

- COMUNE DI BAGNONE -

Indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agencia delle Entrate contro i Sig.ri in merito ad un fabbricato lesionato ubicato in località Cà di Nava

Committente: **TRIBUNALE DI MASSA**

IL GEOLOGO INCARICATO:

Dott. Geol. Francesco Giusti
Via Tinelli n.25/A 54100 Massa
Cell.328/7639542
e-mail: giustifrancesco2@gmail.com
PEC: f.giusti@pec.geologitoscana.net



*Relazione geologica e sulle indagini
geotecniche*

INDICE

1	PREMESSA	pag. 2
2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO ED IDROGRAFICO	pag. 4
	2.1 Caratteristiche morfologiche generali	pag. 4
	2.2 Inquadramento geologico	pag. 5
	2.3 Inquadramento idrografico ed idrogeologico	pag. 6
3	VINCOLISTICA E PERICOLOSITÀ RICAVATE DALLE CARTOGRAFIE DELLA REGIONE TOSCANA E DAL P.A.I. DEL FIUME MAGRA	pag. 7
	3.1 Considerazioni sulla vincolistica dell'area in esame	pag. 7
	3.2 Pericolosità dell'area in oggetto così come definita dalle cartografie degli Enti sovraordinati	pag. 8
4	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	pag. 10
	4.1 Indagini geognostiche seguite	pag. 10
	4.2 Indagini di sismica a rifrazione con onde P e SH	pag. 11
	4.3 Considerazioni e risultati dell'indagine sismica	pag. 12
	4.4 Prove penetrometriche dinamiche superpesanti	pag. 14
	4.5 Prova penetrometrica statica	pag. 15
	4.6 Caratterizzazione litostratigrafica ricavata dalle prove penetrometriche	pag. 17
	4.8 Presenza di acqua	pag. 17
	4.9 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	pag. 17
	4.10 Determinazione dei parametri caratteristici e di progetto	pag. 19
	4.11 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) per fondazioni superficiali	pag. 21
	4.12 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) : la valutazione dei cedimenti	pag. 21
5	MODELLO SISMICO	pag. 22
	5.1 Pericolosità sismica di base	pag. 22
	5.2 Categorie di sottosuolo per l'utilizzo dell'approccio semplificato	pag. 23
	5.3 Condizioni topografiche per l'utilizzo dell'approccio semplificato	pag. 24
	5.4 Risposta sismica locale mediante approccio semplificato (amplificazione stratigrafica e topografica)	pag. 25
	5.5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento consigliati per l'intervento in progetto	pag. 26
	5.6 Valutazione dell'azione sismica	pag. 27
	5.7 Coefficiente sismico orizzontale e verticale	pag. 28
	5.8 Considerazioni sulla stima del potenziale di liquefazione	pag. 29
6	VERIFICHE DI STABILITÀ E OPERE CONSIGLIATE	pag. 30
	6.1 Considerazioni sulla stabilità dell'area in esame allo stato attuale	pag. 30
	6.2 Valutazioni sulle lesioni presenti nel fabbricato in oggetto	pag. 33
	6.3 Interventi consigliati per la sistemazione della parte di edificio lesionato	pag. 34
7	CONCLUSIONI	pag. 35

1 - PREMESSA

Per incarico del **TRIBUNALE DI MASSA** sono state eseguite indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agenzia delle Entrate contro i Sig.ri.....

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e al D.P.G.R. n.48/R del 8 Agosto 2003, "Regolamento Forestale della Toscana", ed hanno interessato i terreni di fondazione di un fabbricato interessato da lesioni ubicato in località Cà di Nava, nel Comune di Bagnone.

Scopo dell'indagine è stato quello di ricostruire la stratigrafia dei terreni di fondazione con particolare riferimento alla determinazione degli spessori delle coperture presenti ed alla valutazione dei parametri geotecnici al fine di consentire al Tecnico Incaricato una stima dei costi necessari per la sistemazione della parte di fabbricato lesionato.

Nella **Fig.n.1** si riporta un estratto da “Google Maps” in cui si evidenzia la posizione del fabbricato in oggetto.



Fig. n.1 – Immagine da Google Maps in cui si evidenzia la posizione del fabbricato in oggetto.

Il lavoro è stato svolto attraverso un'indagine geologica, geomorfologica ed idrogeologica di superficie supportata dai risultati di due profili di sismica a rifrazione, di cui uno con onde P e SH ed uno con onde SH, tre prove penetrometriche dinamiche superpesanti ed una prova penetrometrica statica.

I profili di sismica a rifrazione sono stati ubicati il primo nell'area antistante il fabbricato ed il secondo lungo la linea di massima pendenza del versante passando lateralmente al fabbricato.

Per ricostruire i profili sismici e riportare con precisione le indagini sulle cartografie esistenti è stato eseguito un rilievo topografico utilizzando una Stazione Totale.

I risultati ottenuti e la loro elaborazione hanno permesso la stesura della presente Relazione geologica e di quella sulle indagini geotecniche.

Nella relazione:

Tav.n.1.1	= Inquadramento geografico	(Scala 1:10.000)
Tav.n.1.2	= Inquadramento geografico	(Scala 1:5.000)
Tav.n.1.3	= Inquadramento geografico	(Scala 1:5.000)
Tav.n.2	= Carta geologica da CARG	(Fuori scala)
Tav.n.3.1	= Ubicazione indagini geognostiche	(Scala 1:500)
Tav.n.3.2	= Ubicazione indagini geognostiche	(Scala 1:300)
	Tabelle e grafici penetrometrici	
Tab.n.1a	= Tabella dei tempi d'arrivo sezione sismica "Cà di Nava 1-1' " onde P	
Fig.n.1a	= Dromocrone e sezione sismostratigrafica "Cà di Nava 1-1' " onde P	
Tab.n.1b	= Tabella dei tempi d'arrivo sezione sismica "Cà di Nava 1-1' " onde SH	
Fig.n.1b	= Dromocrone e sezione sismostratigrafica "Cà di Nava 1-1' " onde SH	
Tab.n.2	= Tabella profondità-velocità sezione sismica "Cà di Nava 1-1' " onde P e SH	
Fig.n.2	= Sezione sismica interpretativa "Cà di Nava 1-1' " onde P e SH	(Scala 1:250)
Tab.n.3	= Tabella dei tempi d'arrivo sezione sismica "Cà di Nava 1-1' " onde SH	
Fig.n.3	= Dromocrone e sezione sismostratigrafica "Cà di Nava 1-1' " onde SH	
Tab.n.3	= Tabella profondità-velocità sezione sismica "Cà di Nava 1-1' " onde SH	
Fig.n.4	= Sezione sismica interpretativa "Cà di Nava 1-1' " onde SH	(Scala 1:250)
	Relazione sulle verifiche di stabilità	

2 - INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGRAFICO

2.1 Caratteristiche morfologiche generali

L'edificio in oggetto (vedi Tav. n.1.1, n.1.2, n.1.3 ed estratto di Fig.n.2) si trova in località "Cà di Nava" alla quota di circa 300m s.l.m. e si raggiunge percorrendo una strada in parte sterrata che si stacca dalla SP n.21.

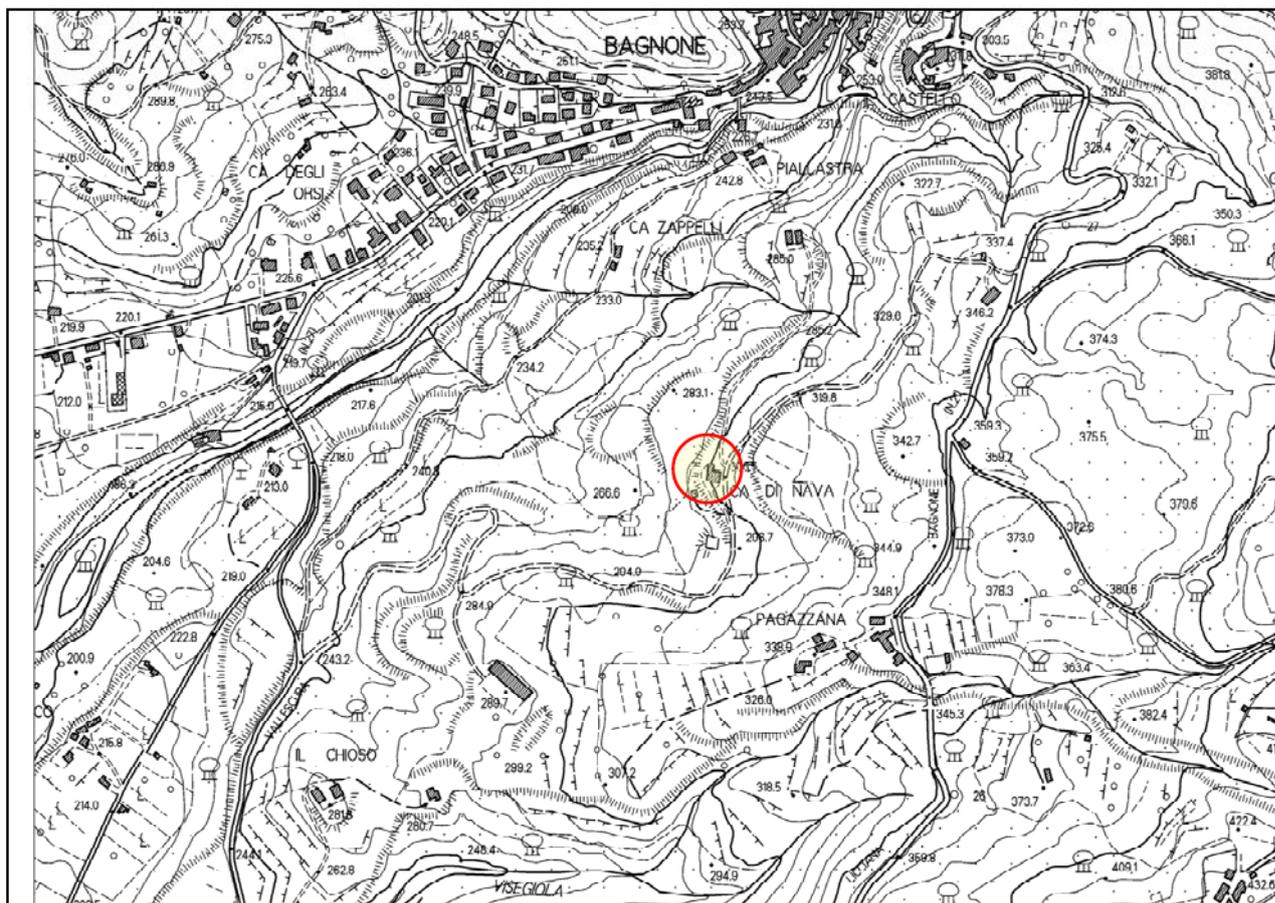


Fig.n.2 - Estratto fuori scala della Tav.n.1.1 "Inquadramento geografico al 10.000".

La strada sterrata si snoda all'interno di una zona boscata e raggiunge il fabbricato in corrispondenza di un tornante.

Come visibile dall'immagine da satellite di Fig.n.1 l'edificio in oggetto appare isolato e l'area è occupata da zone terrazzate in parte coltivate ed in gran parte incolte.

Il fabbricato è situato in una zona di dosso lateralmente ad una piccola conca valliva.

2.2 Inquadramento geologico

Nella Tav.n.2 e nell'estratto di Fig.n.3 si riporta uno stralcio della **Carta Geologica** CARG – Regione Toscana Sezione 233080.

Da questa cartografia emerge chiaramente come l'edificio in oggetto si trovi sulla Formazione delle "Argille e Calcari di Canetolo" (ACC).

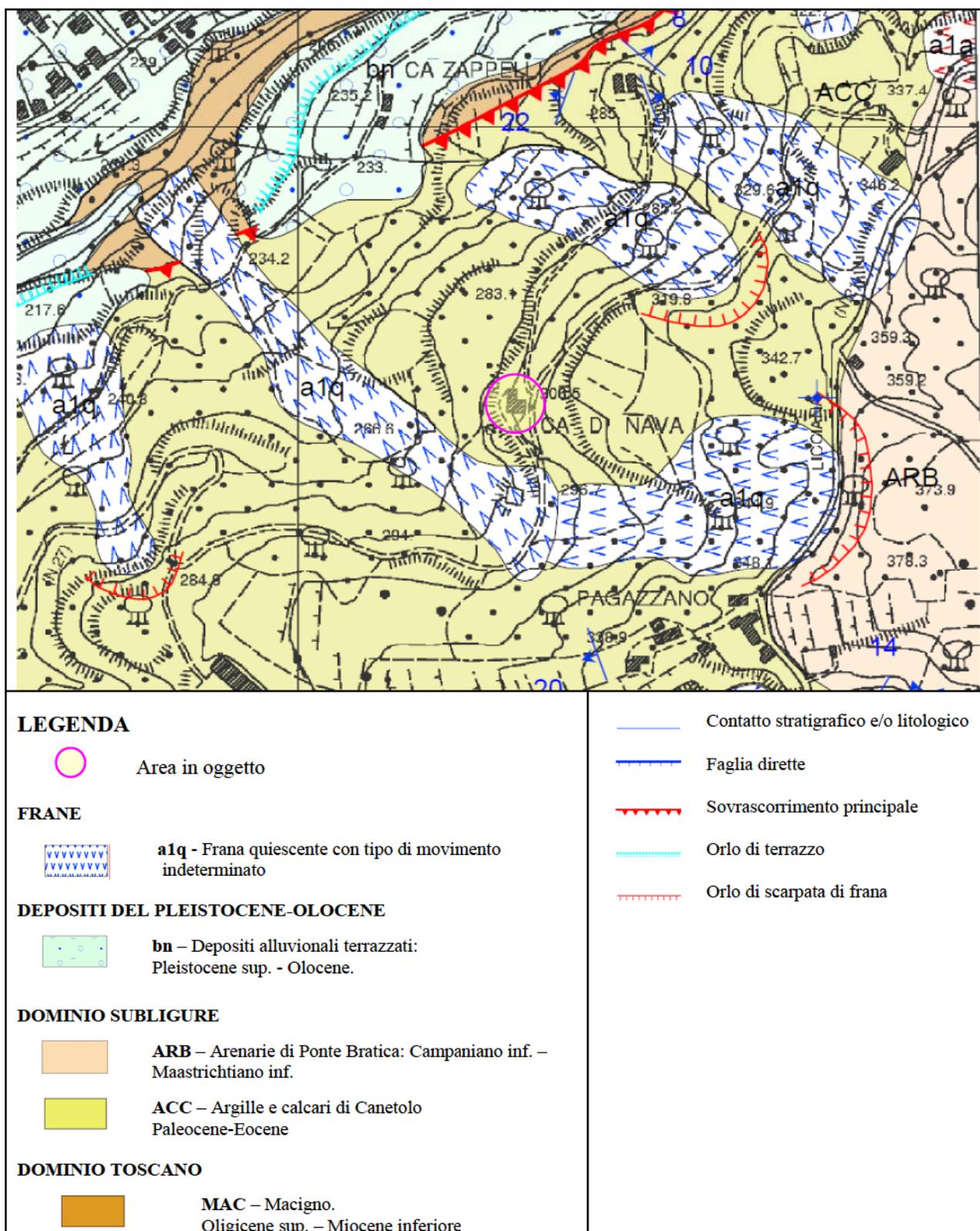


Fig.n.3 - Estratto fuori scala della Carta Geologica CARG.

DOMINIO SUBLIGUREArgille e calcari di Canetolo (ACC)

	ACC	Argilliti grigio-scure o nere da fogliettate a scagliose a cui si intercalano strati medi e sottili di calcilutiti marnose o silicee grigio-chiare, calcareniti grigio-scure, areniti fini e siltiti. La formazione, spesso scompaginata, è caratterizzata dalla presenza di lenti torbiditiche calcareo marnose (CGV)
--	------------	--

A sud-est del fabbricato è invece presente una zona conformata ad impluvio all'interno della quale è stata cartografata un'estesa frana quiescente con movimento indeterminato (**a1q**).

Questa frana presenta la nicchia di distacco poco sopra il tracciato stradale della SP n.21 e termina in corrispondenza dell'alveo del Torrente Bagnone.

2.3 Inquadramento idrografico ed idrogeologico

Il sito in esame è drenato dal piccolo impluvio presente nella valle a sud-est e verso il quale si convogliano tutte le acque intercettate dalle aree impermeabilizzate del fabbricato e dalle viabilità di accesso.

I torrenti e fossi si presentano in erosione per la maggior parte del percorso ed il loro regime pluviale è di tipo "**sublitoraneo appenninico**" con deflussi maggiori da Ottobre a Maggio.

Sulla base delle caratteristiche granulometriche, tessiturali, di addensamento e del tipo e grado di fratturazione si è proceduto alla valutazione del tipo e grado di permeabilità relativa dei terreni interessati.

Le coperture detritiche e gli accumuli di frana presentano una permeabilità primaria per porosità medio-alta che dipende dalla maggiore o minore presenza di matrice fine di natura coesiva.

Le coperture infatti sono costituite da elementi litoidi di varie dimensioni immersi in una matrice di natura prevalentemente limo-argillosa.

La formazione delle "*Argille e Calcari di Canetolo*" presenta invece una permeabilità secondaria decrescente per fatturazione bassa.

3 - VINCOLISTICA E PERICOLOSITÀ RICAVATE DALLE CARTOGRAFIE DELLA REGIONE TOSCANA E DAL P.A.I. DEL FIUME MAGRA

3.1 Considerazioni sulla vincolistica dell'area in esame

Nella **Fig.n.4** è riportato uno stralcio della "**Carta del Vincolo Idrogeologico**" estratta dalla cartografia SITA fornita da GEOSCOPIO della Regione Toscana.

Da questa carta si nota come l'area in oggetto **rientri** all'interno di quelle sottoposte a **Vincolo Idrogeologico**, istituito con R.D. n°3267 del 30/12/1923.

Tale zona risulta quindi normata dal **DPGR 08-08-03 n.48R - Regolamento forestale della Toscana** che indica le procedure per gli interventi da effettuare su territori soggetti a vincolo idrogeologico.

L'area è invece **esterna** a quelle classificate come "**bosco**".

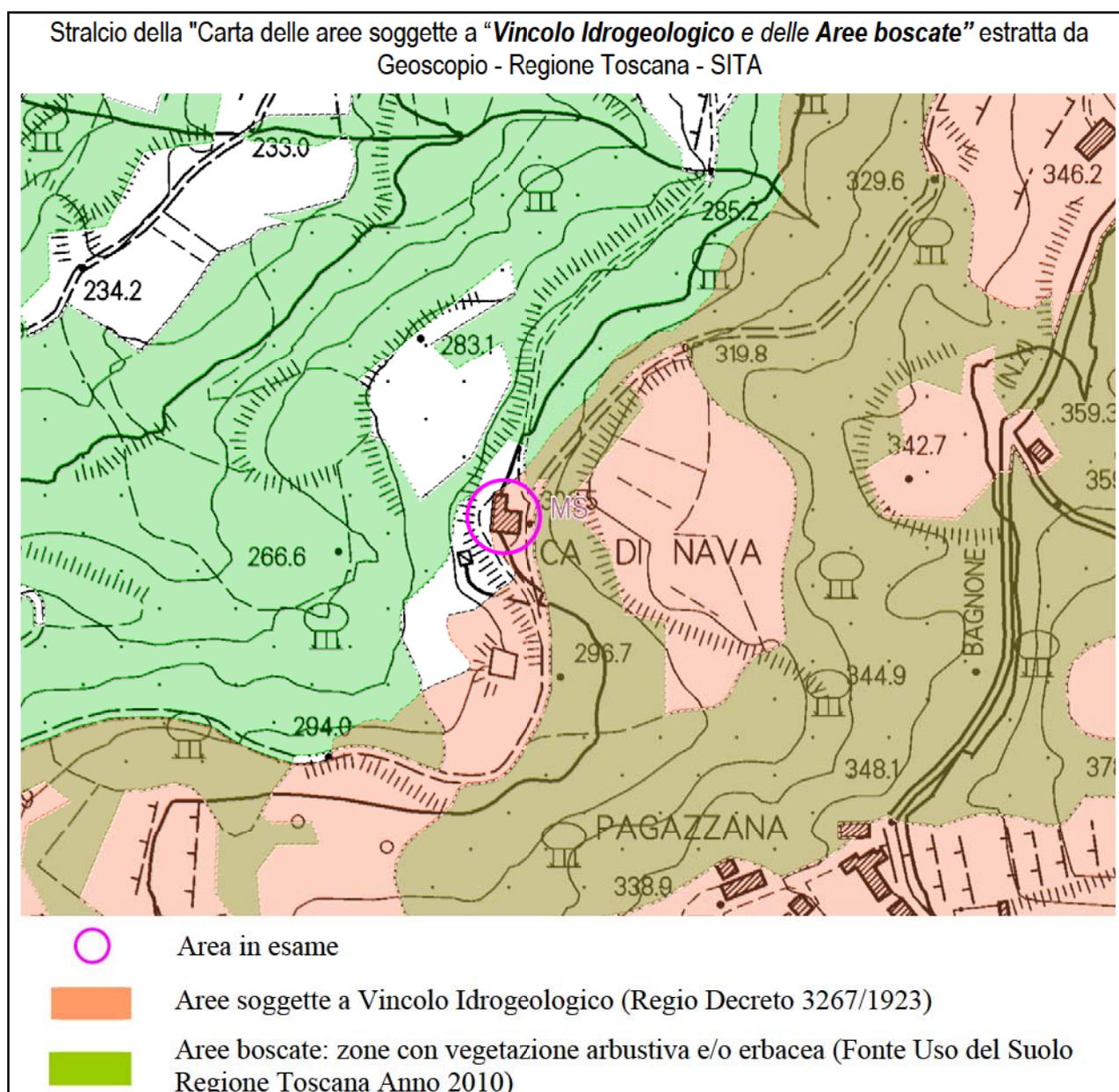


Fig.n.4 - Stralcio della Carta del Vincolo Idrogeologico estratta dalle cartografie SITA di Geoscopio.

3.2 Pericolosità geomorfologica così come risulta dalle cartografie degli Enti sovraordinati

Il Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI), stralcio del Piano di bacino, ai sensi dell'art. 65, c.1 del Dlgs 152/2006 e s.m.i. è lo **strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo** mediante il quale sono **pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso** finalizzate alla **conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo**.

Dopo l'approvazione del Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA), il PAI ha mantenuto il valore di piano stralcio a scala di distretto per la pericolosità da **frane** e da **dissesti di natura geomorfologica**.

Nel territorio del Distretto dell'Appennino Settentrionale il PAI è stato sviluppato nel tempo sulla base dei bacini idrografici definiti dalla normativa ex L.183/89, oggi integralmente recepita e sostituita dal Dlgs 152/2006 e s.m.i.; pertanto ad oggi il PAI è articolato in più strumenti che sono distinti e vigenti per i diversi bacini che costituiscono il territorio del Distretto Appennino Settentrionale.

Il **Bacino Magra** ricade oggi all'interno del **Distretto Appennino Settentrionale** (vedi Fig.n.5).

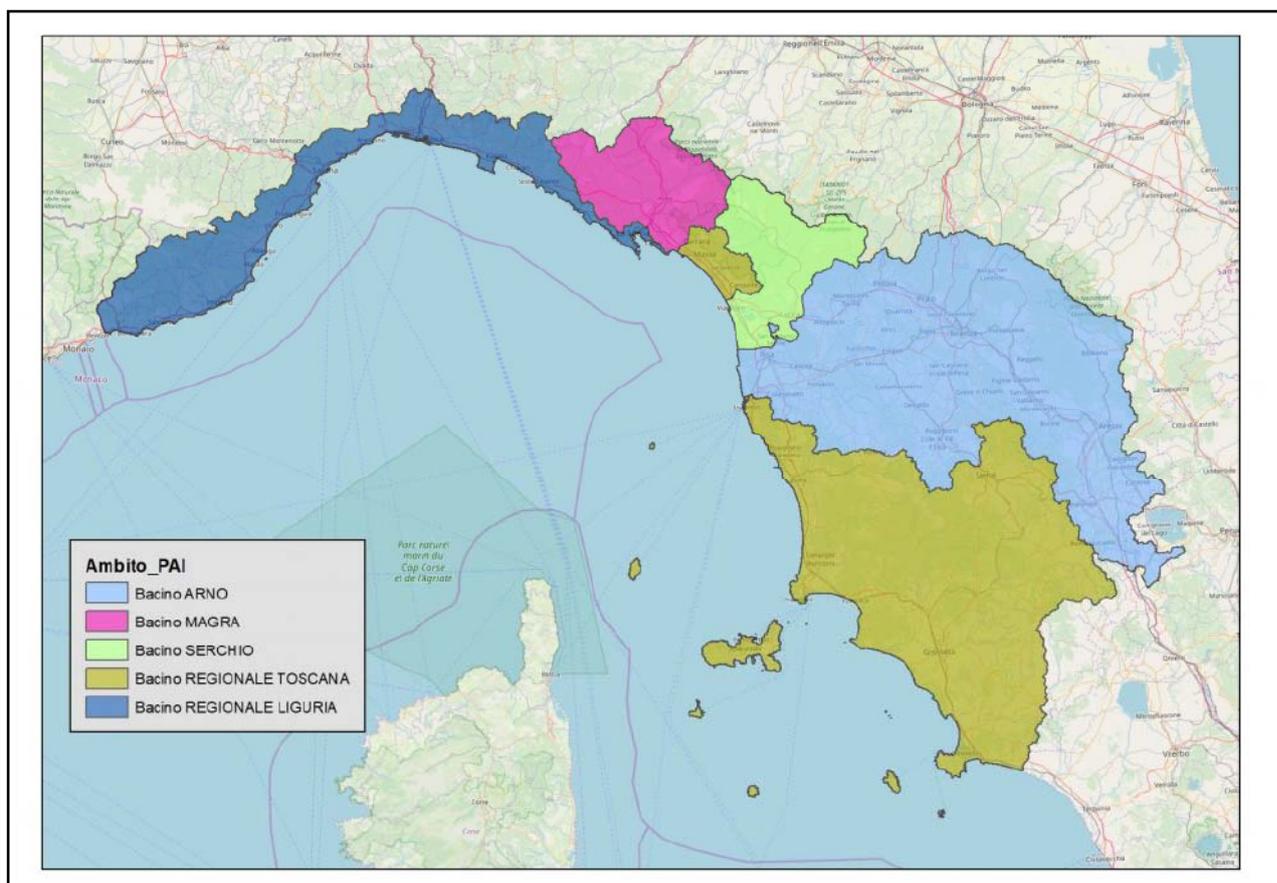


Fig.n.5 – Immagine che individua i nuovi Bacini che costituiscono il territorio del Distretto Appennino Settentrionale.

Riassumendo ad oggi il Distretto Appennino Settentrionale risulta suddiviso nei seguenti Bacini:

- [Bacino del fiume Arno](#)
- [Bacino del fiume Serchio](#)
- [Bacino del fiume Magra](#)
- [Bacino regionale Toscana](#)
- [Bacino Regionale Liguria](#)

Le Norme di Piano inerenti la Pericolosità geomorfologica degli ex Bacini Regionali e Interregionali risultano tuttora vigenti.

Nella Fig. n.6 viene riportato uno stralcio della "Carta della pericolosità geomorfologica" allegata al Piano Stralcio Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Fiume Magra.

Da questa cartografia risulta evidente come l'area in oggetto rientri tra quelle perimetrare come:

PG2: Pericolosità geomorfologica media (frane inattive e zone di pertinenza, coltri detritiche, detrito di falda e aree interessate da ruscellamento diffuso).

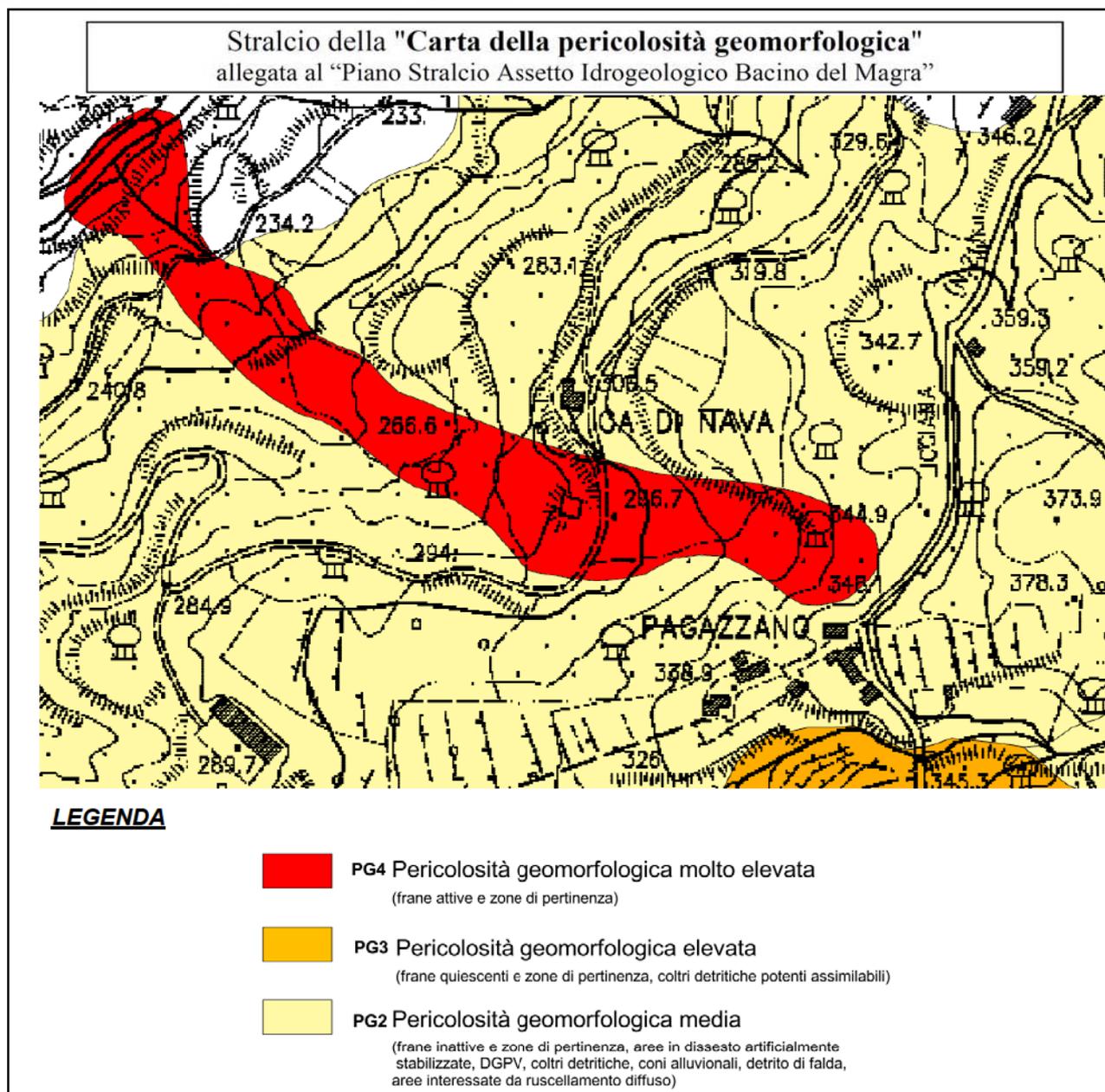


Fig.n.6 – Stralcio della "Carta della pericolosità geomorfologica" allegata al Piano Stralcio Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del Fiume Magra.

In questa cartografia la "frana quiescente" individuata nella Cartografia del CARG è stata considerata come "attiva" ed infatti è stata inserita nella classe:

PG4: Pericolosità geomorfologica molto elevata (frane attive e zone di pertinenza).

4 - MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

4.1 Indagini geognostiche eseguite

Per la parametrizzazione geotecnica del terreno di copertura sono state realizzate tre prove penetrometriche dinamiche, una prova statica e misure scissometriche nelle scarpate naturali.

Per la ricostruzione della stratigrafia dell'area e la valutazione della categoria di sottosuolo sono stati realizzati due profili di sismica a rifrazione di cui uno con onde P e SH e l'altro con onde SH.

L'ubicazione delle prove, del profilo sismico e delle tracce delle sezioni è ben evidenziata nelle **Tav.n.3.1 e n.3.2**; di quest'ultima tavola si riporta un estratto nella **Fig.n.7**.

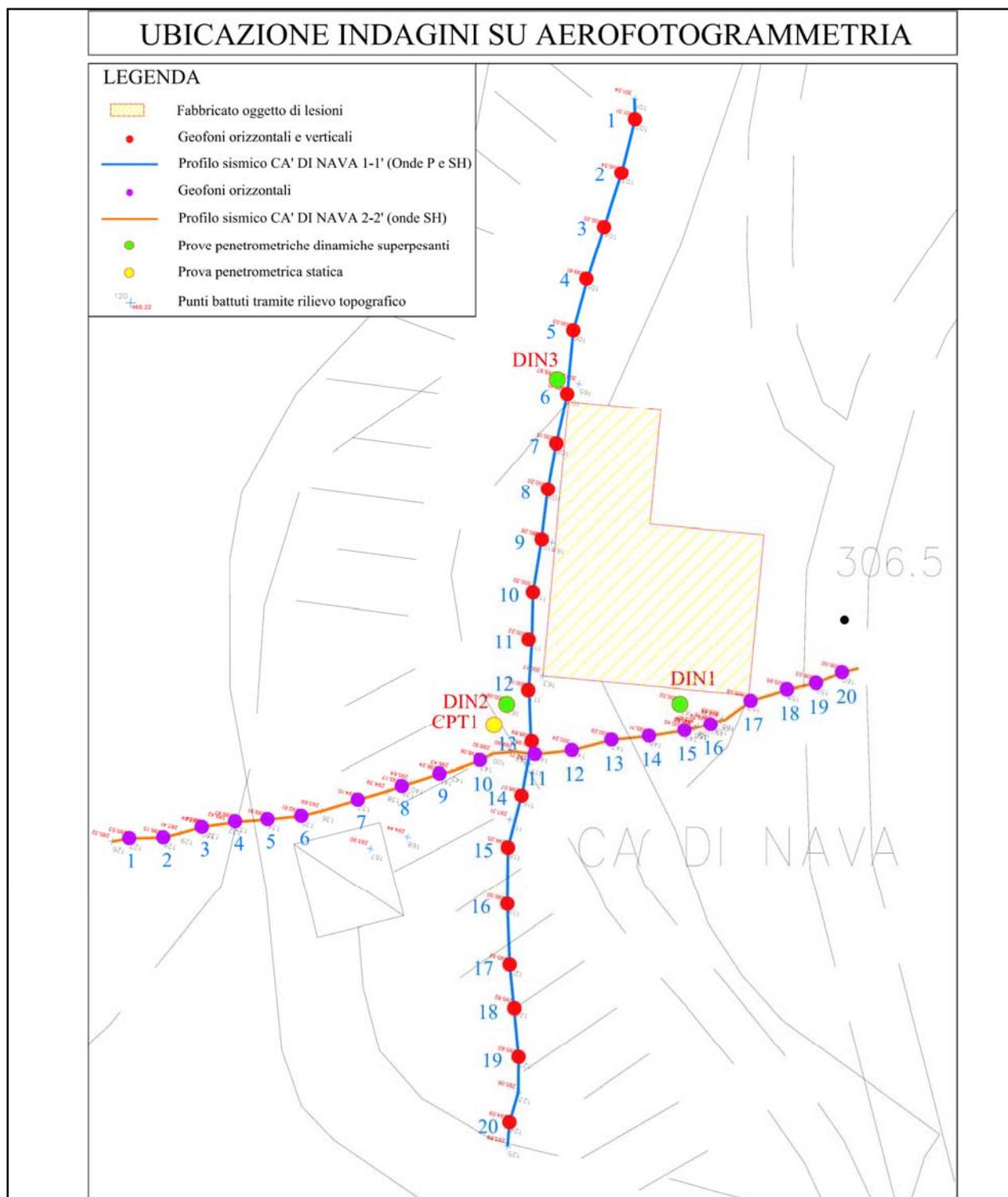


Fig.n.7 – Estratto fuori scala della **Tav.n.3.2** in cui è stata riportata l'ubicazione delle indagini eseguite.

4.2 Indagini di sismica a rifrazione con onde P e SH

Per indagare in modo compiuto tutta l'area è stato deciso di realizzare due stendimenti sismici di cui uno con onde P e SH parallelamente al lato valle del fabbricato e l'altro con onde SH lungo la linea di massima pendenza del versante.

I profili hanno consentito di individuare i sismostrati presenti e di valutare la velocità media delle onde SH nei primi trenta metri, così come prescrivono le Norme Tecniche sulle Costruzioni NTC2018.

Data la logistica del luogo e l'assenza di significativi rumori di fondo, per produrre le onde di taglio SH, è stato fatto uso di una strumentazione costituita da un parallelepipedo di legno, percosso lateralmente con una mazza del peso di 5kg; la "tavola" è stata poggiata a terra disponendola ortogonalmente all'allineamento sismico e parallelamente alla direzione di vibrazione dei geofoni.

In questo modo sono state create vibrazioni di tipo SH dirette perpendicolarmente all'asse della sorgente e polarizzate sul piano orizzontale con ampiezza massima nella direzione della forza.

La tavola utilizzata ha una lunghezza di circa 100cm, una larghezza di 30cm ed uno spessore di 20 centimetri ed ogni volta è stata gravata con il peso di due operatori (vedi Foto n.1, n.2, n.3 e n.4).



Foto n.1 – Fasi di esecuzione del profilo sismico Cà di Nava 1-1' disposto parallelamente al lato valle del fabbricato.



Foto n.2 – Fasi di esecuzione del profilo sismico Cà di Nava 1-1' disposto parallelamente al lato valle del fabbricato.



Foto n.3 – Fasi di esecuzione del profilo sismico Cà di Nava 2-2' tracciato lungo la linea di massima pendenza del versante.



Foto n.4 – Fasi di esecuzione del profilo sismico Cà di Nava 2-2' tracciato lungo la linea di massima pendenza del versante.

Per produrre le onde P è stata utilizzata una mazza da 8kg munita di piattello di battuta in alluminio.

Come strumento ricevente è stato utilizzato un sismografo GEOMETRICS SMARTSEIS a 24 canali e l'interpretazione dell'indagine è stata eseguita mediante il "Generalized Reciprocal Method (GRM)" che consente di delineare rifrattori ondulati ad ogni profondità, e di numero infinito, da dati sismici a rifrazione in linea che consistano di valori di tempi-distanza sia in andata che in ritorno.

4.3 Considerazioni e risultati dell'indagine sismica

Sezione " CA' DI NAVA 1-1' (con onde P e SH)"

Descrizione della sezione ottenuta (vedi allegato di **Figura n.2**)

Lo stendimento è stato realizzato utilizzando 20 geofoni orizzontali e verticali, posti ad una distanza intergeofonica di circa 4.0m per una lunghezza complessiva, compresi i colpi estremi, di 94.6 metri.

Lo studio delle dromocrone ha permesso di individuare due rifrattori, per cui è stato possibile distinguere tre terreni a diversa risposta sismica.

Il primo rifrattore indica la linea di separazione tra il terreno superficiale costituito da limi argillosi ghiaiosi ed un terreno più profondo costituito da limi argillosi con inclusi elementi litoidi di medio/grandi dimensioni.

L'andamento del primo rifrattore risulta piuttosto lineare sotto i primi 12 geofoni con profondità che variano da un minimo di 1.7m sotto il primo geofono a circa 2.4m sotto il geofono n.12.

A partire dal geofono n.13 la profondità del rifrattore aumenta fino al valore massimo di 3.9m rilevato al di sotto del geofono n.19.

La velocità è risultata variabile lungo l'allineamento; in particolare sotto i primi dodici geofoni la velocità delle onde SH è risultata pari a 160m/sec e quella delle onde P pari a 360m/sec; nel tratto finale dello stendimento si sono registrate velocità delle onde SH di 140m e velocità delle onde P di 320m/sec.

Il secondo rifrattore costituisce la separazione tra le coperture detritiche ed il substrato roccioso.

Anche questo rifrattore presenta un andamento piuttosto lineare sotto i primi 12 geofoni con profondità variabili tra 6.4 e 6.8 metri.

Nella seconda parte dello stendimento la profondità del substrato aumenta decisamente fino a raggiungere il valore massimo di 13.1 metri al di sotto del geofono n.19.

Nel secondo sismostrato sono state rilevate velocità delle onde SH variabili tra 430 e 400m/sec e velocità delle onde P variabili tra 1220 e 1140m/sec.

Nel substrato roccioso, costituito dalla formazione delle "Argille e Calcari di Canetolo" è stata rilevata una velocità delle onde SH variabile tra 1360 e 1240m/sec e velocità delle onde P variabili tra 3500 e 3160m/sec.

Nella **Fig.n.8** si riporta un estratto fuori scala della "Sezione Ca' di Nava 1-1'" di **Fig.n.2**.

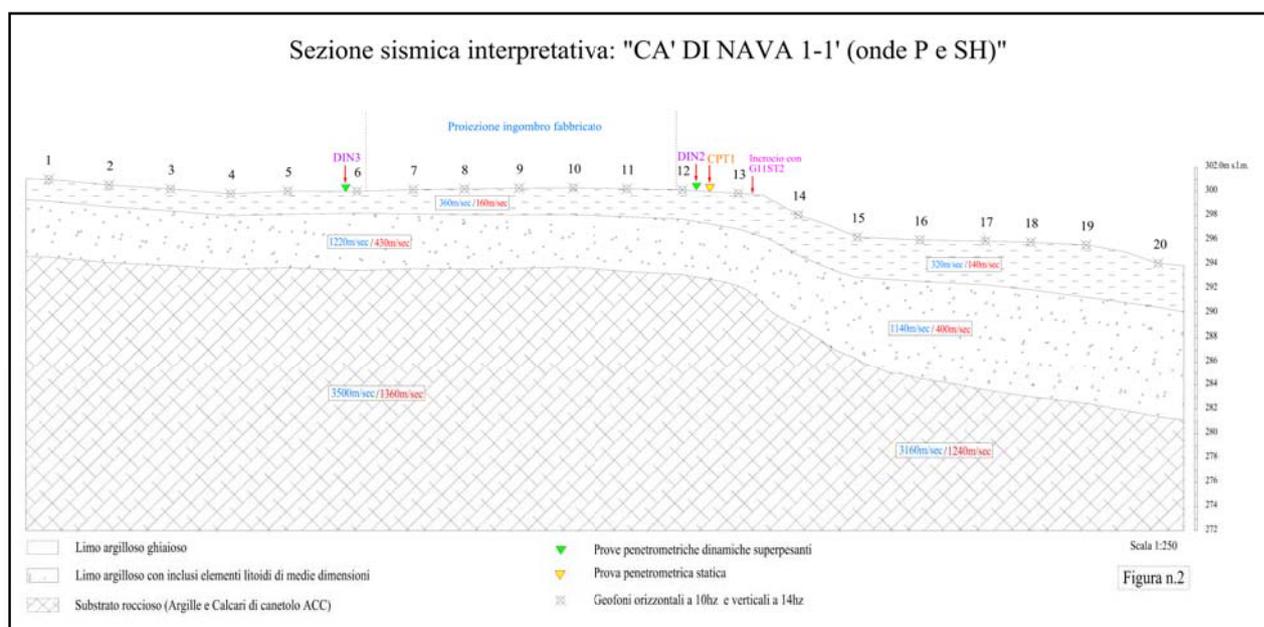


Fig.n.8 – Estratto fuori scala della sezione sismica di **Fig.n.2**.

Sezione " CA' DI NAVA 2-2' (con onde SH)"

Descrizione della sezione ottenuta (vedi allegato di **Figura n.4**)

Lo stendimento è stato realizzato utilizzando 20 geofoni orizzontali, posti ad una distanza intergeofonica di circa 3.0m per una lunghezza complessiva, compresi i colpi estremi, di 68.3 metri.

Anche in questo caso sono stati individuati due rifrattori; il primo indica la linea di separazione tra il terreno superficiale costituito da limi argillosi ghiaiosi ed un terreno più profondo costituito da limi argillosi con inclusi elementi litoidi di medio/grandi dimensioni.

L'andamento del primo rifrattore risulta piuttosto lineare con spessori del primo sismostrato variabili principalmente in funzione della morfologia esterna.

Lo spessore maggiore, pari a 3.4 metri, è stato rilevato in corrispondenza del geofono n.11 posizionato sul lato valle del piazzale su cui si trova il fabbricato interessato da lesioni mentre quello minore, pari a 0.5 metri, al di sotto del geofono n.16.

Nel primo sismostrato la velocità delle onde SH è risultata variabile da 140 a 180 m/sec, mentre nel secondo variabile tra 380 e 420m m/sec.

Il secondo rifrattore costituisce la separazione tra le coperture detritiche ed il substrato roccioso.

Anche questo rifrattore presenta un andamento piuttosto lineare con profondità variabili tra un massimo di 7.8 metri sotto il geofono n.11 ed un minimo di 3.9 metri sotto il geofono n.16.

Nel substrato roccioso, costituito dalla formazione delle "Argille e Calcari di Canetolo" è stata rilevata una velocità delle onde SH variabile tra 1200 e 1280m.

Nella **Fig.n.9** si riporta un estratto fuori scala della "Sezione sismica Cà di Nava 2-2'" di **Fig.n.4**.

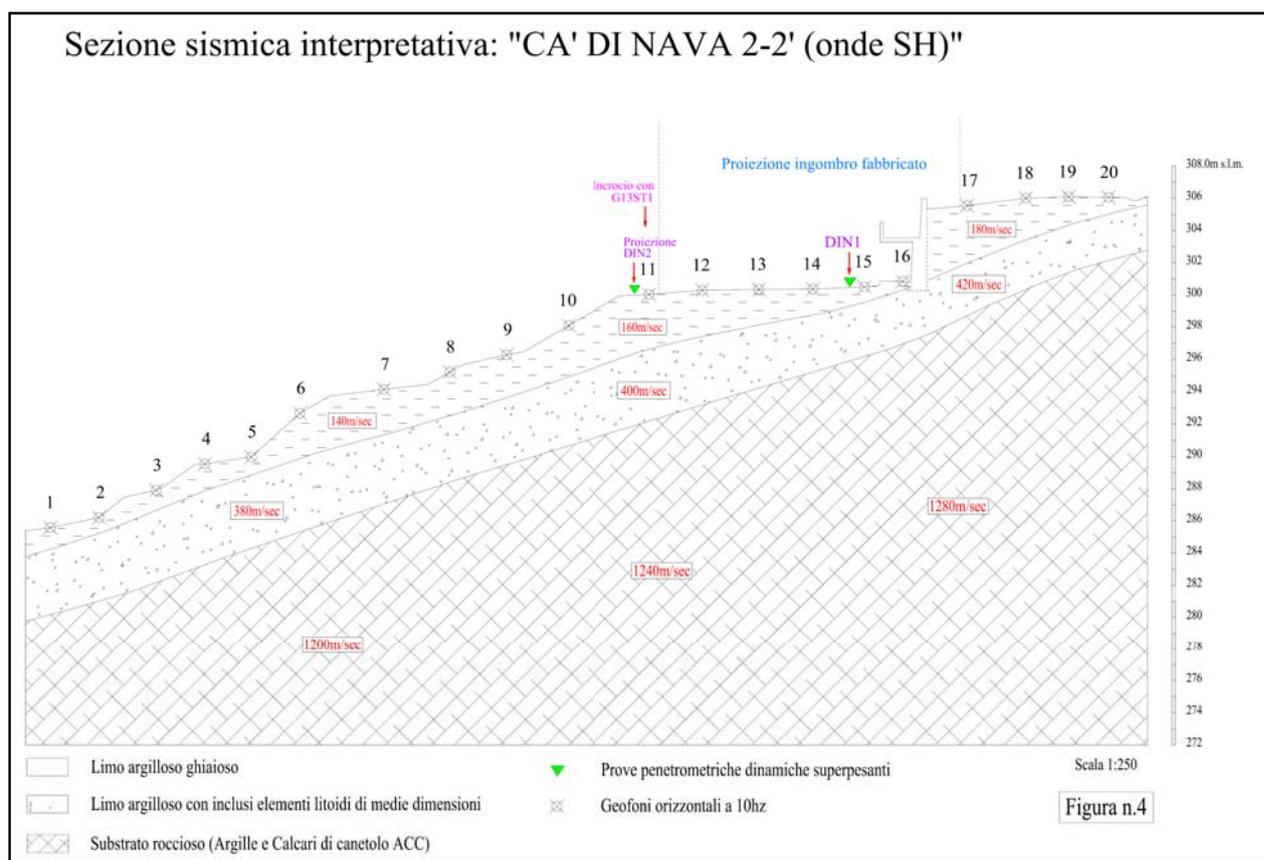


Fig.n.9 – Estratto fuori scala della sezione sismica di **Fig.n.4**.

4.4 Prove penetrometriche dinamiche superpesanti

Per ricostruire la stratigrafia e risalire ai parametri geotecnici dei terreni presenti nell'area sono state realizzate tre prove penetrometriche dinamiche superpesanti (vedi **Foto n.5-6-7-8**).

Per le prove è stato utilizzato un penetrometro statico-dinamico PAGANI TG 63/100 KN.



Foto n.5 – Prova dinamica DIN1.



Foto n.6 – Prova dinamica DIN1.



Foto n.7 – Prova dinamica DIN2.



Foto n.8 – Prova dinamica DIN3.

La prove sono state interrotte la prima alla profondità di 4.6m, la seconda a 6.8m e la terza a 6.6m dal piano campagna.

Nell'esecuzione della prova penetrometrica dinamica la resistenza del terreno è stata valutata contando il numero dei colpi necessari all'infissione di 20cm di aste e, successivamente, convertendo tali valori in resistenza dinamica di punta (R_{pd}) espressa in kg/cmq.

Per ogni prova alla presente relazione è allegata una tabella che riporta il numero di colpi ed i valori di resistenza dinamica ogni 20cm di affondamento.

Oltre alla tabella sono riportati due diagrammi che mostrano rispettivamente la correlazione tra il numero dei colpi della punta (N) e la resistenza dinamica di punta (R_{pd}) ed il loro andamento in funzione della profondità.

Per correlare il numero dei colpi N rilevato in campagna con il numero di colpi NSPT della Standard Penetration Test, è necessario moltiplicare N per un coefficiente che tiene conto del rendimento effettivo dello strumento utilizzato; nel nostro caso tale coefficiente vale: $\beta=1.489$.

$$N_{SPT} = 1.489 \times N$$

dove N = numero dei colpi rilevato

In questo modo i principali parametri geotecnici dei terreni attraversati possono essere ricavati utilizzando la vasta letteratura esistente per la prova SPT.

Nella **Fig.n.10** si riportano i grafici relativi al “*Diagramma del numero di colpi*” delle prove eseguite.

Tutte le prove hanno messo in evidenza la presenza in superficie di un terreno caratterizzato da una bassa resistenza all'avanzamento.

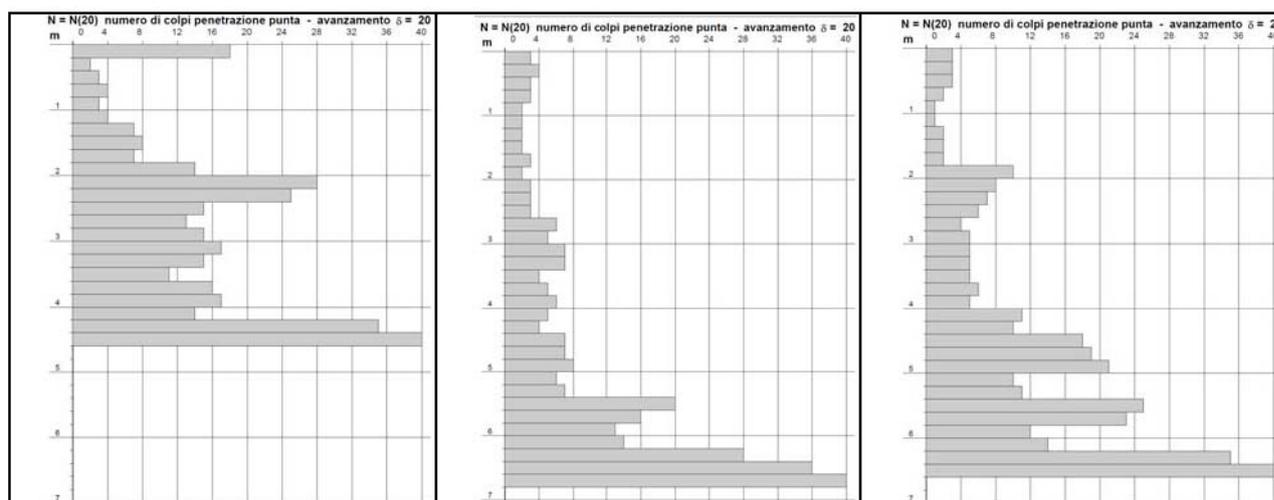


Fig.n.10– Estratti dei diagrammi del numero di colpi delle Prove Penetrometriche Dinamiche Superpesanti realizzate.

4.5 Prova penetrometrica statica

Per verificare la natura e per meglio valutare i parametri geotecnici e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni presenti nella parte più superficiale, caratterizzati da una componente di materiale coesivo a granulometria fine, è stata realizzata anche una prova penetrometrica statica (vedi **Foto n.9**).

I dati ottenuti, confrontati anche con quelli ricavati dalla prove dinamiche superpesanti, hanno dimostrato una sostanziale omogeneità con quanto desunto dall'indagine geologica ed hanno permesso di valutare i principali parametri geotecnici dei terreni indagati.



Foto n.9 – Fasi di esecuzione della prova statica CPT1.

Nell'esecuzione della prova statica è stata infissa nel terreno una punta di tipo meccanico (Begemann), tramite una batteria di aste, alla velocità costante di 2cm/sec e si sono registrate, ogni 20 cm di avanzamento, le seguenti letture:

- lettura di punta
- lettura laterale.

Relativamente alla prova eseguita è allegata una tabella dove sono riportate le letture di campagna ed i valori di resistenza (q_c =resistenza di punta, f_s =resistenza laterale e q_c/f_s =rapporto Begemann) ed il diagramma di resistenza.

Nella Fig.n.11 si riportano le letture di campagna ed i valori di resistenza della prova realizzata.

PROVA PENETROMETRICA STATICA						CPT 1					
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA						2.01PG05-079					
- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/201			- data : 10/04/2019			- quota inizio : Piano Campagna			- prof. falda : Falda non rilevata		
- lavoro : Valutazione parametri geotecnici			- prof. falda : Falda non rilevata			- pagina : 1					
- località : Cà di Nava - Bagnone											
- note :											
Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm ²	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm ²	fs	qc/fs
0,20	----	----	--	-----	----	1,80	15,0	27,0	15,0	0,80	19,0
0,40	30,0	----	30,0	1,27	24,0	2,00	15,0	27,0	15,0	0,80	19,0
0,60	34,0	53,0	34,0	0,80	42,0	2,20	15,0	27,0	15,0	0,93	16,0
0,80	48,0	60,0	48,0	0,87	55,0	2,40	18,0	32,0	18,0	0,80	22,0
1,00	28,0	41,0	28,0	1,33	21,0	2,60	20,0	32,0	20,0	1,73	12,0
1,20	12,0	32,0	12,0	1,20	10,0	2,80	70,0	96,0	70,0	5,33	13,0
1,40	15,0	33,0	15,0	1,00	15,0	3,00	120,0	200,0	120,0	-----	----
1,60	15,0	30,0	15,0	0,80	19,0						

Fig.n.11 - Estratto delle letture di campagna e dei valori di resistenza misurati tramite la prova statica CPT1.

Nella Fig.n.12 si riporta il diagramma di resistenza della prova realizzata.

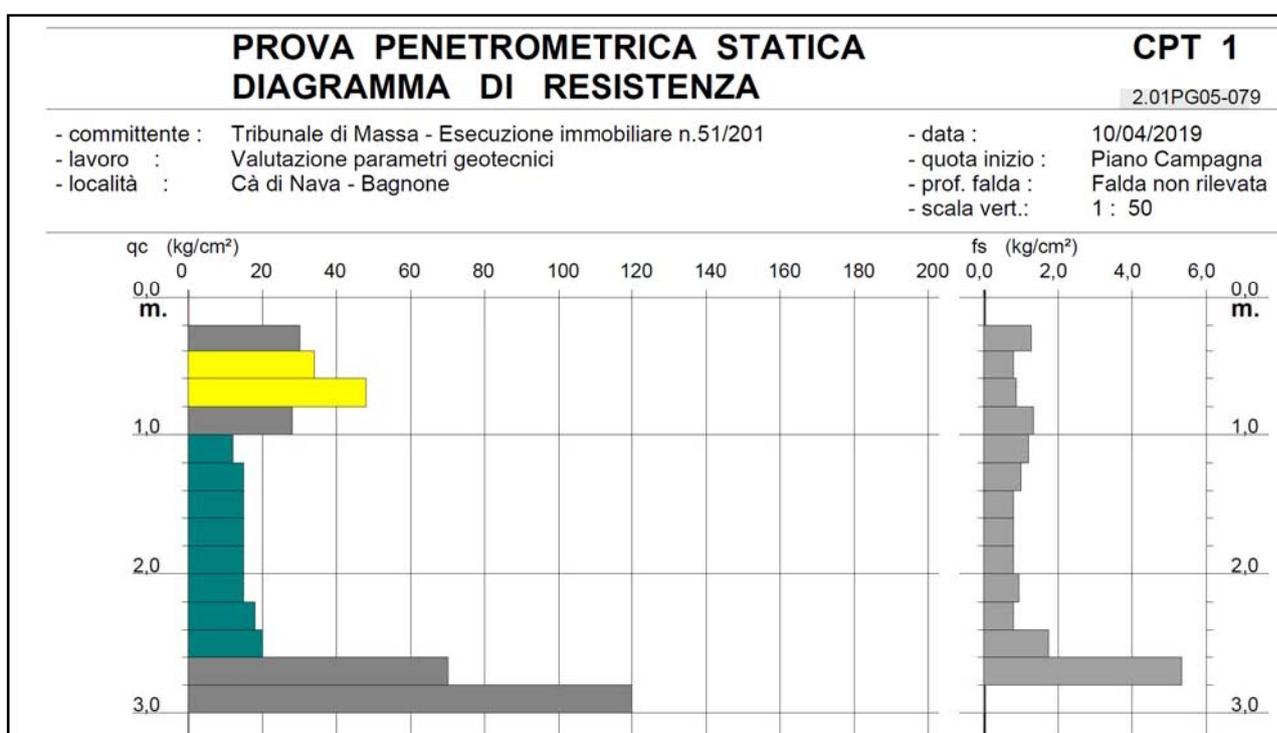


Fig.n.12 - Estratto del diagramma di resistenza ottenuto dall'elaborazione della prova statica CPT1.

4.6 Caratterizzazione litostratigrafica ricavata dalle prove penetrometriche

L'andamento della prova e l'analisi dei grafici (vedi Allegati), unitamente alle conoscenze geologiche generali dell'area ed allo scavo hanno permesso di individuare una situazione caratterizzata dalla presenza di terreni a diverso grado di addensamento/consistenza (classificazione secondo le norme A.G.I.).

In particolare la situazione litostratigrafica può essere di seguito schematizzata e riassunta:

UNITA' STRATIGRAFICHE PRINCIPALI	SOTTOUNITA'	DESCRIZIONE QUALITATIVA
A – Terreni detritici e di alterazione	A ₁	Limo argilloso ghiaioso "poco consistente"
	A ₂	Limo argilloso con inclusi elementi litoidi di medie dimensioni "moderatamente consistente"
B – Substrato roccioso - Argille e calcari di Canetolo (ACC)	B ₁	Substrato roccioso

4.7 Presenza di acqua

Effettuate le prove, per verificare la presenza di acqua nel terreno è stato installato, all'interno del foro di sondaggio n.2, un tubo piezometrico che ha escluso la presenza di acqua.

È stata invece rilevata una forte umidità del terreno a partire da circa 2.6m dal piano campagna.

Non è da escludere che, a seguito di eventi meteorici intensi, possa trovarsi acqua nel terreno, soprattutto in corrispondenza del contatto tra la copertura detritica e la roccia.

A seguito di periodi di forti precipitazioni infatti il terreno si imbeve di acqua fino a saturarsi portando alla creazione di una sorta di "falda temporanea" in corrispondenza del contatto tra la copertura detritica più permeabile e la roccia sottostante molto meno permeabile.

Questa "falda temporanea" presenta notevoli escursioni stagionali legate al regime pluviometrico.

4.8 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

I parametri geotecnici ed elastici dei terreni detritici sono stati ricavati dall'elaborazione della prova statica e dalle indagini sismiche.

Unità A – Terreni detritici e di alterazione

- **Sottounità A₁: "Limo argilloso ghiaioso" "poco consistente"** presente dal p.c. fino a circa 0.5-3.4m

Peso di volume naturale (dedotto da bibliografia)	(γ_n)	=	1.85	t/mc
Peso di volume saturo (dedotto da bibliografia)	(γ_{sat})	=	1.95	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (dalla prova statica)	(φ')	=	20°	
Coesione non drenata cautelativa (dalla prova statica)	(c_u)	=	0.6	
Coesione efficace (considerata pari ad 1/10 di quella non drenata)	(c')	=	0.06	kg/cmq
Modulo edometrico (da prova penetrometrica statica)	(E_d)	=	50	kg/cmq
Coefficiente di compressibilità di volume (inverso modulo edometrico)	(m_v)	=	0.020	cmq/kg
Velocità onde di taglio (da indagine sismica)	(V_s)	=	160	m/sec
Velocità onde di compressione (da indagine sismica)	(V_p)	=	360	m/sec
Coefficiente di Poisson (da velocità onde sismiche)	(μ)	=	0.40	
Coefficiente di spinta passiva (da velocità onde sismiche)	(k_0)	=	0.66	
Modulo di elasticità statico (edometrico) (da parametri sismici)	(E_s)	=	160	kg/cmq
Modulo di Young (da parametri sismici)	(Y)	=	1330	kg/cmq
Modulo di taglio dinamico (da parametri sismici)	(G)	=	480	kg/cmq

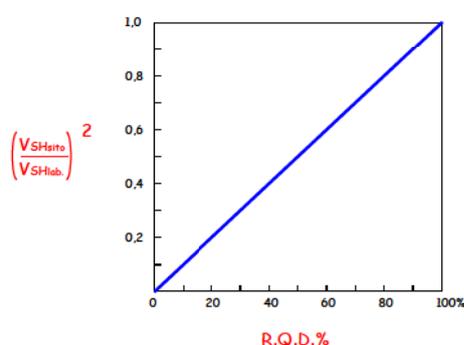
- **Sottounità A₂: "Limo argilloso con inclusi elementi litoidi di medie dimensioni" "moderatamente consistente"** presente da 0.5-3.4 fino a circa 3.9-7.8m di profondità

Peso di volume saturo (dedotto da bibliografia)	(γ_{sat})	=	2.0	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (da prova statica e dinamiche)	(φ')	=	32°	
Coesione non drenata cautelativa (dalla prova statica)	(c_u)	=	0.70	
Coesione efficace (considerata pari ad 1/10 di quella non drenata)	(c')	=	0.07	kg/cmq
Modulo edometrico (da prova penetrometrica statica)	(E_d)	=	210	kg/cmq
Coefficiente di compressibilità di volume (inverso modulo edometrico)	(m_v)	=	0.0048	cmq/kg
Velocità onde di taglio (da indagine sismica)	(V_s)	=	430	m/sec
Velocità onde di compressione (da indagine sismica)	(V_p)	=	1220	m/sec
Coefficiente di Poisson (correlazione con l'angolo di attrito)	(μ)	=	0.32	
Coefficiente di spinta passiva (correlazione con l'angolo di attrito)	(k_0)	=	0.47	
Modulo di elasticità statico (edometrico) (da parametri sismici)	(E_s)	=	1300	kg/cmq
Modulo di Young (da parametri sismici)	(Y)	=	10780	kg/cmq
Modulo di taglio dinamico (da parametri sismici)	(G)	=	3770	kg/cmq

In merito al substrato roccioso, non essendo presenti affioramenti nell'area, e vista la sua notevole profondità dal piano campagna, è stato valutato l'indice **R.Q.D.** tramite il **metodo di Onodera** che permette di determinarlo sulla base dell'indice di velocità I_v , dato dal rapporto tra la velocità misurata in situ e quella in laboratorio.

La velocità delle onde SH, riscontrata in situ con l'indagine sismica di superficie, è risultata pari a 1240m/sec; pur non avendo a disposizione il valore della velocità di laboratorio di questo litotipo, questa è stata considerata cautelativamente pari a 1400m/sec.

Relazione fra il rapporto delle velocità sismiche misurate in situ e in laboratorio (Onodera)



Utilizzando queste velocità l'indice I_v è risultato pari a circa 0.88, cui corrisponde, in funzione del diagramma di Onodera, un **R.Q.D.** pari a circa il 78%.

Questo valore fa ritenere che le caratteristiche litotecniche dell'ammasso roccioso possano essere associate ad una **classe III** per cui l'ammasso roccioso fratturato può essere classificato di qualità **"discreta"**.

N = $\sum n_i$	0-25	25-50	50-70	70-90	90-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELL'AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c (kg/cmq)	<1	1-1.5	1.5-2.0	2.0-3.0	>3.0
φ	<30°	30°-35°	35°-40°	40°-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DI SCAVO	nessuna difficoltà	può essere cavato facilmente; frammentazione notevole	discreta difficoltà	si cava con difficoltà; frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo

Utilizzando i valori ottenuti dall'indagine sismica sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici fondamentali.

Unità B – Substrato roccioso (Argille e calcari di Canetolo)

- **Sottounità B₁: Substrato Roccioso - Qualità ammasso roccioso "discreta"** presente al di sotto di 3.9-7.8m dal piano campagna

Peso di volume naturale (da bibliografia)	(γ_n)	=	2.5	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (da Bieniawski)	(φ')	=	35°	
Coesione efficace (da Bieniawski)	(c')	=	1.5	kg/cmq
Velocità onde di compressione (da indagini in terreni simili)	(V_p)	=	3160	m/sec
Velocità onde di taglio (da indagine sismica)	(V_s)	=	1240	m/sec
Coefficiente di Poisson (correlazione con l'angolo di attrito)	(μ)	=	0.30	
Coefficiente di spinta passiva (correlazione con l'angolo di attrito)	(k_0)	=	0.43	
Modulo di elasticità statico (edometrico) (da parametri sismici)	(E_s)	=	13300	kg/cmq
Modulo di Young (da parametri sismici)	(Y)	=	110460	kg/cmq
Modulo di taglio dinamico (da parametri sismici)	(G)	=	39200	kg/cmq

4.10 Determinazione dei parametri caratteristici e di progetto

A partire dal 22/03/2018 sono entrate in vigore le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 che, in relazione ai parametri geotecnici, prescrivono di calcolare i valori caratteristici e di progetto partendo da quelli medi rilevati in situ:

$$\text{Valori medi } (V_m) \Rightarrow \text{Valori Caratteristici } (V_k) \Rightarrow \text{Valori di Progetto } (V_p).$$

Nelle **Istruzioni** per l'applicazione delle "Norme Tecniche", predisposte dal **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**, viene ricordato che il **Progettista**, nelle valutazioni che deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici dei singoli strati individuati, può fare riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni, una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

Pertanto, tenendo ferme le definizioni riportate, per modesti lavori va bene quanto suggerito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

N.B. Il Progettista Geotecnico potrà fare riferimento alla parametrizzazione che è stata condotta nel presente studio o, in alternativa, potrà utilizzare parametri ricavati da una propria elaborazione e trattamento statistico a partire dai valori misurati e/o derivati dall'esecuzione di ulteriori indagini di approfondimento.

Di seguito i **valori caratteristici** di resistenza dei terreni di fondazione verranno presi **uguali a quelli medi** ricavati con l'elaborazione delle indagini geognostiche.

Dai valori caratteristici per ricavare i **valori di resistenza di progetto**, è necessario dividerli per un **coefficiente riduttivo parziale γ_M** , secondo quanto indicato nella Tabella 6.2.II colonna M2 delle NTC.

Tab. 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

I valori di progetto (V_p) dei parametri di resistenza al taglio ϕ'_p , c'_p e c_{up} e del peso dell'unità di volume risultano quindi:

$$tg \phi'_p = \frac{tg \phi'_k}{1.25} \quad c'_p = \frac{c'_k}{1.25} \quad c_{up} = \frac{c_{uk}}{1.4} \quad \gamma_p = \frac{\gamma_k}{1}$$

Nel caso in oggetto i calcoli eseguiti hanno fornito i seguenti valori:

- **Sottounità A₁: "Limo argilloso ghiaioso" "poco consistente"** presente dal p.c. fino a circa 0.5-3.4 di profondità

Peso dell'unità di volume naturale indicativo (t/mc)

(γ_m) medio = 1.85	(γ_k) caratteristico = 1.85	(γ_p) di progetto = 1.85
---------------------------	------------------------------------	---------------------------------

Peso dell'unità di volume in condizioni di saturazione indicativo (t/mc)

(γ_m) medio = 1.95	(γ_k) caratteristico = 1.95	(γ_p) di progetto = 1.95
---------------------------	------------------------------------	---------------------------------

Valore nominale dell'angolo di attrito efficace

(ϕ'_m) medio = 20°	(ϕ'_k) caratteristico = 20°	(ϕ'_p) di progetto = 16.2°
-------------------------	----------------------------------	---------------------------------

Coesione non drenata (kg/cm^q)

(c_{um}) media = 0.6kg/cm ^q	(c_{uk}) caratteristica = 0.6kg/cm ^q	(c_{up}) di progetto = 0.428kg/cm ^q
--	---	--

Coesione efficace (kg/cm^q)

(c'_m) media = 0.06kg/cm ^q	(c'_k) caratteristica = 0.06kg/cm ^q	(c) di progetto = 0.048kg/cm ^q
---	--	---

- **Sottounità A₂: "Limo argilloso con inclusi elementi litoidi di medie dimensioni" "moderatamente consistente"** presente da 0.5-3.4 fino a circa 3.9-7.8m di profondità

Peso dell'unità di volume in condizioni di saturazione indicativo (t/mc)

(γ_m) medio = 2.00	(γ_k) caratteristico = 2.00	(γ_p) di progetto = 2.00
---------------------------	------------------------------------	---------------------------------

Valore nominale dell'angolo di attrito efficace

(ϕ'_m) medio = 32°	(ϕ'_k) caratteristico = 32°	(ϕ'_p) di progetto = 26.56°
-------------------------	----------------------------------	----------------------------------

Coesione non drenata (kg/cm^q)

(c_{um}) media = 0.7kg/cm ^q	(c_{uk}) caratteristica = 0.7kg/cm ^q	(c_{up}) di progetto = 0.5kg/cm ^q
--	---	--

Coesione efficace (kg/cm^q)

(c'_m) media = 0.07kg/cm ^q	(c'_k) caratteristica = 0.07kg/cm ^q	(c) di progetto = 0.056kg/cm ^q
---	--	---

- **Sottounità B₁: Substrato Roccioso - Qualità ammasso roccioso "discreta"** presente al di sotto di 3.9-7.8m dal piano campagna

Peso dell'unità di volume (t/mc)

(γ_m) medio = 2.5	(γ_k) caratteristico = 2.5	(γ_p) di progetto = 2.5
--------------------------	-----------------------------------	--------------------------------

Angolo di attrito interno efficace

(ϕ'_m) medio = 35°	(ϕ'_k) caratteristico = 35°	(ϕ'_p) di progetto = 29.25°
-------------------------	----------------------------------	----------------------------------

Coesione efficace (kg/cm^q)

(c'_m) media = 1.5kg/cm ^q	(c'_k) caratteristica = 1.5kg/cm ^q	(c) di progetto = 1.20kg/cm ^q
--	---	--

4.11 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) per fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa delle fondazioni deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle caratteristiche ambientali.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti Stati Limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.

- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

N.B. Sarà cura del **Progettista strutturale** eseguire le verifiche di legge in base ai parametri geotecnici indicati.

4.12 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) : la valutazione dei cedimenti

Per effetto delle azioni trasmesse dalle fondazioni i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa.

Le componenti verticali degli spostamenti (**cedimenti**) devono essere attentamente valutate e sulla base delle loro previsioni deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità, con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto in progetto.

N.B. Sarà cura del **Progettista strutturale** valutare, in base ai parametri geotecnici sopra indicati, ai carichi e alla tipologia e dimensioni degli elementi strutturali di fondazione, i cedimenti che possono essersi verificati nel tempo in seguito alla realizzazione delle opere.

5 - MODELLO SISMICO

5.1 Pericolosità sismica di base

Con Delibera n.421 del 26/05/2014 è stato approvato l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Toscana; il Comune di Bagnone rimane in **Zona Sismica 2**.

Nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, pubblicato sulla GU n.42 del 20/02/2018, è stato pubblicato l'"*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*" che recepiscono ed integrano le indicazioni contenute nell'O.P.C.M. n.3274, modificando l'approccio alla classificazione sismica del territorio.

La valutazione della "*pericolosità sismica di base*", intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A con $V_{S30} > 800\text{m/sec}$), è definita mediante un approccio "**sito dipendente**" e non più tramite un criterio "zona dipendente" così come adottato dalle precedenti normative.

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'**azione sismica di progetto** viene effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M. 14/01/2018).

Le forme spettrali sono definite in funzione dei seguenti tre parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito
- F_o = 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

Al fine di ricavare, in riferimento al sito in esame, i valori dei parametri (a_g , F_o , T_c^* etc.) necessari per la definizione degli spettri di risposta elastici, ai sensi delle NTC 18, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale (cat. sottosuolo A) sono stati utilizzati i seguenti dati:

- Coordinate del sito di intervento: Latitudine 44,310121; Longitudine 9,994000 (coordinate geografiche sistema ED50 – gradi sessadecimali) Latitudine 44,309165; Longitudine 9,992979 (coordinate geografiche sistema WGS84 – gradi sessadecimali).

Relativamente al sito in esame nella seguente tabella vengono riportati i parametri suddetti con i relativi periodi di ritorno, ricavati tramite media pesata rispetto ai quattro vertici del reticolo di riferimento all'interno del quale il sito si trova.

Elaborazioni effettuate con "*Spettri NTC ver. 1.0.2*"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.060	2.425	0.240
50	0.078	2.439	0.250
72	0.093	2.419	0.256
101	0.110	2.361	0.261
140	0.126	2.373	0.266
201	0.145	2.396	0.272
475	0.198	2.417	0.279
975	0.255	2.420	0.284
2475	0.340	2.404	0.318

Tab.n.1 – Parametri spettrali

Utilizzando i valori sopra riportati si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione valido per il sito in oggetto su suolo rigido (suolo di categoria A con $V_{S30} > 800\text{m/sec}$).

5.2 Categorie di sottosuolo per l'utilizzo dell'approccio semplificato

Dato che le condizioni del sito di riferimento non corrispondono a quelle presenti nell'area, è necessario, ai fini della definizione dell'**azione sismica di progetto**, tenere conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche dell'area in oggetto, in quanto entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa sul suolo rigido di riferimento, con superficie orizzontale.

Tali modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

La "**risposta sismica locale**" esprime quindi l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite nel percorso dal substrato rigido al sito in oggetto.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della **risposta sismica locale** si valuta mediante specifiche analisi.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle **categorie di sottosuolo** definite nella seguente **Tab.3.2.II**, si può fare riferimento ad un **approccio semplificato** che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio V_S .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S dell'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (\text{m/sec})$$

dove:

h_i = spessore dell'iesimo strato

$V_{S,i}$ = velocità dell'iesimo strato

N = numero di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800m/sec.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30\text{m}$ nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le Norme Tecniche 2018 prevedono le seguenti categorie di sottosuolo di riferimento:

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

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (NTC, 2018)

Per la determinazione della velocità equivalente delle onde **SH**, sono stati utilizzati i risultati dei profili di sismica a rifrazione eseguiti che, in corrispondenza del lato valle del fabbricato lesionato, hanno permesso di individuare la seguente situazione sismostratigrafica:

- **Sismostrato 1:** dal piano campagna fino a circa 2.4m di profondità è presente un livello costituito da “*Limo argilloso ghiaioso*” caratterizzato da una velocità media delle onde di taglio di circa 160m/sec;
- **Sismostrato 2:** da 2.4 fino a circa 6.8m di profondità è presente un livello costituito da “*Limo argilloso con inclusi elementi litoidi di medie dimensioni*” caratterizzato da una velocità delle onde di taglio pari a 430m/sec;
- **Sismostrato 3:** oltre 6.8m di profondità è presente il substrato sismico costituito dalla formazione delle Argille e Calcari di Canetolo (**ACC**) caratterizzato da una velocità delle onde SH di 1240m/sec.

Ci troviamo quindi di fronte ad una situazione sismostratigrafica caratterizzata dalla presenza di depositi di copertura di spessore inferiore a 30m sovrastanti un substrato sismico.

Dato che la profondità di questo substrato risulta inferiore a 30m è stata valutata la velocità equivalente delle coperture presenti al di sopra di esso che può essere così calcolata:

$$V_{S_{coperture}} = \frac{(2.4m \times 160m / sec) + (4.4m \times 430m / sec)}{6.8m} = \frac{384 + 1892}{6.8} = \frac{2276}{6.8} = 334.7m / sec$$

La velocità equivalente delle coperture rientra tra quelle tipiche della **categoria di sottosuolo C**.

La configurazione stratigrafica appena descritta, caratterizzata da “*terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per la categoria C con profondità del substrato non superiore a 30m*” rientra all'interno della **categoria di sottosuolo "E"**.

5.3 Condizioni topografiche per l'utilizzo dell'approccio semplificato

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella **Tab. 3.2.III** delle **NTC2018** che individua le seguenti 4 categorie topografiche.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Tabella 3.2.II – **Categorie topografiche che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (NTC, 2018)**

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza superiore a 30m.

5.4 Risposta sismica locale mediante approccio semplificato (amplificazione stratigrafica e topografica)

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \times S_T$$

dove S_S è il **coefficiente di amplificazione stratigrafica** e S_T è il **coefficiente di amplificazione topografica**.

Il coefficiente S_S si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

Categoria di sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - (0,40 \times F_0 \times a_g/g) \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - (0,60 \times F_0 \times a_g/g) \leq 1,50$
D	$0,9 \leq 2,40 - (1,50 \times F_0 \times a_g/g) \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - (1,10 \times F_0 \times a_g/g) \leq 1,60$

Tabella 3.2.IV, modificata, delle NTC 2018

Nel caso in oggetto, trovandoci di fronte ad una **Categoria di sottosuolo E** il **coefficiente stratigrafico** assume il valore $S_S = 1.60$.

Per **amplificazione topografica** si intendono quei fenomeni di focalizzazione o defocalizzazione delle traiettorie di propagazione delle onde sismiche che avvengono in configurazioni geomorfologiche con rilievi, creste e avvallamenti.

Per tenere conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella **Tab.3.2.V** in funzione delle 4 categorie topografiche definite in precedenza e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 3.2.V delle NTC 2018

La **variazione spaziale** del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella tabella precedente, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Nel caso in oggetto trovandosi l'area d'intervento nella parte intermedia di un pendio caratterizzato mediamente da una pendenza di poco superiore a 15° potrebbe essere assunta come Categoria Topografica la T2 e come coefficiente topografico un valore di S_T pari a 1.1.

5.5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento consigliati per l'intervento in progetto

Come visto in precedenza le **azioni sismiche di progetto** in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

Nelle valutazioni delle azioni sismiche, in merito all'intervento in progetto, si consiglia di utilizzare le seguenti vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento:

- **Vita nominale VN (in anni):** all'opera in esame corrisponde una vita nominale (*Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata - § 2.4.1-D.M. 17 gennaio 2018*) **VN = 50**.

Tab. 2.4.I – 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 ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2.4.I delle NTC 2018

- **Classe d'uso:** l'opera in esame cautelativamente potrebbe rientrare nelle **Classe d'uso II** (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*).
- **Coefficiente d'uso:** considerando una classe d'uso II si deve utilizzare un coefficiente d'uso **$C_U = 1.0$**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2.4.II delle NTC 2018

- **Periodo di riferimento VR (in anni):** le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la Vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Nel caso in oggetto quindi potremmo avere un periodo di riferimento **$V_R = 50$ anni**.

5.6 Valutazione dell'azione sismica

In riferimento ai quattro stati limite per l'azione sismica (SLO, SLD, SLV, SLC) e alla relativa probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma, utilizzando la seguente relazione:

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

Stati Limite		Valori di P_{VR}	Valori di T_R corrispondenti
		($C_U=1.0$)	
SLE	SLO	81.00%	$0.60 \times V_R$
	SLD	63.00%	V_R
SLU	SLV	10.00%	$9.50 \times V_R$
	SLC	5.00%	$19.50 \times V_R$

Tabella .n.5

Sulla base del **periodo di ritorno T_R** calcolato per lo stato limite d'interesse, si può ricavare il coefficiente S , utilizzando i parametri a_g/g e F_o riportati in **Tabella 1**.

Ad esempio, se lo stato limite d'interesse è lo SLV ($P_{VR}=0.1$; $T_R=475$), il coefficiente stratigrafico S_S risulta uguale a 1.6, quello topografico S_T a 1.1, per cui il coefficiente S vale 1.76.

Il progettista, per ogni altro stato limite, potrà ricavare il relativo periodo di ritorno e, conseguentemente il coefficiente S , utilizzando i parametri a_g/g e F_o riportati in Tabella 1.

Nel sito in oggetto, pertanto, nel caso dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), l'amplificazione massima prevista con un T_R pari a 475 anni sarà:

$$a_{max} = a_g \times S_S \times S_t = (0.198 \times 9.81) \times 1.6 \times 1.1 = \mathbf{3.42m/s^2}$$

Sarà comunque cura del **Progettista Strutturale** valutare, in riferimento ai quattro stati limite per l'azione sismica (SLO, SLD, SLV, SLC) e alla relativa probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , il relativo periodo di ritorno T_R del sisma e di conseguenza le azioni sismiche di progetto.

5.7 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Nel § 7.11.3.5.2 delle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17/01/2018) vengono definite le modalità di esecuzione delle analisi di stabilità dei pendii, in condizioni sismiche, con metodi pseudostatici.

In questi metodi 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.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

dove:

- k_h = coefficiente sismico orizzontale
- k_v = coefficiente sismico verticale

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

Nel caso in esame, considerando che $a_g(g)$ è compresa fra 0.1 e 0.2, essendo la categoria di sottosuolo la **B**, dalla seguente tabella

	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

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

si ricava che $\beta_s = 0.24$ e quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.24 \times S_s \times S_T \times a_g = 0.24 \times 1.6 \times 1.1 \times 0.198 = 0.0839$$

Nelle verifiche di stabilità è stato utilizzato quale coefficiente sismico orizzontale $k_h=0.0839$ e verticale $k_v=0.042$.

5.8 Stabilità nei confronti della liquefazione: condizioni per l'esclusione della verifica di liquefazione

Definizione: “Con il termine **“liquefazione”** si indicano vari fenomeni fisici (liquefazione in campo libero, mobilità ciclica, fluidificazione), osservati nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi durante i terremoti forti ($M_w \geq 5$), che hanno come elemento comune, per effetto dell'instaurarsi di condizioni non drenate, un incremento e un accumulo delle pressioni interstiziali che può provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno”.

I fenomeni di liquefazione interessano prevalentemente i depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente dalle proprietà geotecniche dei terreni, dalle caratteristiche delle vibrazioni sismiche, dalla loro durata e dalla genesi e storia geologica dei litotipi.

Durante un sisma vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante.

Al Capitolo **7.11.3.4.1** le NTC 2018 richiedono una verifica alla suscettibilità di liquefazione dei terreni del sito sul quale insiste il manufatto; se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità dei manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati non suscettibili di liquefazione.

Al capitolo **7.11.3.4.2**, le stesse norme consentono di omettere la verifica alla suscettibilità di liquefazione quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ o $qc_{1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100KPa e qc_{1N} è il valore delle resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100KPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **Fig.n.7.11.1(a)** nel caso di terreni con coeff. di uniformità $U_c < 3.5$ e nella **Fig.n.7.11.1(b)** nel caso di terreni con coeff. di uniformità $U_c > 3.5$.

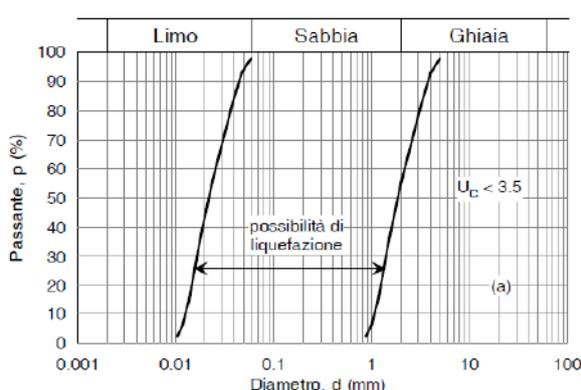


Fig. n.7.11.1.(a) NTC 2008

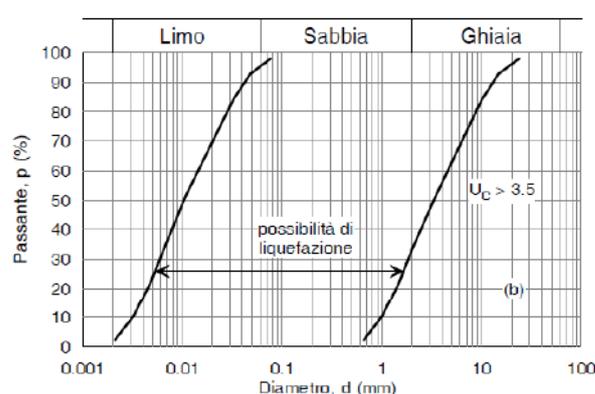


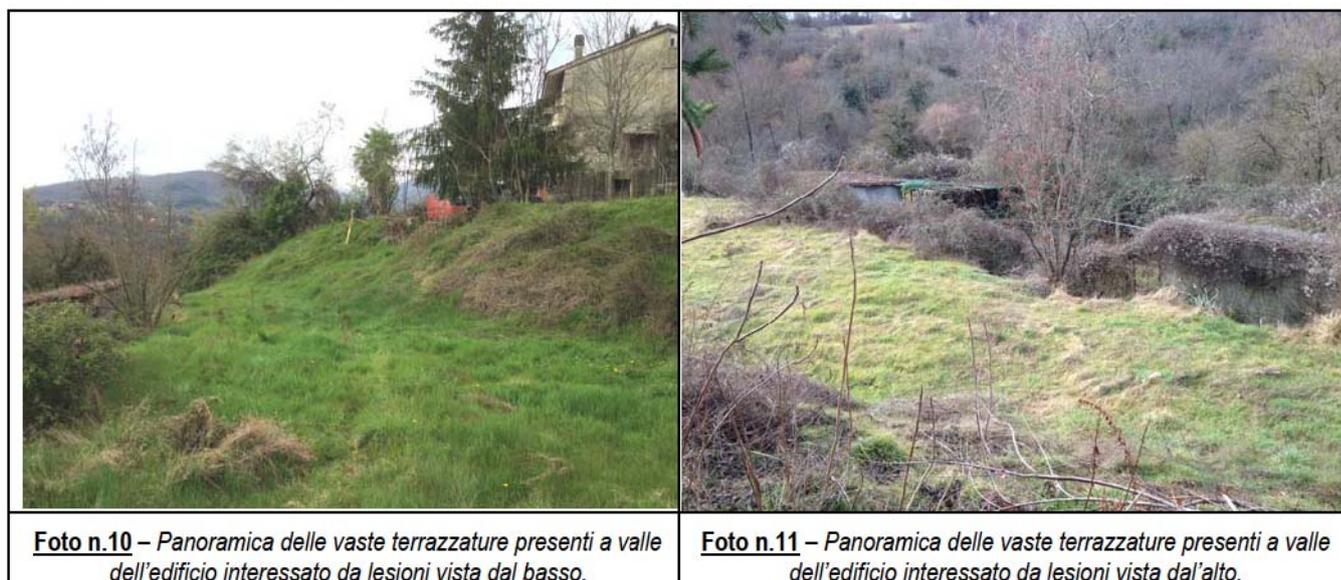
Fig. n.7.11.1.(b) NTC 2008

Nel caso in oggetto, ai sensi del capitolo **7.11.3.4.2** delle **NTC**, viste le caratteristiche granulometriche dei terreni di fondazione e l'assenza di una falda permanente all'interno della copertura detritica, si può omettere la verifica alla suscettibilità a liquefazione.

6 – VERIFICHE DI STABILITA' E OPERE CONSIGLIATE

6.1 Considerazioni sulla stabilità dell'area in esame allo stato attuale

I sopralluoghi eseguiti nei pressi dell'edificio interessato dalle lesioni, anche dopo la pulizia dalla fitta vegetazione infestante, non hanno messo in evidenza la presenza di crepacciature nel terreno che potrebbero indurre a ritenere l'area interessata da movimenti franosi importanti (vedi **Foto n.10** e **n.11**).



L'edificio inoltre si trova in una zona conformata a dosso in cui la pendenza del versante risulta prossima al 33% quindi con un angolo del pendio di circa 18 gradi.

Assumendo cautelativamente il terreno costituito interamente da detrito di copertura privo di coesione e con le caratteristiche del primo livello detritico scadente, è stata valutata in modo speditivo la stabilità complessiva allo stato attuale utilizzando la seguente formula che permette di determinare il coefficiente di sicurezza F_s :

$$F_s = \operatorname{tg} \varphi \times \cot g \alpha$$

dove φ e α sono rispettivamente l'angolo di attrito interno del terreno e l'angolo del pendio.

Con un angolo del pendio $\alpha=18^\circ$ e un valore dell'angolo di attrito interno pari a $\varphi=20^\circ$, si ottiene un valore di F_s pari a 1.1, di poco superiore a quello di equilibrio.

Tale valore è sicuramente molto cautelativo, in quanto è stato trascurato il contributo della coesione che in questi terreni caratterizzati da un'abbondante matrice limo-argillosa è sicuramente importante.

Questo porta a concludere che allo **Stato Attuale** ci troviamo in presenza di una **situazione di stabilità** così come confermato anche dallo stato dei luoghi.

Per valutare le condizioni di stabilità globale del versante tenendo conto dei possibili effetti di un terremoto e del sovraccarico dovuto alla presenza del fabbricato sono state eseguite anche verifiche numeriche con un programma per le verifiche di pendii in terra denominato "SLOPE" della Geostru utilizzando il metodo di Bishop.

Le verifiche di stabilità globali del complesso opera esistente – terreno è stata effettuata secondo quanto previsto nelle "Norme Tecniche sulle Costruzioni" (2008) seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi eseguite.

1) Verifiche di stabilità del versante allo stato attuale
(condizioni dinamiche con sisma - vedi relazione di calcolo allegata)

Nelle **condizioni sismiche** la condizione di stato limite è stata valutata con riferimento ai **valori caratteristici** dei parametri geotecnici e riferita alle superfici di scorrimento critiche, caratterizzate dal minor margine di sicurezza (§ 7.11.3.5.2) considerando, per maggior garanzia, condizioni di completa saturazione.

Nell'elaborato grafico presentato (vedi **Fig.n.13**) viene evidenziato il cerchio minimo che si localizza sulle terrazze a valle del fabbricato in oggetto.

Analisi di stabilità condizioni sismiche, saturazione orizzonti geotecnici

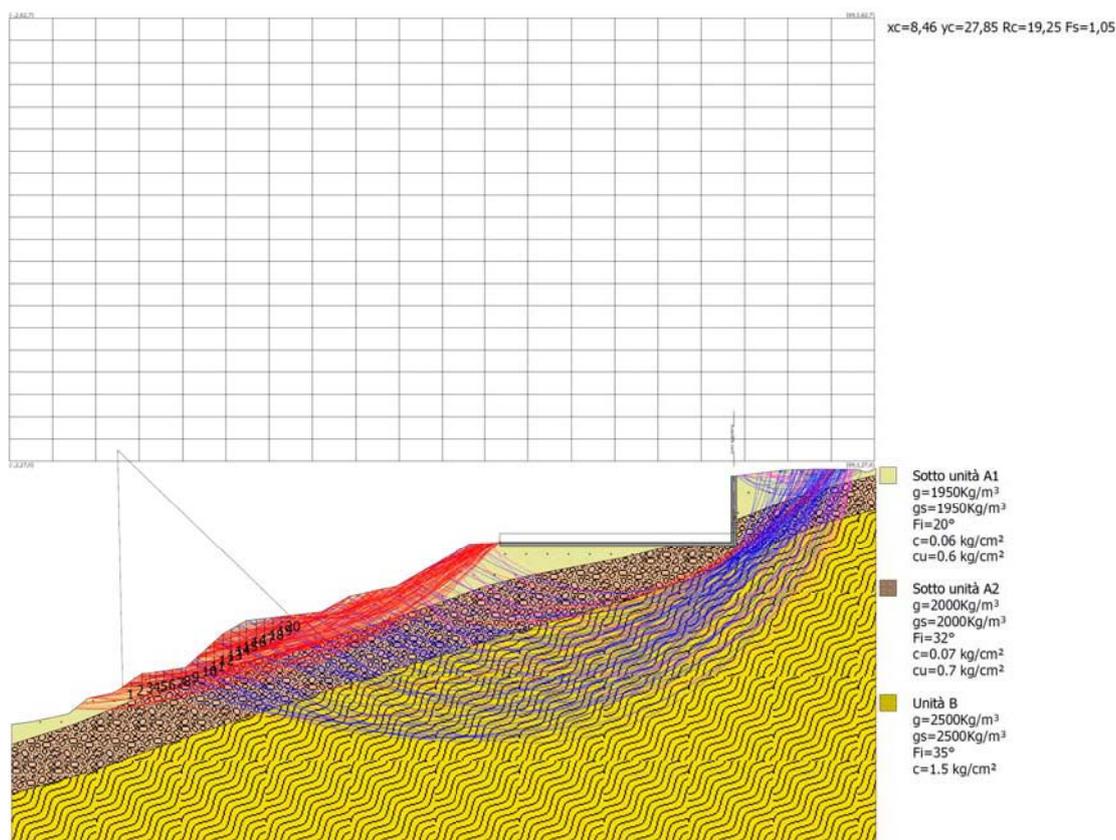


Fig. n.13 – Nel grafico vengono riportate tutte le superfici calcolate ed evidenziato il cerchio caratterizzato dal **Coefficiente di sicurezza minimo**.

Nella seguente tabella si riassumono le condizioni con le quali sono state eseguite le verifiche e viene riportato il valore del cerchio di stabilità minimo.

	Sottounità A1	Sottounità A2	Sottounità B1
<u>Verifica di stabilità stato di progetto</u>	$\gamma'_k = 1.95 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 0.06 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 20^\circ$	$\gamma'_k = 1.95 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 0.07 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 32^\circ$	$\gamma'_k = 2.5 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 1.5 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 35.0^\circ$
<u>Condizioni sismiche</u>	$F_{s_{min}} = 1.05$		

2) Verifiche di stabilità del versante allo stato attuale
(condizioni statiche - vedi relazione di calcolo allegata)

Nelle **condizioni statiche** la condizione di stato limite è stata valutata con riferimento ai **valori di progetto** dei parametri geotecnici e riferita alle superfici di scorrimento critiche, caratterizzate dal minor margine di sicurezza (§ 7.11.3.5.2), considerando, per maggior garanzia, condizioni di completa saturazione.

Nell'elaborato grafico presentato (vedi **Fig.n.14**) viene evidenziato il cerchio minimo che si localizza sulle terrazze a valle del fabbricato in oggetto.

Analisi di stabilità condizioni statiche, saturazione orizzonti geotecnici

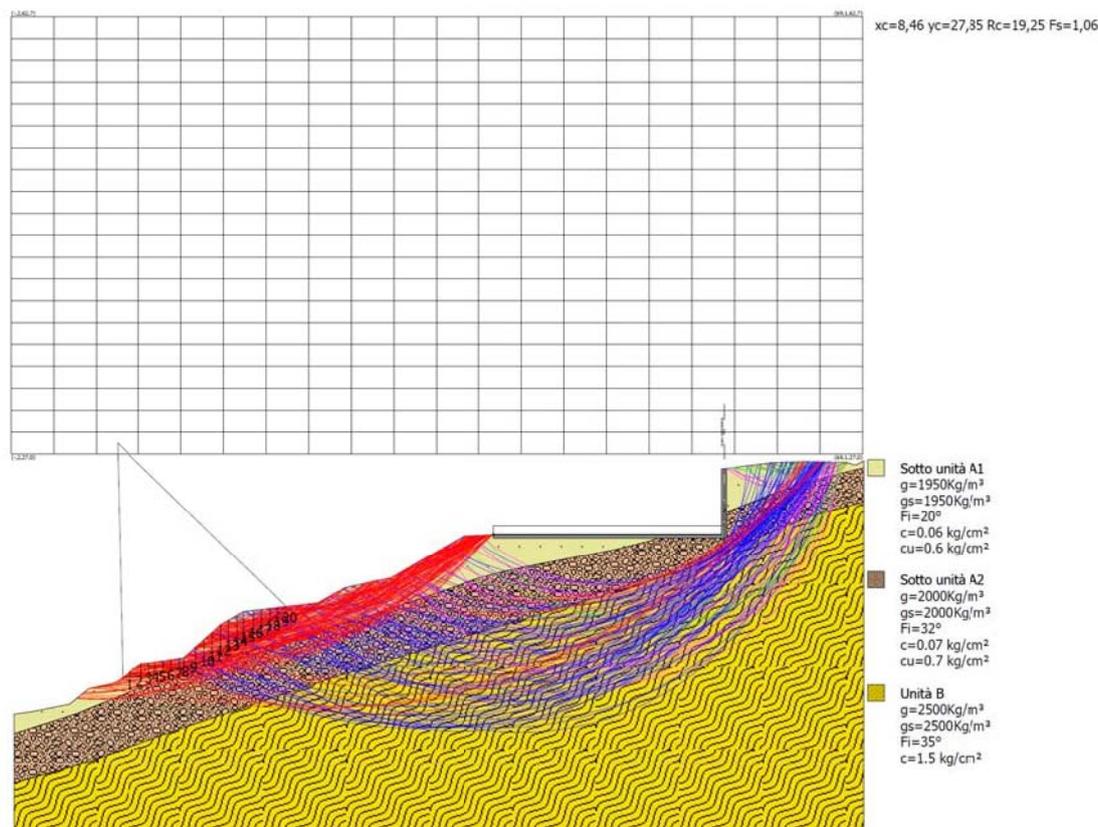


Fig. n.15 – Nel grafico vengono riportate tutte le superfici calcolate ed evidenziato il cerchio caratterizzato dal **Coefficiente di sicurezza minimo**.

Nella seguente tabella si riassumono le condizioni con le quali sono state eseguite le verifiche e viene riportato il valore del cerchio di stabilità minimo.

	Sottounità A1	Sottounità A2	Sottounità B1
<u>Verifica di stabilità stato di progetto</u>	$\gamma'_k = 1.95 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 0.048 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 16.2^\circ$	$\gamma'_k = 2.0 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 0.056 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 26.56^\circ$	$\gamma'_k = 2.5 \text{ kg/cmq}$ $c'_k = 1.2 \text{ kg/cmq}$ $\phi'_k = 29.25^\circ$
<u>Condizioni sismiche</u>	$F_{s\min} = 1.06$		

Entrambe le verifiche hanno messo in evidenza una situazione al limite della stabilità evidenziando valori del coefficiente di sicurezza di poco superiori all'equilibrio.

6.2 Valutazioni sulle lesioni presenti nel fabbricato in oggetto

I sopralluoghi eseguiti presso il fabbricato hanno messo in evidenza la presenza di lesioni numerose e di notevole entità su buona parte del fabbricato con particolare riferimento allo spigolo di sud-ovest (vedi **Foto n.10, 11, 12 e 13**).



Foto n.10 – Lesioni presenti al piano primo dell'edificio in corrispondenza del lato valle dello spigolo sud-ovest.



Foto n.11 – Lesioni presenti al piano terra dell'edificio in corrispondenza del lato valle dello spigolo sud-ovest.

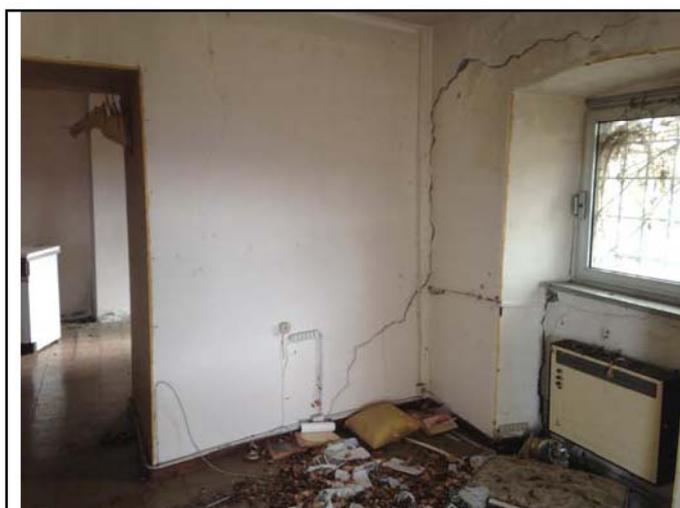


Foto n.12 – Lesioni interne presenti al piano primo dell'edificio in corrispondenza del lato valle dello spigolo sud-ovest.

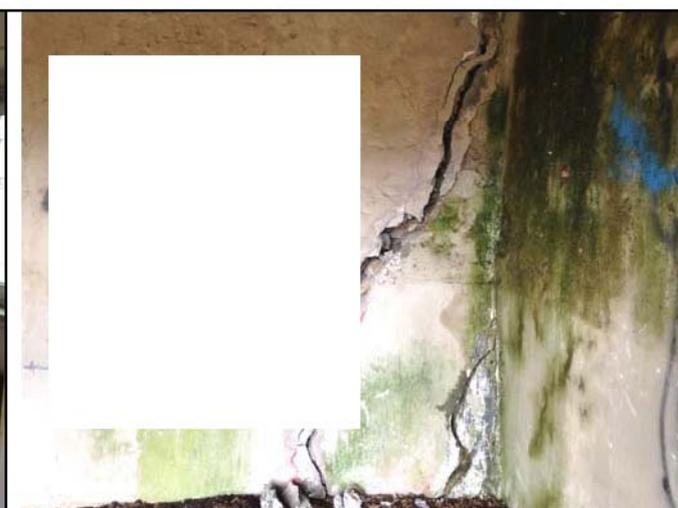


Foto n.13 – Lesioni presenti al piano terra dell'edificio in corrispondenza del lato valle dello spigolo sud-ovest.

Escludendo la presenza di movimenti franosi gravitativi importanti le lesioni potrebbero essere ricondotte a situazioni locali.

Le prove penetrometriche eseguite hanno infatti consentito di verificare la presenza in superficie di un terreno dotato di scadenti caratteristiche geotecniche.

La mancanza di adeguate opere di regimazione idraulica delle acque dei pluviali e delle superfici impermeabilizzate potrebbe aver favorito l'infiltrazione di acque meteoriche nel terreno con il conseguente decadimento dei parametri geotecnici.

Questo livello scadente presenta gli spessori maggiori proprio sul lato valle dell'edificio per cui nel tempo, anche a causa del notevole peso con cui è stato caricato il fabbricato sul lato valle in seguito agli interventi di ristrutturazione cui è stato soggetto nel corso degli anni (vedi **Foto n.14** e **n.15**), potrebbero essersi creati dei cedimenti differenziali che hanno originato le lesioni.



Foto n.14 – Opere che hanno appesantito la struttura esistente.



Foto n.15 – Opere che hanno appesantito la struttura esistente.

6.3 Interventi consigliati per la sistemazione della parte di edificio lesionato

Per la sistemazione dell'edificio potrebbe essere valutata la possibilità di demolire le strutture presenti in corrispondenza dello spigolo sud-ovest e la successiva realizzazione di opere su micropali da ancorare al substrato roccioso a cui collegare le fondazioni dell'edificio originario.

In questo modo, andando a scaricare i carichi sul substrato roccioso praticamente incompressibile, dovrebbero arrestarsi i cedimenti in atto.

Inoltre dovrebbe essere studiato un adeguato sistema di raccolta e regimazione delle acque intercettate dalle superfici impermeabilizzate del fabbricato e dalle viabilità di accesso.

Queste acque dovrebbero essere condotte in modo controllato all'interno dell'impluvio presente nella piccola valle a sud-ovest dell'edificio.

In quest'area sono state eseguite importanti opere di movimentazione terra fino alla creazione di un piccolo invaso che viene alimentato dalle acque delle sorgenti presenti a monte (vedi **Foto n.16** e **n.17**).

A valle dell'invaso è presente un troppo pieno che scarica le acque nell'impluvio.



Foto n.16 – Invaso presente nella conca di sud-ovest.



Foto n.17 – Troppo pieno che scarica le acque dell'invaso.

7 - CONCLUSIONI

Sulla base delle indagini svolte e delle considerazioni fatte, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- l'edificio interessato da lesioni si trova su un dosso in località "Cà di Nava" alla quota di circa 300m s.l.m. e si raggiunge percorrendo una strada in parte sterrata che si stacca dalla SP n.21;
- dalla consultazione delle Carte Geologiche emerge chiaramente che l'edificio si trova sopra la Formazione delle "Argille e Calcarei di Canetolo" (ACC);
- a sud-est del fabbricato è presente una zona conformata ad impluvio all'interno della quale è stata cartografata un'estesa frana quiescente con movimento indeterminato (a1q);
- l'area in oggetto rientra tra quelle sottoposte a Vincolo Idrogeologico mentre risulta esterna alle "Aree boscate";
- le indagini geognostiche eseguite hanno consentito di ricostruire la stratigrafia dell'area e di valutare i principali parametri geotecnici dei terreni presenti; in particolare in superficie è stata riscontrata la presenza di "Limo argilloso ghiaioso poco consistente" caratterizzato da parametri geotecnici scadenti;
- nonostante non sia stata rilevata la presenza di una vera e propria falda si ritiene che a seguito di periodi di forti precipitazioni il terreno possa riempirsi di acqua fino a saturarsi portando alla creazione di una sorta di "falda temporanea" che presenta notevoli escursioni stagionali strettamente legate al regime pluviometrico;
- per tenere conto dell'effetto della saturazione dei terreni, nella valutazione delle condizioni di stabilità globale del versante le verifiche sono state eseguite considerando la presenza di saturazione; le verifiche hanno consentito di dimostrare che l'area si trova in una situazione di stabilità prossima all'equilibrio;
- le lesioni riscontrate sembrano quindi dovute ad effetti locali per cui per sistemare la parte di edificio lesionata si consiglia di demolire le strutture realizzate in ampliamento a valle dell'edificio sul lato sud-ovest e di scaricare i carichi delle fondazioni dell'edificio originario sul substrato roccioso tramite la realizzazione di sottofondazioni ancorate su micropali;
- si consiglia inoltre di studiare un adeguato sistema di raccolta e regimazione delle acque intercettate dalle superfici impermeabilizzate del fabbricato e dalle viabilità di accesso; le acque così raccolte andranno condotte in modo controllato all'interno dell'impluvio presente nella piccola valle a sud-ovest dell'edificio
- in base a quanto indicato nelle **NTC2018** in merito alla valutazione della risposta sismica locale si può procedere mediante un approccio semplificato;
- il profilo stratigrafico del terreno di fondazione può essere assimilato ad una "Categoria di sottosuolo E" per cui si consiglia l'utilizzo di un coefficiente stratigrafico $S_s = 1.60$;
- il profilo topografico può essere assimilato ad una "Categoria topografica T2" e dato che l'area si trova in una posizione intermedia si consiglia come coefficiente topografico un valore di S_T pari a 1.1
- di conseguenza nello spettro di risposta di progetto il coefficiente S assumerà il valore:

$$S = S_s \times S_T = 1.6 \times 1.1 = 1.76$$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica.

Massa, 15/05/2019

Dott. Geol. Francesco Giusti

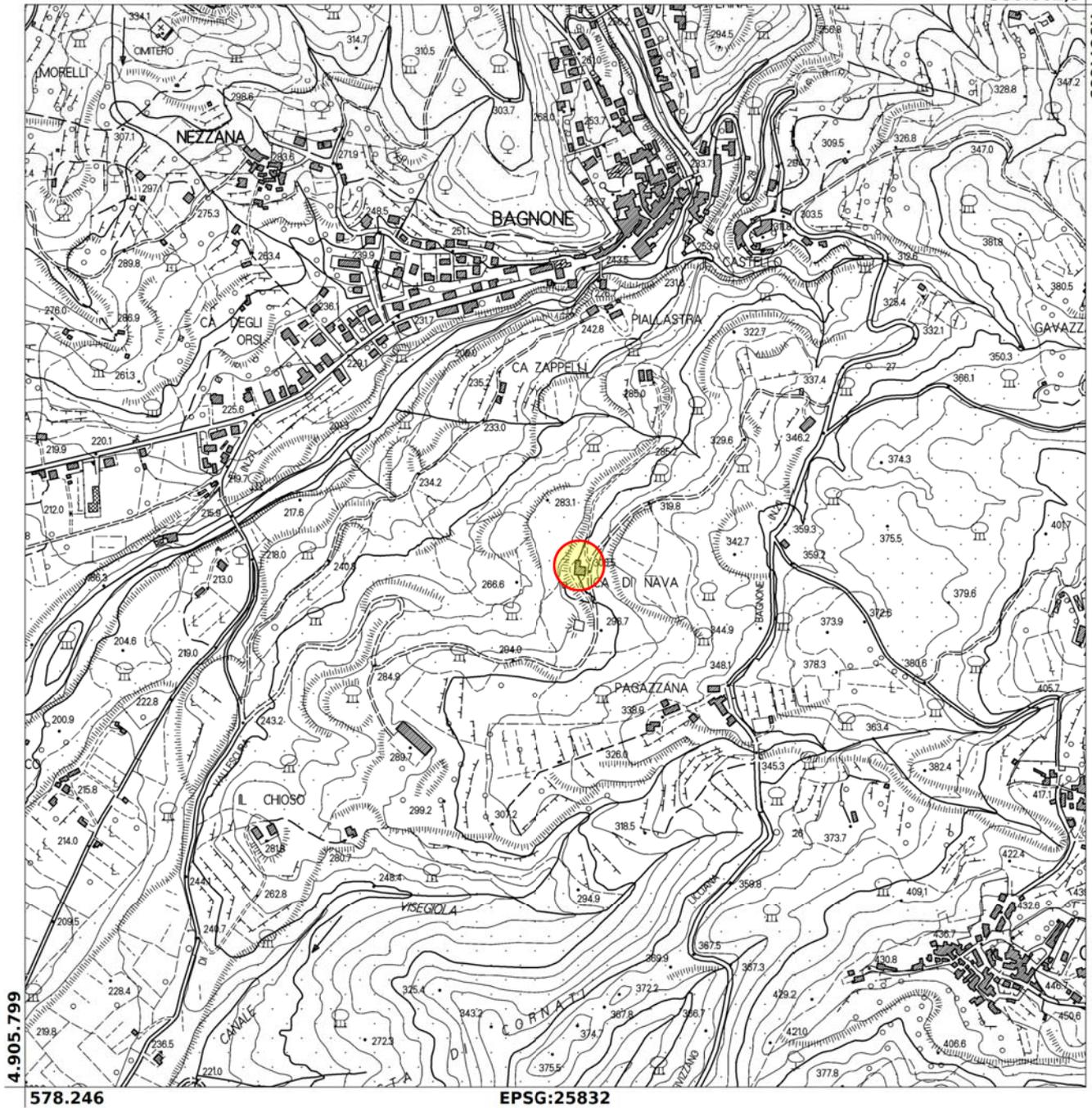


COROGRAFIA – (da Geoscopio)

Scala 1 : 10.000

580.062,9

4.907.669



Località: **CA' DI NAVA**



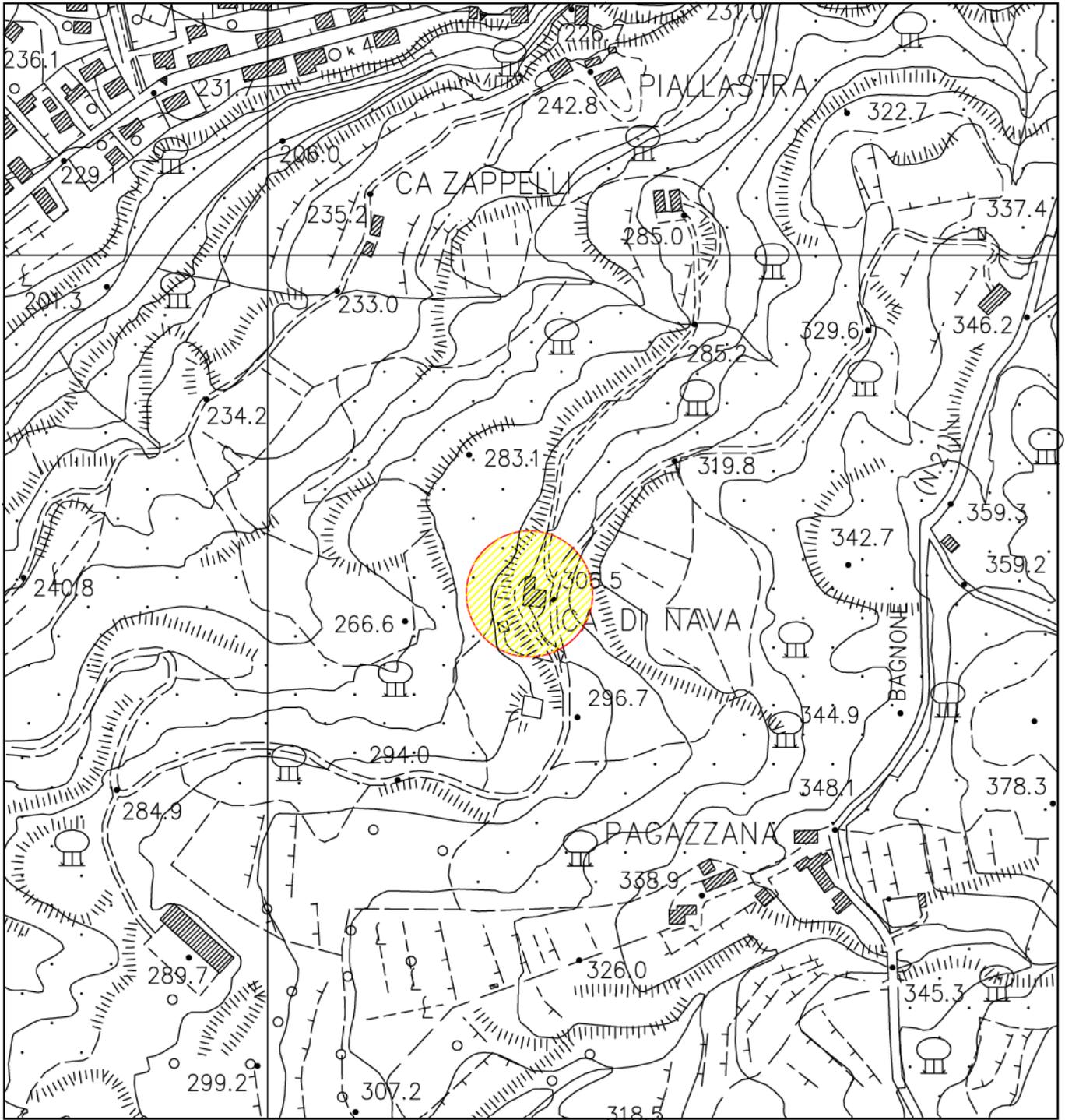
Tavola n.1.1

LEGENDA



Area in oggetto

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO



Scala 1:5.000

Località: CA' DI NAVA



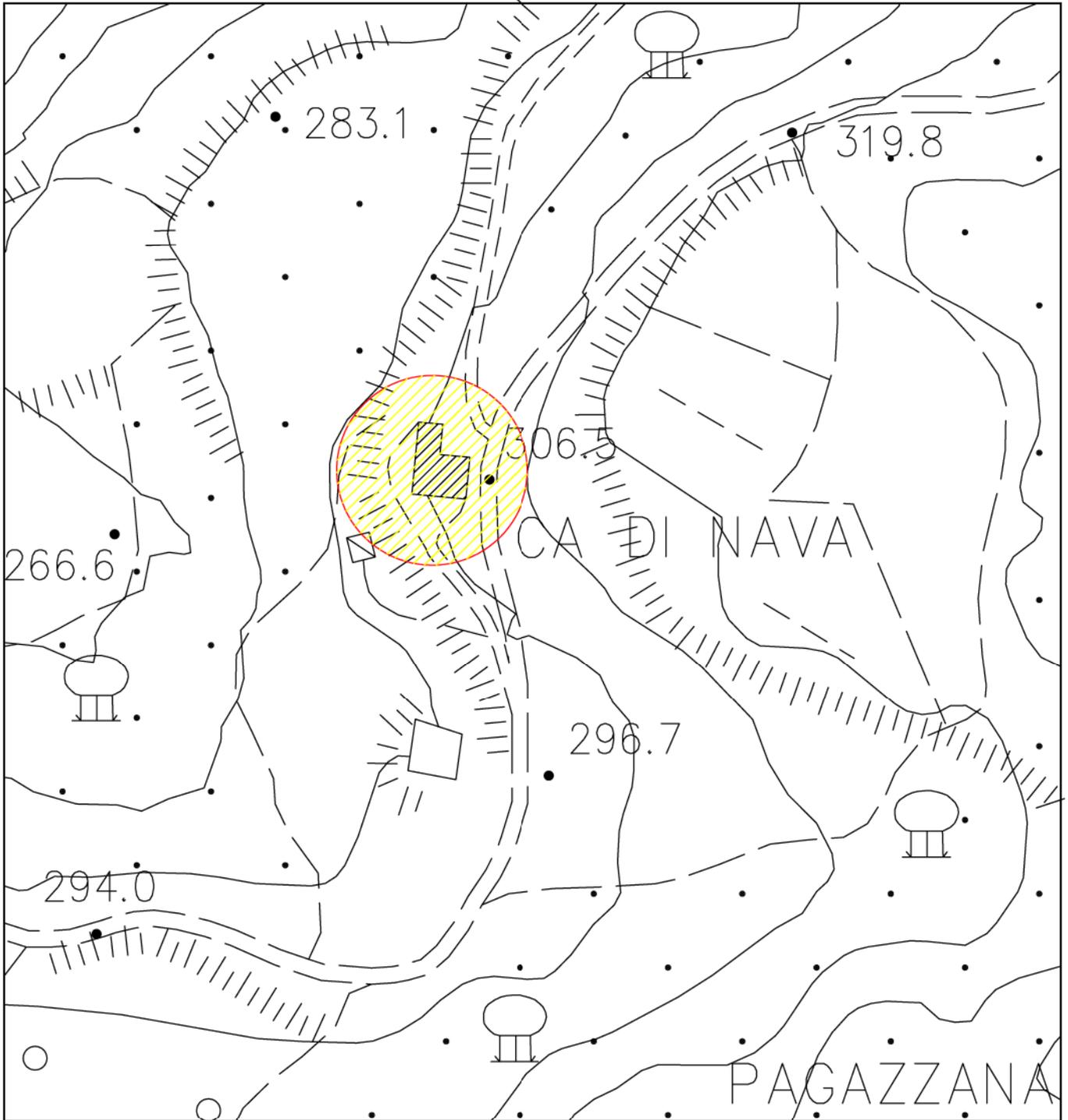
Tavola n.1.2

LEGENDA



Area in oggetto

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO



Scala 1:2.000

Località: CA' DI NAVA



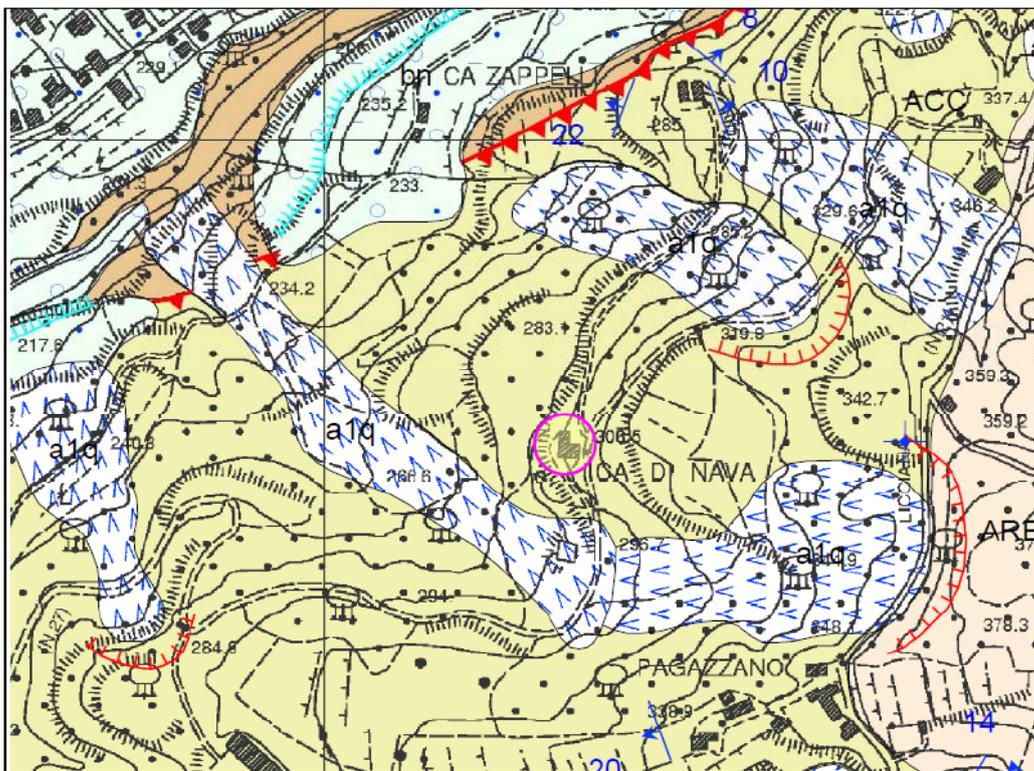
Tavola n.1.3

LEGENDA



Area in oggetto

Stralcio della "CARTA GEOLOGICA REGIONALE" – Sezione 233080



LEGENDA

- Area in oggetto

- FRANE**
- ▲ a1q - Frana quiescente con tipo di movimento indeterminato

- DEPOSITI DEL PLEISTOCENE-OLOCENE**
- ba - Depositi alluvionali terrazzati: Pleistocene sup. - Olocene.

- DOMINIO SUBLIGURE**
- ARB - Arenarie di Ponte Bratica: Campaniano inf. - Maastrichtiano inf.
- ACC - Argille e calcari di Canetolo Paleocene-Eocene

- DOMINIO TOSCANO**
- MAC - Macigno. Oligocene sup. - Miocene inferiore
- Contatto stratigrafico e/o litologico
- Faglia dirette
- ▲- Sovrascorrimento principale
- Orlo di terrazzo
- ▲- Orlo di scarpata di frana

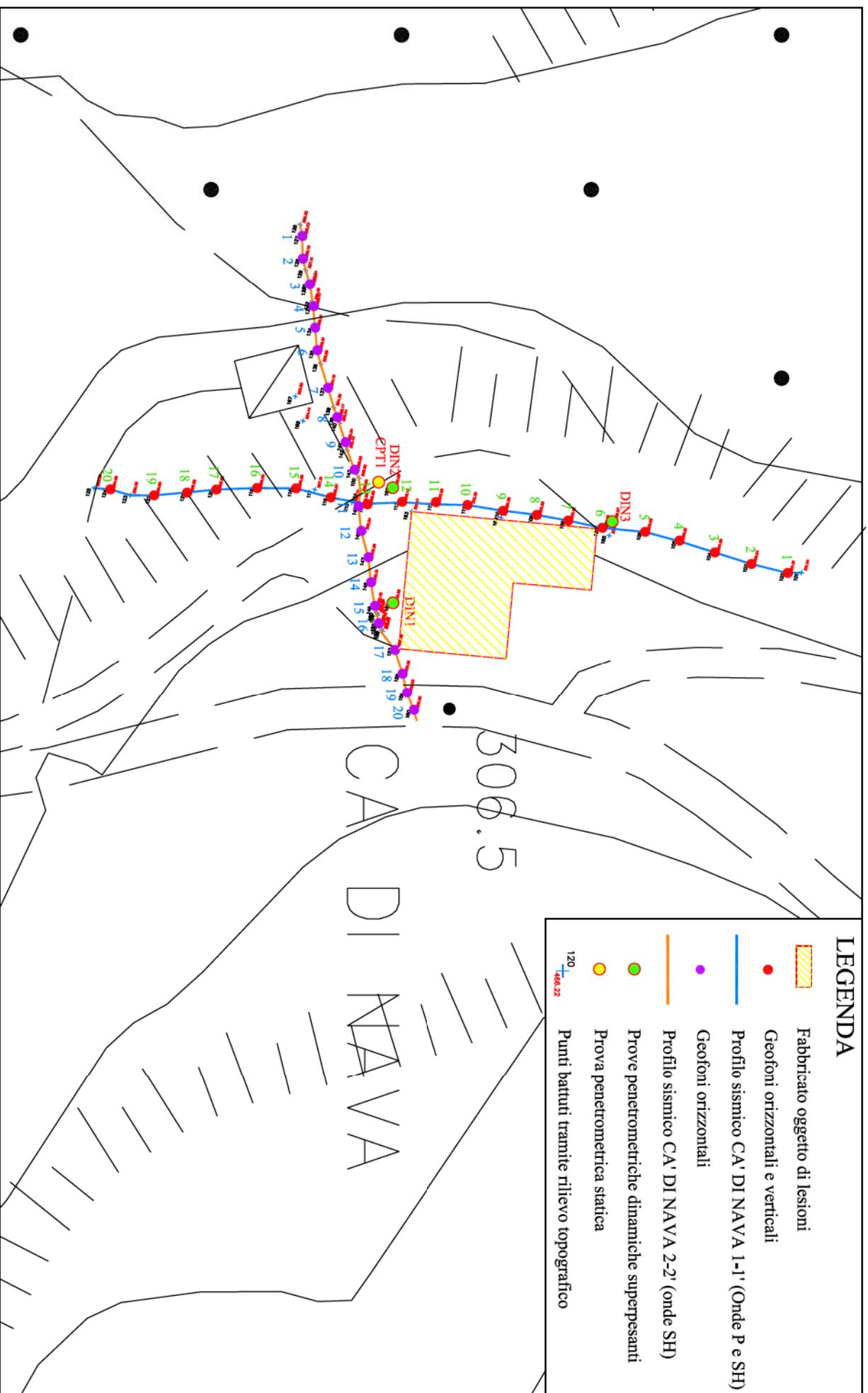
(fuori scala)

Località: CA' DI NAVA



Tavola n.2

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE SU AEROFOTOGRAMMETRIA



LEGENDA

-  Fabbricato oggetto di lesioni
-  Geofoni orizzontali e verticali
-  Profilo sismico CA' DI NAVVA 1-1' (Onde P e SH)
-  Geofoni orizzontali
-  Profilo sismico CA' DI NAVVA 2-2' (onde SH)
-  Prove penetrometriche dinamiche superpesanti
-  Prova penetrometrica statica
-  Punti battuti tramite rilievo topografico

Località: CA' DI NAVVA



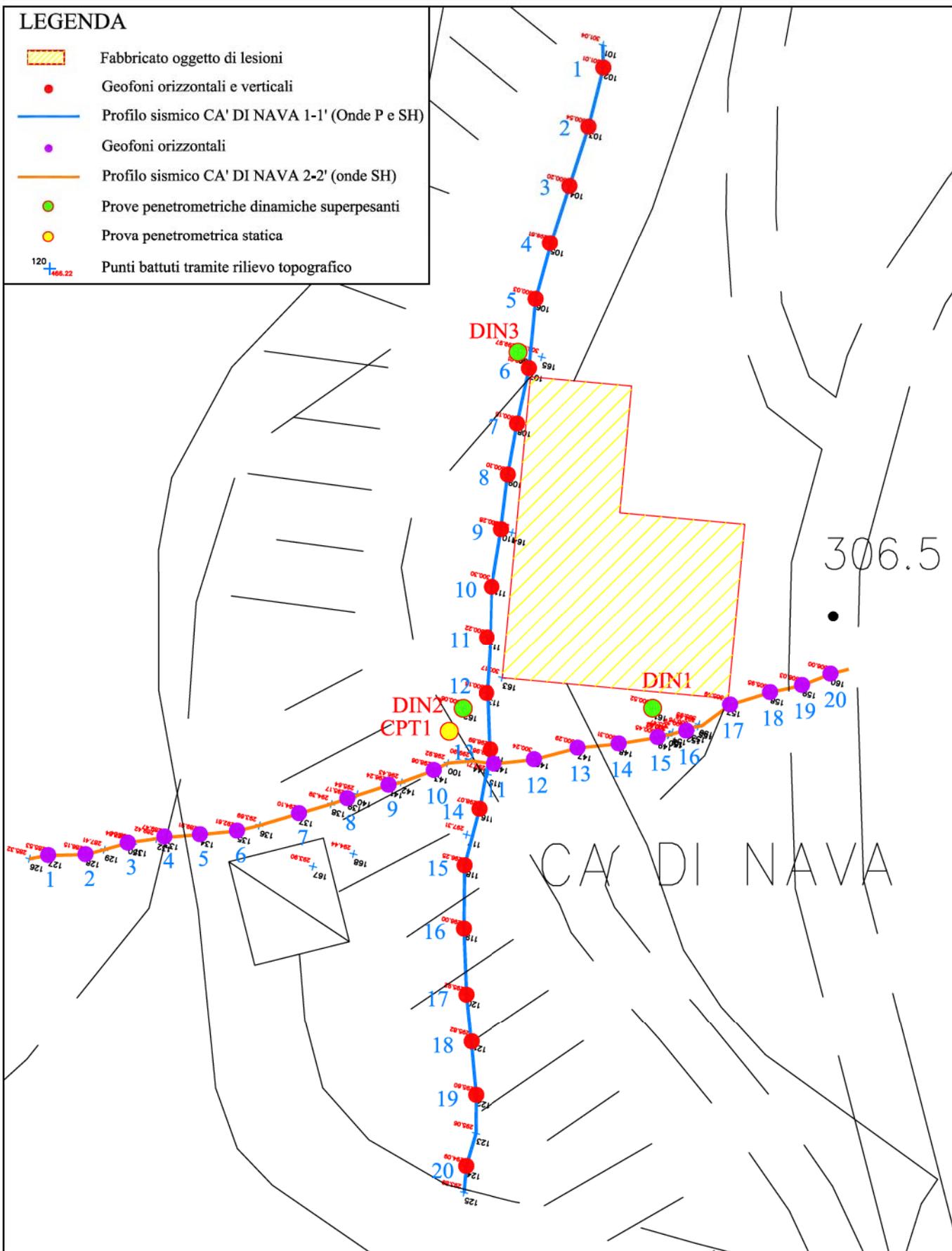
Scala 1:500

Tavola n.3.1

UBICAZIONE INDAGINI SU AEROFOTOGRAMMETRIA

LEGENDA

-  Fabbricato oggetto di lesioni
-  Geofoni orizzontali e verticali
-  Profilo sismico CA' DI NAVA 1-1' (Onde P e SH)
-  Geofoni orizzontali
-  Profilo sismico CA' DI NAVA 2-2' (onde SH)
-  Prove penetrometriche dinamiche superpesanti
-  Prova penetrometrica statica
-  Punti battuti tramite rilievo topografico



Località: CA' DI NAVA



Scala 1:300

Tavola n.3.2

COMUNE DI BAGNONE



Località: CA' DI NAVA

Indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agenzia delle Entrate

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI

Caratteristiche tecniche penetrometro utilizzato

Tabelle valori di resistenza prova DIN1

Diagramma numero colpi punta e Rpd prova DIN1

Tabelle valori di resistenza prova DIN2

Diagramma numero colpi punta e Rpd prova DIN2

Tabelle valori di resistenza prova DIN3

Diagramma numero colpi punta e Rpd prova DIN3

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 EML.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 EML.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 11,66 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,489$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 1

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
- lavoro : Valutazione parametri geotecnici
- località : Cà di Nava - Bagnone
- note :

- data : 11/04/2019
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	18	189,1	----	1	2,40 - 2,60	15	124,2	----	4
0,20 - 0,40	2	21,0	----	1	2,60 - 2,80	13	107,7	----	4
0,40 - 0,60	3	28,9	----	2	2,80 - 3,00	15	124,2	----	4
0,60 - 0,80	4	38,6	----	2	3,00 - 3,20	17	140,8	----	4
0,80 - 1,00	3	28,9	----	2	3,20 - 3,40	15	124,2	----	4
1,00 - 1,20	4	38,6	----	2	3,40 - 3,60	11	85,1	----	5
1,20 - 1,40	7	67,5	----	2	3,60 - 3,80	16	123,8	----	5
1,40 - 1,60	8	71,3	----	3	3,80 - 4,00	17	131,5	----	5
1,60 - 1,80	7	62,4	----	3	4,00 - 4,20	14	108,3	----	5
1,80 - 2,00	14	124,8	----	3	4,20 - 4,40	35	270,7	----	5
2,00 - 2,20	28	249,5	----	3	4,40 - 4,60	50	362,8	----	6
2,20 - 2,40	25	222,8	----	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

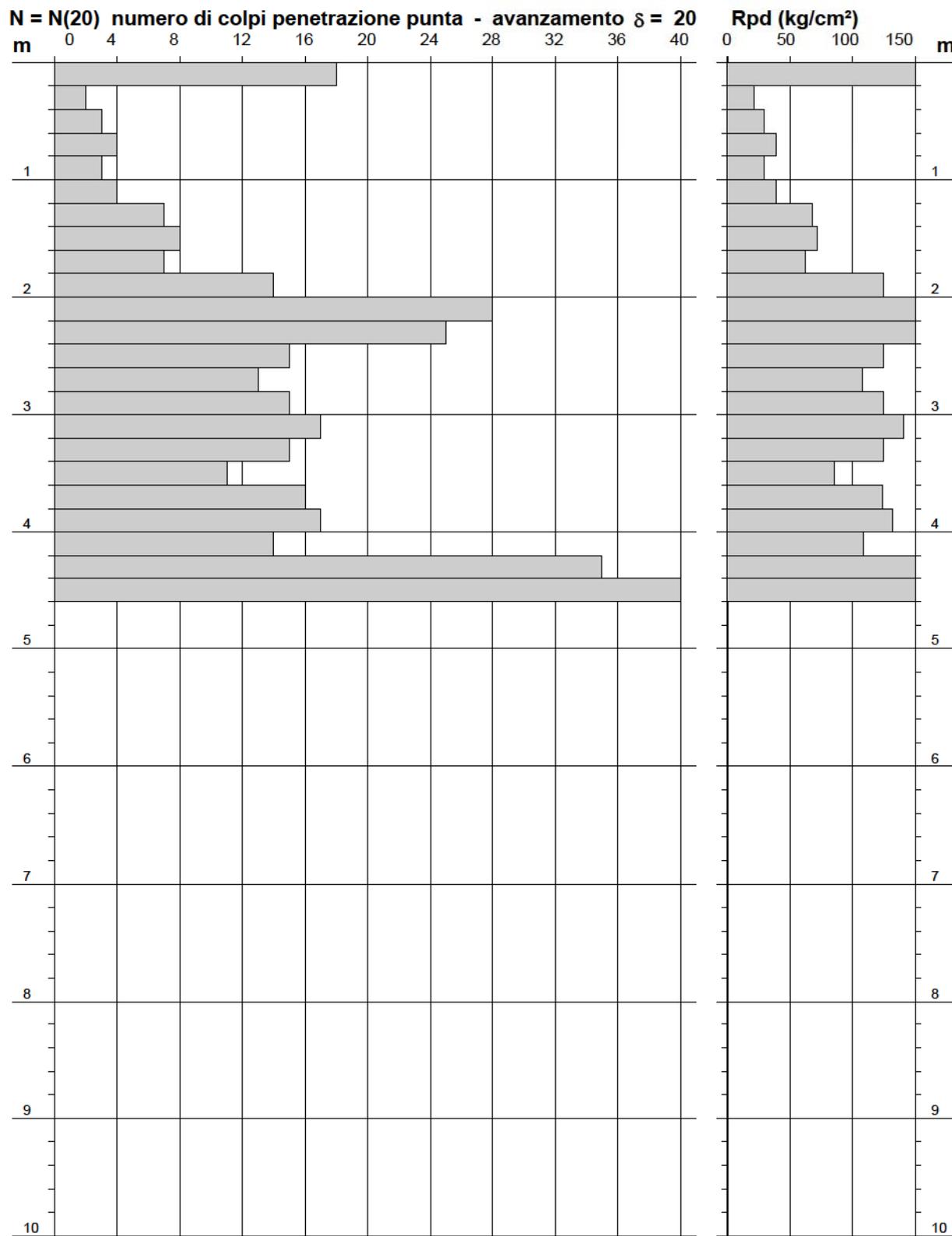
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
 - lavoro : Valutazione parametri geotecnici
 - località : Cà di Nava - Bagnone
 - note :

- data : 11/04/2019
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 2

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
- lavoro : Valutazione parametri geotecnici
- località : Cà di Nava - Bagnone
- note :

- data : 11/04/2019
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	31,5	----	1	3,40 - 3,60	4	30,9	----	5
0,20 - 0,40	4	42,0	----	1	3,60 - 3,80	5	38,7	----	5
0,40 - 0,60	3	28,9	----	2	3,80 - 4,00	6	46,4	----	5
0,60 - 0,80	3	28,9	----	2	4,00 - 4,20	5	38,7	----	5
0,80 - 1,00	2	19,3	----	2	4,20 - 4,40	4	30,9	----	5
1,00 - 1,20	2	19,3	----	2	4,40 - 4,60	7	50,8	----	6
1,20 - 1,40	2	19,3	----	2	4,60 - 4,80	7	50,8	----	6
1,40 - 1,60	2	17,8	----	3	4,80 - 5,00	8	58,1	----	6
1,60 - 1,80	3	26,7	----	3	5,00 - 5,20	6	43,5	----	6
1,80 - 2,00	2	17,8	----	3	5,20 - 5,40	7	50,8	----	6
2,00 - 2,20	3	26,7	----	3	5,40 - 5,60	20	136,7	----	7
2,20 - 2,40	3	26,7	----	3	5,60 - 5,80	16	109,3	----	7
2,40 - 2,60	3	24,8	----	4	5,80 - 6,00	13	88,8	----	7
2,60 - 2,80	6	49,7	----	4	6,00 - 6,20	14	95,7	----	7
2,80 - 3,00	5	41,4	----	4	6,20 - 6,40	28	191,4	----	7
3,00 - 3,20	7	58,0	----	4	6,40 - 6,60	36	232,5	----	8
3,20 - 3,40	7	58,0	----	4	6,60 - 6,80	50	322,9	----	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

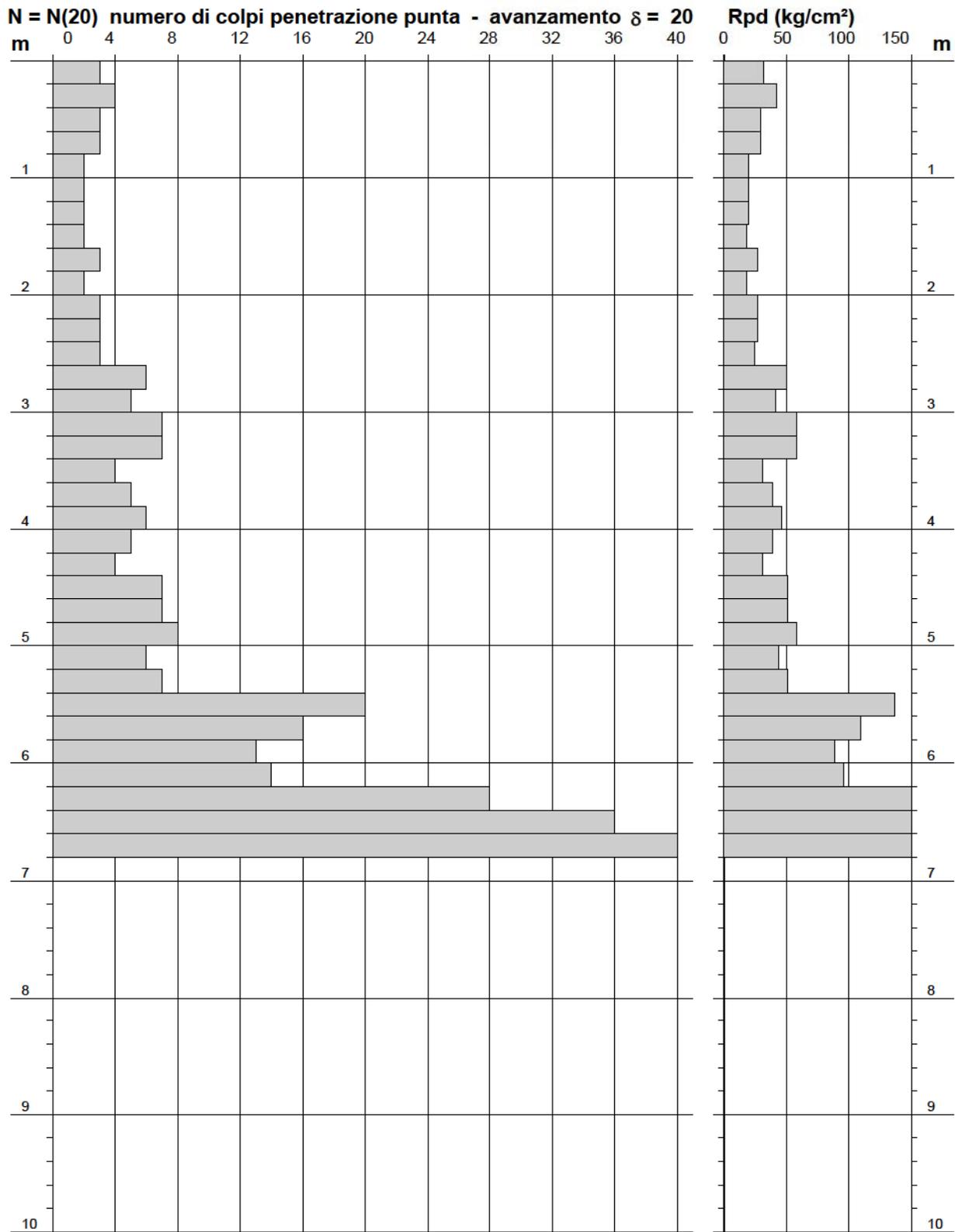
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
 - lavoro : Valutazione parametri geotecnici
 - località : Cà di Nava - Bagnone
 - note :

- data : 11/04/2019
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 3

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
- lavoro : Valutazione parametri geotecnici
- località : Cà di Nava - Bagnone
- note :

- data : 11/04/2019
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,20	3	31,5	----	1	3,40 - 3,60	5	38,7	----	5
0,20 - 0,40	3	31,5	----	1	3,60 - 3,80	6	46,4	----	5
0,40 - 0,60	3	28,9	----	2	3,80 - 4,00	5	38,7	----	5
0,60 - 0,80	2	19,3	----	2	4,00 - 4,20	11	85,1	----	5
0,80 - 1,00	1	9,6	----	2	4,20 - 4,40	10	77,4	----	5
1,00 - 1,20	1	9,6	----	2	4,40 - 4,60	18	130,6	----	6
1,20 - 1,40	2	19,3	----	2	4,60 - 4,80	19	137,9	----	6
1,40 - 1,60	2	17,8	----	3	4,80 - 5,00	21	152,4	----	6
1,60 - 1,80	2	17,8	----	3	5,00 - 5,20	10	72,6	----	6
1,80 - 2,00	10	89,1	----	3	5,20 - 5,40	11	79,8	----	6
2,00 - 2,20	8	71,3	----	3	5,40 - 5,60	25	170,9	----	7
2,20 - 2,40	7	62,4	----	3	5,60 - 5,80	23	157,2	----	7
2,40 - 2,60	6	49,7	----	4	5,80 - 6,00	12	82,0	----	7
2,60 - 2,80	4	33,1	----	4	6,00 - 6,20	14	95,7	----	7
2,80 - 3,00	5	41,4	----	4	6,20 - 6,40	35	239,2	----	7
3,00 - 3,20	5	41,4	----	4	6,40 - 6,60	50	322,9	----	8
3,20 - 3,40	5	41,4	----	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EML.C**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

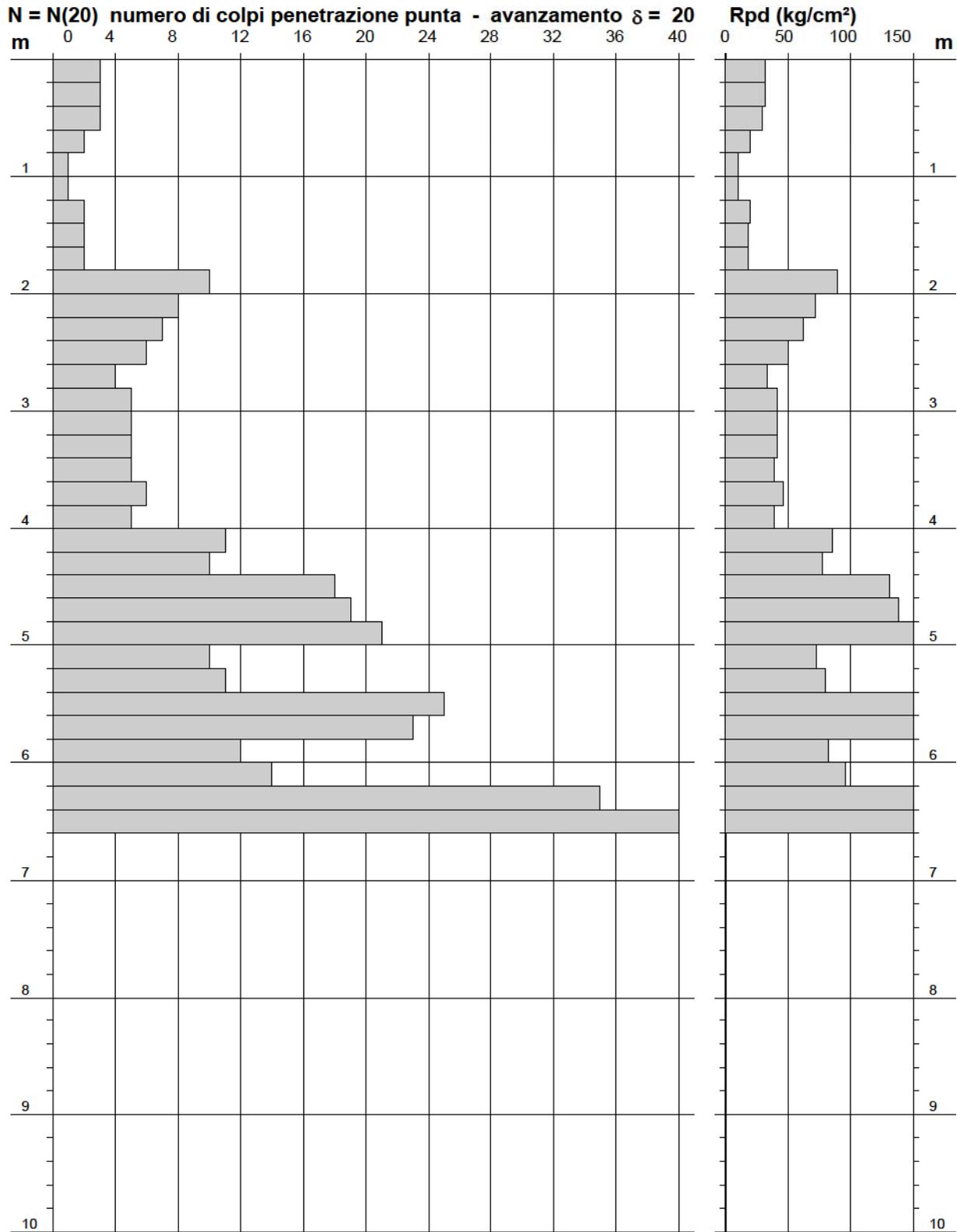
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/2
 - lavoro : Valutazione parametri geotecnici
 - località : Cà di Nava - Bagnone
 - note :

- data : 11/04/2019
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1



COMUNE DI BAGNONE



Località: CA' DI NAVA

Indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agenzia delle Entrate

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT1

Lecture di campagna e valori di resistenza prova CPT1

Diagramma di resistenza prova CPT1

PROVA PENETROMETRICA STATICA
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-079

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/201
- lavoro : Valutazione parametri geotecnici
- località : Cà di Nava - Bagnone
- note :

- data : 10/04/2019
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	---	---	--	-----	----	1,80	15,0	27,0	15,0	0,80	19,0
0,40	30,0	---	30,0	1,27	24,0	2,00	15,0	27,0	15,0	0,80	19,0
0,60	34,0	53,0	34,0	0,80	42,0	2,20	15,0	27,0	15,0	0,93	16,0
0,80	48,0	60,0	48,0	0,87	55,0	2,40	18,0	32,0	18,0	0,80	22,0
1,00	28,0	41,0	28,0	1,33	21,0	2,60	20,0	32,0	20,0	1,73	12,0
1,20	12,0	32,0	12,0	1,20	10,0	2,80	70,0	96,0	70,0	5,33	13,0
1,40	15,0	33,0	15,0	1,00	15,0	3,00	120,0	200,0	120,0	----	----
1,60	15,0	30,0	15,0	0,80	19,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

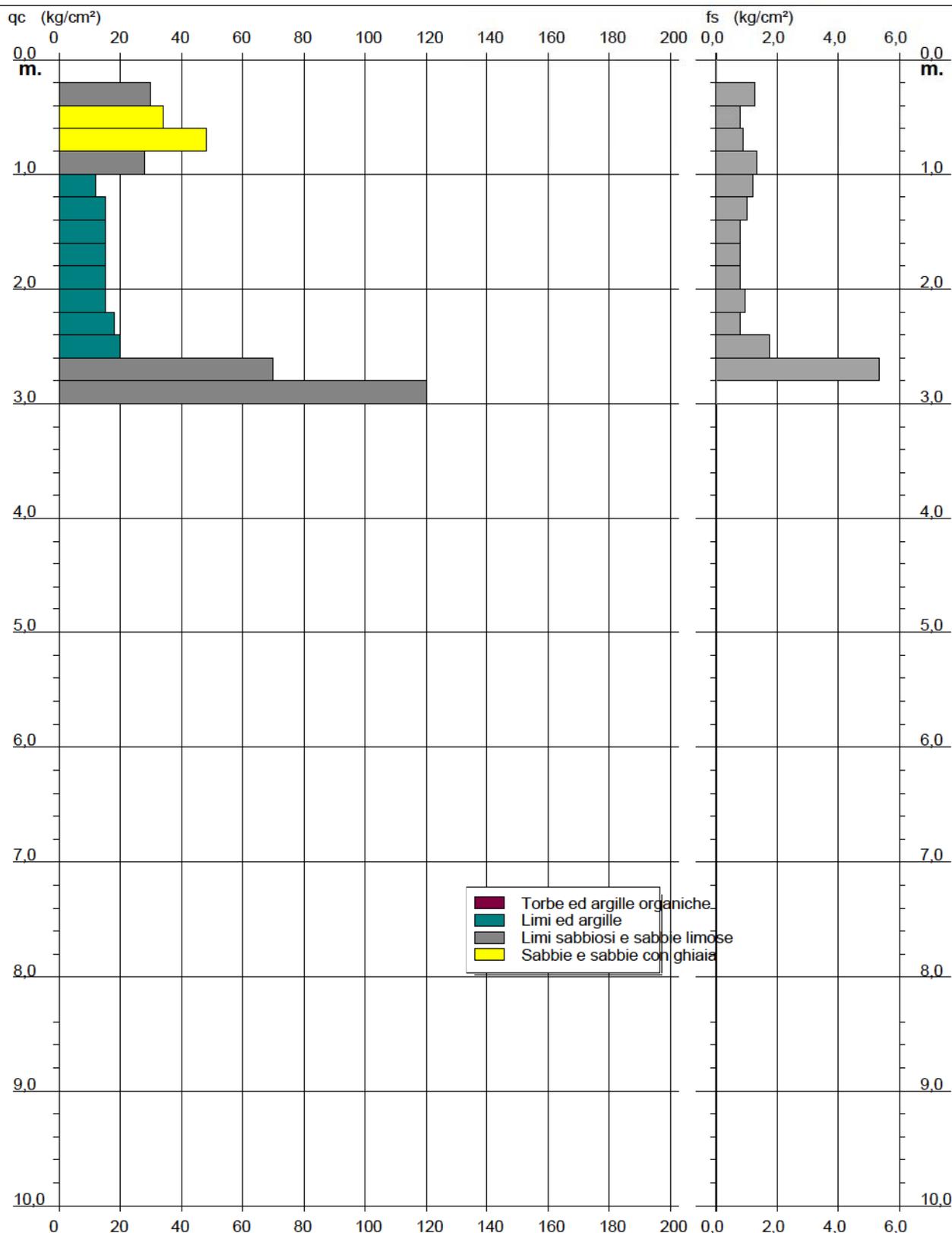
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.01PG05-079

- committente : Tribunale di Massa - Esecuzione immobiliare n.51/201
 - lavoro : Valutazione parametri geotecnici
 - località : Cà di Nava - Bagnone

- data : 10/04/2019
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - scala vert.: 1 : 50



COMUNE DI BAGNONE



Località: CA' DI NAVA

Indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agenzia delle Entrate

INDAGINE DI SISMICA A RIFRAZIONE CON ONDE P e SH

TAB.1a: TABELLA DEI TEMPI DI ARRIVO SEZIONE "Cà di Nava 1-1' " (onde P)

FIG.1a: DROMOCRONE E SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA SEZIONE "Cà di Nava 1-1' " (onde P)

TAB.1b: TABELLA DEI TEMPI DI ARRIVO SEZIONE "Cà di Nava 1-1' " (onde SH)

FIG.1b: DROMOCRONE E SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA SEZIONE "Cà di Nava 1-1' " (onde SH)

TAB.2: TABELLA PROFONDITÀ E VELOCITÀ SEZIONE " Cà di Nava 1-1' " (onde P e SH)

FIG.2: SEZIONE SISMICA INTERPRETATIVA SEZIONE " Cà di Nava 1-1' " (onde P e SH)

TAB.3: TABELLA DEI TEMPI DI ARRIVO SEZIONE "Cà di Nava 2-2' " (onde SH)

FIG.3: DROMOCRONE E SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA SEZIONE "Cà di Nava 2-2' " (onde SH)

TAB.4: TABELLA PROFONDITÀ E VELOCITÀ SEZIONE ""Cà di Nava 2-2' " (onde SH)

FIG.4: SEZIONE SISMICA INTERPRETATIVA SEZIONE " "Cà di Nava 2-2' " (onde SH)

Località: "CA' DI NAVA"

Sezione "CA' DI NAVA 1-1' (onde P)"

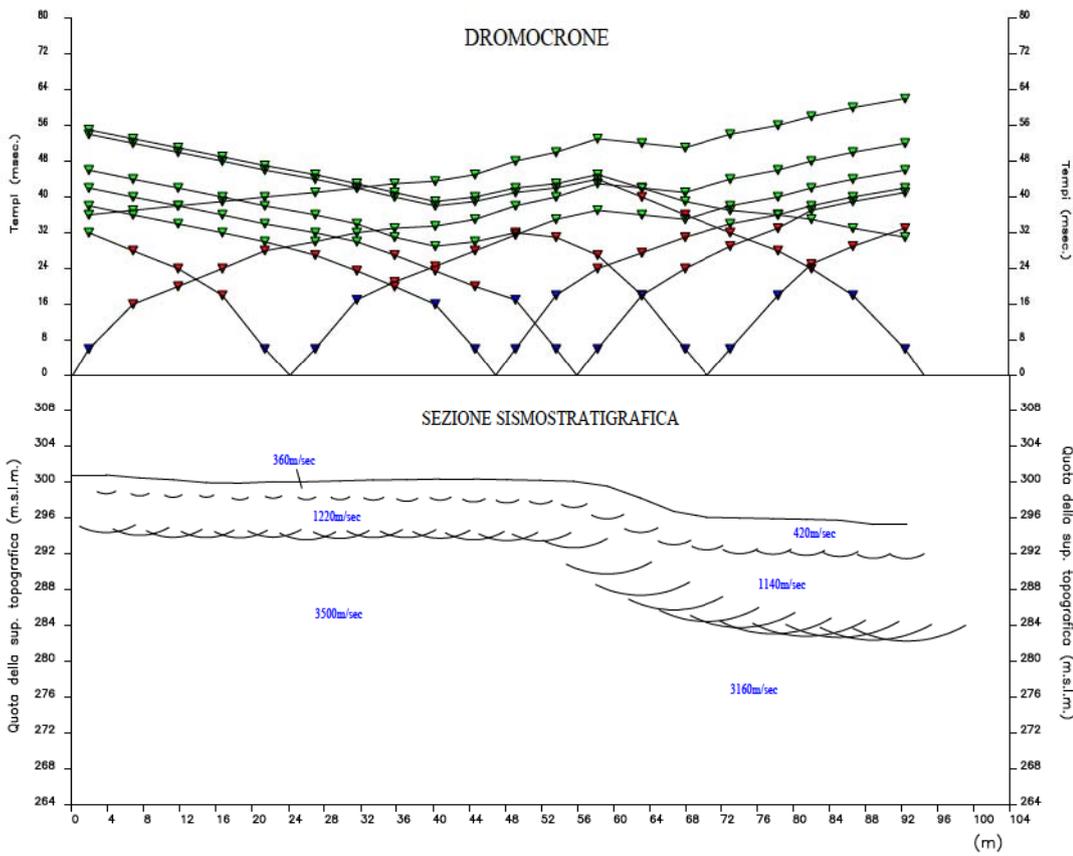
Geometria energizzazioni

	Simbolo	Posizione (m)	Quota (m s.l.m.)
Colpo esterno a sinistra	E1	-45.0	298.0
Colpo estremo a sinistra	A	0.0	301.00
Colpo intermedio a sinistra	D1	24.2	300.0
Colpo centrale	C1	47.0	300.2
Colpo centrale	C2	56.0	300.0
Colpo intermedio a destra	D2	70.5	296.2
Colpo estremo a destra	B	94.6	293.9
Colpo esterno a destra	E2	130.0	286.0

Tempi di arrivo in millisecondi

Geofono n°	Posizione (m)	Esterno a sinistra(E1)	Estremo a sinistra (A)	Intermedio a sinistra (D1)	Centrale (C1)	Centrale (C2)	Intermedio a destra (D2)	Estremo a destra (B)	Esterno a destra (E2)
1	1.9	36.00	6.00	32.00	38.00	42.00	46.000	54.00	55.00
2	6.8	37.00	16.00	28.00	36.00	40.00	44.00	52.00	53.00
3	11.8	38.00	20.00	24.00	34.00	38.00	42.00	50.00	51.00
4	16.7	39.00	24.00	18.00	32.00	36.00	40.00	48.00	49.00
5	21.4	40.00	28.00	6.00	30.00	34.00	38.00	46.00	47.00
6	27.0	41.00	30.00	6.00	27.00	32.00	36.00	44.00	45.00
7	31.6	42.00	32.00	17.00	23.50	30.00	34.00	42.00	43.00
8	35.8	43.00	33.00	21.00	20.00	27.00	31.00	40.00	41.00
9	40.3	43.50	33.50	24.50	16.00	23.50	29.00	38.00	39.00
10	44.7	45.00	35.00	28.00	6.00	20.00	30.00	39.00	40.00
11	49.2	48.00	38.00	31.50	6.00	17.00	32.00	41.00	42.00
12	53.7	50.00	40.00	35.00	18.00	6.00	31.000	42.00	43.00
13	58.3	53.00	43.00	37.00	24.00	6.00	27.00	44.00	45.00
14	63.2	52.00	42.00	36.00	27.50	18.00	18.00	40.00	42.00
15	68.0	51.00	41.00	35.0	31.00	24.00	6.00	36.00	39.00
16	73.1	54.00	44.00	38.00	34.00	29.00	6.00	32.00	37.00
17	78.4	56.00	46.00	40.00	36.00	33.00	18.00	28.00	36.00
18	82.1	58.00	48.00	42.00	38.00	37.00	25.00	24.00	35.00
19	86.7	60.00	50.00	44.00	40.00	39.00	29.00	18.00	33.00
20	92.5	62.00	52.00	46.00	42.00	41.00	33.00	6.00	31.00

Tabella n.1a



LEGENDA

- tempi dei primi arrivi ai geofoni
- profilo topografico
- distanza dalla superficie topografica del limite di strato all'involuppo degli archi
- 890m/sec velocità sismica delle onde P nello strato in metri al secondo
- geofoni nel 1°strato
- geofoni nel 2°strato
- geofoni nel 2°strato

Geognostica Apuana snc
 Via Tinelli n.25/a
 54100 MASSA
 tel e fax n.0585/40997 e-mail geognostica.apuana@gmail.com

**PROSPEZIONE SISMICA
 DI SUPERFICIE A RIFRAZIONE**

Comm.: Tribunale di Massa

Linea sismica: Ca' di Nava 1-1'

Fig. n.1a **ONDE P**

Località: "CA' DI NAVA"

Sezione "CA' DI NAVA 1-1' (onde SH)"

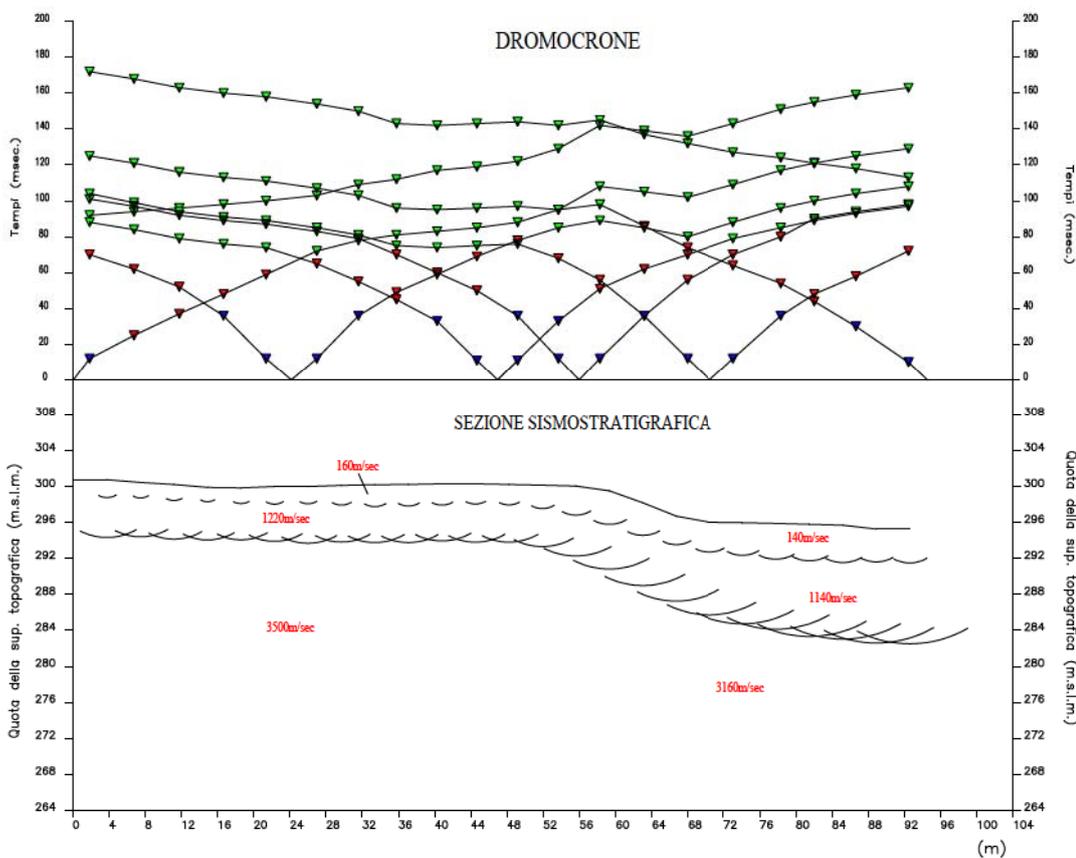
Geometria energizzazioni

	Simbolo	Posizione (m)	Quota (m s.l.m.)
Colpo esterno a sinistra	E1	-45.0	298.0
Colpo estremo a sinistra	A	0.0	301.00
Colpo intermedio a sinistra	D1	24.2	300.0
Colpo centrale	C1	47.0	300.2
Colpo centrale	C2	56.0	300.0
Colpo intermedio a destra	D2	70.5	296.2
Colpo estremo a destra	B	94.6	293.9
Colpo esterno a destra	E2	130.0	286.0

Tempi di arrivo in millisecondi

Geofono n°	Posizione (m)	Esterno a sinistra(E1)	Estremo a sinistra (A)	Intermedio a sinistra (D1)	Centrale (C1)	Centrale (C2)	Intermedio a destra (D2)	Estremo a destra (B)	Esterno a destra (E2)
1	1.9	92.00	12.00	70.00	88.00	101.00	104.00	125.00	172.00
2	6.8	94.00	25.00	62.00	84.00	97.00	99.00	121.00	168.00
3	11.8	96.00	37.00	52.00	79.00	92.00	94.00	116.00	163.00
4	16.7	98.00	48.00	36.00	76.00	89.00	91.00	113.00	160.00
5	21.4	100.00	59.00	12.00	74.00	87.00	89.00	111.00	158.00
6	27.0	103.00	72.0	12.00	65.00	83.00	85.00	107.00	154.00
7	31.6	109.00	78.00	36.00	55.00	79.00	81.00	103.00	150.00
8	35.8	112.000	81.00	49.00	45.00	70.00	75.00	96.00	143.00
9	40.3	117.00	83.00	59.00	33.00	60.00	74.00	95.00	142.00
10	44.7	119.00	85.00	69.00	11.00	50.00	75.00	96.00	143.00
11	49.2	122.00	88.00	78.00	11.00	36.00	76.00	97.00	144.00
12	53.7	129.00	95.00	85.000	33.00	12.00	68.00	95.00	142.00
13	58.3	142.00	108.00	89.00	51.00	12.00	56.00	98.00	145.00
14	63.2	139.00	105.00	85.00	62.00	36.00	36.00	86.00	137.00
15	68.0	136.00	102.00	80.00	70.00	56.00	12.00	74.00	132.00
16	73.1	143.00	109.00	88.00	79.00	70.00	12.00	64.00	127.00
17	78.4	151.00	117.00	96.00	85.00	80.00	36.00	54.00	124.00
18	82.1	155.00	121.00	100.00	89.00	90.0	48.00	44.00	121.00
19	86.7	159.00	125.00	104.00	93.00	94.00	58.00	30.00	118.00
20	92.5	163.00	129.00	108.00	97.00	98.00	72.00	10.00	113.00

Tabella n.1b



LEGENDA

- tempi dei primi arrivi ai geofoni
- profilo topografico
- distanza dalla superficie topografica del limite di strato all'involuppo degli archi
- 890m/sec velocità sismica delle onde SH nello strato in metri al secondo
- ▼ geofoni nel 1°strato
- ▼ geofoni nel 2°strato
- ▼ geofoni nel 2°strato

Geognostica Apuana snc
Via Tinelli n.25/a
54100 MASSA
tel e fax n.0585/40997 e-mail geognostica.apuana@gmail.com

**PROSPEZIONE SISMICA
DI SUPERFICIE A RIFRAZIONE**

Comm.: Tribunale di Massa

Linea sismica: Ca' di Nava 1-1'

Fig. n.1b | **ONDE SH**

Località: "CA' DI NAVA"

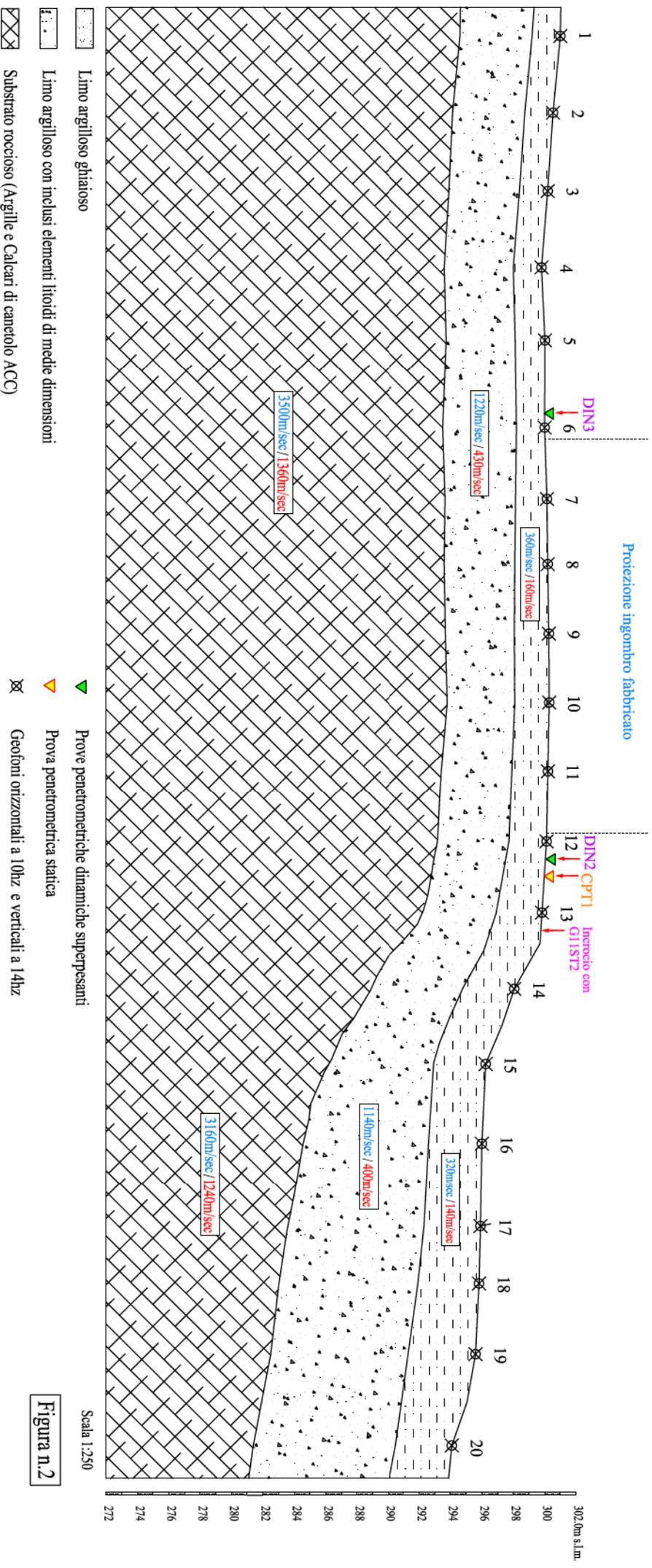
Sezione "CA' DI NAVA 1-1' (onde P ed SH)"

Tabella spessori-velocità

Ubicazione geofoni			1° Strato		2° Strato		3° Strato
Geofono n°	Posizione relativa	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Velocità (m/s) Onde P ed SH	Profondità (m)	Velocità (m/s) Onde P ed SH	Velocità (m/s) Onde P ed SH
1	1.9	301.0	1.8	360-160	6.4	1220-430	3500-1360
2	6.8	300.5	1.8	360-160	6.4	1220-430	3500-1360
3	11.8	300.2	1.8	360-160	6.3	1220-430	3500-1360
4	16.7	299.8	1.8	360-160	6.2	1220-430	3500-1360
5	21.4	300.0	1.9	360-160	6.3	1220-430	3500-1360
6	27.0	300.0	1.9	360-160	6.3	1220-430	3500-1360
7	31.6	300.2	2.0	360-160	6.3	1220-430	3500-1360
8	35.8	300.2	2.1	360-160	6.6	1220-430	3500-1360
9	40.3	300.3	2.2	360-160	6.6	1220-430	3500-1360
10	44.7	300.3	2.2	360-160	6.3	1220-430	3500-1360
11	49.2	300.2	2.3	360-160	6.8	1220-430	3500-1360
12	53.7	300.1	2.4	360-160	6.8	1220-430	3500-1360
13	58.3	299.8	2.9	360-160	7.6	1220-430	3500-1360
14	63.2	298.1	3.3	320-140	9.1	1220-430	3500-1360
15	68.0	296.3	3.3	320-140	10.0	1140-400	3160-1240
16	73.1	296.0	3.4	320-140	11.4	1140-400	3160-1240
17	78.4	295.9	3.6	320-140	12.3	1140-400	3160-1240
18	82.1	295.8	3.8	320-140	12.8	1140-400	3160-1240
19	86.7	295.6	3.9	320-140	13.1	1140-400	3160-1240
20	92.5	294.1	3.6	320-140	13.7	1140-400	3160-1240

Tabella n.2

Sezione sismica interpretativa: "CA' DI NAVVA 1-1' (onde P e SH)"



Località: "CA' DI NAVA"

Sezione "CA' DI NAVA 2-2' (onde SH)"

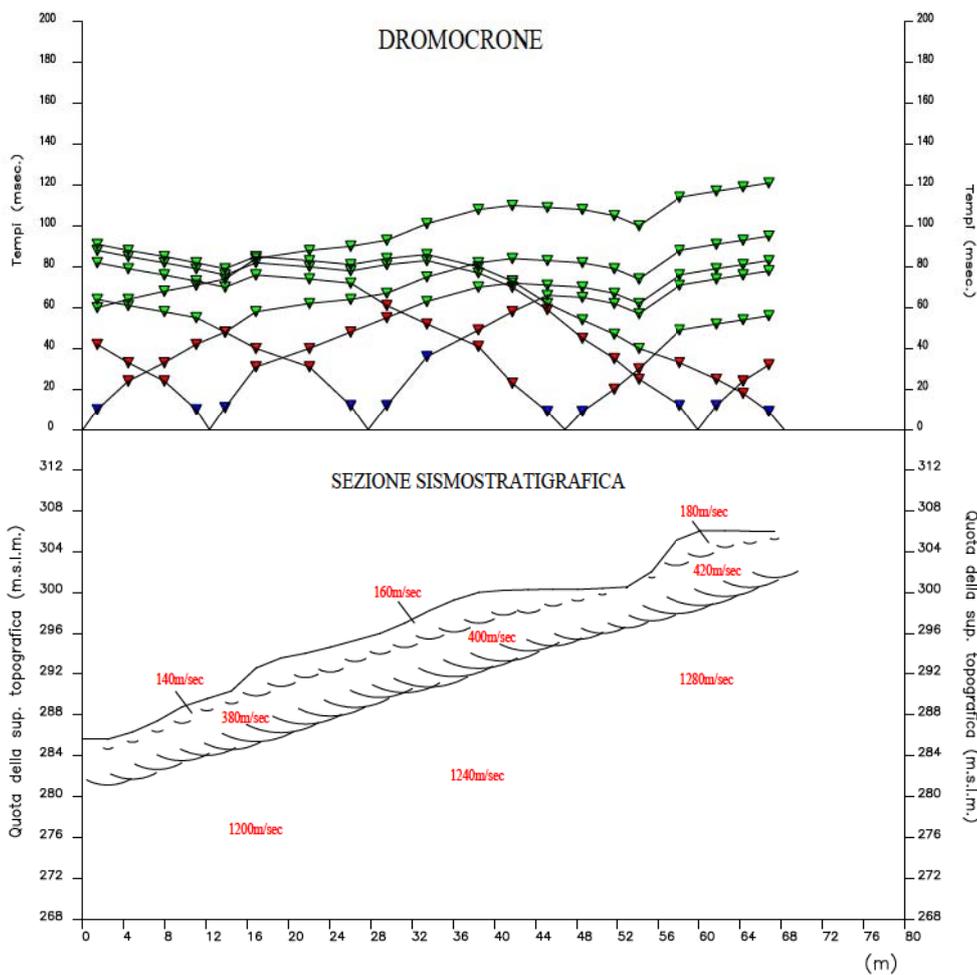
Geometria energizzazioni

	Simbolo	Posizione (m)	Quota (m s.l.m.)
Colpo esterno a sinistra	E1	-20.0	278.0
Colpo estremo a sinistra	A	0.0	285.3
Colpo intermedio a sinistra	D1	12.4	289.7
Colpo centrale	C	27.8	295.7
Colpo intermedio a destra	D2a	46.9	303.0
Colpo intermedio a destra	D2b	59.9	305.7
Colpo estremo a destra	B	68.3	305.8

Tempi di arrivo in millisecondi

Geofono n°	Posizione (m)	Esterno a sinistra(E1)	Estremo a sinistra (A)	Intermedio a sinistra (D1)	Centrale (C)	Intermedio a destra (D2a)	Intermedio a destra (D2b)	Estremo a destra (B)
1	1.5	60.00	10.00	42.00	64.00	82.00	88.00	91.00
2	4.5	64.00	24.00	33.00	61.00	79.00	85.00	88.00
3	8.0	68.00	33.00	24.00	58.00	76.00	82.00	85.00
4	11.1	71.00	42.00	10.00	55.00	73.00	79.00	82.00
5	13.9	74.00	48.00	11.00	48.00	70.00	76.00	79.00
6	16.9	84.00	58.00	31.00	40.00	76.00	82.00	85.00
7	22.1	88.00	62.00	40.00	31.00	74.00	80.00	83.00
8	26.1	90.00	64.00	48.00	12.00	72.00	78.00	81.00
9	29.6	93.00	67.00	55.00	12.00	61.00	81.00	84.00
10	33.5	101.00	75.00	63.00	36.00	52.00	83.00	86.00
11	38.5	108.00	82.00	70.00	49.00	41.00	77.00	80.00
12	41.8	110.00	84.00	72.00	58.00	23.00	70.00	73.00
13	45.2	109.00	83.00	71.00	66.00	9.00	59.00	62.00
14	48.6	108.00	82.00	70.00	65.00	9.00	45.00	54.00
15	51.7	105.00	79.00	67.00	62.00	20.00	35.00	47.00
16	54.1	100.00	74.00	62.00	57.00	30.00	25.00	40.00
17	58.1	114.00	88.00	76.00	71.00	49.00	12.00	33.00
18	61.7	117.00	91.00	79.00	74.00	52.00	12.00	25.00
19	64.3	119.00	93.00	81.00	76.00	54.00	24.00	18.00
20	66.8	121.00	95.00	83.00	78.00	56.00	32.00	9.00

Tabella n.3



LEGENDA

- tempi dei primi arrivi ai geofoni
- profilo topografico
- distanza dalla superficie topografica del limite di strato all'involuppo degli archi
- 890m/sec velocità sismica delle onde SH nello strato in metri al secondo
- ▼ geofoni nel 1°strato
- ▼ geofoni nel 2°strato
- ▼ geofoni nel 3°strato

Geognostica Apuana snc
Via Tinelli n.25/a
54100 MASSA
tel e fax n.0585/40997 e-mail geognostica.apuana@gmail.com

**PROSPEZIONE SISMICA
DI SUPERFICIE A RIFRAZIONE**

Comm.: Tribunale di Massa

Linea sismica: Ca' di Nava 2-2'

Fig. n.3	ONDE SH
----------	---------

Località: "CA' DI NAVA"

Sezione "CA' DI NAVA 2-2' (onde SH)"

Tabella spessori-velocità

Ubicazione geofoni			1° Strato		2° Strato		3° Strato
Geofono n°	Posizione relativa	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Velocità (m/s) Onde SH	Profondità (m)	Velocità (m/s) Onde SH	Velocità (m/s) Onde SH
1	1.5	285.5	1.3	140	5.4	300	1200
2	4.5	286.2	1.0	140	5.2	300	1200
3	8.0	287.8	1.3	140	5.7	300	1200
4	11.1	289.5	1.7	140	6.2	300	1200
5	13.9	289.9	1.2	140	5.7	300	1200
6	16.9	292.6	2.8	140	7.4	300	1200
7	22.1	294.1	2.8	140	7.1	300	1200
8	26.1	295.2	2.7	140	6.8	300	1200
9	29.6	296.2	2.6	160	6.8	400	1240
10	33.5	298.1	3.2	160	7.5	400	1240
11	38.5	300.0	3.0	160	7.8	400	1240
12	41.8	300.2	3.4	160	7.1	400	1240
13	45.2	300.3	2.9	160	6.1	400	1240
14	48.6	300.3	2.2	160	5.1	400	1240
15	51.7	300.5	1.6	160	4.3	400	1240
16	54.1	300.8	1.0	160	3.3	400	1240
17	58.1	305.5	0.5	180	6.8	400	1280
18	61.7	306.0	3.6	180	5.7	400	1280
19	64.3	306.0	2.6	180	4.7	400	1280
20	66.8	306.0	1.8	180	3.9	400	1280

Tabella n.4

COMUNE DI BAGNONE



Località: CA' DI NAVA

Indagini geologiche e geotecniche di supporto alla Perizia relativa all'“Esecuzione Immobiliare n.51/2017” promossa dalla Banca Monte dei Paschi di Siena S.p.A. e dall'Ufficio Riscossioni dell'Agenzia delle Entrate

VERIFICHE DI STABILITA' DEL VERSANTE

Relazione di calcolo Verifica di stabilità "CA' DI NAVA"

STATO ATTUALE IN CONDIZIONI DINAMICHE

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	44,309165/9,992979
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-0,2 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	26,96 m
Ascissa vertice destro superiore xs	69,06 m
Ordinata vertice destro superiore ys	62,66 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,59	2,43	0,24
S.L.D.	50,0	0,76	2,44	0,25
S.L.V.	475,0	1,94	2,42	0,28
S.L.C.	975,0	2,5	2,42	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,1328	0,2	0,0231	0,0116
S.L.D.	1,4592	0,2	0,0298	0,0149
S.L.V.	3,43	0,24	0,0839	0,042
S.L.C.	3,964	0,28	0,1132	0,0566

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0839
Coefficiente azione sismica verticale	0,042

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	5,6
2	1,54	5,81
3	4,54	6,44
4	6,09	7,7
5	8,06	8,13
6	8,47	8,33
7	10,42	9,71
8	11,05	9,76
9	13,91	10,19
10	16,9	12,89
11	18,75	13,97
12	24,78	14,68
13	27,0	15,93
14	29,64	16,53
15	30,68	16,71
16	36,66	20,18
17	38,47	20,26
18	39,09	20,31
19	57,61	20,31
20	57,61	25,74
21	58,07	25,77
22	61,68	26,23
23	64,31	26,32
24	67,78	26,28
25	68,28	26,08
26	68,58	26,08
27	69,18	26,38

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	4,0
2	5,01	5,62
3	11,17	8,13
4	18,1	10,5
5	26,94	12,98
6	34,26	15,42
7	37,82	16,69
8	39,62	17,18
9	41,71	17,65
10	49,12	19,1
11	51,88	19,81
12	53,3	20,31
13	57,61	20,31
14	57,61	22,01
15	61,71	23,66
16	64,62	24,66
17	68,26	25,61
18	69,18	25,82

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	0,0
2	6,54	1,85
3	12,7	4,1
4	19,18	6,31
5	26,35	8,71
6	32,23	10,51
7	39,6	12,76
8	46,85	14,94
9	51,43	16,32
10	55,61	17,75
11	59,35	19,56
12	64,9	21,85
13	69,18	23,0

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	0,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	0.06	0.6	20	1950	1950	Sotto unità A1
2	0.07	0.7	32	2000	2000	Sotto unità A2
3	1.5		35	2500	2500	Unità B

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	58,02	20,33	18,52	0	5,43	0,4	0,4	2300

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	39,08877	20,31198	57,60877	20,31198	0,5

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,05
Ascissa centro superficie	8,46 m
Ordinata centro superficie	27,85 m
Raggio superficie	19,25 m

Numero di superfici esaminate....(323)

Relazione di calcolo Verifica di stabilità "CA' DI NAVA"

STATO ATTUALE IN CONDIZIONI STATICHE

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-0,2 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	26,96 m
Ascissa vertice destro superiore xs	69,06 m
Ordinata vertice destro superiore ys	62,66 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	5,6
2	1,54	5,81
3	4,54	6,44
4	6,09	7,7
5	8,06	8,13
6	8,47	8,33
7	10,42	9,71
8	11,05	9,76
9	13,91	10,19
10	16,9	12,89
11	18,75	13,97
12	24,78	14,68
13	27,0	15,93
14	29,64	16,53
15	30,68	16,71
16	36,66	20,18
17	38,47	20,26
18	39,09	20,31
19	57,61	20,31
20	57,61	25,74
21	58,07	25,77
22	61,68	26,23
23	64,31	26,32
24	67,78	26,28
25	68,28	26,08
26	68,58	26,08
27	69,18	26,38

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	4,0
2	5,01	5,62
3	11,17	8,13
4	18,1	10,5
5	26,94	12,98
6	34,26	15,42
7	37,82	16,69
8	39,62	17,18
9	41,71	17,65
10	49,12	19,1
11	51,88	19,81
12	53,3	20,31

SLOPE

13	57,61	20,31
14	57,61	22,01
15	61,71	23,66
16	64,62	24,66
17	68,26	25,61
18	69,18	25,82

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	0,0
2	6,54	1,85
3	12,7	4,1
4	19,18	6,31
5	26,35	8,71
6	32,23	10,51
7	39,6	12,76
8	46,85	14,94
9	51,43	16,32
10	55,61	17,75
11	59,35	19,56
12	64,9	21,85
13	69,18	23,0

Coefficients parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficients parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	0.06	0.6	20	1950	1950	Sotto unità A1
2	0.07	0.7	32	2000	2000	Sotto unità A2
3	1.5		35	2500	2500	Unità B

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	58,02	20,33	18,52	0	5,43	0,4	0,4	2300

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	39,08877	20,31198	57,60877	20,31198	0,5

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,06
Ascissa centro superficie	8,46 m
Ordinata centro superficie	27,85 m
Raggio superficie	19,25 m

Numero di superfici esaminate....(323)

Analisi di stabilità condizioni statiche, saturazione orizzonti geotecnici

