

P  
R  
O  
G  
E  
T  
T  
O  
  
D  
E  
F  
I  
N  
I  
T  
I  
V  
O

*Città di Frattamaggiore (Na)*

*PIANO URBANISTICO ATTUATIVO ZONA F1  
DEL P.R.G. AREA CONFINANTE A NORD CON  
COMUNE DI FRATTAMINORE*

*Variante al PRG ai sensi dell'art. 19 del DPR 327/01*

Elaborato:

Tv.0 RELAZIONE GEOLOGICA

Il tecnico incaricato

Dott. Geologo Giuseppe Falco

Responsabile Procedimento:

Ing. G. Cristiano

## **INDICE**

PREMESSA  
INQUADRAMENTO MORFOSTRUTTURALE  
EMERGENZE GEOLOGICHE E LITOSTRATIGRAFICHE  
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA  
CARATTERIZZAZIONE SISMICA  
FENOMENI DI LIQUEFAZIONE  
CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE  
STABILITA'  
OPERE DI FONDAZIONE  
RISCHIO FRANE E RISCHIO IDRAULICO  
COMPATIBILITA' FRA PREVISIONI  
URBANISTICHE E ASSETTO GEOL.- TECN. LOCALE  
CONCLUSIONI

## **ALLEGATI**

- COROGRAFIA
- PIANO PARTICELLARE
- STRATIGRAFIE
- SONDAGGI SISMICI
- PROVE PENETROMETRICHE
- CAPACITA' PORTANTI
- ALLEGATI CARTOGRAFIC

## **PREMESSA**

In ottemperanza alla L.R. n° 9 del 7/1/83 che fa obbligo di predisporre indagini geologico - geognostiche, ai fini della prevenzione del rischio sismico prima della formulazione di piani particolareggiati, nell'ambito delle operazioni preliminari alla redazione di un PUA in zona F1 " Parco Urbano" del vigente PRG del comune di Frattamaggiore ( prov. di Napoli ) in un'area al confine Nord con il Comune di Frattaminore,. “, sono state effettuate dallo scrivente , su incarico dell'Amministrazione Comunale, le indagini geologico - tecniche e geofisiche previste dalla citata normativa.

Al fine di acquisire gli elementi indispensabili alla stesura della relazione, é stato approntato un dettagliato programma investigativo comprensivo di sondaggi esplorativi, prove penetrometriche e una modellazione in prospettiva sismica che hanno permesso il riconoscimento delle caratteristiche geolitologiche , geomeccaniche, idrogeologiche , sismiche e di stabilità dell'area.

Dai numerosi sopralluoghi effettuati in zona sono stati inoltre dedotte le caratteristiche morfologiche e idrologiche di superficie.

Dalla sintesi dei dati é derivata infine la presente relazione.

## **INQUADRAMENTO MORFOSTRUTTURALE**

Il sito indagato é compreso nel Foglio 184 della Carta D'Italia 1:100.00, quadrante I N.E Tavoletta Aversa in scala 1 : 25.000 ( vecchia stesura) e nel Foglio 447 della “ nuova stesura” 1:25.000 della carta D'Italia edita dall'I.G.M., sez I "Aversa".

Si estende su una superficie di circa ... ettari, in direzione prevalentemente N - S , su di un'area delimitata ad ovest da Corso di scarica delle acque di Grumo Nevano già strada comunale Baracchi ad Est da via da Corso di scarica delle acque di Frattaminore già strada Comunale Santa Maria del Rosario, a nord con limite comunale Frattamaggiore - Frattaminore.

L'area é riportata nel Foglio 1 del comune di Frattamaggiore ed é individuata dalle particelle comprese nella perimetrazione allegata ; il sito in oggetto si eleva ad una quota s.l.m. mediamente pari a circa 39 m.

Dal punto di vista plano altimetrico l'area, ad una preventiva analisi superficiale, non risulta essere sede di pendenze apprezzabili; si registra, infatti, una riduzione altimetrica massima di circa 2 m fra il limite, Nord situato a quota 38.00 m circa, ed il limite Sud , per il quale, nel punto più elevato, si legge una quota pari a 40.00 m circa .

Non sono emersi nel corso dei sopralluoghi elementi che facessero supporre l'esistenza di fenomeni destabilizzanti in atto o quiescenti; il drenaggio superficiale soddisfacente, avviene in direzione W - E e consente un veloce smaltimento delle acque di





© 2014 Google

Google earth

metri

pies

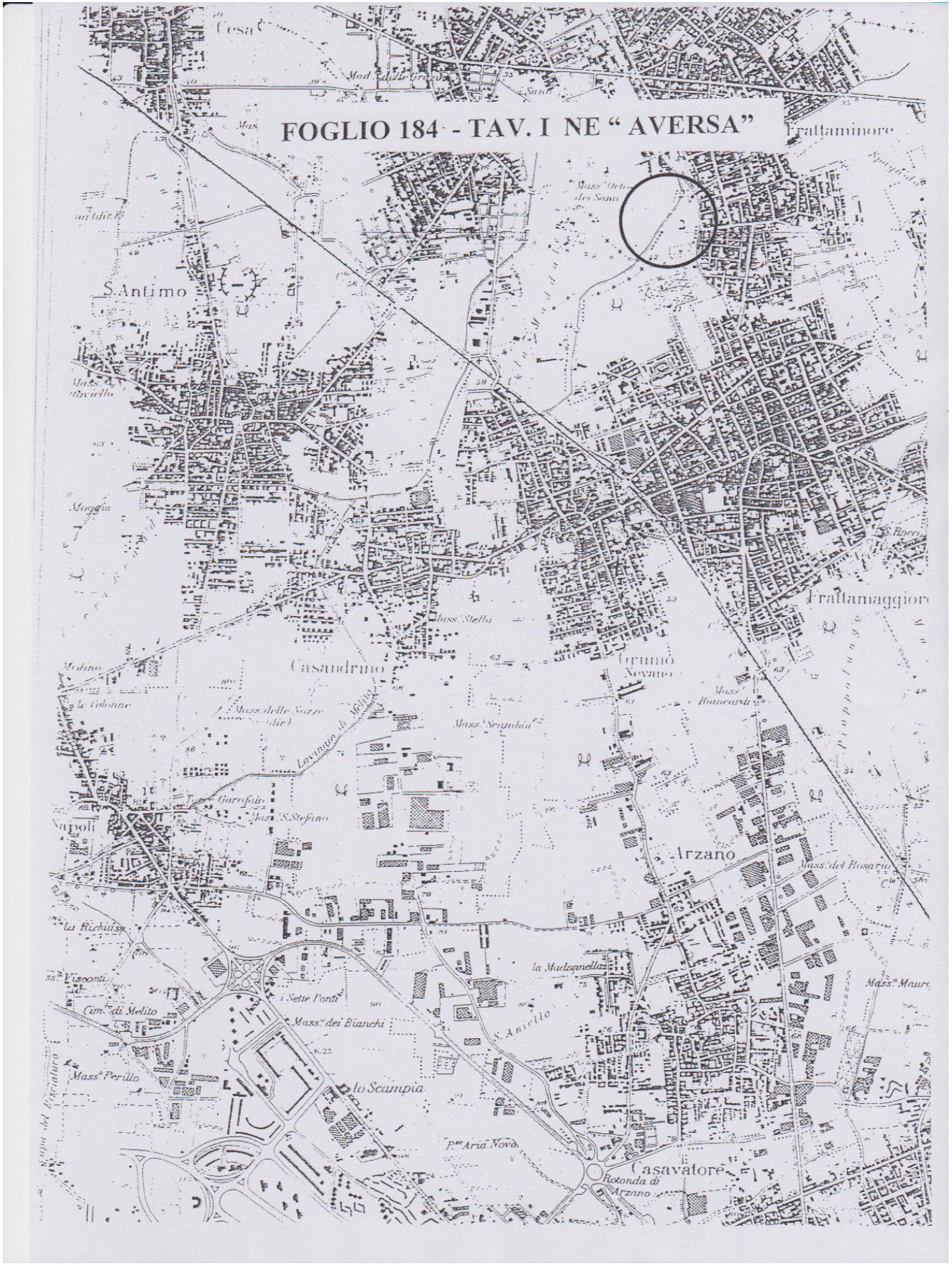
2000

600





FOGLIO 184 - TAV. I NE " AVERSA "



provenienza meteorica preservando l'area da allagamenti e ristagni d'acqua.

La realizzazione del progetto prevede, inoltre, la costruzione delle relative opere di urbanizzazione fra le quali non mancano adeguati interventi di regimazione idraulica che provvederanno alla raccolta ed allo smaltimento delle acque di provenienza sia meteorica che non.

Dal punto di vista strutturale , il comune di Frattamaggiore , nel cui ambito territoriale viene a trovarsi il sito indagato, e' ubicato in piena Pianura Campana, ad egual distanza dal mare e dalle propaggini appenniniche costituenti i pezzi di un basamento carbonatico mesozoico che, tra il Miocene inferiore e il Pliocene medio, é stato smembrato ed embriciato, in una struttura che a grande scala viene definita " a scaglie", da più fasi tettoniche compressive.

Dopo questi movimenti di carattere traslativo si é avuto il sollevamento della catena sudappenninica s.s. ed il ribassamento della fascia marginale costiera (Piana Campana).



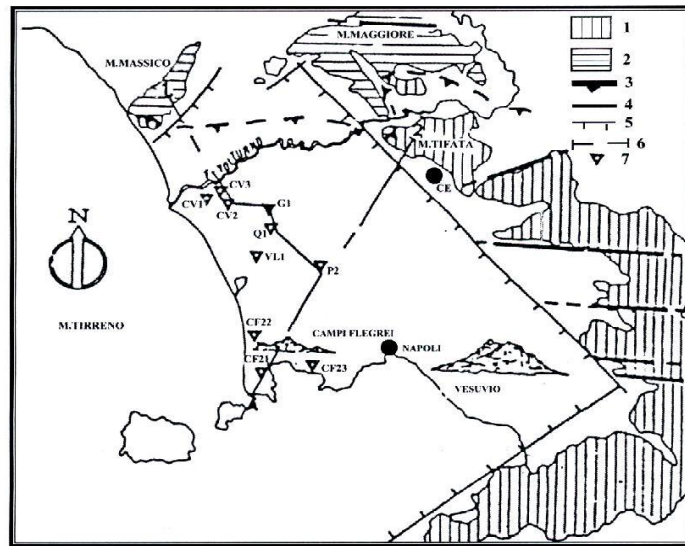


Figura 2 – Schema tettonico della Piana Campana e delle aree circostanti (da Ortolani & Aprile, 1985)

- 1) Unità carbonatiche della piattaforma Campano-Lucana;
- 2) Unità carbonatiche della piattaforma Abruzzese-Campana;
- 3) Fronte di sovrascorrimento delle unità della piattaforma Campano-Lucana;
- 4) Strutture mioceniche;
- 5) Faglie dirette quaternarie;
- 6) Traccia delle sezioni geologiche interpretative;
- 7) Sondaggi meccanici.

A partire dal quaternario, quindi, vari cicli morfogenetici, glaciali, carsici, pluviali, attraverso l'azione erosiva dei loro agenti modellatori, hanno conferito al paesaggio l'attuale configurazione le cui forme risultano tra l'altro addolcite dalla deposizione in ambiente subaereo dei prodotti eruttivi delle "ultime" manifestazioni vulcaniche Flegree, in prevalenza, e Vesuviane.



In tale contesto é inserito, quindi, il sito indagato che insiste su una struttura tettonica ribassata ai margini dell' appennino sul cui substrato, carbonatico, si rinvengono sedimenti di tipo alluvionale, marino e vulcanico.

Quest'ultima attivita' vulcanica, in particolare, si é sviluppata in connessione alle fasi tettoniche distensive Plio - Quaternarie durante le quali si é verificato lo sprofondamento del basamento carbonatico.

## **EMERGENZE GEOLOGICHE E LITOSTRATIGRAFICHE**

Dal punto di vista geologico i terreni risultano essere costituiti da coltri di materiali piroclastici limitatamente rimaneggiati, di provenienza Flegrea e, per quanto riguarda la parte alta della serie, Somma Vesuviana.

Costituiti in massima parte da prodotti sedimentari, di ambiente sub-aereo, tali litotipi risultano essere i prodotti dell'intensa attività vulcanica a carattere esplosivo che il maggiore distretto campano, alternando periodi di stasi a periodi di violenta attività, ha esplicato a partire da circa 30.000 anni fà.

Risale infatti a tale epoca l'eruzione a cui ascritta la formazione ignimbratica, di interesse regionale, che costituisce il livello di base della serie stratigrafica locale, almeno per la parte di successione che ci interessa più da vicino in questo studio.

Il banco tufaceo, che si rinviene in zona a partire da – 17.20 m circa e che con caratteristiche diverse e quote di affioramento ovviamente diverse interessa più o meno tutta la Piana Campana fra il Volturno e le alture che ad Est la bordano, si rinviene alla base di una più o meno potente serie piroclastica, a seconda delle zone di studio, attribuibile ai vari periodi di attività, essenzialmente esplosiva, dei vulcani flegrei, concentrati essenzialmente nella zona di Pozzuoli.

I terreni delle serie, in base alle caratteristiche dimensionali degli elementi che li costituiscono sono granulometricamente classificabili come ceneri e lapilli e dal punto di vista della classificazione sedimentologica, occupano una ampia fascia granulometrica impegnando soprattutto i campi del limo ( $0 < 0.6 \text{ mm}$ ) e della sabbia ( $0 < 2 \text{ mm}$ ) ma anche quello della ghiaia ( $0 > 2 \text{ mm}$ ). In maggiore dettaglio, volendo operare una descrizione più particolareggiata almeno dei primi metri della serie, fino a quote di poco superiori al top tufaceo, scaturiti dall'attento esame dei prodotti di trivellazione di due sondaggi meccanici effettuati in loco, spinti fino alla profondità di  $- 30.00 \text{ m}$  dal piano campagna, e dal confronto di questi con numerosi dati in possesso dello scrivente relativi ad altri lavori, con particolare riferimento alla colonna stratigrafica relativa al sondaggio n° 1, si riscontra:

per circa  $0,80 \text{ m}$  suolo vegetale, derivante dall'alterazione del materiale piroclastico in posto, misto a terreno di riporto costituito da elementi di varia natura.

Da  $-0,80 \text{ m}$  a  $-1,50 \text{ m}$  circa livelli di ceneri humificate con lapilli e rare pomice di piccole dimensioni si alternano a straterelli di cinerite sabbiosa, di colore grigio, tassificate; chiude alla base tale membro un livelletto, potente circa  $0,10 \text{ cm}$ , di lapilli e pomice chiare molto bollose di dimensioni apprezzabili.

Fra  $-1,50 \text{ m}$  e  $-2,00 \text{ m}$  si rinviene cinerite humificata di colore marrone con intercalati livelletti pedogenizzati di colore bruno. A letto di tale livello cinerite humificata di colore avana.

Cinerite limoso-sabbiosa di colore marrone -grigiastro con lapilli



e pomici di piccole dimensioni passante intorno a -2,25 m circa a sabbia vulcanica grossolana con pomici e lapilli di dimensioni centimetriche é presente ,in diretta successione, fino a - 3.50 m circa.

Seguono ,quindi, circa 0,50 m, di lapilli e pomici di dimensioni apprezzabili in matrice sabbioso cineritica di colore rossastro.

La serie continua, fra - 4.00 m e - 5.50 m circa, con cinerite limoso - sabbiosa di colore scuro (Paleosuolo) ; a partire da - 5.00 m si nota la presenza ,anche, di piccole pomici e frammenti litici.

Un'alternanza di livelli a prevalente costituzione cineritico-sabbiosa, sabbiosa e sabbioso - cineritica ,con intercalati frequenti livelletti esclusivamente formati da lapilli e piccole pomici, si rinviene giacente fra - 5.50 e - 10.00 m circa.

Aumenta con la profondita' il grado di umidita' delle litologie. Chiudono alla base tale membro, 0.60 m circa di pomici e lapilli in matrice sabbioso - cineritica.

Cinerite sabbiosa di colore grigiastro con rari lapilli scoriacei, passante inferiormente (intorno a - 13.50m ) a lapilli e pomici in matrice sabbioso cineritica compatta, si rileva fra - 10.60 e - 13.70 m circa.

Sottoposta a tali sedimenti, e fino a -15,50 m, é presente cinerite sabbiosa con pomici e frammenti litici; in aumento ,a partire da - 14.00 m circa, gli elementi grossolani e la frazione sabbiosa.

La serie continua ,fino a -16.80, con lapilli e pomici in matrice cineritica e sabbioso - cineritica.

Inizia ,infine, da - 17.20 m, preceduto da 0,50 m circa di

cappellaccio costituito da sabbia vulcanica giallastra con lapilli e pomici di apprezzabili dimensioni, il banco tufaceo ascrivibile alla formazione del tufo grigio campano. In base al grado di umidità tali terreni vanno classificati come asciutti o poco umidi.

Non si sono intercettati nel corso della trivellazione livelli acquiferi in falda.

La colonna stratigrafica relativa al secondo sondaggio, il cui profilo stratigrafico risulta pure allegato alla presente, conferma i risultati del primo carotaggio. Si notano, infatti, solo lievi differenze per quanto riguarda lo spessore degli strati mentre la successione delle litologie é, fra i due, perfettamente correlabile; non si notano, all'analisi comparata dei due profili, discontinuità di tipo stratigrafico imputabili a fenomeni strutturali. L'area oggetto del presente studio, infatti, grazie alla sua posizione, viene a trovarsi inserita in un contesto che, da questo punto di vista non presenta particolari problemi interpretativi.

# STRATIGRAFIA

SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: PUA	Sondaggio: 1
Località: Frattamaggiore	Quota: 40,00
Impresa esecutrice:	Data:
Coordinate:	Redattore: m.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO	

Pz	metri bat.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
							S.P.T.	N			
	1									0,8	Suolo vegetale derivante dall'alterazione del materiale piroclastico in posto misto a resti organici di origine vegetale
	2									1,5	Cineriti humificati di colore chiaro tendente al marrone con lapilli e rare pomici
	3									2,2	Cineriti humificati di colore marrone con a letto un livelletto spesso circa 0.20 m sempre cineritico di colore grigio tassificato
	4									3,5	
	5									4,0	Alternanza di livelletti di vario spessore di natura cineritica , in giacitura secondaria, di colore variabile dall'ocra a grigio chiaro, marrone, con rari lapilli di piccole dimensioni e scorie sempre di minute dimensioni; ad essi si intercalano sottili orizzonti humificati, specie nella parte alta, e livelletti esclusivamente formati da lapilli sempre di piccole dimensioni
	6									5,5	
	7										Pomici e lapilli in abbondante matrice sabbiosa - sabbioso cineritica di colore rossiccio
	8										Suolo vegetale derivante dall'alterazione del materiale piroclastico in posto misto a resti organici di origine vegetale si notano nella parte basale piccole pomici e frammenti litici
	9										
	10									10,0	Sedimenti sciolti di natura piroclastica costituiti da cineriti sottilmente stratificate, di colore grigio discretamente addensate, a luoghi mediamente compatte;
	11									10,5	granulometricamente assimilabili a limo con sabbia - sabbia con limo con incluso pomici e lapilli dallo stesso colore di modeste dimensioni. A luoghi intercalati nella litologia si rinvengono straterelli esclusivamente formati da lapilli e piccole pomici sempre di colore grigioe sempre in matrice sabbiosa.
	12										
	13										Lapilli e pomici in rara matrice sabbioso cineritica
	14									13,5	Sedimenti sciolti di natura piroclastica costituiti da cineriti sottilmente stratificate, di colore grigio discretamente addensate, a luoghi mediamente compatte;
	15										granulometricamente assimilabili a limo con sabbia - sabbia con limo con incluso pomici e lapilli dallo stesso colore di modeste dimensioni. A luoghi intercalati nella litologia si rinvengono straterelli esclusivamente formati da lapilli e piccole pomici sempre di colore grigioe sempre in matrice sabbiosa.
	16									15,5	
	17									16,1	Cineriti sabbiose di colore grigiastro con lapilli pomici ed elementi litici in forte aumento nella parte bassa
	18									17,2	Lapilli e pomici in matrice cineritica
	19										Sabbia vulcanica giallastra con abbondante presenza di lapilli e pomici di apprezzabili dimensioni di colore scuro
	20										Tufo Grigio campano nella sua Facies Gialla ( Ignimbrite Campana ), costituito da litologie sabbioso-cineritiche di colore giallo rossastro con inclusi scoriacei di grosse dimensioni di colore grigio plumbeo, subordinatamente frammenti litici e cristalli di sanidino
	21										
	22										
	23										
	24										
	25										
	26										
	27										
	28										
	29										
	30									30,0	



# STRATIGRAFIA - 2

SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: PUA	Sondaggio: 2
Località: Frattamaggiore	Quota: 38,00
Impresa esecutrice:	Data:
Coordinate:	Redattore:
Perforazione: carotaggio continuo	

Ø mm	R v	A r	Pz s	metri butt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				1								0,8		Suolo vegetale derivante dall'alterazione del materiale piroclastico in posto misto a resti organici di origine vegetale
				2								1,4		Cineriti humificate di colore marrone chiaro con rari lapilli e altrettanto rare pomici di piccole dimensioni
				3								2,5		Cineriti humificate di colore marrone con a letto un livelletto spesso circa 0.20 m sempre cineritico di colore grigio tassificato
				4								3,2		
				5								4,6		Pomici e lapilli in abbondante matrice sabbiosa - sabbioso cineritica di colore rossiccio
				6										Suolo vegetale derivante dall'alterazione del materiale piroclastico in posto misto a resti organici di origine vegetale
				7										
				8										Sedimenti sciolti di natura piroclastica costituiti da cineriti sottilmente stratificate, di colore grigio discretamente addensate, a luoghi mediamente compatte; granulometricamente assimilabili a limo con sabbia - sabbia con limo con incluso pomici e lapilli dallo stesso colore di modeste dimensioni. A luoghi intercalati nella litologia si rinvengono straterelli esclusivamente formati da lapilli e piccole pomici sempre di colore grigio e sempre in matrice sabbiosa.
				9										
				10										
				11										
				12										Lapilli e pomici in rara matrice sabbioso cineritica
				13										Alternanza di cinerite sabbiosa - sabbia cineritica di colore grigio con lapilli e piccole pomici dallo stesso colore
				14										
				15										Sabbia vulcanica giallastra con abbondante presenza di lapilli e pomici di apprezzabili dimensioni di colore scuro ( Cappellaccio )
				16										
				17										Tufo Grigio campano nella sua Facies Gialla ( Ignimbrite Campana ), costituito da litologie sabbioso-cineritiche di colore giallo rossastro con inclusi scoriacei di grosse dimensioni di colore grigio plumbeo, subordinatamente frammenti litici e cristalli di sanidino
				18										
				19										
				20										
				21										
				22										
				23										
				24										
				25										
				26										
				27										
				28										
				29										
				30										

## CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tali caratteristiche sono state ricavate direttamente da prove in situ effettuate in loco nella fase esecutiva del presente lavoro e, indirettamente, da dati in possesso dello scrivente relativi alle numerose analisi di laboratorio eseguite su campioni prelevati a vari livelli nella serie locale nell'ambito di altri studi.

In particolare dall'analisi dei dati emerso quanto segue:

i primi livelli, assimilabili granulometricamente a sabbie limose e/o limi sabbiosi, compresi in stratigrafia fra il p.c.e - 5.60 m circa, in genere presentano:

- peso dell'unità di volume compreso fra 1,28 e 1,34 g/cmc;
- contenuto d'acqua fra 0,19 e 0,37;
- indice dei vuoti fra 1,247 e 1,467;
- coesione = 0;
- angolo di attrito interno  $\leq 30^\circ$ .

Fra - 5.60 m e - 13.00 m circa, giacciono litologie granulometricamente classificabili come sabbie con limo e sabbie con limo debolmente ghiaiose, cui compete:

- peso dell'unità di volume compreso fra 1,18 e 1,64 g/cmc;
- contenuto d'acqua variabile fra 0,22 e 0,16;
- indice dei vuoti che oscilla fra 1,587 e 0,758;
- angolo di attrito interno maggiore  $\leq 33^\circ$
- coesione = 0.

Tali positive variazioni delle caratteristiche tecniche

trovano riscontro anche dalla prova penetrometrica effettuata con strumento dinamico pesante del tipo TG 63-200 PAGANI a punta conica, spinta fino a 13 m circa dal p.c., di cui si allegano le schede di esecuzione ed i corrispondenti valori di capacità portanti determinati con apposito programma di calcolo ad intervalli di 20 cm (Allegati).

I terreni possono essere suddivisi in base alle loro caratteristiche fisico - meccaniche, in un complesso superficiale rimaneggiato (tra le quote p.c. e - 5.60 m circa) che presenta scadenti proprietà, essendo caratterizzato da un grado di addensamento medio - basso con valori di c.p.(ottenuti mediando i valori calcolati) che si mantengono costantemente al di sotto di 1,00 Kg/cmq; si rinvengono intercalati in tale complesso litologie con caratteristiche tecniche migliori che però non possono essere prese in considerazione dato il loro esiguo spessore.

A partire da - 5.60 m si distingue, invece, un complesso incoerente (sabbie vulcaniche e cineriti) con discrete proprietà geotecniche, che si manifestano con valori di c.p. quasi sempre superiori a 2,00 kg/cmq, a meno di rare eccezioni intermedie, essendo caratterizzato da un maggiore grado di addensamento.

Volendo operare una caratterizzazione più dettagliata della serie in funzione della capacità portante, calcolata in base alla resistenza alla punta manifestata dal penetrometro per 20 cm di avanzamento, con particolare riferimento agli istogrammi allegati,



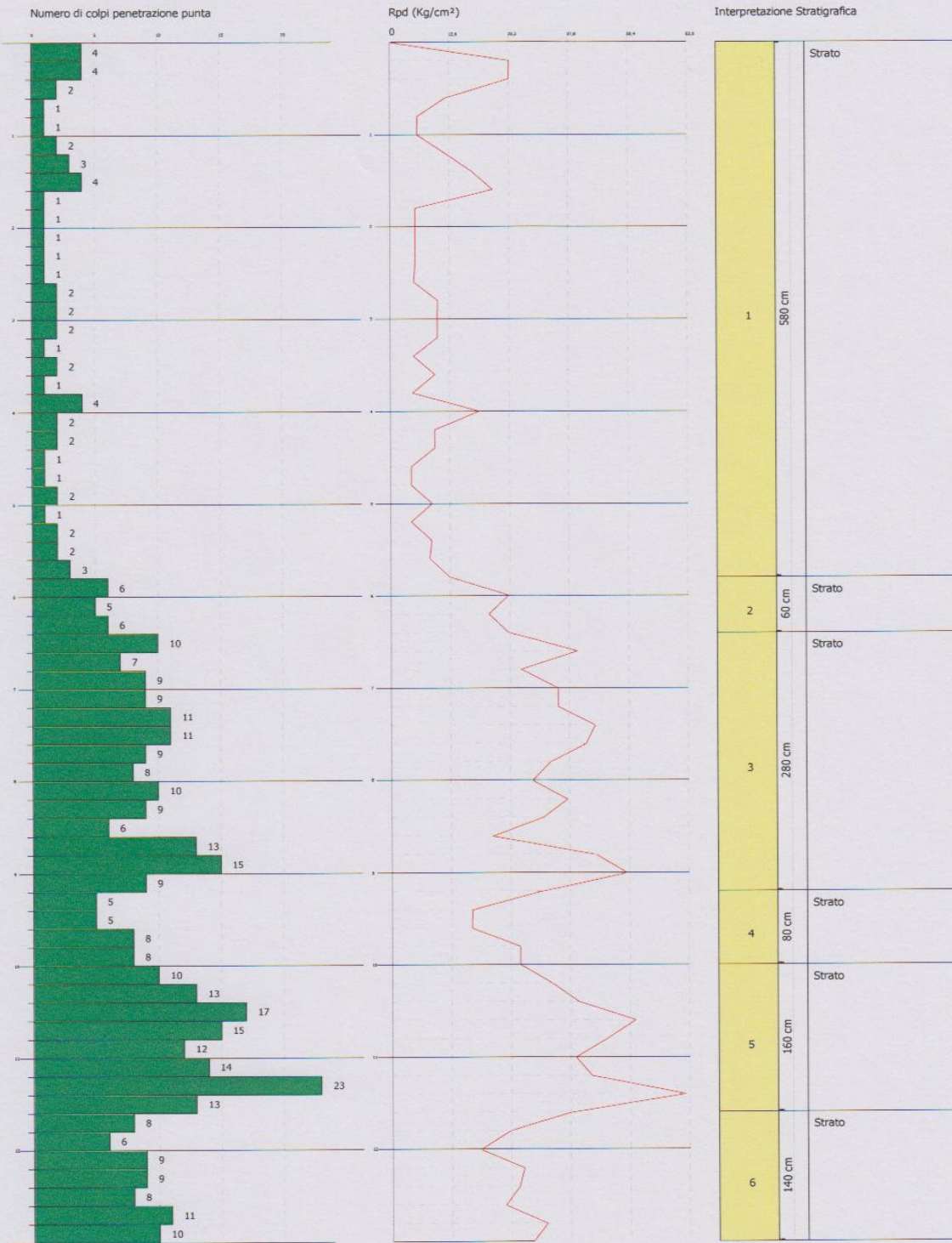
emerge quanto segue:

fra il p. c. e – 5.60 m, a meno del livello presente fra -1.40 e – 1.60 m per il quale si calcolano 1.09 Kg/cm<sup>2</sup>, i carichi max amm. non sono in media superiori a 0,6/ 0,7 Kg/cm<sup>2</sup>.

A partire da tale livello e fino a – 6.40 m circa il carico massimo ammissibile pari a circa 1.20 Kg/cm<sup>2</sup>, in costante aumento con la profondità.

Da tale quota e fino a circa -13.00 m i valori calcolati della c.p. risultano mediamente superiori a 2,00 Kg/cm<sup>2</sup> con escursus frequenti oltre tale limite.

Ovviamente tali valori, come tutti i dati riportati nel presente lavoro, sono da ritenersi di indirizzo generale e quindi puramente indicativi; si ricorda, pertanto, che dettagliate valutazioni di ordine tecnico relative al progetto di eventuali opere di fondazione vanno subordinate alla esecuzione di approfondite indagini puntuali come tra l'altro stabilito dalla vigente normativa ( Nuove NTC D.M. 14/01/2008 ).



## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Amministrazione Comunale di Frattamaggiore  
Cantiere: PUA zona F1  
Località: Confine con il Comune di Frattaminore

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	30 Kg
Diametro punta conica	51,00mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,489
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

**OPERATORE**  
**IGEM**

**RESPONSABILE**  
**m.m.**

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE**  
**(DYNAMIC PROBING)**  
**DPSH – DPM (... scpt ecc.)**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)



- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

### penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE) massa battente  $M = 30$  kg, altezza di caduta  $H = 0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A = 10$  cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE) massa battente  $M = 20$  kg, altezza di caduta  $H = 0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A = 10$  cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE) massa battente  $M = 73$  kg, altezza di caduta  $H = 0.75$  m, avanzamento  $\delta = 30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ), diametro  $D = 50.8$  mm, area base cono  $A = 20.27$  cm<sup>2</sup> rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA) massa battente  $M = 63.5$  kg, altezza caduta  $H = 0.75$  m, avanzamento  $\delta = 20-30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ-90^\circ$ )

diametro  $D = 50.5$  mm, area base cono  $A = 20$  cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### **Correlazione con N<sub>spt</sub>**

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N<sub>spt</sub> ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N<sub>spt</sub>. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q<sub>spt</sub> è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

### **Valutazione resistenza dinamica alla punta R<sub>pd</sub>**

Formula Olandesi

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

Rpd = resistenza dinamica punta (area A);  
e = infissione media per colpo ( $\delta/N$ );  
M = peso massa battente (altezza caduta H);  
P = peso totale aste e sistema battuta.

### **Metodologia di Elaborazione.**

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

### **Valutazioni statistiche e correlazioni**

#### **Elaborazione Statistica**

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore

della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

**Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

**Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove  $s_{N_{spt}}$  è la deviazione standard di  $N_{spt}$

**Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $N_{spt}$  distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$



dove  $n$  è il numero di letture.

### **Pressione ammissibile**

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione  $d = 1$  mt..

### **Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**

#### ***Liquefazione***

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

#### ***Correzione $N_{spt}$ in presenza di falda***

$$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda) .

#### ***Angolo di Attrito***

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. –

Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)

- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38° ).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $s > 15$  t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

### ***Densità relativa (%)***

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie  $D_r$  viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

### ***Modulo Di Young ( $E_y$ )***

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

### ***Modulo Edometrico***

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).

- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

### ***Stato di consistenza***

- Classificazione A.G.I. 1977

### ***Peso di Volume Gamma***

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

### ***Peso di volume saturo***

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa  $\gamma = 2,65$  t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

### ***Modulo di poisson***

- Classificazione A.G.I.

### ***Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)***

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

### ***Velocità onde di taglio $V_s$ (m/sec)***

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

### ***Modulo di deformazione di taglio (G)***

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

### ***Modulo di reazione ( $K_0$ )***

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

### ***Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )***

- Robertson 1983  $Q_c$

## **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

### ***Coesione non drenata***

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , ( $C_u$ - $N_{spt}$ -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .



- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità .
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

### ***Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )***

- Robertson 1983  $Q_c$

### ***Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )***

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte (  $N_{spt} < 30$ ) medie e molli (  $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose ( $N_{spt}=6-12$ ).

### ***Modulo Di Young ( $E_Y$ )***

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P.  $> 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

### *Stato di consistenza*

- Classificazione A.G.I. 1977

### *Peso di Volume Gamma*

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

### *Peso di volume saturo*

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa  $G=2,70$  (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ( $N_{spt}=0$ ) a 0,545 ( $N_{spt}=28$ )

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

TG 63-200 PAGANI  
 10/12/2014  
 13,00 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	4	0,855	25,35	29,66	1,27	1,48
0,40	4	0,851	25,24	29,66	1,26	1,48
0,60	2	0,847	11,81	13,95	0,59	0,70
0,80	1	0,843	5,88	6,97	0,29	0,35
1,00	1	0,840	5,86	6,97	0,29	0,35
1,20	2	0,836	11,67	13,95	0,58	0,70
1,40	3	0,833	17,43	20,92	0,87	1,05
1,60	4	0,830	21,84	26,33	1,09	1,32
1,80	1	0,826	5,44	6,58	0,27	0,33
2,00	1	0,823	5,42	6,58	0,27	0,33
2,20	1	0,820	5,40	6,58	0,27	0,33
2,40	1	0,817	5,38	6,58	0,27	0,33
2,60	1	0,814	5,08	6,23	0,25	0,31
2,80	2	0,811	10,12	12,47	0,51	0,62
3,00	2	0,809	10,08	12,47	0,50	0,62
3,20	2	0,806	10,05	12,47	0,50	0,62
3,40	1	0,803	5,01	6,23	0,25	0,31
3,60	2	0,801	9,48	11,84	0,47	0,59
3,80	1	0,798	4,73	5,92	0,24	0,30
4,00	4	0,796	18,85	23,67	0,94	1,18
4,20	2	0,794	9,40	11,84	0,47	0,59
4,40	2	0,791	9,37	11,84	0,47	0,59
4,60	1	0,789	4,45	5,63	0,22	0,28
4,80	1	0,787	4,43	5,63	0,22	0,28
5,00	2	0,785	8,85	11,27	0,44	0,56
5,20	1	0,783	4,41	5,63	0,22	0,28
5,40	2	0,781	8,80	11,27	0,44	0,56
5,60	2	0,779	8,38	10,75	0,42	0,54
5,80	3	0,777	12,54	16,13	0,63	0,81
6,00	6	0,775	25,01	32,26	1,25	1,61
6,20	5	0,774	20,80	26,88	1,04	1,34
6,40	6	0,772	24,90	32,26	1,25	1,61
6,60	10	0,770	39,60	51,41	1,98	2,57
6,80	7	0,769	27,66	35,98	1,38	1,80
7,00	9	0,767	35,49	46,26	1,77	2,31
7,20	9	0,766	35,42	46,26	1,77	2,31
7,40	11	0,764	43,21	56,55	2,16	2,83
7,60	11	0,763	41,32	54,17	2,07	2,71
7,80	9	0,761	33,74	44,32	1,69	2,22
8,00	8	0,760	29,94	39,40	1,50	1,97
8,20	10	0,759	37,36	49,25	1,87	2,46
8,40	9	0,757	33,56	44,32	1,68	2,22
8,60	6	0,756	21,44	28,36	1,07	1,42
8,80	13	0,705	43,30	61,44	2,16	3,07
9,00	15	0,703	49,87	70,89	2,49	3,54
9,20	9	0,752	32,00	42,54	1,60	2,13
9,40	5	0,751	17,75	23,63	0,89	1,18
9,60	5	0,750	17,04	22,72	0,85	1,14
9,80	8	0,749	27,22	36,35	1,36	1,82

10,00	8	0,748	27,18	36,35	1,36	1,82
10,20	10	0,747	33,92	45,43	1,70	2,27
10,40	13	0,696	41,08	59,06	2,05	2,95
10,60	17	0,694	51,64	74,35	2,58	3,72
10,80	15	0,693	45,49	65,61	2,27	3,28
11,00	12	0,742	38,96	52,49	1,95	2,62
11,20	14	0,691	42,33	61,23	2,12	3,06
11,40	23	0,640	64,41	100,60	3,22	5,03
11,60	13	0,689	37,78	54,82	1,89	2,74
11,80	8	0,738	24,90	33,73	1,25	1,69
12,00	6	0,737	18,65	25,30	0,93	1,26
12,20	9	0,736	27,94	37,95	1,40	1,90
12,40	9	0,735	27,90	37,95	1,39	1,90
12,60	8	0,734	23,91	32,56	1,20	1,63
12,80	11	0,733	32,82	44,77	1,64	2,24
13,00	10	0,732	29,80	40,70	1,49	2,04

## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato	2,87	5,80	42,52	42,52	0	14,93
[2] - Strato	8,44	6,40	72,92	72,92	0	29,44
[3] - Strato	14,46	9,20	95,45	95,45	0	42,03
[4] - Strato	9,68	10,00	78,09	78,09	0	32,28
[5] - Strato	21,77	11,60	100	100	0	53,77
[6] - Strato	12,97	13,00	90,39	90,39	0	39,18

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornbur n-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	27,82	20,82	28,8	0	30,76	0	<30	21,56	27,86	23	22,58
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	29,41	22,41	30,36	0	33,07	0	<30	26,25	29,53	27,09	27,99
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	31,13	24,13	32,05	0	35,29	41,36	30-32	29,73	31,34	29,13	32,01
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	29,77	22,77	30,71	0	33,55	0	<30	27,05	29,9	27,61	28,91
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	33,22	26,22	34,1	0	37,59	42	30-32	33,07	33,53	30,68	35,87
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	30,71	23,71	31,63	0	34,76	40,65	30-32	28,95	30,89	28,72	31,11

### Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	---	22,96	---	---	---
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	---	67,52	100,29	---	---
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	271,43	115,68	171,33	288,45	147,30
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	---	77,44	114,92	---	---
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	333,04	174,16	257,59	343,27	183,85
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	257,06	103,76	153,75	277,27	139,85

### Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	---	33,36	20,38	50,80

[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	---	44,80	59,92	75,64
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	86,76	57,17	102,67	102,49
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	---	47,35	68,73	81,17
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	130,62	72,18	154,57	135,09
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	77,82	54,11	92,09	95,85

#### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	Classificazione A.G.I. 1977	SCIOLTO
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO

#### Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	Meyerhof ed altri	1,44
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	Meyerhof ed altri	1,68
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	Meyerhof ed altri	1,87
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	Meyerhof ed altri	1,72
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	Meyerhof ed altri	2,03
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	Meyerhof ed altri	1,82

#### Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,87
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,44
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,94

#### Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	(A.G.I.)	0,35
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	(A.G.I.)	0,34
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	(A.G.I.)	0,33
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	(A.G.I.)	0,33
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	(A.G.I.)	0,31
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	(A.G.I.)	0,33

#### Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	175,11	238,05
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	482,70	460,16
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	800,70	639,40
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	549,08	500,36
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	1176,25	821,00
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	722,90	598,30

**Velocità onde**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità (m/s)
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87	Ohta & Goto (1978) Limi	100,827
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44	Ohta & Goto (1978) Limi	140,264
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46	Ohta & Goto (1978) Limi	161,438
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68	Ohta & Goto (1978) Limi	156,768
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77	Ohta & Goto (1978) Limi	184,511
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97	Ohta & Goto (1978) Limi	172,986

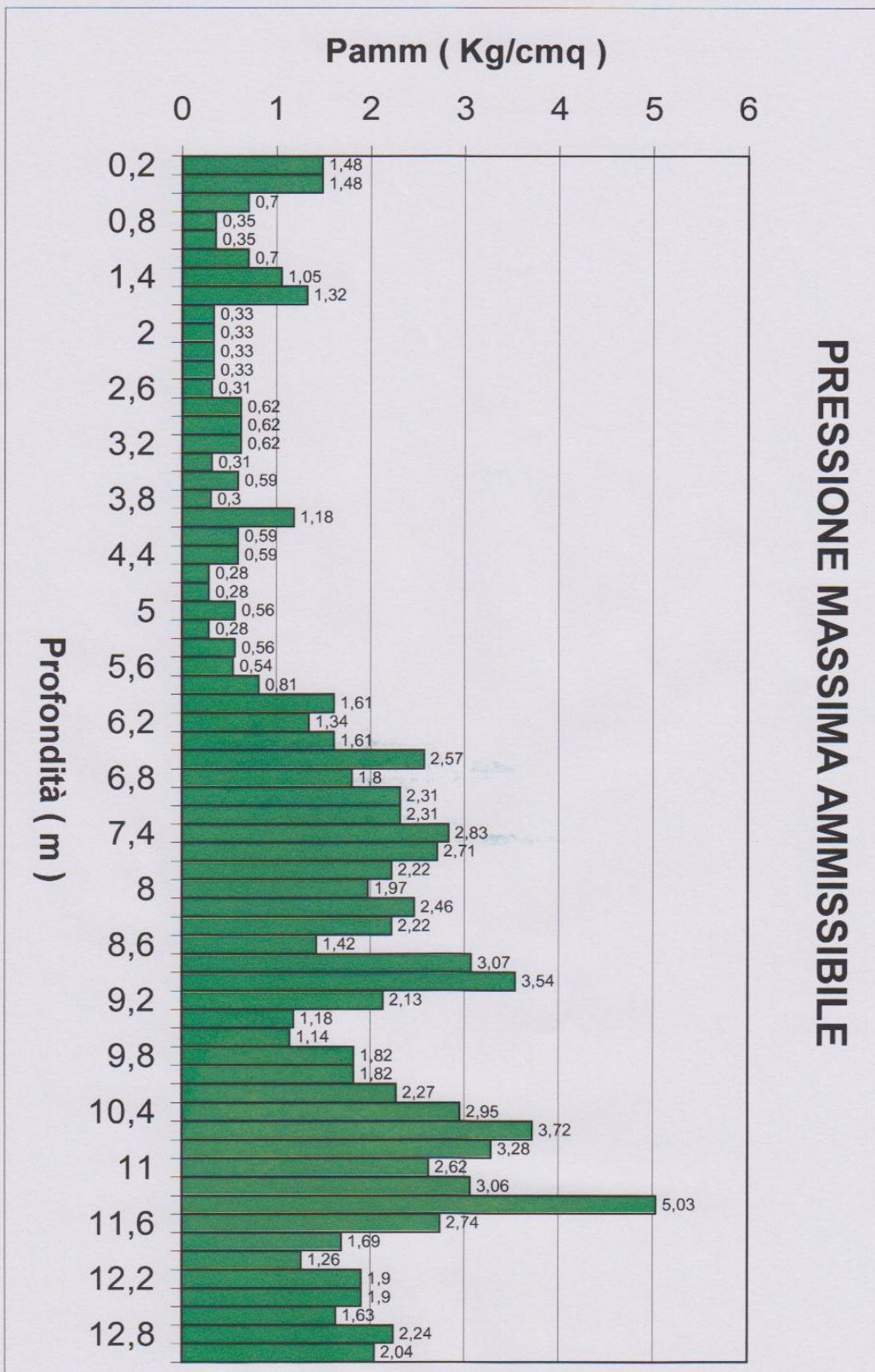
**Modulo di reazione Ko**

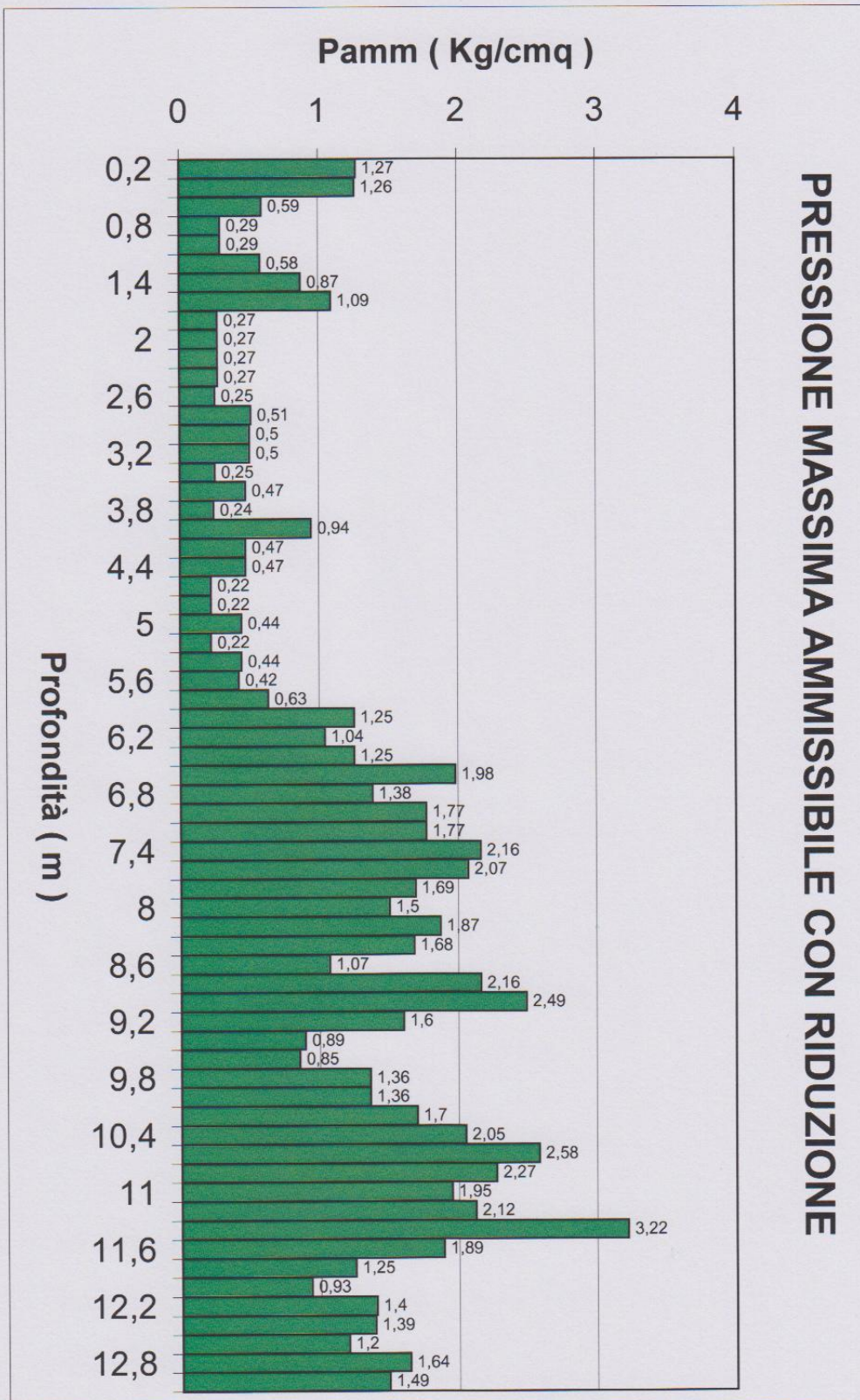
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko (Kg/cm <sup>3</sup> )
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87		---
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44		---
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46		---
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68		---
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77		---
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97		---

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	2,87	5,80	2,87		---
[2] - Strato	8,44	6,40	8,44		---
[3] - Strato	14,46	9,20	14,46		---
[4] - Strato	9,68	10,00	9,68		---
[5] - Strato	21,77	11,60	21,77		---
[6] - Strato	12,97	13,00	12,97		---







**PRESSIONE MASSIMA AMMISSIBILE CON RIDUZIONE**

## **CARATTERIZZAZIONE SISMICA**

In tutti i problemi connessi con l'ingegneria sismica o, più in generale per una più corretta pianificazione del territorio mirante alla definizione di zone per nuovi insediamenti urbani o industriali, é bene considerare la "risposta sismica locale" o "rischio sismico della zona" inteso come la massima intensità macrosismica che ha la maggiore probabilità di verificarsi a seguito di terremoti definita mediante parametri fisici del moto del suolo ovvero, in termini di spostamenti, accelerazioni ed energia.

Al fine quindi di individuare l'entità di tale rischio, in funzione delle condizioni geo - litologiche locali, ovvero, costruire un efficace modello sismico del sito é stata eseguita una indagine geofisica consistente in una prospezione sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh Figg. 1 e 1 bis), che ha consentito la definizione delle caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi e la loro classificazione secondo la normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008).

È stata inoltre condotta un'analisi della risposta sismica del suolo fornendo il calcolo degli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto sempre secondo il D.M. 14 gennaio 2008.





Fig. 1 – Prospezione sismica MASW effettuata in area progettuale.

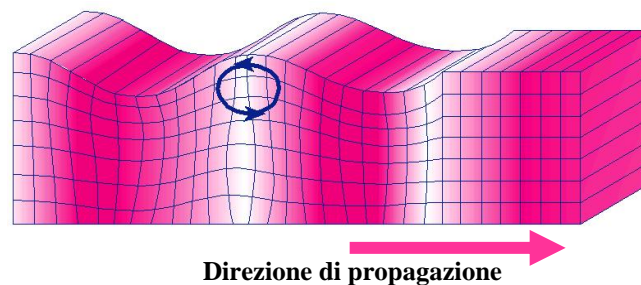


Fig. 1 bis – Prospezione sismica MASW effettuata in area progettuale.

## 2 - PROSPEZIONI SISMICHE BASATE SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RAYLEIGH

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 2) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate.

Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a  $0.92V_s$ . In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e  $0.92V_s$ . La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



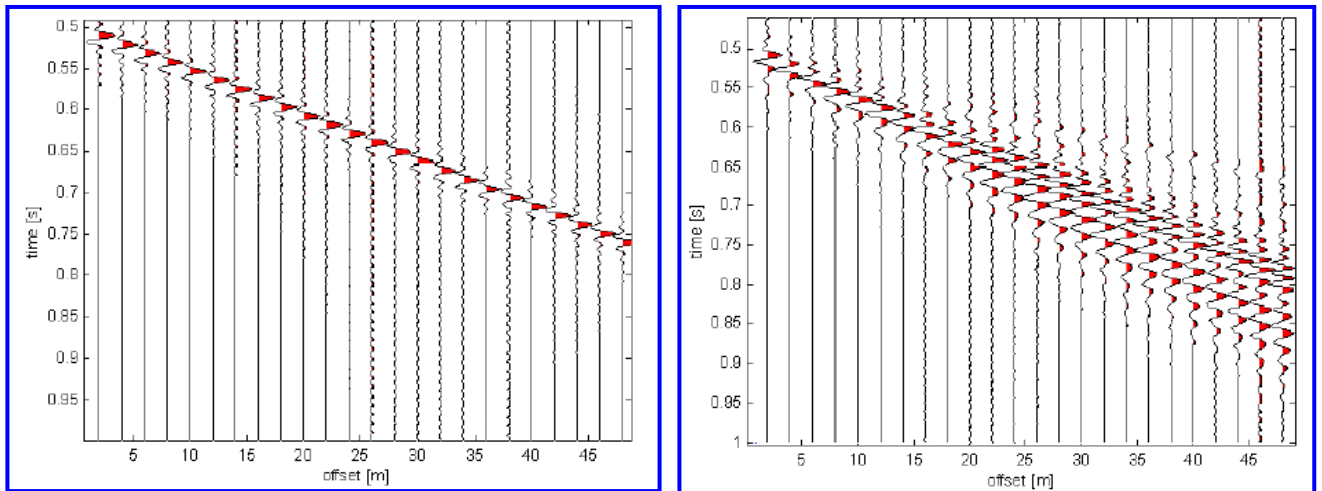
**Fig. 2 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.**

La determinazione della velocità delle onde di taglio  $V_S$  tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde  $P$  (7%) ed  $S$  (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da  $\sqrt{r}$  e non da  $r$  come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $V_P$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $V_S$ , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 14 gennaio 2008). Infatti, mentre la velocità delle onde  $P$  misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde  $S$  è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde  $P$ , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno.

La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle  $V_S$ , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3).

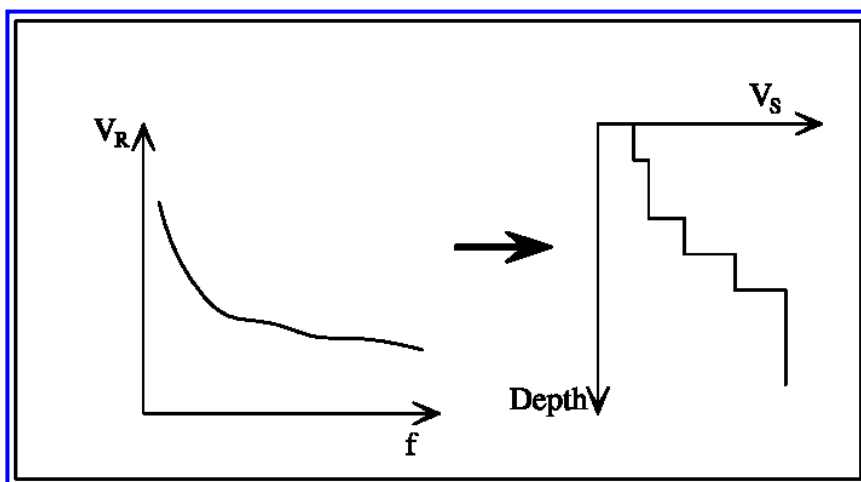




**Fig. 3 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.**

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione (Fig. 4).

La velocità delle onde di Rayleigh ( $V_R$ ) è pari a circa il 90% delle onde di taglio ( $V_S$ ). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh vengono realizzate con procedure operative meno onerose della comune sismica a rifrazione e delle prove in foro e hanno un grado di incertezza nella determinazione delle  $V_S < 15\%$ .



**Fig. 4 – Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (a sinistra) e profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra) ricavato tramite processo d'inversione.**

La modellazione del sottosuolo mediante l'impiego di comuni geofoni verticali a  $4.5\text{Hz}$  e l'analisi delle onde superficiali di Rayleigh viene ottenuta con le seguenti metodologie: ReMi (Refraction Microtremor), FTAN (Frequency Time ANalysis), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

La tecnica ReMi consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle  $V_S$  relative al sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera. Questa tecnica viene estensivamente utilizzata negli Stati Uniti nell'ambito del NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) tanto che il software fornisce anche direttamente il valore di  $V_{S30}$  e la categoria della classificazione del sottosuolo secondo la normativa americana.

Il metodo FTAN per la determinazione delle  $V_{S30}$  (basato sull'analisi della velocità di gruppo delle onde superficiali di Rayleigh) ha bisogno di un solo ricevitore e permette la definizione di un profilo medio su distanze di decine-centinaia di metri. Inoltre il metodo fornisce valori di velocità delle onde di taglio in buon accordo con le misure in foro.

Il metodo SASW (basato sull'analisi della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh) viene generalmente impiegato per la determinazione delle  $V_S$  di strati superficiali ( $<30m$ ) e per la determinazione delle proprietà elastiche di strade e pavimentazioni (Stokoe & Nazarian, 1985) e, pertanto, sembra essere tra i metodi non invasivi quello più popolare tra gli ingegneri.

La tecnica MASW, fondata sulla tecnica SASW, consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde  $S$  nel sottosuolo.

### **3 - PROSPEZIONI SISMICHE MASW**

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede 4 passi fondamentali:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici (Fig. 5), generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni (Fig. 6);

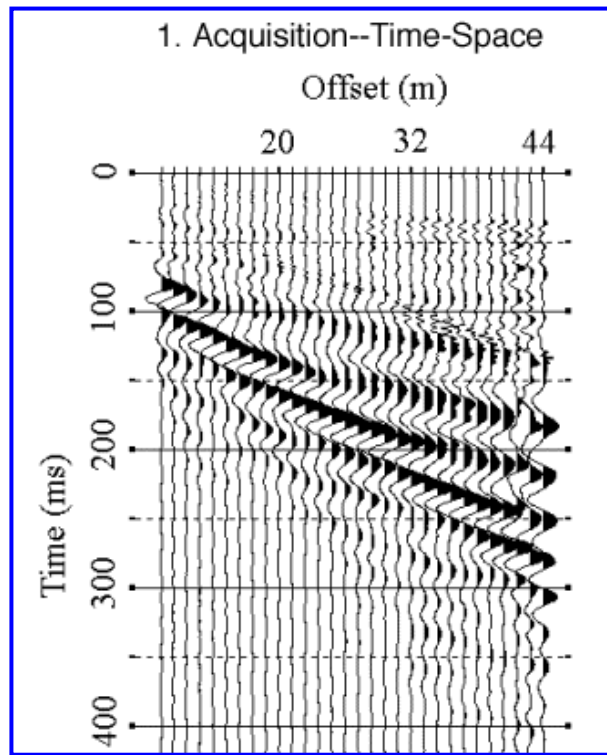


Fig. 5 – Segnali sismici acquisiti dai geofoni lungo uno stendimento.

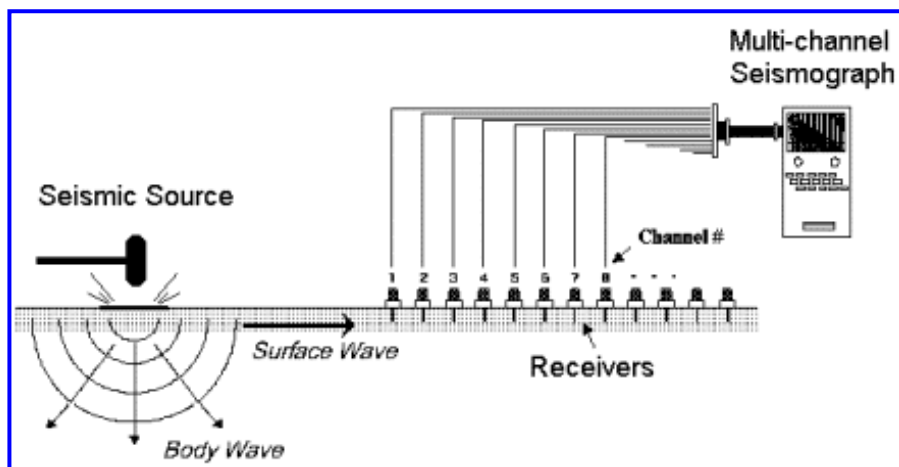
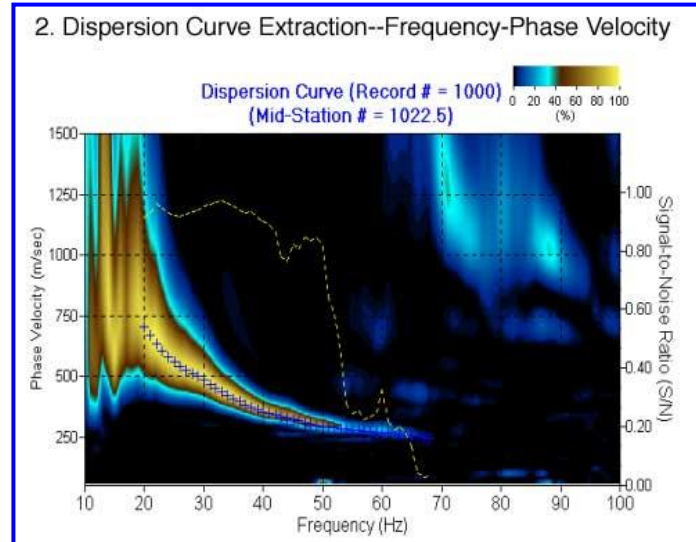


Fig. 6 – Schema di acquisizione dei segnali sismici con metodo MASW.

2. Estrazione del modo fondamentale di oscillazione dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde

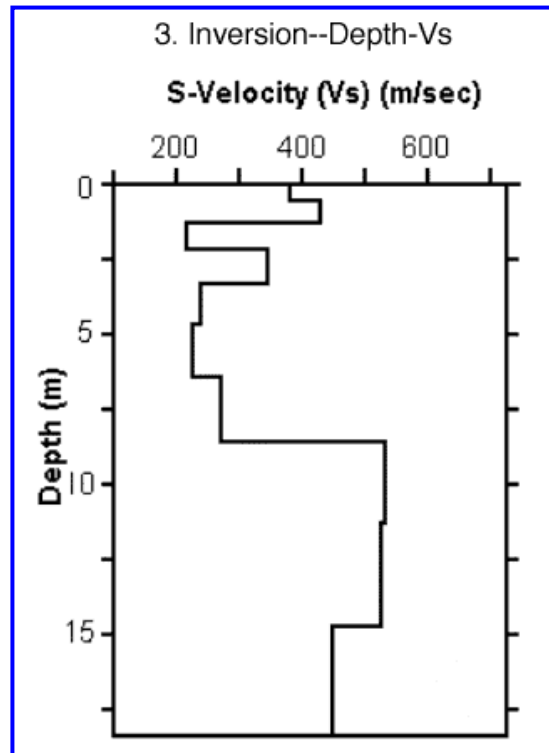
superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione)  
(Fig. 7);



**Fig. 7 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh.**

3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle  $V_S$  (Fig. 8) (un profilo verticale per ogni curva di dispersione, posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico);





**Fig. 8 – Modello di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) ottenuto dalla curva di dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh attraverso l'inversione di un modello multistrato di terreno. La velocità delle onde di taglio è approssimativamente pari a  $1.1V_R$  ( $V_R$ =velocità delle onde di Rayleigh) e la profondità è pari a circa  $0.4\lambda$  ( $\lambda$ =lunghezza d'onda).**

4. Ricostruzione di una sezione (modello 2D) delle  $V_s$  dei terreni con approccio multicanale (Fig. 9).

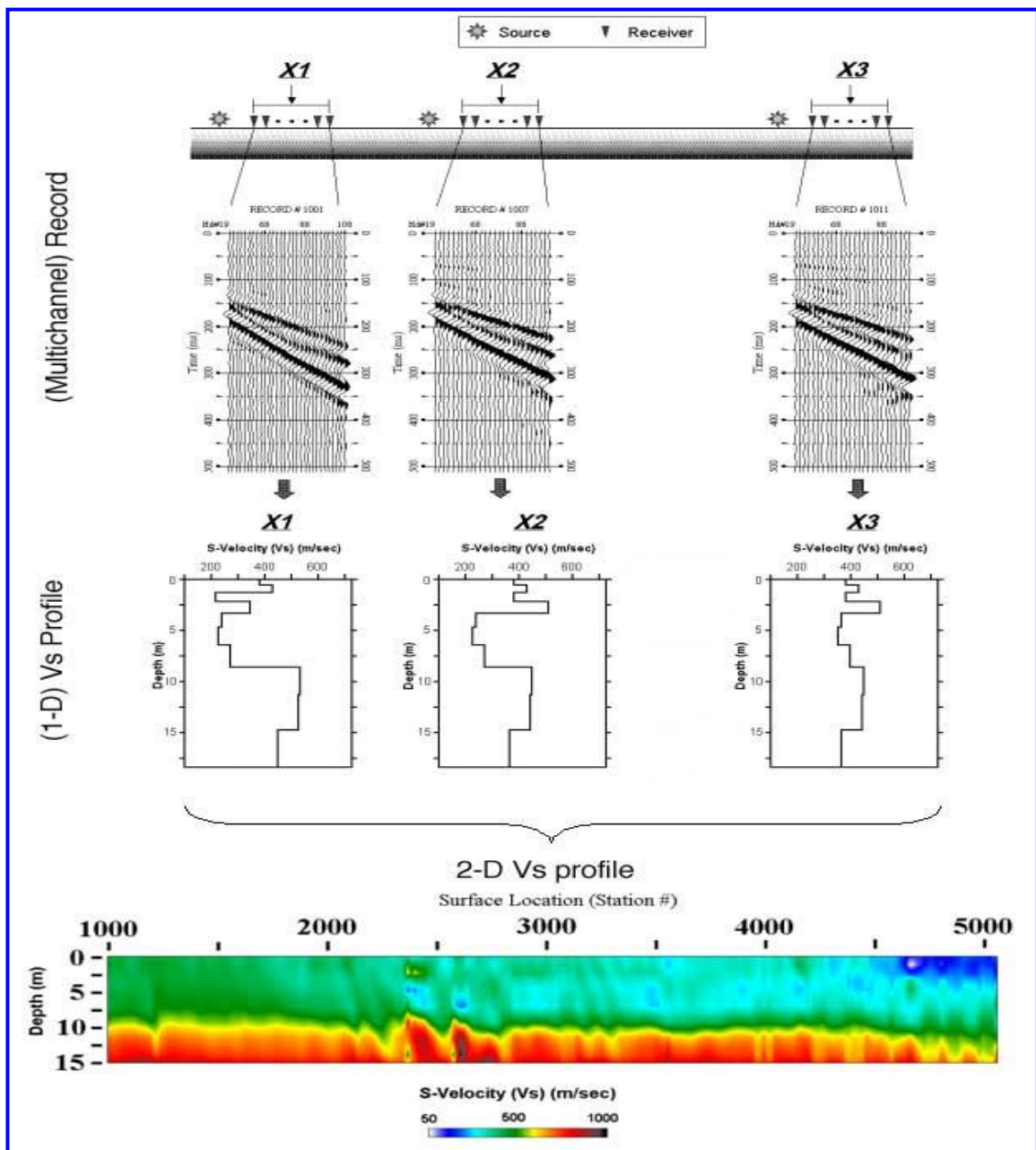


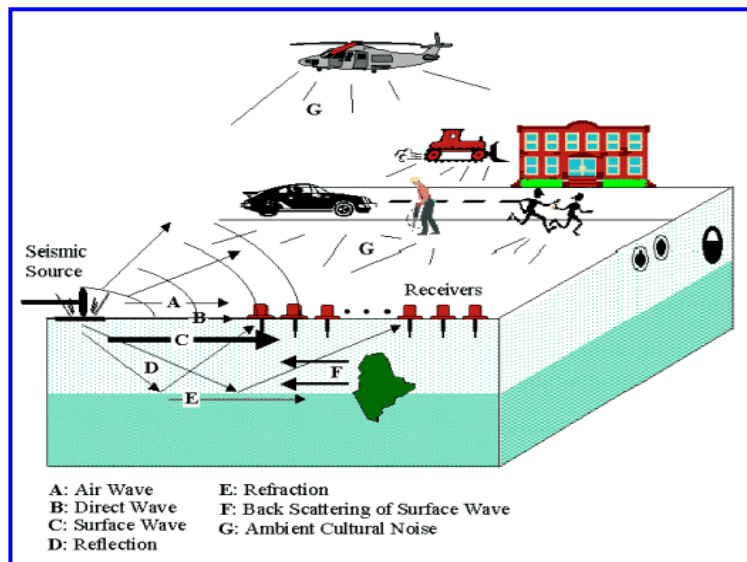
Fig. 9 – Modello 2D di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) ottenuto dalle inversioni delle curve di dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh.

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume ( $P$  ed  $S$ ), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse

e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore (Fig. 10).

Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana (Fig. 10).

Il vantaggio principale dell'approccio multicanale della tecnica MASW sta nella sua intrinseca capacità di distinguere tutte queste onde dovute al rumore e di isolarle dalle onde superficiali di Rayleigh evidenziando solo il modo fondamentale di oscillazione dei terreni. L'isolamento del modo fondamentale di oscillazione si basa su molteplici caratteristiche sismiche dei segnali.



**Fig. 10 – Schematizzazione dei vari tipi di onde (di volume e superficiali) e di alcune possibili sorgenti di rumore ambientale.**

Le proprietà della dispersione di tutti i tipi di onde (di volume e superficiali) sono visualizzate attraverso un metodo di trasformazione

(basato sull'analisi spettrale dei segnali sismici) del campo d'onda che converte direttamente i segnali sismici acquisiti (Fig. 11) in una immagine dove un modello di dispersione è riconosciuto nella distribuzione dell'energia trasformata in oscillazioni (Fig. 12).

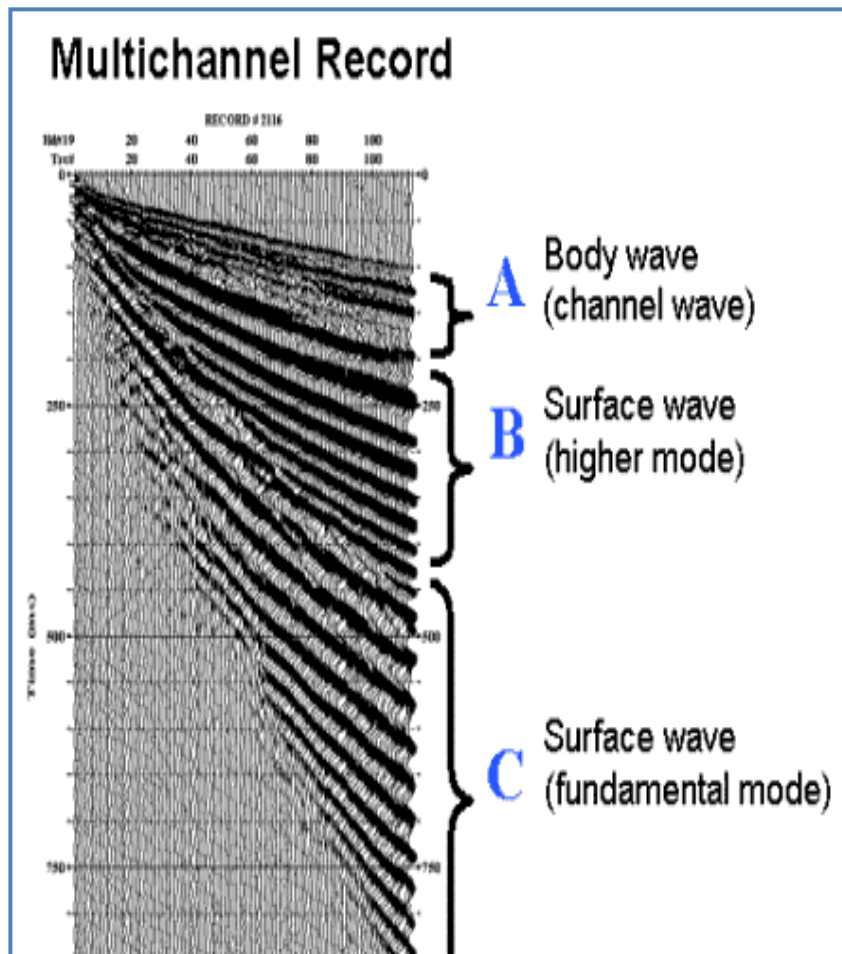
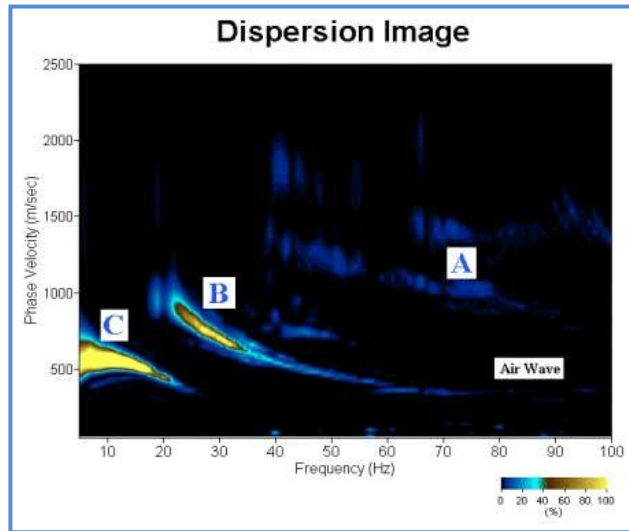


Fig. 11 – Segnali sismici con acquisizione multicanale e riconoscimento delle varie fasi sismiche (onde di volume, modo fondamentale e modi superiori delle onde superficiali).



**Fig. 12 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh relativa ai segnali sismici in Fig. 11. Il picco energetico in corrispondenza di C rappresenta, nel modello della dispersione, il modo fondamentale da estrarre. Il picco energetico in B rappresenta il primo modo mentre quello in A, poco evidente, rappresenterebbe il secondo modo.**

Successivamente, il modo fondamentale (proprietà fondamentale della dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh) viene estratto da un modello specifico. Tutte le altre onde (riflesse, disperse, modi superiori delle onde superficiali, noise ambientale) vengono quindi rimosse durante il processo di elaborazione.

#### 4 - INDAGINE ESEGUITA

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo nell'area oggetto di indagine, è stata eseguita una prospezione sismica MASW (Fig. 1), con le seguenti caratteristiche (Tab. 1):

<i>Prospezione sismica</i>	<i>Lunghezza complessiva dello stendimento (m)</i>	<i>Offset e spacing (m)</i>	<i>Direzione</i>
<i>MASW n.1</i>	<i>50.00</i>	<i>2.00</i>	<i>N 250° E</i>

Tab. 1 – Riepilogo caratteristiche delle fasi di acquisizione relative allo stendimento geofonico messo in opera.

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali, strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali [Re.Mi. (Refraction Microtremor); M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves); S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves)].

L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale. Tali indagini risultano particolarmente adatte in aree fortemente antropizzate (aree urbane e industriali) con notevole presenza di rumore di fondo (noise).

La gestione dell'apparecchiatura è notevolmente semplificata dall'interfaccia grafica e dall'interazione con essa tramite il sistema di puntamento touch-screen, che consente di eseguire tutte le operazioni



toccando con un pennino gli oggetti interessati direttamente sullo schermo.

L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP embedded.

La sorgente sismica (Fig. 13) è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di  $10kg$  che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a  $14Hz$ , posto in prossimità della piastra.

Quando la battuta sulla superficie della piastra non risultava netta o veniva colpita due volte erroneamente, la prova veniva ripetuta.

La sorgente è stata posizionata all'inizio dello stendimento geofonico, con offset pari a  $2.00m$ , in modo tale da ottenere profili sismici diretti. Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali (Geospace –  $4.5Hz$ ) posizionati lungo il profilo di indagine con spacing predefinito (Fig. 1; Tab. 1). La lunghezza complessiva dello stendimento geofonico è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni nel sito prescelto fino alla profondità di  $34.3m$  dal p.c..

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma (SurfSeis 2.05 della Kansas Geological Survey) per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.



**Fig. 13 – Sorgente energizzante, costituita da massa battente su piastra di alluminio. Come starter/trigger è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz.**

## **5 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI**

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale  $T=2.048s$ , sono state effettuate con passo di campionamento  $dt=0.5ms$ . La frequenza di campionamento è data da:  $f_{\text{campionamento}}=1/dt=2000Hz$ . La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da:  $f_{\text{Nyquist}}=1/2dt=1000Hz$ . La frequenza minima dei segnali è data da:  $f_{\text{min}}=1/T=0.488Hz$ .

L'elaborazione dei dati e l'inversione delle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma SurfSeis 2.05 della Kansas Geological

Survey che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di n°1 sezione sismostratigrafica 2D delle  $V_S$  (Fig. 20).

Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati (Figg. 14 – 20).

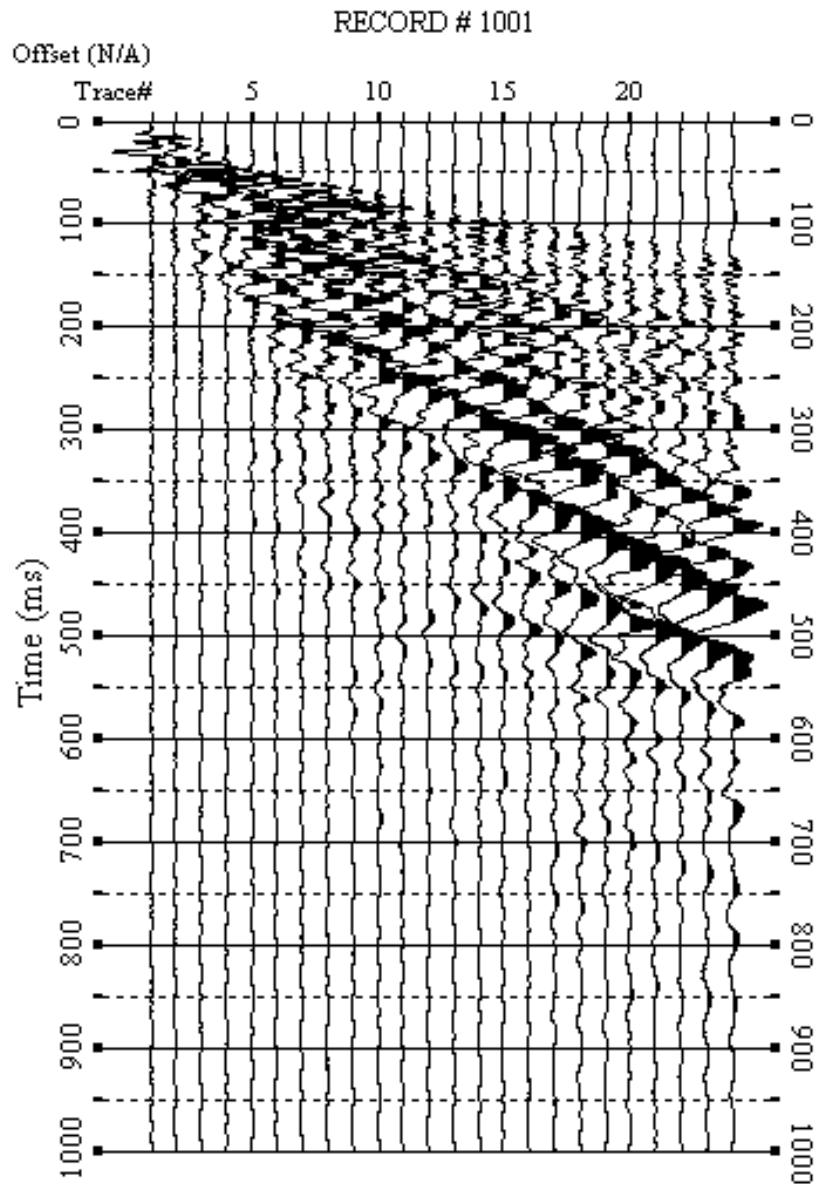


Fig. 14 – Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 1. Finestra temporale [0-1000]ms.

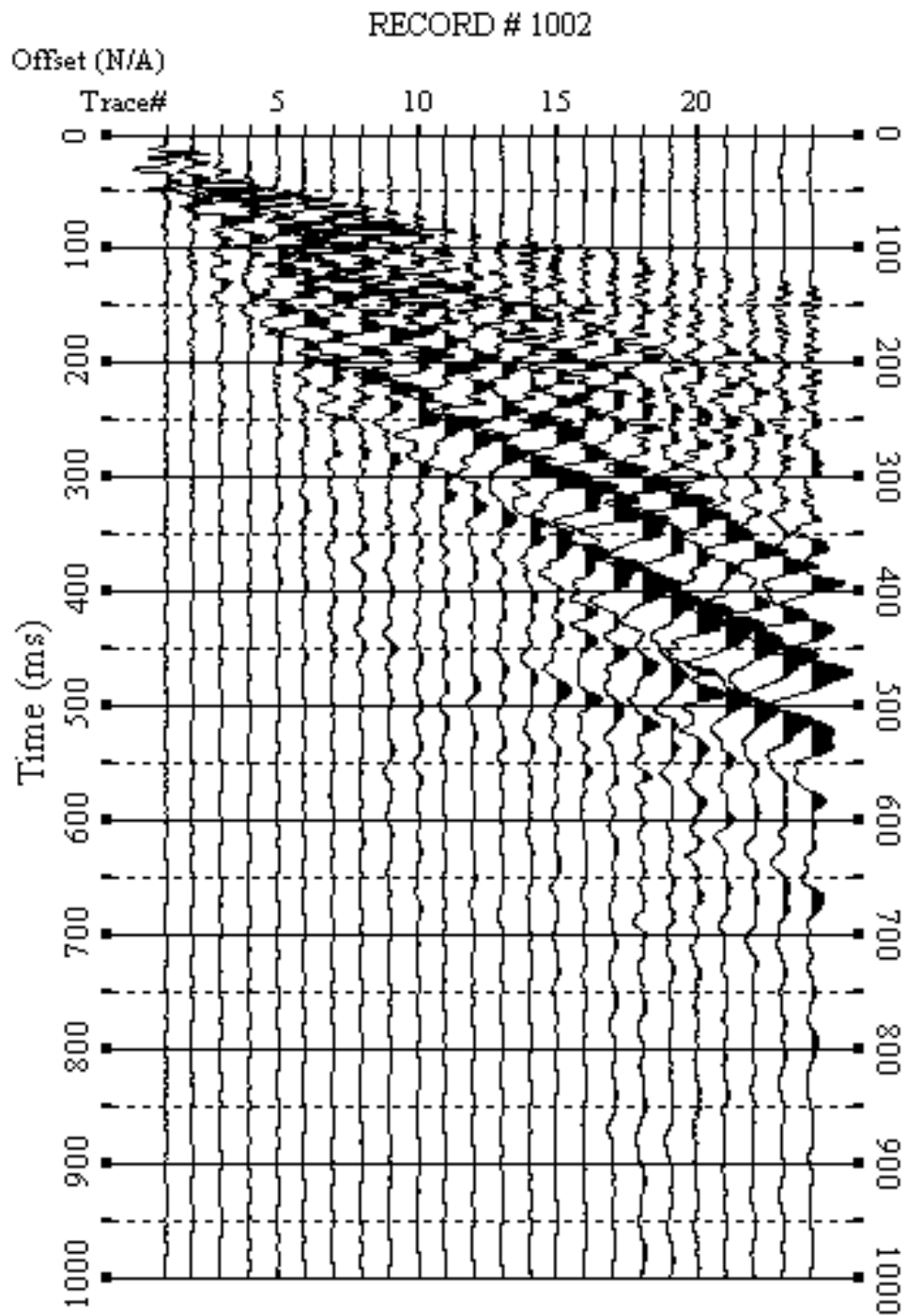
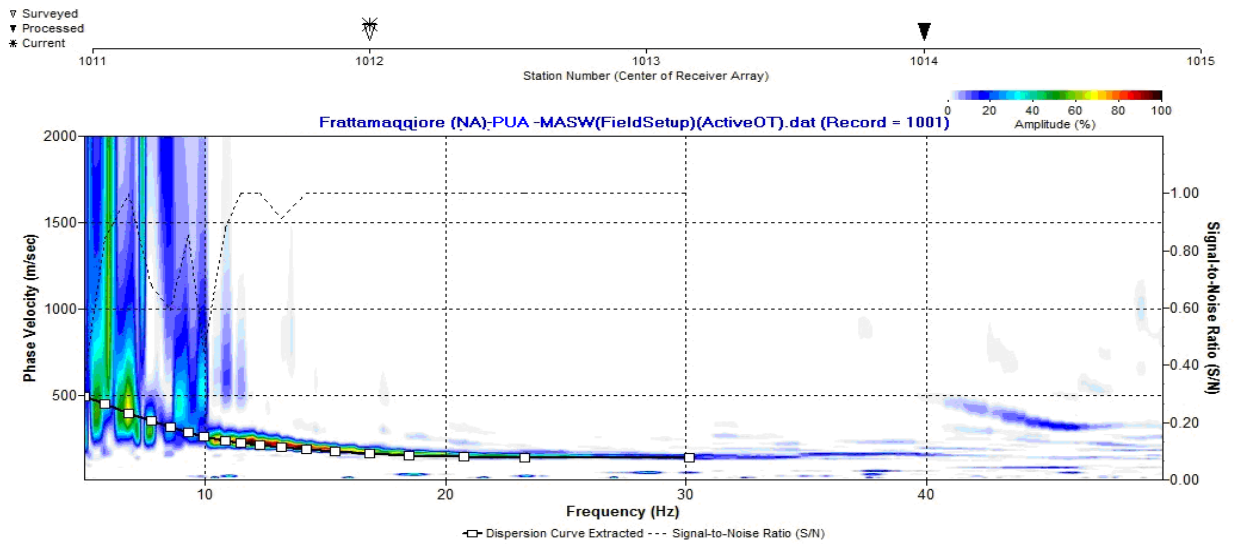
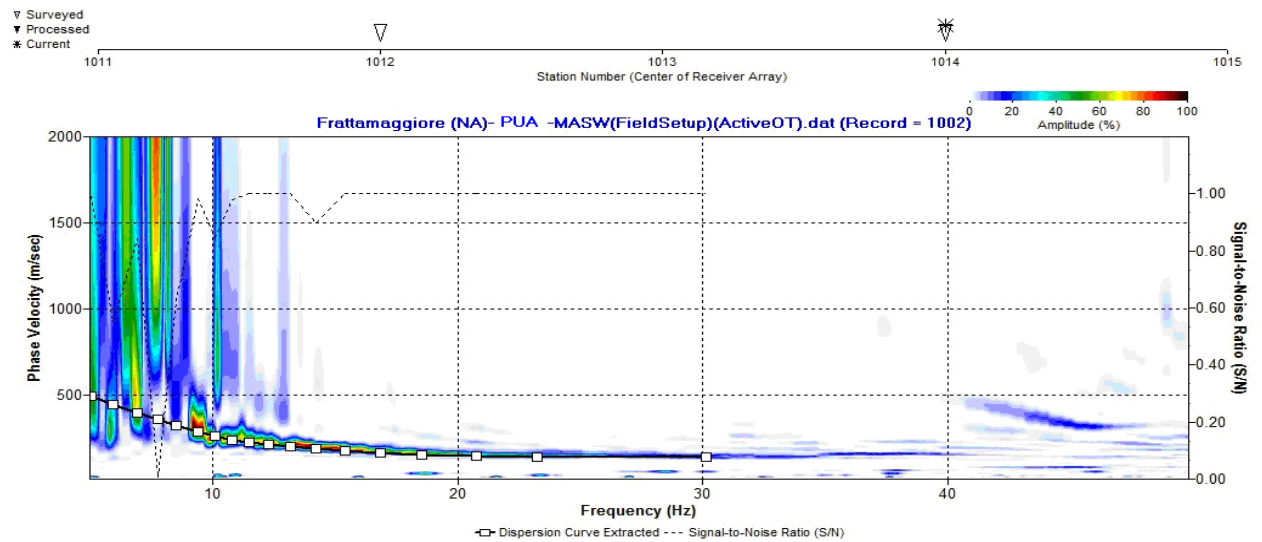


Fig. 15 – Sismogrammi relativi all'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 2. Finestra temporale [0-1000]ms.



**Fig. 16 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 1.**



**Fig. 17 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW n. 1: acquisizione n. 2.**

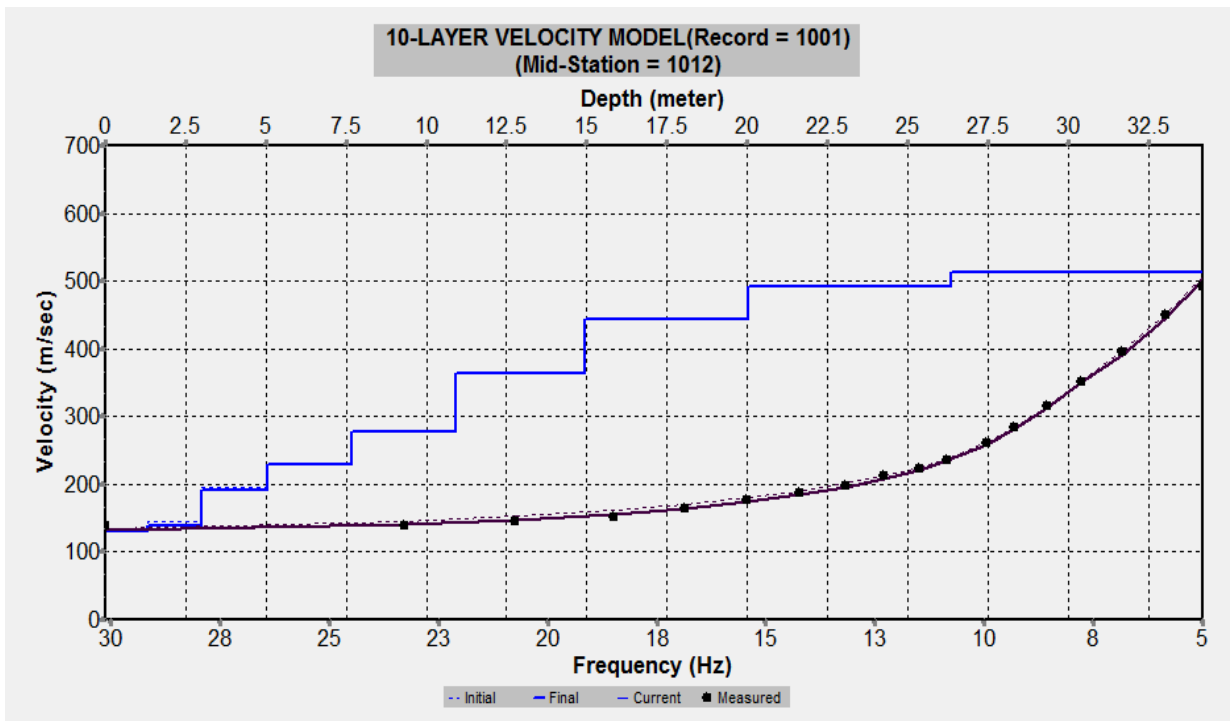


Fig. 18 – Profilo verticale 1D delle  $V_s$  ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 1.

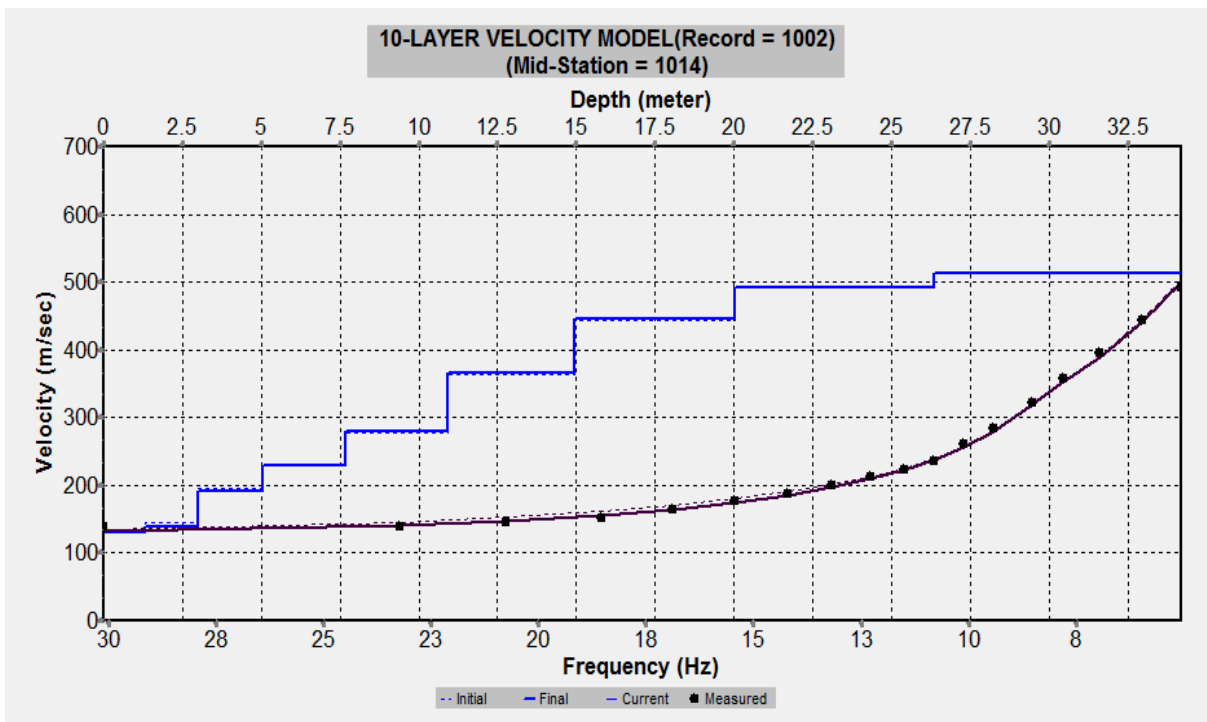
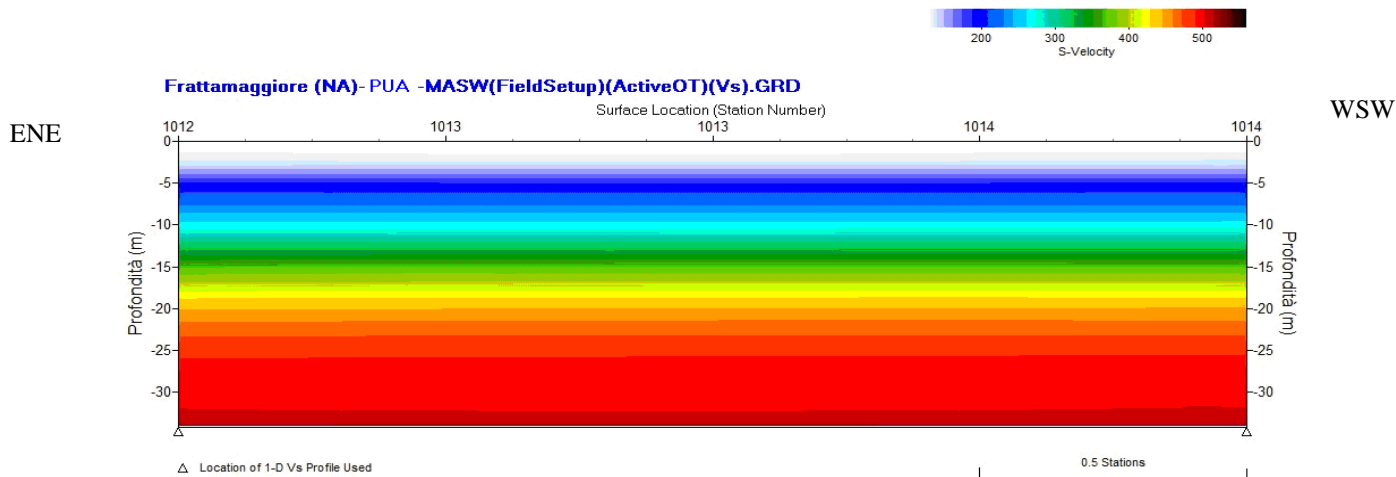


Fig. 19 – Profilo verticale 1D delle  $V_s$  ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh: MASW n. 1 - acquisizione n. 2





**Fig. 20 – Modello sismostratigrafico 2D delle  $V_s$  ottenuto dall'indagine Sismica MASW n. 1.**

## **6 - INTERPRETAZIONE ED ANALISI DEI DATI**

L'indagine sismica MASW effettuata, considerando la sismostratigrafia fino alla profondità di 30m (0m-30m) dal p.c., ha fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine nella categoria **C** del D.M. 14 gennaio 2008 (Tab. 2; Tab. 3). Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

$$V_{s30} = \frac{30m}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30 metri di profondità al di sotto del piano fondale.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

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

**Tab. 2 – Categorie Suoli di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008).**

<i>Prospezione sismica</i>	<i><math>V_{S\ 0-30}</math> (m/s)</i>	<i>Categoria Suoli di Fondazione (D.M. 14/01/2008)</i>
<i>MASW n. 1</i>	<i>[304 ÷ 305]</i>	<i>C</i>

**Tab. 3 – Categoria Suolo di fondazione ottenuta dalla prospezione sismica MASW effettuata.**

**Categoria di suolo di fondazione C =** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la

profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra  $180m/s$  e  $360m/s$  (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250kPa$  nei terreni a grana fina).

**Categoria topografica T1** = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

## **7 - RISPOSTA SISMICA LOCALE**

È noto da tempo che i danni che si manifestano durante un terremoto possono avere dimensioni molto diverse in località tra loro vicine a causa di una differente risposta sismica locale; ad esempio, per lo stesso sisma registrato da strumenti identici e a breve distanza reciproca, uno posto su di una coltre alluvionale di  $200m$  di spessore, l'altro su rocce cristalline, fu rilevato un rapporto di ampiezza pari a 5 corrispondente a circa 2 unità della scala sismica delle intensità (Carrara et al., 1992). D'altra parte, lo stesso concetto di magnitudo tiene conto di ciò, legando la sua valutazione all'ampiezza del moto del suolo normalizzata sia mediante una funzione di attenuazione con la distanza, sia mediante un coefficiente di stazione e quest'ultimo è legato, appunto, alla diversa risposta dei siti di registrazione ad uno stesso evento sismico.

Questo fenomeno fu notato per la prima volta un secolo fa quando, durante il tristemente noto terremoto di S. Francisco del 1906, edifici praticamente identici per forma, dimensioni e materiali impiegati,

subirano danni sensibilmente diversi (alcuni edifici subiscono crolli totali mentre altri subiscono danni praticamente trascurabili).

È ormai assodato che le caratteristiche con cui si presenta un sisma in un dato sito sono fortemente dipendenti oltre che dalle caratteristiche della sorgente, dalle modalità di emissione dell'energia e dalla distanza ipocentrale, soprattutto da fattori di risposta locale che modificano la composizione spettrale del sisma.

In sostanza la risposta sismica locale è l'azione di filtro e d'amplificatore esercitata localmente dagli strati più superficiali del terreno sovrapposti ad un basamento roccioso; essa è l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo a una formazione rocciosa di base (substrato o bedrock), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti (deposito di copertura) fino alla superficie.

Per una corretta valutazione della risposta sismica locale è quindi indispensabile calcolare gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto.

La valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata secondo i dettami del recente D.M. del 14 gennaio 2008, tramite l'utilizzo del software sperimentale SPETTRI NTC 1.0.3 sviluppato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed utilizzando le risultanze della prospezione sismica MASW precedentemente descritta.

Gli spettri di risposta ottenuti sono relativi allo Stato Limite di Esercizio SLD (Stato Limite di Danno) e allo Stato Limite Ultimo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

In un primo stadio è stata individuata la pericolosità del sito sulla base dei risultati del progetto S1 dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) (Tab. 4; Fig. 21).

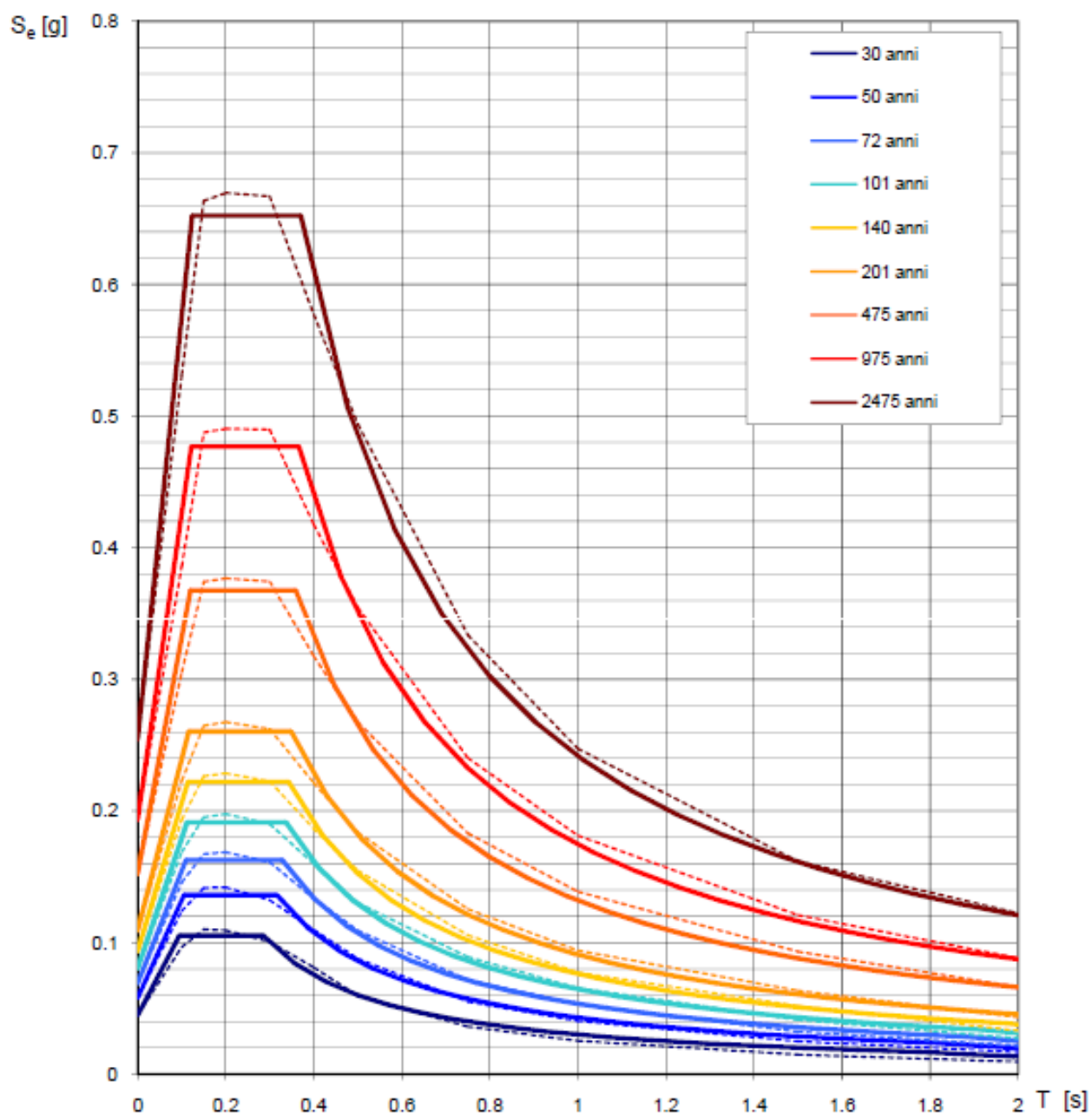
In un secondo momento sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici relativi alla strategia di progettazione prescelta (Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U = 1$  - Classe d'uso della costruzione II) ed all'azione di progetto di riferimento (SLD e SLV) (Tabb. 5 – 8; Figg. 22 – 23).

Gli spettri di risposta elastici ottenuti sono rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto per la tipologia di sito (categoria di suolo C – categoria topografica T1) individuata nell'area oggetto di indagine.

**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER PERIODI DI RITORNO DI RIFERIMENTO  
PER CATEGORIA DI SUOLO A  
PUNTO DI COORDINATE LONG. 14.266120 – LAT. 40.951560 (IN GRADI DECIMALI)**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.045	2.358	0.285
50	0.058	2.356	0.316
72	0.069	2.362	0.328
101	0.080	2.377	0.337
140	0.093	2.377	0.343
201	0.109	2.383	0.349
475	0.152	2.416	0.359
975	0.194	2.464	0.366
2475	0.254	2.566	0.370

**Tab. 4 - Prospetto dei valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;  $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T_C$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.**



NOTA:  
 Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 21 – Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_r$  di riferimento per categoria di suolo A.



**SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER CATEGORIA DI SUOLO C  
E PER CATEGORIA TOPOGRAFICA T1  
PUNTO DI COORDINATE LONG. 14.266120 – LAT. 40.951560 (IN GRADI DECIMALI)**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.058 g
$F_g$	2.356
$T_c^*$	0.316 s
$S_g$	1.500
$C_c$	1.536
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.162 s
$T_C$	0.485 s
$T_D$	1.832 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.087
$T_B$ ←	0.162	0.205
$T_C$ ←	0.485	0.205
	0.549	0.181
	0.613	0.162
	0.677	0.146
	0.742	0.134
	0.806	0.123
	0.870	0.114
	0.934	0.106
	0.998	0.099
	1.062	0.093
	1.126	0.088
	1.190	0.083
	1.254	0.079
	1.319	0.075
	1.383	0.072
	1.447	0.069
	1.511	0.066
	1.575	0.063
	1.639	0.061
	1.703	0.058
	1.767	0.056
$T_D$ ←	1.832	0.054
	1.935	0.049
	2.038	0.044
	2.141	0.040
	2.245	0.036
	2.348	0.033
	2.451	0.030
	2.554	0.028
	2.658	0.026
	2.761	0.024
	2.864	0.022
	2.967	0.021
	3.071	0.019
	3.174	0.018
	3.277	0.017
	3.380	0.016
	3.484	0.015
	3.587	0.014
	3.690	0.013
	3.793	0.013
	3.897	0.012
	4.000	0.011

**Tab. 5 – Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD. Categ. suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d’uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d’uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_{gv}$	0.019 g
$S_g$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	0.765
$S$	1.000
$\eta$	0.667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_g \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_g} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

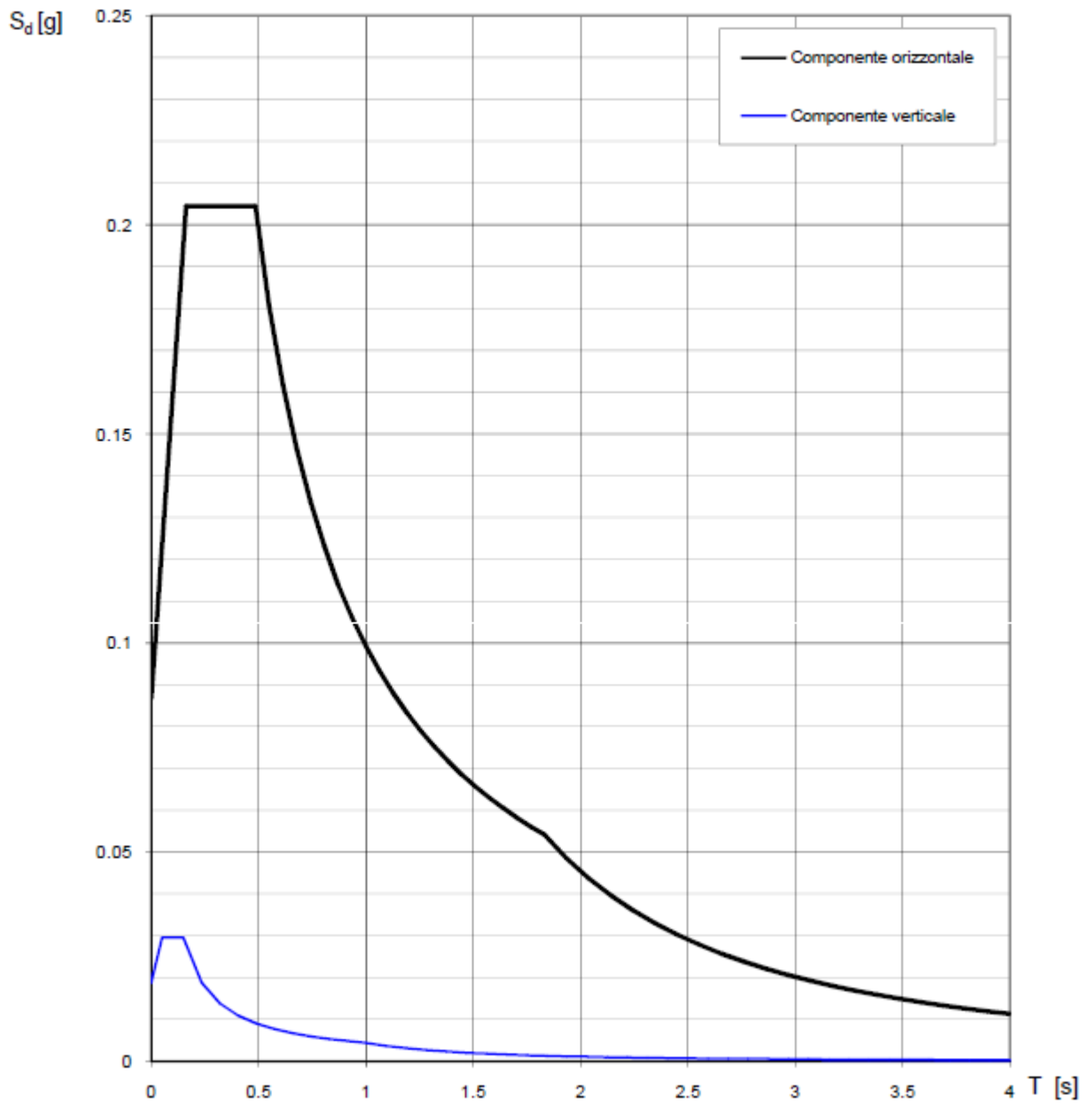
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.019
$T_B$ ←	0.050	0.030
$T_C$ ←	0.150	0.030
	0.235	0.019
	0.320	0.014
	0.405	0.011
	0.490	0.009
	0.575	0.008
	0.660	0.007
	0.745	0.006
	0.830	0.005
	0.915	0.005
$T_D$ ←	1.000	0.004
	1.094	0.004
	1.188	0.003
	1.281	0.003
	1.375	0.002
	1.469	0.002
	1.563	0.002
	1.656	0.002
	1.750	0.001
	1.844	0.001
	1.938	0.001
	2.031	0.001
	2.125	0.001
	2.219	0.001
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.000
	3.156	0.000
	3.250	0.000
	3.344	0.000
	3.438	0.000
	3.531	0.000
	3.625	0.000
	3.719	0.000
	3.813	0.000
	3.906	0.000
	4.000	0.000

**Tab. 6 – Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLD. Categ. suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**



**Fig. 22 – Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLD – Categ. suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d’uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d’uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.152 g
$F_c$	2.416
$T_c^*$	0.359 s
$S_D$	1.479
$C_C$	1.473
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.479
$\eta$	1.000
$T_B$	0.176 s
$T_C$	0.528 s
$T_D$	2.209 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_k \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.225
$T_B \leftarrow$	0.176	0.544
$T_C \leftarrow$	0.528	0.544
	0.608	0.472
	0.688	0.417
	0.768	0.374
	0.848	0.339
	0.928	0.309
	1.008	0.285
	1.088	0.264
	1.168	0.246
	1.248	0.230
	1.328	0.216
	1.408	0.204
	1.488	0.193
	1.568	0.183
	1.648	0.174
	1.729	0.166
	1.809	0.159
	1.889	0.152
	1.969	0.146
	2.049	0.140
	2.129	0.135
$T_D \leftarrow$	2.209	0.130
	2.294	0.121
	2.379	0.112
	2.465	0.104
	2.550	0.098
	2.635	0.091
	2.720	0.086
	2.806	0.081
	2.891	0.076
	2.976	0.072
	3.062	0.068
	3.147	0.064
	3.232	0.061
	3.318	0.058
	3.403	0.055
	3.488	0.052
	3.573	0.050
	3.659	0.047
	3.744	0.045
	3.829	0.043
	3.915	0.041
	4.000	0.040

**Tab. 7 – Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV. Categ. suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{sv}$	0.080 g
$S_d$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.272
$S$	1.000
$\eta$	0.667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_d \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

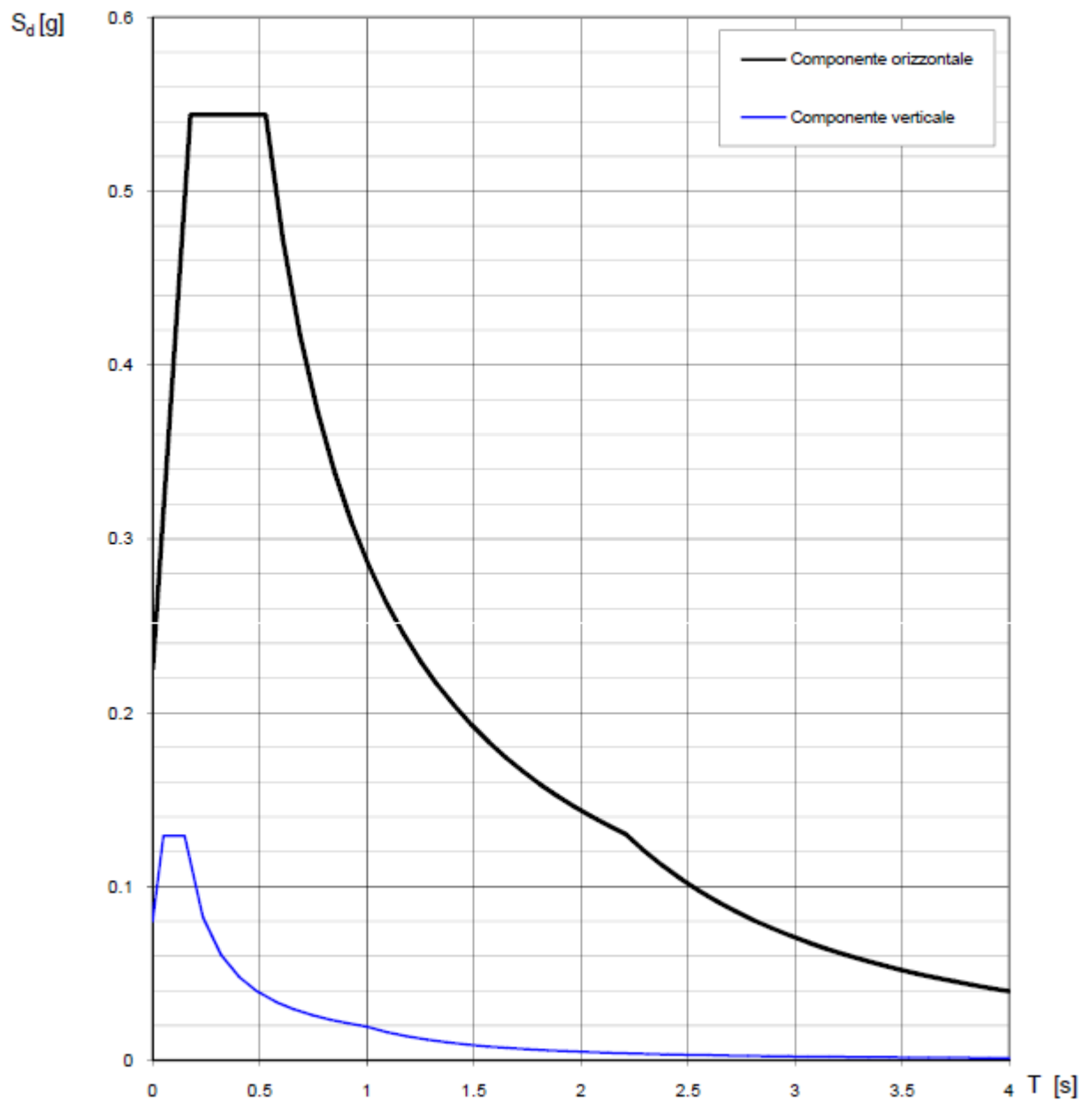
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.080
$T_B$ ←	0.050	0.129
$T_C$ ←	0.150	0.129
	0.235	0.082
	0.320	0.060
	0.405	0.048
	0.490	0.039
	0.575	0.034
	0.660	0.029
	0.745	0.026
	0.830	0.023
	0.915	0.021
$T_D$ ←	1.000	0.019
	1.094	0.016
	1.188	0.014
	1.281	0.012
	1.375	0.010
	1.469	0.009
	1.563	0.008
	1.656	0.007
	1.750	0.006
	1.844	0.006
	1.938	0.005
	2.031	0.005
	2.125	0.004
	2.219	0.004
	2.313	0.004
	2.406	0.003
	2.500	0.003
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

**Tab. 8 – Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV. Categ. Suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d’uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d’uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**



**Fig. 23 – Spettri di risposta elastici (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLV – Categ. suolo C. Categ. topografica T1. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d’uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d’uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**



Il territorio comunale di Frattamaggiore (NA), a seguito della riclassificazione sismica del 2002 effettuata dalla Regione Campania, è classificato in II categoria -  $S=9$  -  $a_g=0.25g$  (Fig. 24).

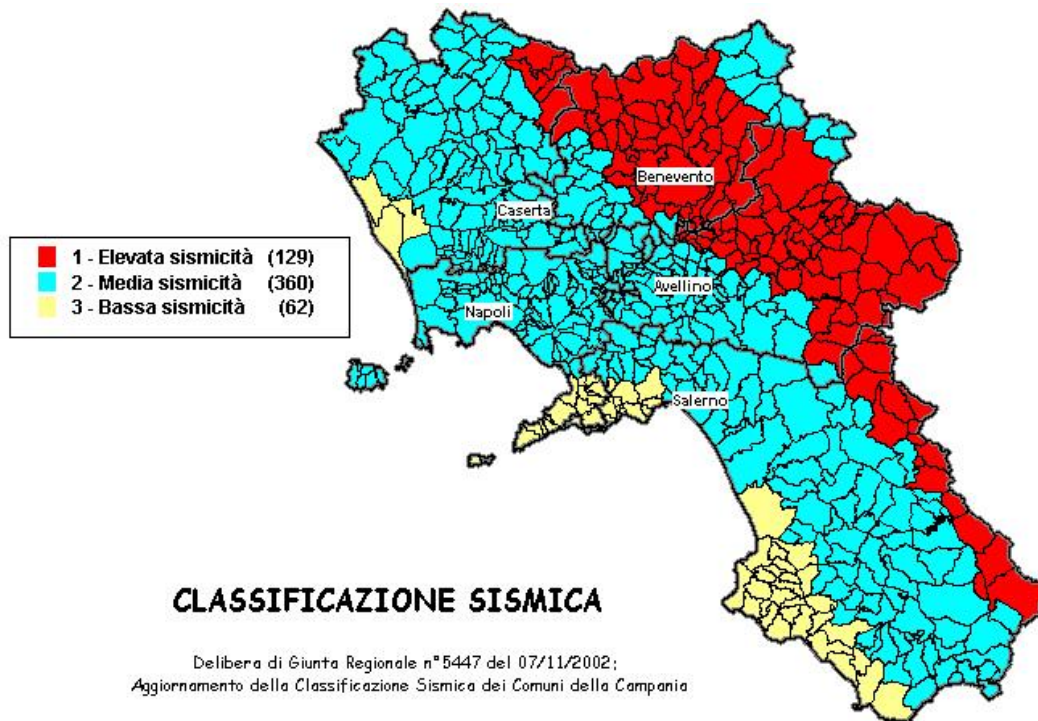
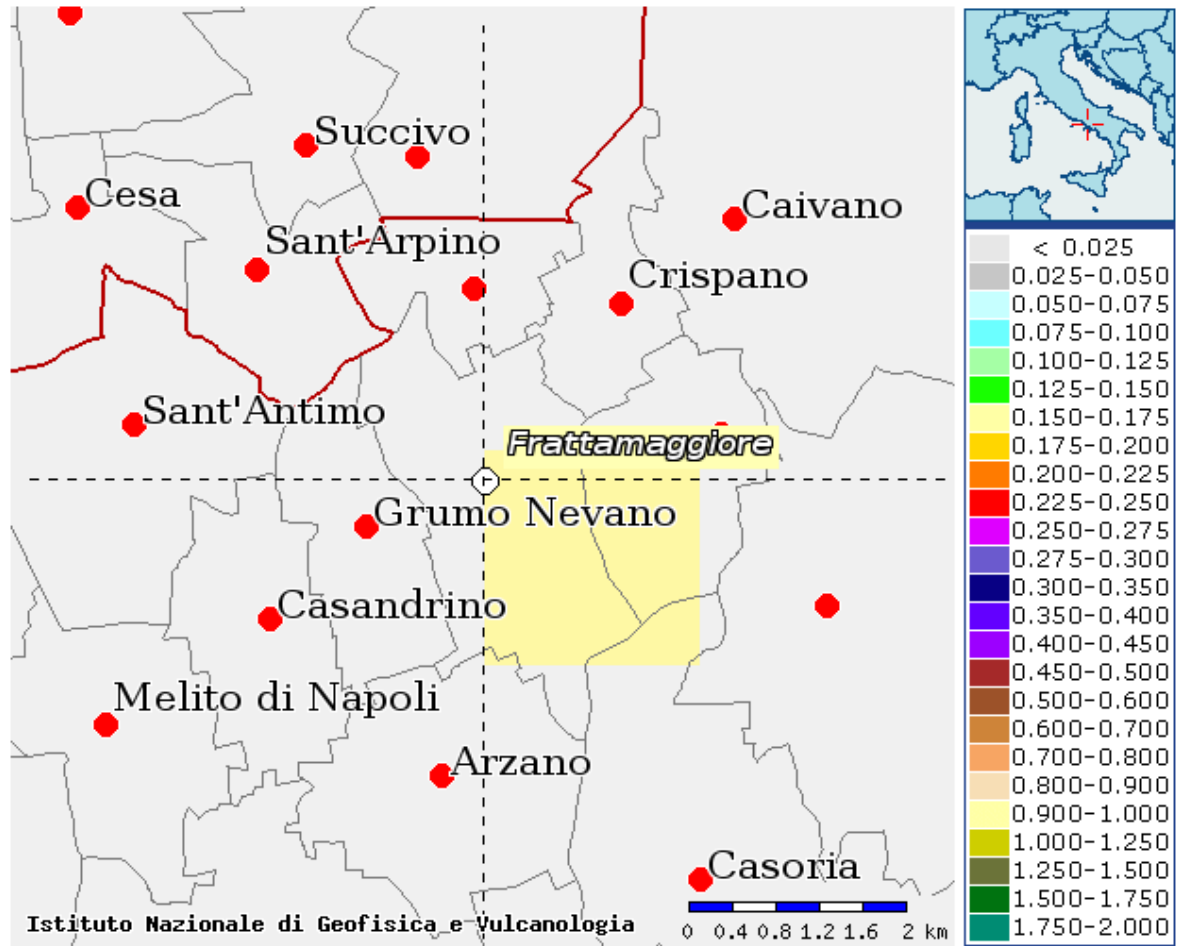


Fig. 24 – Classificazione sismica del 2002 dei Comuni della Regione Campania. Zona 1, valore di  $a_g=0.35g$ ; Zona 2, valore di  $a_g=0.25g$ ; Zona 3, valore di  $a_g=0.15g$ .

Inoltre, la mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica (Fig. 25), disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, redatta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), indica che il territorio comunale di Frattamaggiore (NA) rientra nelle celle contraddistinte da valori di  $a_g$  di riferimento compresi tra 0.150 e 0.175 (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento  $a_g$ ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50).



**Fig. 25 – Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell’INGV di Milano secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) - Punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento  $a_g$ ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50.**

I risultati forniti dall’indagine sismica MASW effettuata permettono di definire la categoria di suolo del sito, che risulta posto nella categoria **C** (vedi par. 6), con valori di  $V_{S30}$  calcolati pari a (Tab. 9):

<i>Prospezione sismica</i>	<i>V<sub>S 0-30</sub> (m/s)</i>
<i>MASW n. 1</i>	<i>[304 ÷ 305]</i>

**Tab. 9 – Valori di  $V_{S30}$  calcolati, relativi alla prospezione sismica MASW effettuata.**

Proprio in funzione della categoria di suolo **C** e della categoria topografica **T1** sono stati ricavati tutti i parametri d'interesse ingegneristico, quali gli spettri di risposta elastici (vedi par. 7).

Il calcolo degli spettri di risposta elastici è stato effettuato con la seguente strategia di progettazione:

- Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni;
- Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d'uso della costruzione II.

Il computo ha fornito valori massimi di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima al suolo) e  $S_e$  [g] (accelerazione orizzontale corrispondente ai periodi compresi tra  $T_B$  e  $T_C$ ) (Tabb. 5 – 7 – 10), relativamente agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) pari a:

<i>a<sub>g</sub> SLD</i>	<i>a<sub>g</sub> SLV</i>	<i>S<sub>e</sub> [g] SLD</i>	<i>S<sub>e</sub> [g] SLV</i>
<i>[0.058]</i>	<i>[0.152]</i>	<i>[0.205]</i>	<i>[0.544]</i>

**Tab. 10 – Valori massimi di  $a_g$  e  $S_e$  [g] relativamente agli stati limite SLD e SLV – componenti orizzontali degli spettri di risposta elastici. Vita nominale della costruzione -  $V_N \geq 50$  anni; Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U = 1$  – Classe d'uso della costruzione II; smorzamento 5%, fattore di struttura  $q = 1.5$ .**

Di seguito si riportano i valori di  $V_S$  per i sismostrati riscontrati nella prospezione sismica MASW (Tab. 11).

<i>Sismostrato</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>V<sub>s</sub> (m/s) acquisizione n.1</i>	<i>V<sub>s</sub> (m/s) acquisizione n.2</i>
S1	0.0 – 1.3	130	131
S2	1.3 – 3.0	138	139
S3	3.0 – 5.1	191	191
S4	5.1 – 7.7	229	230
S5	7.7 – 10.9	277	279
S6	10.9 – 15.0	364	366
S7	15.0 – 20.0	444	446
S8	20.0 – 26.4	491	493
S9	26.4 – 34.3	512	513

**Tab. 11 - Prospetto delle determinazioni dei valori di  $V_s$  per i sismostrati riscontrati nell'indagine sismica MASW.**

## FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Fenomeni di liquefazione con perdita parziale di resistenza si verificano in presenza di sollecitazioni dinamiche, generalmente per terreni saturi incoerenti monogranulari, sabbie ad alcune categorie di terreni limosi con coefficiente di uniformità compreso tra 2 e 10, densità relativa inferiore al 75%, e resistenza penetrometrica dinamica inferiore a 25 colpi (tale valore per in funzione della accelerazione sismica in superficie). Il pericolo di liquefazione ritenuto minimo per pressioni di confinamento superiori a 2 Kg/cmq, e qualora ad una data profondità  $h$  (in metri) il numero di colpi  $N_{spt}$  sia maggiore di  $2h$ .

Nel nostro caso la possibilità che si verifichino eventuali fenomeni di liquefazione da ritenersi nulla data la eterogeneità dei terreni, il loro coefficiente di uniformità, la bassa pressione interstiziale, la discreta pressione di confinamento, e la modesta accelerazione in superficie che può verificarsi su tale area.

## **CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE**

I termini litologici della serie, ascrivibili al I, II e III periodo Flegreo, data la loro natura geologica e le loro caratteristiche tecniche, sono principalmente permeabili per porosità primaria possedendo essi una bassa porosità secondaria, il che comporta una circolazione idrica sotterranea abbastanza lenta ma che comunque si inserisce in quel flusso idrico sotterraneo che dai limiti della piana campana muove verso il mare con deflusso preferenziale, in zona, SE-NW.

Tale circolazione trae alimento in parte direttamente dagli afflussi meteorici che oscillano mediamente in zona, calcolati su tempi abbastanza lunghi, fra 900 e 1000 mm annui con massimi nei mesi invernali e minimi nei mesi estivi.

Le temperature medie si mantengono in genere intorno ai 14° e, abbinate alla relativamente scarsa permeabilità dei terreni, provocano una evapotraspirazione che raggiunge valori molto prossimi al 60 - 70 % delle precipitazioni medie annuali.

Nell'area indagata non si rinvennero falde idriche superficiali, la principale ubicata a profondità intorno ai - 40.00 m come testimoniato da un pozzo presente in zona che attingono tutti a profondità maggiori.

L'area risulta, infatti, compresa fra le isopiezometriche 20 e 15 m s.l.m. come da stralcio cartografico allegato.

## **STABILITA'**

Per quanto riguarda il comportamento dell'area nei confronti della stabilità, si può senza dubbio affermare che per la quasi totalità del suo sviluppo, essa, non presenta alcuna propensione al dissesto; esistono, infatti, dal punto di vista clinometrico solo lievi variazioni che tendono ad escludere l'acclività dai fattori predisponenti eventuali eventi destabilizzanti. Non si notano fenomeni erosionali in atto e/o in embrione legati agli agenti esogeni; l'area, infatti, sede solo di un lieve ruscellamento diffuso, nella sua parte a monte che contribuisce allo smaltimento delle acque di provenienza meteorica preservandola da allagamenti. Non esistono corsi d'acqua nelle vicinanze.

Non essendo stata in passato, il sito, sede di attività estrattive a piccola e/o a media scala, si esclude la presenza di cavità sotterranee legate a tale tipo di azione; non si è rilevata presenza di versanti, di nessun tipo, nemmeno di piccola entità non si è dovuto, quindi, procedere a nessun calcolo della stabilità da questo punto di vista. Sono, comunque, previste in progetto opere di livellamento delle superfici, di regimazione delle acque dilavanti e di smaltimento delle stesse.



## OPERE DI FONDAZIONE

Pur non essendo l'area oggetto di studio destinata ad insediamenti abitativi di tipo civile, visti gli indici di cubatura previsti dallo strumento urbanistico vigente, e le altezze consentite, le attività a cui é destinata e le caratteristiche dei terreni superficiali é facile prevedere che si ricorrerà a tipologie fondali che prendano in considerazione l'ipotesi di trasferire in corrispondenza di litotipi con buone caratteristiche tecniche presenti in zona a profondità superiori a - 10.00 m circa raggiungibili, ovviamente, a mezzo fondazioni di tipo indiretto quali ad esempio pali.

Nel caso , invece, fossero previste anche delle opere che dovessero comportare “ scarichi” a livello fondazionale di modesta entità, esaminate le esigenze progettuali, si potrebbe prendere in considerazione l'ipotesi di reperire i termini fondazionali fra le litologie giacenti entro i primi m della serie.

Per entrambe le ipotesi sono stati effettuati i relativi calcoli di capacità portante, per fondazioni tipo, che di seguito riportiamo analiticamente.

Nel caso di fondazioni superficiali, del tipo trave rovescia, il calcolo del carico limite é stato effettuato utilizzando la formula di Terzaghi che, per trave larga 1.00 m (supposta infinitamente rigida e con carico uniformemente distribuito), che si attesti a - 5.60 m dal piano campagna, da' una  $Q_{lim}$  pari a:

$$Q_{lim} = 6.20 \text{ Kg/cm}^2$$

da cui risulta un carico max amm.o carico di esercizio pari a:

$$Q_{es} = 6.20 / 3 = 2.06 \text{ Kg/cm}^2;$$

3 rappresenta il coefficiente di sicurezza; la costante di sottofondazione  $K$ , per tarve larga 1.00 m può essere considerata, sempre a quella quota, pari a 1.8 Kg/cm<sup>2</sup>.

Nel caso invece di fondazioni profonde si allega la scheda di calcolo di un palo tipo dal diametro di 0.40 e lunghezza pari a 10 m.

Si ricorda, comunque, che valutazioni tecniche specifiche sono demandate ai singoli casi e che per la scelta della tipologia e il dimensionamento dell'opera non si può prescindere da specifiche e puntuali indagini così come previsto dalla vigente normativa.

## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESIONE

#### DATI DI INGRESSO

D	diámetro del palo	0,40	(m)	FS <sub>L</sub>	coeff. sicurezza portata laterale	3,00	(-)
L	lunghezza massima di calcolo	12,00	(m)	w/D	cedimento base palo per q=q <sub>cr</sub>	1,50	(%)
Z <sub>w</sub>	profondità falda da p.c.	40,00	(m)	FS <sub>B-GR</sub>	coeff. sicurezza portata di base t. granulari	1,96	(-)
σ <sub>amm,cls</sub>	tensione ammissibile calcestruzzo	4,5	(MPa)	FS <sub>B-coE</sub>	coeff. sicurezza portata di base Lcoesivi	3,00	(-)

n° strato	tipo terreno	ΔH <sub>i</sub> (m)	H <sub>i</sub> (m)	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	N <sub>SPT</sub> (colpi/piede)	φ (°)	Dcr/D suggeriti	Dcr/D adottati	k suggeriti (-)	k adottati (-)	cu (kPa)	C <sub>cr</sub> suggeriti (kPa)	C <sub>cr</sub> adottati (kPa)
1	N	5,60	5,6	14,1	3	22	4	4	0,7	0,7	0	-	0
2	N	1,00	6,6	16,5	8	26	5	5	0,7	0,7	0	-	0
3	N	1,60	8,2	19,5	14	30	7	7	0,7	0,7	0	-	0
4	N	0,80	9,0	17,6	10	28	6	6	0,7	0,7	0	-	0
5	N	1,60	10,6	16,7	21	29	6	6	0,7	0,7	0	-	0
6	C	1,40	12,0	20,0	12	30	4-8	6	-	-	0	0	0

nel calcolo della portata di base degli strati coesivi vuol considerare il contributo della tensione geostatica verticale? (0=NO; 1=SI) **0**

ΔH<sub>i</sub> spessore strato i-esimo  
 H<sub>i</sub> quota del letto dello strato i-esimo  
 γ<sub>n</sub> peso di volume naturale  
 N<sub>SPT</sub> numero di colpi/piede (per i soli terreni granulari)  
 φ angolo di attrito (per i soli terreni granulari)  
 Dr densità relativa (per i soli terreni granulari)  
 Dcr/D profondità critica/diametro del palo  
 k rapporto fra pressione orizzontale e verticale in prossimità del palo (per i soli terreni granulari)  
 cu coesione non drenata (per i soli terreni coesivi)  
 C<sub>cr</sub> attrito laterale unitario (per i soli terreni coesivi)

#### RISULTATI

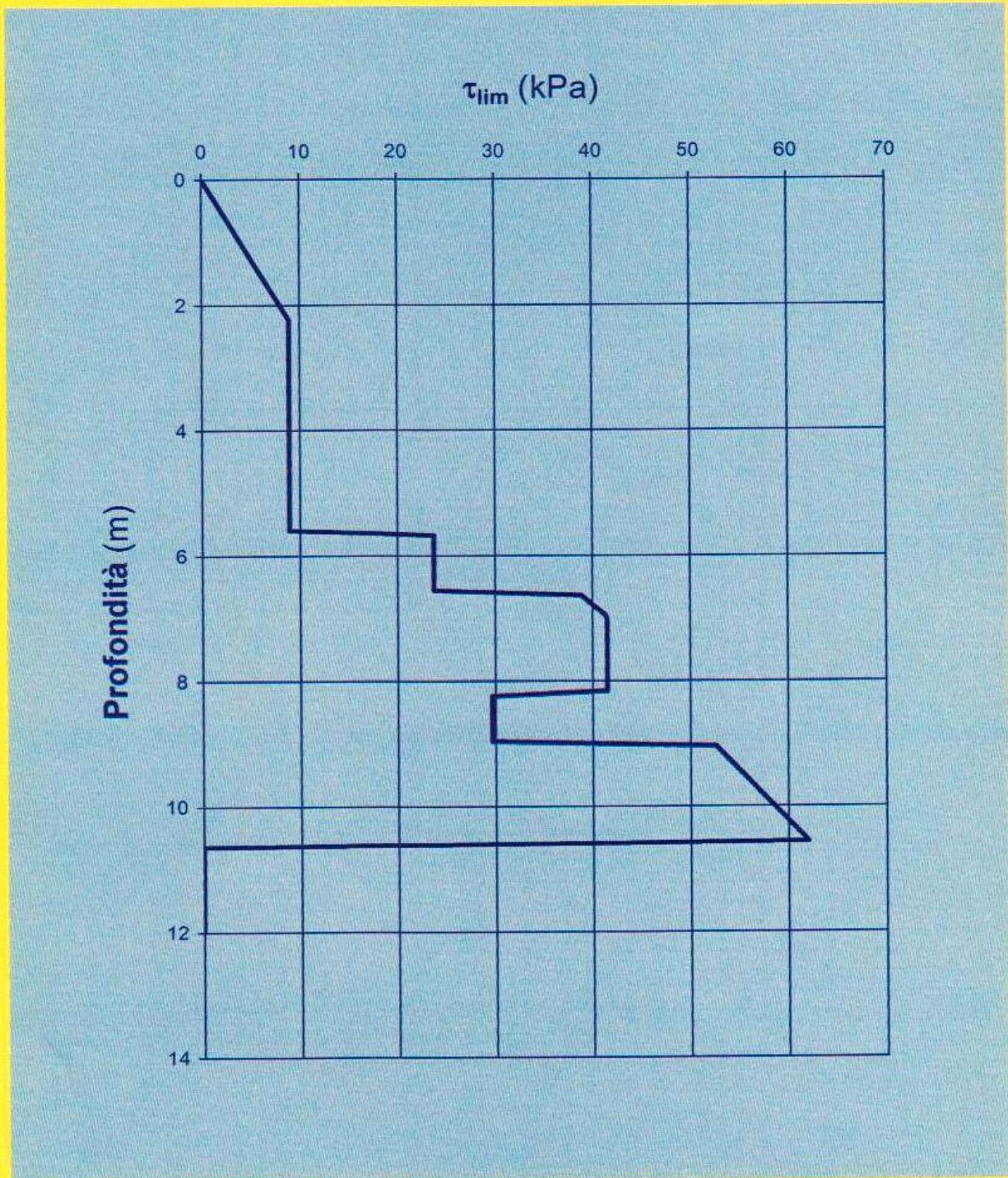
Q<sub>max, sez cis</sub> 565 kN

z (m)	Q <sub>amm,base</sub> (kN)	Q <sub>amm, laterale</sub> (kN)	Q <sub>amm</sub> (kN)
0,0	0	0	0
0,4	3	0	3
0,8	6	1	6
1,2	9	1	10
1,6	12	2	13
2,0	13	3	16
2,4	13	4	17
2,8	13	6	19
3,2	13	7	20
3,6	13	9	22
4,0	13	10	23
4,4	13	12	25
4,8	13	13	26
5,2	13	15	28
5,6	13	16	29
6,0	16	20	36
6,4	20	24	44
6,8	25	28	53
7,2	30	35	65
7,6	35	42	77
8,0	40	49	89
8,4	43	55	98
8,8	43	60	103
9,2	45	67	112
9,6	53	76	128
10,0	61	85	146
10,4	56	85	151
10,8	51	102	153
11,2	51	102	153
11,6	51	102	153
12,0	51	102	153



## H.2. PALI TRIVELLATI

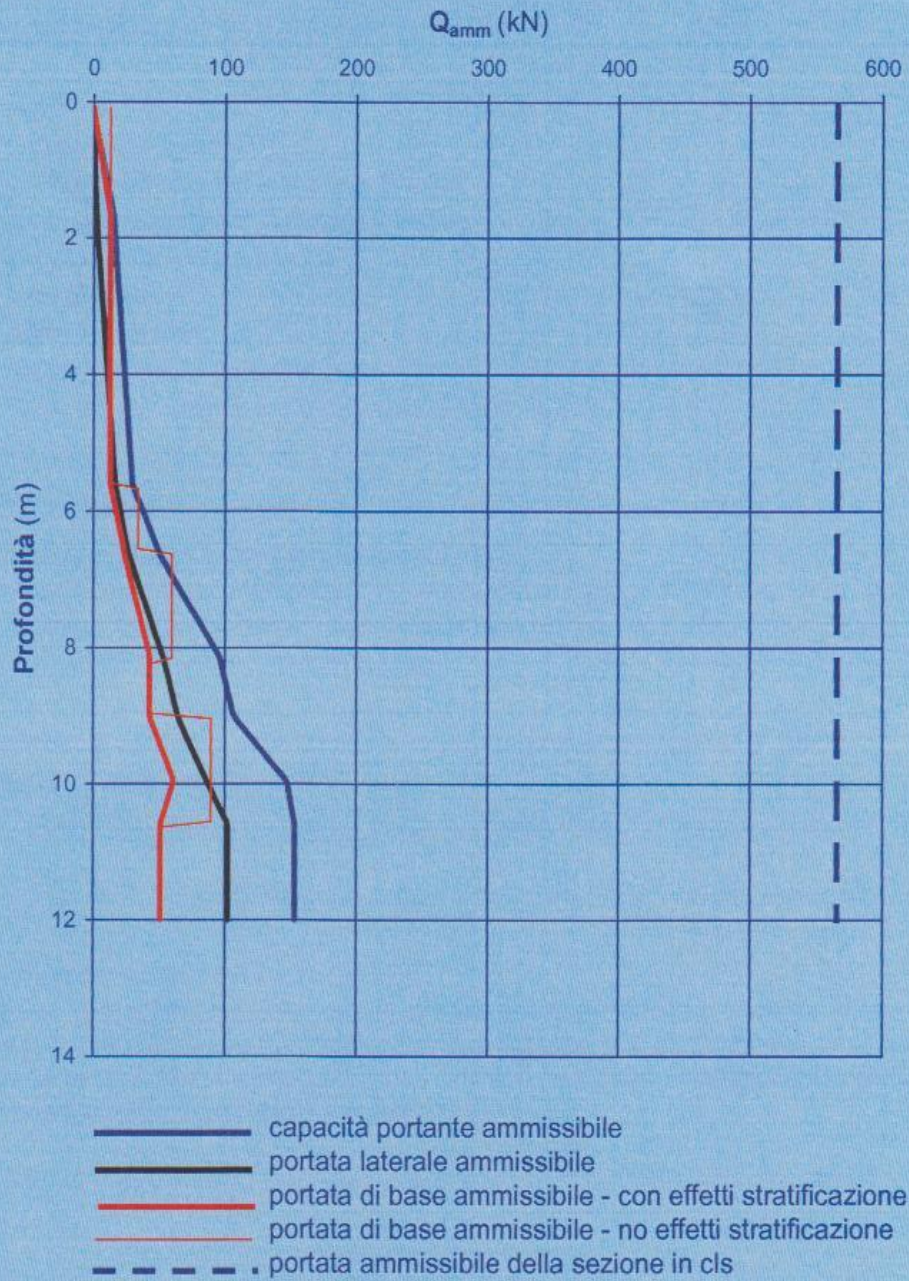
### H.2.1. COMPRESSIONE





## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE





## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE

#### DESCRIZIONE

La portata ammissibile ( $Q_{amm}$ ) dei pali trivellati è calcolata facendo riferimento all'espressione seguente:

$$Q_{amm} = Q_{B,LIM}/FS_B + Q_{L,LIM}/FS_L = (q_{cr} \cdot A_B)/FS_B + [\Sigma (\pi \cdot D \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i})]/FS_L$$

dove:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale

$FS_B$  = coeff. di sicurezza per la portata di base

$FS_L$  = coeff. di sicurezza per la portata laterale

$q_{cr}$  = portata critica unitaria di base

$A_B$  = area di base

$D$  = diametro del palo.

$\Delta H_i$  = altezza del concio unitario di palo

$\tau_{LIM,i}$  = attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo

#### PORTATA DI BASE

##### Portata unitaria critica di base - terreni granulari:

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili.

La portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al.[1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$$

I valori di  $q_{cr}$  sono interamente mobilitati ad una "profondità critica"  $z_c$  (Meyerhof, Sastry [1978]):

$$z_c = m \cdot D$$

essendo:

$m$  coefficiente variabile fra 4 e 21 (fig.1)

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità è condotta in accordo alle indicazioni riportate nella figura 2. In considerazione del fatto che alle portate di base dei terreni granulari e dei terreni coesivi vengono applicati differenti coefficienti di sicurezza, la costruzione di fig.2 è applicata ai valori delle portate ammissibili.

##### Portata unitaria limite di base - terreni coesivi:

$$q_{LIM} = 9 cu + \sigma_{vo}$$

dove:

$\sigma_{vo}$  = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

Il foglio di calcolo consente di tener conto o meno, come indicato da alcune normative, del contributo offerto da  $\sigma_{vo}$ . I valori di  $q_{lim}$  sono interamente mobilitati ad una profondità critica  $z_c$

$m \cdot D$ , in questo caso si ha

$m$  coefficiente variabile fra 4 e 8



## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE

#### ATTRITO LATERALE

---

**Attrito laterale unitario limite - terreni granulari:**

$$\tau_{LIM} = \min (k \sigma'_v \operatorname{tg} \phi; \tau = f(N_{SPT}) \text{ (FIG.3)})$$

dove:

- K rapporto tra pressione orizzontale e verticale efficace in prossimità del palo  
 $\sigma'_v$  pressione geostatica verticale efficace  
 $\phi$  angolo di attrito  
 $N_{SPT}$  numero di colpi/piede in prova SPT

**Attrito laterale unitario limite - terreni coesivi:**

$$\tau_{LIM} = \alpha c_u \leq 120 \text{ kPa}$$

dove:

- $\alpha$  coefficiente riduttivo  
(= 0.9 per  $c_u \leq 25$  kPa; 0.8 per  $25 < c_u \leq 50$  kPa; 0.6 per  $50 < c_u \leq 75$  kPa; 0.4 per  $c_u > 75$  kPa; AGI [1984])  
 $c_u$  coesione non drenata (kPa)

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

---

**Portata di base terreni granulari**

il valore del coefficiente di sicurezza è funzione dell'entità del cedimento alla punta del palo in accordo alle indicazioni di Fig.4

**Portata di base terreni coesivi**

$$FS_B = 2.5 \text{ (valore consigliato)}$$

**Portata laterale**

$$FSL = 2.5 \text{ (valore consigliato)}$$

#### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

---

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984]  
"Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- COLLOTTA T., MORETTI P.C. [1985]  
"I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari"  
Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-41
- JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983]  
"Scale effects of ultimate pile capacity"  
Discussion, JGED, ASCE.
- MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978]  
"Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand"  
Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182
- MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978]  
"Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand"  
Canadian Geotechnical Journal, 15,183-189
- REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977]  
"Drilled shaft manual"  
U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2,



## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE

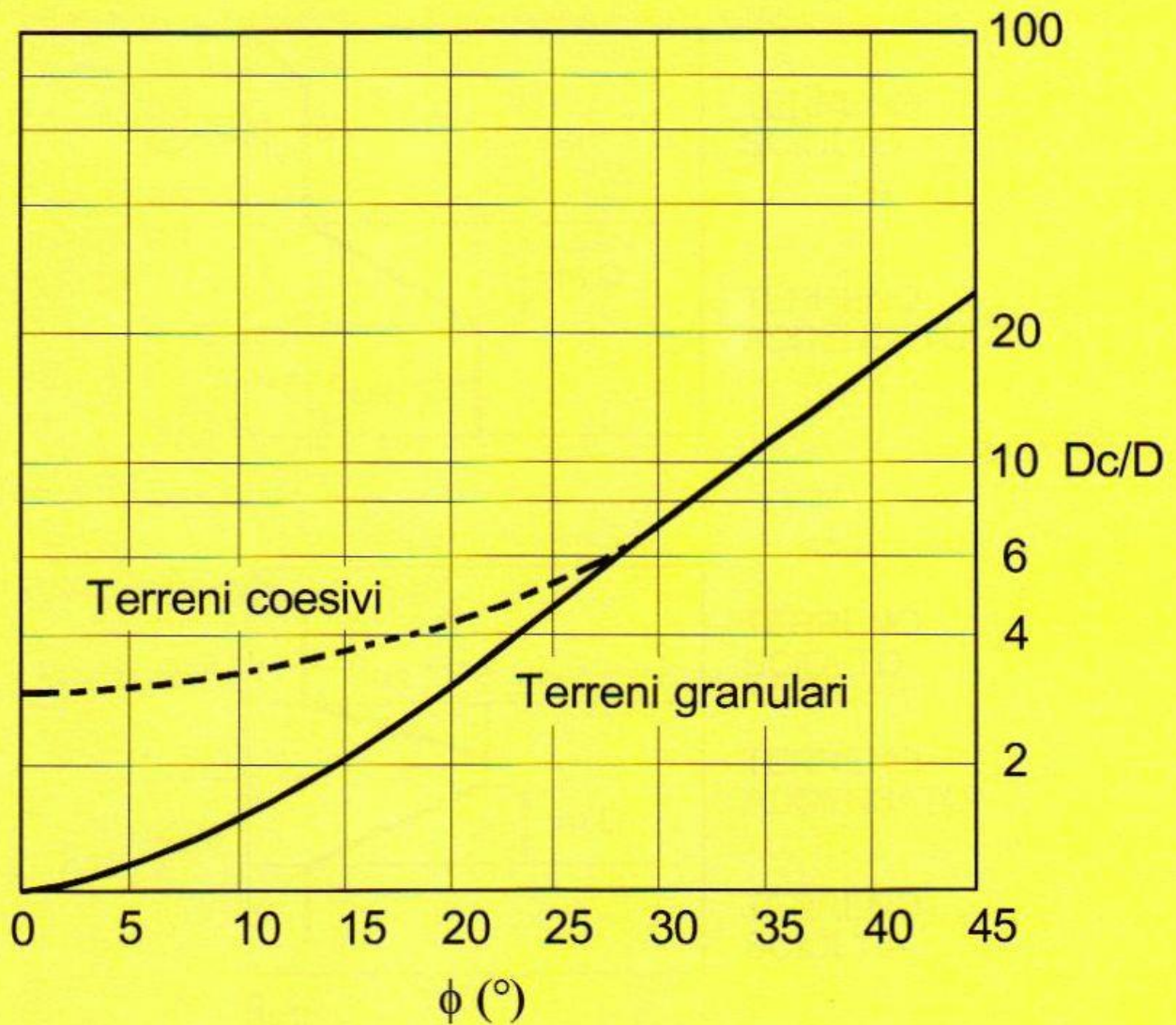
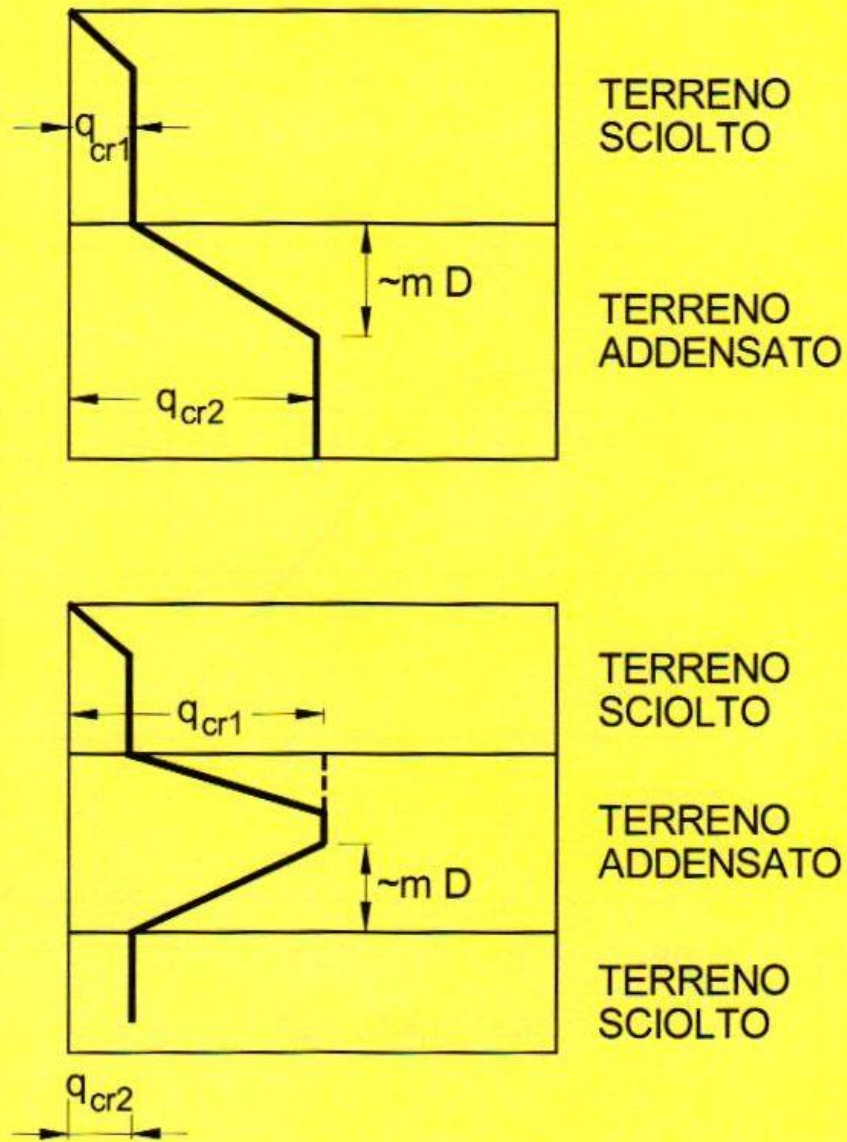


FIG.1 :  $D_c/D = f(D_r)$   
(Meyerhof [1976])

## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE



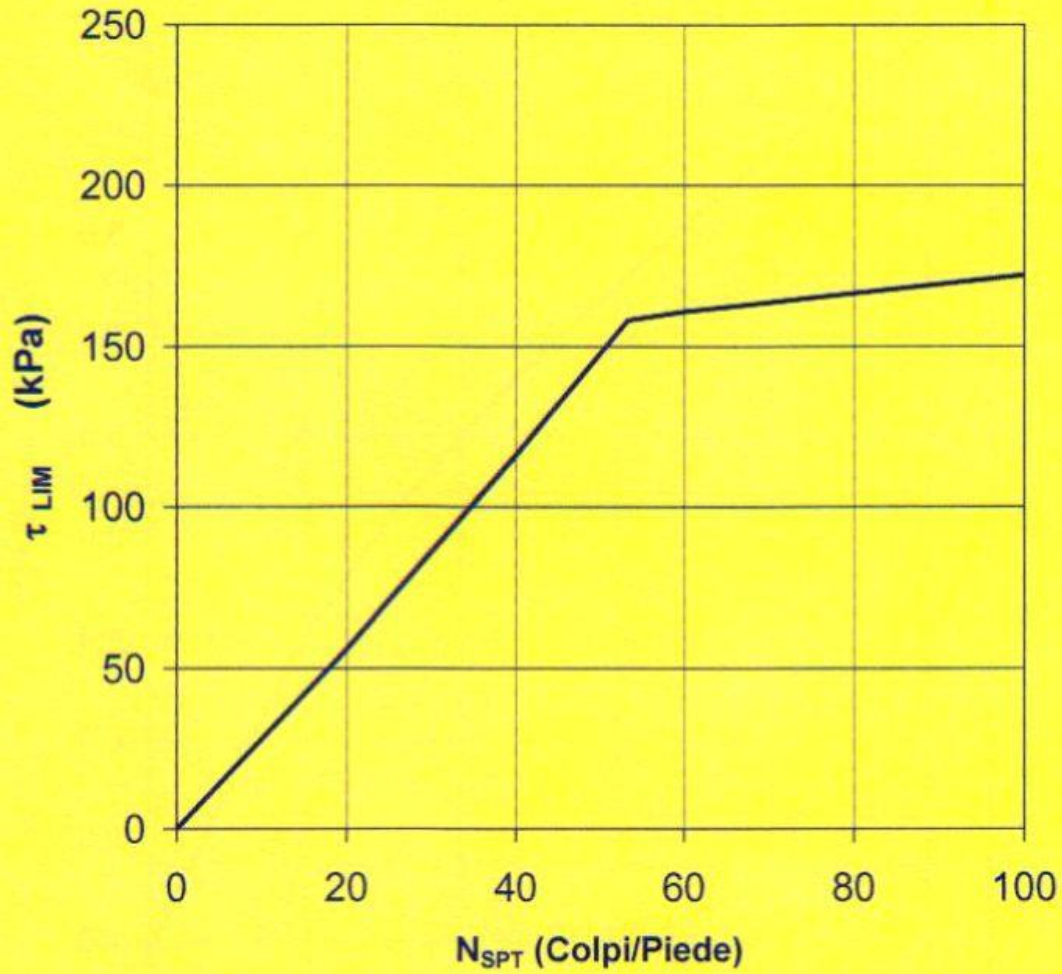
**FIG.2 : Portata di base - Terreni stratificati**

(Meyerhof [1976])



## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE

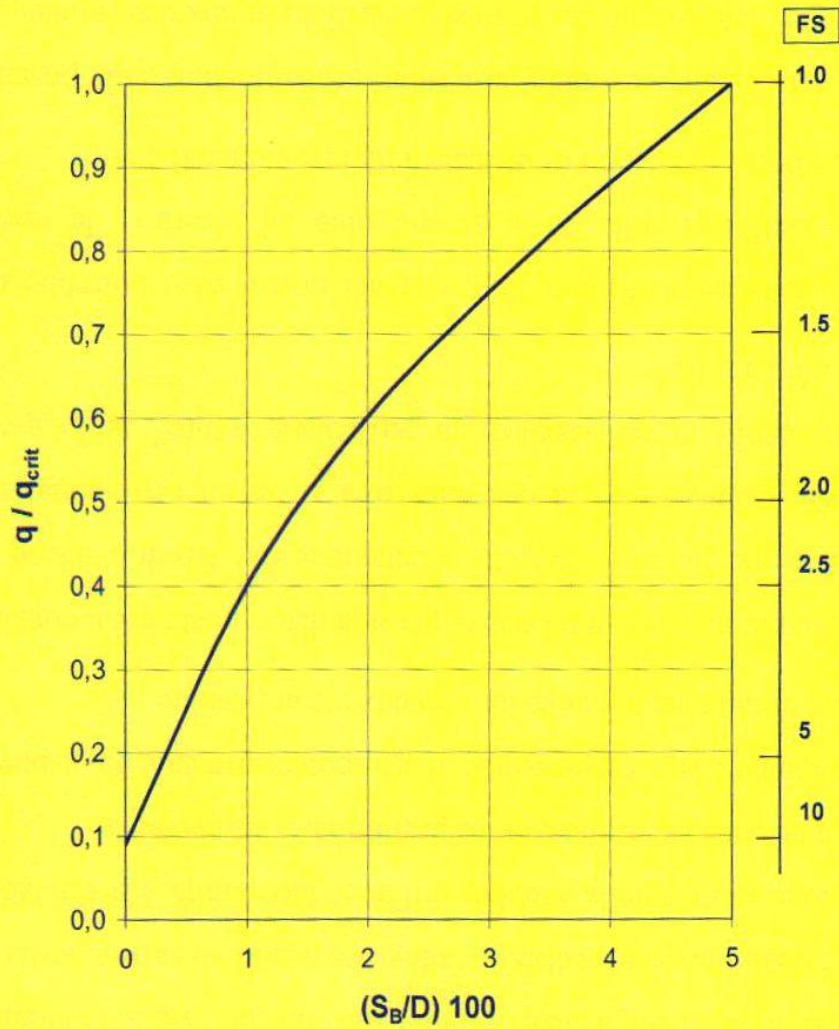


**FIG.3 : Terreni granulari -  $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$**

(Wright-Reese [1977])

## H.2. PALI TRIVELLATI

### H.2.1. COMPRESSIONE



**FIG.4 : Terreni granulari -  $FS_B = f(S_B)$**

(Jamiolkowski et al. [1984])

## **RISCHIO FRANE E RISCHIO IDRAULICO**

I fenomeni franosi e quelli alluvionali sono le principali cause di dissesto del territorio e costruiscono, pertanto, gli elementi predominanti nella valutazione del Rischio Idrogeologico per una determinata area. Sono i fattori che bisogna tenere sotto controllo con maggiore attenzione e verso i quali bisogna predisporre adeguate misure di salvaguardia e prevenzione a tutela della pubblica utilità ed incolumità. Un'efficace azione in tal senso si esplica, in via preliminare, attraverso la individuazione e la perimetrazione di aree potenzialmente più esposte all'azione di tali agenti e nella loro potenziale previsione.

L'azione più incisiva in tal senso, per una determinata area, consiste in una quanto più possibile corretta valutazione del **Rischio** inteso come “Entità del danno atteso in una data area ed in un certo intervallo di tempo in seguito al verificarsi di un particolare evento”, nello specifico Franoso e/o idraulico.

Per un dato elemento a rischio, che nel nostro caso potrebbe essere costituita dall'area sulla quale si andranno ad inserire le opere in epigrafe, l'entità del danno è correlata a diversi elementi quali:

- la pericolosità costituita, in termini probabilistici, dalla possibilità che un dato evento calamitoso si verifichi in una determinata zona ed in un certo intervallo di tempo tale da influenzare l'elemento a rischio;
- la vulnerabilità ovvero il grado di perdita prodotto su un certo elemento, o gruppo di elementi, esposto a rischio derivante dal verificarsi dell'evento;

- il valore esposto, in termini di vite denaro, di popolazione, di proprietà e di attività economiche, inclusi i servizi pubblici, a rischio in una data area;
- il danno definito come il grado di perdite previste in termini di persone e/o beni in seguito all'evento; il danno è funzione sia del valore esposto che della vulnerabilità.

Dalla combinazione di tali fattori dipende, quindi, il **Rischio** da associare ad un determinato evento. Il che ci fa capire la estrema difficoltà che una corretta valutazione di tale elemento comporta, anche solamente in termini di semplice combinazione dei fattori che concorrono alla sua determinazione. Tenendo anche conto, con tutto il rispetto per la statistica, che tutti questi fattori sono sempre, e comunque, espressi in termini probabilistici.

Alla luce di tali considerazioni il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, redatto nello specifico dall'Autorità di Bacino ( già Nord – Occidentale) *Regionale della Campania Centrale* , nel cui ambito territoriale di competenza e inserito il sito oggetto delle presenti indagini, individua, aree omogenee nei confronti di una data fenomenologia perimetrando sulla base delle conoscenze fino al momento della redazione acquisite dall'autorità di bacino.

In tale ambito e per ogni fenomenologia più diffusa sono state individuate le seguenti classi di Rischio:

- RI = moderato , in tali aree sono possibili solo danni sociali ed economici marginali;

- R2 = medio, in tale ambito sono possibili danni minori agli edifici ed alle infrastrutture che non inficiano l'incolumità delle persone l'agibilità degli edifici ed il normale svolgimento delle attività economiche ;
- R3 = elevato, nell'ambito di tali aree sono possibili danni funzionali agli edifici ed alle infrastrutture e non è garantita l'incolumità delle persone e la continuità delle attività economiche;
- R4 = molto elevato per il quale sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni agli edifici ed alle infrastrutture danni al patrimonio culturale, distruzione di attività socio-economiche.

In particolare il P.S.A.I. individua due tipologie di fenomeni prevalenti nel suo ambito territoriale rispetto ai quali sono stati stabiliti i predefiniti livelli di pericolosità e nella cartografia allegata al piano, opportunamente perimetrata ,sono state riportate le aree omogenee nei confronti del relativo rischio:

- Frane
- Dissesti Idraulici lungo le aste dei principali corsi d'acqua.

Esaminando tali elementi relativi al Rischio Frane ed al Rischio Idraulico si può evincere la tranquilla posizione territoriale della nostra area rispetto ad entrambi; essa si ritrova infatti inserita in un contesto pianeggiante, lontano da ogni forma di rilievo e da ogni linea preferenziale di deflusso concentrato, lo smaltimento delle acque, anche di provenienza meteorica sarà esclusivamente affidato al sistema



fognario. Il Territorio non è pertanto considerato nemmeno a rischio moderato (Classe R1) per cui la realizzazione dell'opera è compatibile con quanto stabilito dal P.S.A.I del bacino e non comporta ne costituisce un fattore di rischio in quanto non influenza il regime circolatorio delle acque superficialiche continueranno ad essere smaltite con le stesse identiche modalità attuali.

## **COMPATIBILITA' FRA PREVISIONI URBANISTICHE E ASSETTO GEOLOGICO - TECNICO LOCALE ; CONCLUSIONI**

Sono state , quindi , determinate tutte le caratteristiche : morfologiche,geologiche,stratigrafiche,geotecniche,idrogeologiche sismiche e di stabilità del sito nonché la direzione del flusso idrico e la profondità della falda freatica come prescritto dalla normativa.

Volendo,quindi,riassumere:l'area non presenta problemi orografici essendo perfettamente pianeggiante con una lieve pendenza verso NE che favorisce lo smaltimento delle acque superficiali ; dal punto di vista litostratigrafico costituita da terreni piroclastici di provenienza flegrea e Somma Vesuviana che schematicamente possono essere suddivisi in un orizzonte superficiale humificato, uno più profondo a prevalente costituzione cineritica ed un membro litoide costituito dal substrato tufaceo.

Non si rinvencono nell'area oggetto di studio, falde nelle litologie superficiali, la principale ha la piezometrica a quota - 40 m circa.

Dal punto di vista geotecnico ed elastico i terreni presentano caratteristiche migliori al crescere della profondità.

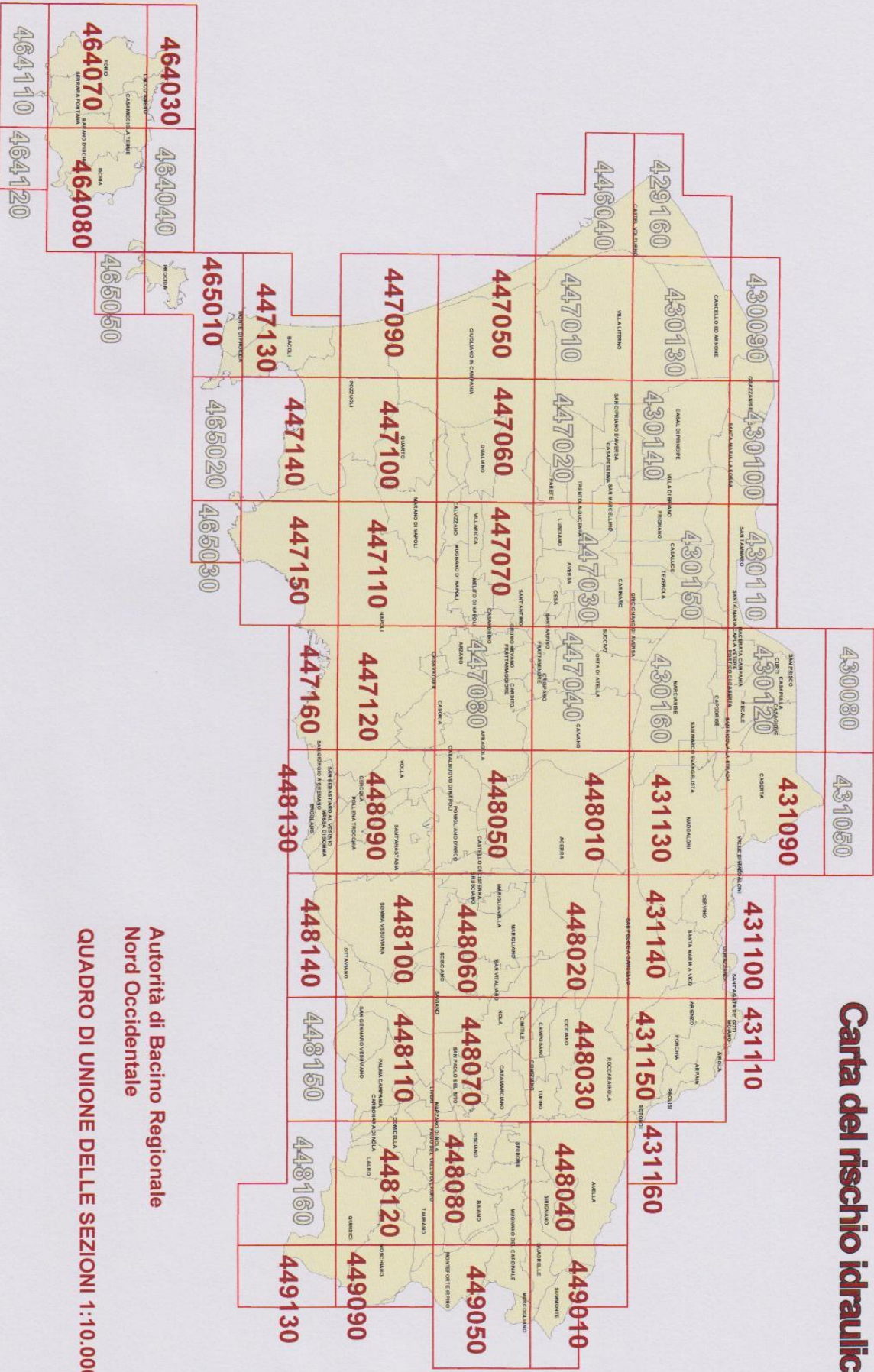
Sono inoltre da escludere fenomeni di amplificazione sismica locale e di liquefazione dei terreni costituenti la serie.

Non esistono problemi nei confronti della stabilità.

Presentando, quindi, tali caratteristiche i terreni esaminati sono da ritenersi idonei alla posa in opera di fondazioni per eventuali manufatti anche in considerazione del fatto che un eventuale aumento dei carichi di esercizio non comporterà modificazioni sostanziali delle loro caratteristiche tecniche e, quindi, dell'assetto morfostatico locale.

In considerazione, pertanto, delle valutazioni effettuate sulle caratteristiche dell'area, si esprime parere favorevole alla realizzazione del Piano in epigrafe risultando il progetto compatibile con l'assetto geologico, strutturale e morfologico locale.

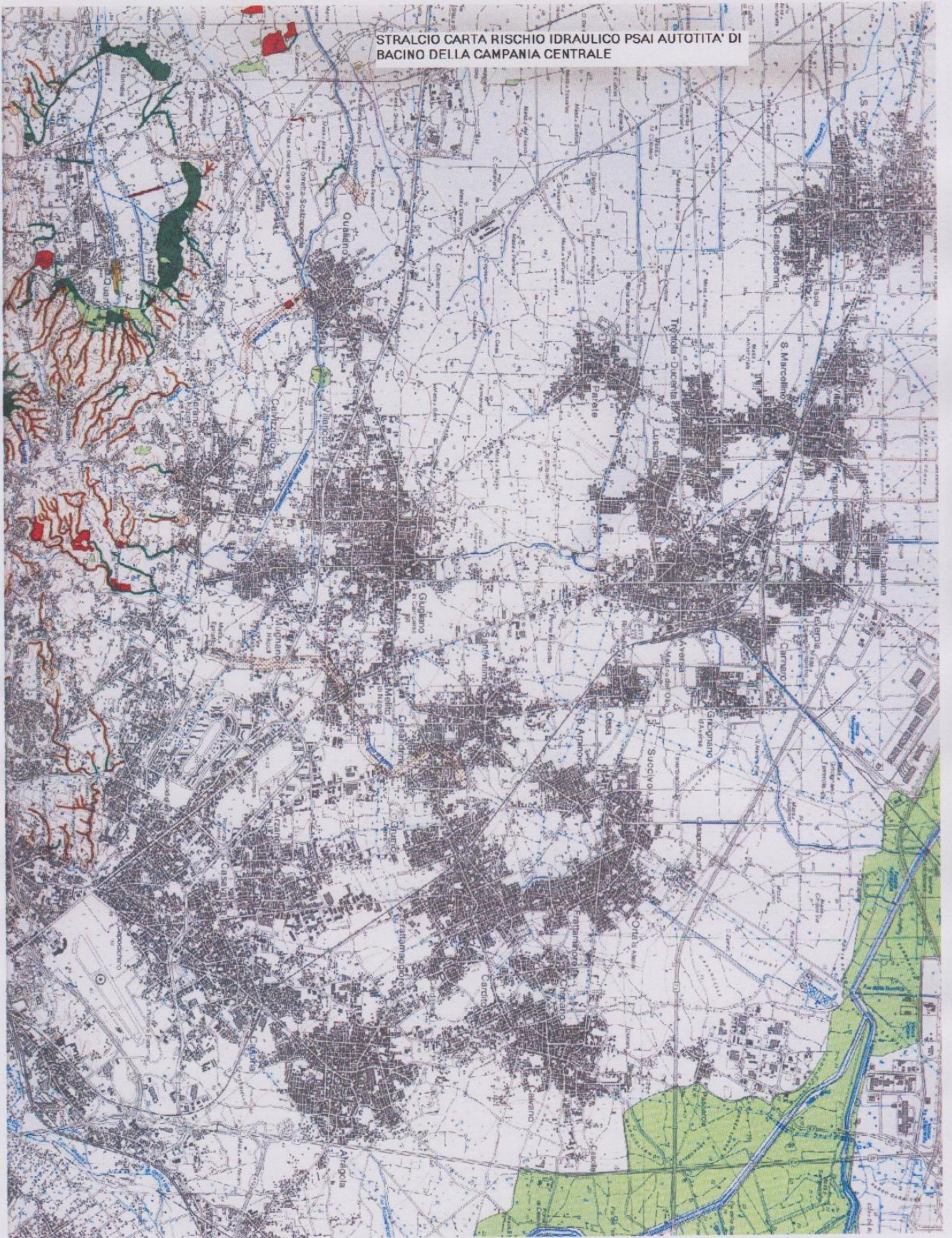
# Carta del rischio idraulico



Autorità di Bacino Regionale  
 Nord Occidentale  
 QUADRO DI UNIONE DELLE SEZIONI 1:10.000



STRALCIO CARTA RISCHIO IDRAULICO PSAI AUTOTITTA' DI  
BACINO DELLA CAMPANIA CENTRALE





# LEGENDA CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO



**R4** - Rischio molto elevato



**R3** - Rischio elevato



**R2** - Rischio medio



**R1** - Rischio moderato



**1** - Fasce di possibili crisi idraulica localizzata/diffusa dovuta a fitta vegetazione in alveo, presenza di rifiuti solidi, riduzione di sezione, sponde danneggiate



**2** - Area ad elevata suscettibilità di allagamento ubicata ai piedi di valloni

*N.B. L' estensione e l'intensità effettiva delle zone di crisi 1 e 2 sarà quantificata a seguito di studi, rilievi ed indagini di dettaglio. L'area da indagare potrà essere assunta, in prima approssimazione, come quella racchiusa in una circonferenza di diametro pari a 200 m con centro nel punto di inizio della crisi idraulica (casi critici puntuali) ovvero in una fascia di ampiezza pari a 400 m in asse all'alveo (casi di crisi diffuse)*



Aste montane incise con tratti di possibile crisi per piena repentine/colate detritiche/alluvioni di conoidi

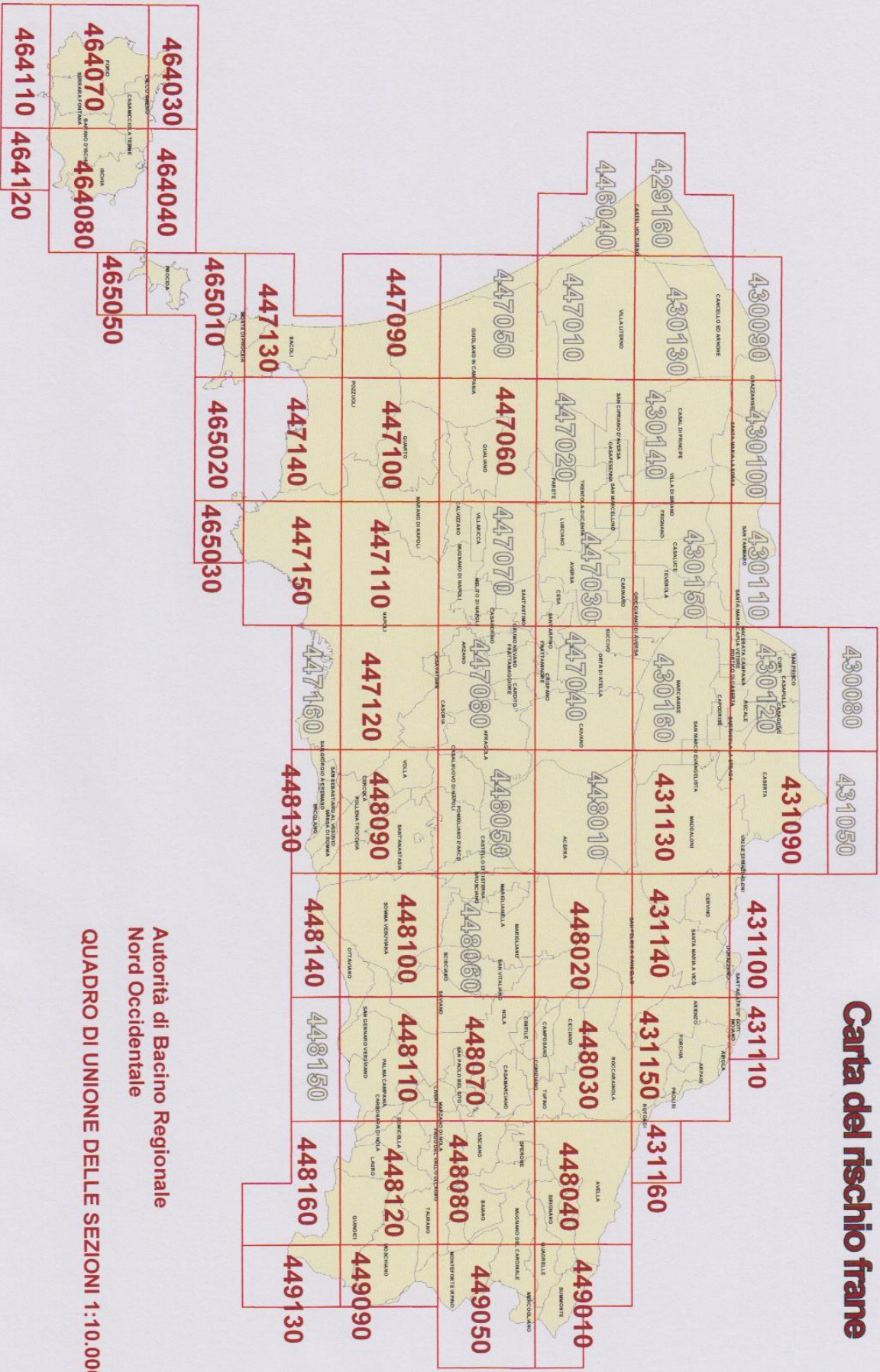
Alvei strada



Limite dell'Autorità di Bacino



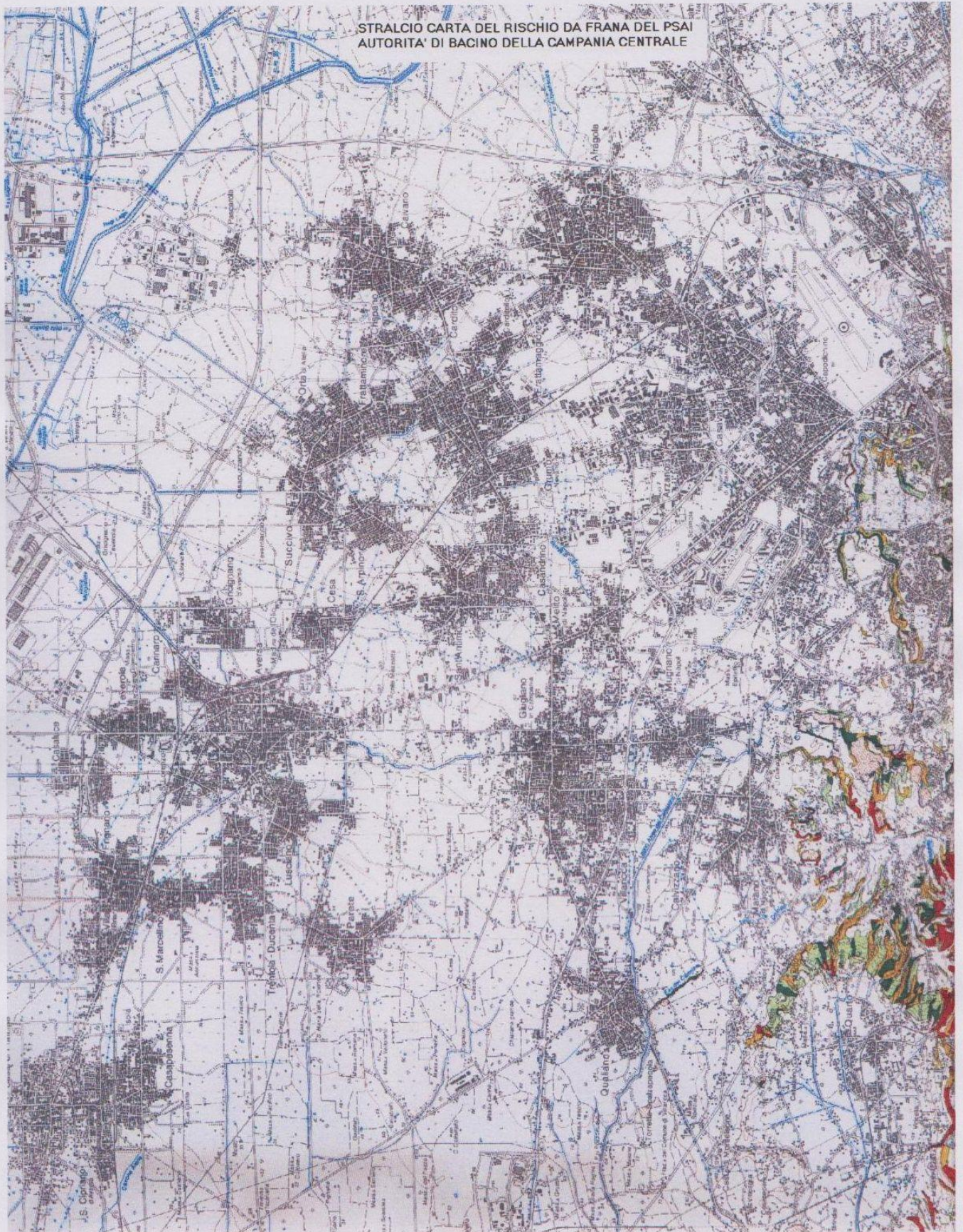
# Carta del rischio frane



Autorità di Bacino Regionale  
 Nord Occidentale  
 QUADRO DI UNIONE DELLE SEZIONI 1:10.000



STRALCIO CARTA DEL RISCHIO DA FRANA DEL PSAI  
AUTORITA' DI BACINO DELLA CAMPANIA CENTRALE





LEGENDA CARTA DEL RISCHIO FRANE



R4 - Rischio molto elevato



R3 - Rischio elevato



R2 - Rischio medio



R1 - Rischio moderato



Aree il cui livello di rischio potrà essere definito a seguito di studi e indagini di dettaglio



Limite dell'Autorità di Bacino