

Dott. Geol. PAOLO CECCARINI

VIA ALDO MORO n° 7/9 - 61049 URBANIA (PU) - Tel.: 0722318800 - Cell.: 3358059476
e-mail: paolo.ceccarini.studio@gmail.com - C.F.: CCCPLA64B22L498B - P.IVA: 01197920414

Geom. DAVIDE FRATERNALI

VIA SANTA MARIA IN TRIARIA n° 15 - 61049 URBANIA (PU) - Cell.: 3289433415
e-mail: fraternali.davide81@gmail.com - C.F.: FRD0VD81A13L500K - P.IVA: 02219550411



COMUNE DI LUNANO
PROVINCIA DI PESARO E URBINO

REGIONE MARCHE



**LAVORI DI CONSOLIDAMENTO SPONDE FLUVIALI CON TECNICHE DI
INGEGNERIA NATURALISTICA E RIPULITURA DELL'ALVEO FLUVIALE
LUNGO IL FIUME FOGLIA IN COMUNE DI LUNANO (PU)**

COMMITTENTE:



PROGETTO ESECUTIVO



IL TECNICO INCARICATO



DATA: MAGGIO 2019

09

RAPPORTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. UBICAZIONE.....	2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	2
4. GEOMORFOLOGIA	4
5. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA	7
6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA SUBSTRATO	7
7. PARAMETRI GEOTECNICI	10
8. PARAMETRI SISMICI	11
9. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	13
9.1. OPERE DI DIFESA SPONDALE	13
9.2. PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE	15
9.3. RIPULITURA ALVEO FLUVIALE	16
10. VERIFICA DI STABILITA' SCOGLIERA	16
11. CONCLUSIONI	20

ALLEGATI

CARTA TOPOGRAFICA D'ITALIA	1:25000
CARTA TECNICA NUMERICA REGIONE MARCHE	1:10000
CARTA GEOLOGICA REGIONALE	1:10000
PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)	1:10000
RELAZIONE GEOFISICA	
PERICOLOSITA' SISMICA	

1. PREMESSA

Lungo il Fiume Foglia e lungo i suoi affluenti si sono registrate nel corso del tempo delle situazioni di squilibrio territoriale ed ambientale che richiedono l'attuazione di provvedimenti risolutivi in grado di controllare lo sviluppo dei processi geodinamici connessi sia con l'evoluzione dell'ambiente fluviale sia con le attività antropiche presenti lungo i terrazzi alluvionali adiacenti. Per tale motivo il progetto delle opere di risanamento ambientale deve necessariamente prevedere un sistema complesso di interventi per la riduzione del rischio idrogeologico.

Sulla base di sopralluoghi effettuati e delle informazioni raccolte durante gli incontri avuti con i rappresentanti delle Amministrazioni interessate (Unione Montana Montefeltro e Comune di Lunano), è emerso che il tratto fluviale considerato nel presente studio è interessato da problemi di carattere locale quali erosione spondale, eccessivo accumulo di materiale ghiaioso all'interno dell'alveo, presenza di tronchi e alberi nell'alveo del fiume, discontinuità idrauliche e tratti fluviali poco diversificati. Questo tipo di problemi può essere risolto con interventi localizzati, limitati all'alveo e alla fascia perifluviale basati su tecniche di ingegneria naturalistica.

La presente relazione è focalizzata sulla caratterizzazione geologico-geomorfologica, geotecnica e sismica dell'area d'intervento. Le indagini sono state eseguite in osservanza alle seguenti norme:

R.D.L. n° 3267 del 30.12.1923

Riordino e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani e successive modifiche ed integrazioni;

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

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

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

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;

Ordinanza P.C.M. n. 3341 del 3.5.2005

Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003;

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;

Eurocodice 8

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

D.G.R. Marche n. 982 del 08.08.2016

Aggiornamento P.A.I. - Approvazione misure di salvaguardia;

D.M. 17 Gennaio 2018

Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni";

Circolare Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21.01.2019

Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Le finalità dello studio sono così riassumibili:

- ⇒ individuazione delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche della zona;
- ⇒ ricostruzione della successione litostratigrafica locale;
- ⇒ caratterizzazione geotecnica dei litotipi;
- ⇒ caratterizzazione sismica del sito;
- ⇒ valutazioni di tipo geotecnico sugli interventi previsti.

2. UBICAZIONE

L'area d'intervento interessa in modo non continuo un tratto del Fiume Foglia di lunghezza pari a quasi 3000 m, ubicato completamente all'interno del territorio comunale di Lunano (PU), in adiacenza ad aree urbanizzate o semi-urbanizzate.

Sulla Carta topografica d'Italia, in scala 1:25000, la zona ricade nel Foglio n° 279 sezione IV "Sassocorvaro" mentre nella Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000 il riferimento è rappresentato dalla sezione 279060 "Lunano" del Foglio n° 279. A livello catastale, gli interventi ricadranno in aree demaniali e comunque in ambiti interessati dall'attuale alveo e dalle attuali sponde fluviali.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame, dal punto di vista stratigrafico, rientra nel Bacino Marchigiano Interno. Quest'unità morfostrutturale, delineatesi già nel Miocene inferiore-medio, si è sviluppata poi durante il Tortoniano-Messiniano in una complessa avanfossa ulteriormente suddivisa in bacini minori isolati e indipendenti. Il territorio comunale di Peglio, in particolare, rientra nel più settentrionale dei bacini minori intrappenninici, denominato Bacino di Pietrarubbia-Peglio-Urbania. Le formazioni geologiche di origine marina che costituiscono il substrato nei tratti fluviali interessati dalle nuove opere di difesa sono le seguenti:

- a) Formazione a Colombacci (FCO).**
- b) Formazione Marnoso-Arenacea (FAM1 – Membro di Sant'Angelo in Vado)**
- c) Form. Marnoso-Arenacea (FAM1b – M. di Sant'Angelo in V. - Litofacies di Urbania)**
- d) Form. Marnoso-Arenacea (FAM1c – M. di Sant'Angelo in V. - Litofacies di Belvedere)**

Quest'ultima classificazione è ripresa direttamente dalla Carta Geologica delle Marche che costituisce il risultato finale dalla realizzazione di due progetti: il primo, denominato Carta geologica nazionale (CARG), è stato avviato nel 1993 a seguito di un finanziamento del Servizio Geologico Nazionale (oggi ISPRA) e cofinanziato dalla Regione Marche, mentre il secondo è stato attivato dalla Regione a seguito

dell'evento sismico del 1997. Nel seguito è riportata la descrizione delle unità litologiche sopra menzionate:

Formazione a Colombacci (FCO)

E' composta da più *litofacies*, fra le quali domina quella a prevalenti peliti (FCO): si tratta di marne, marne argillose, argille, grigie, grigio-verdastre e brune, in strati per lo più da sottili a medi, con subordinate e sottili lenti di siltiti e arenarie medio-fini; vi si intercalano anche lamine calcaree o calcareo-marnose che si fanno via via più frequenti in prossimità dei livelli di *colombacci*. Il rapporto A/P si presenta alquanto variabile all'interno della successione. Intercalate a livelli diversi entro FCO si osservano altre *litofacies*, non riconducibili ad una precisa ed univoca posizione stratigrafica, nonché gli orizzonti calcarei detti *colombacci*.

F. Marnoso-Arenacea Marchigiana – Membro di Sant'Angelo in Vado (FAM1)

E' costituita da peliti prevalenti e areniti con un rapporto A/P variabile da 1/5 a 1/6. Le areniti sono arenarie in strati da sottili a medio spessi. A varie altezze stratigrafiche si intercalano orizzonti arenacei di spessore variabile da 3 a 6 m, aventi di geometria tabulare alla scala dell'affioramento, lenticolare su scala chilometrica.



Foto 1 – Affioramento di arenaria (FAM1b – Litofacies di Urbania) su scarpata fluviale

F. Marnoso-Arenacea Marchigiana – M. di Sant’Angelo in Vado - Litofacies di Urbania (FAM1b)

E' costituita essenzialmente da arenarie, da grossolane a medie, in strati e spessi e molto spessi, frequentemente amalgamati, con spessori fino a 30-50 m. Contengono inclusi pelitici da centimetrici a decimetrici e concrezioni ovoidali variamente distribuiti. Compaiono a più livelli anche torbiditi in occasionali sequenze metriche. Nel complesso il rapporto A/P è superiore a 5/1 con punte fino a 20/1.

F. Marnoso-Arenacea Marchigiana – M. di Sant’Angelo in Vado - Litofacies di Belvedere (FAM1b)

E' costituita da peliti prevalenti, grigio-azzurre, con sporadiche intercalazioni di strati sottili e molto sottili di arenarie e siltiti, a geometria sia tabulare che lenticolare

Il “bedrock” è facilmente riconoscibile nei numerosi affioramenti presenti lungo le scarpate fluviali del Fiume Foglia. Nella Foto 1, in particolare, è rappresentato un affioramento arenaceo riconducibile alla Litofacies di Urbania (FAM1b).

4. GEOMORFOLOGIA

L'area dell'abitato di Luano (PU) è interessata dalla presenza di terrazzi alluvionali di III e IV ordine. I primi sono caratterizzati da depositi detritici di spessore limitato a 4-5 m, composti nella parte superiore da limi sabbioso-argillosi con inclusioni clastiche, mediamente consistenti. Alla base della coltre, ai terreni fini si sostituiscono ghiaie fluviali in matrice limoso-sabbiosa.

I terrazzi alluvionali di IV ordine sono ubicati all'attuale livello del Fiume o poco sopra e sono caratterizzati dalla presenza di depositi essenzialmente ghiaiosi.

La briglia ubicata poco a valle del ponte sulla Strada Provinciale di Paganica, la cui altezza complessiva è pari a circa 5 m, ha creato condizioni tali che a valle del manufatto l'alveo interessa prevalentemente il substrato arenaceo con presenza di depositi ghiaiosi di estensione e spessore alquanto limitati (Foto 2).

In alcuni tratti, sempre a valle della traversa, sono anche riconoscibili delle caratteristiche morfologiche dell'alveo riconducibili a sequenze di “riffle” e “pool”, schematizzate in senso altimetrico ed in senso planimetrico nella Figura 1.

A monte della briglia, dall'analisi delle immagini aeree e dai rilievi eseguiti sul posto è stato possibile riscontrare un evidente tendenza del corso d'acqua alla deposizione (Foto 3).

Da un punto di vista geomorfologico è possibile classificare il Foglia, almeno in questo tratto, come fiume wandering (fiume divagante). Si tratta di una configurazione intermedia tra i fiumi braided (a canali intrecciati) ed i fiumi meandrici, caratterizzata dalla presenza di barre laterali alternate che spesso presentano una forma a semilosanga più o meno allungata e da un unico canale attivo; oltre al canale principale può essere presente un secondo canale, generalmente aderente ad una delle sponde.

Nel caso specifico le barre sono formate da clasti piuttosto grossolani (piccoli massi e ciottoli) con struttura imbricata. Il sedimento fine (limo/sabbia) è presente in quantità limitata.

Prerogativa dei wandering river è quella di divenire fiumi rettilinei con piene anche non eccessivamente consistenti purché la profondità dell'acqua sia tale da ricoprire anche non completamente le barre.



Foto 2 – Alveo del Fiume Foglia a valle della briglia sul ponte della Strada Provinciale di Paganica

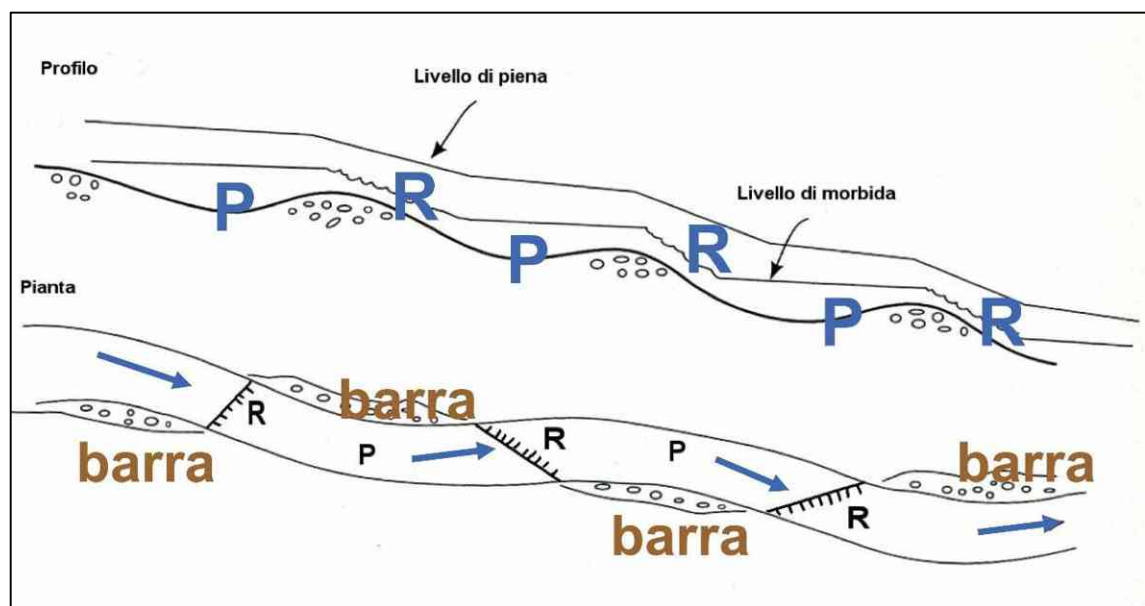


Figura 1 – Sequenza “riffle” e “pool”



Foto 3 – Alveo del Fiume Foglia a monte della briglia

Durante le fasi di magra il fiume riacquista il suo andamento sinuoso pseudomeandriforme, scorrendo tra le barre alternate. Nella Figura 2 è riporto lo schema evolutivo di questa tipologia di corsi d'acqua (a - stadio iniziale; b - stadio finale).

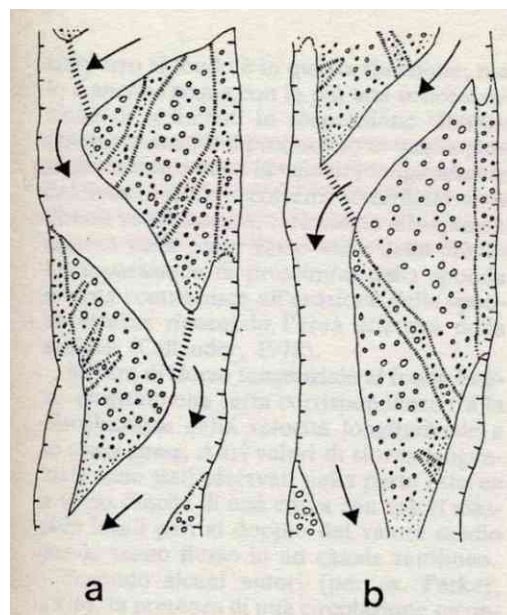


Figura 2 – Schema evolutivo “wandering river”

Le caratteristiche sopra descritte si presentano sia a monte della briglia sia a valle, dopo un primo tratto di poche centinaia di metri in cui l'alveo interessa il substrato.

Si registra quindi una evidente tendenza del corso d'acqua ad evolversi nel tempo. Questa situazione è facilmente verificabile mettendo a confronto i documenti cartografici elaborati in epoche diverse e, soprattutto, le immagini aeree riprese nel corso degli ultimi 15 anni.

Infine, il percorso sinuoso precedentemente descritto implica che in alcuni punti il corso d'acqua eserciti una forte azione sulle sponde ubicate all'esterno di tratti ad andamento curvilineo oppure all'esterno di tratti anche rettilinei ma "confinati" per la presenza di banchi di ghiaia nella parte centrale dell'alveo.

Riguardo alle interferenze degli interventi con il Piano di Assetto Idrogeologico predisposto dalla ex Autorità di Bacino della Regione Marche, si evidenzia quanto segue:

- a) le scarpate fluviali nelle quali si interverrà, non sono interessate direttamente da perimetrazioni PAI a rischio frana;
- b) il tratto di fiume sul quale saranno sviluppati gli interventi è interessato dalle perimetrazioni a rischio esondazione E-05-0040 (R1), E-05-0041 (R1), E-05-0042 (R2) e E-05-0043 (R2).

Si precisa che gli aspetti di tipo idraulico sono stati trattati nella Relazione Idrologico-Idraulica alla quale si rimanda.

5. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Le nuove opere saranno realizzate a margine dell'attuale alveo (scogliere) in corrispondenza di scarpate fluviali in erosione. Nell'area d'intervento, la colonna stratigrafica comprende sostanzialmente solo due livelli litologici (v. Tabella 5.1).

Tabella 5.1 - Stratigrafia zone di imposta scoglierei

Livello	Descrizione	Spessore (m)
1	Deposito superficiale costituito da ghiaia alluvionale in matrice sabbioso-limosa, frammista a materiale detritico proveniente per gravità dalla scarpata fluviale adiacente.	da 0.00 a 2.00
2	Substrato geologico costituito da peliti prevalenti ed areniti (Formazione Marnoso-Arenacea e Formazione a Colombacci).	0.00-2.00 ...

6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA SUBSTRATO

La caratterizzazione geomeccanica del materiale litoide (Livello 2 - substrato) si riferisce in modo particolare al Membro di Sant'Angelo in Vado (FAM1) della Formazione Marnoso-Arenacea Marchigiana ed è stata sviluppata sulla base del metodo RMR proposto da Bieniawski utilizzando dati

rilevati in affioramento e dati raccolti in passato nel corso di perforazioni eseguite sulla stessa formazione rocciosa. Tale metodo prevede un modello RMR_{base} attraverso il quale è possibile definire parametri geotecnici di resistenza al taglio e deformabilità dell'ammasso ed un modello $RMR_{corretto}$ che consente, attraverso l'introduzione di un fattore correttivo, di ridefinire in modo più appropriato la classe di qualità dell'ammasso in funzione dell'orientazione dei giunti rispetto al problema specifico con riguardo a gallerie, versanti e fondazioni.

Pertanto, le caratteristiche di resistenza al taglio e deformabilità, tenuto conto che si tratta di parametri indipendenti dalla giacitura dell'ammasso (come peraltro specificato dallo stesso autore) vengono valutate attraverso l'assunzione di n. 5 parametri di base (RMR_{base}) come di seguito indicato:

$$RMR_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$$

Dove:

R1 – parametro relativo alla resistenza a compressione monoassiale;

R2 – parametro relativo al valore R.Q.D. (recupero percentuale di carotaggio);

R3 – parametro relativo alla spaziatura dei giunti;

R4 – parametro relativo alle condizioni dei giunti (apertura, rugosità, ecc.);

R5 – parametro relativo alle condizioni idrauliche dei giunti.

I parametri di resistenza al taglio e deformabilità risultano dalle seguenti relazioni riferibili a Bieniawski:

Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 5 + RMR_{base}/2$	(°)
Coesione	$C = 5 * RMR_{base}$ (KPa)	(KPa)
Modulo di deformazione	$E_d = 10^{(RMR_{corretto}-10)/40}$	(GPa)

Le seguenti tabelle di classificazione semplificano, di norma, l'applicazione del metodo:

R1

Resistenza a compressione semplice della roccia	Indice di resistenza I_s (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Per questo intervallo si ricorre alla determinazione di C_0		
	Resistenza a compressione uniassiale σ_c (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Parametro		15	12	7	4	2	1	0

R2

Recupero percentuale modificato R.Q.D.	90-100	75-90	50-75	25-50	<25
--	--------	-------	-------	-------	-----

Parametro	20	17	13	8	3
-----------	----	----	----	----------	---

R3

Spaziatura delle discontinuità (giunti)	>2 m	0.6-2 m	0.2-0.6 m	0.06-0.2 m	<0.06 m
Parametro	20	15	10	8	5

R4

Condizioni delle discontinuità (giunti)	Molto scabre non continue non separate superfici dei lembi dure	Poco scabre separazione <1 mm superfici dei lembi dure	Poco scabre separazione <1 mm superfici dei lembi soffici	Superfici lisce o riempimento <5 mm di spessore o giunti aperti 1-5 mm e continui	Materiale di riempimento molto soffice <5 mm di spessore o giunti aperti >5 mm continui
Parametro	30	25	20	10	0

R5

Condizioni generali	Asciutto	Umido	Bagnato	Venute lievi	Venute forti
Parametro	15	10	7	4	0

La relazione $RMR_{corretta}$ è definita dalla relazione

$$RMR_{corretta} = RMR_{base} + R6$$

Dove R6 rappresenta il parametro correttivo in funzione dell'orientazione dei giunti a riguardo del problema specifico (gallerie, fondazioni, versanti)

R6

Direzione di immersione ed inclinazione delle discontinuità	Molto favorevole	Favorevole	Poco favorevole	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Gallerie	0	-2	-5	-10	-12
Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25
Versanti	0	-5	-25	-50	-60

Complessivamente, risulta:

$$RMR_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 = 40$$

I parametri di resistenza al taglio dell'ammasso nel suo insieme risultano essere:

$$\begin{aligned}\varphi &= 5 + RMR_{base}/2 &&= 25^\circ \\ C &= 5 * RMR_{base} &&= 200 \text{ KPa}\end{aligned}$$

In riferimento al valore RMR_{base} l'ammasso risulta di qualità scadente, mentre al fattore correttivo $R6$, dipendente dalle condizioni giaciture in rapporto al tipo di applicazione, si può attribuire il valore 0 (molto favorevole).

$$RMR_{corretto} = RMR_{base} + 0 = 40$$

Il valore di $RMR_{corretto}$ può essere utilizzato per definire i parametri di deformabilità dell'ammasso.

I parametri geomeccanici definiti con il metodo di Bieniawsky prescindono, concettualmente, dal riconoscimento puntuale delle diverse famiglie di discontinuità (giunti di stratificazione, faglie, ecc.). Tali parametri permettono di "sintetizzare" il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi e di applicare i metodi di analisi utilizzati per i terreni.

7. PARAMETRI GEOTECNICI

Il complesso delle nuove norme tecniche per le costruzioni in zona sismica, varato con il D.M. 17.01.2018 (NTC 2018) prevede, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura, un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di stato limite. Per stato limite si intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata.

Nei calcoli geotecnici sviluppati con il criterio dello stato limite, i parametri del terreno da utilizzare nei procedimenti analitici e/o numerici devono essere quelli caratteristici. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico si intende quel valore al quale è associato una prefissata probabilità di non superamento (l'Eurocodice 7 fissa una probabilità di non superamento del 5%).

Più in generale il valore caratteristico di un terreno o di una roccia deve essere scelto in base ad una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite. A questa valutazione sintetica ci si è attenuti nella definizione della Tabella 7.1.

Tabella 7.1 - Parametri geotecnici caratteristici

Livello		1	2
Peso di volume	γ (kN/m ³)	19.5	23.0
Angolo di attrito efficace	ϕ' (°)	34	25
Coesione efficace	c' (kPa)	0	200
Coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.44	0.25
Modulo elastico normale	E (kPa)	20000	50000
Modulo elastico tangenziale	G (kPa)	7750	20800
Coefficiente di Poisson	ν	0.31	0.20

8. PARAMETRI SISMICI

Con riferimento alle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018), vengono relazionati i risultati ottenuti da un'indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio o metodo di Nakamura) finalizzata all'individuazione delle frequenze di risonanza del terreno ed alla determinazione della velocità di propagazione delle onde sismiche (V_s) nei litotipi interessati dalla realizzazione delle opere in oggetto.



Figura 3 – Trometro digitale utilizzato per la prova HVSR

La prova è stata eseguita nel 2016 in fase di progettazione dell'impianto idroelettrico ubicato in corrispondenza della briglia a valle del ponte sulla Strada Provinciale n° 147 di Paganica.

La tecnica HVSR è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di alcun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. L'indagine geofisica è stata eseguita dalla Soil Investigation s.n.c. di Novafeltria (RN), utilizzando un tromometro digitale “**Tromino**” che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni (v. Figura 3).

L'elaborazione dei dati, eseguita con l'ausilio di apposito software di calcolo “*Grilla*”, ha portato alla determinazione del seguente valore di velocità delle onde “S” nei primi 30 m di profondità:

$$V_{S,30} = 540 \text{ m/sec } \pm 20\% \text{ alla superficie}$$

Le N.T.C. 2018 hanno introdotto il concetto di velocità equivalente $V_{S,eq}$ al posto di $V_{S,30}$ riferendo questo valore alla profondità H del bed-rock sismico (per il quale $V_S \geq 800 \text{ m/s}$). Per $H > 30 \text{ m}$, come nel caso in esame, si ha:

$$V_{S,eq} = V_{S,30}$$

Maggiori dettagli sulla prova geofisica eseguita e sulle procedure di elaborazione sono riportati in allegato. Sulla base delle NTC 2018 e, in particolare, della tabella 3.2.II sotto riportata, i valori rilevati di $V_{S,eq}$ implicano quindi l'assunzione della **categoria di sottosuolo B**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie di caratteristiche meccaniche più scadenti, con spessore massimo di 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Gli interventi saranno ubicati al livello dell'attuale alveo e pertanto si ritiene di assumere la **categoria topografica T1**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

L'applicazione delle NTC 2018 comporta inoltre la determinazione di una serie di parametri necessari alla definizione della "pericolosità sismica" del sito. Per questi aspetti si rimanda ad una specifica relazione (**Pericolosità sismica**) riportata in allegato.

9. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

9.1. OPERE DI DIFESA SPONDALE

Le opere di difesa spondale realizzate in massi ciclopici hanno un minore impatto ambientale sulla vita del corso d'acqua grazie all'utilizzo di materiale naturale. Nel caso specifico si è ritenuto di ricorrere a **scogliere con cementazione dei massi di fondazione** (Figura 4)

La scogliera in massi e calcestruzzo viene adottata quando sussista la necessità di proteggere infrastrutture importanti come nuclei abitati, strade, ferrovie ecc. e sia richiesta una difesa di sponda in grado di resistere a sollecitazioni elevate. Questa tipologia viene impiegata anche nel caso di protezione del lato fiume di argini realizzati in froldo al corso d'acqua essendo in questi casi richiesta una difesa spondale sufficientemente robusta da garantire nel tempo la stabilità strutturale dell'argine stesso.

La scogliera in massi e calcestruzzo viene generalmente realizzata con scarpa di 3/2 o 2/1; è costituita da massi di grosse dimensioni intasati da calcestruzzo e deve avere un piede di fondazione sufficientemente robusto per garantire all'opera la necessaria stabilità evitando lo scalzamento. A tal fine è necessario realizzare un piede di fondazione in massi e calcestruzzo che si estenda fino ad una profondità pari a 1.0-2.0 m rispetto alla quota del talweg, garantendo che questa profondità sia compatibile con gli effetti di scalzamento prevedibili. Il piede di fondazione dovrà avere una larghezza minima di 2 m.

La soluzione rappresentata nella Figura 4 presenta, in sezione trasversale, una superficie di 4.50 mq con una parte intasata pari a circa 1.80 e una incidenza volumetrica del calcestruzzo pari al 20% sul volume intasato. Questa soluzione è stata utilizzata per le difese spondali descritte nella seguente tabella.

Difesa spondale	Ubicazione	Lunghezza (m)
DS1	Località Camino	55
DS2	Via dell'Artigianato	55
DS3	Strada dei Gessi	25

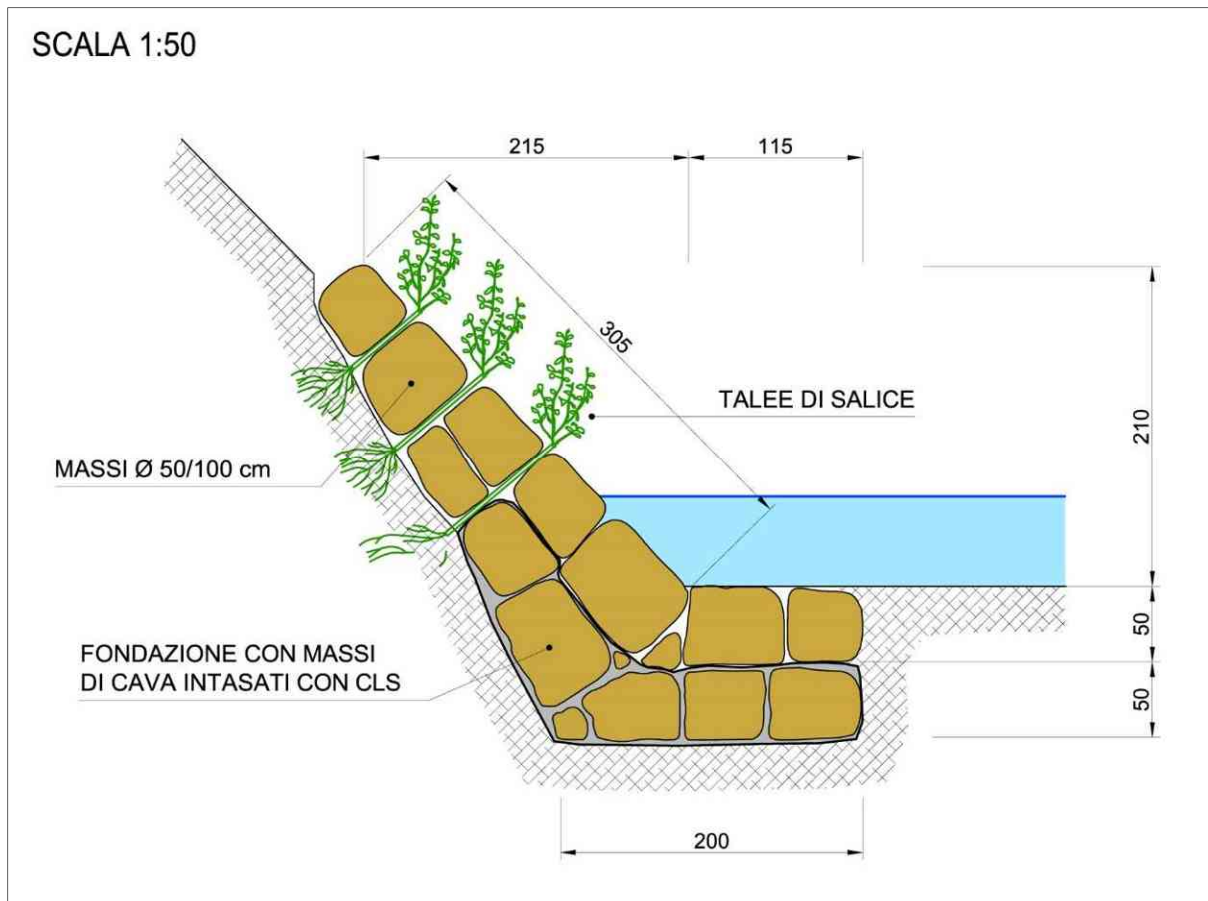


Figura 4 - Scogliera con fondazione intasata con cls

Nella parte non intasata, fra i singoli massi è opportuno prevedere l'impianto di specie arbustive autoctone (salici ecc.) di facile attecchimento. Esse generalmente hanno diametri tra i 3 e i 10 cm e lunghezze variabili tra 60 e 120 cm, tagliate e messe subito a dimora durante il riposo vegetativo ed in condizioni di terreno non gelato. Le talee vanno infisse nella sponda ad un'altezza non inferiore a quella del livello di morbida. L'impianto delle talee viene fatto praticando dei fori nelle fessure della scogliera e mettendo a dimora le talee con una leggera battitura. Le fessure vanno poi colmate con il terreno e devono essere leggermente compattate. Per evitare il disseccamento della parte sporgente occorre ripassare l'impianto con motosega, lasciando sporgere le talee per una lunghezza di soli 5-10 cm. Il rinverdimento arbustivo dell'argine è favorito se viene ridotta la concorrenza delle specie erbacee antagoniste all'insediamento degli arbusti, pertanto è opportuno non prevedere la semina erbacea se si prevede l'impianto di talee di salice. Con l'attecchimento delle talee la stabilizzazione dell'argine inizia dopo la formazione delle radici, infatti lo sviluppo dell'apparato radicale dei salici permette di ottenere un collegamento tra la scogliera ed il terreno retrostante. Il naturale aumento delle dimensioni dei tronchi delle piante dovuto alla crescita genera una compressione tra massi vicini con un aumento della stabilità globale dell'opera. Le parti aeree delle piante offrono inoltre un completo mascheramento dell'opera, migliorando l'inserimento paesaggistico e diminuendo la velocità dell'acqua nei pressi delle sponde, a causa dell'aumento

della scabrezza. Un altro vantaggio dell'impianto di talee tra i massi è dovuto al fenomeno di traspirazione delle piante che sottrae acqua al terreno, soprattutto nel caso di sponde alla base di versanti umidi.

Nella parte superiore della massicciata, generalmente non interessata dalla presenza dell'acqua se non in occasione degli eventi di piena eccezionali, è possibile ricoprire i massi con terreno agrario che verrà successivamente piantumato. La massicciata viene inoltre immersata in sommità per una lunghezza indicativamente pari a 1.5 m.

La protezione di sponda realizzata tramite scogliera ha il pregio ambientale di creare una serie di microhabitat favorevoli all'insediamento di molti organismi acquatici; in particolare le zone di calma tra i massi offrono riparo a quegli organismi che mal sopportano le condizioni di sforzo idrodinamico esercitate dalla corrente. Inoltre la vicinanza di queste zone di calma con le zone caratterizzate da elevata velocità permette un buon ricambio delle acque e un continuo rifornimento di materia organica necessaria per la vita delle specie che qui vivono. Esperimenti effettuati sulle protezioni di sponda a rip-rap hanno dimostrato che con questa tipologia di opere si ottiene un aumento sia del numero delle specie presenti, sia del numero di individui per specie. Questi effetti a livello di micro-scala si ripercuotono favorevolmente anche sull'habitat dei pesci.

9.2. PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE

La soluzione adottata per le difese spondali viene replicata, con una configurazione geometrica ovviamente diversa e senza l'impianto di talee, anche per la protezione della fondazione (PP1) di una delle pile centrali del ponte sulla Strada Comunale dei Gessi (v. Figura 5).

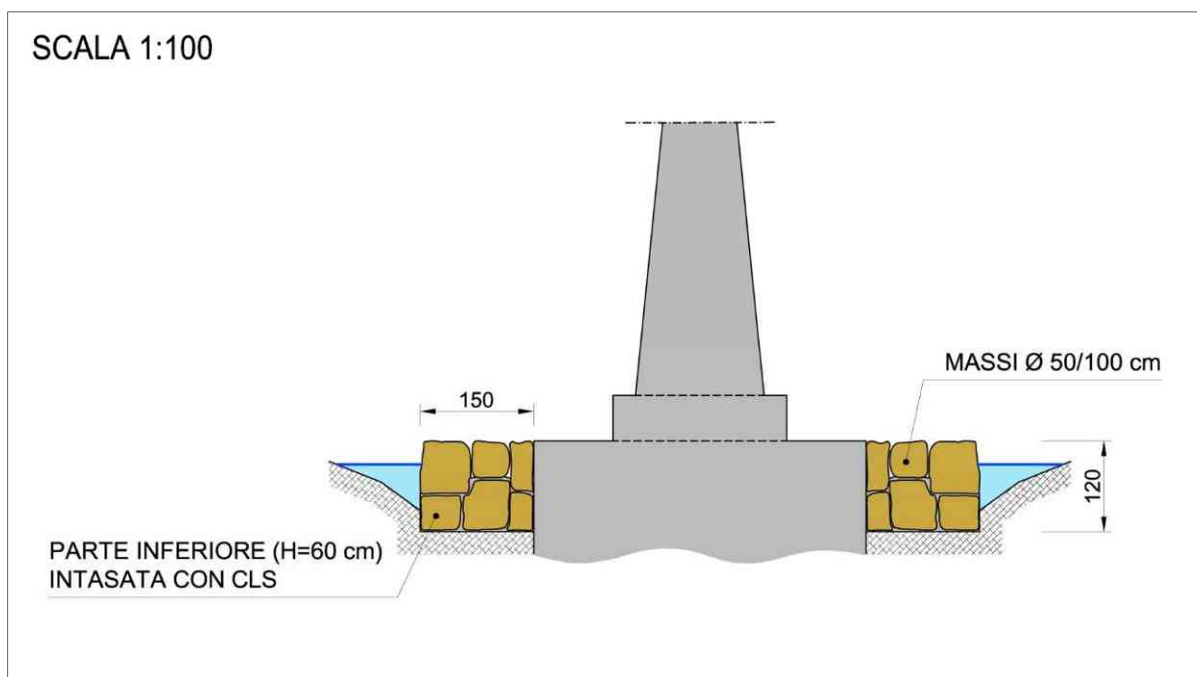


Figura 5 - Protezione fondazione pila ponte (PP1)

Si tratta di una scogliera a sezione rettangolare da 150x120 cm che circonda l'intera fondazione. Il volume complessivo è pari a circa 55.44 mc e la metà inferiore (H=60 cm) + intasata con conglomerato cementizio.

9.3. RIPULITURA ALVEO FLUVIALE

L'intervento di ripulitura del corso fluviale comprende:

- il decespugliamento dell'alveo e delle sponde;
- la sramatura e il taglio delle cimaie presenti sulla proiezione dell'alveo;
- il taglio selettivo degli alberi insistenti sull'alveo e sulle sponde (senza rimozione delle ceppaie);
- la rimozione degli accumuli terrosi di deposito, con scavo a mano o a macchina;
- la movimentazione a mano o a macchina del materiale litoide accumulato in punti isolati dell'alveo e pregiudizievole per il deflusso delle acque;
- lo smaltimento del materiale vegetale minuto, soggetto a riduzione in scaglie con decespugliatore o con cippatura;
- lo smaltimento e il trasporto del materiale vegetale in discarica ove non risulta possibile la riduzione in scaglie;
- lo smaltimento e il trasporto alle pubbliche discariche dei rifiuti solidi urbani rinvenuti sulle sponde dell'alveo;
- il decespugliamento boschivo per la realizzazione di varchi di accesso all'alveo.

10. VERIFICA DI STABILITA' SCOGLIERA

Nella letteratura tecnica sono disponibili varie procedure per la valutazione della stabilità dei materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici della velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalle correnti sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo risulta quando

$$\tau_{cr} \geq \tau_0$$

ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente.

La tensione tangenziale sul fondo dell'alveo è data dalla formula:

$$\tau_0 = \gamma R i$$

che, per alvei con base molto maggiore del tirante idrico ed in condizioni di moto permanente può scriversi:

$$\tau_0 = \gamma R j$$

dove γ [kg/m³] é il peso specifico dell'acqua, R [m] é il raggio idraulico della sezione, h il tirante idrico [m], i [m/m] la pendenza del fondo e j [m/m] la cadente.

Per la tensione tangenziale presente sulle sponde si può considerare il 75% di quella sul fondo.

La presente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} \geq \Theta(Re^*)$$

dove:

τ_{cr} tensione tangenziale critica [kg/m²]

γ_s peso specifico materiale d'alveo [kg/m³]

γ peso specifico dell'acqua [kg/m³]

d diametro del granulo [m]

Θ parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano (Re^*) relativo alla velocità di attrito u^* :

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho}}$$

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo.

In particolare alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

$\Theta = 0.047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;

$\Theta = 0.058 \div 0.060$ nella espressione originate di Shields per $Re^* > 400$;

$\Theta = 0.116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- a) Shields - Krey: la formula (1936) é stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione $d \ll h$, dove d é il diametro medio del materiale considerato e h é l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.06$$

- b) Zeller: la formula (1963) é relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.047$$

- c) Armanini: la formula (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale e dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.06 \left[1 + 0.67 \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]$$

- d) Egiazaroff: la formula è applicabile a miscugli non omogenei nel campo di regime assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{0.1}{\left[\log \left(\frac{19d}{d_{50}} \right) \right]^2}$$

In base alle espressioni sopra riportate può essere verificata la condizione di stabilità del materiale di fondo naturale, facendo riferimento all'espressione di Zeller (valida per miscugli omogenei) e Egiazaroff (valida per miscugli non omogenei).

Si precisa che le formule sperimentali sopra riportate sono state ricavate facendo riferimento al movimento di particelle isolate posate sul fondo di un alveo naturale.

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda (α) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[\cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \alpha}{\text{tg}^2 \varphi}} \right]$$

dove $\tau_{cr}(0)$ è la tensione critica sul fondo, α l'inclinazione delle sponde e φ l'angolo di attrito interno del materiale.

La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

In pratica si verifica che il coefficiente di sicurezza sia almeno pari a 1.3:

$$F_s = \frac{\tau_{cr}}{\tau_0} \geq 1.3$$

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti la scogliera in progetto, si è fatto riferimento all'espressione di Shields nella formulazione di Armanini. Per tenere conto dell'inclinazione del paramento si è utilizzata l'espressione di Lane (1953) sopra riportata.

Sulla base delle caratteristiche geometriche del corso d'acqua si assume, cautelativamente, un valore di pendenza (i) pari al **2.0%**, uguale a quasi 4 volte la pendenza longitudinale media del corso d'acqua, considerato anche il salto localizzato sulla briglia a valle della S.P. n° 147 di Paganica.

Le scogliere sono stati progettate con una pendenza del paramento esterno di poco inferiore a **1/1** corrispondente ad un'inclinazione effettiva di **44.33°** (α); l'altezza massima rispetto al fondo alveo è assunta pari a **3.10 m** (h), nell'ipotesi che la fondazione rimanga completamente scoperta; è cautelativamente adottato un raggio idraulico (R) pari a **2.60 m** mentre l'angolo di attrito interno del materiale da scogliera è stato assunto pari a **60°** (φ).

Tabella 10.1 - VERIFICA DI STABILITA' SCOGLIERE IN MASSI DI CAVA														
MASSI SU FONDO ALVEO														
Gw	Gm	R	h	i	d	psi	tau0	tau cr	Fs	Vteorico	Vmcm	Pmasso		
kg/m³	kg/m³	m	m		m					m³	m³	kg		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.50	0.07614	52.00	54.06	1.04	0.065	0.100	242		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.55	0.07693	52.00	60.08	1.16	0.087	0.133	322		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.60	0.07769	52.00	66.19	1.27	0.113	0.173	418		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.65	0.07841	52.00	72.37	1.39	0.144	0.220	532		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.70	0.07910	52.00	78.63	1.51	0.180	0.274	664		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.75	0.07977	52.00	84.96	1.63	0.221	0.338	817		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.80	0.08042	52.00	91.36	1.76	0.268	0.410	991		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.85	0.08105	52.00	97.83	1.88	0.322	0.491	1189		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.90	0.08166	52.00	104.36	2.01	0.382	0.583	1411		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.95	0.08225	52.00	110.96	2.13	0.449	0.686	1660		
1000	2420	2.600	3.100	0.02	1.00	0.08283	52.00	117.62	2.26	0.524	0.800	1936		
MASSI SULLA SPONDA (inclinazione alpha=44.33°, angolo di attrito materiale phi=60.00°)														
Gw	Gm	R	h	i	d	psi	0.75*tau0	alpha	phi	cos(alpha)	tg(alpha)	tg(phi)	tau cr	Fs
kg/m³	kg/m³	m	m		m			°	°					
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.50	0.07614	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	31.93	0.82
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.55	0.07693	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	35.49	0.91
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.60	0.07769	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	39.10	1.00
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.65	0.07841	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	42.75	1.10
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.70	0.07910	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	46.45	1.19
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.75	0.07977	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	50.18	1.29
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.80	0.08042	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	53.97	1.38
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.85	0.08105	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	57.79	1.48
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.90	0.08166	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	61.65	1.58
1000	2420	2.600	3.100	0.02	0.95	0.08225	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	65.54	1.68
1000	2420	2.600	3.100	0.02	1.00	0.08283	39.00	44.33	60	0.71533	0.97688	1.73205	69.48	1.78

I risultati delle verifiche (v. Tabella 10.1) portano ad individuare le condizioni più critiche per i massi sulla sponda. In questo caso, per conseguire un valore di $F_s \geq 1.3$ i massi della scogliera dovranno avere diametro non inferiore a **d = 0.80 m**, a cui corrispondono i seguenti volumi:

$$V_{teorico} = \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{d}{2}\right)^3 \pi = 0.268 \text{ m}^3$$
$$V_{MCM} = 0.80 d^3 = 0.410 \text{ m}^3$$

V_{MCM} rappresenta il volume del “**masso caratteristico maggiore**” a cui corrisponde, nel caso specifico, un peso di **991 kg**. Il progetto prevede l'utilizzo di massi ciclopici di cava di peso non inferiore a **1000 kg**, coerentemente con i risultati della verifica.

11. CONCLUSIONI

Lungo il Fiume Foglia e lungo i suoi affluenti si sono registrate nel corso del tempo delle situazioni di squilibrio territoriale ed ambientale che richiedono l'attuazione di provvedimenti risolutivi in grado di controllare lo sviluppo dei processi geodinamici connessi sia con l'evoluzione dell'ambiente fluviale sia con le attività antropiche presenti lungo i terrazzi alluvionali adiacenti. Per tale motivo il progetto delle opere di risanamento ambientale deve necessariamente prevedere un sistema complesso di interventi per la riduzione del rischio idrogeologico.

Il presente progetto, redatto dallo scrivente studio su incarico dell'Unione Montana Montefeltro (Determinazione n° 83 del 20.05.2019), prevede l'esecuzione di opere radenti, che quindi non influiscono sulla regolazione del deflusso delle acque, con ricorso a tecniche di ingegneria naturalistica atte alla sistemazione ed alla difesa delle sponde del fiume Foglia in corrispondenza dell'abitato di Lunano (PU), nonché alla protezione della fondazione di una pila del ponte sulla Strada Comunale dei Gessi. Sono inoltre previsti interventi di ripulitura dell'alveo da eseguire in modo discontinuo sullo stesso tratto fluviale.

Nella presente relazione sono stati presi in esame gli aspetti geologici dell'intervento finalizzando lo studio alla caratterizzazione litostratigrafica, geotecnica e sismica del sito nonché alla valutazione della stabilità della nuova scogliera.

Data: Maggio 2019

il tecnico

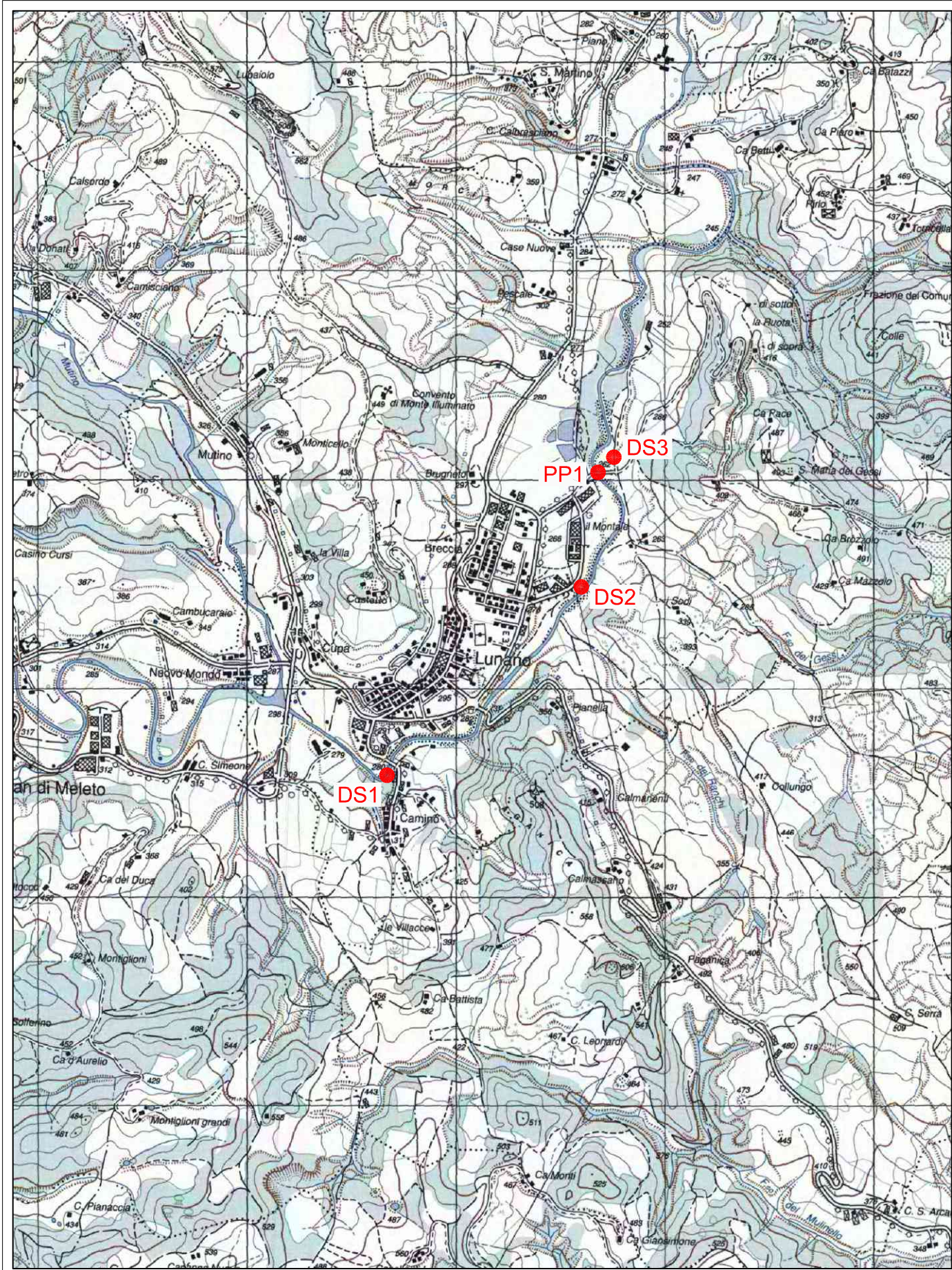


CARTA TOPOGRAFICA D'ITALIA

scala 1:25000

Foglio 279 - Urbino

Sezione IV - Sassocorvaro



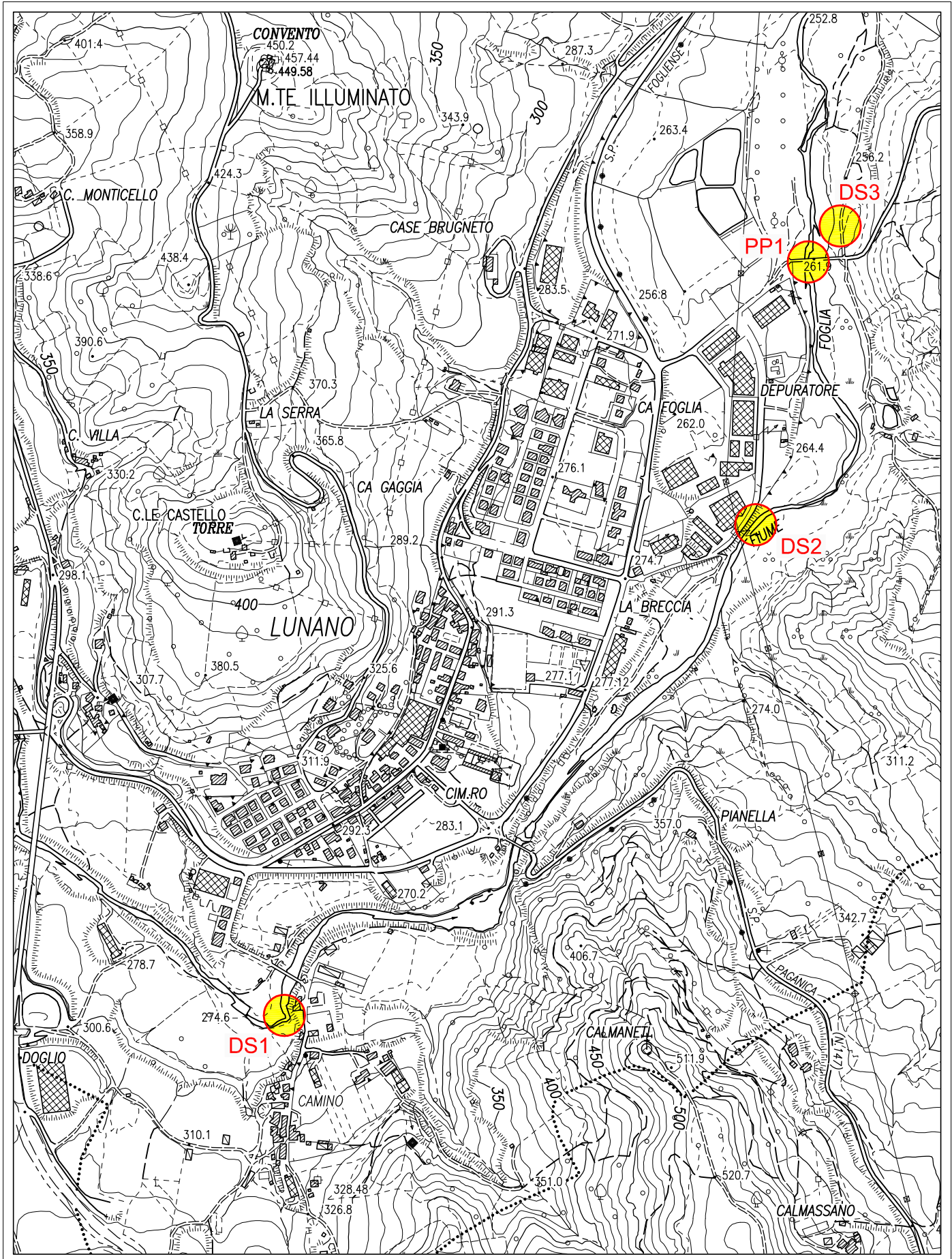
● UBICAZIONE NUOVE OPERE (DSi: DIFESE SPONDALE - PP1: PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE)

CARTA TECNICA NUMERICA REGIONE MARCHE

scala 1:10000

Foglio 279 - Urbino

Sezione 279060 - Lunano



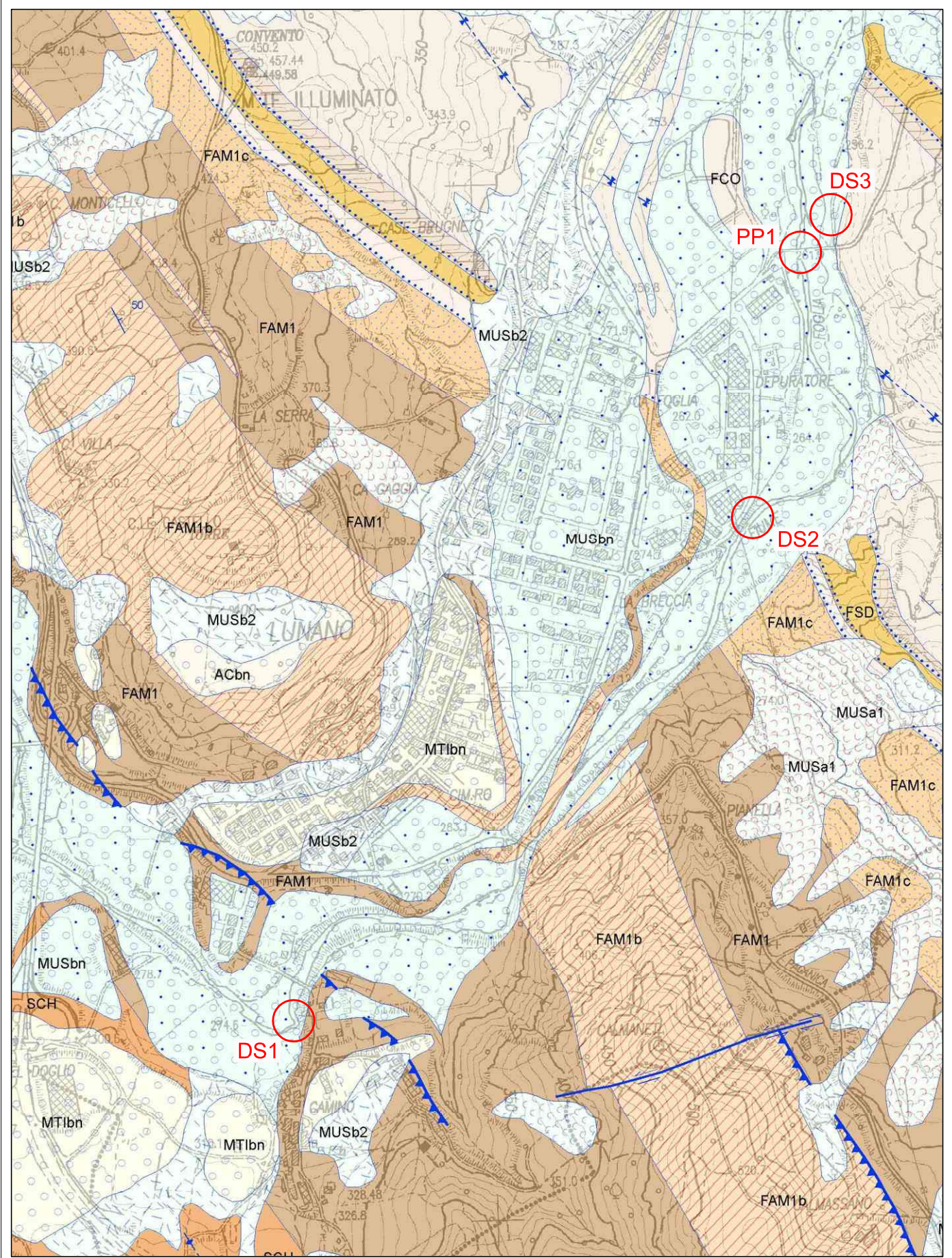
UBICAZIONE NUOVE OPERE (DSi: DIFESE SPONDALE - PP1: PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE)

CARTA GEOLOGICA REGIONALE

scala 1:10000

Foglio 279 - Urbino

Sezione 279060 - Lunano



UBICAZIONE NUOVE OPERE (DSi: DIFESE SPONDALI - PP1: PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE)




LEGENDA GEOLOGICA

DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

VERSANTE MARCHIGIANO

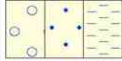
SINTEMA DEL MUSONE

(OLOCENE)

	MUSa1	Frane in evoluzione
	MUSa1q	Frane senza indizi di evoluzione
	MUSa	Depositi di versante
	MUSb2	Depositi eluvio-colluviali
	MUSbn	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)

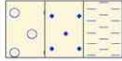
SINTEMA DI MATELICA

(PLEISTOCENE SUPERIORE)

	MTlbn	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)
---	-------	---

SUPERSINTEMA DI COLLE ULIVO-COLONIA MONTANI

(PLEISTOCENE MEDIO SOMMITALE)

	ACbn	Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)
---	------	---





SUCCESSIONE UMBRO-MARCHIGIANO-ROMAGNOLA




SUCCESSIONE MIOCENICA

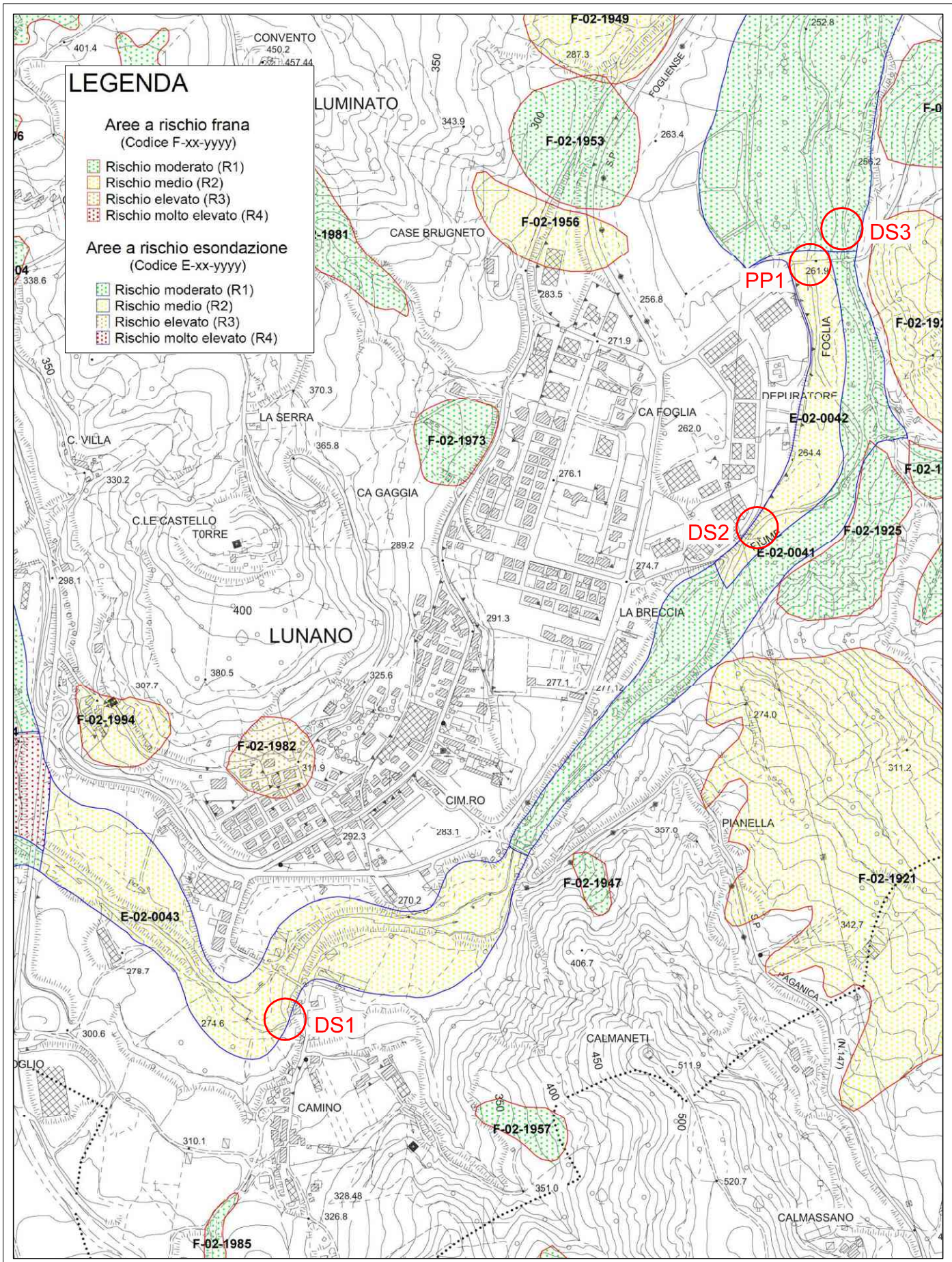
	FCO	FORMAZIONE A COLOMBACCI Messiniano sup.
	FCOb	FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies conglomeratica Messiniano sup.
	FSD	FORMAZIONE DI SAN DONATO Messiniano sup.
	FSDb	FORMAZIONE DI SAN DONATO litofacies arenacea di Battilana Messiniano sup.
	GES	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA Messiniano
	GESa	FORMAZIONE GESSOSO-SOLFIFERA Gessi Messiniano
	FAM1	FORMAZIONE MARNOSO-ARENACEA MARCHIGIANA Membro di S. Angelo in Vado Tortoniano inf.- Messiniano basale
	FAM1c	FORMAZIONE MARNOSO-ARENACEA MARCHIGIANA Membro di S. Angelo in Vado litofacies di Belvedere Tortoniano inf.- Messiniano basale
	FAM1b	FORMAZIONE MARNOSO-ARENACEA MARCHIGIANA Membro di S. Angelo in Vado litofacies di Urbana Tortoniano inf.- Messiniano basale

scala 1:10000

LEGENDA

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

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



UBICAZIONE NUOVE OPERE (DSi: DIFESE SPONDALI - PP1: PROTEZIONE FONDAZIONE PILA PONTE)

RELAZIONE GEOFISICA

**INDAGINE SISMICA PASSIVA MEDIANTE “TROMOGRAFO
DIGITALE” (METODO NAKAMURA)
STIMA DEL $V_{s,eq}$ CON MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE
DI RISONANZA DA STAZIONE SINGOLA - METODO H/V**

Comune: Lunano (PU)

Località: Ponte sulla Strada Provinciale n° 147 Paganica

Committente: Dott. Geol. Paolo Ceccarini

Data prova geofisica: 20/07/2016

Data prova geofisica: 30/05/2019

RELAZIONE GEOFISICA

Novafeltria, 30 maggio 2019



PREMESSA E GENERALITA'

MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA

In linea di principio, visto che il suolo è assimilabile ad un corpo viscoelastico, è possibile misurarne le frequenze proprie di oscillazione in ogni punto. Queste frequenze dipendono dalle proprietà meccaniche e dalla morfologia attorno al punto di misura. Per la misura delle frequenze di risonanza solitamente viene applicato al corpo una sollecitazione nota (un impulso), misurando poi la risposta del corpo in termini di spostamenti o accelerazioni. La risposta del suolo può essere studiata in questa maniera utilizzando come funzione di eccitazione le onde di un terremoto o di una sorgente artificiale (sismica attiva).

In alternativa si può utilizzare come funzione di eccitazione il rumore sismico di fondo. (sismica passiva).

Il rumore sismico ambientale viene generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche o vento) e dall'attività antropica. Viene detto anche "microtremore" perché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Al rumore di fondo, sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali antropiche e naturali. I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume P ed S, in parte da onde di superficiali che hanno velocità prossime a quelle delle onde S.

Il rumore sismico può essere misurato con il tromografo digitale Tromino ed analizzate con il software Grilla.

METODO H/V

Dopo i primi studi di Kanai (1957), diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito. La tecnica maggiormente consolidata, proposta da Nogoshi & Igarashi (1970), prende in esame i rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectra Ratio HVSR o H/V). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire la frequenza di risonanza fondamentale del sottosuolo.

L'ampiezza del picco del rapporto H/V, pur essendo legata all'entità del contrasto di impedenza tra gli strati, non è correlabile all'amplificazione sismica in modo semplice.

In un mezzo "semplice", per es. coltre alterazione + bedrock (o strato assimilabile al bedrock; ad es. argille su ghiaie), dove i parametri sono costanti in ciascuno strato (1-D), i due strati hanno rispettivamente diverse densità ρ_1 e ρ_2 e diverse velocità delle onde sismiche V_1 e V_2 . Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidenti (λ) è 4 volte (o i suoi multipli

dispari) lo spessore H del primo strato. Quindi la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f = V_{s1}/4H \quad (1)$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non risulta interpretabile applicando semplicemente l'equazione (1). E' necessario applicare il processo di inversione che richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- contenuto in frequenza
- risposta strumentale
- ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

INTERPRETAZIONE SEMPLIFICATA DI TECNICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA

- La frequenza fondamentale di risonanza f del sedimento dipende dallo spessore H del sedimento e dalla velocità media V delle onde nel sedimento.

ATTENZIONE!
Questa formula vale
solo nei sistemi
strato+bedrock

$$f = \frac{V}{4H} n \quad n = 1, 3, 5...$$

- Conoscendo lo spessore H del sedimento è possibile avere informazioni sulla velocità media delle onde S .
- Alternativamente, conoscendo quest'ultima è possibile definire lo spessore H dello strato sedimentario.

I valori assoluti degli spettri orizzontali (H) e verticali (V) variano con il livello assoluto del rumore ambientale (alte frequenze, disturbi "antropici" tipo mezzi in movimento, lavorazioni, calpestio ecc.). Nella pratica si usa H/V perché è un buon normalizzatore e, come ampiamente riconosciuto nella letteratura scientifica internazionale, H/V misura direttamente le frequenze di risonanza dei terreni.

STIMA DI $V_{S,eq}$ A PARTIRE DA MISURE A STAZIONE SINGOLA

L'analisi H/V permette di identificare i contrasti di impedenza tra gli strati. Una coltre di sedimenti sovrastanti un substrato roccioso (bedrock) darà un picco nella funzione H/V. Però anche una coltre di sedimenti fini sopra uno strato di ghiaia può generare un massimo nella funzione H/V. In questo caso lo strato di ghiaia viene in genere indicato come bedrock-like (strato assimilabile al bedrock) anche se la sua velocità è inferiore agli 800 m/s previsti dalla normativa. Anche questi strati bedrock-like sono in grado di creare fenomeni di intrappolamento d'onde e quindi fenomeni di risonanza, se la discontinuità nelle V_s è netta.

In base alla precedente equazione, il segnale, una volta pulito dagli effetti antropici ad alta frequenza (>30Hz), si può risolvere o conoscendo la V_s del materiale oppure, conoscendo gli spessori, si determina la V_s .

Quindi risulta indispensabile avere a disposizione dei vincoli da prove dirette del sottosuolo (penetrometrie, carotaggi) per poter associare ai picchi rilevati dalle misure di microtremore dei contrasti di impedenza adeguati, cioè modellare il mezzo geologico affinché rappresenti in maniera attendibile il sottosuolo, cioè strati con spessori e velocità associabili alla curva misurata delle frequenze di risonanza con il rapporto spettrale H/V.

Nel caso semplice di strato omogeneo sopra un bedrock, se da misure dirette è nota la profondità H del bedrock (o bedrock-like) si può calcolare il $V_{S,30}$ attraverso le misure di fr. Se $H > 30$ m, il valore di $V_{S,30}$ viene calcolato direttamente dalla [1].

Se $H \leq 30$ m, allora:

$$V_{S,30} = \frac{30}{t_H + t_{30-H}} = \frac{30}{(1/f_r) + (30-H)/V_B} \quad [2]$$

dove V_B è la velocità delle onde S nel bedrock o bedrock-like.

Le N.T.C. 2018 hanno introdotto il concetto di velocità equivalente $V_{S,eq}$ al posto di $V_{S,30}$ riferendo questo valore alla profondità H del bed-rock sismico (per il quale $V_s \geq 800$ m/s). Per $H > 30$ m si ha:

$$V_{S,eq} = V_{S,30}$$

Valori orientativi di velocità delle onde S sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Valori caratteristici delle onde S nei vari tipi di suolo (Borcherdt,1994).

Tipi di suolo	Vs min. (m/s)	Vs media (m/s)	Vs max. (m/s)
Rocce molto dure (rocce metamorfiche poco fratturate)	1400	1620	...
Rocce dure (graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie ed argilliti da poco a mediamente fratturati)	700	1050	1400
Suoli ghiaiosi e rocce da tenere a dure (rocce sedimentarie tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con + del 20% di ghiaia)	375	540	700
argille compatte e suoli sabbiosi (sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose o limose, argille da medie a compatte)	200	290	375
Terreni teneri (terreno di riporto sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

MODI DI VIBRARE

Come il sottosuolo, eccitato dalle onde che lo attraversano, presenta più modi di vibrare anche le strutture e gli edifici in c.a. presenta a loro volta delle frequenze di risonanza proprie dell'edificio.

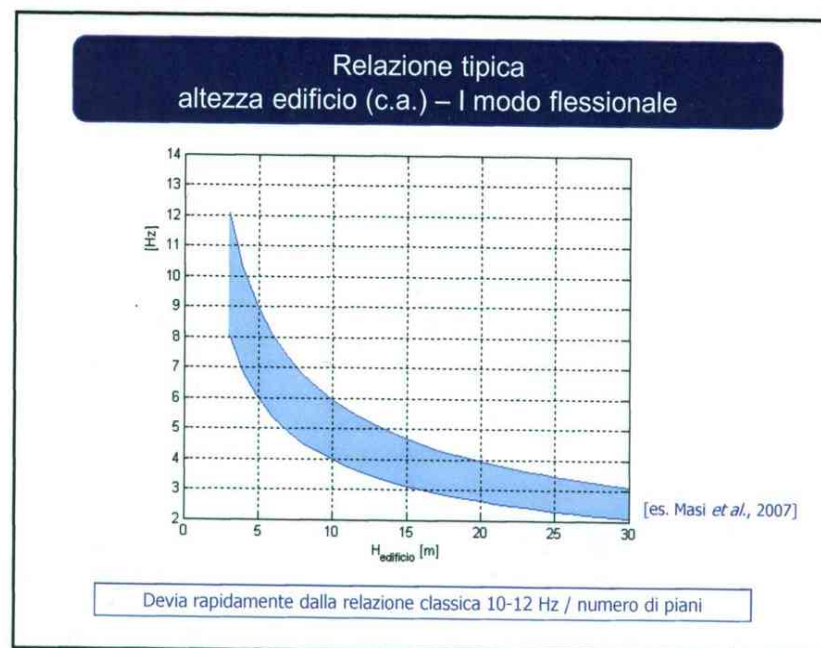
E' indispensabile evitare i fenomeni di doppia risonanza cioè quei casi in cui la frequenza propria del terreno ha picchi con frequenze di risonanza simili o leggermente inferiori a quelle dell'edificio.

Condizione ideale sarebbe data da una risonanza dell'edificio a frequenze minori di quelle del sottosuolo. Se le risonanze suolo-struttura coincidono la situazione è problematica dal punto di vista della vulnerabilità sismica, così come se la risonanza della struttura è a frequenze di poco superiore a quelle del sottosuolo la situazione è ugualmente problematica perché :

- a) gli edifici con il proprio danneggiamento diminuiscono la loro frequenza di risonanza propria,
- b) il sottosuolo può manifestare modi di vibrare di ampiezza maggiore e a frequenza maggiore rispetto a quella visibile con i microtremori.

Quindi è opportuno che la frequenza di risonanza della struttura risulti sempre inferiore al picco di risonanza del terreno od almeno al di fuori del 40% dell'ampiezza del picco di risonanza del terreno.

Si allega di seguito il grafico semplificato che mette in relazione la frequenza di risonanza teorica per edifici in relazione alla loro altezza in metri, in modo da poter confrontare in maniera speditiva se sono possibili fenomeni di doppia risonanza (da "Tecniche di sismica passiva e attiva", Silvia Castellaro, 2010).

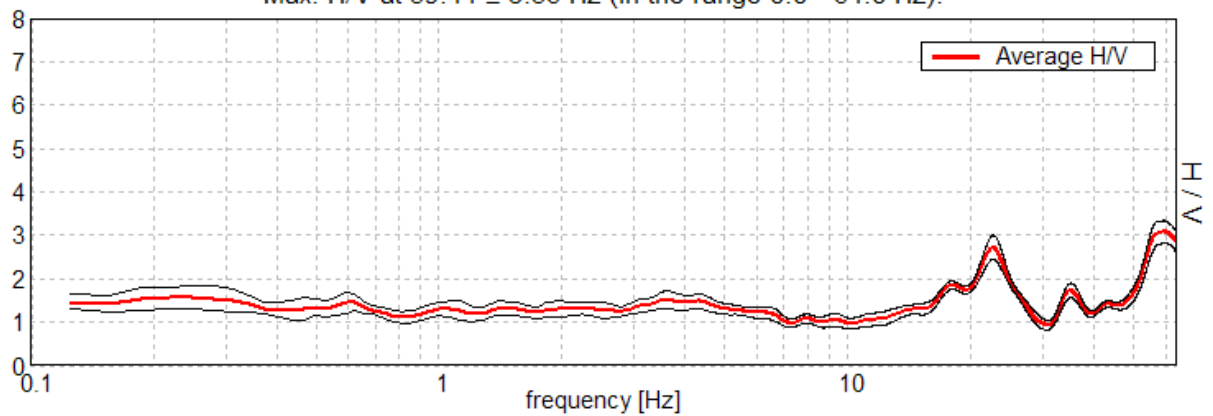


RISULTATI DELL'INDAGINE SISMICA IN COMUNE DI LUNANO (PU)
LOCALITA': Ponte sulla Strada Provinciale n° 147 Paganica

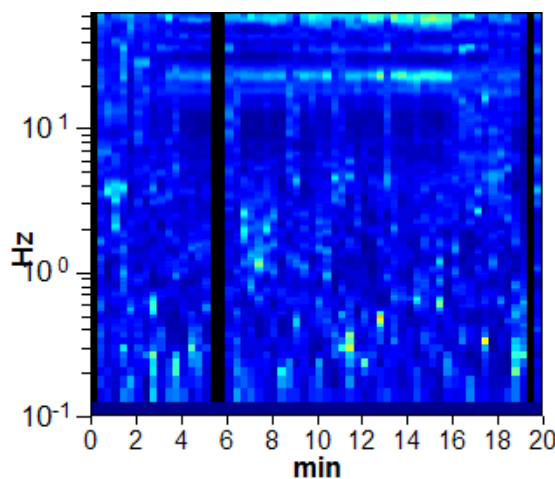
Start recording: 20/07/16 11:54:03 End recording: 20/07/16 12:14:04
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 93% trace (manual window selection)
Sampling frequency: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 10%

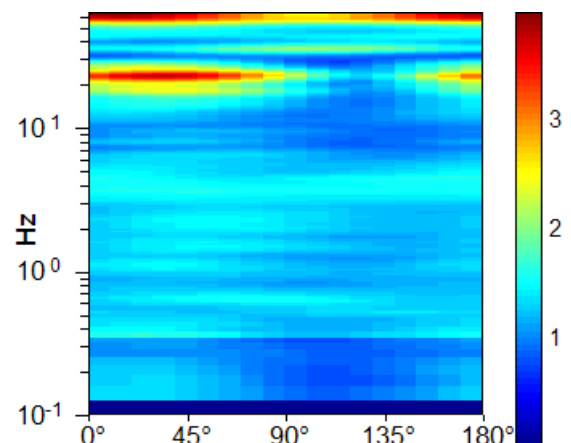
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO
Max. H/V at 59.44 ± 3.56 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



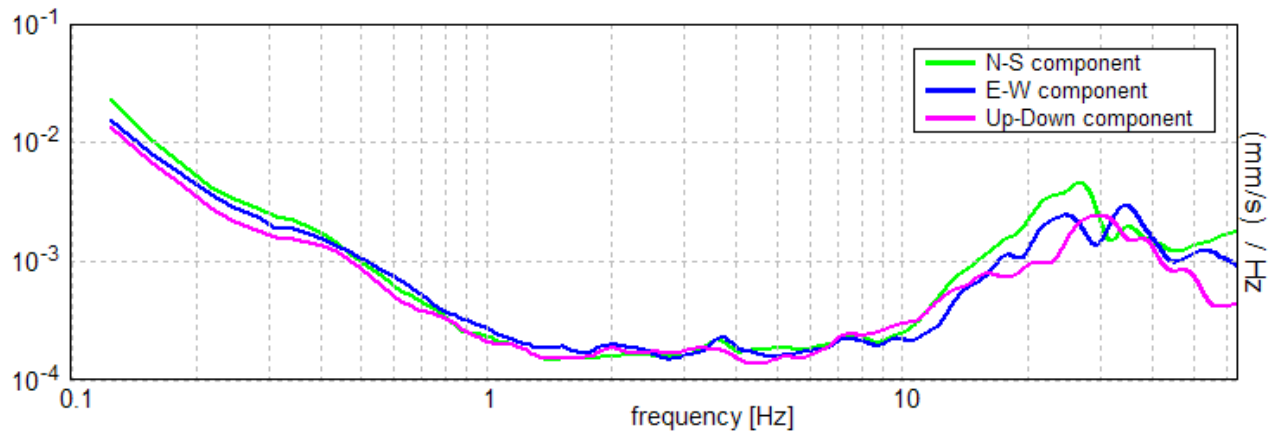
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

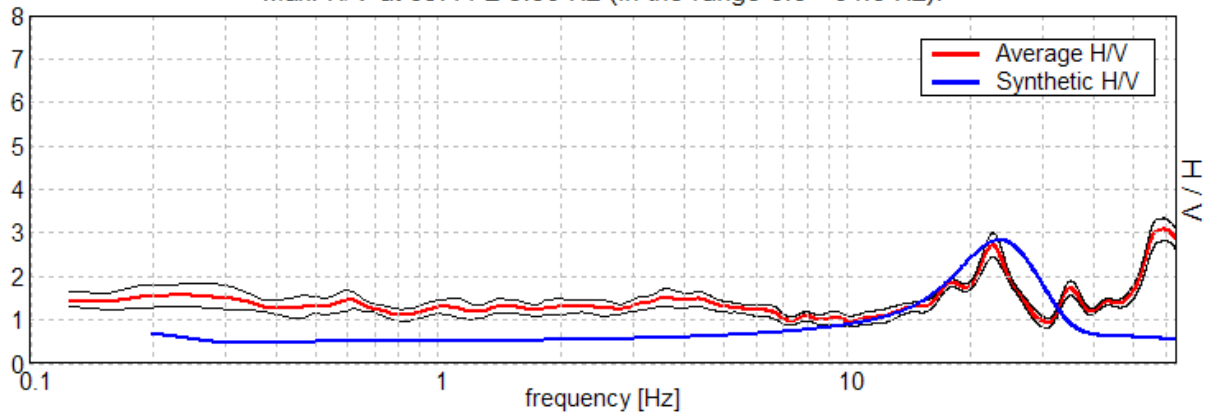


SINGLE COMPONENT SPECTRA



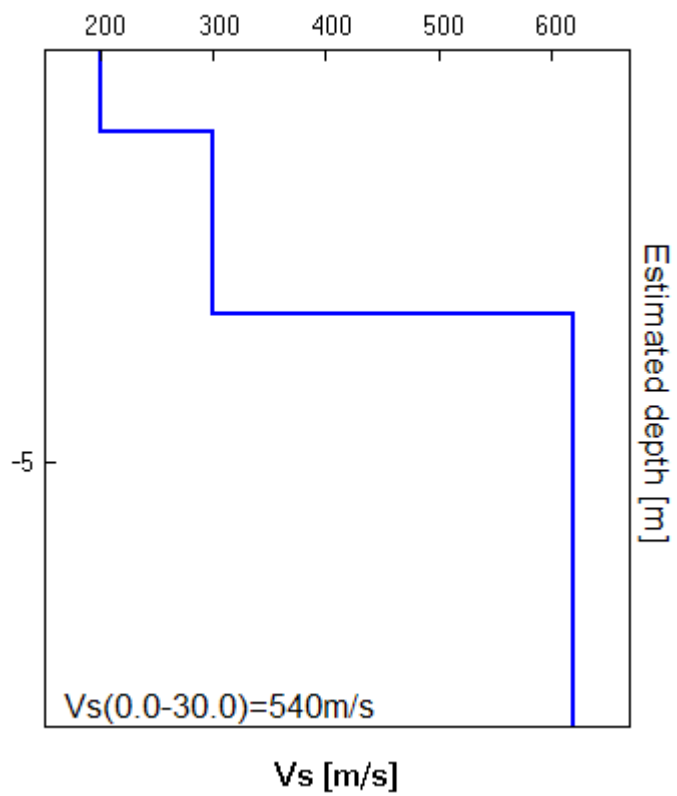
EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 59.44 ± 3.56 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	200	0.35
3.20	2.20	300	0.30
inf.	inf.	620	0.25

$V_s(0.0-30.0)=540\text{m/s}$



[According to the Sesame, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 59.44 ± 3.56 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	59.44 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	66570.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1098 times	OK	

Criteria for a clear HVSR peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	49.094 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	3.08 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.02957 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	1.75749 < 2.97188	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1274 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

CONCLUSIONI

La velocità media delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità è risultata essere pari a:

$$V_{s,30} = 540 \text{ m/sec } \pm 20\% \text{ alla superficie.}$$

Valutato che nell'ambito dei primi 30 m di profondità $V_s < 800 \text{ m/s}$, si può considerare:

$$V_{s,eq} = V_{s,30}$$

Si consiglia di adottare per il suolo in esame la categoria:

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

NOVAFELTRIA, 30 maggio 2019

SOIL INVESTIGATION s.n.c.
Dott. Marco Rossi, Dott. Stefano Biordi

SOIL INVESTIGATION s.n.c.
di MARCO ROSSI & C.
Via Sartiano 1
61013 NOVAFELTRIA (PC)
RL: 02 139 670 414

PERICOLOSITA' SISMICA

1 PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

3 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti

strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

4 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- Stralcio della tabella contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p_1 , p_2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1} , T_{R2} .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_o , T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

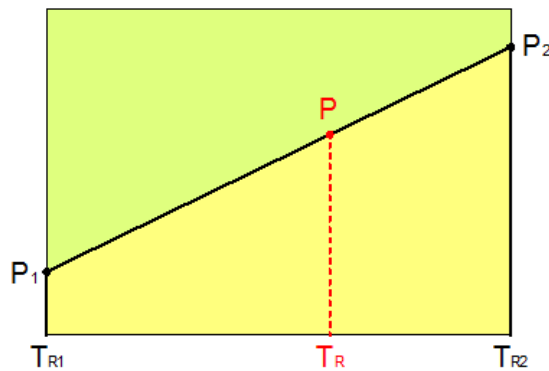


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

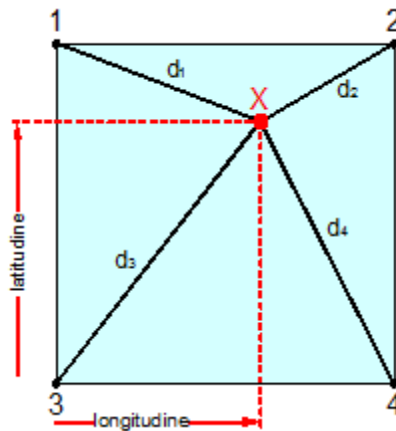


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

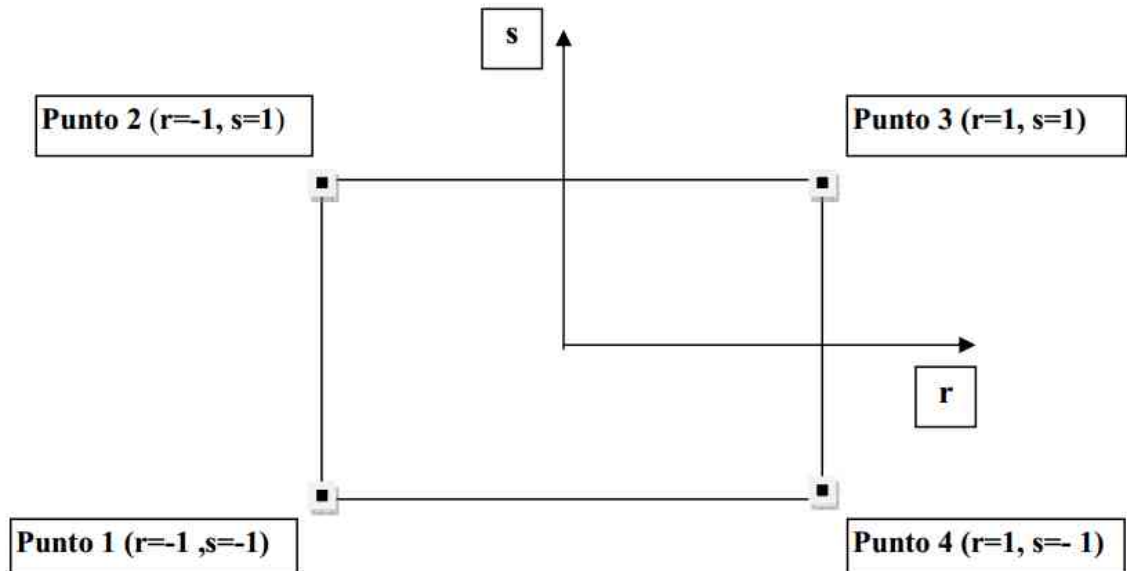


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_C^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5 PERICOLOSITA' SIMICA DI BASE

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1 Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2 Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2:** $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.20$; **T4:** $S_T = 1.40$.

5.3 Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

5.4 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.5 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

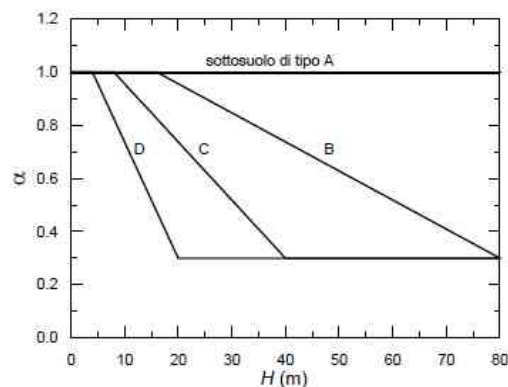


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$

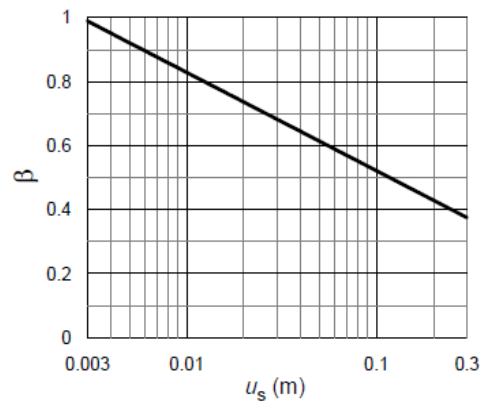


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 30/05/2019

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso (Cu): 1
Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 43,7298965 [°]
Longitudine (WGS84): 12,4467325 [°]
Latitudine (ED50): 43,7308464 [°]
Longitudine (ED50): 12,4476871 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	20297	43,729660	12,383140	5188,04
2	20298	43,730290	12,452350	379,68
3	20076	43,780300	12,451450	5507,47
4	20075	43,779660	12,382250	7555,50

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,059	2,472	0,270
SLD	50	0,075	2,445	0,281
	72	0,087	2,437	0,289
	101	0,100	2,447	0,294
	140	0,114	2,433	0,305
	201	0,131	2,439	0,310
SLV	475	0,179	2,468	0,322
SLC	975	0,230	2,519	0,327
	2475	0,311	2,562	0,340

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,058	2,471	0,270
SLD	50	0,073	2,445	0,283
	72	0,085	2,448	0,290
	101	0,097	2,453	0,296
	140	0,111	2,441	0,307
	201	0,127	2,444	0,312
SLV	475	0,175	2,458	0,325
SLC	975	0,226	2,499	0,330
	2475	0,309	2,540	0,340

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,057	2,470	0,269
SLD	50	0,072	2,445	0,283
	72	0,083	2,448	0,290
	101	0,096	2,444	0,296
	140	0,109	2,434	0,307
	201	0,126	2,434	0,312
SLV	475	0,174	2,438	0,326
SLC	975	0,226	2,473	0,331
	2475	0,308	2,524	0,340

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,058	2,474	0,269
SLD	50	0,073	2,449	0,282
	72	0,085	2,446	0,289
	101	0,098	2,450	0,295
	140	0,111	2,436	0,305
	201	0,128	2,438	0,311
SLV	475	0,176	2,452	0,324
SLC	975	0,227	2,494	0,329
	2475	0,309	2,539	0,340

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,058	2,471	0,270
SLD	50	0,073	2,445	0,283
SLV	475	0,175	2,457	0,325
SLC	975	0,227	2,498	0,329

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1,000

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

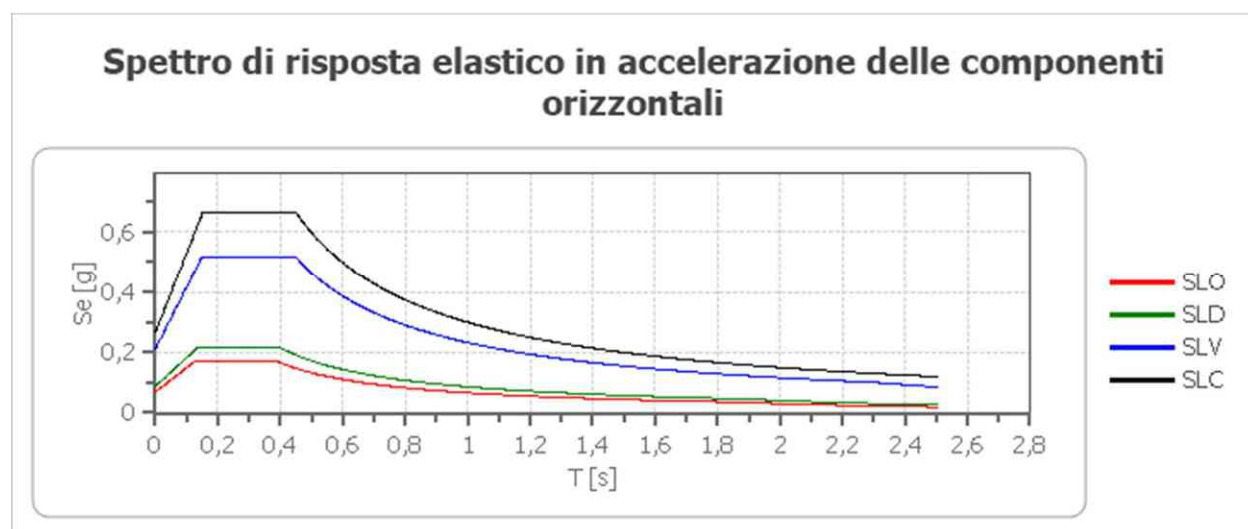
Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,014	0,018	0,051	0,074
kv	0,007	0,009	0,025	0,037
amax [m/s ²]	0,681	0,858	2,064	2,599
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Muri di sostegno NTC 2018

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,041	0,080	--
kv	--	0,021	0,040	--
amax [m/s ²]	0,681	0,858	2,064	2,599
Beta	--	0,470	0,380	--

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,058	2,471	0,270	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,129	0,386	1,831	0,069	0,172
SLD	1,0	0,073	2,445	0,283	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,134	0,401	1,892	0,088	0,214
SLV	1,0	0,175	2,457	0,325	1,200	1,380	1,000	1,200	1,000	0,149	0,448	2,302	0,211	0,517
SLC	1,0	0,227	2,498	0,329	1,170	1,370	1,000	1,170	1,000	0,150	0,451	2,506	0,265	0,662

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

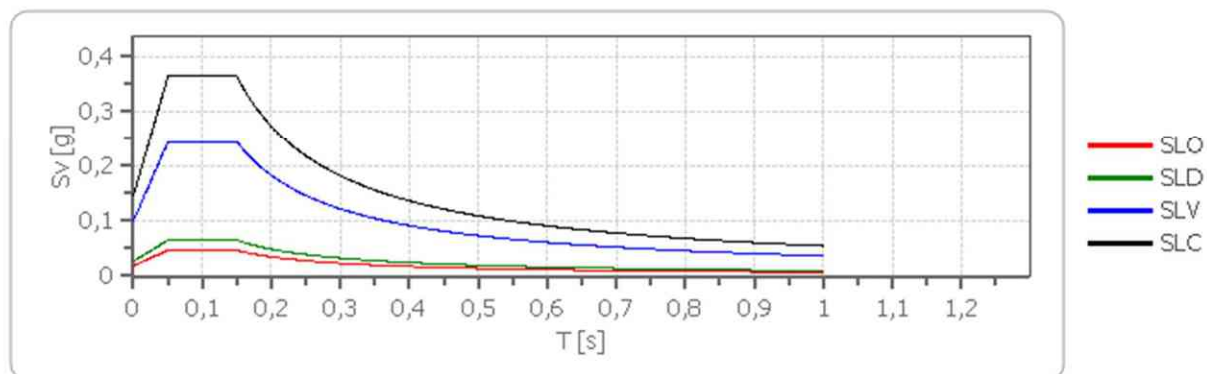
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



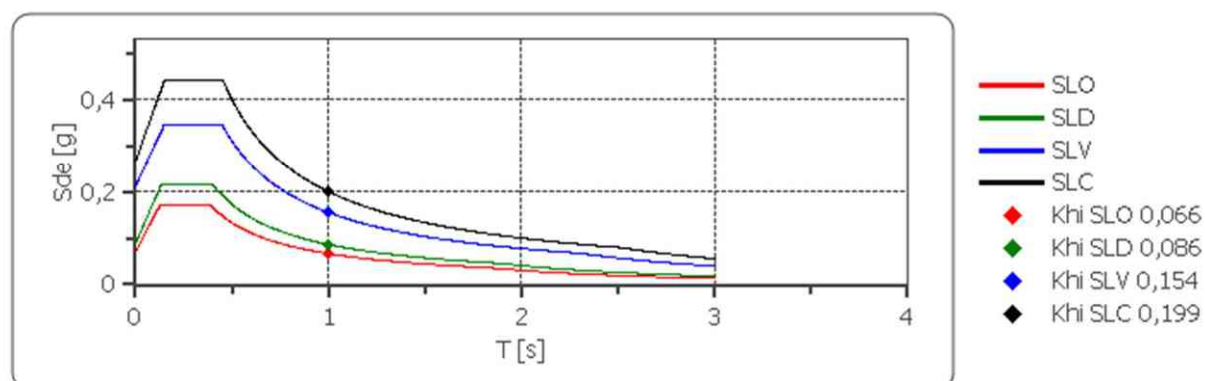
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,058	2,471	0,270	1	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,019	0,046
SLD	1,0	0,073	2,445	0,283	1	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,027	0,065
SLV	1,0	0,175	2,457	0,325	1	1,380	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,099	0,244
SLC	1,0	0,227	2,498	0,329	1	1,370	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,146	0,364

Spettro di progetto

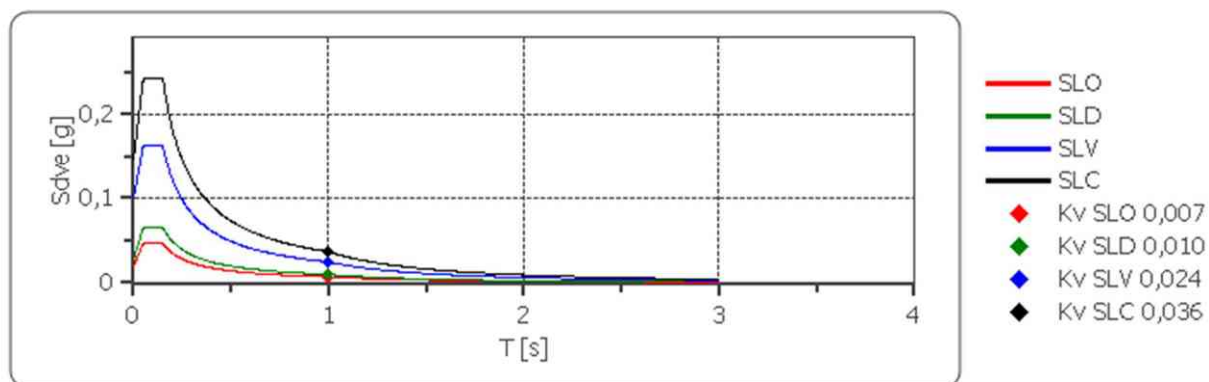
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50
 Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,066	0,086	0,154	0,199
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,007	0,010	0,024	0,036

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,0	0,058	2,471	0,270	1,200	1,430	1,000	1,200	1,000	0,129	0,386	1,831	0,069	0,172
SLO verticale	1,0	0,058	2,471	0,270	1,200	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,019	0,046
SLD orizzontale	1,0	0,073	2,445	0,283	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,134	0,401	1,892	0,088	0,214
SLD verticale	1,0	0,073	2,445	0,283	1,200	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,027	0,065
SLV orizzontale	1,0	0,175	2,457	0,325	1,200	1,380	1,000	1,200	1,500	0,149	0,448	2,302	0,211	0,345
SLV verticale	1,0	0,175	2,457	0,325	1,200	1,380	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,099	0,162
SLC orizzontale	1,0	0,227	2,498	0,329	1,170	1,370	1,000	1,170	1,500	0,150	0,451	2,506	0,265	0,441
SLC verticale	1,0	0,227	2,498	0,329	1,170	1,370	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,146	0,242