocene sup. - Olocene)

AES8a - Unità di Modena

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

(Olocene)

FAA - Argille Azzurre

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi slump con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche. Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paraconcordante su FCO. Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG. Depositi di scarpata e base scarpata. Potenza complessiva affiorante di circa 700 m.

AES8 – Subsintema di Ravenna – (Pleistocene sup. – Olocene)

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonato da 0,3 ad 1,0 m. e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7.

AES8a – Unità di Modena – (Olocene)

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

b1 – Deposito alluvionale in evoluzione

Ghiaie, talora embriate, sabbie e limi argillosi di origine fluviale, attualmente soggetti a variazioni dovute alla dinamica fluviale; detrito generalmente incoerente e caotico, costituito da clasti eterometrici ed eterogenei, talora arrotondati, in matrice sabbiosa, allo sbocco di impluvi e valli secondarie. Sono talora fissati da vegetazione (b1a).

FAA - Argille grigio-azzurre plioceniche (Pliocene inf. e medio)

Si tratta di peliti grigie e grigio azzurre siltose e sabbiose, con frattura a saponetta, organizzate in strati decimetrici o massive, ricche di microfossili talvolta intercalate ad arenarie giallastre poco cementate. Lateralmente e verso l'alto, le peliti passano a lenti di arenarie risedimentate di colore giallo ocraceo alternate a sottili livelli pelitici. L'ambiente di sedimentazione è di tipo batiale e marino profondo.

Tali terreni affiorano nelle zone comprese tra il n. 1 e il 10 e nelle zone 20, 21.

Considerata la scarsità e la limitatezza di affioramenti in loro è ipotizzabile, dalla consultazione della Carta Geologica d'Italia e da quella regionale, un assetto stratigrafico con orientamento appenninico Nord 100°-140°, inclinazione 8°-15° verso nord-est.

AES7 – AES8 – Alluvioni terrazzate (Pleistocene sup.-Olocene)

PROVINCIA DI RAVENNA – RUP. Ing. Paolo Nobile Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA) Tel: +39 0544 258150 – Email: pnobile@mail.provincia.ra.it	PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni	15/06/2023	PE_STR_07_REL.FOND_r.00
		Verificato: Serpieri M.	Approvato: Sarti G.
		Cod. Comm. 22.12.10	pag. 25/94

Sono depositi alluvionali intravallivi e dei conoidi alluvionali composti da ghiaie, sabbie e peliti ricoperte attualmente da uno strato superficiale con crostoni calcarei dovuti a lisciviazione e degradazione del suolo. Si tratta di terrazzi alluvionali del II, III e IV ordine sul fondovalle che giacciono al di sopra delle unità plioceniche e si chiudono a "becco di flauto" contro le stesse soprapendio. Nei terrazzi di fondovalle sono concentrate le zone di passata escavazione per l'estrazione e l'utilizzo di interti (ghiaie e sabbie).

AES8a – Alluvioni recenti ed attuali (Olocene)

Si tratta dei depositi recenti ed attuali dei fiumi limitrofi

D.M. 17.01.2019 ("Norme Tecniche sulle costruzioni") nella progettazione geotecnica (Capitolo n. 6) introduce il concetto di modello geologico. Una ricostruzione del modello geologico generale dell'area è possibile attraverso il rilievo geologico - morfologico di superficie e la consultazione della carta geologica e delle sezioni geologiche profonde a cura del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna.

L'area ricade in un settore compreso tra i primi rilievi collinari dell'entroterra romagnolo.

Una ricostruzione del modello in parola è possibile anche attraverso la consultazione da sistema WebGis della Carta Geologica e della Carta delle Sezioni Geologiche e Prove Geognostiche della Pianura Emiliano-Romagnola, esaminando le sezioni geologiche profonde sviluppate nell'ambito del progetto CARG.

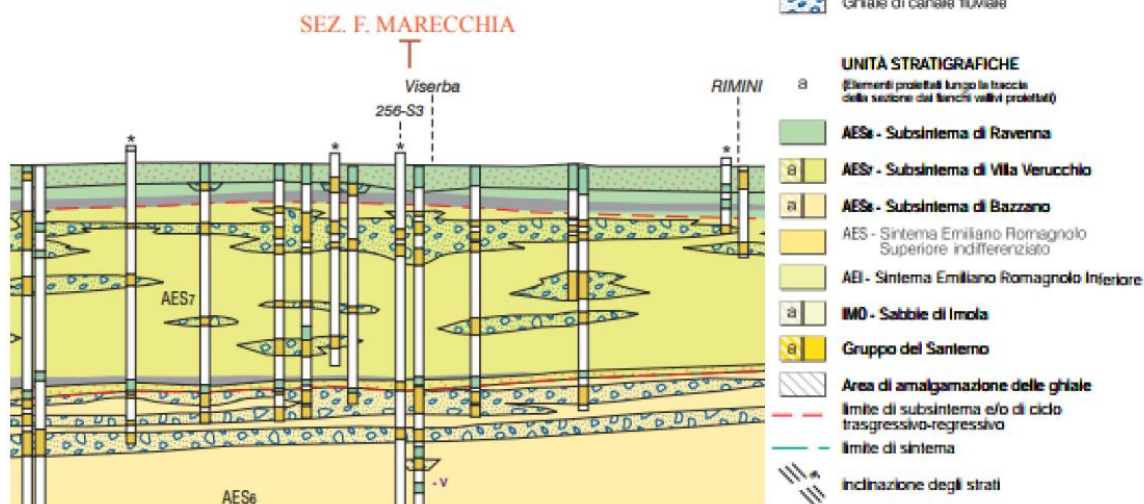
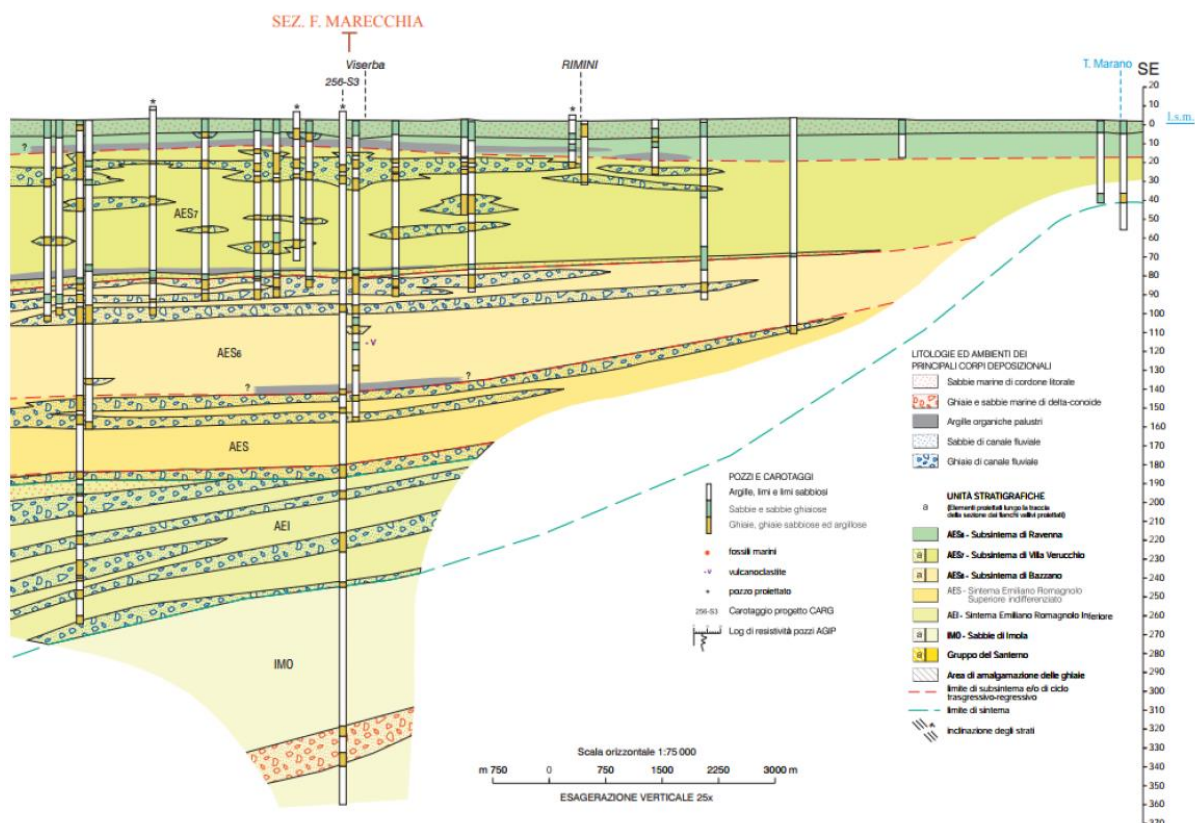
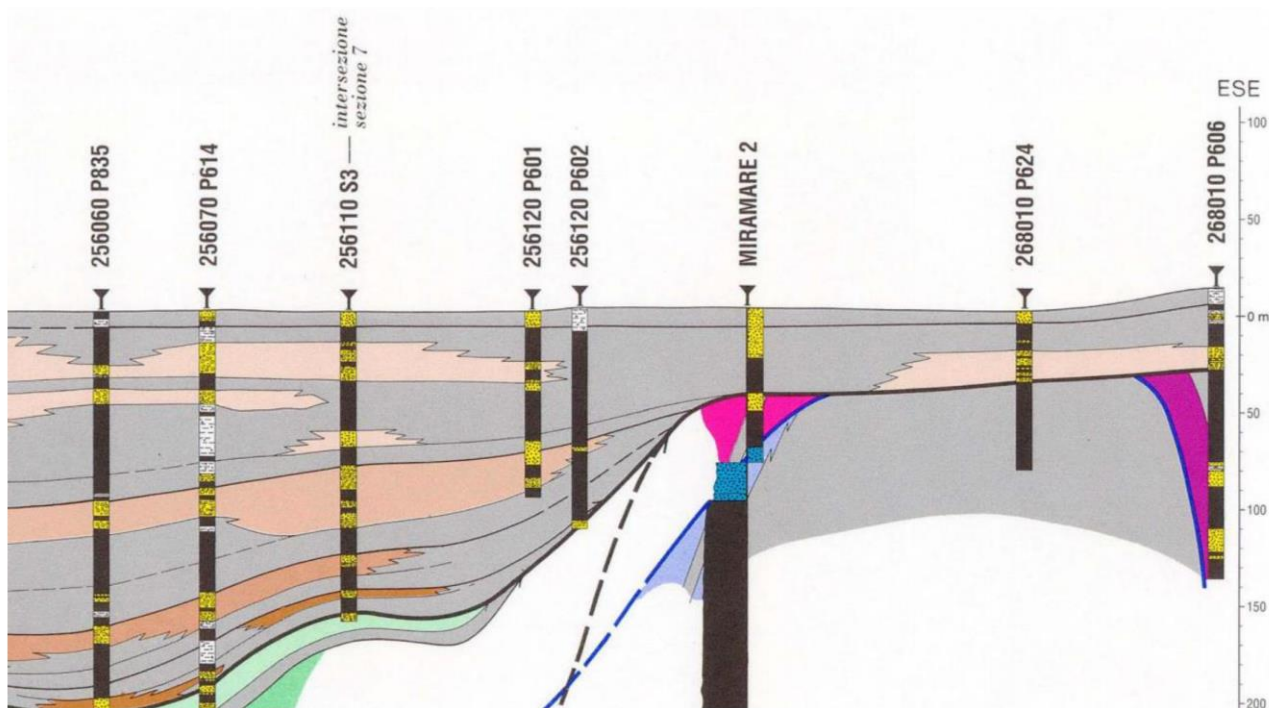
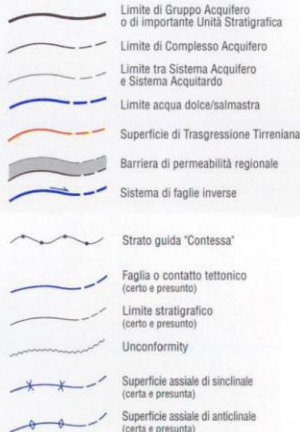


Figura 21 – Sezione geologica n°59 - (Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna)



PRINCIPALI LITOLOGIE DI PIANURA



POZZO AGIP



POZZO PER ACQUA

UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE				ETÀ (milioni di anni)	SCALA CRONO- STRATIGRAFICA (milioni di anni)
GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO	SISTEMA ACQUIFERO	SISTEMA ACQUITARDO		
A	A1			~ 0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE 0.125
	A2				
	A3				
	A4				
B	B1			~ 0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO
	B2				
	B3				
	B4				
C	C1			~ 0.65	PLEISTOCENE INFERIORE 0.89 1.72 PLEISTOCENE MEDIO-SUPERIORE 3.55 PLEISTOCENE INF. MIocene
	C2				
	C3				
	C4				
	C5				
ACQUITARDO BASALE				~ 3.9	

SISTEMA ACQUIFERO saturo d'acqua salmastra/salata

Figura 22 – Sezione geologica n°97 - (Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna)

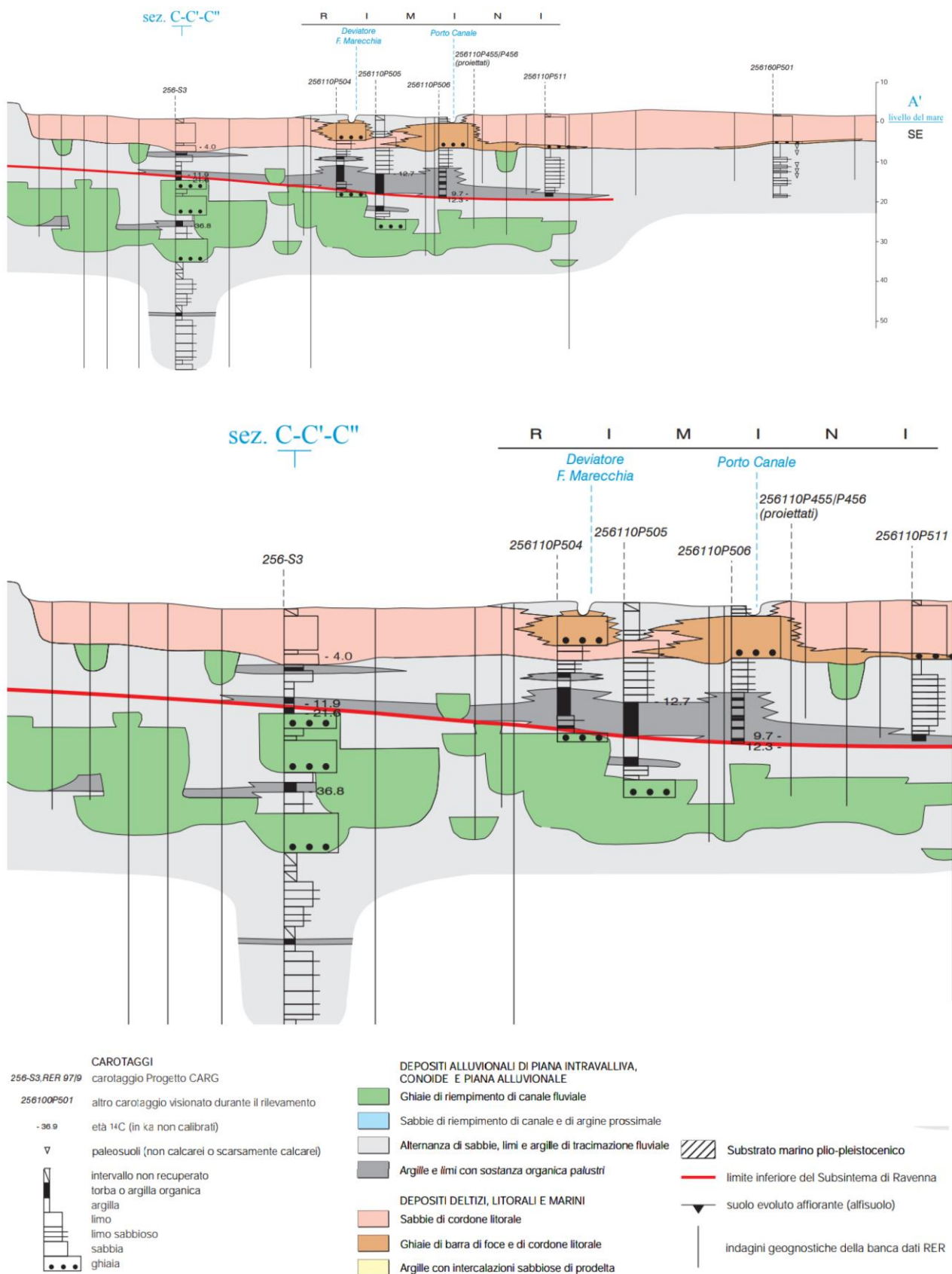


Figura 23 – Sezione geologica n°21 - (Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna)

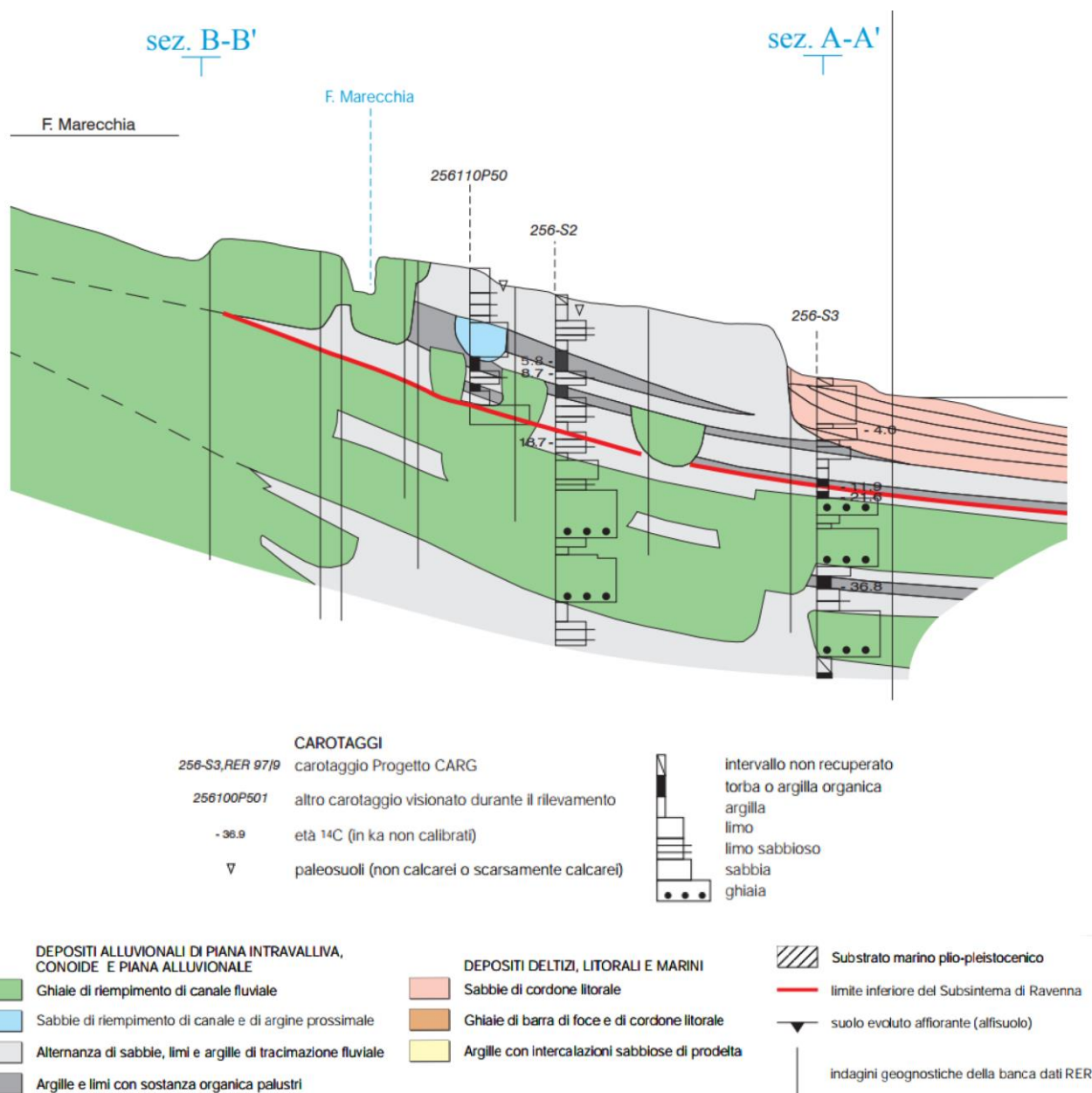
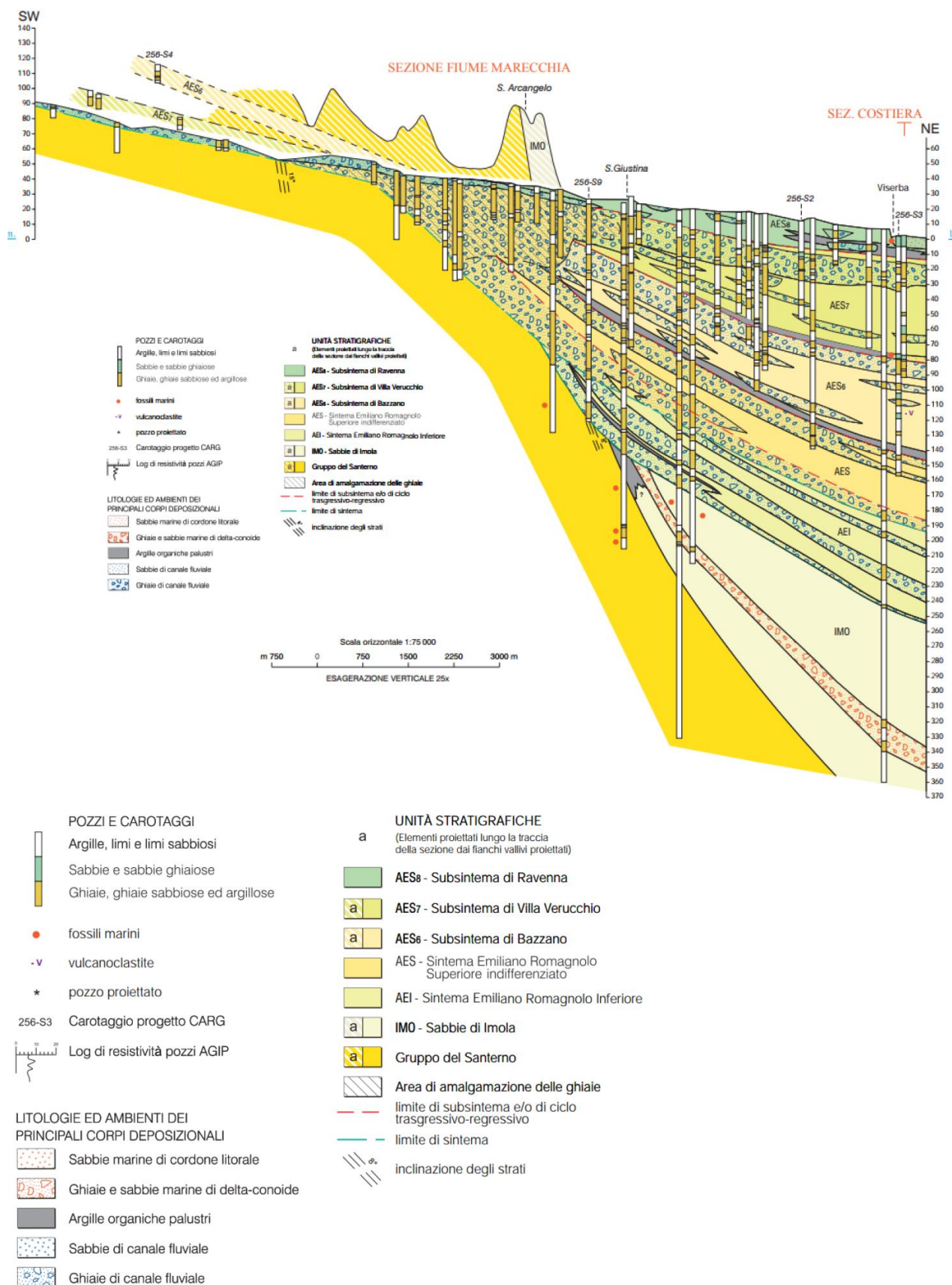
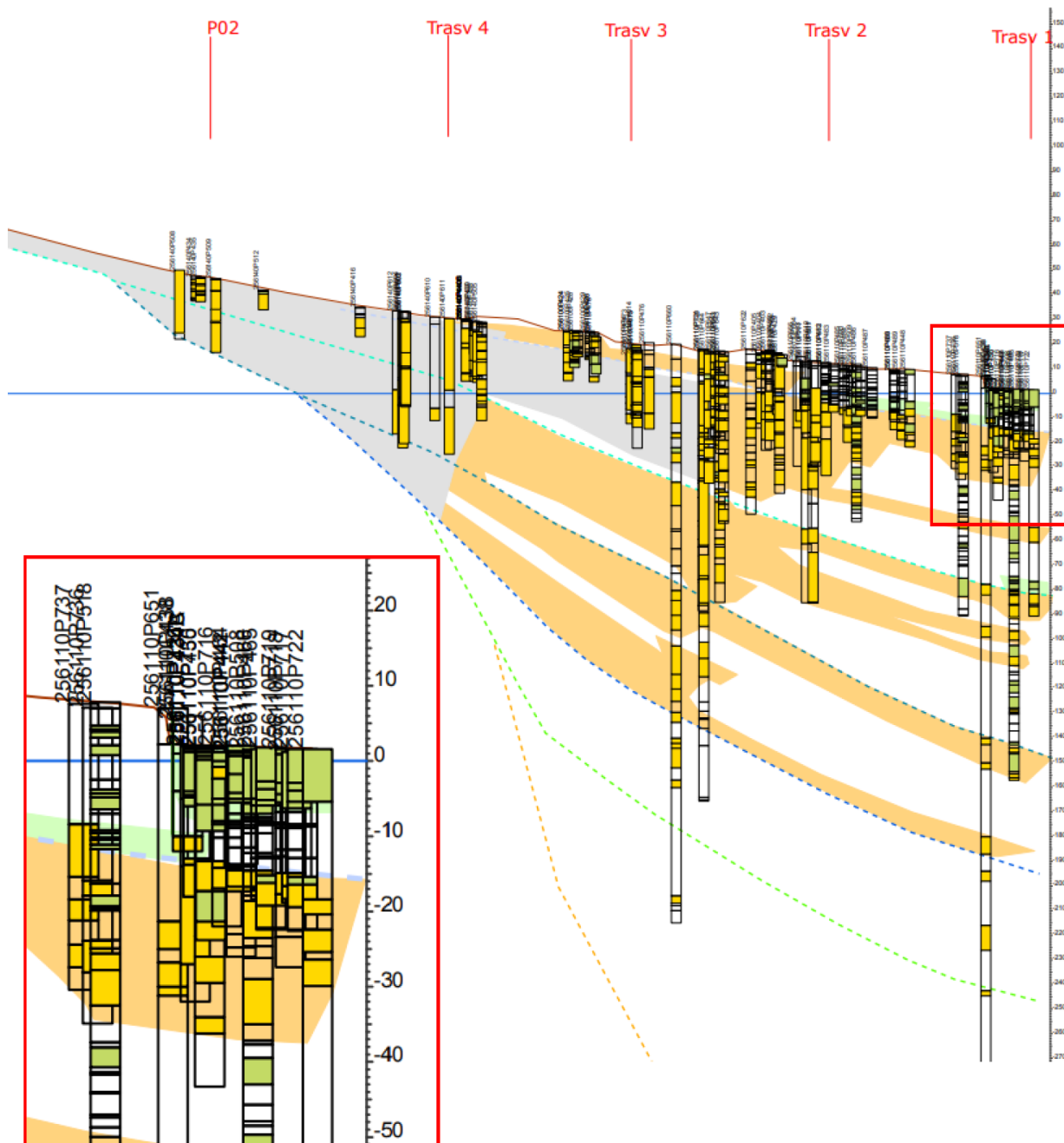


Figura 24 – Sezione geologica n°22 - (Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna)





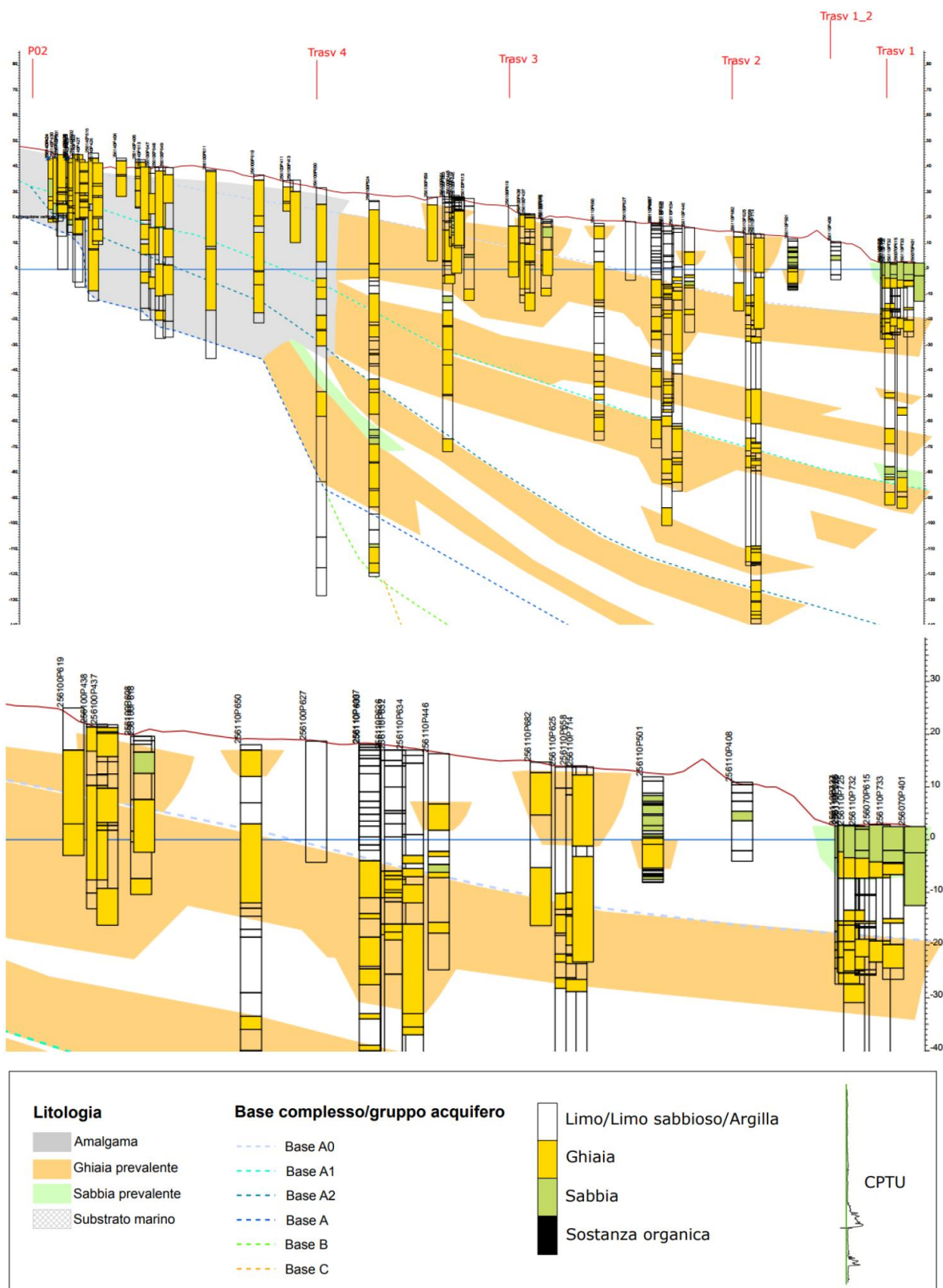


Figura 27 – Sezione geologica n°149 - (Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna)

2.1.4 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA GENERALE

I terreni presenti nella piana alluvionale, in generale, possiedono un alto potere di ritenzione e una scarsa permeabilità.

Nel caso di brevi e intense precipitazioni, pertanto, si osservano elevati deflussi superficiali, ristagni nelle conche e scarsa infiltrazione in profondità.

Lo smaltimento delle acque di scorrimento superficiale nell'area di studio, mediamente urbanizzata, è affidato alla rete fognaria pubblica, che provvede a raccoglierle ed incanalarle verso il corpo idrico principale.

In sedimenti alluvionali a "granulometria fine", il livello piezometrico è soggetto a spiccate variazioni stagionali, più marcate quando a periodi aridi si succedono periodi di prolungata e intensa piovosità.

In quest'ultimo caso, il livello dell'acqua freatica può innalzarsi notevolmente.

Pertanto non si escludono anche innalzamenti della frangia capillare e presenza di umidità sino in prossimità della superficie topografica.

Si riportano qui di seguito delle mappe di rischio idraulico e geologico dell'Italia e del sito

2.1.5 RISCHIO IDRO-GEOLOGICO

CARTE RISCHIO IDRO-GEOLOGICO

<https://idrogeo.isprambiente.it/app/>

https://geo.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=dissesto

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/temi/dissesto-idrogeologico>

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/dissesto-idrogeologico/le-frane>

<https://www.isprambiente.gov.it/it/attivita/suolo-e-territorio/dissesto-idrogeologico/le-alluvioni>

[https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-](https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-stampa/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg)

[stampa/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg](https://www.isprambiente.gov.it/files2018/area-stampa/comunicati-stampa/Mappa_pericolosita_frane_idraulica_PAI_Rapporto_2018_rid.jpg)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/istituto-informa/comunicati-stampa/anno-2018/ispra-aggiorna-la-mappa-nazionale-del-dissesto-idrogeologico-nel-91-dei-comuni-italiani-oltre-3-milioni-di-famiglie-residenti-in-zone-a-rischio>

<https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>

Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

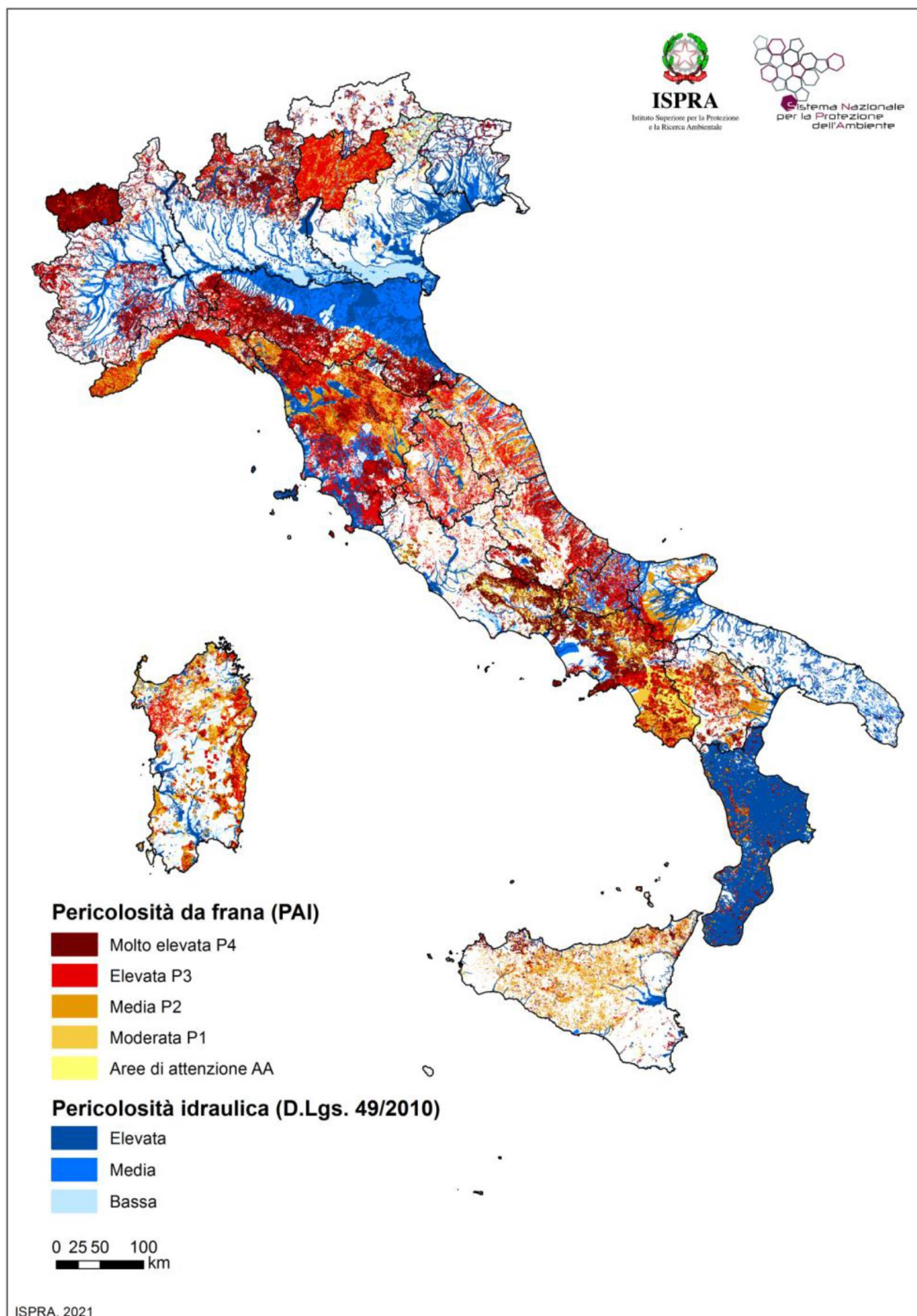


Figura 28 – Carta rischio Idro-Geologico dell'Italia – ISPRA 2021

Aree a pericolosità da frana (PAI) e idraulica (Scenari D.Lgs. 49/2010) – elaborazione 2021

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

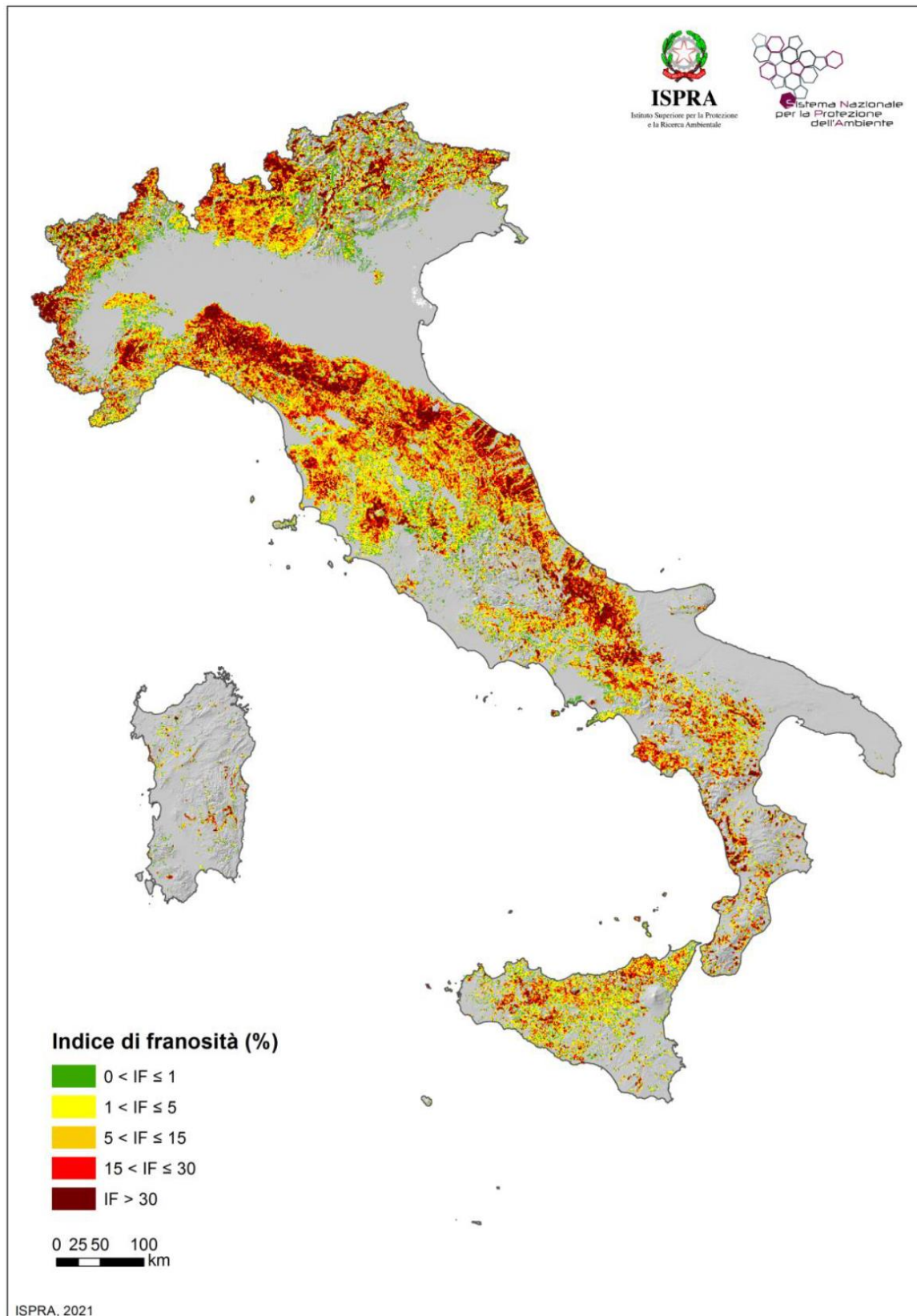


Figura 29 – Indice di franosità percentuale (area in frana dell'Inventario IFFI /area cella × 100) su maglia di lato 1 km

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

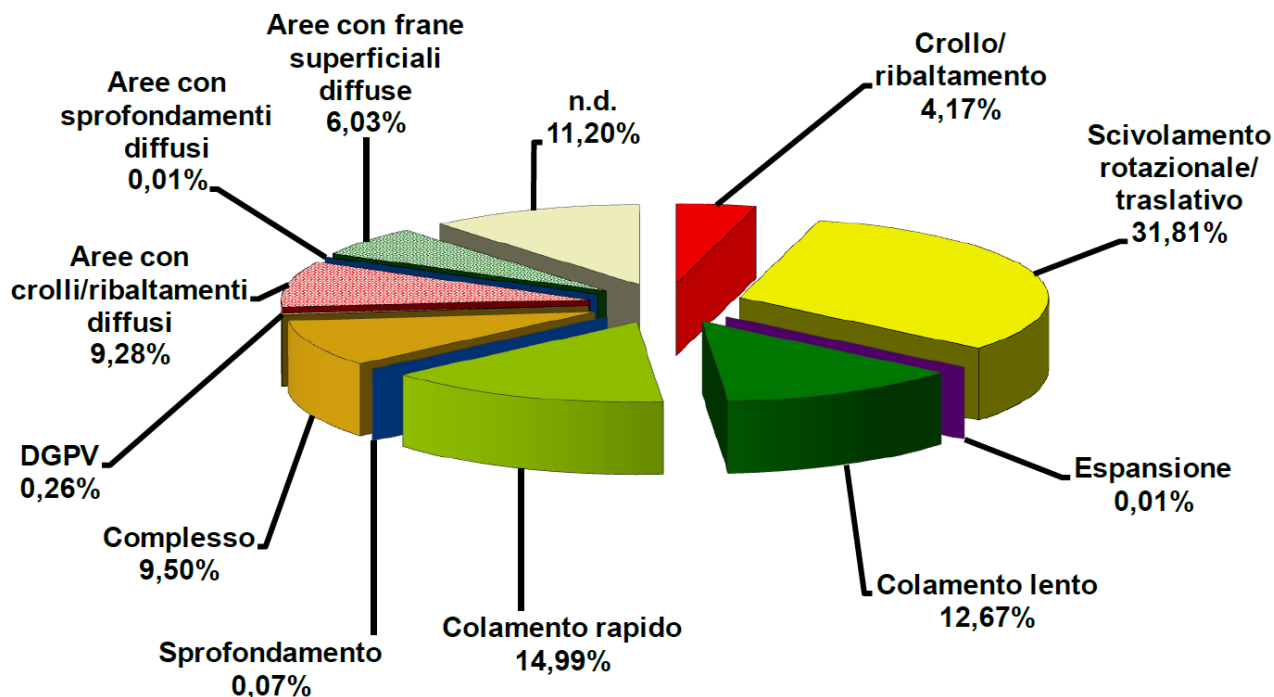


Figura 30 – Distribuzione percentuale delle tipologie di movimento – Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

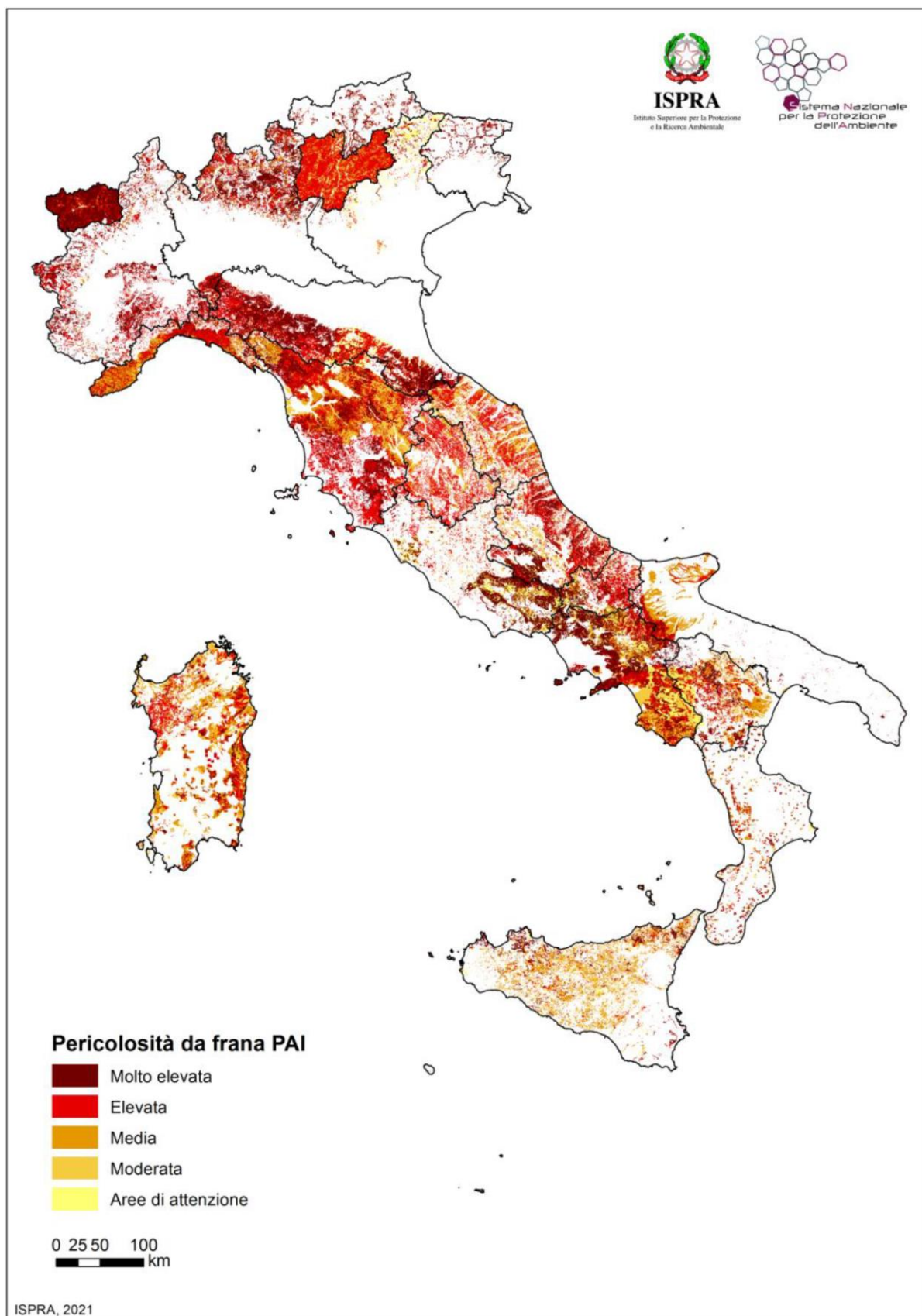


Figura 31 – Aree a pericolosità da frana PAI – Mosaicatura 2020-2021

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

PROVINCIA DI RAVENNA – RUP. Ing. Paolo Nobile Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA) Tel: +39 0544 258150 – Email: pnobile@mail.provincia.ra.it	PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni		15/06/2023	PE_STR_07_REL.FOND_r.00
			Verificato: Serpieri M.	Approvato: Sarti G.
			Cod. Comm. 22.12.10	pag. 39/94

Popolazione a rischio frane residente in aree a pericolosità PAI 5.707.465 abitanti

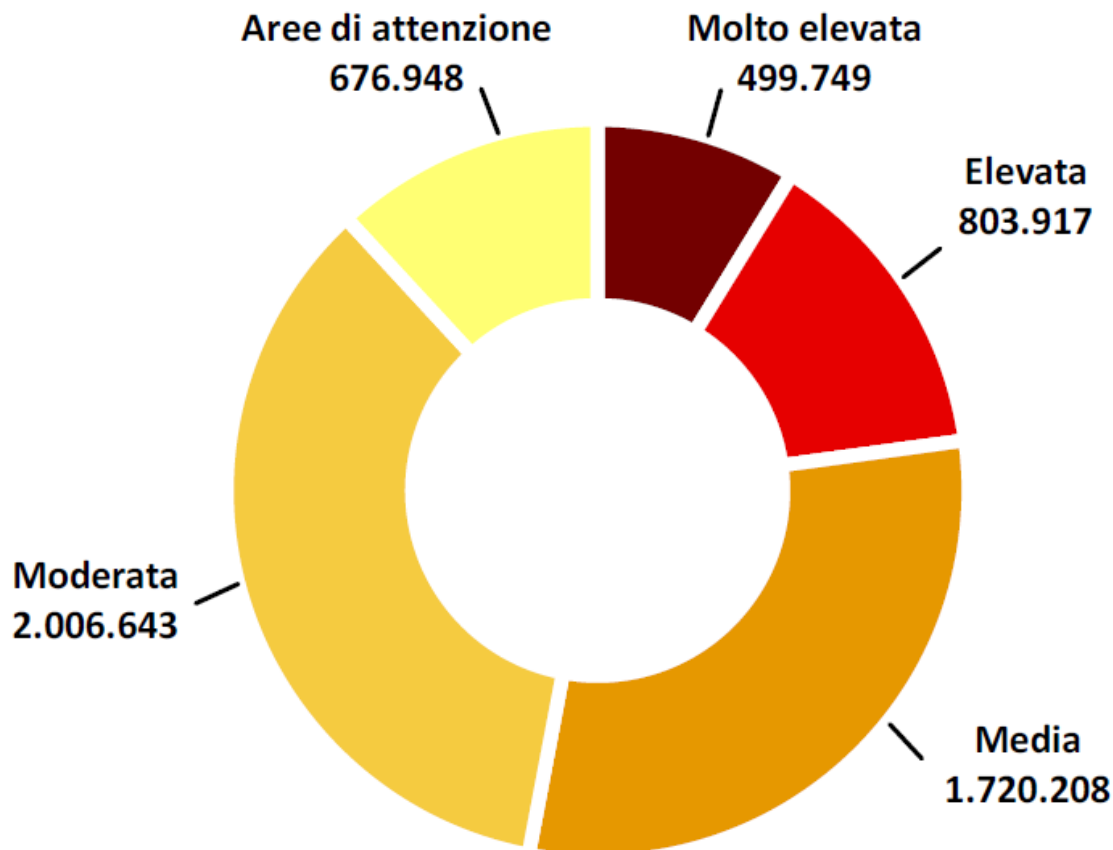


Figura 32 – Popolazione a rischio frane residente in aree a pericolosità PAI in Italia – elaborazione 2021

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)

<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

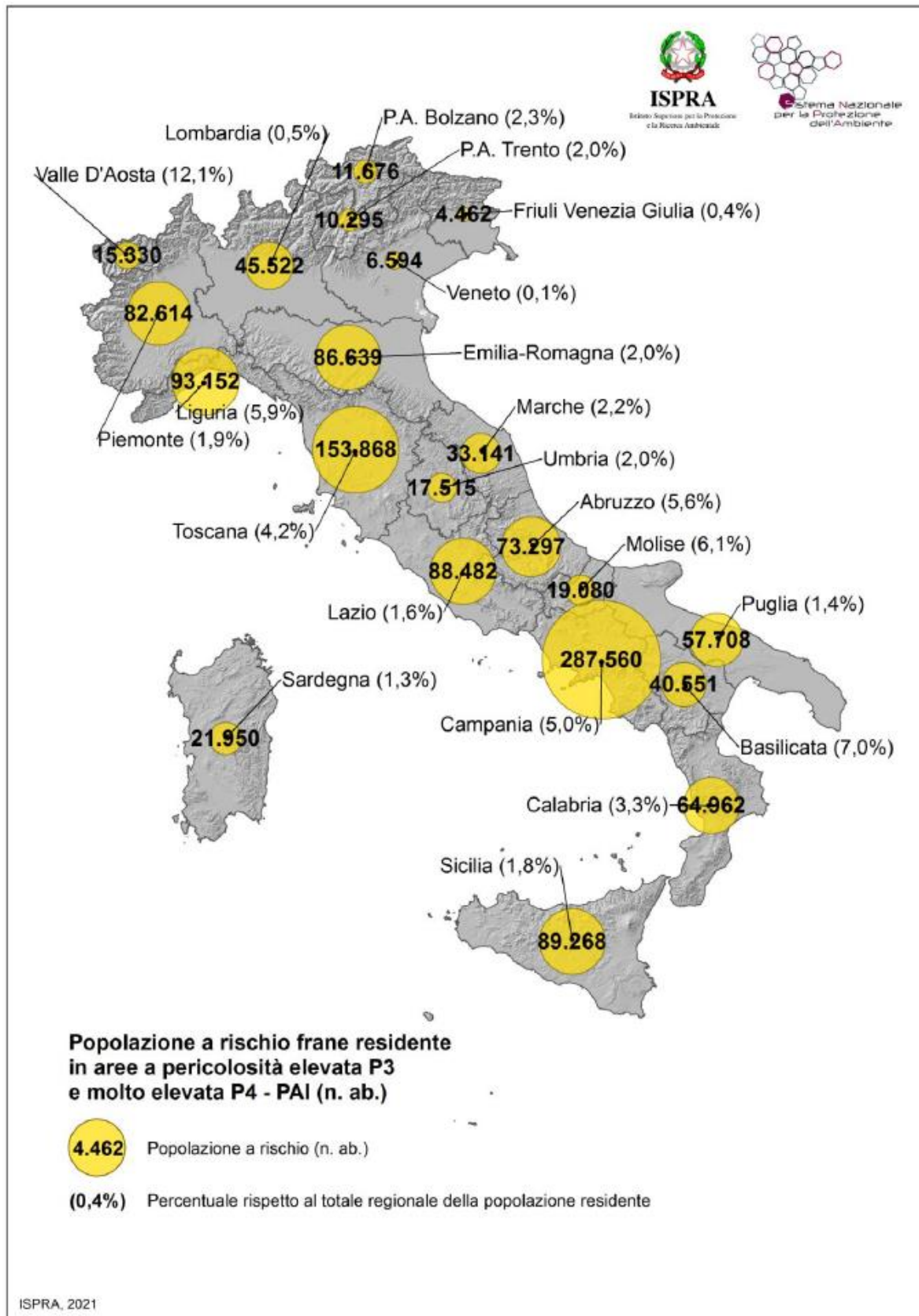


Figura 33 – Popolazione a rischio residente in aree a pericolosità da frana elevata P3 e molto elevata P4 PAI su base regionale – elaborazione 2021

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

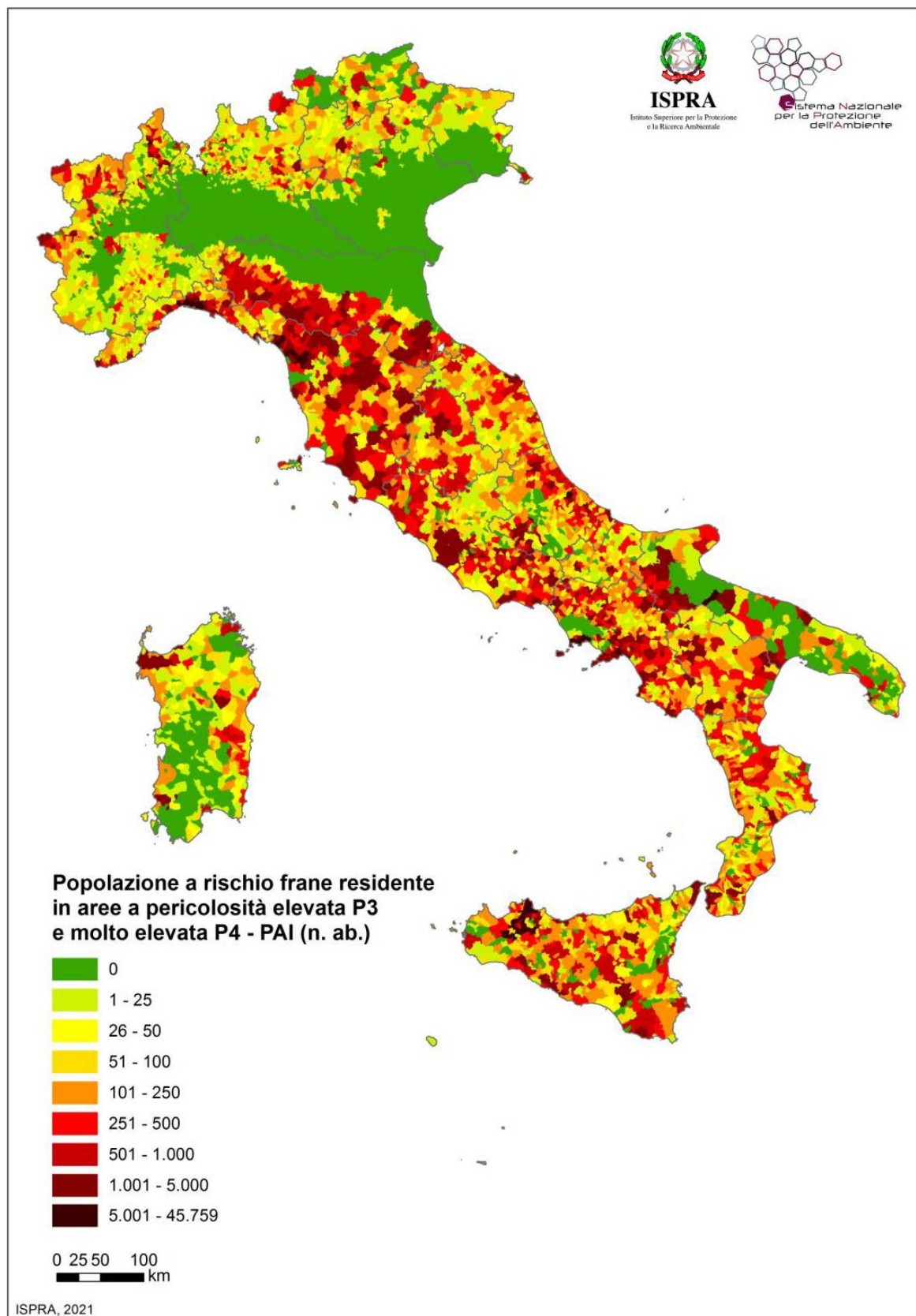
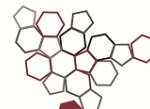


Figura 34 – Popolazione a rischio residente in aree a pericolosità da frana elevata P3 e molto elevata P4 PAI su base comunale (n. ab.)53 – elaborazione 2021

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>



ISPRA
Istituto Superiore per la Protezione
e la Ricerca Ambientale



Sistema Nazionale
per la Protezione
dell'Ambiente

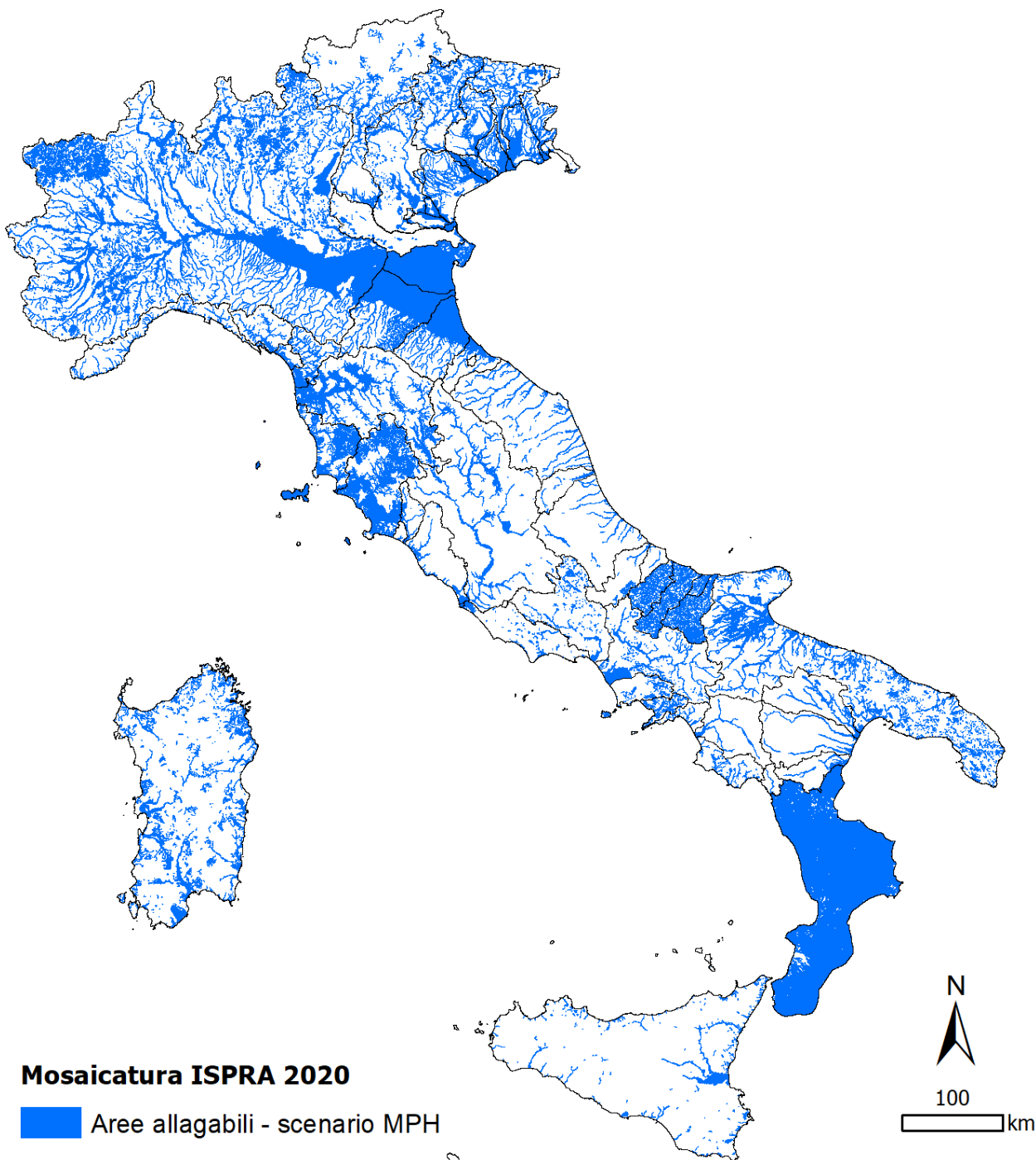


Figura 35 – Aree allagabili per scenario di pericolosità da alluvione media (Medium Probability Hazard – MPH) – Mosaicatura ISPRA, 2020

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

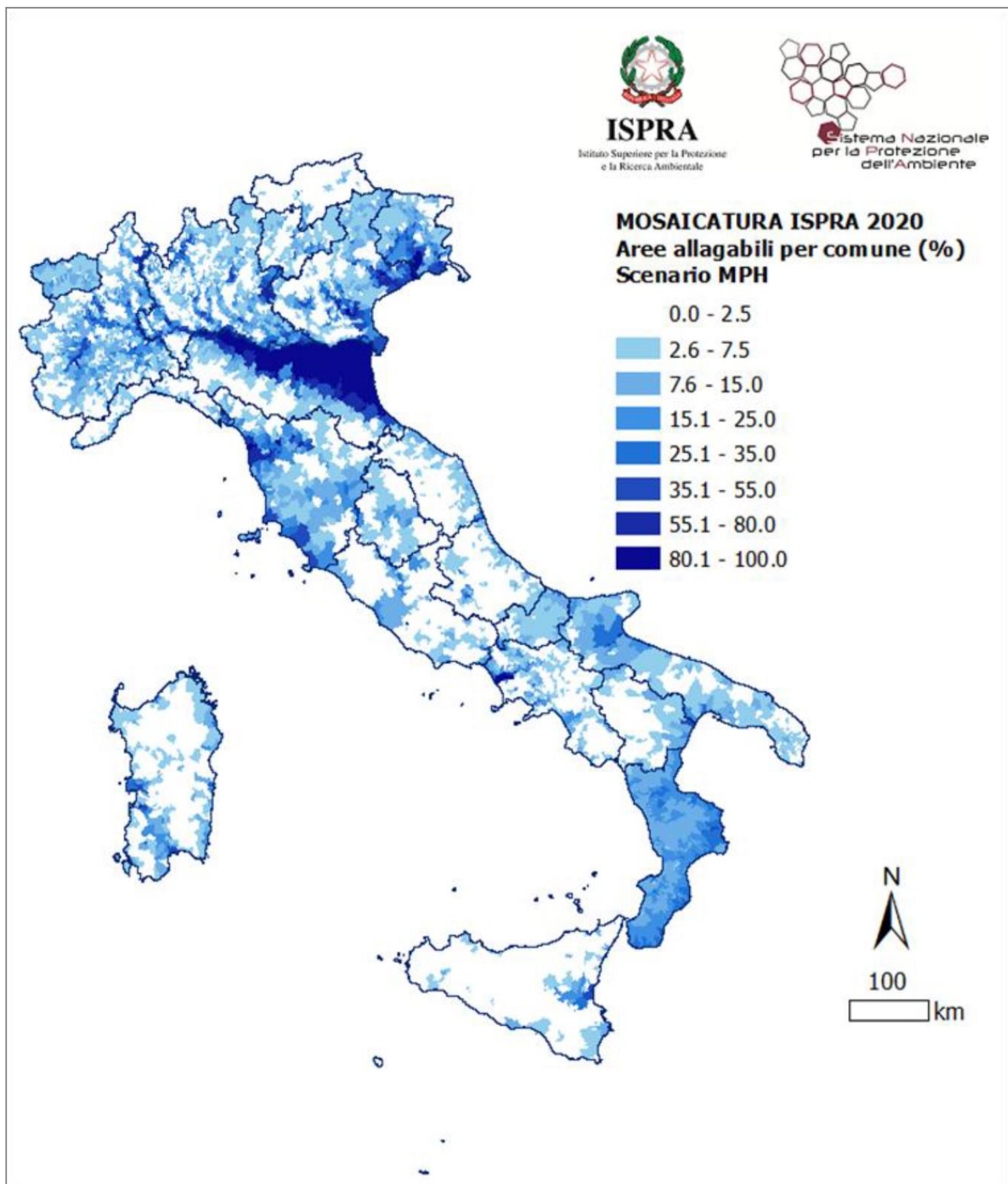


Figura 36 – Percentuali di area comunale allagabile per scenario di pericolosità da alluvione media (Medium Probability Hazard – MPH) – Mosaicatura ISPRA, 2020

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

Popolazione residente in aree a pericolosità idraulica (D.Lgs. 49/2010)

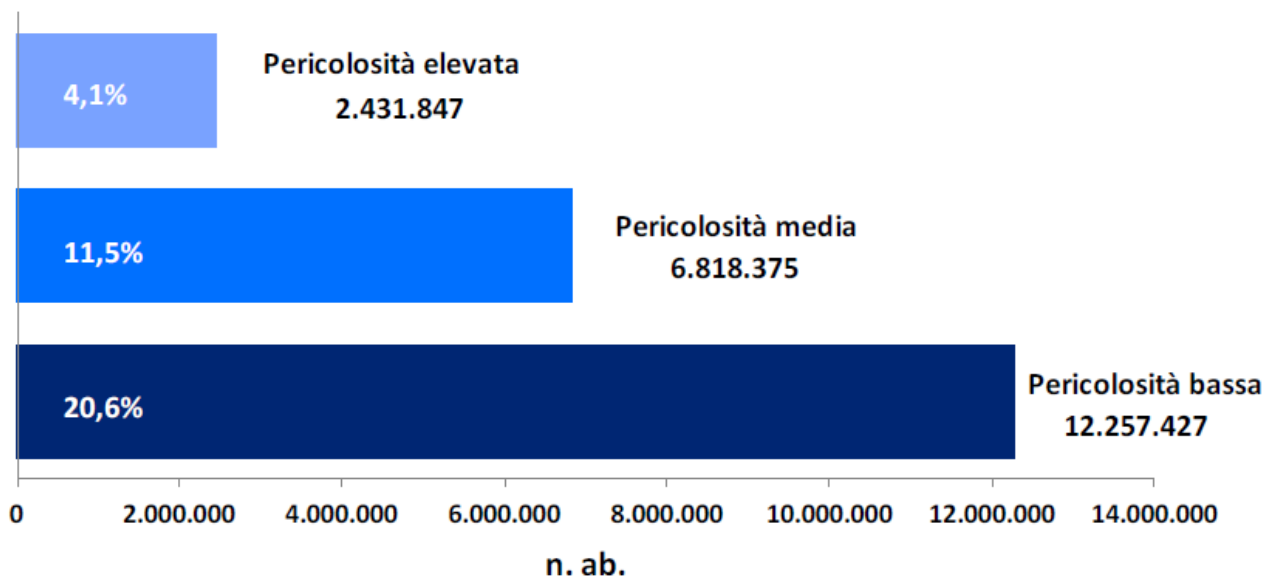


Figura 37 – Popolazione residente in aree allagabili per i tre scenari di probabilità di alluvione, a livello nazionale – Mosaicatura ISPRA, 2020

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

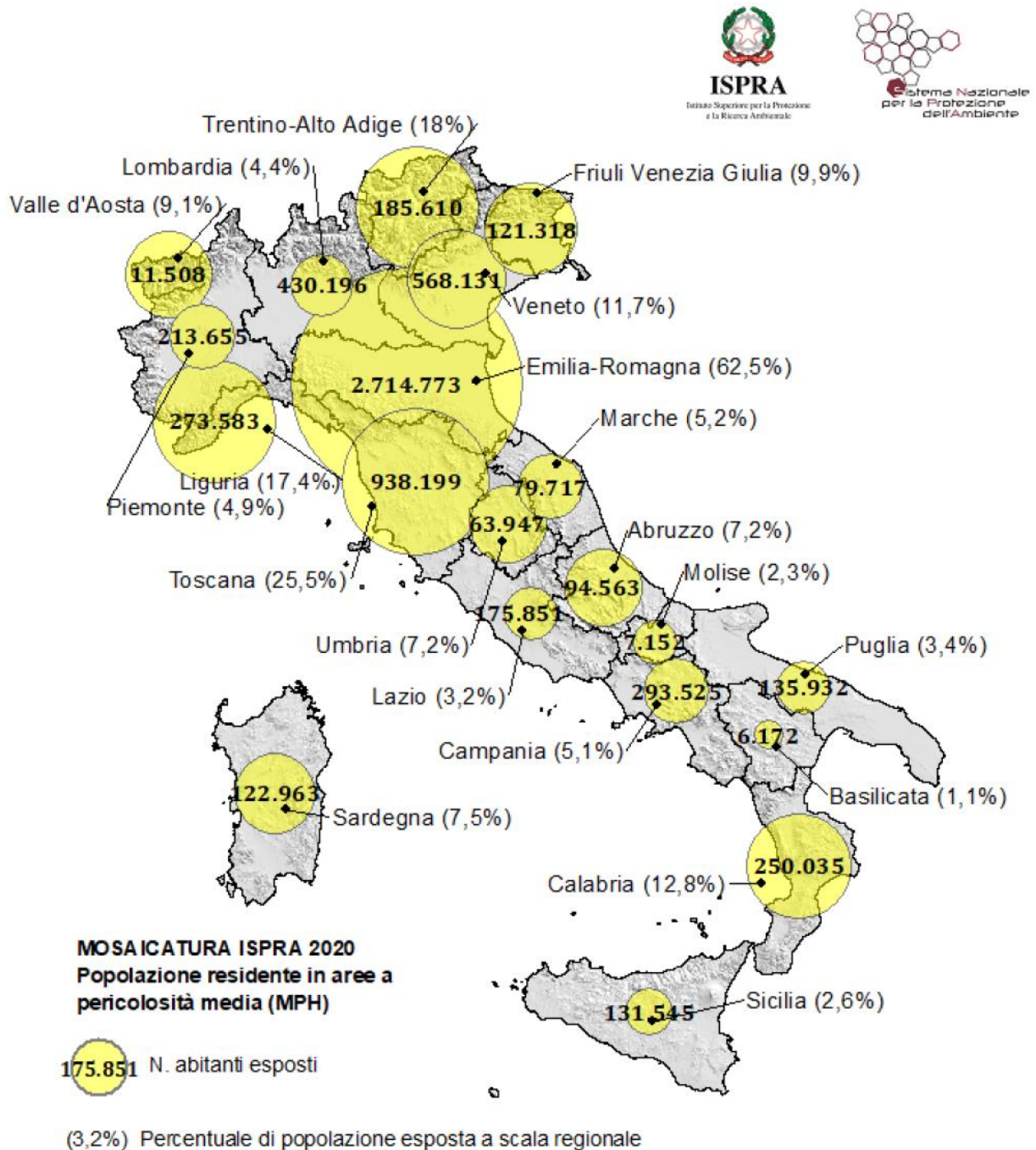


Figura 38 – Popolazione esposta a rischio di alluvioni residente in aree a pericolosità idraulica media MPH su base regionale – Mosaicatura ISPRA 2020

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/pubblicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

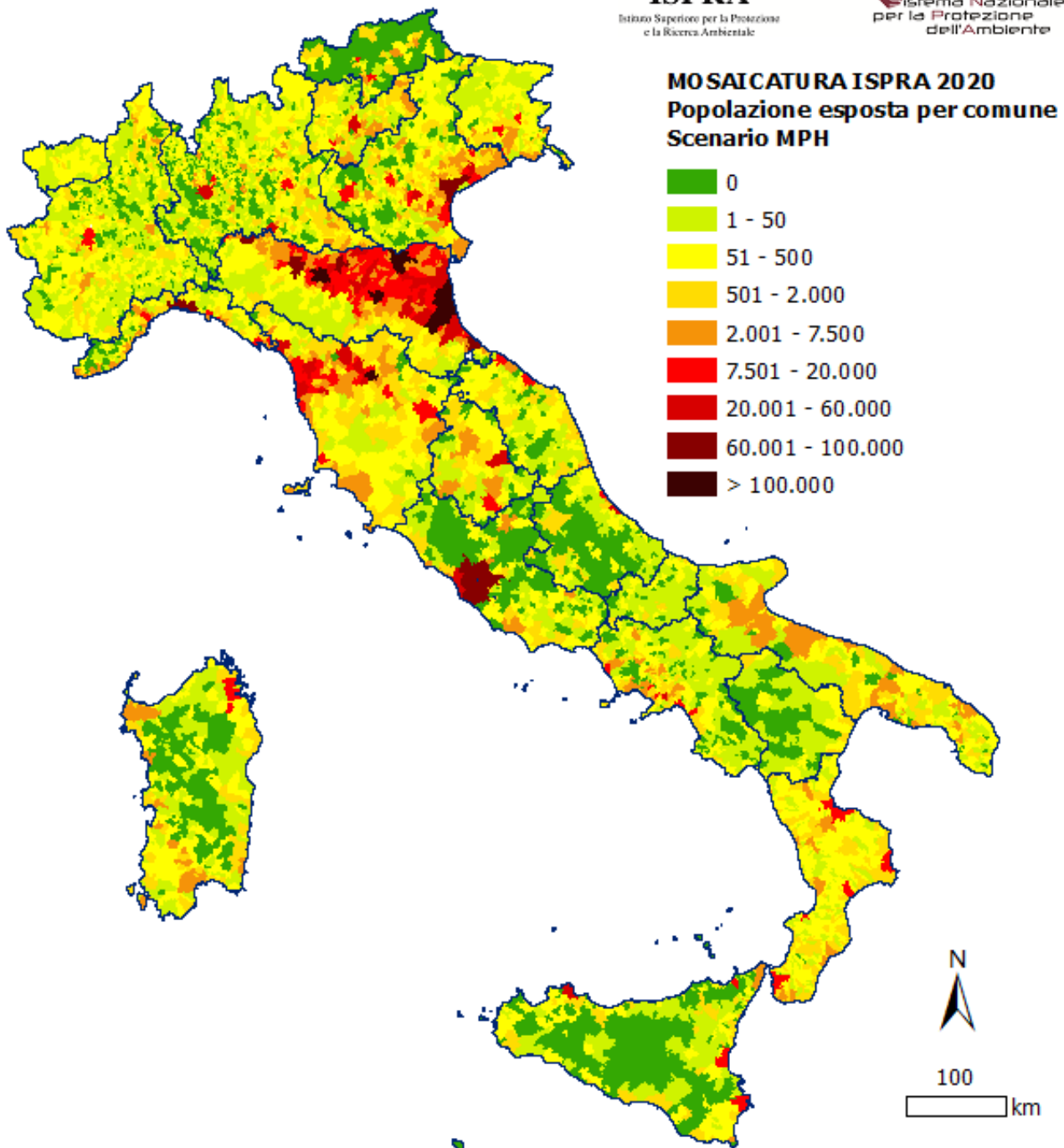


Figura 39 – Popolazione residente nei Comuni in area allagabile per scenario di pericolosità da alluvione media (MPH – Medium Probability Hazard) – Mosaicatura ISPRA, 2020

Fonte: Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2021. ISPRA, Rapporti 356/2021)
<https://www.isprambiente.gov.it/it/publicazioni/rapporti/dissesto-idrogeologico-in-italia-pericolosita-e-indicatori-di-rischio-edizione-2021>

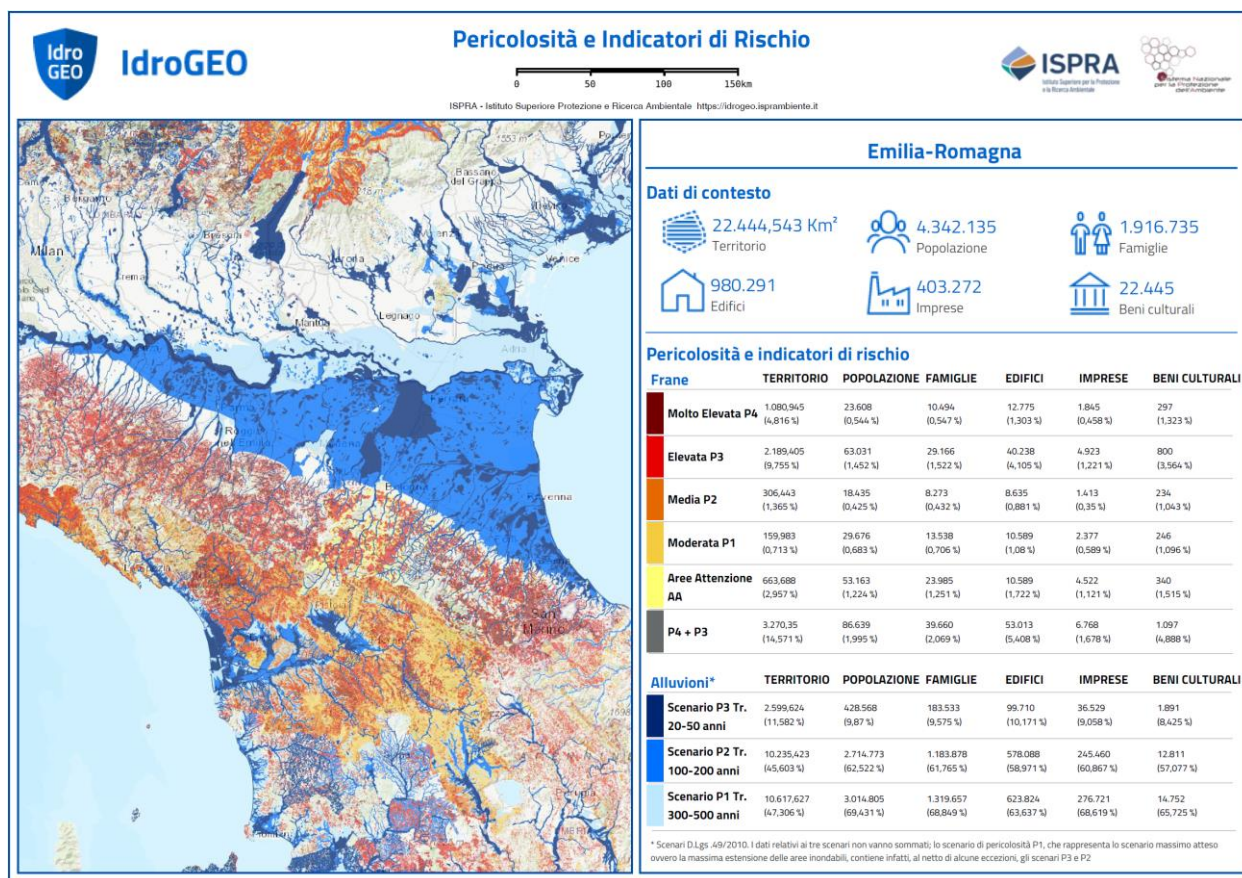


Figura 40 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Regione Emilia-Romagna

Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

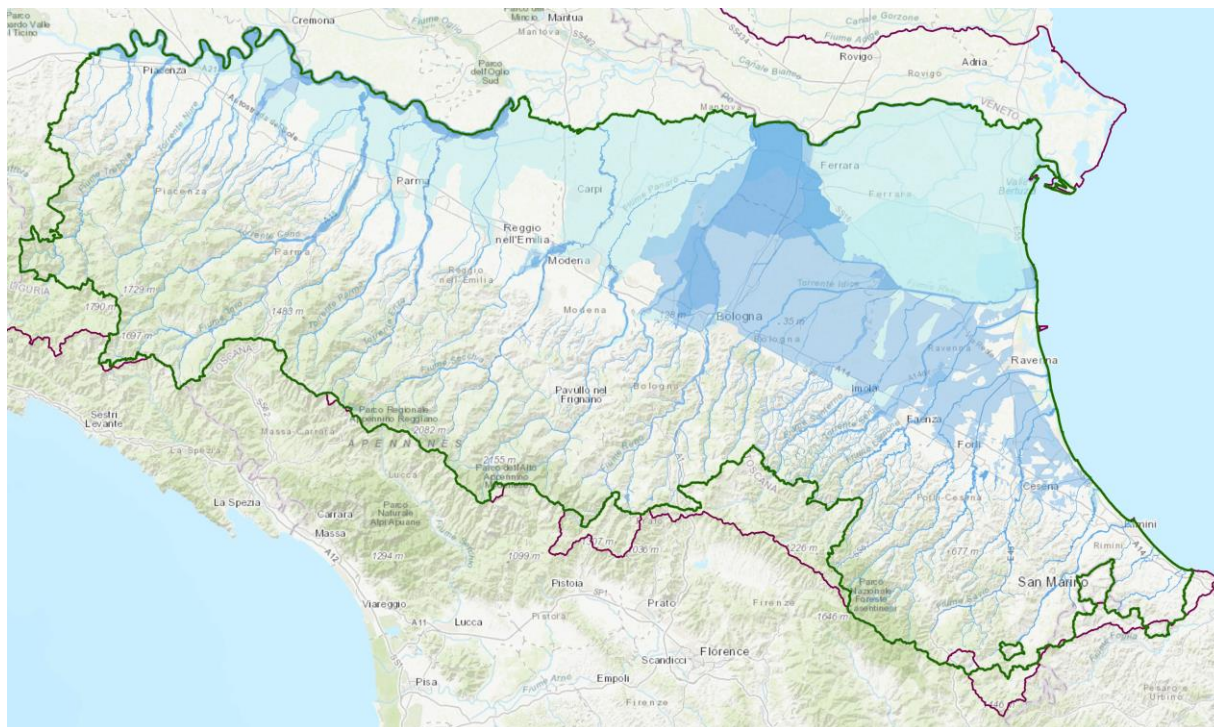


Figura 41 – Pericolosità ed indicatori Rischio Idrico/Alluvione – Regione Emilia-Romagna

Fonte: Moka DIRETTIVA ALLUVIONI - <https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>

secondo ciclo di attuazione della Direttiva 2007/60/CE, conclusosi nel dicembre 2021, definitivamente approvati dall'Autorità di bacino distrettuale del fiume Po con Decreto Segretariale (DS) n. 43/2022 del 11 aprile 2022.

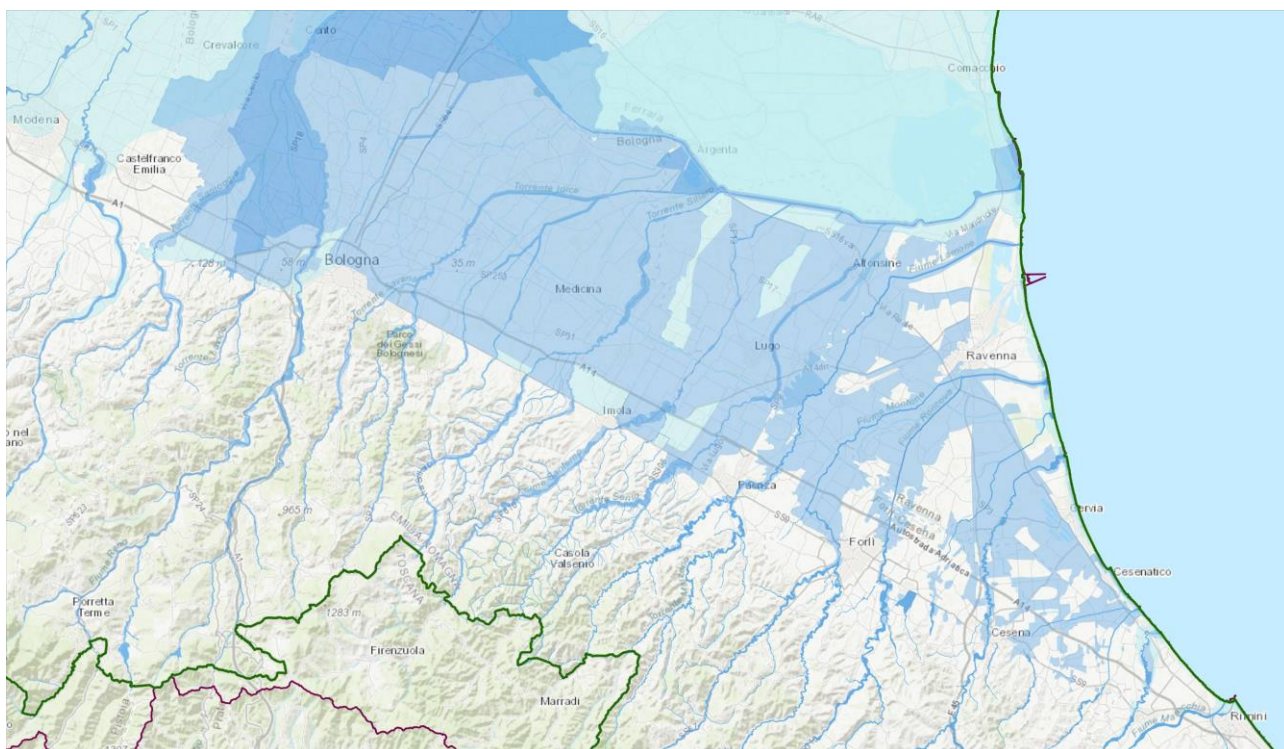


Figura 42 – Pericolosità ed indicatori Rischio Idrico/Alluvione – Regione Romagna

Fonte: Moka DIRETTIVA ALLUVIONI - <https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>
secondo ciclo di attuazione della Direttiva 2007/60/CE, conclusosi nel dicembre 2021, definitivamente approvati dall'Autorità di bacino distrettuale del fiume Po con Decreto Segretariale (DS) n. 43/2022 del 11 aprile 2022.

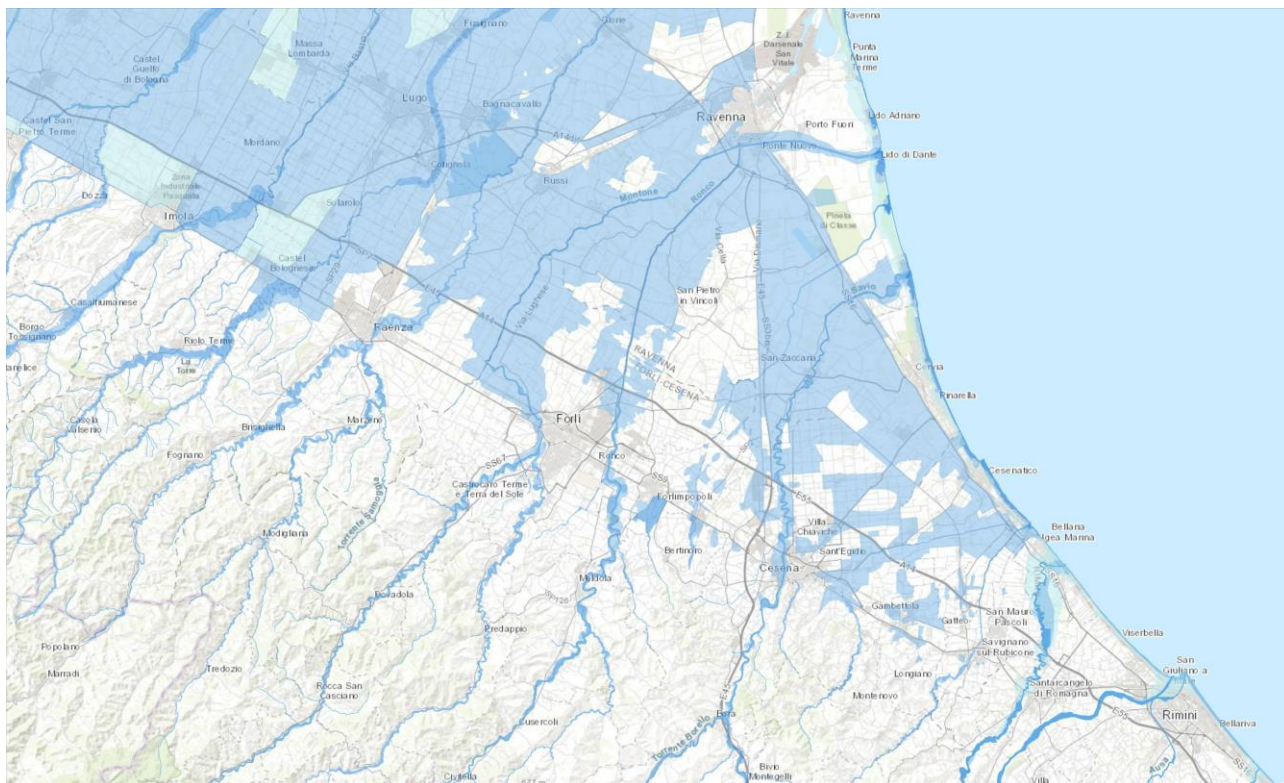


Figura 43 – Pericolosità ed indicatori Rischio Idrico/Alluvione – Regione Romagna

Fonte: Moka DIRETTIVA ALLUVIONI - <https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>
secondo ciclo di attuazione della Direttiva 2007/60/CE, conclusosi nel dicembre 2021, definitivamente approvati dall'Autorità di bacino distrettuale del fiume Po con Decreto Segretariale (DS) n. 43/2022 del 11 aprile 2022.

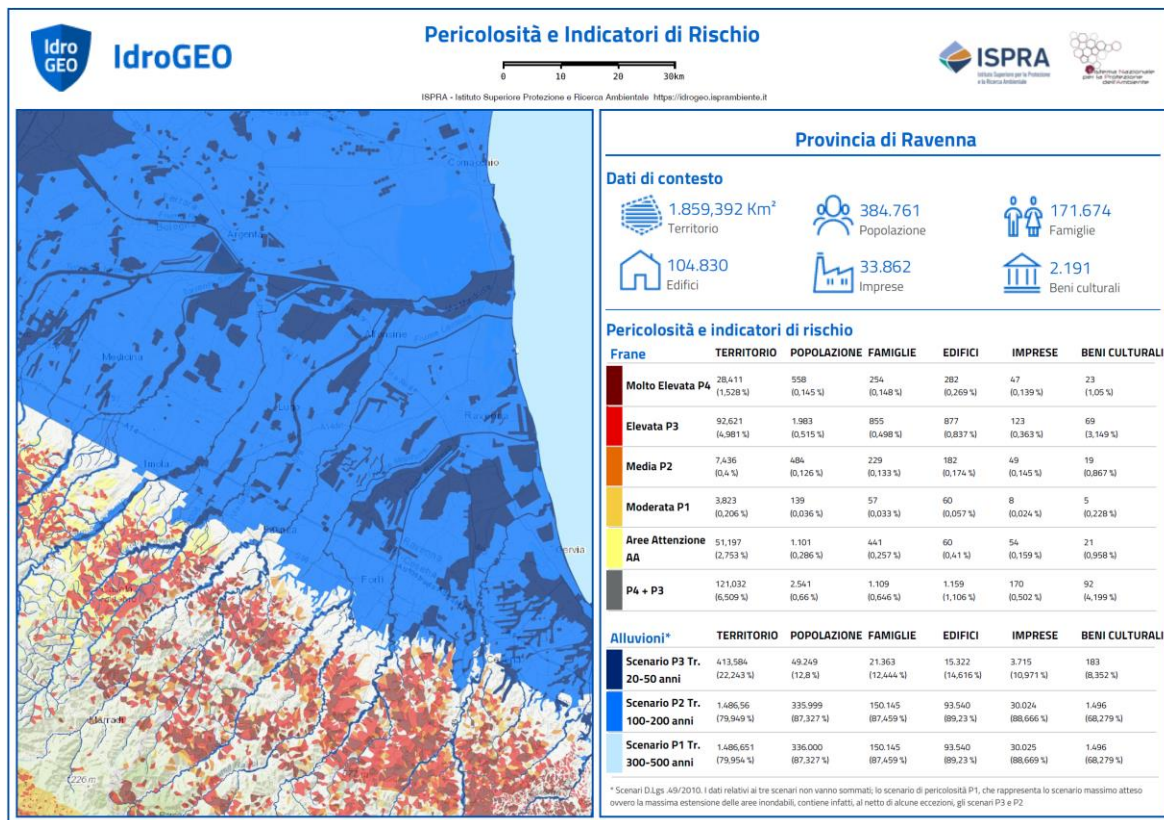


Figura 44 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Provincia Ravenna
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

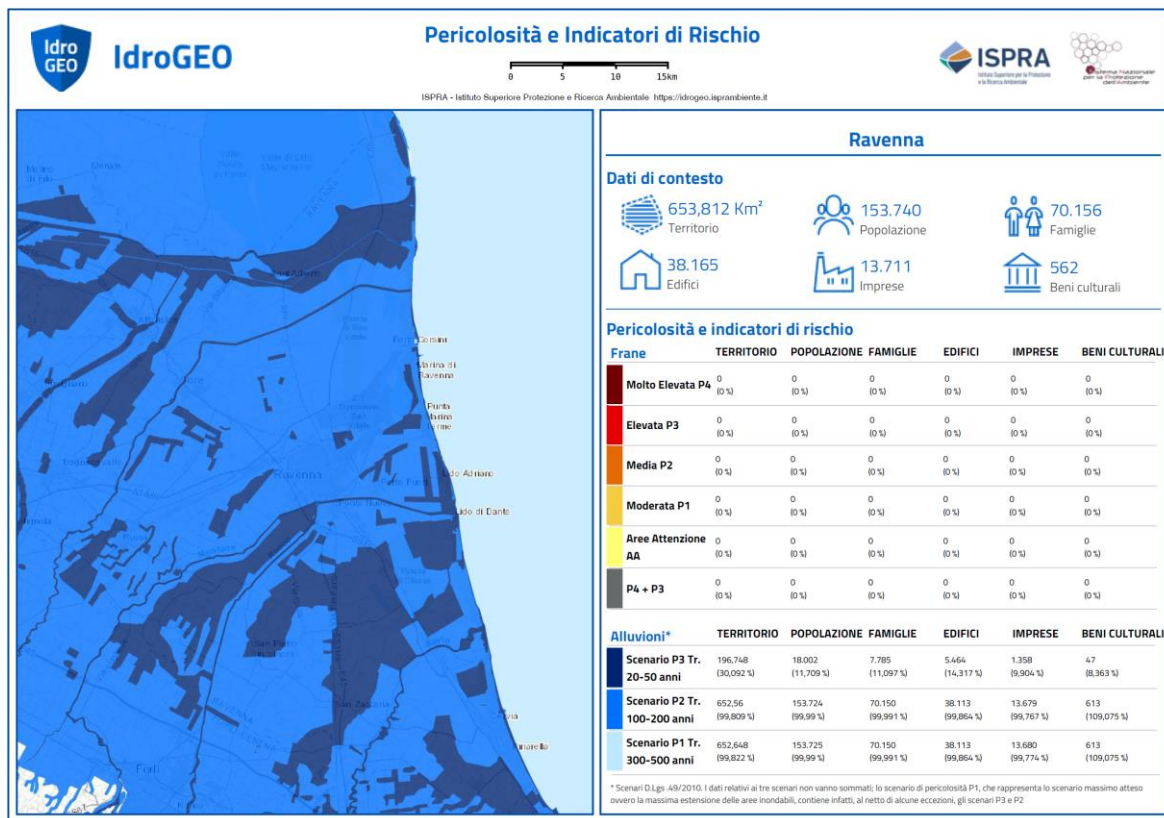


Figura 45 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Comune Ravenna
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

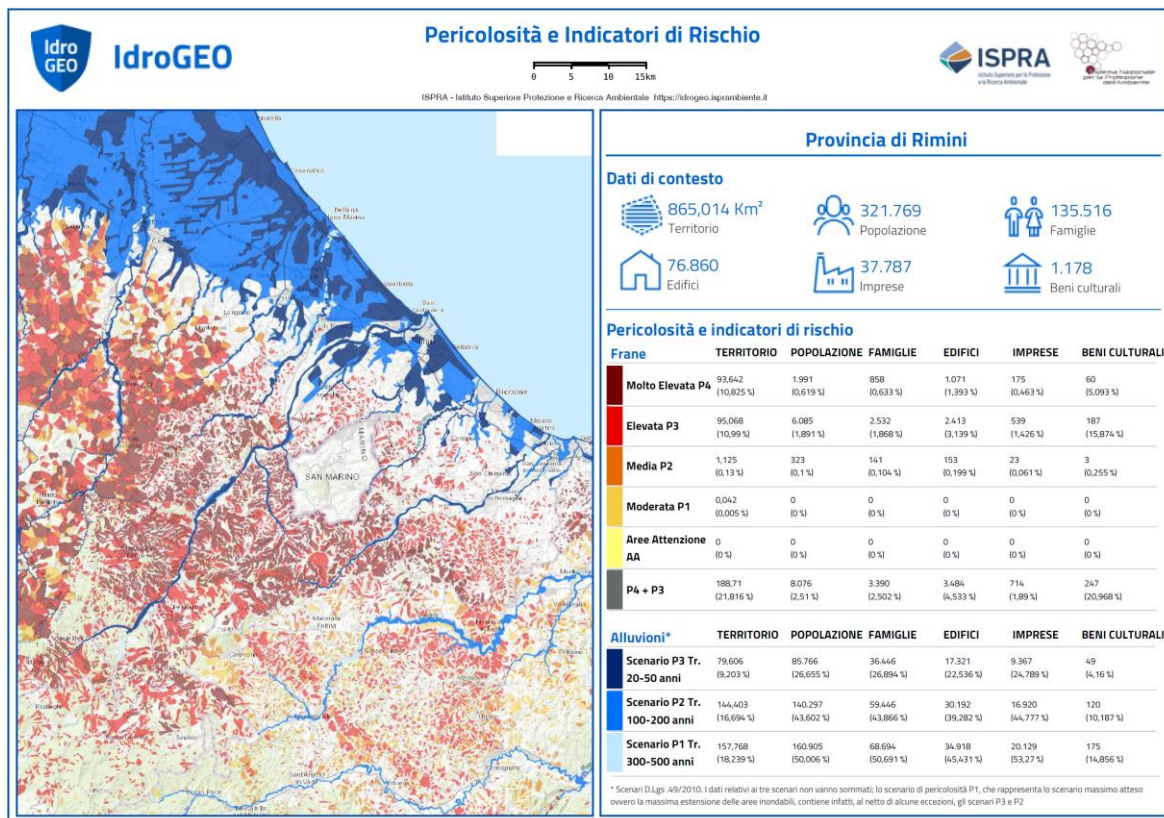


Figura 46 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Provincia di Rimini
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

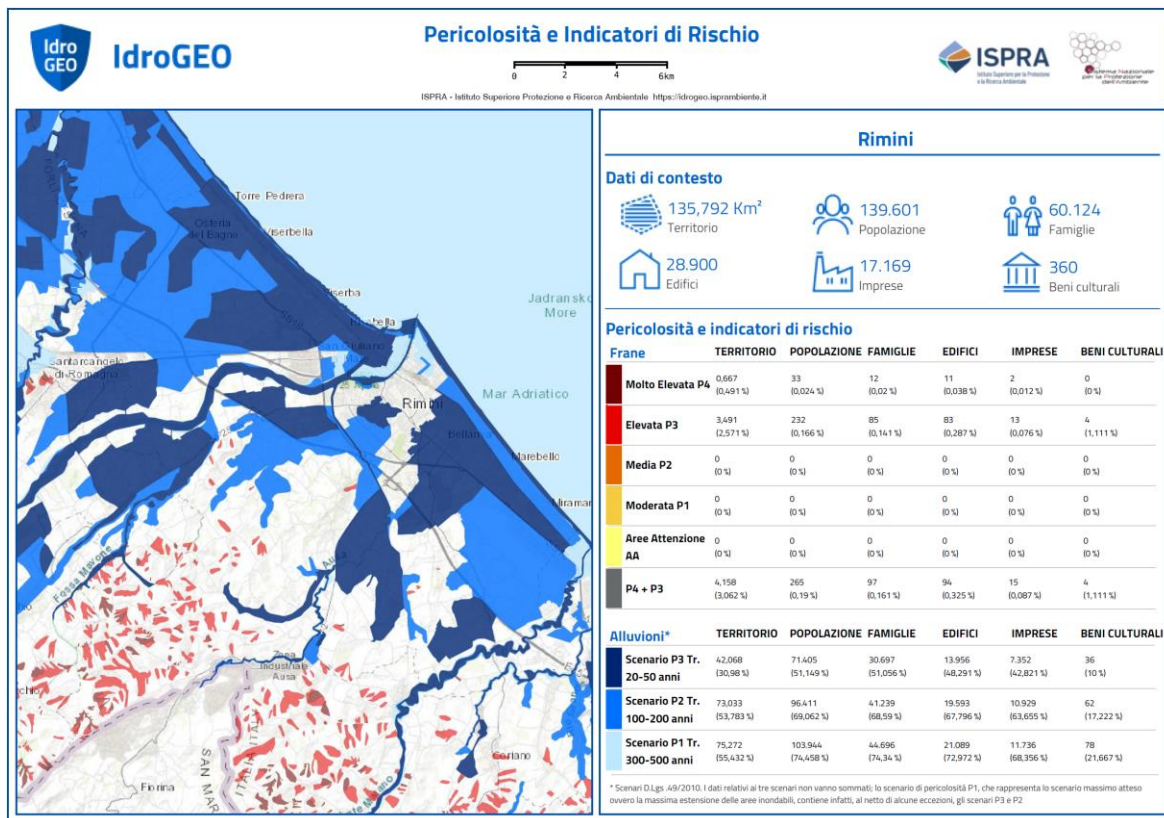


Figura 47 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Comune di Rimini
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

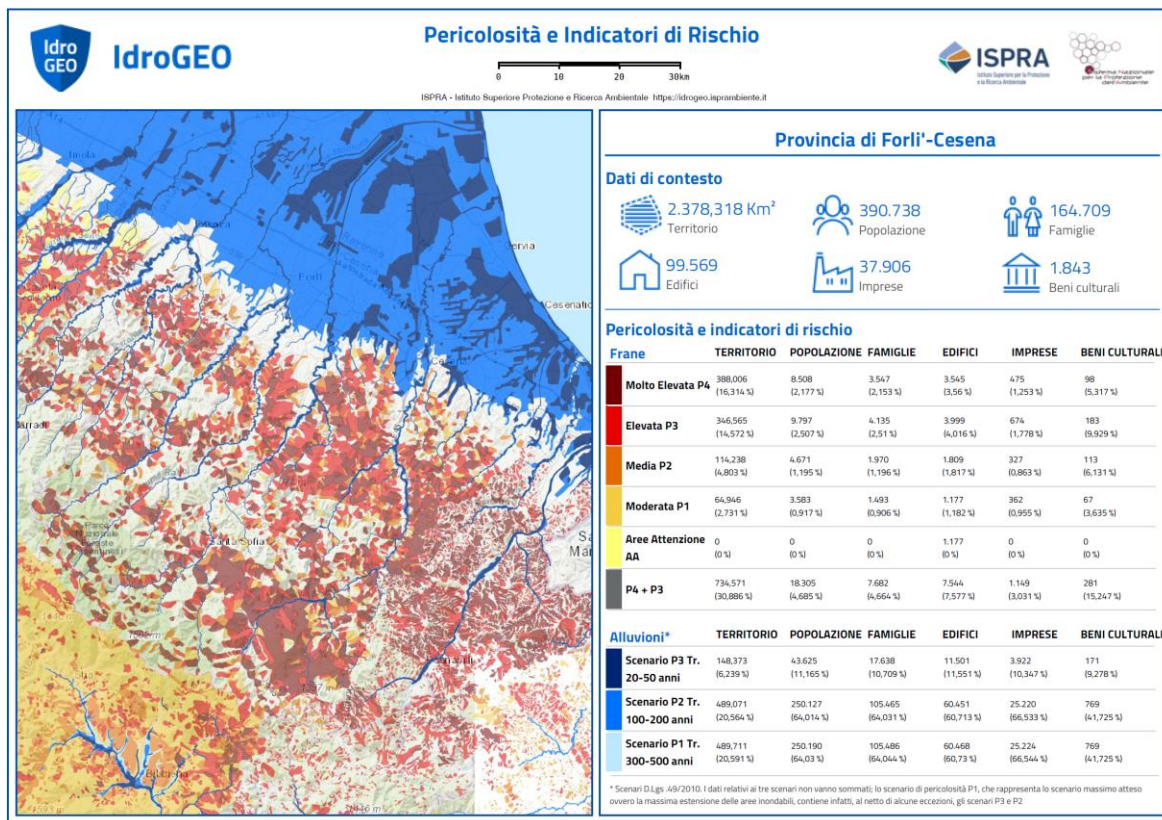


Figura 48 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Provincia Forlì-Cesena
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

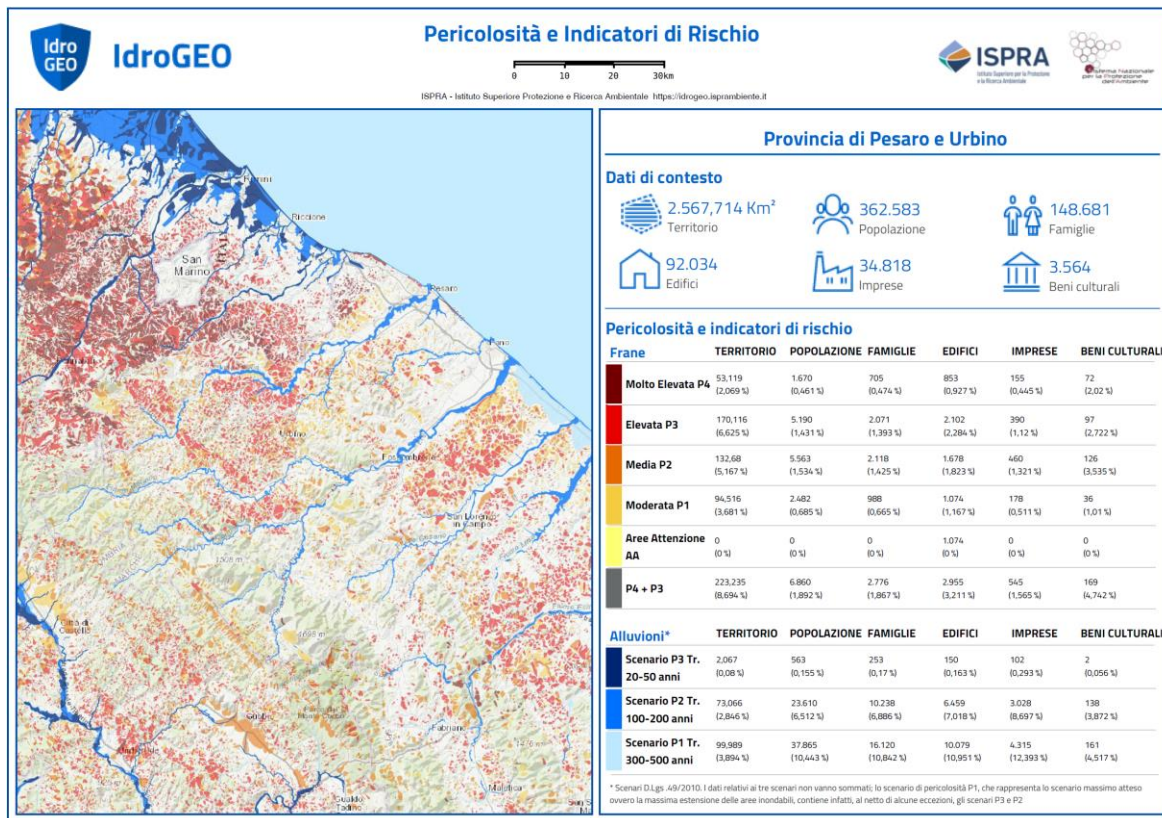


Figura 49 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Provincia Pesaro-Urbino
Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>



Figura 50 – Pericolosità ed indicatori di Rischio Idro-Geologico – Centro Storico di Ravenna

Fonte: <https://idrogeo.isprambiente.it/app/pir>

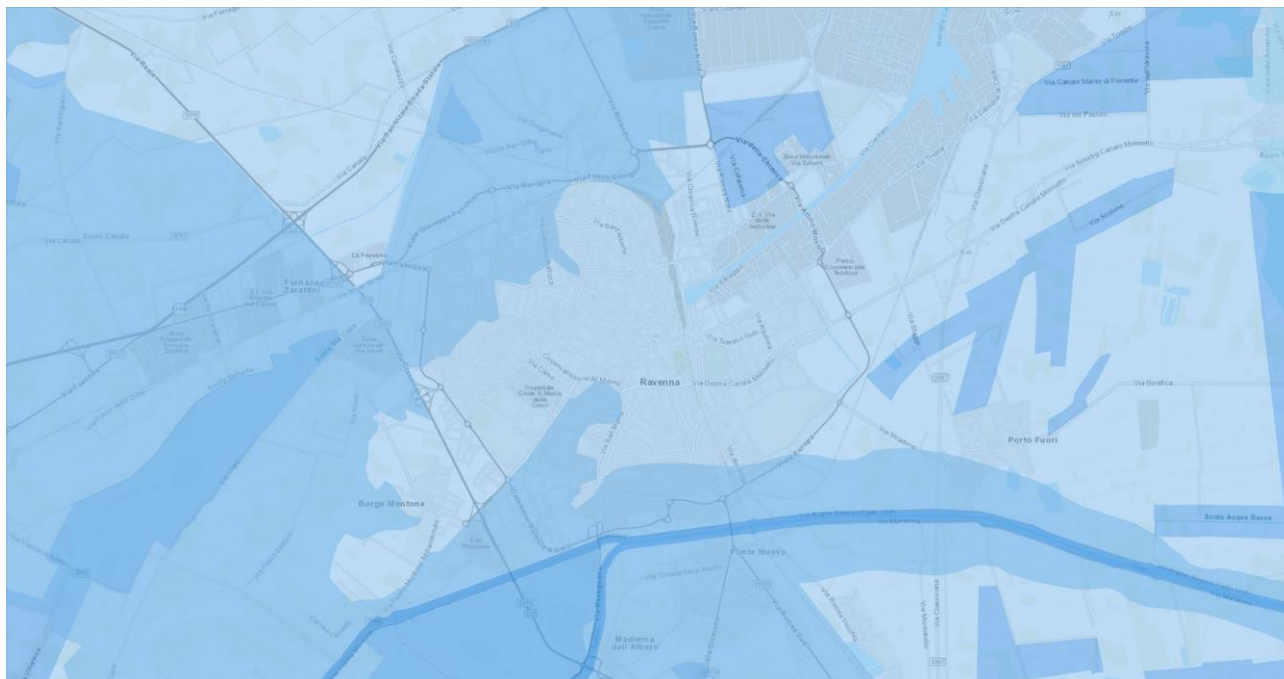


Figura 51 – Pericolosità ed indicatori Rischio Idrico/Alluvione – Comune di Ravenna

Fonte: Moka DIRETTIVA ALLUVIONI - <https://servizimoka.regione.emilia-romagna.it/mokaApp/apps/DA/>
secondo ciclo di attuazione della Direttiva 2007/60/CE, conclusosi nel dicembre 2021, definitivamente approvati dall'Autorità di bacino distrettuale del fiume Po con Decreto Segretariale (DS) n. 43/2022 del 11 aprile 2022.

2.2 INDAGINI E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La modellazione geotecnica del sito di intervento consiste nell'individuazione, in base al tipo di opera, delle caratteristiche chimico-fisiche e meccaniche del terreno necessarie alla definizione del modello geotecnico, alla definizione della sicurezza, della funzionalità in connessione alle prestazioni attese, alla durabilità ed alla robustezza dell'opera.

In funzione delle verifiche e dei calcoli geotecnici che rappresentano il comportamento dei terreni interessati dall'intervento di progetto, si realizza la modellazione geotecnica del sito di intervento.

Per determinare le caratteristiche di portanza, rigidità e parametri geotecnici del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica ed analisi geognostiche/geotecniche eseguite per il sito in esame.

Dalle indagini effettuate nel sottosuolo il profilo stratigrafico del substrato dell'area indagata ricade all'interno della **Categoria C**, secondo il punto 3.2.2. delle NTC 2018, in accordo anche con quanto risulta da varie analisi geotecniche svolte.

Le caratteristiche meccaniche di rigidità e resistenza sono determinate (a favore di sicurezza sul limite inferiore) dai dati riportati nella relazione geologica allegata.

Le caratteristiche geotecniche del terreno utilizzato per la modellazione FEM alla Winkler del sottosuolo di fondazione sono:

- modulo di reazione/sottofondo verticale di Winkler: $K_W = 1 \text{ daN/cm}^3$
- carico limite ultimo $q_{Ru} = 3.50 \text{ daN/cm}^2$

In sintesi per l'analisi strutturale della sovrastruttura la conoscenza del terreno di fondazione è correlata principalmente alla conoscenza della **Categoria Sismica del Sottosuolo** secondo NTC 2018 (determinata con prove MASW e/o HVSr) e determinazione della **sezione macrostratigrafica geologica/geotecnica** di sintesi su tutta l'area, con l'associato **modello numerico-geotecnico** classificato/individuato per macrostrati, dove si riportano per ogni macrostrato individuato, indicazione dei limiti inferiori (a favore di sicurezza) dei **valori caratteristici dei seguenti parametri geotecnici**

γ (densità terreno)

Ed (Modulo Edometrico)

Cu (Coesione Non Drenata)

C' (Coesione Drenata)

ϕ' (Angolo di Attrito Interno Drenato)

degli strati attraversati (determinati con prove penetrometriche/edometriche/triassiali, ecc...).

Il modello geologico-geotecnico del sito è finalizzato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità/rischio idro-geologica del territorio. Il modello geologico-geotecnico sviluppato nella presente sezione risulta approfondito e corredato di indagini di superficie (rilevamenti di campagna) e profondi (prospezioni geognostiche) in funzione della tipologia dell'intervento di progetto.

La presente relazione geotecnica riassume gli elementi fondamentali relativi al terreno ed alle fondazioni del fabbricato.

Il volume significativo di terreno è stato individuata in base all' opera da realizzare ed al tipo di sottosuolo presente.

In funzione dei dati acquisiti e dell'esperienza maturata per opere nelle zone circostanti, è possibile affermare che le indagini siano state estese alla profondità idonea per poter dimensionare le fondazioni dell'edificio e per potere eseguire la verifica di stabilità del versante.

Sulla base dei risultati delle indagini compiute è stata operata poi una stima ragionata e cautelativa dei valori dei parametri caratteristici nel calcolo per i vari stati limite considerati.

In ottemperanza al paragrafo 6.2.1 ("Caratterizzazione e modellazione geologica del sito") delle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. n. 29 del 4-02-2008 suppl. ord. n. 30) e della Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ("Istruzioni per l' applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni) sono state eseguite le seguenti procedure:

- rilevamento geolitologico, geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche;
- ricostruzione del modello geologico generale del sito attraverso il materiale bibliografico (carta geologica dell'Emilia-Romagna);
- esecuzione di una campagna geognostica per valutare le caratteristiche geolitologiche e geomeccaniche dell'area;
- realizzazione di campagna di indagine geofisica tramite una prove HVSR e/o MASW;
- realizzazione di campagna di indagine geotecnica tramite prove CPT, CPTU, SPT, DPSH, DMT, prove in foro, sondaggio e saggio, prelievo campioni, prove triassiali, prove edometriche, prove di taglio diretto, prove di permeabilità;
- calcolo della portanza del terreno in relazione alle strutture fondali proposte;
- valutazione della pericolosità sismica (sismicità dell' area, azione sismica di progetto e valutazione del potenziale di liquefacibilità dei terreni);
- valutazioni e verifiche di stabilità del versante.

Per quanto la relazione geotecnica sulle prove eseguite si rimanda alla apposita relazione redatta dal geologo incaricato riportata in allegato al progetto, dove sono indicate le relative indagini e prove geotecniche.

La modellazione geotecnica del sito viene estesa fino ad una adeguata profondità atta ad indagare il volume significativo di terreno.

Le indagini sono state estese alla profondità idonea per poter dimensionare le fondazioni dell'edificio.

2.2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE

Le indagini geognostiche svolte sul sito in esame sono le seguenti:

- **n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.)**, in corrispondenza del terreno di sottofondazione, fino a profondità massima di 23 m, con allegata la correlazione sperimentale/empirica per determinare la stratigrafia e caratteristiche meccaniche-reologiche dei terreni attraversati, in particolare per definire i parametri geotecnici γ , E_d , C_u , C' , ϕ' .
- **n. 1 prova prospezione geofisica/sismica attiva MASW** in corrispondenza del terreno di sottofondazione per determinare la velocità delle onde di taglio V_{s30} nei primi 30 m di terreno, quindi la Categoria Sismica del sottosuolo secondo le NTC 2018
- **n. 1 prova prospezione geofisica/sismica passiva a stazione singola H.V.S.R.** (tromino) in corrispondenza del terreno di sottofondazione per determinare la velocità delle onde di taglio V_{s30} nei primi 30 m di terreno, quindi la Categoria Sismica del sottosuolo secondo le NTC 2018, nonché per misurare la frequenza di risonanza del terreno e l'ampiezza del picco H/V dipendente dal contrasto d'impedenza sismica e quindi indicatore dell'amplificazione sismica locale del terreno

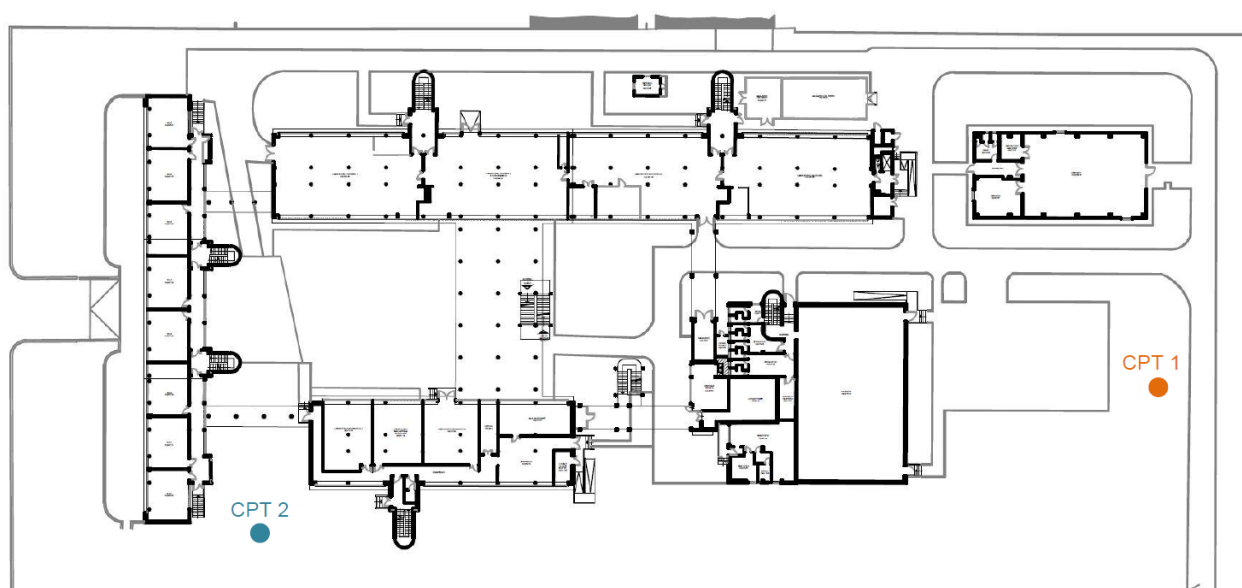


Figura 52 – Planimetria della campagna geognostica svolta da Dott. Geol. Fabrizio Bassi e Dott. Geol. Mario Arena nel 2018

Le indagini effettuate permettono:

- Di stimare la velocità delle onde di taglio (V_s) dei terreni a partire dalla velocità delle onde di superficie (Rayleigh nel caso del presente studio). La velocità delle onde di taglio è legata alla rigidità μ dei terreni tramite la formula $\mu = \rho V_s^2$, dove ρ è la densità. Poiché la densità dei suoli varia relativamente poco con la profondità (almeno nelle prime decine di metri), dalla formula si evince che i valori di V_s sono i primi indicatori della rigidità del terreno,
- Di stimare i valori caratteristici dei parametri geotecnici meccanici del terreno

Le indagini sono state svolte in ottemperanza alle Norme Tecniche per le costruzioni 2018

2.2.2 STRATIGRAFIA

Dalle indicazioni ottenute dalla relazione geologica redatta dal geologo si può ritrovare una stratigrafia locale composta dai seguenti litotipi nel terreno di sottofondazione del fabbricato oggetto del presente intervento.

CPT1	Profondità (m)	Litologia	Comportamento
	0,00 – 1,80	Limo argilloso molto consistente	Coesivo
	1,80 – 4,00	Limo argilloso sabbioso addensato	Incoerente
	4,00 – 9,40	Sabbia argilloso-limosa	Incoerente
	9,40 – 11,80	Sabbie limose	Incoerente
	11,80 – 17,00	Sabbia argilloso-limosa	Incoerente
	17,00 – 17,60	Limo argilloso consistente	Coesivo
	17,60 – 20,00	Sabbia argilloso-limosa addensata	Incoerente
	20,00 – 21,40	Limo argilloso plastico	Coesivo
	21,40 – 23,00	Sabbia limosa addensata	Incoerente

CPT1	Profondità (m)	Coesione non drenata cu (Kg/cm ²)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 1,80	2,80	-	2,10	2,20
	1,80 – 4,00	-	30	1,80	2,10
	4,00 – 9,40	-	35	1,80	2,10
	9,40 – 11,80	-	34	1,80	2,10
	11,80 – 17,00	-	35	1,80	2,10
	17,00 – 17,60	1,30	-	2,00	2,10
	17,60 – 20,00	-	35	1,80	2,10
	20,00 – 21,40	0,90	-	1,90	2,00
	21,40 – 23,00	-	35	1,80	2,10

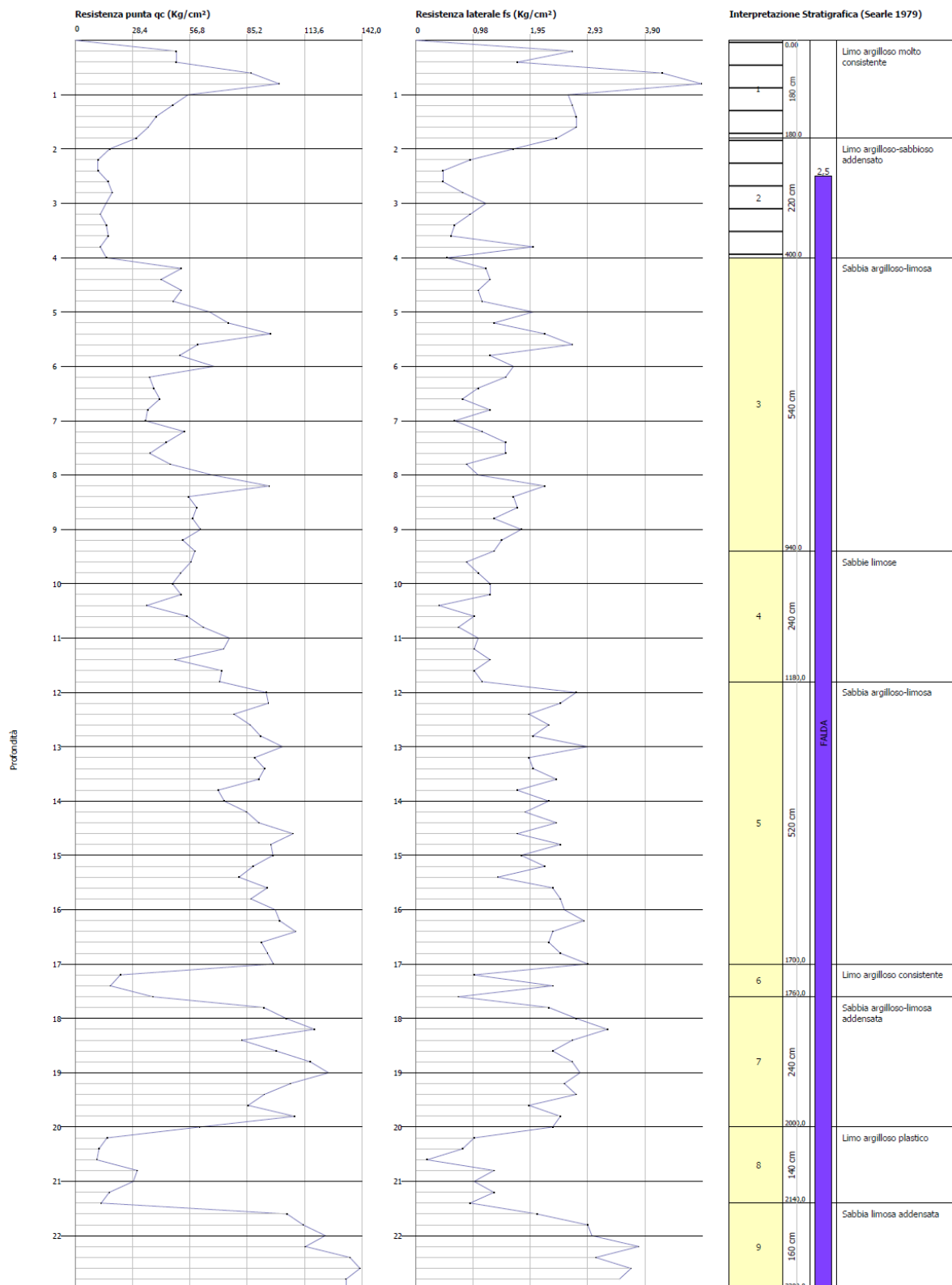
CPT2	Profondità (m)	Litologia	Comportamento
	0,00 – 1,80	Limo argilloso molto consistente	Coesivo
	1,80 – 3,60	Limo argilloso sabbioso addensato	Incoerente
	3,60 – 4,80	Limo argilloso-sabbioso	Incoerente
	4,80 – 5,60	Sabbie limose	Incoerente
	5,60 – 19,80	Sabbia argilloso-limosa	Incoerente
	19,80 – 20,40	Limo argilloso plastico	Coesivo
	20,40 – 21,60	Sabbie limose	Incoerente

CPT2	Profondità (m)	Coesione non drenata cu (Kg/cm2)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
	0,00 – 1,80	2,90	-	2,20	2,20
	1,80 – 3,60	-	31	1,80	2,10
	3,60 – 4,80	-	36	1,80	2,10
	4,80 – 5,60	-	37	1,80	2,10
	5,60 – 19,80	-	34	1,80	2,10
	19,80 – 20,40	0,50	-	1,80	1,90
	20,40 – 21,60	-	33	1,80	2,10

Probe CPT - Cone Penetration CPT 1
Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Studio Breda Patrizi Zandonà
Cantiere : Via Umago 18
Località : Ravenna

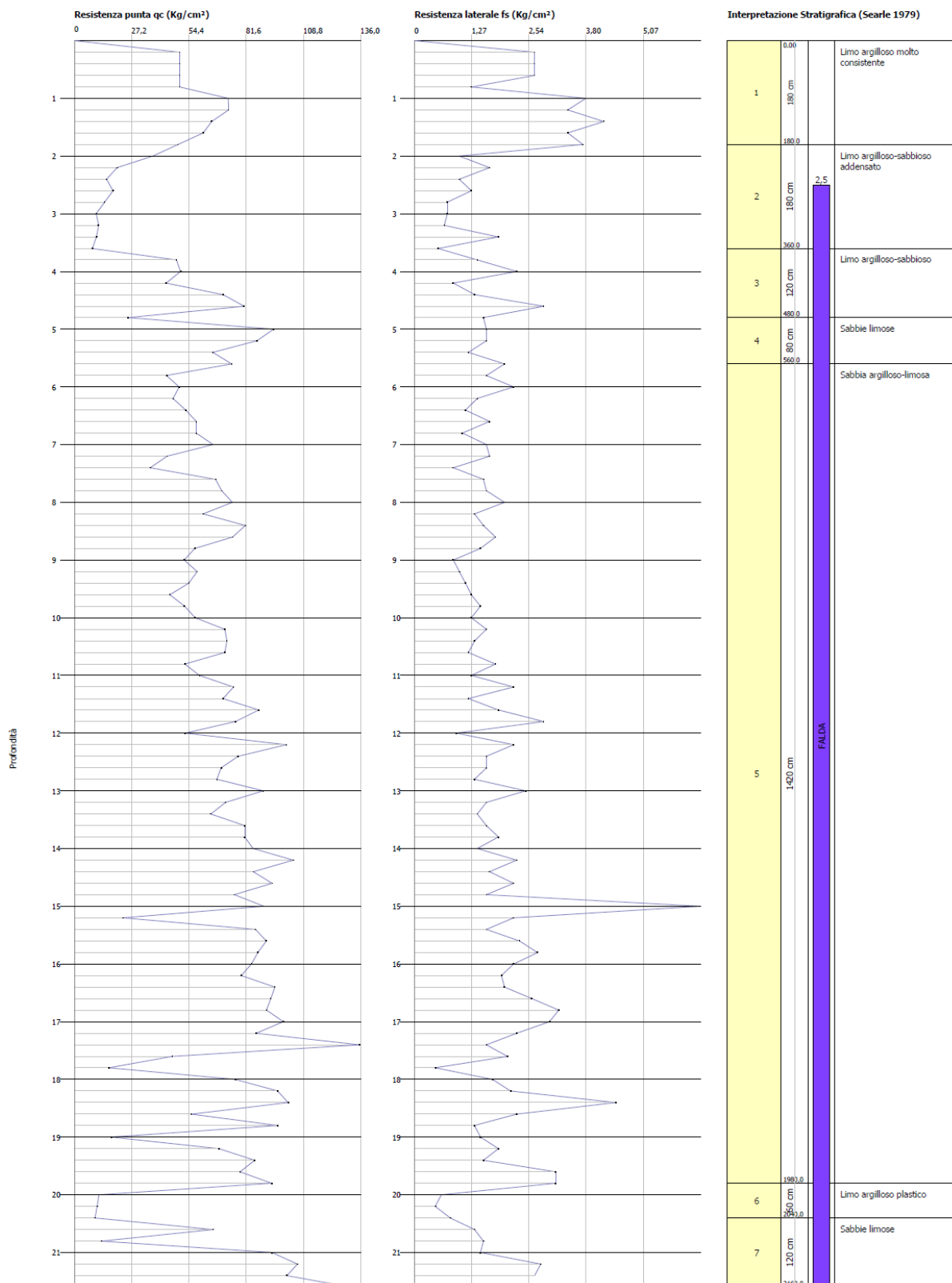
Data :06/11/2017

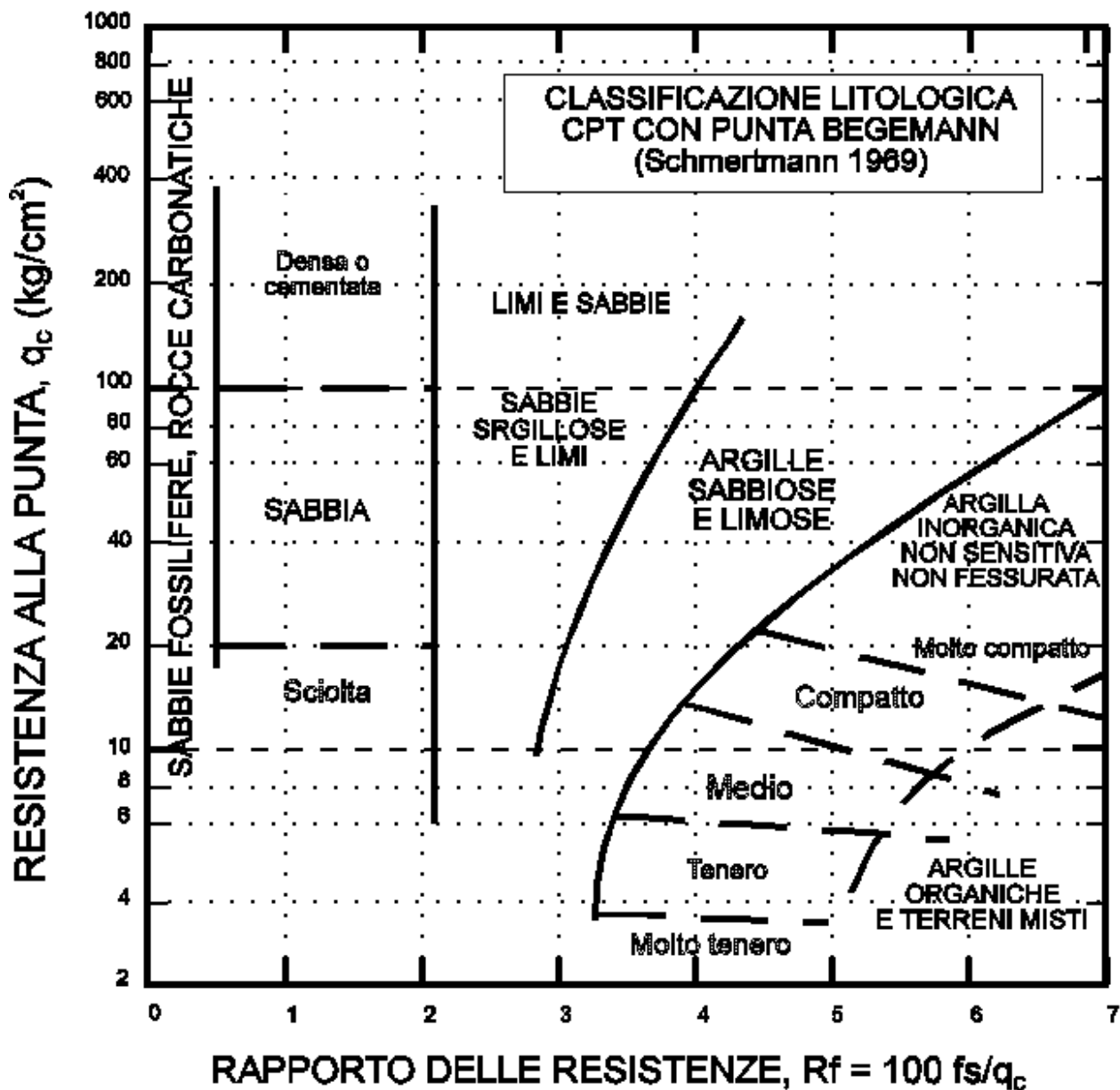


Probe CPT - Cone Penetration CPT 2
Strumento utilizzato... PAGANI TG 63 (200 kN)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Studio Breda Patrizi Zandonà
Cantieriere : Via Umago 18
Località : Ravenna

Data :06/11/2017





Segue una descrizione dei parametri caratteristici del terreno utilizzati ai fini della composizione della colonna stratigrafica (modello numerico geologico-geotecnico) utilizzate per la modellazione numerica del terreno in macrostrati, relativamente al calcolo della capacità portante e cedimenti delle strutture di fondazione.

Sulla base della suddetta stratigrafia si sono verificate le strutture di fondazione.

2.2.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICO-MECCANICA DEL TERRENO

2.2.3.1. Caratterizzazione Meccanica – Stratigrafia di Progetto

Qui di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici dedotti dalle prove condotte sulle suddette zone di interesse.

Il modello numerico geologico-geotecnico del terreno è stato costruito, schematizzato e semplificato (sulla base delle prove e risultati geotecnici ottenuti) con un approccio a favore di sicurezza, in modo da condurre a risultati sulla capacità portante limite, ammissibile, calcolo dei cedimenti e verifiche lato terreno cautelative. Tale caratterizzazione meccanica del terreno e stratigrafia è stata utilizzata per calcolare la capacità portante delle fondazioni e per modellare numericamente il terreno di fondazione nei riguardi dei cedimenti.

Per la verifica della capacità portante delle fondazioni si è utilizzato l'Approccio 2 combinazione 2 con le stratigrafie e parametri geotecnici riportati nel seguito.

TERRENI

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno ϕ : angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ : angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cla. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno ϕ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Callegari_S3 Sabbie argillose limose_2	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	35	23	1	0.43	0.0018	0.0021	113	0.3	0
Callegari_S1 Limo argilloso molto consistente 1	Intermedio (Limi)	0.15	1	20	14	1	0.66	0.0021	0.0022	83	0.3	0
Callegari_S2 Sabbie argillose limose_2	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	32	21	1	0.47	0.0018	0.0021	75	0.3	0

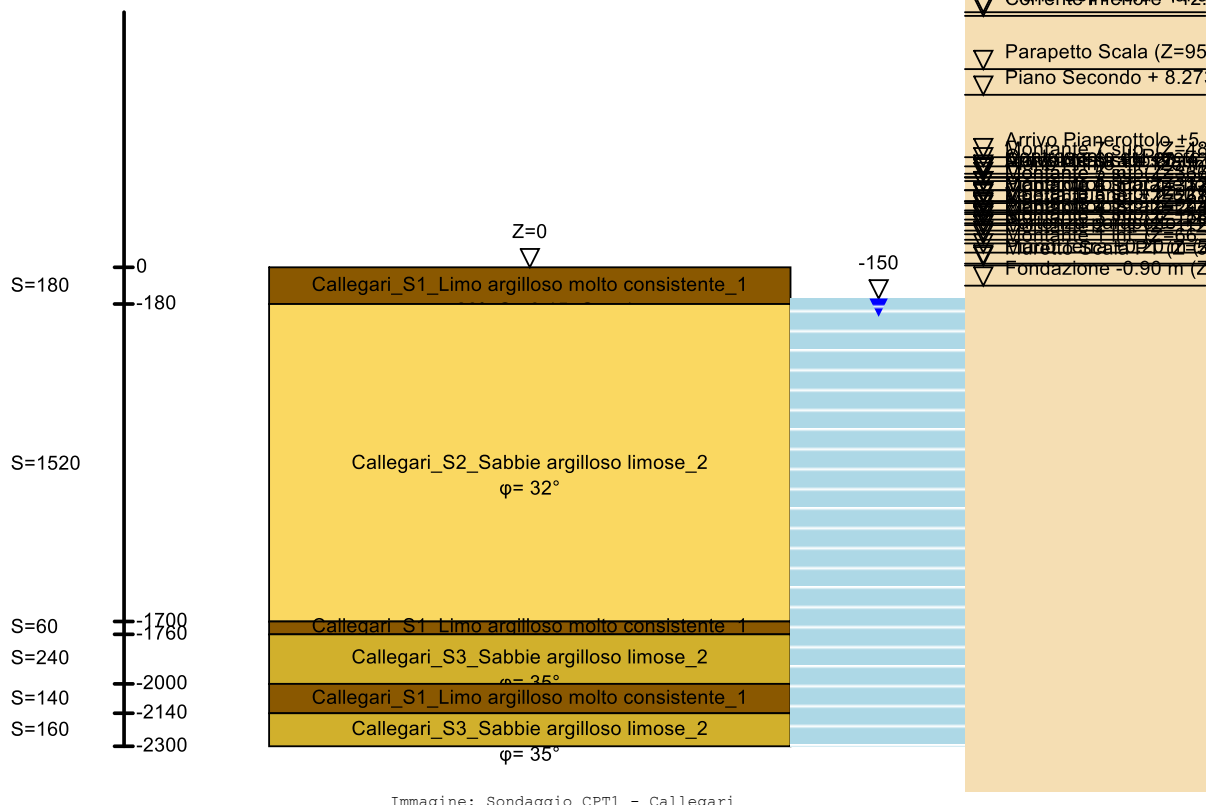
Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio CPT1 - Callegari

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: -250, -250

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm



Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Fase: PROGETTO ESECUTIVO

Oggetto: Lavori di sostituzione edilizia di due corpi di fabbricato della sede dell'Istituto Professionale Statale "Olivetti-Callegari" in Via Umago n.18 - Ravenna (RA)

Progettista: Arch. Filippo Pambianco

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	180	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.2	0.2	0	0	0	0	9	9
Callegari S2 Sabbie argilloso limose 2	1520	No	1	1	1	1	75	75	100	100	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	60	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.1	0.1	0	0	0	0	4	4
Callegari S3 Sabbie argilloso limose 2	240	No	1	1	1	1	113	113	150	150	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	140	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.1	0.1	0	0	0	0	2.5	2.5
Callegari S3 Sabbie argilloso limose 2	160	No	1	1	1	1	113	113	150	150	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5

Falde acquifere

Profondità: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]

Carico piezometrico: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]

Spessore: spessore dell'acquifero.

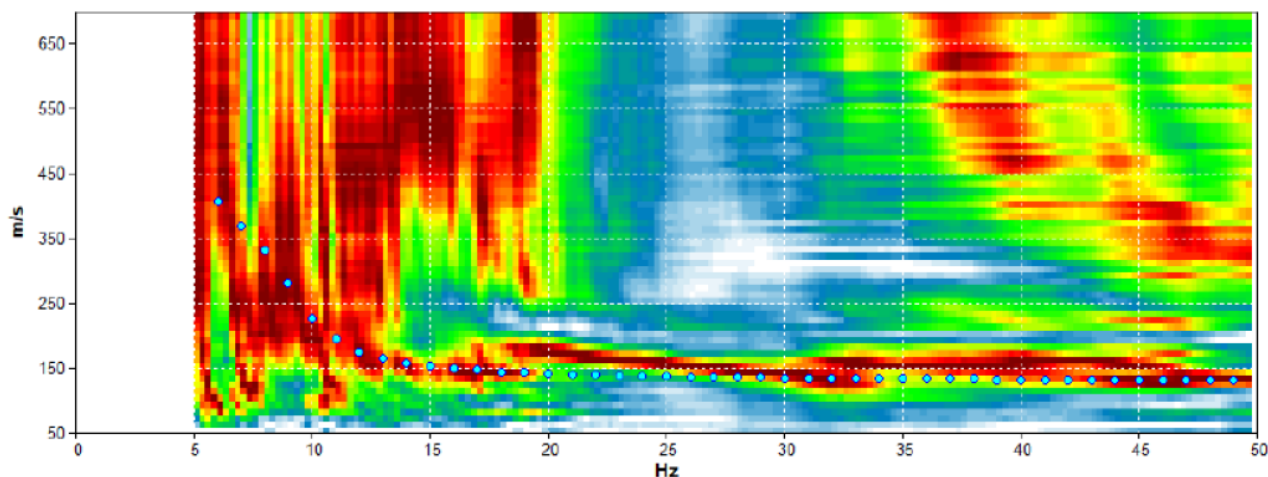
Profondità	Carico piezometrico	Spessore
150	0	Fino in fondo

2.2.3.2. Caratterizzazione Sismica

Per la definizione dell'azione sismica locale devono essere tenuti in debito conto gli effetti indotti dalla stratigrafia locale e dalla topografia dell'area di intervento.

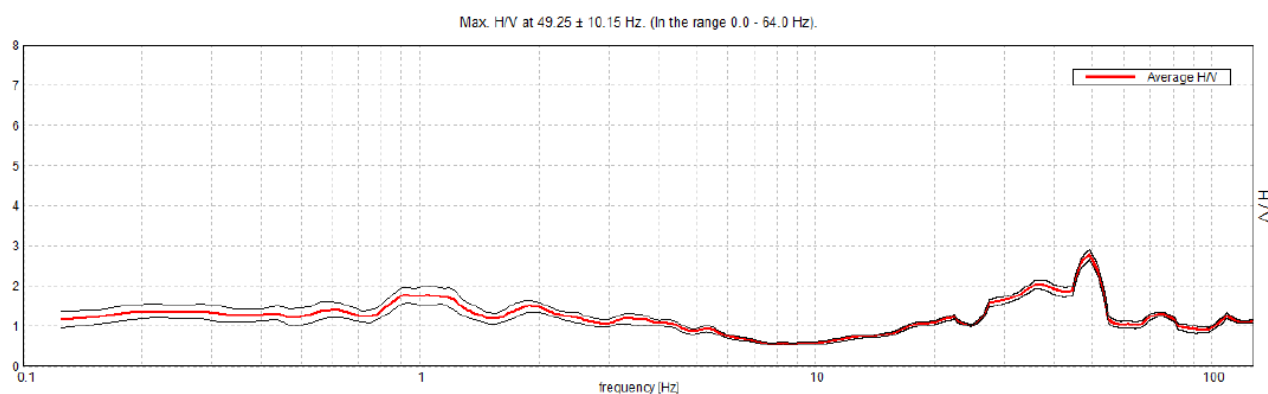
Per valutare gli effetti della risposta sismica locale si adotta il metodo semplificato proposto dal D.M. 17/01/2018 ascrivendo la successione stratigrafica ad una delle categorie di sottosuolo proposte (A, B, C, D, E) nella Tabella 3.2.II delle NTC e la condizione topografica ad una delle categorie proposte (T1, T2, T3, T4) nella Tabella 3.2.IV delle NTC.

In particolare si adotta per la successione stratigrafica in oggetto la **Categoria Sottosuolo C** e **Categoria Topografica T1**.



Curva di dispersione teorica. $V_s(0.0-30.0) = 304 \text{ m/s}$

Figura 53 – Risultati prova MASW



Curva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

Figura 54 – Risultati prova HVSR

Categoria di sottosuolo	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda la categoria topografica si adotta una **T1**, secondo quanto riportato nelle norme NTC 2018.

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

2.2.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

La verifica di capacità portante per rottura generale è soddisfatta se la sicurezza, cioè il rapporto fra l'effetto delle azioni di progetto (carico verticale totale sulla fondazione) e la resistenza di progetto è maggiore o uguale ad 1.

$$FS = R_d / E_d \geq 1$$

dove:

E_d effetto delle azioni di progetto

$E_d = N$ (valore comprensivo dei coefficienti parziali sulle azioni γ_A)

R_d resistenza di progetto

$$R_d = (q_{lim} \cdot B' \cdot L') / \gamma_R$$

γ_R coefficiente parziale sulle resistenze

q_{lim} pressione limite, calcolata considerando i coefficienti parziali sui materiali γ_M

I valori delle azioni che interessano la valutazione della pressione limite sono comprensivi dei coefficienti parziali sulle azioni γ_A

I valori dei parametri del terreno (attrito e coesione) basilari per la valutazione della pressione limite sono comprensivi dei coefficienti parziali sui materiali γ_M

Il calcolo della pressione limite per rottura generale (q_{lim}) viene effettuato utilizzando la seguente relazione trinomia (formula che può assumere diverse forme e coeff. a seconda dell'autore considerato):

$$q_{lim} = \sigma_{V0} \cdot N_q + c \cdot N_c + (B'/2) \cdot \gamma_R \cdot N_\gamma$$

dove:

$\sigma_{V0} \cdot N_q$ termine rappresentativo del sovraccarico laterale

$c \cdot N_c$ termine rappresentativo della coesione del terreno di fondazione

$(B'/2) \cdot \gamma_R \cdot N_\gamma$ termine rappresentativo del peso del terreno di fondazione

con $c = c'$ in condizioni drenate e $c = c_u$ in condizioni non drenate

In cui i coefficienti di portata modificati $N_q(m)$, $N_c(m)$ e $N_\gamma(m)$ sono calcolati adottando la teoria di Berezantzev per le fondazioni profonde (pali) e teoria di Brinch-Hansen o Vesic per le fondazioni superficiali. Le verifiche sono state condotte in base al NTC 2018 seguendo l'approccio 2 combinazione 2 (A1+M1+R3) per eseguire tutte le verifiche lato Geotecnico (GEO), laddove i coefficienti parziali moltiplicativi o riduttivi vengono applicati rispettivamente alle azioni e alle resistenze caratteristiche del terreno ma non ai parametri geotecnici come risulta evidente nella tabella 6.2.II..

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici e le resistenze caratteristiche sono riportate nelle seguenti tabelle tratte dalla normativa.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cn}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

2.2.4.1. Criteri di verifica di capacità portante delle fondazioni superficiali

Si riporta ora la teoria relativa alla verifica e calcolo della capacità portante e dello scorrimento delle fondazioni superficiali

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali. Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assialsimmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo. L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente). Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali. Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso. In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia.

Verifica di scorrimento orizzontale

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\phi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

γ_{rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS = R_d / E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante verticale

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
 B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
 L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
 c = coesione dello strato di fondazione;
 cu = coesione non drenata dello strato di fondazione;
 q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
 Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;
 sc, sq, sy = fattori di forma della fondazione;
 dc, dq, dy = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
 ic, iq, iy = fattori di inclinazione del carico;
 bc, bq, by = fattori di inclinazione della base della fondazione;
 gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$ con $N_{\gamma} = -2 \cdot \tan \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi; \quad N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

ν = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\nu = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo Paolucci e Pecker:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$

Calcolo capacità portante limite

E' importante sottolineare che le verifiche di capacità portante sono state svolte considerando la stratificazione del terreno proposta nel paragrafo precedente, che considera un terreno con caratteristiche a favore di sicurezza fra quelle ricavate dai sondaggi svolti.

Ai fini della verifica delle pressioni di contatto sul terreno sottostante le fondazioni superficiali, è necessario fornire i valori della pressione di rottura del terreno di fondazione.

Si procede secondo l'Approccio 2 delle N.T.C. 2018 per le fondazioni superficiali (A1+M1+R3). Per quanto riguarda i valori caratteristici dei parametri geotecnici, si faccia riferimento alla *Relazione Geologica*.

La valutazione della pressione di rottura del terreno di fondazione è stata svolta con riferimento alla stratigrafia dei terreni proposta al paragrafo precedente, alla profondità di imposta delle fondazioni superficiali, sia in termini di tensioni totali (condizioni non drenate: $c=c_u$, $\phi=0$), che in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate: $c=c'$, $\phi=\phi'$).

Per ora si considerano le sole condizioni del terreno pre-sisma.

Procedendo dunque alla valutazione della pressione di rottura del terreno di fondazione, secondo la formulazione di Brinch-Hansen, con riferimento alla stratigrafia sopra definita, alla quota di imposta delle fondazioni superficiali, risulta, in ambiente SismiCad:

$$q_{Ru,pre-sisma} = 3.50 \text{ daN/cm}^2$$

Tale valore minimo, relativo all'orizzonte corrispondente al piano di posa delle fondazioni, è valutato in termini di tensioni totali. Si parte dunque da tale valore, per ricavare il corrispondente valore in condizioni sismiche: in questo particolare caso di terreno coerente trattato in termini di tensioni totali, durante il sisma occorre fare riferimento alla coesione in degrado sismico $c_{u,c}$, in presenza di azioni sismiche, mentre in condizioni post-sisma occorre sempre fare riferimento alla coesione in degrado sismico $c_{u,c}$, ma, ovviamente, in assenza di azioni sismiche. Quindi, per valutare la pressione di rottura nel caso più sfavorevole, si fa riferimento alle condizioni non drenate durante sisma ($c=c_{u,c}$, $\phi=0$), del terreno.

Si valuta quindi il coefficiente di riduzione della coesione non drenata per degrado sismico, con riferimento alla procedura di calcolo esposta in Appendice 8.B alle "Linee guida AGI - Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica". Si ricava un coefficiente di riduzione $\delta_{cu, strato}$ molto prossimo all'unità, pertanto da ritenersi del tutto trascurabile se riferito alla scala dell'accuratezza nella determinazione del valore della coesione non drenata, derivante dalle risultanze riportate nella *Relazione Geologica*, per cui può porsi, con riferimento al punto 7.11.2 delle N.T.C. 2018, $c_{u,c,k, strato} \sqrt{\delta_{cu, strato}} \approx c_{u,k, strato}$.

Dunque, risulta:

$$q_{Ru} = q_{Ru, durante sisma} \approx q_{R, pre-sisma} = 3.50 \text{ daN/cm}^2$$

La valutazione della pressione di rottura del terreno di fondazione è stata effettuata con riferimento alla stratigrafia dei terreni, alla profondità di imposta delle fondazioni superficiali, sia in termini di tensioni totali (condizioni non drenate: $c=c_u$, $\varphi=0$), che in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate: $c=c'$, $\varphi=\varphi'$).

Procedendo dunque alla valutazione della pressione di rottura del terreno di fondazione, secondo la formulazione di Vesic, con riferimento alla stratigrafia sopra definita, alla quota di imposta delle fondazioni superficiali, risulta, in ambiente SismiCad:

$$q_{Ru,pre-sisma,impronta\ 3*3\ mq} = 3.50\ daN/cm^2$$

Ci si è riferiti allo strato corrispondente al piano di posa delle fondazioni.

2.2.4.2. Criteri di verifica di capacità portante delle fondazioni profonde

Si riporta ora la teoria relativa alla verifica e calcolo della capacità portante dei pali di fondazione, come riportata nel manuale del programma di calcolo SismiCad 12.17:

Modello di fondazione

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali. Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assialsimmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo. L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente). Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali. Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso. In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia.

Verifica di capacità portante verticale dei pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (R_d) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La capacità portante laterale viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k_0 il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_o = k_0 \cdot p_v$, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c , φ la coesione e l'angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno

α il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

S_i la superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo ($\pi \cdot D \cdot h_i$)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2-\phi)\tan\phi}}{3-\sin\phi} \cdot \left[\operatorname{tg}\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ϵ_{ps_v} raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \operatorname{tg}\phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

A_p , l'area della punta del palo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

η , coefficiente indicato da Vesic, dato da: $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'_q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ($c=c_u$ e $\phi=0$) il termine N'_q diventa pari a 1, mentre il termine N'_c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

Verifica di capacità portante trasversale dei pali

La verifica di capacità portante trasversale del palo, sottoposto cioè ad azioni trasversali al suo asse, viene eseguita, se richiesta nelle opzioni di verifica dei pali, contestualmente alle verifiche strutturali del palo e riportata negli elaborati di calcolo.

Viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo tangenziale agente alla sommità del palo. La resistenza di progetto (R_d) è pari alla massima azione trasversale (H_{max}) che teoricamente porta al collasso l'insieme palo/terreno, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La capacità portante trasversale viene calcolata dal programma con la formulazione di Broms, in funzione della geometria, delle condizioni di vincolo in testa, del terreno considerato agente attorno al palo, della sollecitazione agente e della conseguente resistenza esibita dal palo stesso; per quest'ultimo motivo la verifica per i pali in c.a. è possibile solo dopo averli armati.

In particolare la teoria di Broms prevede le seguenti ipotesi:

- palo in condizione di equilibrio limite plastico;
- suolo omogeneo, cioè proprietà costanti con la profondità;
- rottura in condizioni non drenate su suolo eminentemente coesivo ($c=c_u$ e $\phi=0$), oppure in condizioni drenate su suolo incoerente ($c'=0$ e $\phi'\neq 0$);
- in condizioni ND (non drenate) si assume una resistenza limite del terreno costante, a partire da $1.5 \cdot d$ di profondità, e pari a $9c_u$;
- in condizioni D (drenate) si assume una resistenza limite del terreno linearmente crescente con la profondità, e pari a $3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$, dove k_p rappresenta il coefficiente di spinta passiva del terreno;
- sono possibili i casi di palo libero di ruotare in testa o con rotazione di testa impedita.

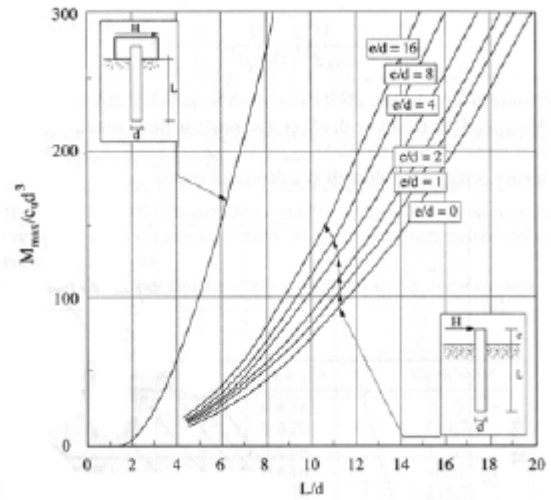
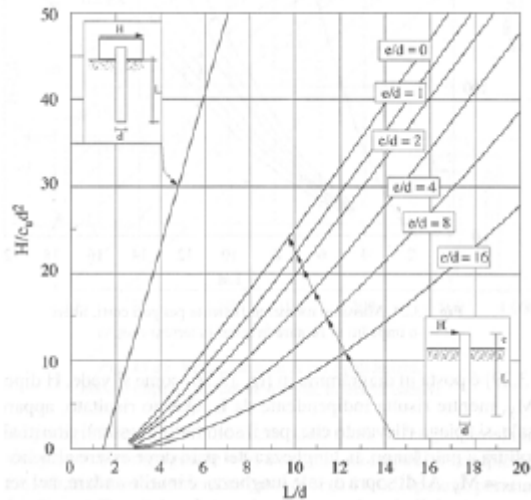
Il carico limite trasversale H_{max} è il valore che porta in rottura il terreno sull'intera altezza del palo (palo corto), oppure formazione di una cerniera plastica in sommità del palo (palo intermedio), oppure formazione di due cerniere plastiche, in sommità e ad una certa profondità del palo (palo lungo), con terreno al limite plastico in tale tratto.

Dalle ipotesi suindicate la teoria ricava l'insieme di formule che consentono di determinare il carico limite H_{max} per azioni trasversali, il momento massimo M_{max} lungo il fusto, o alternativamente la profondità di formazione delle cerniere plastiche. Si determina quindi anche il tipo di comportamento del palo, tra corto, intermedio o lungo.

La formulazione è piuttosto complessa ed articolata, per gestire i casi di palo libero o incastrato, su suolo coesivo o incoerente, su ciascuno dei 3 schemi di rottura possibili; sono necessarie una decina di diverse equazioni per la determinazione di H_{max} , ed altrettante per i momenti M_{max} . Per questo motivo più frequentemente si fa uso di abachi di calcolo che forniscono lo sforzo trasversale ultimo adimensionalizzato, in funzione della condizione di vincolo, del rapporto e/d (lunghezza del tratto scoperto/diametro palo), del

rapporto L/d (lunghezza del tratto infisso/diametro palo), ed analoghi diagrammi per i momenti massimi adimensionalizzati.

Si riportano a titolo di esempio gli abachi del caso di palo corto su suolo coesivo:



Per la formulazione esatta della teoria di Broms si rimanda ai principali testi di letteratura geotecnica che trattano l'argomento, come ad esempio il testo "Analisi e progettazione di fondazioni su pali", di Poulos-Davis.

2.2.4.3. Criteri di valutazione dei cedimenti del terreno

Il calcolo dei cedimenti teorici del terreno sottostante le fondazioni superficiali, sulla base dei dati geotecnici del sito, come valutati in precedenza, è stato effettuato, come già detto, mediante l'ausilio di un software ad Elementi Finiti, basato sui principi del F.E.M. (Finite Elements Method), denominato SismiCad e prodotto dalla ditta Concrete di Padova.

Si riporta ora la teoria relativa al calcolo dei cedimenti teorici del terreno, come riportata nel manuale del programma di calcolo SismiCad:

Generalità

La valutazione dei cedimenti, e in generale quello delle deformazioni del suolo, è complessa, per via della natura non lineare, anisotropa e multifase dei terreni. Il calcolo rigoroso, specie in situazioni geotecniche complesse, è possibile solo con modelli matematici molto sofisticati, contenenti numerosi parametri di difficile determinazione. Tuttavia, nella maggior parte dei casi comuni, si ritiene accettabile l'applicazione di metodi di valutazione dei cedimenti semplificati, in quanto sono in grado di fornire, con un numero ridotto di parametri, una stima sufficientemente accurata.

Uno dei metodi di uso più generale, indicato anche negli annessi dell'eurocodice EC7, è il metodo sforzi-deformazioni (stress-strain method). Tale metodo consente di valutare il cedimento totale di una fondazione posta su un suolo coesivo o non coesivo. I passi da eseguire e le ipotesi di calcolo possono essere così riassunte:

- Determinare l'incremento di tensione lungo la verticale del punto di calcolo dovuto ai carichi agenti; questo può essere derivato sulla base della teoria dell'elasticità, assumendo in generale terreno omogeneo e isotropo.
- Determinare la deformazione del suolo con la profondità, in base all'andamento del modulo di elasticità, o di altre leggi sforzi-deformazioni determinate mediante test di laboratorio.
- Integrare le deformazioni verticali trovate in un numero sufficientemente elevato di punti.

L'entità del cedimento che si può calcolare varia a seconda del fenomeno considerato e della durata del carico. I metodi più comunemente usati consentono di valutare il cedimento a breve termine (istantaneo) e quello a lungo termine (di consolidazione); esistono anche metodi che valutano con procedure semiempiriche il cedimento nel suo complesso, istantaneo+consolidazione, oppure metodi che computano anche l'incremento di deformazione dovuto ai fenomeni viscosi che avvengono nel tempo (consolidazione secondaria o creep).

Formulazione di calcolo

Il programma implementa un metodo configurabile nella famiglia sforzi-deformazioni (stress-strain method). L'incremento di tensione verticale in un qualsiasi punto del sottosuolo viene valutato sulla base della teoria dell'elasticità, diffondendo la reazione vincolare Q di ciascun nodo di fondazione mediante una espressione alla Boussinesq:

$$q_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2\pi \cdot R^5}$$

Dove:

q_v = incremento di tensione verticale nel punto di calcolo

z = profondità del punto di calcolo rispetto al carico

R = distanza spaziale tra punto di calcolo e punto di carico

La pressione diffusa da piastre è discretizzata in base alle reazioni vincolari dei nodi della mesh che le rappresenta, e quindi in funzione della dimensione di meshatura; ad un passo più fitto corrisponde quindi un calcolo più preciso.

La pressione diffusa da travi di fondazione è discretizzata invece in 30 tratti per ogni asta del modello, quella dai plinti superficiali è discretizzata in 25 punti. Anche le reazioni verticali nei nodi lungo il fusto dei pali concorrono all'incremento di tensione nei punti circostanti.

Noto l'andamento delle tensioni nel sottosuolo il programma determina il cedimento su un numero elevato di strati omogenei, di ampiezza massima decisa dall'utente nelle preferenze suolo.

In funzione dei dati resi disponibili può venire calcolato il cedimento elastico (istantaneo), il cedimento edometrico (complessivo), il cedimento di consolidazione primaria (differito nel tempo).

In particolare, nel cedimento edometrico si fa uso del modulo edometrico dichiarato nella stratigrafia, interpolando linearmente il valore alla quota del centro del sottostrato di calcolo.

Si ricorda che il modulo edometrico è concettualmente diverso da un modulo elastico, e viene determinato mediante una prova edometrica (ad espansione laterale impedita) di laboratorio.

Il suo valore non è una costante in quanto varia con il livello di tensione, e quindi va scelto opportunamente in funzione dell'intervallo tensionale significativo per il problema in esame. Inoltre il metodo edometrico determina un cedimento complessivo indistinto della fondazione, cioè comprendente sia il cedimento istantaneo che quello di consolidazione.

Procedura operativa di calcolo

La valutazione dei cedimenti viene condotta, se richiesto nelle preferenze del suolo, al termine della risoluzione del solutore.

Il cedimento viene calcolato in tutti i punti dei nodi di fondazione del modello ad elementi finiti, ed è dato dalla sommatoria dei cedimenti degli strati sottostanti il punto di valutazione, divisi in un numero adeguato di sottostrati.

Per ogni sottostrato il programma calcola l'incremento di tensione nel centro strato, provocato da tutte le reazioni vincolari al suolo scaricate dalle fondazioni, superficiali e profonde. Questa procedura implica che il tempo necessario al calcolo cresce quadraticamente con il numero di nodi di fondazione, ma ha il vantaggio di considerare l'influenza di tutti i nodi sulla verticale di calcolo.

Si possono calcolare i cedimenti con una o più delle 3 metodologie previste, cioè cedimenti istantanei, edometrici e di consolidazione.

I primi sono solitamente impiegati su terreni granulari incoerenti.

Il cedimento edometrico si basa invece sulla correlazione con un modulo di deformazione volumetrica ricavato da una semplice prova di laboratorio (prova edometrica, cioè in condizioni di espansione laterale impedita); fornisce un cedimento valutato nel suo complesso, cioè comprendente la parte istantanea più la consolidazione; il valore calcolato è attendibile quanto più il modulo edometrico è valutato sul range di tensioni che si hanno effettivamente in sito, e quanto più si è vicini alle condizioni edometriche (fondazioni estese su strati coesivi sottili).

I cedimenti di consolidazione avvengono su terreni coesivi argillosi, normal o sovraconsolidati (NC o OC).

2.2.5 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO VERTICALE

Avendo valutato la pressione di rottura, si può ricavare dunque il valore del coefficiente di sottofondo verticale (o di Winkler) per la valutazione della rigidezza delle molle modellanti il terreno di imposta delle fondazioni superficiali.

Secondo la relazione di Bowles ("Fondazioni. Progetto e Analisi – Joseph E. Bowles – McGraw-Hill editori, 1991"), vale dunque, per un cedimento ammissibile ipotizzato pari a 3.00 cm (trattasi di valore ragionevolmente a favore di sicurezza, congruo e superiore ai valori dei cedimenti calcolati dello strato di terreno di fondazione, come meglio si vedrà nel seguito):

$$k_{s,v, \text{strato fondazione}} = 0.4 \cdot q_{Ru} \cdot (2.54 / \text{ced}) = 0.4 \cdot 3.5 \cdot (2.54 / 3) = 1.18 \text{ daN/cm}^3$$

Infine, il rapporto tra il coefficiente di sottofondo orizzontale e verticale è stato considerato pari a:

$$k_{s,h} / k_{s,v} = 0.5$$

Infatti, nell'ambito della modellazione F.E.M., le fondazioni sono state considerate libere di muoversi orizzontalmente.

A favore di sicurezza nella modellazione del terreno di fondazione è stato adottato

$$k_{s,v, \text{strato fondazione}} = 1 \text{ daN/cm}^3.$$

2.2.6 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI REAZIONE LATERALE DEI PALI

In precedenza si sono forniti i valori dell'angolo di attrito all'interfaccia terreno-cla δ , del coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla C_a , e dei coefficienti di reazione laterale, orizzontale K_o e verticale K_v , ai fini della modellazione della molle posizionate lungo il fusto del palo.

Per quanto concerne l'angolo di attrito all'interfaccia terreno-cla δ , si pone:

$$\delta = 2/3 \varphi \text{ (oppure } \delta = \varphi/2)$$

Per quanto concerne il coefficiente di adesione laterale C_a , si è fatto riferimento alla seguente tabella:

tipo di palo e di terreno	coefficiente adesione α
infisso in calcestruzzo	
$c_u \leq 2.5 \text{ t/m}^2$	1.00
$2.5 < c_u \leq 5 \text{ t/m}^2$	0.85
$5 < c_u \leq 7.5 \text{ t/m}^2$	0.65
$c_u > 7.5 \text{ t/m}^2$	0.50
infisso in acciaio	
$c_u \leq 2.5 \text{ t/m}^2$	1.00
$2.5 < c_u \leq 5 \text{ t/m}^2$	0.80
$5 < c_u \leq 7.5 \text{ t/m}^2$	0.65
$c_u > 7.5 \text{ t/m}^2$	0.50
trivellato	
$c_u \leq 2.5 \text{ t/m}^2$	0.90
$2.5 < c_u \leq 5 \text{ t/m}^2$	0.80
$5 < c_u \leq 7.5 \text{ t/m}^2$	0.60
$c_u > 7.5 \text{ t/m}^2$	0.40

Per quanto concerne invece i valori dei coefficienti di reazione laterale, orizzontale e verticale, essi sono stati calcolati sulla base della seguente teoria:

Il modulo di reazione orizzontale viene ricavato applicando la formulazione proposta da Bowles. In particolare vengono calcolati i fattori di capacità portante alle quote dei nodi in cui è spezzato il palo, secondo la formulazione di Hansen:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)} ; N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi ; N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

da questi vengono ricavati i fattori A e B della formulazione binomia del modulo di reazione, corretta con i coefficienti di forma s per pali circolari:

$$A_s = C(c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) ; B_s = C(\gamma \cdot N_q)$$

$$k_{s,h} = s_1 \cdot A_s + s_2 \cdot B_s \cdot Z^n$$

dove C=0.8, s1=1.5, s2=3.2, Z è la profondità del punto ed n è l'esponente che decide il tipo di incremento del modulo di reazione con la profondità. Per quest'ultimo parametro viene usato un valore costante con la profondità se il terreno è coesivo sovraconsolidato, un valore linearmente crescente con la profondità se il terreno è coesivo normalconsolidato, un valore parabolico crescente con la profondità se il terreno è prevalentemente granulare. I valori numerici di passaggio da una legge all'altra sono riportati in tabella:

Angolo di attrito	Coesione	Esponente n
< 10°	C > 1	0 (legge costante con la profondità)
< 10°	C < 1	1 (legge lineare con la profondità)
> 10°	Qualsiasi	0.5 (legge parabolica con la profondità)

Se infine il nodo si trova ad una profondità minore di 2 diametri il modulo di reazione orizzontale così ottenuto viene moltiplicato per un fattore di riduzione pari a 0.8, per tenere conto della vicinanza della superficie.

Il modulo di reazione verticale viene ricavato applicando la formulazione proposta da Lancellotta. In particolare viene supposta una dimensione della zona interessata da una variazione significativa di tensione (bulbo di tensione) pari a 2 diametri, ricavando il modulo di reazione verticale dal rapporto tra il modulo elastico tangenziale e da tale zona di influenza.

$$k_{s,v} = G / (2 \cdot D)$$

2.3 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Qui di seguito si riportano le verifiche delle fondazioni lato terreno-geotecnica (GEO), e lato struttura (STRU). Per quanto riguarda le verifiche di dettaglio ed ulteriori approfondimenti si rimanda al relativo tabulato di calcolo allegato.

2.3.1 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE (GEO)

La pressione massima (in modulo) di verifica delle tensioni del terreno risulta dunque pari a (secondo l'Approccio 2 delle N.T.C. 2018):

$$q_{amm,E} = q_{Ru,E} / \gamma_{R,approccio\ 2} = 3.50 / 2.3 = 1.52 \text{ daN/cm}^2$$

Si riporta di seguito la mappatura delle pressioni massime (in modulo) agenti sul terreno, per le combinazioni di carico di interesse (SLU, SLV, SLV fondazioni) in ambiente SismiCad.

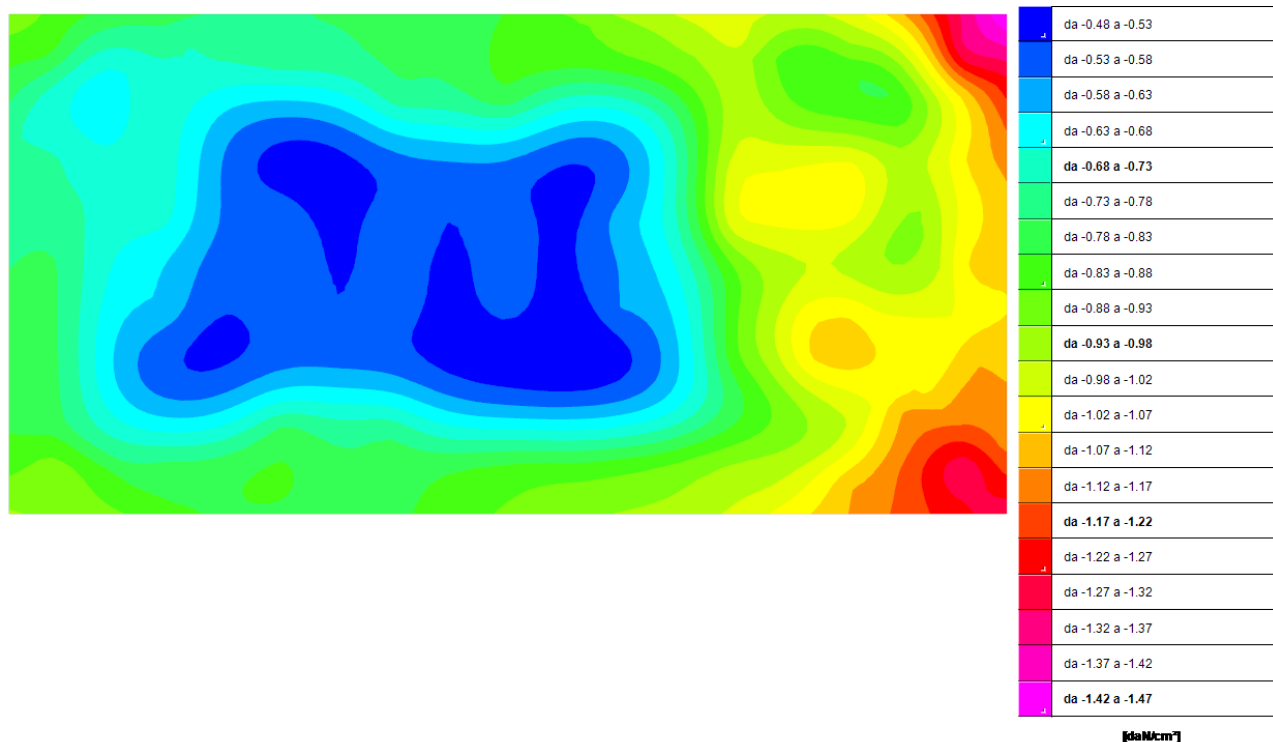


Figura 55 – Mappa a colori dell'Involuppo delle pressioni massime sul terreno di fondazione – Tutte le Combinazioni – SDP – Modello M.A.

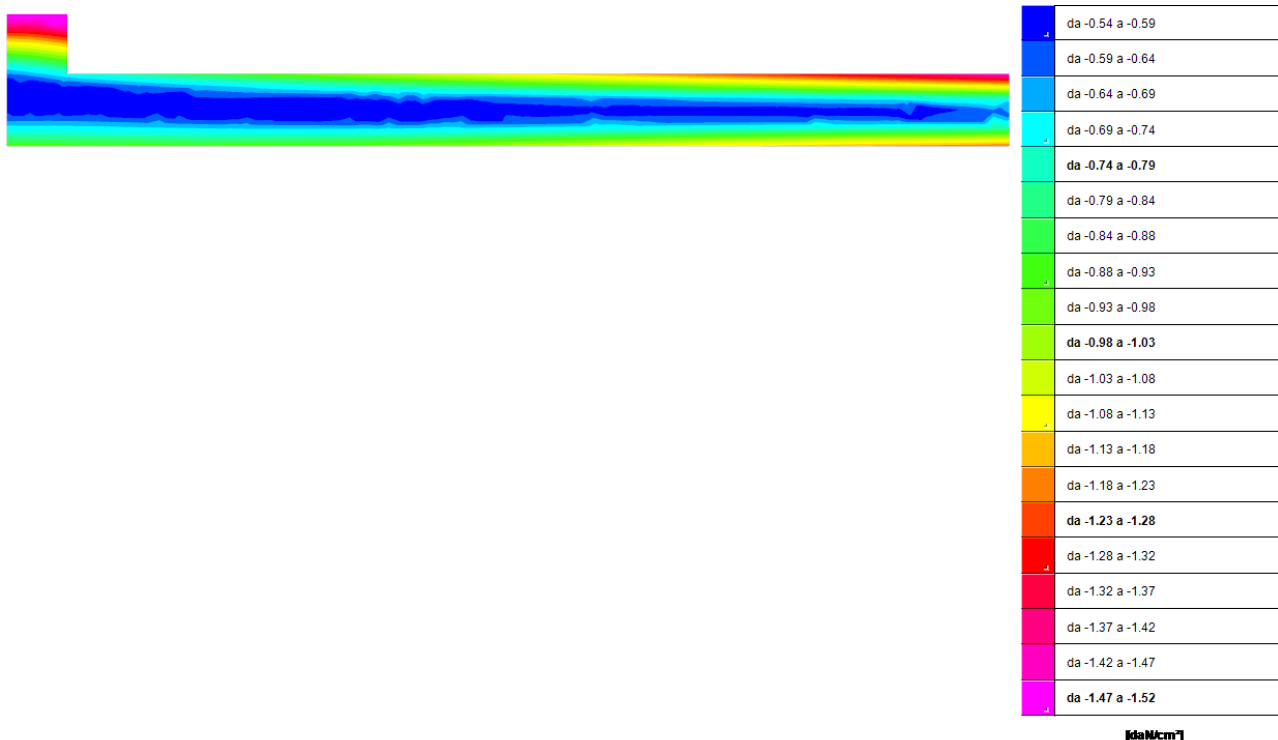


Figura 56 – Mappa a colori dell'Involuppo delle pressioni massime sul terreno di fondazione – Tutte le Combinazioni – SDP – Modello M.B.

Come si può evincere dalle immagini riportate le pressioni massime agenti sul terreno sono pari a $1.47 \text{ daN/cm}^2 < 1.52 \text{ daN/cm}^2$, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Inoltre tali pressioni massime sono localizzate solamente in alcune piccole aree, mentre la pressione media si attesta intorno a $0.80\sim 0.90 \text{ daN/cm}^2$

Per ulteriori dettagli e verifiche geotecniche delle fondazioni si veda quanto riportato nel relativo tabulato di calcolo allegato.

2.3.2 VERIFICA A CEDIMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE (GEO)

Si riporta di seguito la mappatura dei cedimenti del terreno, per le combinazioni di carico di interesse (SLE rara) in ambiente SismiCad.

Si è tenuto in conto l'effetto di compensazione dovuto al peso del terreno rimosso durante gli scavi per la costruzione del fabbricato.

Tale effetto porta ad una riduzione dei cedimenti calcolati, in quanto i cedimenti teorici vengono depurati della quota parte di cedimento relativa alle pressioni litostatiche preesistenti.

In altre parole, i cedimenti teorici sono calcolati sulla base dei soli incrementi di pressione litostatica rispetto alla situazione indisturbata, ossia in assenza del fabbricato.

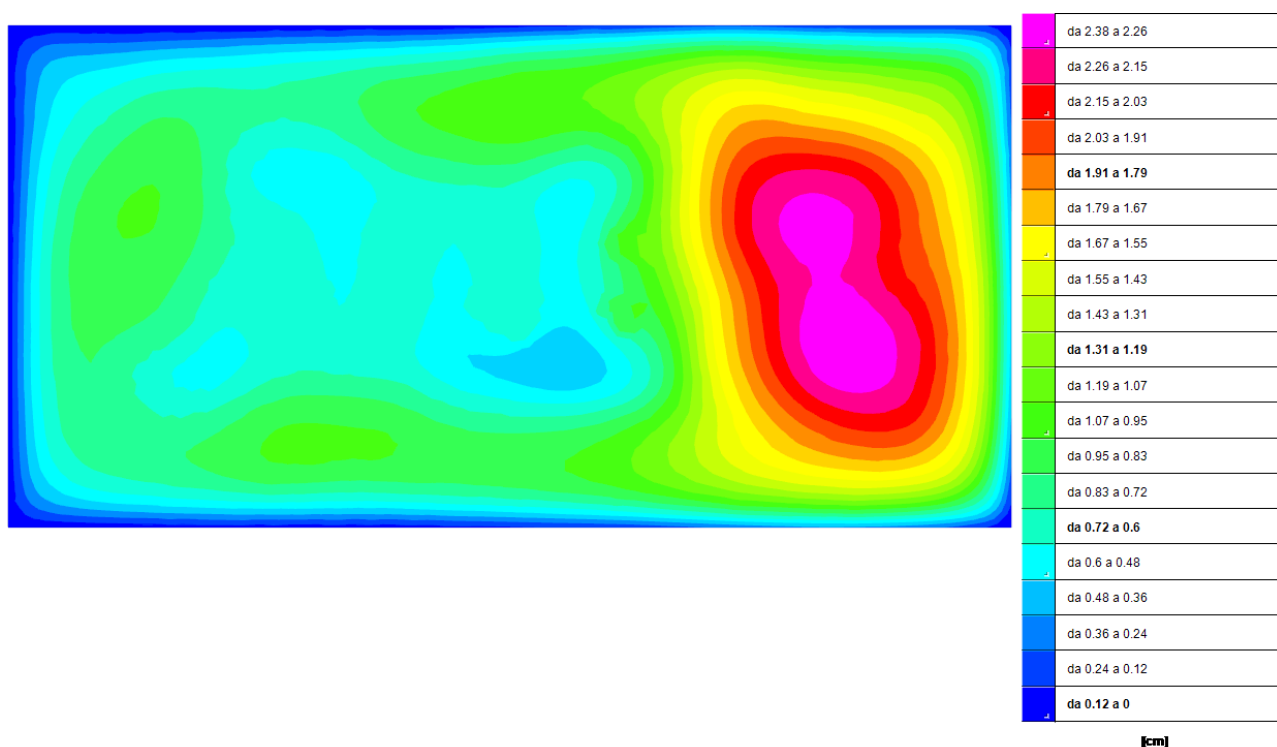


Figura 57 – Involuppo dei cedimenti edometrici massimi sul terreno di fondazione – Comb. SLE Rara, Freq, Quasi P – SDP – Modello M.A.

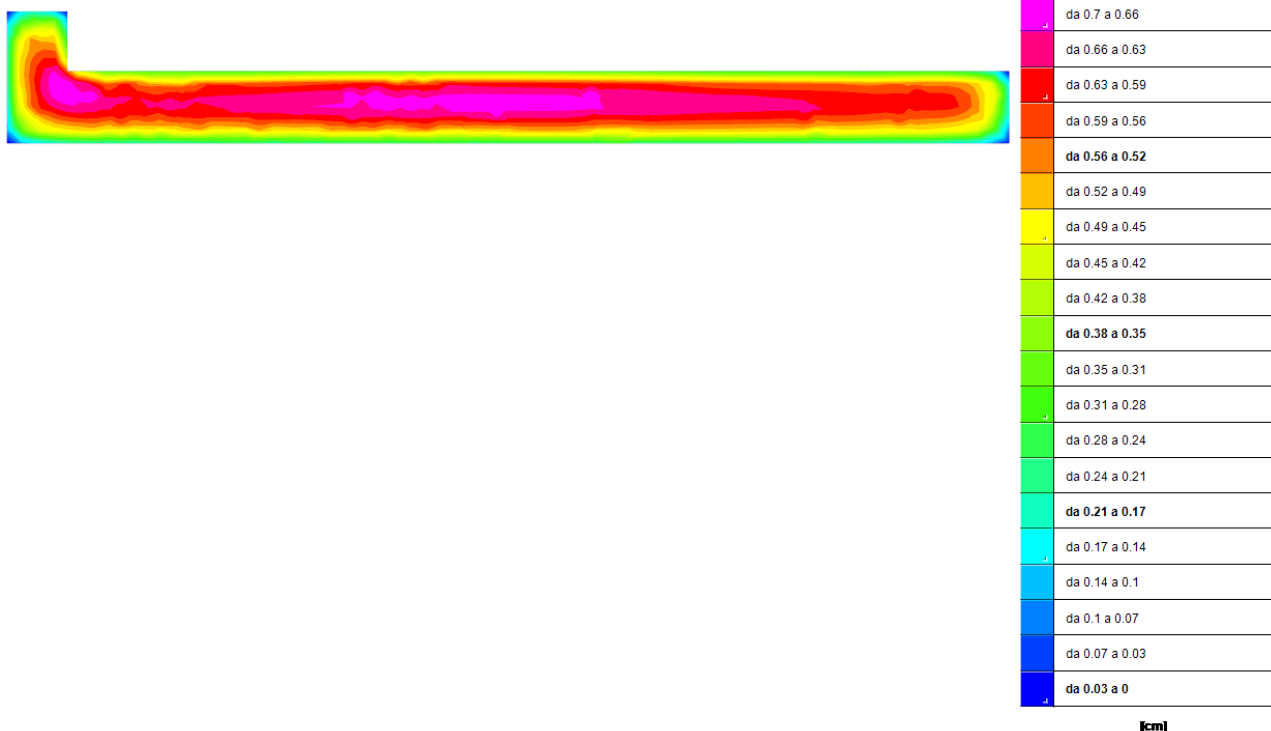


Figura 58 – Involuppo dei cedimenti edometrici massimi sul terreno di fondazione – Comb. SLE Rara, Freq, Quasi P – SDP – Modello M.B.

Con riferimento a quanto appena riportato, si precisa che i cedimenti teorici totali (in funzione del modulo edometrico dei terreni) sono valutati con riferimento alla sola famiglia di combinazioni di carico in esercizio SLE rara, tenendo in conto l'effetto di compensazione dovuta allo scavo del terreno preesistente.

Dunque, si vede come i valori dei cedimenti appena riportati risultino assai modesti e compatibili con una normale struttura.

Infatti il massimo cedimento edometrico $r \cdot c_{ed,max} = \frac{3}{4} \cdot 2.38 = 1.78$ cm (*"Fondazioni. Progetto e Analisi – Joseph E. Bowles – McGraw-Hill editori, 1991"*) ricade nell'intervallo dei valori massimi raccomandabili dei cedimenti differenziali per fondazioni a platea su sabbie/argille, pari a 2 cm (*MacDonald e Skempton (1955)*, in *"Fondazioni. Progetto e Analisi – Joseph E. Bowles – McGraw-Hill editori, 1991"*).

Infine si nota che il valore medio del cedimento (pari a $0.5 \cdot c_{ed,max} = 0.5 \cdot 2.38 = 1.19$ cm), risulta inferiore al cedimento massimo ammissibile precedentemente ipotizzato ai fini della determinazione del valore del coefficiente di sottofondo verticale, si è dunque operato a favore di sicurezza.

Per ulteriori dettagli e verifiche geotecniche delle fondazioni si veda quanto riportato nel relativo tabulato di calcolo allegato

2.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE FONDAZIONI (STRU)

Per ulteriori dettagli e verifiche geotecniche delle fondazioni si veda quanto riportato nel relativo tabulato di calcolo allegato.

2.4 PROGETTAZIONE, PIANIFICAZIONE, GESTIONE DEGLI SCAVI E RELATIVE OPERE DI SOSTEGNO TERRA

2.4.1 VERIFICA DELLE SCARPATE

Non sono state definite opere provvisorie di contenimento terra/scavo, in quanto non sono necessarie per sostenere gli esigui scavi richiesti per impostare la fondazioni a piccole di profondità dal piano di campagna e non a ridosso di edifici e/o confini del lotto (ove sarebbe necessario uno scavo a scarpata verticale non fattibile senza sistemi di protezione/presidio), difatti la tipologia di terreno presente in sito (di tipo coesivo con elevato angolo di attrito interno $\varphi=32^\circ$) è in grado di autosostenersi fino all'esigua profondità di scavo richiesta (nel caso in esame -1.40 m) con semplici sbancamenti a scarpata inclinata di $45\sim 60^\circ$ sull'orizzontale (nel caso in esame si è adottata inclinazione della scarpata di 59° sull'orizzontale), con limitati ingombri delle scarpate (vista bassa profondità di scavo), che si possono eseguire sull'area oggetto di intervento, in quanto vi è il necessario spazio e distanza dai confini del lotto.

Il confine del lotto dell'area di intervento è posizionato dalla zona scavo per la realizzazione delle fondazioni ad una distanza maggiore di $d=h/\tan\varphi = 140/\tan 32^\circ = 224$ cm, che rappresenta l'ingombro massimo della scarpata inclinata nella condizione peggiore in assenza di coesione (scarpata disposta a favore di sicurezza con inclinazione sull'orizzontale pari all'angolo d'attrito del terreno).

Non risulta infatti necessario un calcolo di stabilità per i motivi suddetti, in quanto per definizione della teoria geotecnica quanto si esegue uno scavo con inclinazione pari all'angolo di attrito interno del terreno che si va a scavare lo scavo si autosostiene per definizione stessa di come è definito l'angolo di attrito interno del terreno.

Su alcuni libri si trova spesso la spiegazione dell'angolo di resistenza a taglio (angolo di attrito interno), come angolo di natural declivio, vale a dire il massimo angolo di inclinazione per cui un pendio realizzato dall'accumulo di un dato materiale risulta stabile.

Nel suo stato ultimo, esso coincide con l'angolo di riposo (o angolo di natural declivio).

Il terreno presente in sito però presenta anche una buona coesione, che in tale conteggio semplificato non è stata presa in considerazione e che aumenta il coeff. di sicurezza della stabilità dello scavo e possibilità di inclinare maggiormente sull'orizzontale la scarpata.

Per i motivi suddetti si può ritenere lo scavo a scarpata con inclinazione pari a 59° rispetto all'orizzontale (sbancamento verticale pari a $H=140$ cm con una base orizzontale pari a $B=84$ cm) uno scavo del tutto sicuro e verificato dal punto di vista geotecnico e stabilità dei pendii, in quanto è presente anche una buona coesione del terreno.

La pianificazione e gestione delle opere di scavo (di piccola entità, in quanto non risultano presenti interrati particolari) l'organizzazione e gestione del cantiere sarà pianificato solamente in seguito all'aggiudicazione dei lavori da parte dell'impresa esecutrice, durante la fase di redazione del progetto costruttivo, e comunque prima dell'inizio dei lavori, secondo le disposizioni del D.L. strutturale in accordo con impresa esecutrice e progettista strutturale, nonché con le specifiche esigenze di tempistiche, modi e richieste del cliente. L'impresa costruttrice, a seguito dell'appalto dei lavori, potrà scegliere e proporre in base al proprio Know-

How delle soluzioni e varianti specifiche al caso (soluzioni che ovviamente dipendono e variano per ogni impresa) che dovranno essere controllate, revisionate, accettate e validate dal cliente in accordo con il D.L. Strutturale e Progettista Strutturale prima dell'inizio lavori.

L'impresa esecutrice che si aggiudicherà l'appalto dei lavori fornirà quindi il relativo Piano di Sicurezza e Coordinamento (PSC) e Piano Operativo Sicurezza (POS), in cui saranno indicate le procedure delle varie lavorazioni impiegate, per la demolizione dei fabbricati esistenti, scavi, messa in sicurezza delle varie lavorazioni.