

# **STABILITA' DEI PENDII ED OPERE DI SOSTEGNO**

**prof. ing. Nunziante Squeglia**

## **2. INDAGINI IN SITO** **Caratterizzazione dinamica e** **Azione sismica**

# Testi “consigliati”

*Oltre ai soliti Viggiani e/o Lo Presti (II)*

Crespellani – Facciorusso

*Dinamica dei Terreni*

Dario Flaccovio Editore

Kramer

*Geotechnical Earthquake Engineering*

Prentice Hall

## CAPITOLO 3 – NTC 2018

### 3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

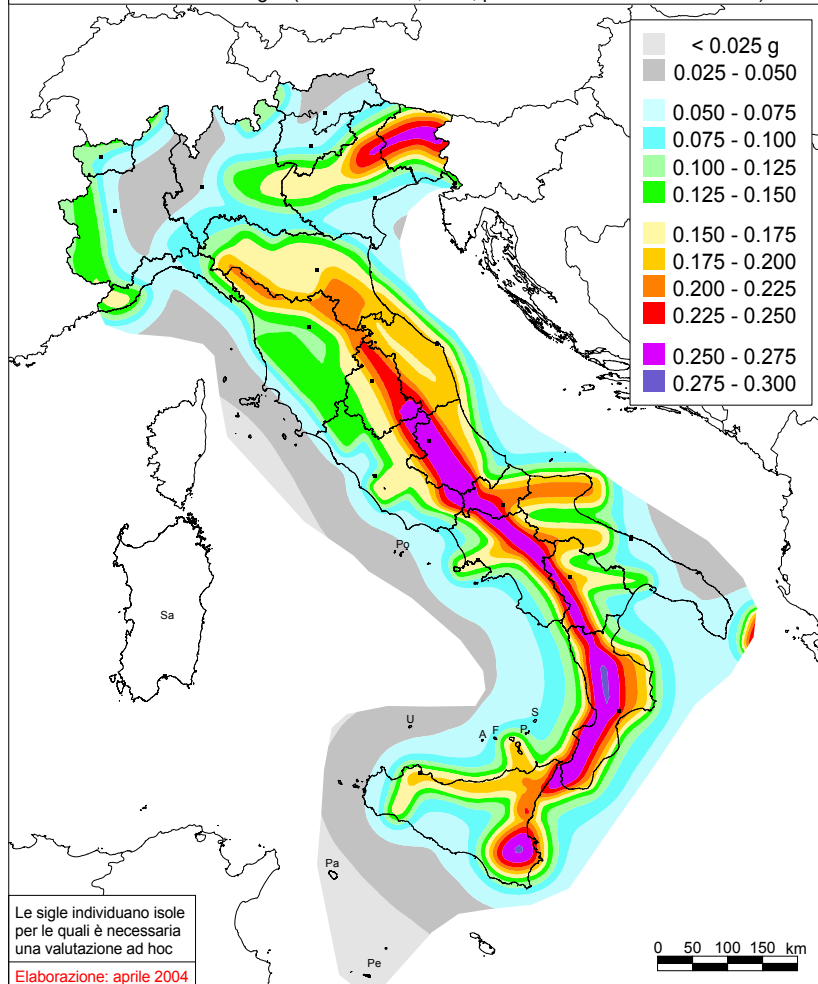
- Pericolosità definita in termini di accelerazione attesa
- Categoria del sottosuolo
- Spettro di risposta elastico
- Accelerogrammi



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

## Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)  
espressa in termini di accelerazione massima del suolo  
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni  
riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)



## PERICOLOSITA' DI BASE

## **CATEGORIE DI SOTTOSUOLO**

**Tab. 3.2.II** – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_S$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di  $V_S$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{S,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati;

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

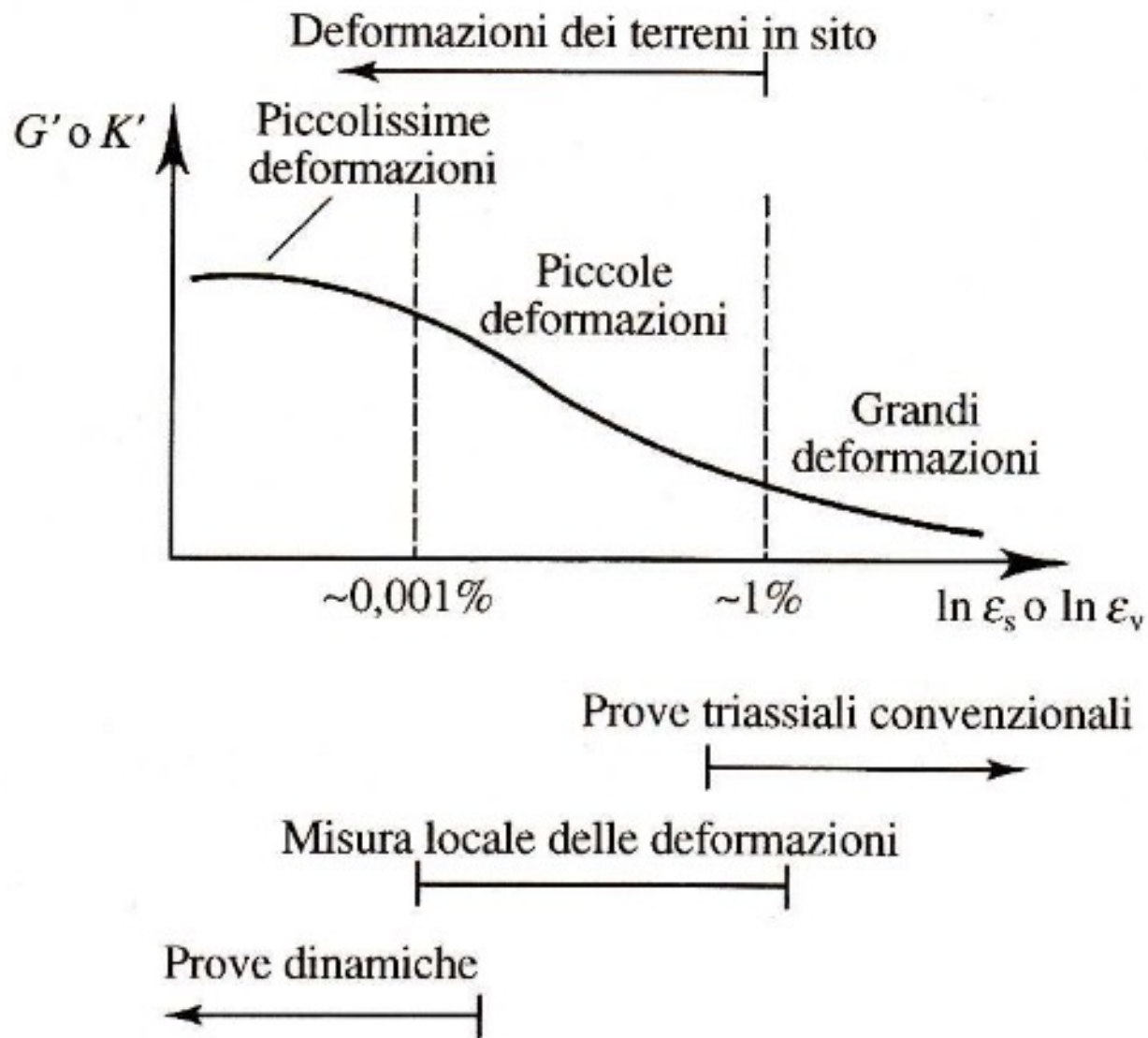
Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

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

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

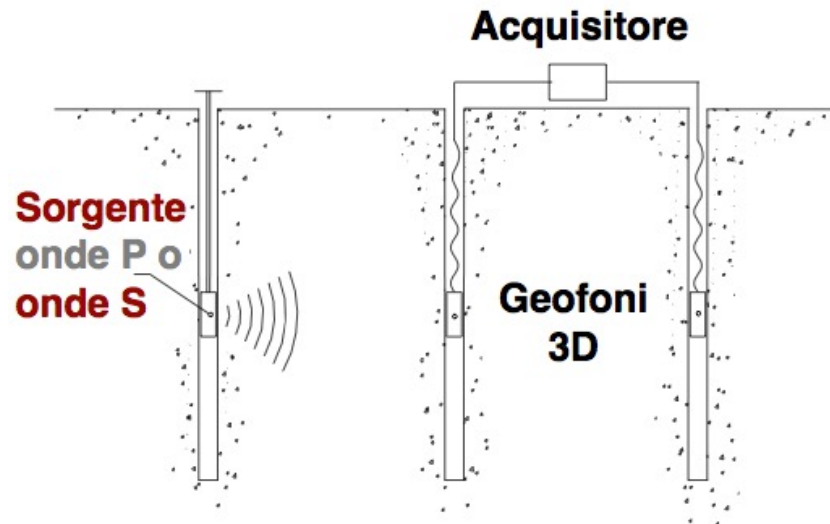
## DETERMINAZIONE DEL PROFILO DELLA $V_s$ Bassissimo livello di deformazione ( $\gamma < 10^{-6}$ )

- Prove in foro
  - Prove Cross-hole
  - Prove Down-hole
    - In foro
    - SCPT-SDMT
  
- Prove dalla superficie
  - Prove sismica a rifrazione (onde SH)
  - Analisi delle onde superficiali
    - Metodi attivi (SASW, MASW)
    - Metodi passivi (fk, SPAC, ReMi, H/V)





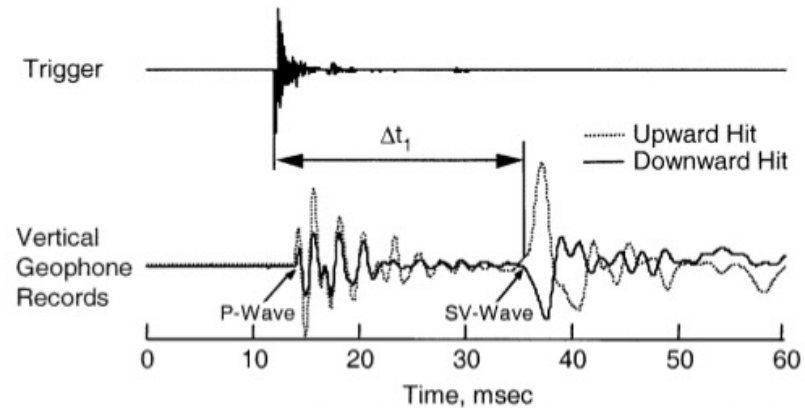
## SCHEMA DI UNA PROVA CROSS-HOLE



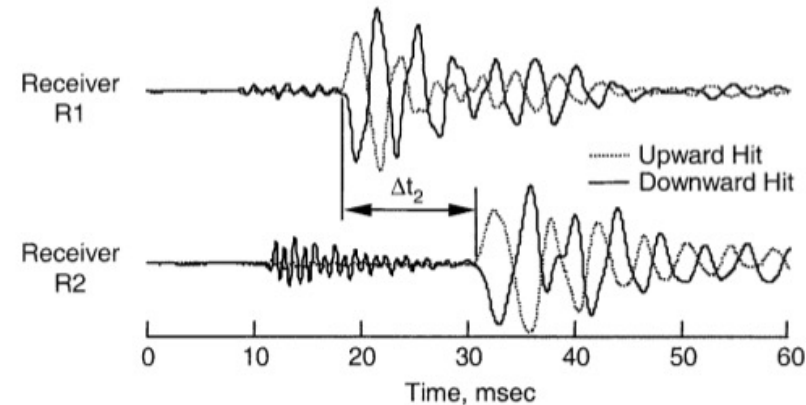
2 o 3 fori rivestiti e cementati con controllo verticalità (costi ↑)

tempi di arrivo →  $V_p$  &  $V_s$

onde P Sv Sh

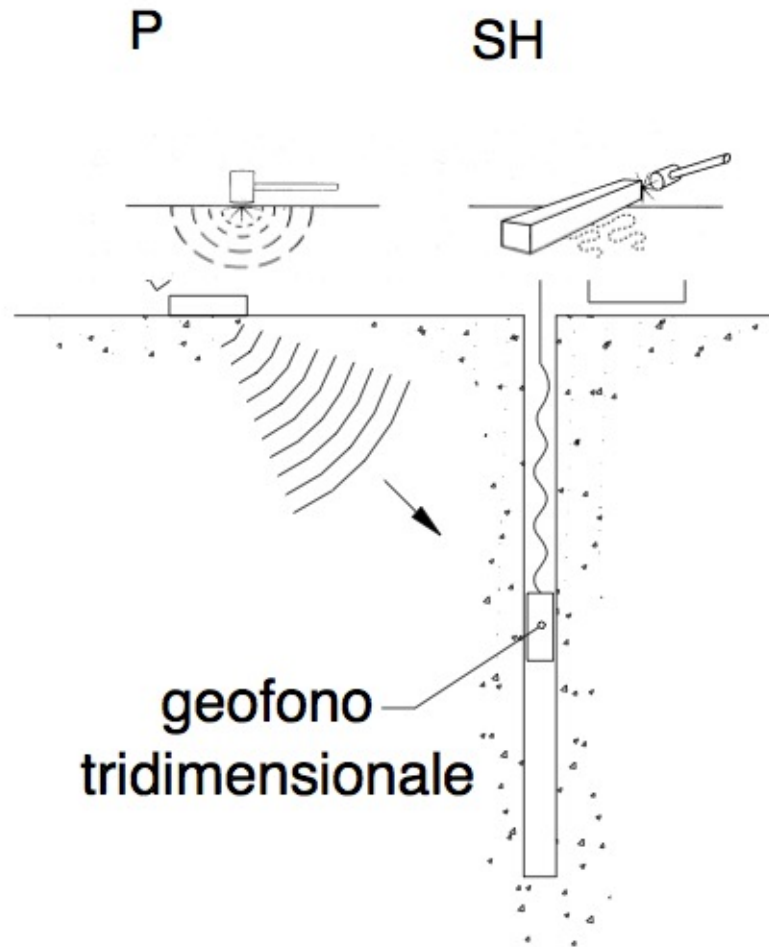


a. Record Illustrating a Direct Travel Time Measurement of an SV Wave



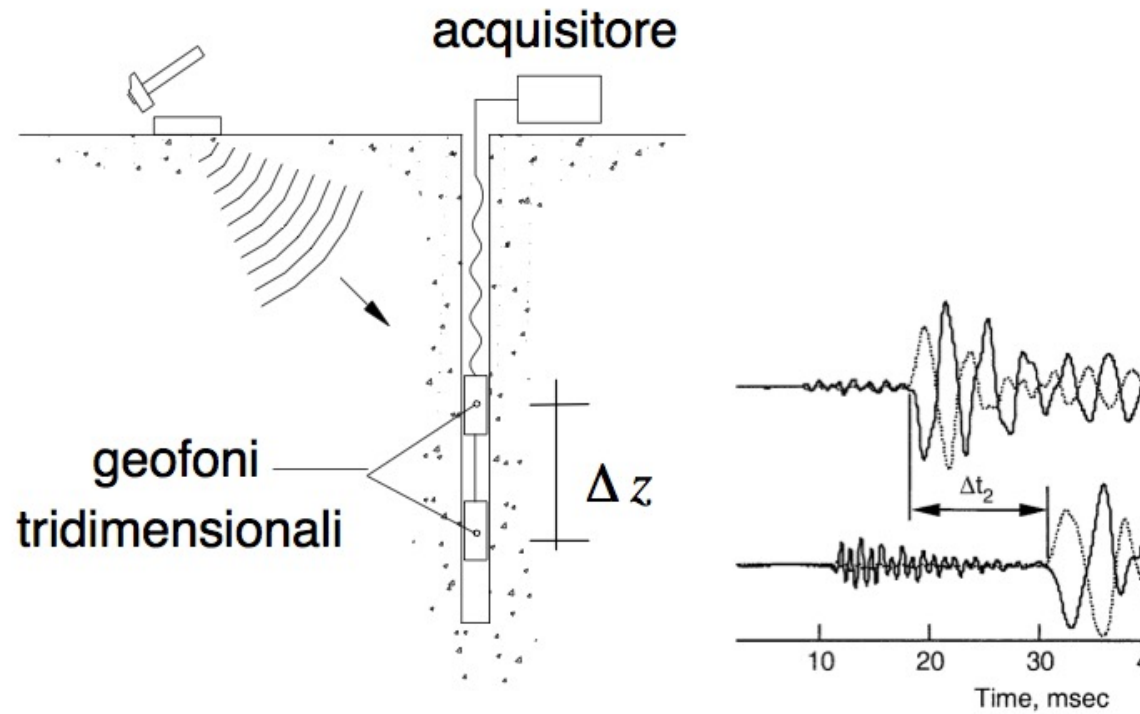
(after Santamarina and Stokoe, 2000)

## SCHEMA DI UNA PROVA DOWN-HOLE



**UN RICEVITORE**

## SCHEMA DI UNA PROVA DOWN-HOLE (due ricevitori)

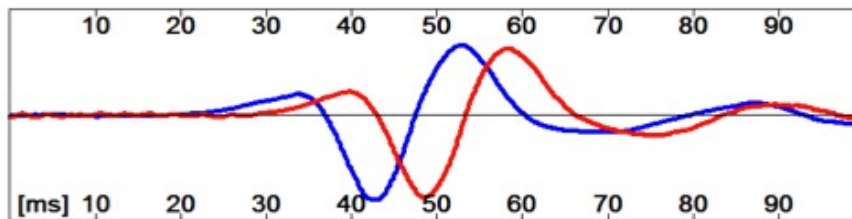


$$V = \frac{\Delta z}{\Delta t_{corr}}$$

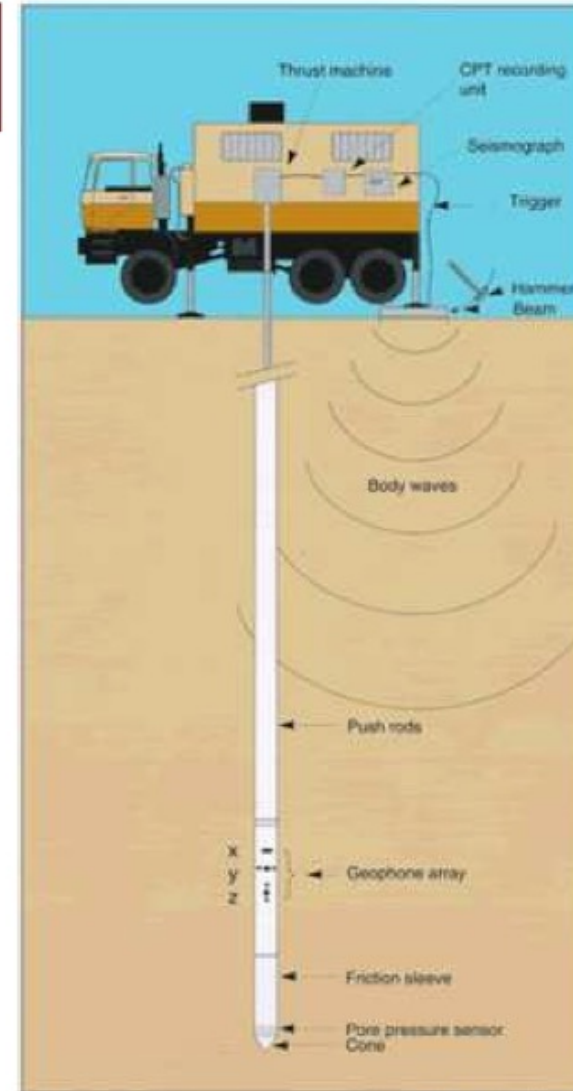
## PROVA PENETROMETRICA STATICA CON MODULO SISMICO

- molto efficiente (no fori sondaggio)
- ottimo accoppiamento geofono-terreno (niente rivestimento)
- possibile eseguire prova SCPT in *modalità CHT* usando due coni
- stesse limitazioni CPT/DMT

SDMT: trasmissione del segnale digitalizzato

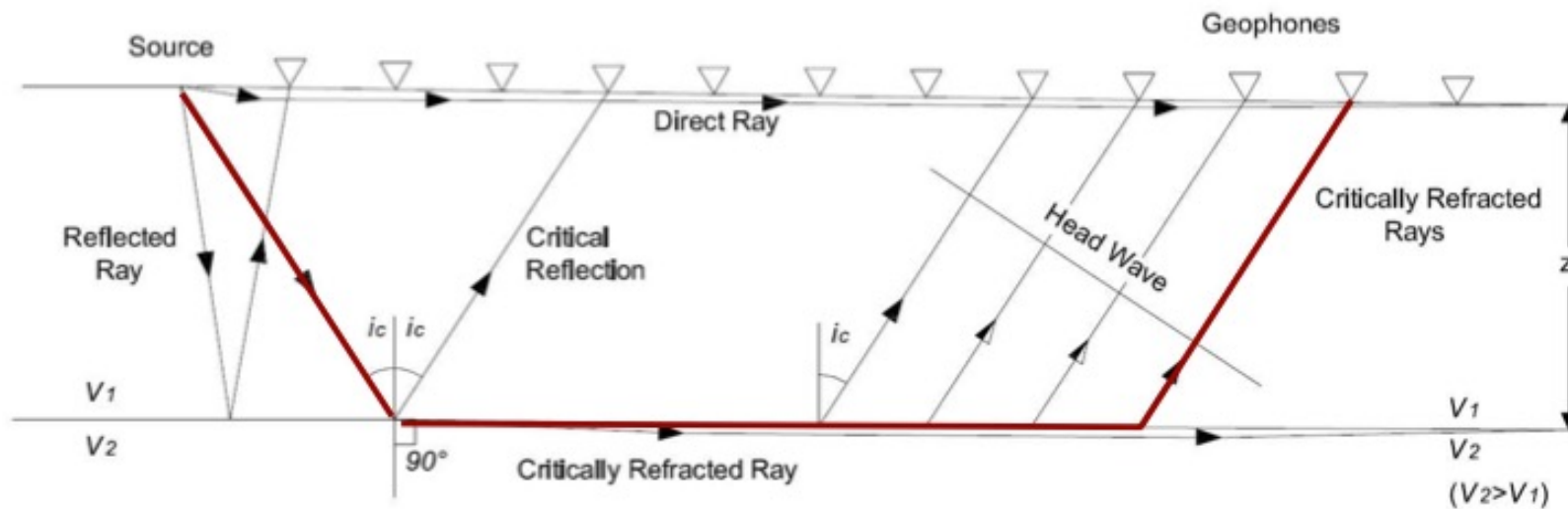


(Marchetti et al., 2006)

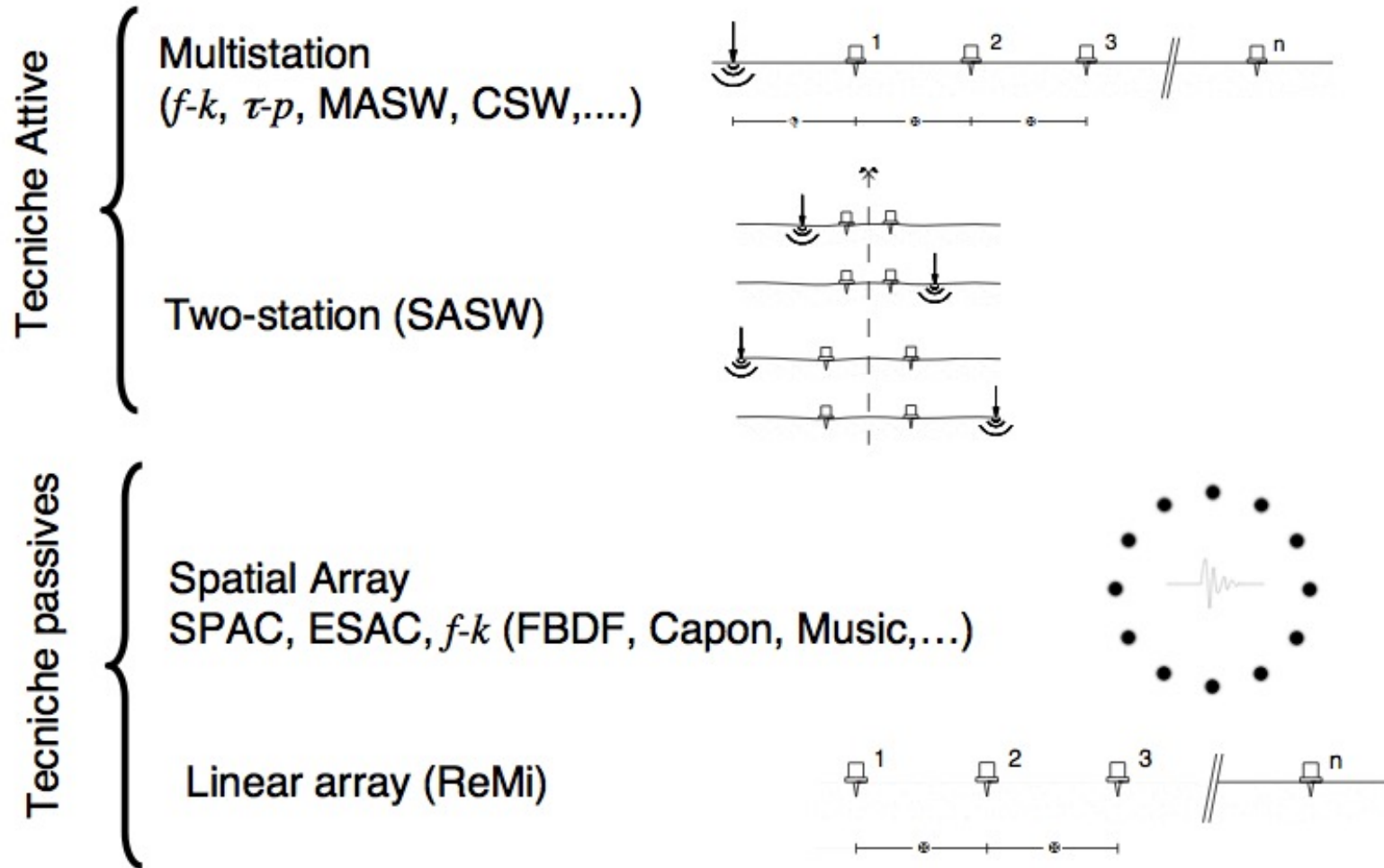


# METODI GEOFISICI

## Sismica a rifrazione



ALTRE TECNICHE DI SUPERFICIE

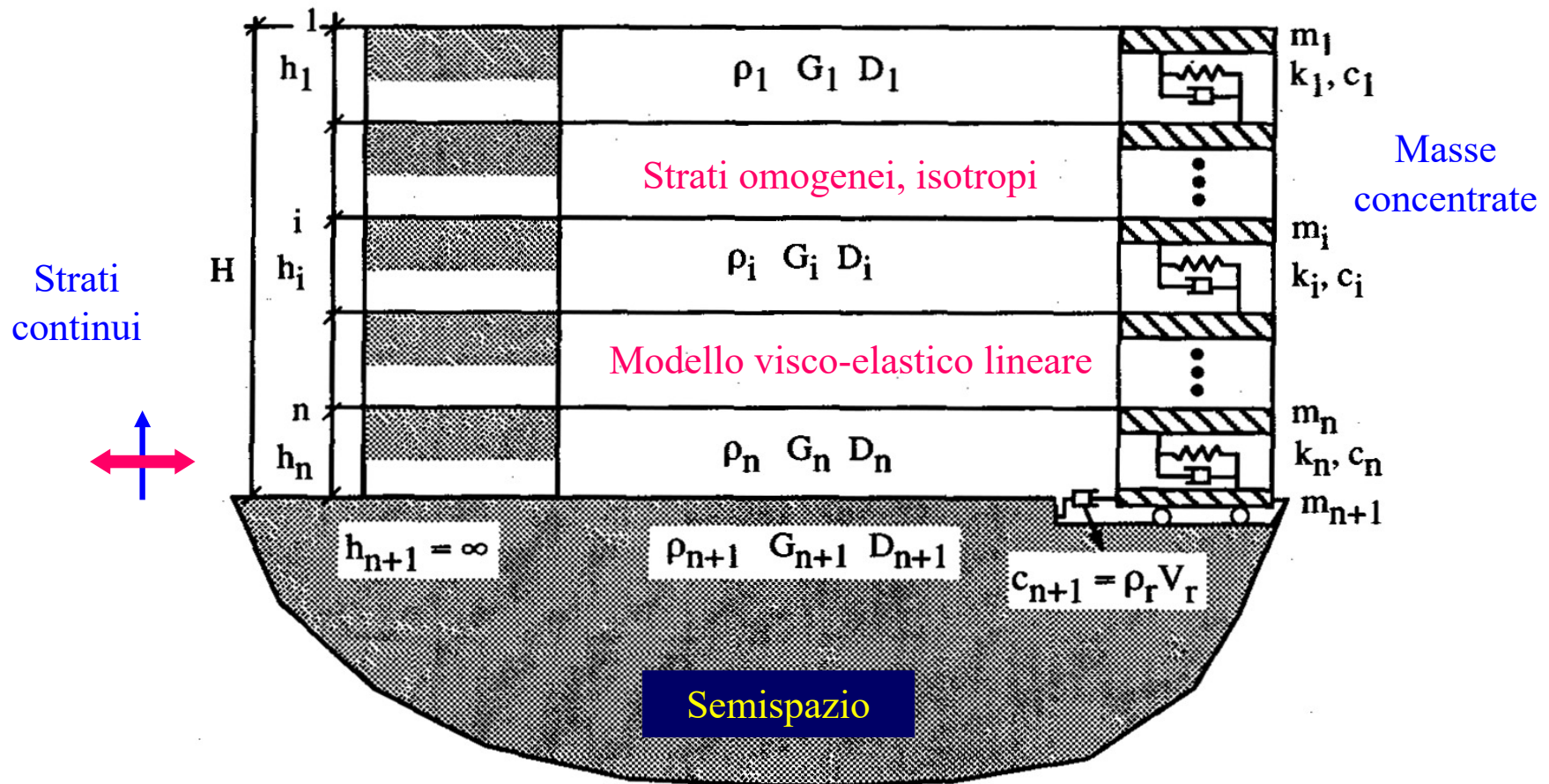


## **SE IL SOTTOSUOLO NON E' CLASSIFICABILE?**

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti (ndr, Tab. 3.2.II in diapositiva 6), è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

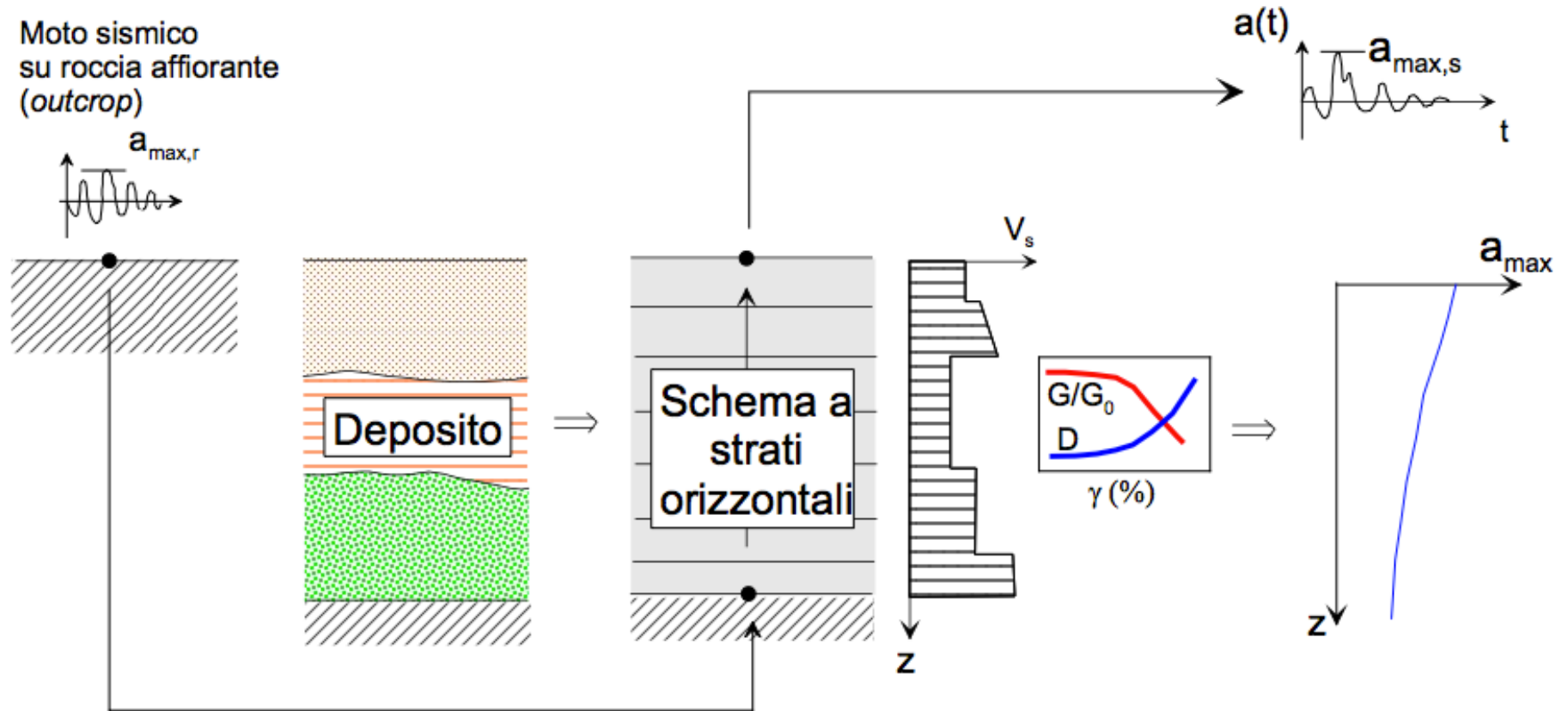
**Specifiche analisi = Risposta Sismica Locale**  
**(Calcolo dell'azione sismica!)**

## Modellazione monodimensionale Strati e bedrock orizzontali





## SCHEMA DI UNA ANALISI DI RISPOSTA SISMICA



## CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEL TERRENO

### MEZZI DI INDAGINE IN LABORATORIO (su campioni “indisturbati”)

- TRIASSIALI
  - TX (UU, CU, CD)
  - **Cicliche (CLTX)**
- EDOMETRICHE (ED)
- TAGLIO DIRETTO O TAGLIO SEMPLICE (DS, SS)
- **COLONNA RISONANTE (RCT)**
- **TAGLIO TORSIONALE CICLICO (CLTST)**

**FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE**

**Sollevamento di un serbatoio interrato**



**EFFETTI DI UN TERREMOTO**

Sprofondamento di alcuni edifici, senza rotture (apparenti) della struttura



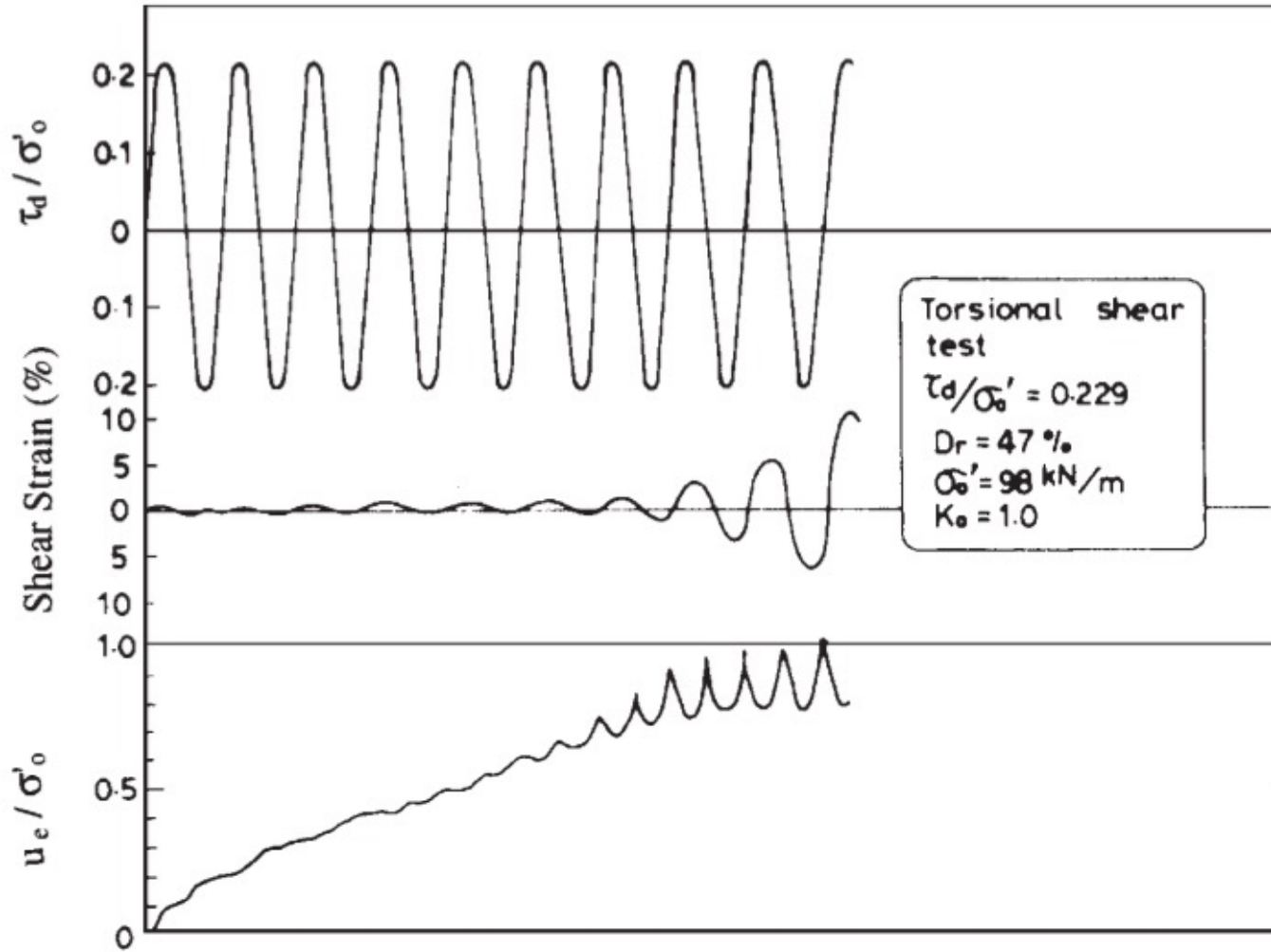


## FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

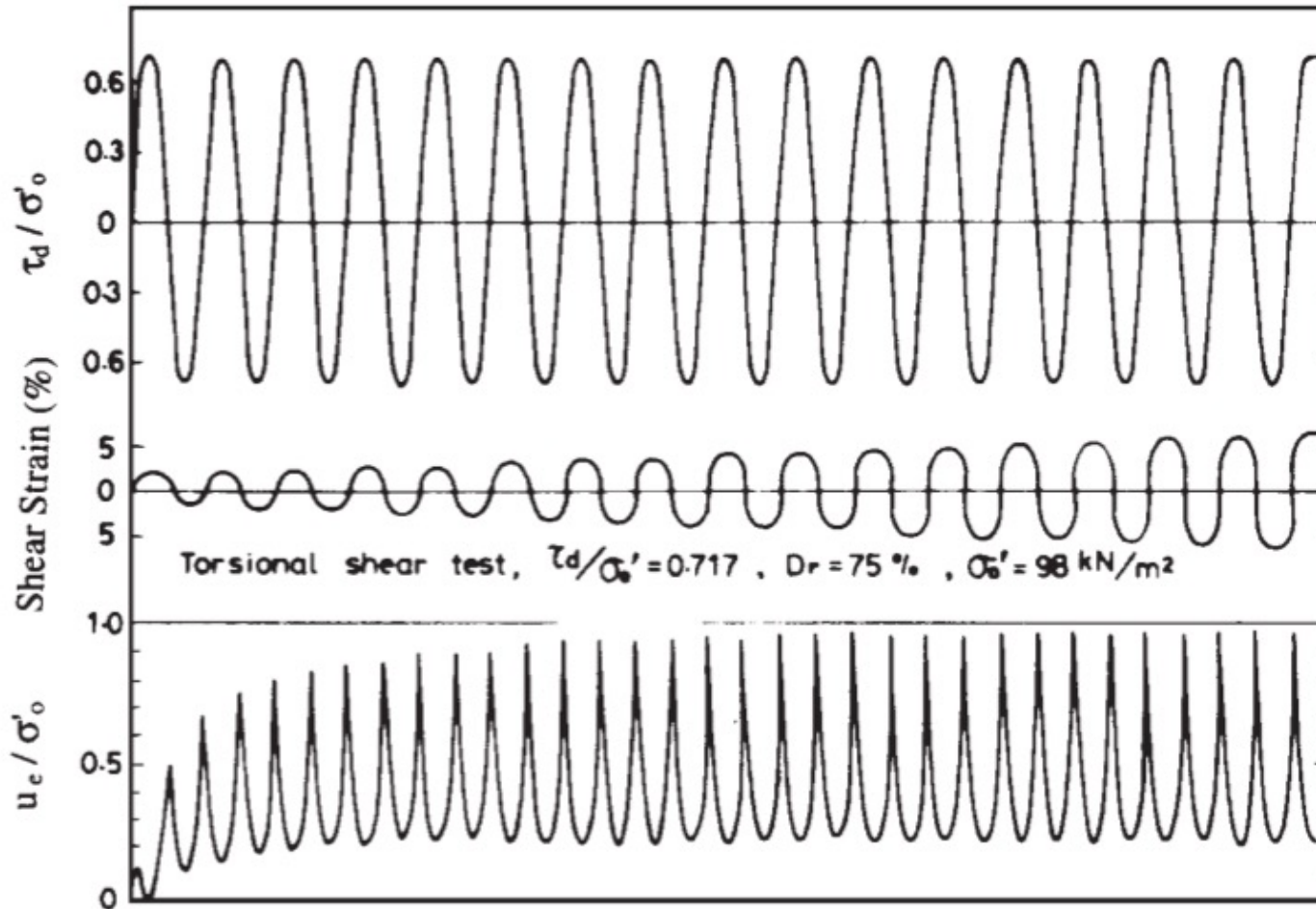
Affondamento di un oggetto  
appoggiato sul terreno

Youtube:  
Soil liquefaction due  
to earthquake.  
UTHM  
GEOFEST'14

EFFETTO DELL'APPLICAZIONE DI SFORZI DI TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE



EFFETTO DELL'APPLICAZIONE DI SFORZI DI TAGLIO IN  
CONDIZIONI NON DRENATE



### COSA DICONO LE NTC 2018 RIGUARDO LA LIQUEFAZIONE?

#### 7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.



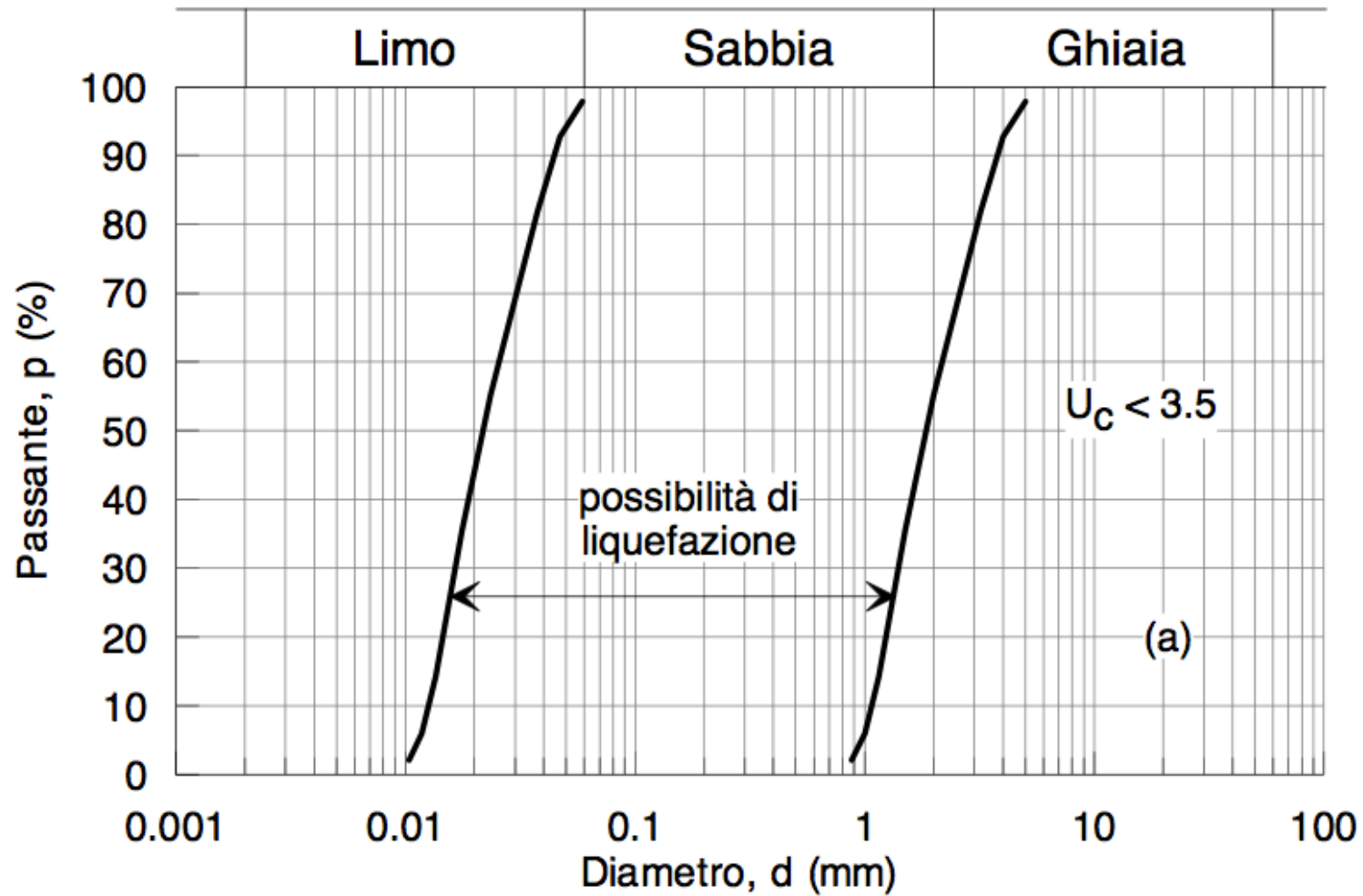
### 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

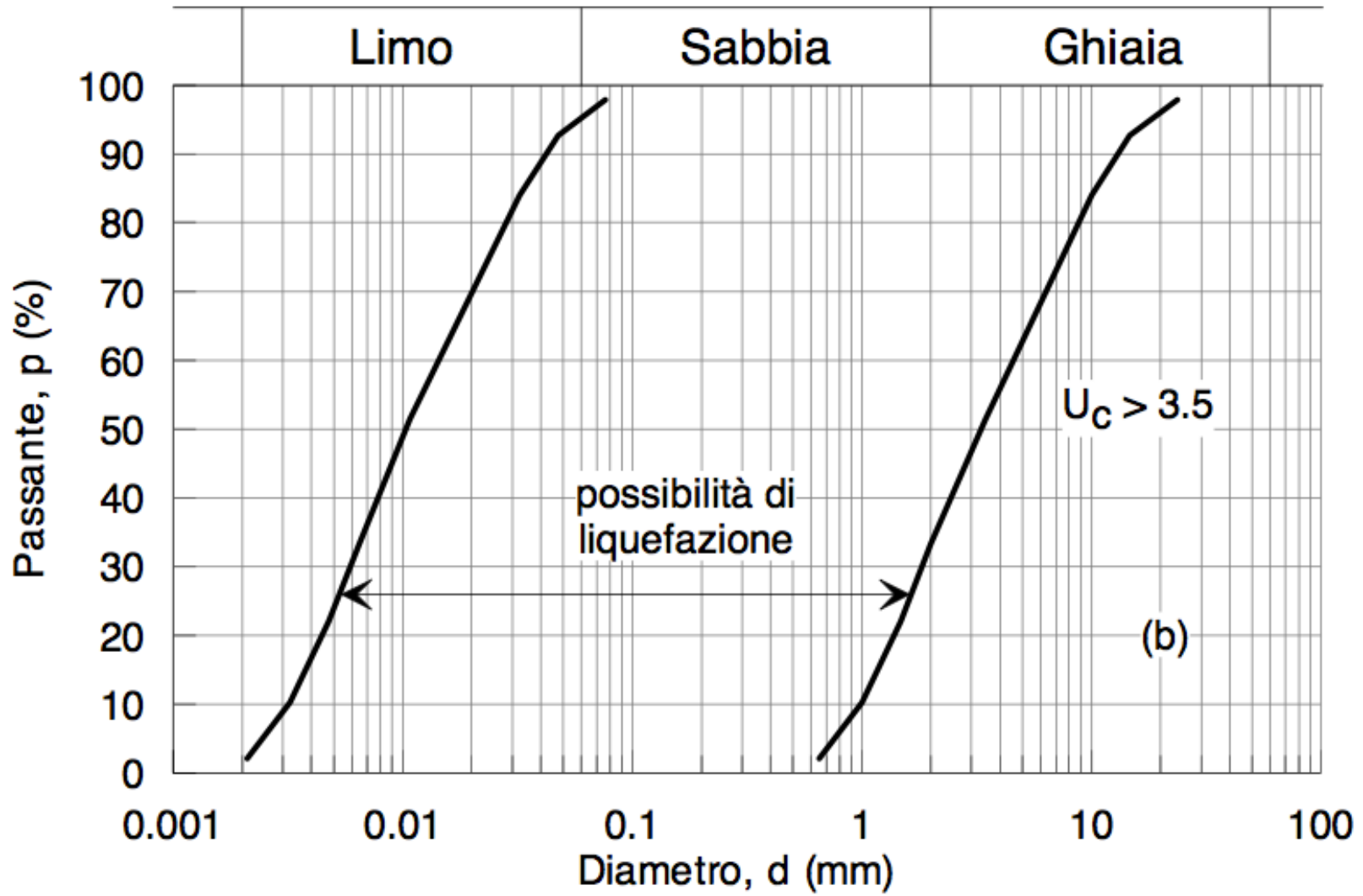
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

$$q_{c1N} = \frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_{atm}}}$$

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.





### **7.11.3.4.3 Metodi di analisi**

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

### 7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Quindi:

- prelievo di campioni rimaneggiati;
- analisi granulometrica;
- prove penetrometriche (SPT o CPTu)