



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO: 1801A -

ANNO: 2015

# **A P P U N T I**

STUDENTE: Petrosino Arturo

MATERIA: Fondazioni - prof. Musso

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.  
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

# FONDAZIONI

FONDAZIONE: È UN ELEMENTO DI COLLEGAMENTO TRA LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE ED IL TERRENO PERMETTENDO DI RAGGIUNGERE I LIVELLI PROVENIENTI DALLE STRUTTURE SOVRASTANTI E TRASFERIRLI AL TERRENO SI DIFFERENZIANO IN:

→ FONDAZIONI DIRETTE (O SUPERFICIALI)

PUNTI  
- PAVI  
GRUPPI  
PLATEE

AGGIUNGO DIRETTAMENTE SUL TERRENO O AL MASSIMO SCENDENO A DI SOLO DEL P.C. DI UNA PROFONDITÀ DI 2,50 M

PIANO D'APPoggio  
A

→ FONDAZIONI PROFANDE (O INDIRETTE)

PAI  
CASSONI, FORI

LE SOLLECITAZIONI VENGONO TRASFERITE A STRATI PIÙ PROFONDI RISPETTO AL PIANO DI INFLESSO

→ STRUTTURE DI SOSTEGNO

MURI → GEP. RIGIDO  
PARETE → GEP. FLESSIBILE

SERVONO A SOSTENERE GLI SLABI

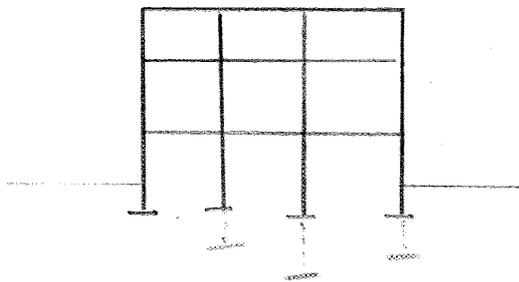
SI EFFETTUANO LA VERIFICA DI QUATTRO REQUISITI:

1) MARGINI DI SICUREZZA

- RESIST. DELL'INGIETTO FONDAZIONE-TERRENO
- CAPACITÀ PORTANTE

2) CEMENTI

- ASSOLUTI: SI INDICA LA VALUTAZIONE DEL CEMENTO NEL MOMENTO IN CUI LA FONDAZIONE È CARICATA (OGGI IN OGNI PUNTO DELLA SEZIONE)
- DIFFERENZIALI



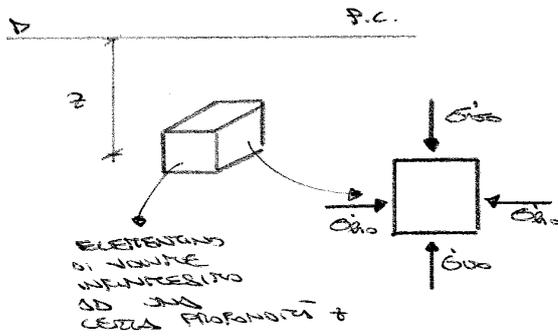
IN QUESTO CASO I CEMENTI SONO DIFFERENTI DA PUNTO A PUNTO SE CON LA SEZIONE CHE DELLA STESSA QUANTITÀ NON PARLEREMO ADI DI CEMENTI DIFFERENZIALI MA ASSOLUTI

3) SCOPPO DI SCOPPO NELLA SEZIONE

ANDIAMO A CALCOLE LE VARIE SOLLECITAZIONI CHE SI CREANO NELLA SEZIONE PRIMA CHE IL SUO UTILIZZO

4) REALIZZAZIONE "SICURA" "DOCE"

SI FA POSSIBILE REALIZZARE LA SEZIONE E ALO SCOPPO CHE SECONDA DEVE ESSERE CONVENIENTE DAL PUNTO DI VISTA ECONOMICO



σ'\_{v0} : TENSIONE VERTICALE EFFICACE  
 σ'\_{h0} : TENSIONE ORIZZONTALE EFFICACE

NEL CASO DI DEFORMAZIONI ORIZZONTALI IMPEDITE DALLA GRADINE E SIMILARI DEL DEPOSITO LE TENSIONI EFFICACI ORIZZONTALI SONO SEMPRE PROPORZIONALI ALLE TENSIONI VERTICALI EFFICACI ATTRAVERSO UN COEFFICIENTE MENO COEFFICIENTE DI SPINTA A RIFUGO K<sub>0</sub> (A RIFUGO SIGNIFICA IN ASSENZA DI DEFORMAZIONI LATERALI)

σ'\_{h0} = K<sub>0</sub> σ'\_{v0}

CR. DI SANDER :  $\left\{ \begin{array}{l} DC : K_0 \approx (1 - \sin \varphi') \\ OCR : K_0 \approx (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^2 \end{array} \right. \quad \alpha = 0,50$

K<sub>0</sub> ≤ K<sub>0</sub> ≤ K<sub>2</sub>

↑  
COEFF. SPINTA TERRA

↑  
COEFF. SPINTA ROCCIA

K<sub>0</sub>, K<sub>2</sub> : RAPPRESENTANO I VALORI MINORI RISPETTIVAMENTE SUPERIORI E SUPERIORI DEL RIFUGO TRA LE TENSIONI VERTICALI EFFICACI E LE TENSIONI ORIZZONTALI EFFICACI POICHÉ  $K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$

TERRENO (A) :  $K_{0A} = (1 - \sin \varphi') = (1 - \sin 32^\circ) = 0,412$

TERRENO (B) :  $K_{0B} = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0,50} = (1 - \sin 32^\circ) \cdot 0^{0,50} = 1,33$

DETERMINARE LE TENSIONI ORIZZONTALI EFFICACI

i) : σ'\_{h0} = K<sub>0A</sub> σ'\_{v0} = 0,412 · 68 = 28,02 KPa

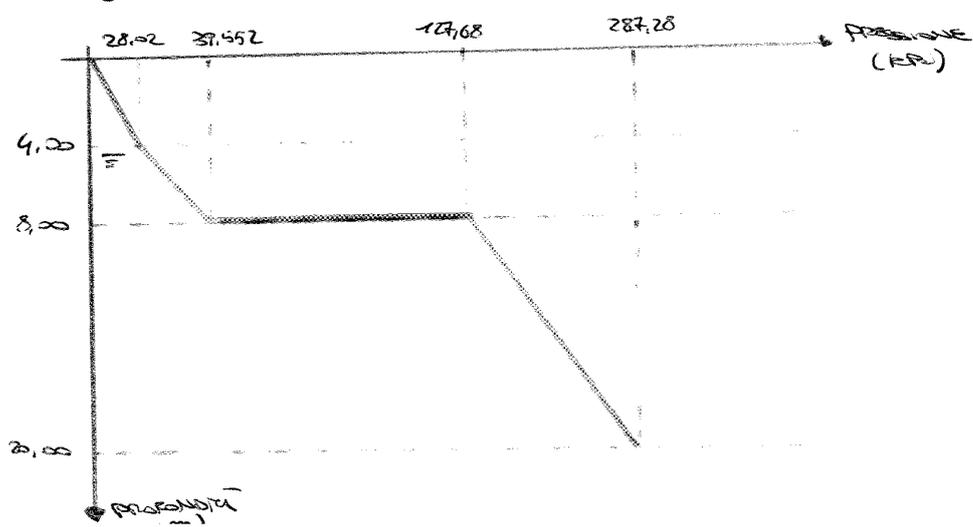
ii)  $\left\{ \begin{array}{l} ii^a : \sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} \cdot K_{0A} = 39,552 \text{ KPa} \\ ii^b : \sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} \cdot K_{0B} = 127,68 \text{ KPa} \end{array} \right.$

iii) : σ'\_{h0} = σ'\_{v0} · K<sub>0B} = 287,28 KPa</sub>

ii<sup>a</sup> ----- ii<sup>b</sup>

ii<sup>a</sup> ----- ii<sup>b</sup>

C'E' UNA ORIZZONTALE DALLA A DUE CR. DI TERRENO



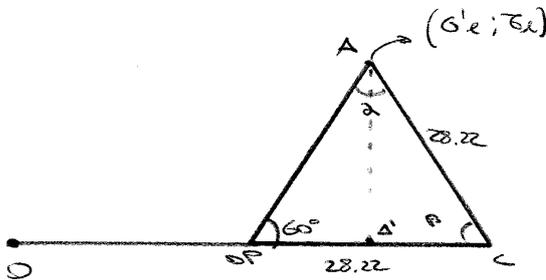
(5)

DISTANZA DEL CENTRO ORIGINI

$$\overline{OC} = \frac{\sigma'_{zz} + \sigma'_{xx}}{2} = \frac{96 + 39,55}{2} = 67,775 \text{ kPa}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx}}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \sqrt{\left(\frac{96 - 39,55}{2}\right)^2} = 28,225 \text{ kPa}$$

RAGGIO



$$28,22 : \sin 60^\circ = 28,22 : \sin 2$$

$$2 = 60^\circ$$

$$\beta = 180 - 60 - 2 = 60^\circ$$

$$\overline{A-OP} : \sin 2 = 28,22 : \sin 60^\circ \rightarrow \overline{A-OP} = 28,22$$

$$\overline{OA'} = \overline{A-OP} \cdot \sin 60^\circ = 24,44 \text{ kPa}$$

$$\overline{OP-A'} = \overline{A-OP} \cdot \cos 60^\circ = 14,11 \text{ kPa}$$

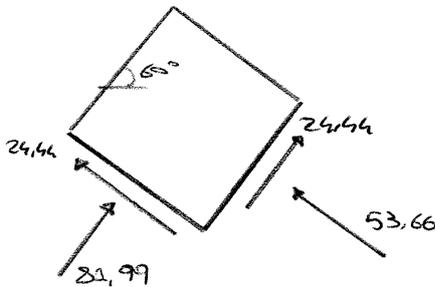
$$\overline{OA} = \overline{OP} + \overline{OP-A'} = 53,66 \text{ kPa}$$

$$(\sigma'_{e2}; \tau_{e2}) = (\overline{OA'}; \overline{A-A'}) = (53,66 \text{ kPa}; 24,44 \text{ kPa})$$

EFFETTUANDO LE STESSA OPERAZIONI ANCHE PER  $(\sigma'_{e1}; \tau_{e1})$   
 SI OTTIEVE:

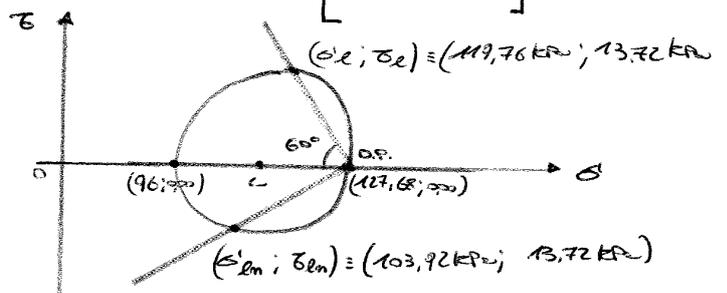
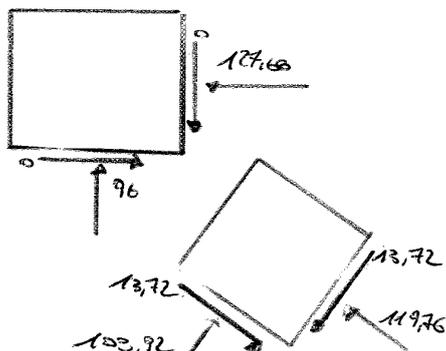
$$(\sigma'_{e1}; \tau_{e1}) = (81,99 \text{ kPa}; -24,44 \text{ kPa})$$

D.B.: NEL CASO DI DISEGNO FISSO IN SCALA PRESENTA MISURE DIRETTAMENTE CON VALORI



→ TERZO ES: EFFETTUANDO GLI STESSI PROCEDIMENTI SI OTTIEVE:

$$\sigma = \begin{bmatrix} 96 & 0 & 0 \\ 0 & 127,68 & 0 \\ 0 & 0 & 127,68 \end{bmatrix} \rightarrow \text{NEL PIANO DEL FOGLIO} \quad \sigma = \begin{bmatrix} 96 & 0 \\ 0 & 127,68 \end{bmatrix}$$



$$\overline{OC} = \frac{96 + 127,68}{2} = 111,84 \text{ kPa}$$

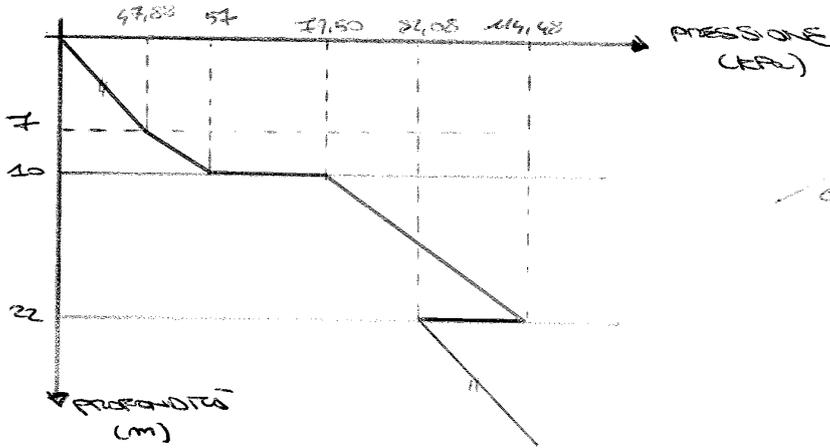
$$R = \sqrt{\left(\frac{96 - 127,68}{2}\right)^2} = 15,84 \text{ kPa}$$

$K_0(z) = 0,53$

$K_0(1) = K_0(2) = 0,38$

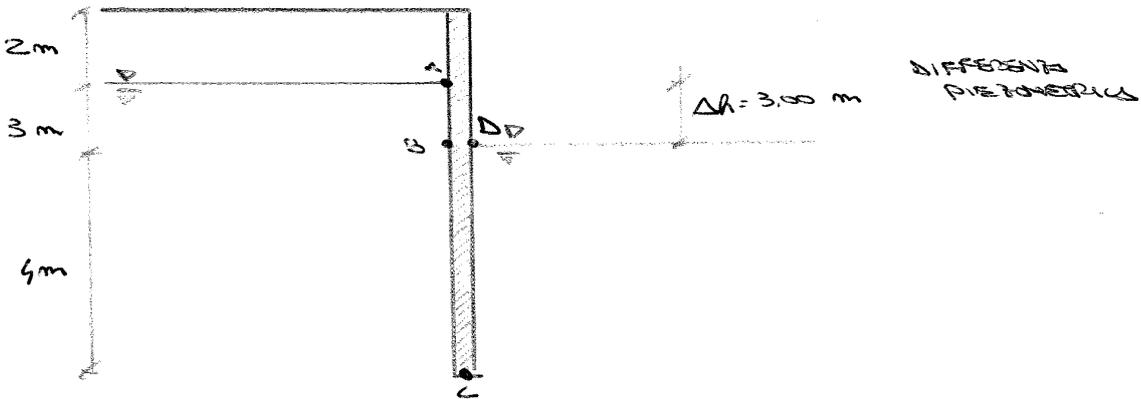
$\sigma'_{ho}$

- (b) :  $\sigma'_{ho} = 126 \cdot 0,38 = 47,88 \text{ kPa}$  (+)
- (c) :  $\sigma'_{ho} = 150 \cdot 0,38 = 57 \text{ kPa}$  (-)
- (f) :  $\sigma'_{ho} = 150 \cdot 0,53 = 79,50 \text{ kPa}$  (-)
- (d) :  $\sigma'_{ho} = 216 \cdot 0,53 = 114,48 \text{ kPa}$  (+)
- (d') :  $\sigma'_{ho} = 216 \cdot 0,38 = 82,08 \text{ kPa}$  (+)



SITO TENSIVALE CON FILTRAZIONE STAZIONARIA: TITO DI FILTRAZIONE DEGRADO DI UNA PARETE

$\gamma_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$



$L = 3 + 4 + 4 = 11 \text{ m}$  : PERCORSO DI FILTRAZIONE CHE SEGUE L'ACQUA



$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{3}{11} = 0,273$

GRADIENTE ISMILICO

CASO GENERALE:  $\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_w \pm i \gamma_w$

- (+) FILTRAZIONE DAL BASSO VERSO L'ACQUA
- (-) FILTRAZIONE DALL'ACQUA VERSO IL BASSO

MINUS : (A) → (B) → (C)

$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\gamma_w - i \gamma_w}{\gamma_w (1-i)} = 10 - 0,273 \cdot 10 = 7,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

PLUS : (C) → (D)

$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\gamma_w + i \gamma_w}{\gamma_w (1+i)} = 10 + 0,273 \cdot 10 = 12,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

# 1  
9

## Caratterizzazione del sito

### Prove in sito

#### 05BAIMX FONDAZIONI

Prof. Ing. Daniele COSTANZO

Ing. Guido MUSSO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica

POLITECNICO DI TORINO



#### 1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine

#### 2. Estensione dell'indagine

#### 3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche

#### 4. Prove in situ:

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)

Prova scissometrica (vane test)

Prove pressiometriche e dilatometrica



LE CONDIZIONI AFFIDABILI PER UN TEST SONO QUELLE A RILIEVO PER UN DATO SOSTENIBILE. RICHIEDONO PERÒ APPARECCHI.

**Mezzi sperimentali**

- 1 • Prove di laboratorio
- 2 • Indagini in sito
- 3 • Comportamento di strutture in vera grandezza  
( modelli )

ADDS IN SCALE DI EFFETTI

CONFESSIONE DEL  
RISULTATO IL  
COSTO, TEMPI  
DEL PROVINO

1 PROVE DI LABORATORIO

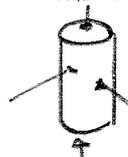
- Condizioni al contorno ben definite
- [ $\sigma$ ] e [ $\epsilon$ ] note
- Controllo delle condizioni di drenaggio
- Percorsi tensionali noti e/o controllabili
- Materiale ben caratterizzato

**PRO :**

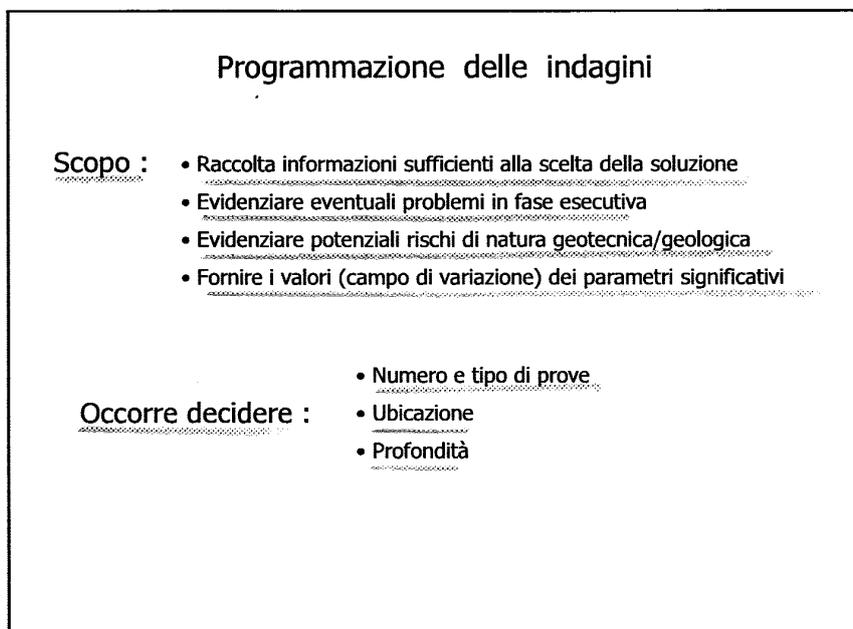
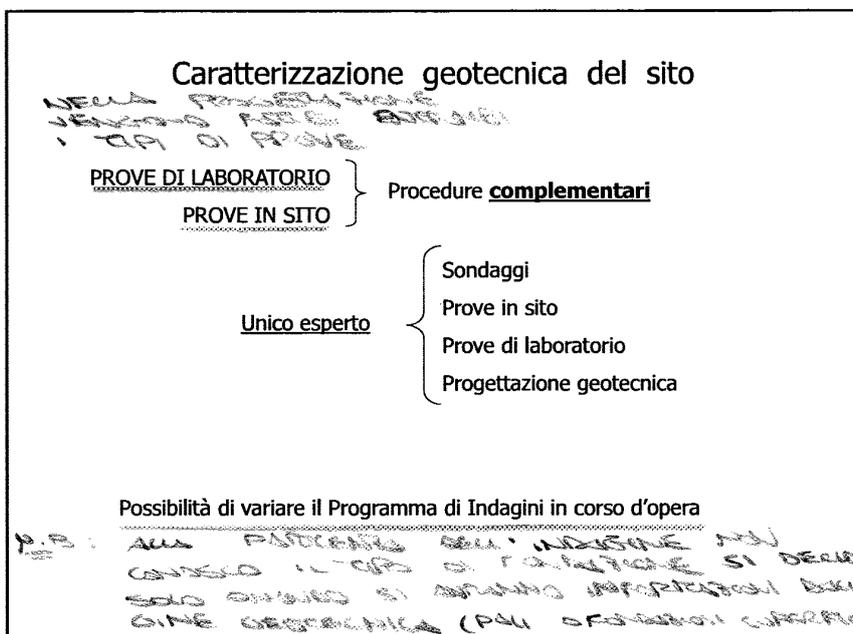
- Per essere rappresentative richiedono provini indisturbati
- Volume ridotto
- Valori puntuali
- Costi e tempi

**CONTRO :**

LE DIMENSIONI DEI PROVINI SONO RIDOTTE PER PERMETTERE LA REALIZZAZIONE DEL TEST IN LABORATORIO PER UN COSTO NON Eccessivo. IL VOLUME DI TERRE CHE SI PUÒ ANALIZZARE E RAPPRESENTARE DEL CITO SPANNO, RICHIEDENDO EFFETTIVAMENTE UN GRAN NUMERO DI PROVINI (COSTI E TEMPI ELEVATI)



UN RIFUGIO DI PROVA DI LABORATORIO E' UN RIFUGIO  
A PORTARE IN  
CONDIZIONI DI  
RILIEVO E  
VARIABILI  
( $\sigma$ ,  $\mu$ ,  $\epsilon$ ,  $\epsilon_c$ )



### Caratterizzazione Geotecnica

Numero delle verticali

Strutture ordinarie: almeno 3 ÷ 4 sondaggi agli spigoli dell'area  
(eventuale infittimento delle verticali con prove CPT)

Aree estese: almeno 1 verticale ogni 500÷600 m<sup>2</sup>

Aree nastriformi: 1 verticale ogni 50÷300 m lungo l'asse,  
con allineamenti trasversali



### Caratterizzazione Geotecnica

Profondità delle indagini

- Strati superficiali con caratteristiche scadenti: raggiungere strati consistenti
- Strati superficiali consistenti: verificare la presenza/assenza di strati teneri sottostanti
- Substrato roccioso: penetrare all'interno per almeno 3 m (escludere trovante) se possibile metterla a nudo

DEVO SCARICARE  
IL SOLO A QUANTO  
MA QUANTO LE  
PROFONDITÀ NON  
MIRARE  
↑  
DIPENDE QUANTO  
BASTA PER LA  
C'ASPIRANO O  
TRAVANTE



IN QUESTO CASO  
LE INDAGINE NON  
GINI NON SI PER  
TANO A UN SOSTA  
SUSPENDE (AROGIA  
MA AGU SONO UN  
CAPITOLAZIONE  
REGLAZIONE MIGLI  
RI (ROCCIA)

DEBBONO ANCHE PASSARE QUANTO  
CHE LA SONDA CON CARICHI  
SARTE FIGURATI SU AROGIA  
TRAVANTE PROFONDO. ENTRO UN  
GIRO IN BUIO NON POSSO



### Caratterizzazione Geotecnica

#### Profondità delle indagini

Fondazioni profonde

Concetto di fondazione equivalente

$$z \approx \frac{2}{3} D + 1,5 B$$

↓

ANDIAMO A CERCARE  
UNA PROFONDITÀ EQUIVALENTE  
E NON QUELLA DEL  
SINGOLA PALA

### Caratterizzazione Geotecnica

#### Profondità delle indagini

Diaframmi:

Approfondimento maggiore quando  
l'opera ha funzione di ritenuta idraulica  
(rete di flusso)

Verificare presenza di strati impermeabili

1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. **Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche**
4. Prove in situ:
  - Prova penetrometrica dinamica (SPT)
  - Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)
  - Prova scissometrica (vane test)
  - Prove pressiometriche e dilatometrica

**Prove in situ**

- Accertamenti stratigrafici { Diretti (visione del materiale)  
Indiretti (misura di proprietà indice)
- Piezometri
- Prove penetrometriche (SPT e CPT / CPTU)
- Prova scissometrica
- Prove sismiche (geofisiche) : Down- Cross-Hole
- Prove pressiometriche
- Prove dilatometriche

SONDAGGI A SECCO - METODI DI AVANZAMENTO  
 1) TRIVELLAZIONE  
 2) PERCUSSIONE  
 3) ROTAZIONE - METODI PER IL CAROTARE SEMPLICE  
 E IN ALTRA MANIERA/STRUTTURE CHE SI ANFIDA  
 NEL TERRENO

(C1)

### Perforazioni di sondaggio

1) Trivellazione

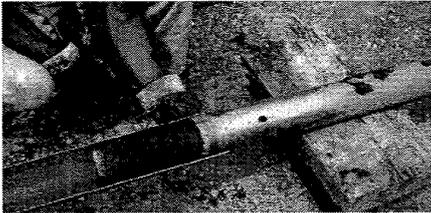
2) Percussione

}

non consentono una ricostruzione  
 dettagliata della stratigrafia

3) Rotazione

Carotiere semplice





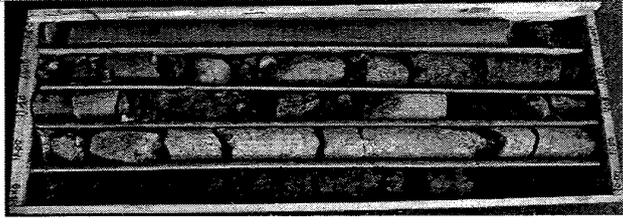
DOPO IL SONDAGGIO IL RICEPIVALE VIENE PRESO ALL'INIZIO  
 DELLA CAROTTE L'ESAMINANDO CON SPINA LA SOLIDITÀ  
 DEI VARI COTTO. PER OGNI METRO DELLA CAROTTE

### Perforazioni di sondaggio

100 m



MET. INTERNO  
 ↑  
 APERTO

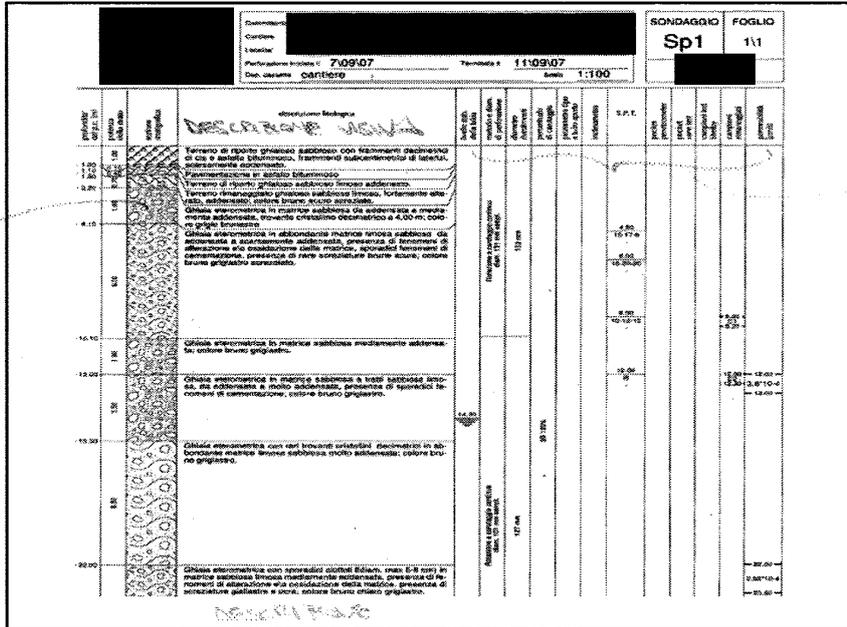


5,00 m

MET. INTERNO  
 ↑  
 APERTO

FOGGIO DI SONDAGGIO  
 LE PROFONDITÀ DEL BUIO COMPRESA, LA SPESSEzza DELLA  
 STRADA, LE DISTANZE PER IL SONDAGGIO

3



PER LA STRADA  
 SONDAGGIO  
 EFFETTUALE  
 PIU' PROVE

IL NUOVO BUIO  
 HA PROFONDITÀ  
 INFERIORE

TIPO DI  
 RISCERVA

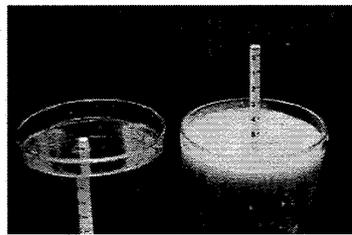
**Perforazioni di sondaggio**

Utilizzo delle perforazioni (a carotaggio continuo / distruzione):

- prove in foro ( SPT, VT, CH, DH, ...)
- strumentazione (piezometri, tubi inclinometrici,...)
- prove di pompaggio

Stabilizzazione del foro mediante:

- Tube di rivestimento e acqua
- Fanghi bentonitici / polimeri  
 NO per piezometri e prove permeabilità

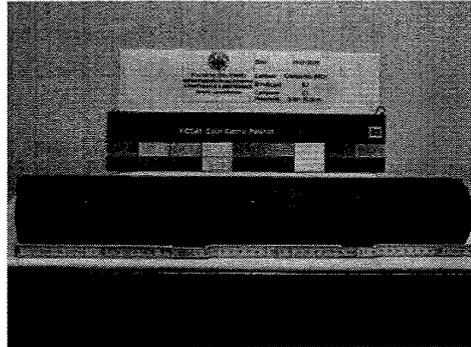
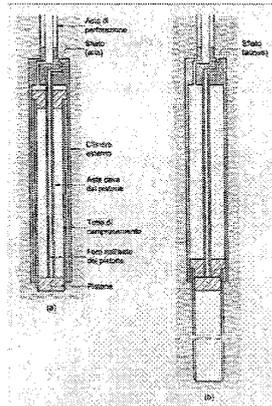


SI PAPA' LA  
 SODI PER  
 PERFORAZIONE  
 PER IL BUIO  
 IL BUIO HA UN  
 PROFONDITÀ INFERIORE

BENTONITE: ARGILLA UN BUIO PERFORAZIONE: QUINDI LA  
 SODI DI PERFORAZIONE PERFORAZIONE PERFORAZIONE  
 PERFORAZIONE E LE SODI PERFORAZIONE PERFORAZIONE  
 INFERIORE

## Campionamento

### Campionatore Osterberg



(Lancellotta)

*Procedura per  
campionamento*

## Piezometri

*di particolare importanza la  
pressione o la variazione del  
livello idrico*

La conoscenza dei livelli di falda è uno degli aspetti più importanti della  
caratterizzazione geotecnica

Troppo spesso ne viene sottovalutata l'importanza !

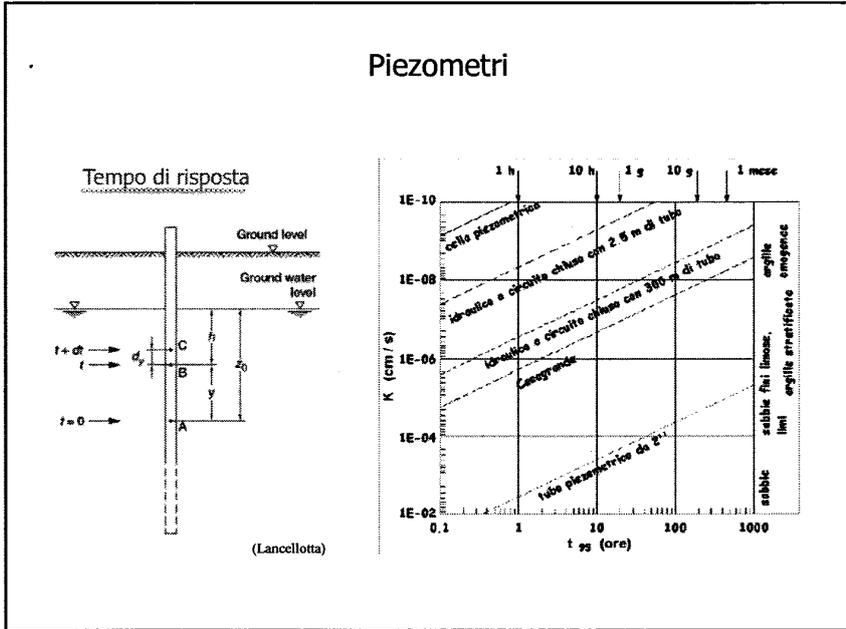
Il comportamento dei terreni dipende dalle tensioni efficaci

Non è una operazione di routine e richiede :

esperienza e scrupolosa cura dei dettagli

LA MISURAZIONE DEL  
 RISPONDE DIVERSI DA QUELLO ESISTENTE NEL TERRENO CIRCOSTANTE (C)  
 A CAUSA DEL DISORDINE PROVOCATO DALL'INSERIMENTO DEL  
 PIEZOMETRO, O A CAUSA DI SQUADRI PERMANENTI RISPONDE  
 AD ESISTENZA DI CAVITÀ LOCALI IN SUPERFICIE, DA CUI SI  
 È PERDUTA NECESSARIO CHE IN CERTI CASI VANNO IN SENSIBILE  
 VERSO O DAL PIEZOMETRO PERCHÉ SI RAGGIUNGA UN EQUILIBRIO  
 DI EQUILIBRIO DURANTE CHE FINE LA MISURAZIONE DEL SOSTA  
 ALI INTERNO DEL PIEZOMETRO RISPONDE DIVERSO DA QUELLO DEL  
 TERRENO CIRCOSTANTE. IL TEMPO RICHIESO PER RAGGIUNGERE LA  
 CONDIZIONE DI EQUILIBRIO (TIME LAG) DIPENDE DALLE  
 CARATTERISTICHE DEL TERRENO E DALLA  
 CARATTERISTICHE DEL PIEZOMETRO

Piezometri

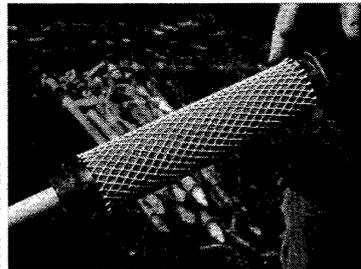
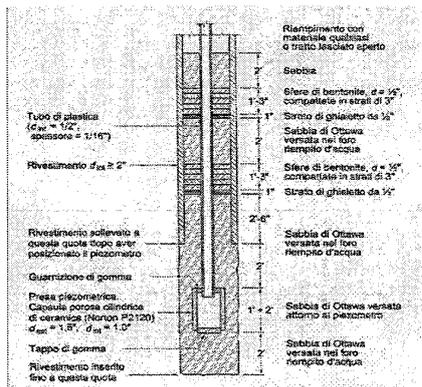


TEMPO DI RISPOSTA  
 PER VARI TIPI DI  
 PIEZOMETRI

Piezometri

Piezometro Casagrande

USATO PER VARI TIPI DI TERRENO A TEMPO DI  
 RISPONDA PER RIDURRE ECCESSIVAMENTE RILASCO

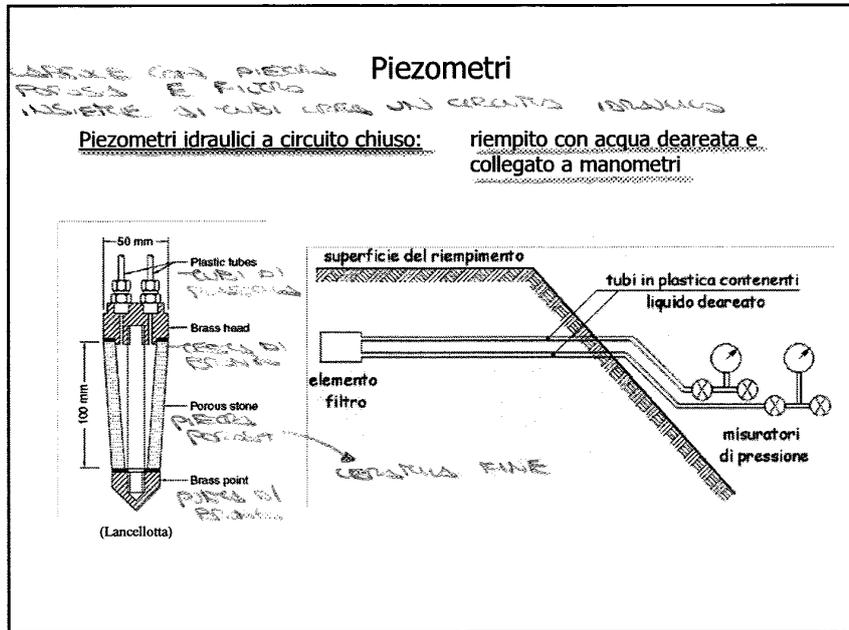


(Lancellotta)

È IMPORTANTE UN  
 RICORDO DI LEGGERE  
 LA MANUALE E IL  
 PIPER PER VARI TIPI  
 DI TERRENO VARI  
 E NON ASPETTARE  
 CHE IL TERRENO RISPONDA  
 ALLA MISURA

È stato sviluppato per essere installato nel caso di  
 misure in terreni sabbiosi e per consentire di effettuare  
 misure a distanza.

I tempi di risposta diminuiscono rispetto al piezometro al  
 caso grande.



### Piezometri

Piezometro a circuito chiuso

| VANTAGGI  | SVANTAGGI   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>estrema rapidità nella risposta</u></li> <li>• <u>testa foro non accessibile</u></li> <li>• <u>letture automatiche</u></li> <li>• <u>falde artesiane</u></li> <li>• <u>relativamente semplice e affidabile</u></li> <li>• <u>facilità di spurgo e pulizia filtro</u></li> <li>• <u>possibilità di più piezometri in uno stesso foro di sondaggio</u></li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>maggiori difficoltà per la posa in opera (mantenere il circuito saturo)</u></li> <li>• <u>possibili fenomeni di cavitazione</u><br/>                     (<i>il pelo libero della falda non può scendere al di sotto di 8-9 m dal punto di misura</i>)</li> </ul> |

GRATIE ALLA PRESENZA DEI DIE TUBI

**Piezometri**

Celle piezometriche

| <u>VANTAGGI</u>   | <u>SVANTAGGI</u>  |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• <u>estrema sensibilità e massima rapidità nella risposta</u></li><li>• <u>adatte in qualsiasi terreno</u></li><li>• <u>misura "locale" della pressione (nessuna limitazione per i livelli del pelo libero della falda)</u></li><li>• <u>letture automatiche</u></li><li>• <u>possibilità di più celle in uno stesso foro di sondaggio</u></li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>• <u>misura di una grandezza elettrica (curve di taratura)</u></li><li>• <u>derive elettriche</u></li><li>• <u>sensibilità alla temperatura</u></li><li>• <u>impossibilità di spurgo e rimozione di bolle d'aria</u></li><li>• <u>costose</u></li></ul> |

Abbinare sempre dei piezometri di tipo idraulico !!!

Frequenti guasti e malfunzionamenti: raddoppiare il numero dei punti di misura  
(Sistemi elettrici)

*E' preferibile installare in parallelo anche piezometri di tipo idraulico in modo da avere una lettura anche se il sistema elettrico non funziona.*

**Piezometri**

Nei terreni sono presenti aria e gas, che per fenomeni di capillarità hanno pressioni più elevate dell'acqua (funzione della granulometria)

se l'aria entra nel piezometro ne falsa la risposta

Pressione di gorgogliamento del filtro (air entry value):

*differenza di pressione che deve sussistere tra l'aria nel terreno e l'acqua nel piezometro perché l'aria possa attraversare il filtro ed entrare nel piezometro*

Requisito del filtro: avere alta pressione di gorgogliamento (-200 kPa)

LA PRIMA SPT NON È VALIDA PER  
ED È TROPO LEGGERA NEL FONDO (VALORI SOTTOSTIMATI)  
DELLA SPT (ESP. RIF. 10)

55

### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

**Standard Penetration Test (SPT)**  
Per ASTM D 1586

63.5kg Drop Hammer  
Rapidly Falling 0.76 m

Need to Correct to a Reference Energy Efficiency of 60% (ASTM D 4633)

Massa battente  
63,5 kg  
H = 0,76 m

$N_{SPT} = N_2 + N_3$

SPT Resistence (N-value) or "Blow Counts" is total number of blows to drive sampler 300 mm per blow per test.

(Mayne et al., 2002)

Campionatore Raymond a parete grossa

VALORI SOTTOSTIMATI PER IL NUMERO DI COLPI PER L'ANALISI PER LA SPT DI 25 cm (10 N). DI COLPI PER LA SPT PER LA SPT (RIF. 10)

LA STESSA OPERAZIONE VIENE EFFETTUATA TRE VOLTE PER CI ANCHE DA ADDIENDO PULI A : 25 cm + 25 cm + 25 cm

### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Risultato della prova:  $N_{SPT} = N_2 + N_3$  n° colpi / 30 cm, n° colpi / piede

| Profondità (m) | Profondità (ft) | Profilo litologico | Descrizione litologica  | Profondità (m) | Profondità (ft) | Profondità (m) | Profondità (ft) | SPT |
|----------------|-----------------|--------------------|---|----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----|
| 0.00           | 0.00            |                    |   | 0.00           | 0.00            | 0.00           | 0.00            |     |
| 1.00           | 3.28            |                    | Terrano di riparto ghiaioso sabbioso con frammenti decomposti di cda o argilla indurita, frammenti subcompattati di laterite, occasionalmente sabbiosi.   | 1.00           | 3.28            | 1.00           | 3.28            |     |
| 2.00           | 6.56            |                    | Paesamento in sabbia sabbiosa.  | 2.00           | 6.56            | 2.00           | 6.56            |     |
| 3.00           | 9.84            |                    | Terrano di riparto ghiaioso sabbioso senza sabbia.  | 3.00           | 9.84            | 3.00           | 9.84            |     |
| 4.00           | 13.12           |                    | Terrano omogeneo in matrici sabbiose da sabbie e medio tempo sabbiose, trovano cristallo decomposti a 4.00 m; calcare grigio frantumato.  | 4.00           | 13.12           | 4.00           | 13.12           |     |
| 5.00           | 16.40           |                    | Classe omogenea in abbondante matrici sabbiose, da sabbie e argille sabbiose, presenza di frammenti di decomposizione e occasionalmente di matrici, frammenti frammenti di decomposizione, presenza di ripa sabbiose (tracce scure), colore bruno grigiato occasionalmente. | 5.00           | 16.40           | 5.00           | 16.40           |     |

**Profondità**  
 $N_1 - N_2 - N_3$

Se  $N_1$  o  $N_2$  o  $N_3 = 50$  → Rifiuto: R (avanzamento in cm per 50 colpi)

**Profondità**  
 $N_1 - R (12)$

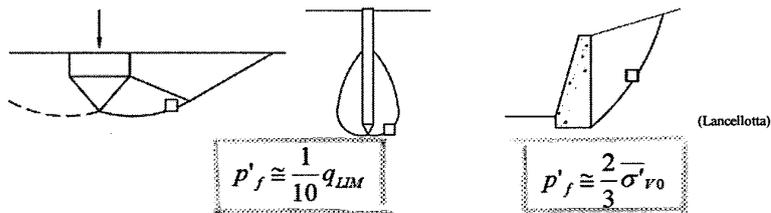
LA SPT DI COLPI PER LA SPT (RIF. 10)

### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Per terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie, limi non plastici):

- Stima dello stato di addensamento in sito (Densità Relativa  $D_R$ )
- Stima dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante  $\phi'_{CV}$   
*è un parametro del terreno (mineralogia, granulometria)  
 può essere valutato da prove su materiale ricostituito  
 per terreni quarzosi  $\phi'_{CV} \cong 30^\circ \div 34^\circ$*
- Valutazione del livello tensionale medio  $p'_f$   $\left( p'_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \right)$

### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

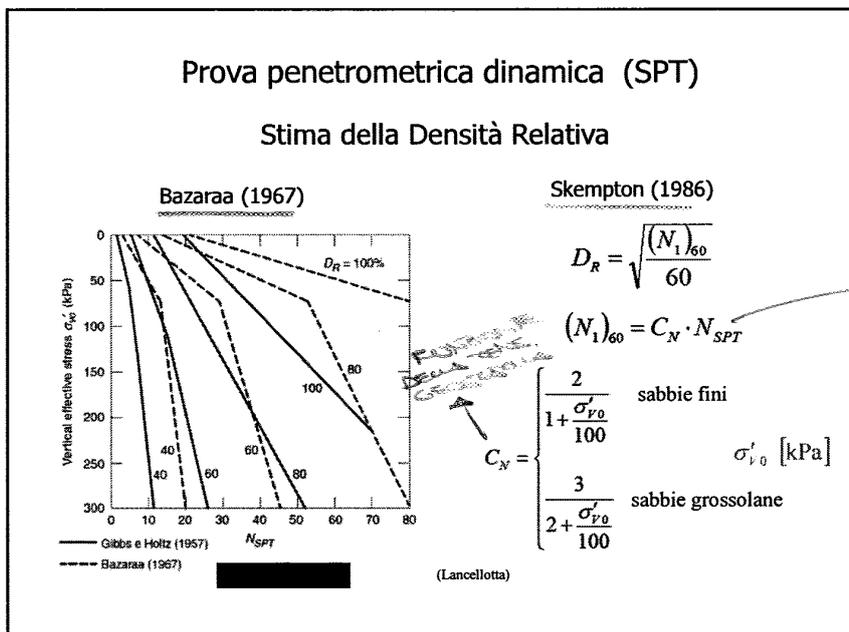


Bolton (1984)  $\phi' = \phi'_{CV} + m \cdot [D_R \cdot (10 - \ln p'_f) - 1]$

$\phi' - \phi'_{CV} \leq 12^\circ$      $p'_f [kPa]$      $D_R$  [decimale]     $m \begin{cases} 3 \text{ assialsimmetrico} \\ 5 \text{ deformazione piana} \end{cases}$

SE DEVE ESSERE IL MATERIALE  
 QUANTO UN SOTTILIZZANTE  
 PERCHÉ...

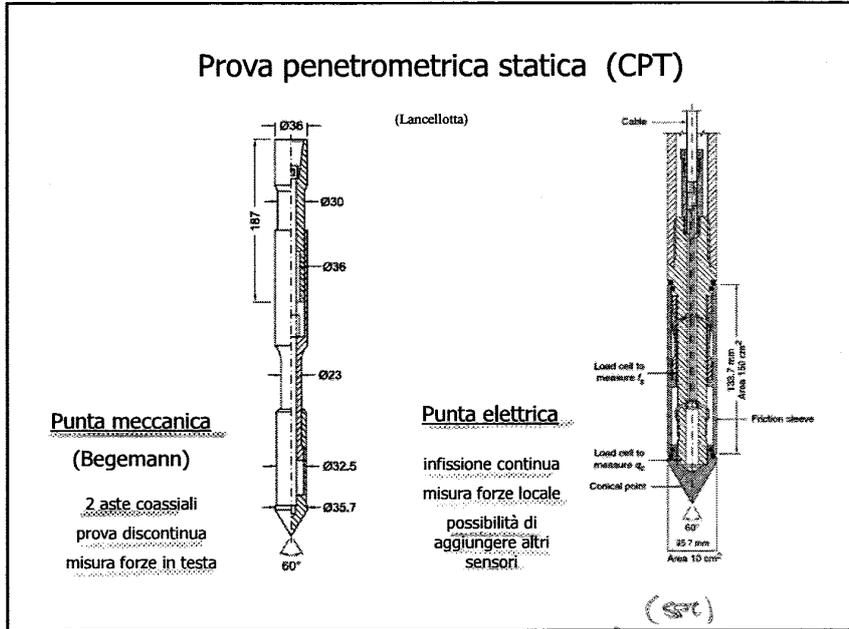
ST



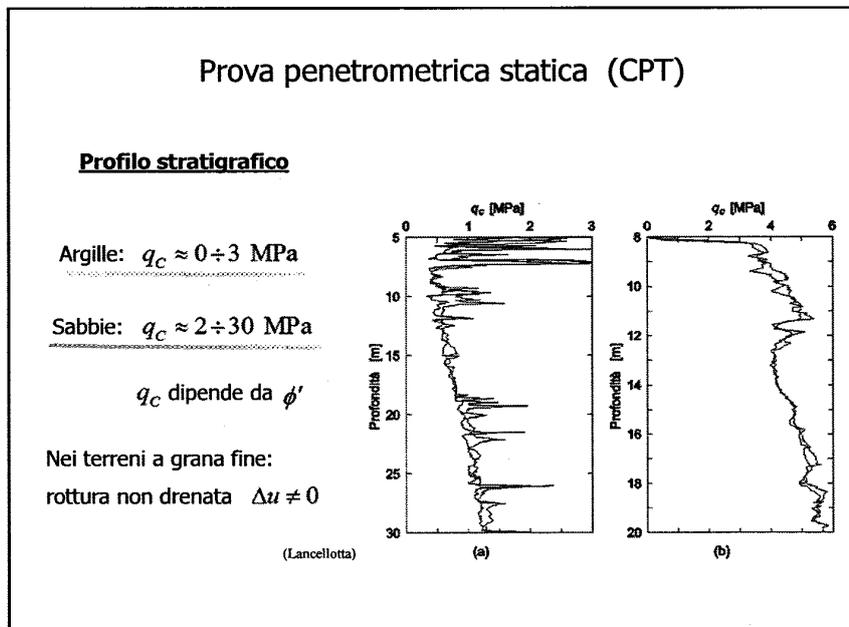
1. Caratterizzazione del sito: obiettivi dell'indagine
2. Estensione dell'indagine
3. Definizione della stratigrafia e delle condizioni idrauliche
4. Prove in situ:
  - Prova penetrometrica dinamica (SPT)
  - Prova penetrometrica statica (CPT) e piezocono (CPTU)
  - Prova scissometrica (vane test)
  - Prove pressiometriche e dilatometrica

COME PRIMA VIENE ENTRA...  
 DA TERRENI DROCCOLI SPACI...  
 SAND...  
 ANALISI

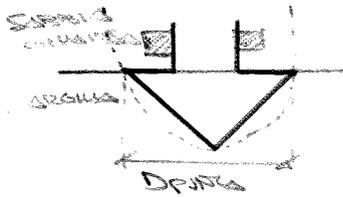
31



COME PRIMA... DIFFERENZE DI... STRATIGRAFICO, RIGOROSA...  
 DA ESPONER... (PUN...)  
 PUNTO... DEL TERRENO...  
 RIS...  
 RIS...  
 RIS...



47



CORPO DI SODIO: Necessità di realizzare un  
 corpo che contenga un enorme volume di  
 cemento: oltre un metro e mezzo di  
 diametro  
 CHE RISPONDE AL RILIEVO STRATIGRAFICO DI UNO  
 6-8 volte il diametro della punta e quindi  
 di 15 nel passaggio tra terreno tenero e  
 terreno duro

### Prova penetrometrica statica (CPT)

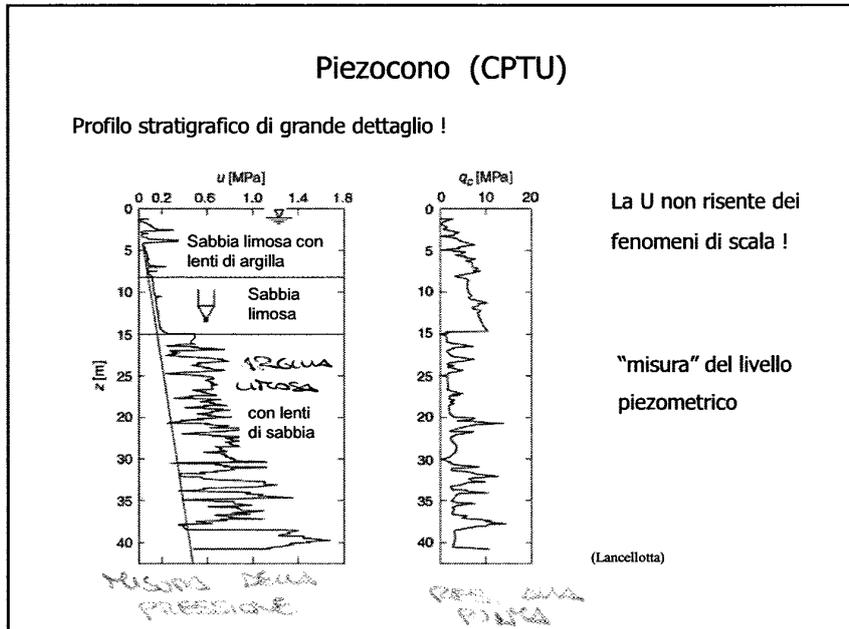
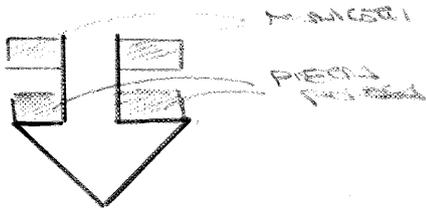
- Per caratterizzare correttamente i depositi teneri richiedere una punta con doppia cella di carico con fondo scala 0,5 MPa e 50 MPa
- Sensibilità nel rilievo "stratigrafico":
  - $q_c$  dipende da fenomeni di scala  $\Rightarrow$  per individuare:
    - strato sabbia densa in argilla tenera  $h_{min} \approx 10 \div 15 D_{punta} \approx 40$  cm
    - strato argilla in sabbia densa  $h_{min} \approx 6 \div 8 D_{punta} \approx 20 \div 25$  cm

N.B.: Differenti serie di punte di diametro  $\Rightarrow$  verificare la verticalità

### Prova penetrometrica statica (CPT)

Per indagini profonde richiedere una punta con inclinometro

(Lancellotta)



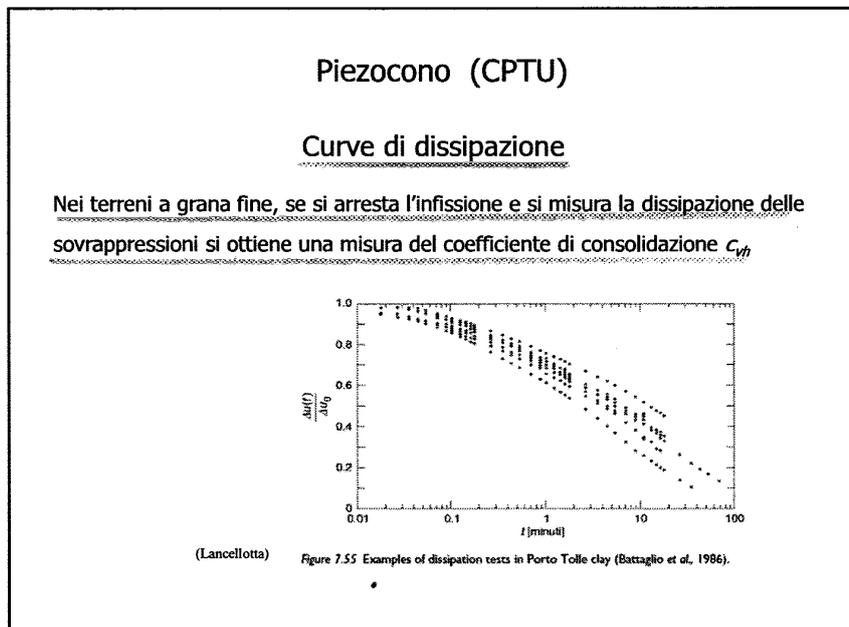
COME LEGGERE LA PUNTA:

VALORI ELEVATI DI U

- ARGILLE
- UCI DAL CONTORNO COSTANTE

VALORI BASSI O NEGATIVI DI U

- ARGILLE COMPATTE DUE PUNTE NEL CENTRO
- SABBIE FINI TANTO BASSI
- SABBIE LITEE
- UCI DIVERSE

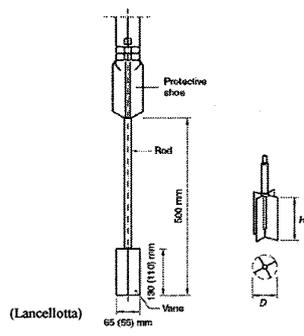
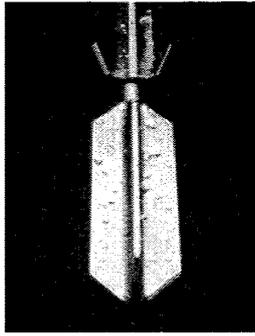


45

### Prova Scissometrica (FV)

#### Field Vane Test (FV)

Misura della resistenza al taglio iniziale  $s_v$  nelle argille di bassa e media consistenza  
Semplice, affidabile, ripetibile

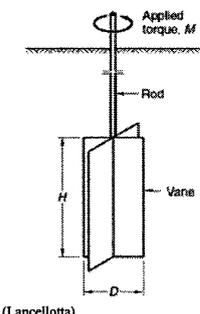
RESU PONE CI  
DETERMINO DI  
RESISTENZA A  
CUTTO NON  
DIRETTA DEL  
TERRENO.

### Prova Scissometrica (VT)

(APPUNTO DA TRAVAGGIO VIBRENTE)

Si infolge lo strumento nel terreno a velocità costante ( $\leq 20$  mm/s)

Tempo di attesa dopo l'infissione: 2-5 min



si applica una coppia M torcente  $\Rightarrow M_{max}$

velocità di rotazione costante:  $6^\circ \div 12^\circ / \text{min}$

$$\frac{H}{D} = 2 \quad s_v(FV) = \frac{6M_{max}}{7\pi D^3}$$

Dopo la rottura si eseguono 10 rapide rotazioni dello strumento, dopodichè si ripete la prova e si misura la  $s_v$  del terreno rimaneggiato

Sensibilità:  $S_t = \frac{s_v(\text{max})}{s_v(\text{riman})} \approx S_u(FV)$

VEDI A MISURA  
LA COPPA TORCENTE  
ASSICURATA ALLA  
VELOCITÀ DI ROTAZIONE  
MATE. "TUTTO INFERIORE"  
DIPENDE NELLA  
RESISTENZA A  
CUTTO VIB  
AUREE E TRAVAGGIO  
(S<sub>v</sub>(FV)) E NELLA  
LUNTEGGIAZIONE DI  
QUEST'ULTIMA.

### Cono sismico (SCPT) – Dilatometro sismico (SDMT)

Agli strumenti vengono aggiunti due geofoni

- molto efficienti (no fori sondaggio)
- ottimo accoppiamento geofono-terreno (niente rivestimento)
- misura accurata della velocità  $V_s$  anche in modalità DH
- possibilità di misure in modalità CH con due strumenti e un foro di sondaggio

$V_s = (S_2 - S_1) / \Delta t$

$G_0 = \rho \cdot V_s^2$

IN SUPERFICIE  
 ABBIAMO LA  
 SUESSIONE DUE  
 NELLE LE DUE  
 PRESSO ALLE  
 CHE RISPONDONO  
 LE PROFONDITÀ  
 $Z_1$  E  $Z_2$  IN  
 (MEDI DIVERSE)

### Prove sismiche

Si misura la velocità delle onde di taglio  $V_s$

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

MODULO DI TAGLIO

→ Prova Down-Hole (DH)

Prova Cross-Hole (CH)

(Lancellotta)

DUE PROFONDITÀ  
 CFI DI PROFONDITÀ

CROSS-HOLE: È LA PIÙ EFFICACE, MISURA LA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE  
 DELLE ONDE DI TAGLIO CON DUE PERFORAZIONI  
 PER EVITARE ERRORI ERRORI SI FISSANO A TRE/QUATTRO  
 PUNTI

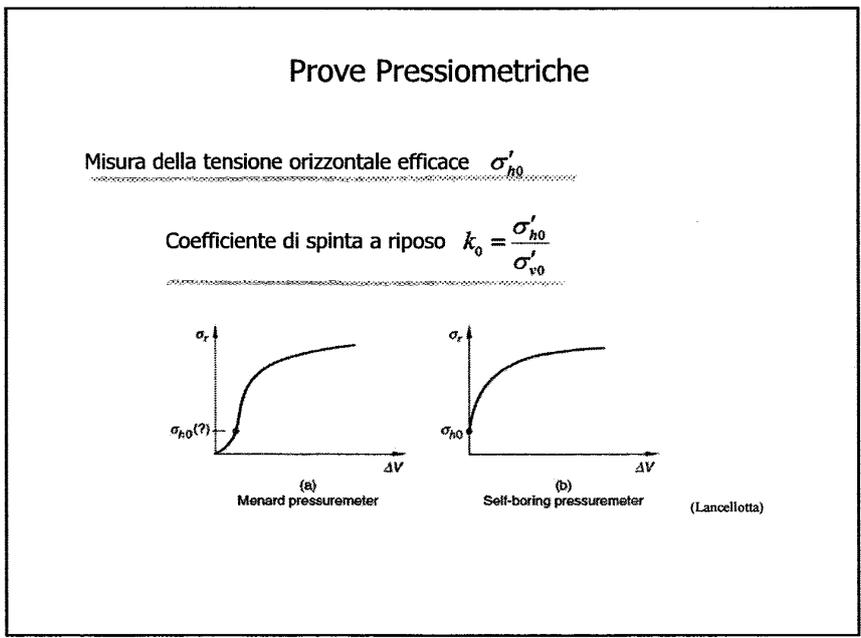
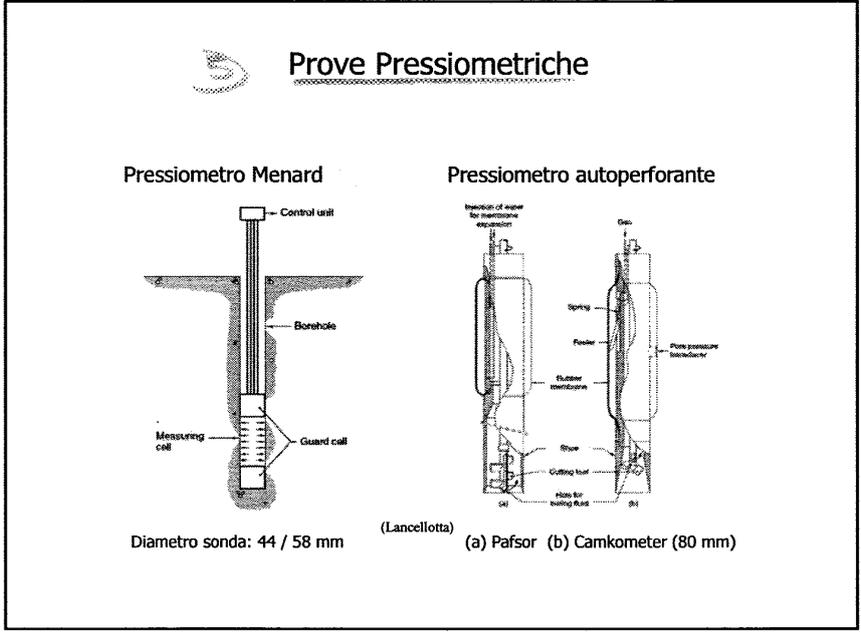
DOWN-HOLE: IN SUPERFICIE UNO L'IMPULSO È GENERATO IN SUPERFICIE  
 E I ACCELEROMETRI SONO POSIZIONATI IN UN UNICO FORO MA  
 A DIVERSE PROFONDITÀ

Sono i tipi di sondaggio a seconda del metodo di esecuzione della sonda di sondaggio in:

**MENARD**: NECESSITANO DI UN POLO DI SONDAZIONE PRELIMINARE ALL'INTERNO DEL QUALE VIENE SOSPESO LA Sonda PER L'ESecuzione DELLA MISURA. LE PROVE PRESSIONE SI EFFETTUANO DI SOLITO ESEGUITE IN UN TERRENO DI SOSTAIO CON PRESSIONE DEL POLO

**AUTOPERFORANTI**: CONSISTE NELLA PRESSIONE DI UN VOLUME DI TERRENO POLO A RIVELLO DELLA Sonda E OFFRE, ANCHE, L'OPPORTUNITA' DI EFFETTUARE LA PROVA SU UN TERRENO INDISTURBATO.

49



## Prove Pressiometriche

La resistenza  $s_f$  non è un parametro del terreno  
 dipende dallo stato iniziale e dal percorso tensionale

Table 7.2 Normalized undrained strength  $s_u/\sigma_{op}'$  from SBP tests

| Site                | PI (%) | OCR     | $S_t$ | $TX - CK_U$ | DSS  | FV   | SBP         |
|---------------------|--------|---------|-------|-------------|------|------|-------------|
| Porto Tolle         | 30     | 1.1-1.3 | 2-3   | 0.31        | 0.26 | 0.29 | 0.29 ± 0.04 |
| Trieste             | 47     | 1.0     | 2-4   | 0.32        | 0.28 | 0.35 | 0.33 ± 0.11 |
| Montalto di Castro  | 34     | 2.5-4   | -     | 0.54        | -    | -    | 0.64 ± 0.11 |
| Bandar Abbas (Iran) | 16-28  | 1.5-2.5 | 3-4   | 0.54        | -    | 0.56 | 0.67 ± 0.30 |
| Onsoy               | 20-36  | 1.0-1.2 | 5-6   | 0.33        | 0.26 | 0.23 | 0.48 ± 0.08 |
| (Norvegia)          | 15-30  | 2       | 6-9   | 0.45        | 0.28 | 0.48 | 1.0-1.4     |
| Drammen             | 10-15  | 1.15    | 7-8   | 0.34        | 0.22 | 0.25 | 0.65 ± 0.08 |
| (Norvegia)          | 25-30  | 1.5     | 7-8   | 0.40        | 0.32 | 0.34 | 0.65 ± 0.08 |
| Guasticce           | 63     | 1.1     | -     | 0.32        | -    | 0.30 | 0.46        |
| Panigaglia          | 45-65  | 1       | 4-7   | 0.32        | 0.27 | 0.26 | 0.53 ± 0.22 |
| Taranto             | 22-30  | 22-30   | -     | 2.28        | 0.94 | -    | 2.3-3.2     |

$S_t$  = soil sensitivity, as deduced from field vane tests;  $TX-CK_U = K_c$  consolidated-undrained tests, compression loading; DSS = direct simple shear; FV = field vane tests; SBP = self-boring pressuremeter tests.

(Lancellotta)

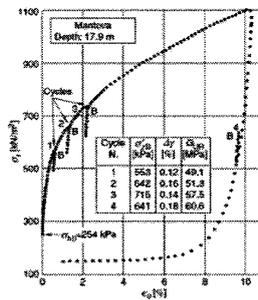
## Prove Pressiometriche

Misura del modulo di taglio G

Nell'ipotesi di comportamento elastico:  $G = \frac{1}{2} \frac{\delta \sigma_{r=a}}{\epsilon_\theta}$   
 (cicli di scarico-ricarico)

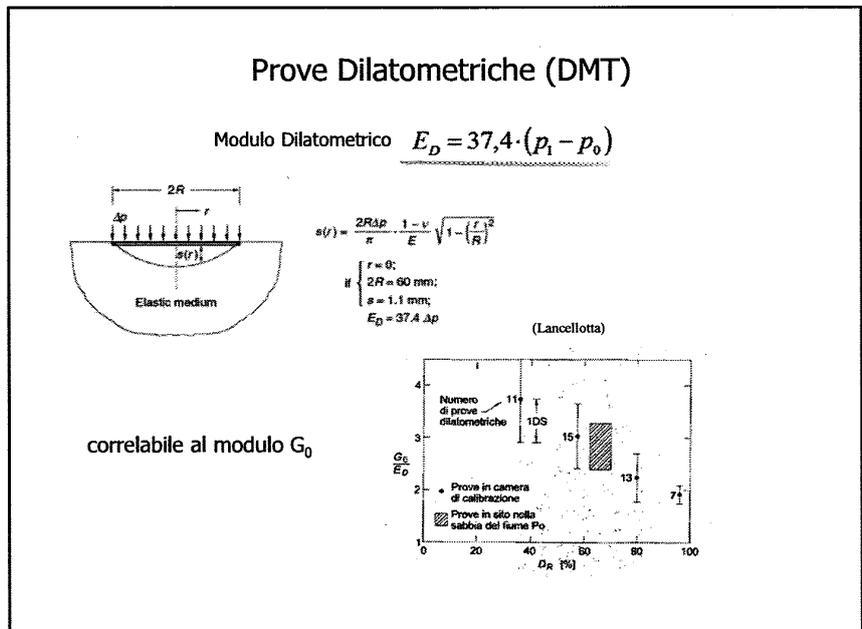
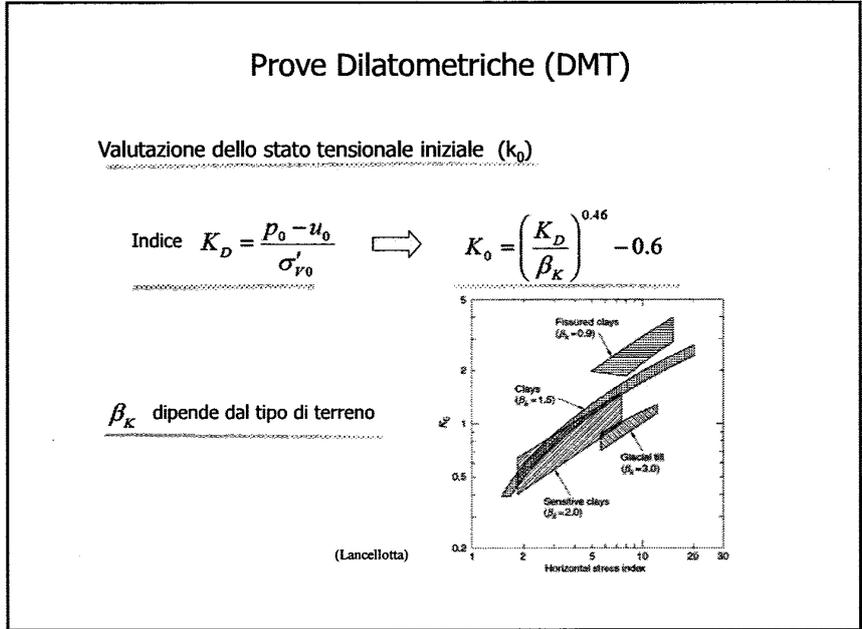
$$\epsilon_\theta = \frac{u_r}{a}$$

deformazione circonferenziale



(Lancellotta)

Figure 7.38 Example of a pressuremeter test in Po river sand (Bellotti et al. 1986).



# Cedimenti delle fondazioni superficiali – aspetti generali

05BAIMX FONDAZIONI

Ing. Guido MUSSO  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica  
POLITECNICO DI TORINO



## Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

→ Stato elastico di  
risposta (SCE)

1. Generalità su interazione terreno struttura e sui cedimenti
2. Semispazio elastico - Problema di Boussinesq e sua estensione
3. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali
  - 3.1 terreni a grana fine
  - 3.2 terreni a grana grossa



LA SOLLECITAZIONE  
TRASFERISCE I  
CARICHI ALLA  
FONDAZIONE  
E  
SULLE, PER TERRE  
DI DIVERSA  
GENESE A CARICHI  
E SU CEDIMENTI  
SI - O - DEFORMAZIONE  
E - TERRENO

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
> Interazione terreno struttura

Fondazione: riceve i carichi dalla sovrastruttura e li trasmette al terreno

Il comportamento (sollecitazioni e deformazioni) è dipendente dalle caratteristiche della fondazione ma anche da quelle di sovrastruttura e del terreno sottostante

Le condizioni di sollecitazione e di deformazione possono variare sensibilmente durante la vita dell'opera

IN FUNZIONE DI DIVERSI  
FATTORI

HO TRE LIVELLI  
CIA DI STUDIO  
MESE

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
> Interazione terreno struttura

| Obiettivi   | Carichi        | Interazione  |
|---|----------------|--|
| 1. Valutazione ordine di grandezza dei cedimenti assoluti e differenziali         | Supposti noti  | Trascurata   |
| 2. Studio della sollecitazione e della deformazione della struttura di fondazione | Supposti noti  | Terreno - fondazione   |
| 3. Studio della sollecitazione e della deformazione dell'opera nel suo insieme    | Da determinare | Terreno - fondazione - sovrastruttura (metodi semplificati!) |

IL CARICO NON SI RIPARTISCE AL  
TERRENO IN MODO UGUALE PERCHÉ  
CI SARANNO DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

PROBLEMI CONCRETI

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
 > Cedimento ammissibile

Cause per cui può insorgere un cedimento differenziale (caso raro)

① Eterogeneità del terreno di fondazione      ② Disuniformità dei carichi : in caso di punti di appoggio carichi diversi

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
 > Cedimento ammissibile

PER DETERMINARE I CEDIMENTI DIFFERENZIALI È NECESSARIO CONSIDERARE LE SOLLECITAZIONI CHE SI VERIFICANO SULLA STRUTTURA

Approccio ideale (deterministico): → LE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE SONO CONOSCIUTE

1. calcolo di  $s_{max}$
2. soluzione del problema dell'interazione
3. analisi della deformata del sistema di fondazioni →  $\Delta s$ ,  $\Delta L$ ,  $\beta$
4. calcolo delle sollecitazioni prodotte sulla struttura dai cedimenti in fondazione
5. verifiche strutturali

Approccio convenzionale (empirico): → È UN APPROCCIO CHE SI BASA SU DATI Sperimentali

1. definizione di un valore soglia di  $\Delta s$ ,  $\beta = f(\text{struttura manufatto, tipo di danno})$
2. definizione di un valore di  $s_{ammissibile} = f(\Delta s, \beta, \text{fondazione, sottosuolo})$
3. calcolo di  $s_{max}$

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
 > Cedimento ammissibile

*DAI SISTEMI SOTTILI INTERPRETATI AL CEDIMENTO ASSOLUTO*

Grant et al. (1974)  
 Relazione empirica tra cedimento massimo  $s_{max}$  (mm) e rotazione relativa  $\beta$

|        | Argille                       | Sabbie                       |
|--------|-------------------------------|------------------------------|
| Plinti | 30'000 $\beta_{max}$ (100 mm) | 15'000 $\beta_{max}$ (50 mm) |
| Platee | 35'000 $\beta_{max}$ (117 mm) | 18'000 $\beta_{max}$ (60 mm) |

*ANCHE SE IL CEDIMENTO SOTTO ARGILLE E SABBIE VAPO ANCHE TUNSI CEDIMENTI DIFFERENZIALI LE SABBIE SONO PIU' RESISTENTI PERCHE' I SOTTILI A GRANDI SPAZZI SONO PIU' ESTESI GENEI TOL I CEDIMENTI DIFFERENZIALI PERCHÉ DA MEGLIO (C'è un n. 4000 DEL CEDIMENTO ASSOLUTO)*

(\*\* mm) ottenuti associando le osservazioni di Grant et al. a quelle di Skempton e McDonald

Skempton & Mac Donald (1956) suggeriscono:  
 Cedimento differenziale limite: sabbie 25 mm, argille 40 mm  
 Cedimento assoluti ammissibile :

|        | Argille   | Sabbie |
|--------|-----------|--------|
| Plinti | 65 mm     | 40 mm  |
| Platee | 65-100 mm | 65 mm  |

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**1. Generalità sui cedimenti**  
 > Cedimento ammissibile

*INFERIBILE A CEDIMENTO MAX*

Correlazioni empiriche tra  $\Delta s_{max}$  e  $s_{max}$  (Bjerrum, 1963)

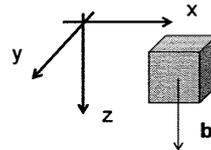
|         | Deformabilità                  | Uniformità depositi                        |
|---------|--------------------------------|--|
| Sabbie  | ridotta → $s_{max} \leq 10$ cm | ridotta → $\Delta s_{max} \approx s_{max}$ |
| Argille | elevata → $s_{max} \leq 50$ cm | elevata → $\Delta s_{max} < s_{max}$       |

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

**Problema elastostatico:**

Calcolo dell'incremento di tensione in un semispazio il cui comportamento è elastico lineare isotropo

**(1) Equazioni indefinite di equilibrio**



$\rho$  densità di massa

$b$  accelerazione

$x$  direzione

FORMA GENERALIZZATA

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - \rho b_x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} - \rho b_y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \rho b_z &= 0 \end{aligned} \right\}$$

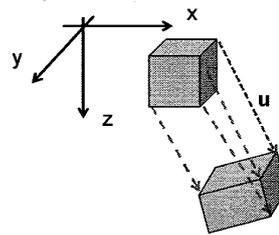
SE  $b$  È L'ACCELERAZIONE DI GRANDE ARRETO  
 $\sigma_x |_{z=0} = 0$ ;  $\sigma_z = \vec{0}$  (DIREZIONE VERTICALE IL PIANO)

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

**Problema elastostatico:**

Calcolo dell'incremento di tensione in un semispazio il cui comportamento è elastico lineare isotropo

**(2) Relazione spostamenti - deformazioni**



$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= -\frac{\partial u_x}{\partial x} & \gamma_{xy} &= -\frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \\ \epsilon_y &= -\frac{\partial u_y}{\partial y} & \gamma_{xz} &= -\frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \\ \epsilon_z &= -\frac{\partial u_z}{\partial z} & \gamma_{yz} &= -\frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \end{aligned} \right\}$$

$u$  generico spostamento

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Problema di Boussinesq**

Stato di sforzo e deformazione indotto da una forza verticale applicata sul contorno del semispazio elastico

*CARICAMENTO PUNTO*

VOLENDONO LE COORDINATE CILINDRICHE  $(r, \theta, z)$  STABILISCE UN'UNICA SOLUZIONE CHE RISPONDE A 15 EQUAZIONI NELLE SPACCE. NON HO UNA PIU' DI 24 PARTICELLE IN UNA SUPERFICIE DI CILINDRO (PIU' 2000) ESPONE AL QUOTE QUANTO IL CERCO AL TERRENO



AREA RISPONDE: SE PUNTO HA UN'UNICA SOLUZIONE...  
 DISTRIBUITO LE DEFORMAZIONI...  
 A LEGGE DELLA FONDAZIONE

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Problema di Boussinesq**

$$\sigma_z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} \quad \tau_{rz} = \frac{3P z^2 r}{2\pi R^5}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[ \frac{3zr^2}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[ \frac{1}{R(R+z)} - \frac{z}{R^3} \right]$$

ASSOLUTO RICERCARE SULLA PRATICA!!!

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Semispaio elastico – carico distribuito**

1 – area di carico circolare, carico uniformemente distribuito

*L'incremento di tensione verticale dipende dalla distanza normalizzata dalla quota di imposta della fondazione*

Lungo la verticale centrale:

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[ \left( \frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right\}$$

*→ tensione verticale*

DEL PAVIMENTO  
 PAVIMENTO FLESSIBILE  
 DIFFUSIONE CARICO  
 AI TERRENI  
 SOGGETTI (NON)  
 SOLO FLESSIBILI  
 LINEARI)  
 LA SOTTILE PER  
 A PRESSIONE (F.I.)  
 PAVIMENTO  
 COME PAVIMENTO  
 SOLO IN CARICO  
 NON FLESSIBILI E  
 NON LINEARI

→  $\frac{R}{z}$  : rapporto di distanza R/z  
 →  $\frac{R}{z}$  : rapporto di distanza R/z

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Bulbi delle tensioni per aree flessibili circolari**

Aree (bulbi) con identico incremento di tensione verticale

*L'incremento di tensione verticale è adimensionalizzato rispetto al carico*

$\Delta\sigma_z = q \cdot f(a, r, z)$

$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0.9$

$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0.5$

$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0.1$

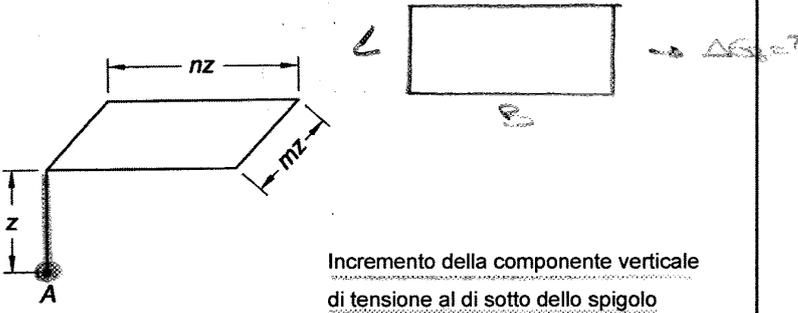
*→ zona con  
 LINEE BULBI  
 MA LO STESSO  
 INCREMENTO Δσz*

I BULBI DELLE  
 TENSIONI...  
 TAVOLE...  
 CALCOLO PER  
 FONDAMENTI I  
 LINEARI.  
 TAVOLE...  
 IL TERRENO...  
 NECESSARIO  
 L'INCREMENTO DI  
 TENSIONE...  
 SOTTO AL  
 INCREMENTO DI  
 CARICO.  
 PER...  
 PRATICA...  
 SEMPLICE

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Semispazio elastico – carico distribuito**

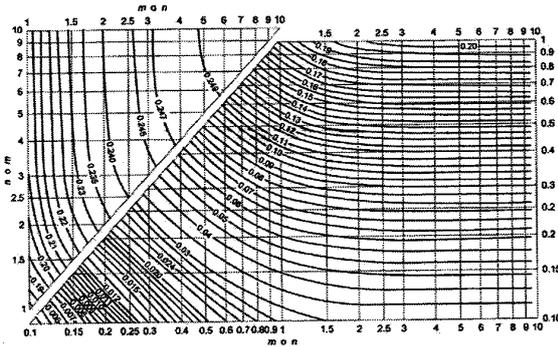
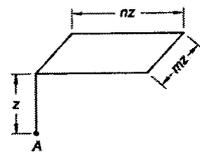
Area di carico rettangolare, carico uniformemente distribuito



Incremento della componente verticale di tensione al di sotto dello spigolo dell'area di carico  
(Soluzione di Newmark)

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Aree di carico flessibili – area rettangolare**  
(Newmark)

$\Delta\sigma_z = q \cdot f(m, n)$

Si può procedere con sovrapposizione degli effetti per trovare l'incremento di carico in una posizione qualsiasi

*soluzione per  
calcolo del  
valore incrementale  
m e n in  
funzione del  
RE l'incremento  
di tensione.*

$\frac{\Delta\sigma_z}{q} \rightarrow$  *MI MOLTA  
L'INCREMENTO  
DI TENSIONE  
DIFFERENZIALE  
Z/B*

Caricamento

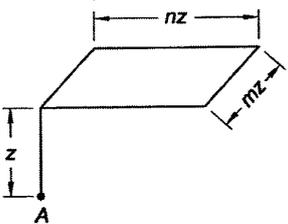
Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

**Are di carico flessibili – area rettangolare - ESEMPIO**  
(Newmark)

lati 6 x 12 m  
q = 150 kPa

z = 4 m

n = 6 / z = 1.5  
m = 12 / z = 3.0



Dal grafico si ha

$$\Delta\sigma_z = q \cdot f(m, n)$$

$\Delta\sigma_z = 0.228 \times 150 = 34.20$  kPa

*Incremento della tensione sotto l'area rettangolare di 6 x 12 m*

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

**AREE DI CARICO FLESSIBILI**

1. Semispazio elastico – problema alla Boussinesq

- > Are di carico flessibili – calcolo dell'incremento tensionale
- > Bulbi delle tensioni ed incremento tensionale sotto aree di carico circolari
- > Incremento tensionale sotto aree di carico rettangolari
- > Cedimenti di aree di carico su semispazio elastico lineare omogeneo

18

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

**Aree di carico flessibili – area quadrata**

Espressione generale

$$s_c = qB \frac{(1-\nu^2)}{E} I$$

I: coefficiente di influenza  
 $I = f(H/B, B/L, \text{rig. area carico})$

TIENE CONTO DELLA RIGIDITÀ DEL  
AREA DI CARICO

UN FONDAMENTO  
SOTTO CARICO  
VE' UN CEDIMENTO  
PIÙ ELEVATO

Strato rigido

$$\Delta \sigma'_{1v} = \Delta q \left[ 1 - \frac{1}{\left[ \left( \frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{\frac{1}{2}}} \right] \quad \text{RELAZIONE DI BUCCINIERI} \quad (75)$$

$$\Sigma z_{1v} = \frac{1}{1+e_{1v}} \left[ C_R \log \left( \frac{\sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v0}} \right) + C_C \log \left( \frac{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v}} \right) \right] : \underline{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v} > \sigma'_{1v}}$$

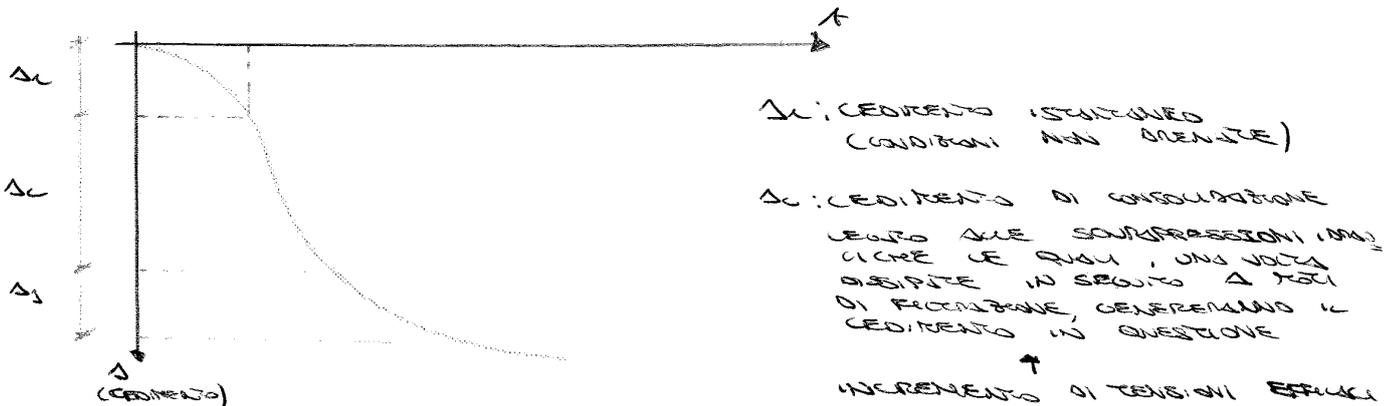
$$E_{z_{1v}} = \frac{1}{1+e_{1v}} \left[ C_R \log \left( \frac{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v0}} \right) \right] : \underline{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v} < \sigma'_{1v}}$$

$$\Delta H_{1v} = E_{z_{1v}} \cdot H_{1v} = \frac{H_{1v}}{1+e_{1v}} \left[ C_R \log \left( \frac{\sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v0}} \right) + C_C \log \left( \frac{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v}} \right) \right] : \underline{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v} > \sigma'_{1v}}$$

$$\Delta H_{1v} = E_{z_{1v}} \cdot H_{1v} = \frac{H_{1v}}{1+e_{1v}} \left[ C_C \log \left( \frac{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v}}{\sigma'_{1v0}} \right) \right] : \underline{\sigma'_{1v0} + \Delta \sigma'_{1v} < \sigma'_{1v}}$$

$$\Delta s_{EDD} = \sum_{i=1}^n \Delta H_{1v} : \text{CEDIMENTO ESDRUSO}$$

PER I CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIE SI POSSONO RICONOSCERE TRE COMPONENTI DEL CEDIMENTO



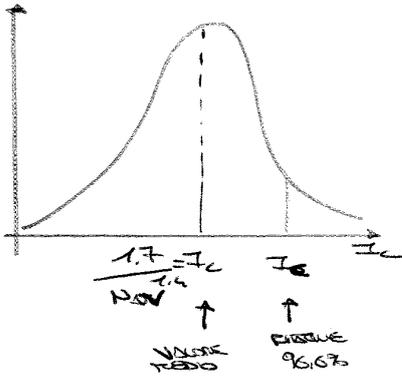
→ ARGHUE NC O DEBOLMENTE OC (ARGHUE GENERE)

$$\begin{aligned} \Delta s_{EDD} &\approx \Delta s_1 \\ \Delta s_1 &\approx 10\% \Delta s_2 \\ \Delta s_{OC} &\approx 1,1 \Delta s_{EDD} \end{aligned}$$

→ ARGHUE FORTEMENTE OC (ARGHUE CONSISTENTI)

$$\frac{1}{3} \leq \frac{\Delta s_1}{\Delta s_2} \leq \frac{2}{3}$$

$$\Delta s_{EDD} \approx \Delta s_{OC}$$



UN MONO STRAPPO RIGIDA IN TAVOLO  
 ANALISI A QUELLO DEL SOTTOPUNTO  
 EUSCULO

↓  
 RISTRUTTURAZIONE LA DISTRIBUZIONE STABILISCE  
 IN REALTÀ: FREQUENZA 90,67% →  $I_c = \frac{5,41}{1,7}$

NON SOLTANTO CHE EQUATIONE MA QUELLE  
 PRECEDENTE CONFERMANDO IN ESPRESSIONE  
 SI CARICANO SULLA VALUTAZIONE DEL C.A.P.  
 PUNTO DI CURA  $\left(\frac{5,41}{1,7} \approx 3\right)$  3 VOLTE

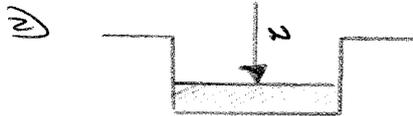
PER IL VALORE DI  $\Delta$  (mm)

N.B.: L'EQUATIONE PRINCIPALE  $\checkmark$  VA CORRETTA PER TENERE CONTO  
 DI DIVERSI FATTORI:

1) CORREZIONE DEI VALORI SPT NEL CASO IN CUI SOTTO UN  
 PRESSIONE DI SABBIA CROSA SOTTO FALDA

$$N_{CORRETTA, SPT} = 15 + (N_{SPT} - 15) \cdot 0,5 \quad \text{PER } N_{SPT} > 15$$

SE NECESSARIO DIVIDERE CON LA PROFONDITÀ LA MEDIA  $N_{SPT}$  VA RIFERITA AD UNA  
 PROFONDITÀ 25



LE SABBIE A RILASCIO MANO MANO  
 RIGIDITÀ FARA A TRE VOLTE QUELLA  
 DEL PUNTO CROSA:

$$I_{c, CORRETTA} = \frac{1}{3} I_c$$

ESEMPIO: IL PIANO DI PISA VIENE SOSTENUTO DI  $G'_{100}$ , POI È RILASCIATO  
 DI  $G'_{100}$  ED INVECE SI MISURA IL PESO DELLA FUNDAZIONE ( $9 \cdot G'_{100}$ )

$$\Delta$$
 (mm) =  $G'_{100} \frac{I_c}{3} B^{0,7} + (9 - G'_{100}) I_c \cdot B^{0,7}$ 

$$\rightarrow \Delta$$
 (mm) =  $\left(9 - \frac{2}{3} G'_{100}\right) \cdot I_c \cdot B^{0,7}$

2) FATTORE DI FORMA PER LE FUNDAZIONI ( $\delta_s$ ):

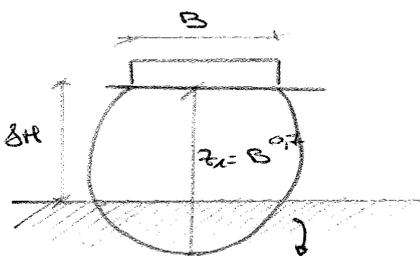
$$\delta_s = \left[ \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{0,25 + \frac{L}{B}} \right]^2 \geq 1$$

L: LARGHEZZA  
 B: LARGHEZZA

LA PRESSIONE DI  
 SOTTOPUNTO È SOTTOVALLE  
 VALLE PER FUNDAZIONI  
 QUADRATE  
 ↓  
 INVECE, PER CASE:  
 $\delta_s = 1$

N.B.: SOLTANTO LE DIMENSIONI EFFETTIVE (L, B) E NON  
 QUELLE RIDOTTE ( $L_r, B_r$ ) LE QUALI VERRANNO UTILIZZATE  
 SOLO PER IL VALORE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

3) FATTORE CHE TENE CONTO CHE, EFFETTIVAMENTE, TUTTO IL  
 SPAZIO  $z_c$  NON SIA DEFORMABILE ( $\delta_H$ )



POICCHÉ IL  
 SOLO È INDEFORMABILE

POICCHÉ, COME IN QUESTO CASO, LA FALDA  
 NON È DEFORMABILE NON DEVO CONSIDERARE  
 IL SOLO COMPRESSO. PER CUI:

$$\delta_H = \frac{H}{z_c} \left( 2 - \frac{H}{z_c} \right) \leq 1$$

$\delta_H = 1$ . NON CONSIDERARE LA PRESSIONE DI  
 SOTTOPUNTO PER FUNDAZIONI  
 QUADRATE

IL CREDITO DELLA FORMAZIONE VALE:

(41)

$$\Delta = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{t=1}^M \left( \frac{I_t \Delta t_t}{E} \right)$$

$C_1, C_2$ : SONO DEI FATTORI CORRETTIVI CHE TENGONO CONTO DELLA PROFONDITÀ DEL PIANO DI RISA E DEL TEMPO

$C_1$ : È IL FATTORE CORRETTIVO CHE CONSIDERA L'EFFETTO DEL RILASCIAMENTO: AUMENTO DI RIGIDITÀ RISPETTO AL TERRENO

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left( \frac{G_{10}}{\Delta q} \right)$$

$G_{10}$ : TENSIONE CESSANTE AL PIANO DI RISA

NB: SE  $C_1 < 0,5 \rightarrow C_1 = 0,5$

$C_2$ : FATTORE CORRETTIVO PER IL TEMPO

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{t}{0,1} \right)$$

$t$ : ESPRESSO IN ANNI

03/11/2014

Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

Metodo di Berardi e Lancellotta

3.0 Problematiche per i terreni a grana grossa

- impossibilità di ottenere campioni indisturbati (occorre procedere a partire da prove in sito)

- dipendenza della rigidità operativa da stato tensionale, densità relativa e livello deformativo (non linearità di comportamento)



si basa sulla  
condizione ecc.  
sottoposto elastico

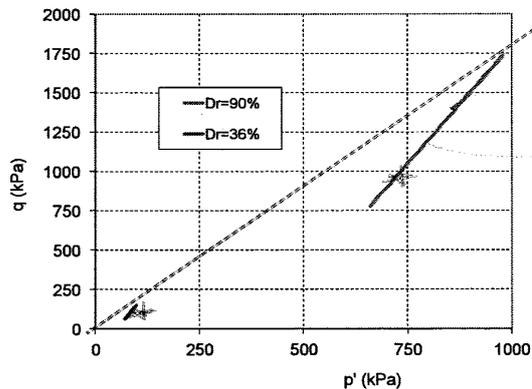
Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali

Problematiche per terreni a grana grossa: evidenze sperimentali (da laboratorio)

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

2 prove diverse per:

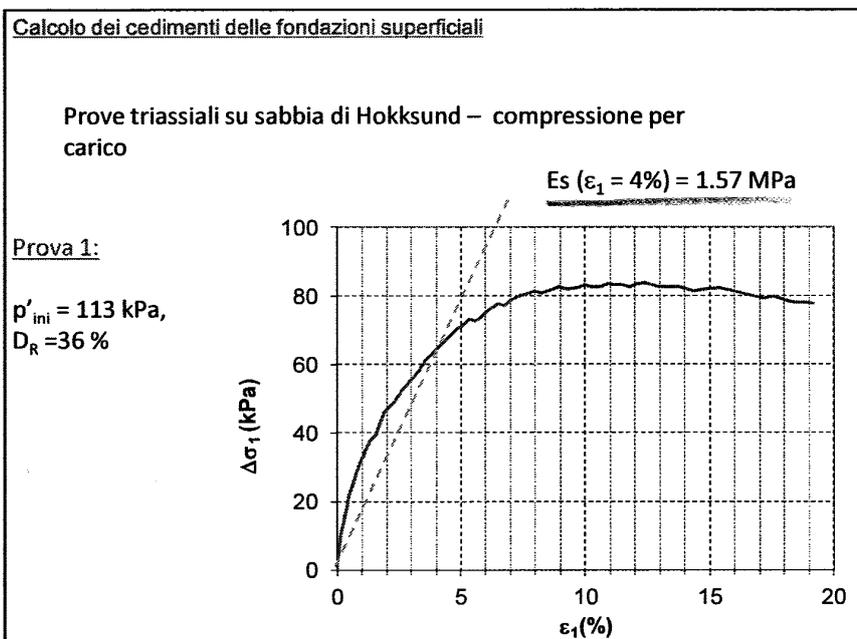
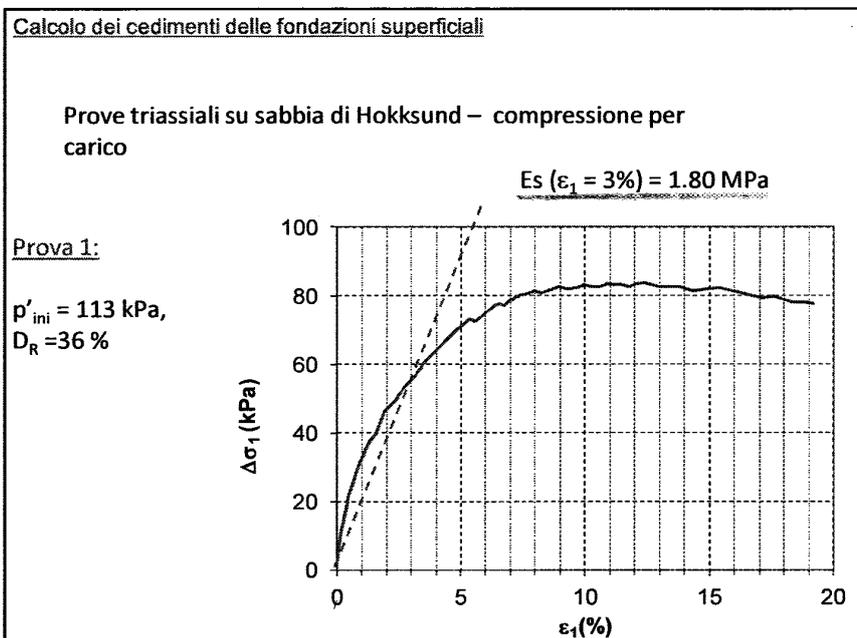
- Densità relativa
- Stato tensionale



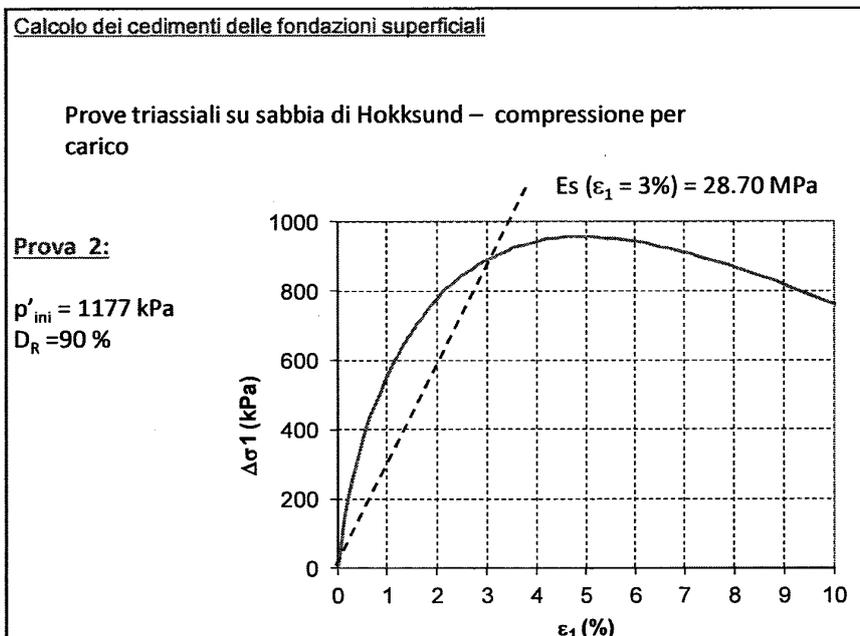
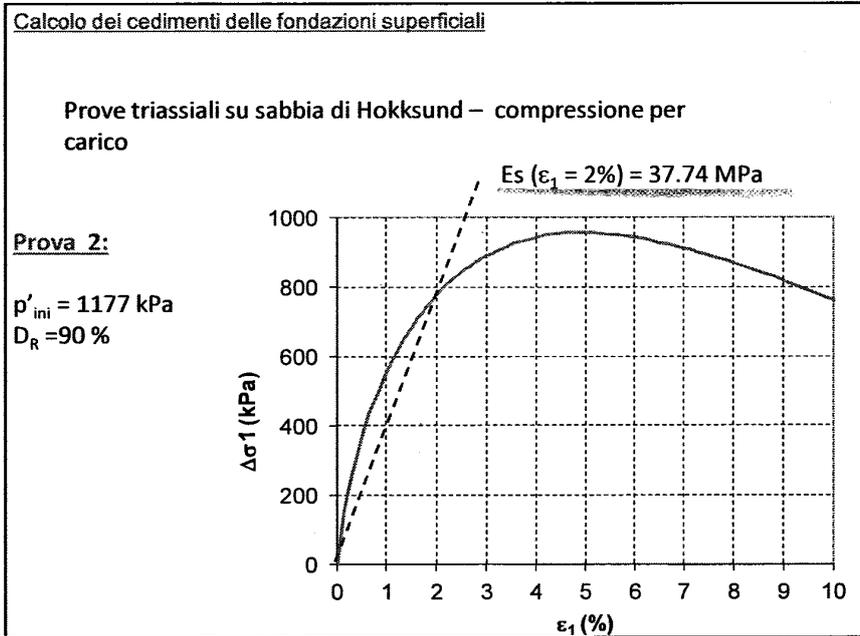
si basa sulla  
condizione ecc.  
sottoposto elastico



03/11/2014



03/11/2014





03/11/2014

**Calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali**

Prove triassiali su sabbia di Hokksund – compressione per carico

|                               |                                |
|-------------------------------|--------------------------------|
| <b>Prova 1:</b>               | <b>Prova 2:</b>                |
| $\sigma'_1 = 113 \text{ kPa}$ | $\sigma'_1 = 1177 \text{ kPa}$ |
| $D_R = 36 \%$                 | $D_R = 90 \%$                  |

**Il modulo elastico secante è un parametro operativo che dipende da:**

- Addensamento (Es ↑ se DR ↑)
- Stato tensionale (Es ↑ se  $\sigma'_1$  ↑)
- Entità deformazione (Es ↓ se  $\epsilon$  ↑)

**3.3 Metodo di Berardi - Lancellotta** → RISOLVE IL PROBLEMA ASSUNDO CHE COSTITUISCE IL METODO DEL SEMISPAZIO ELASTICO

Trae spunto dalle formule del semispazio elastico:

$$s = \frac{q \cdot I \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E}$$

**I:** funzione di forma e geometria  
**E,  $\nu$ :** parametri elastici del materiale

Aggiorna il modulo elastico introducendo:

- 1 - dipendenza dallo stato di addensamento (densità relativa,  $D_R$ );
- 2 - dipendenza dallo stato tensionale ( $p'$  o  $\sigma'_v$ );
- 3 - dipendenza dall'entità delle deformazioni (decadimento del modulo)

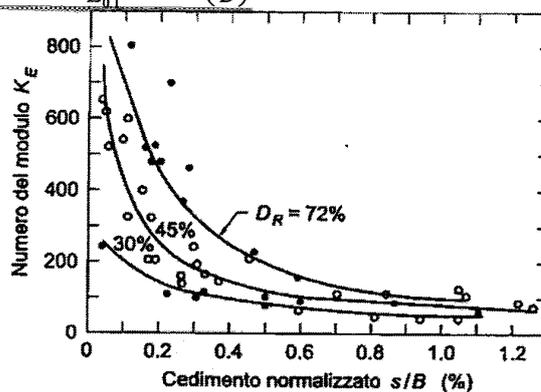
03/11/2014

### 3 – Dipendenza dallo stato deformativo

Decadimento del modulo elastico con la deformazione:

*a* - si associa la deformazione al cedimento normalizzato ( $s/B$ );

*b* - si assume un legame  $\frac{E}{E_{0.1}} = 0.008 \left(\frac{s}{B}\right)^{-0.7}$

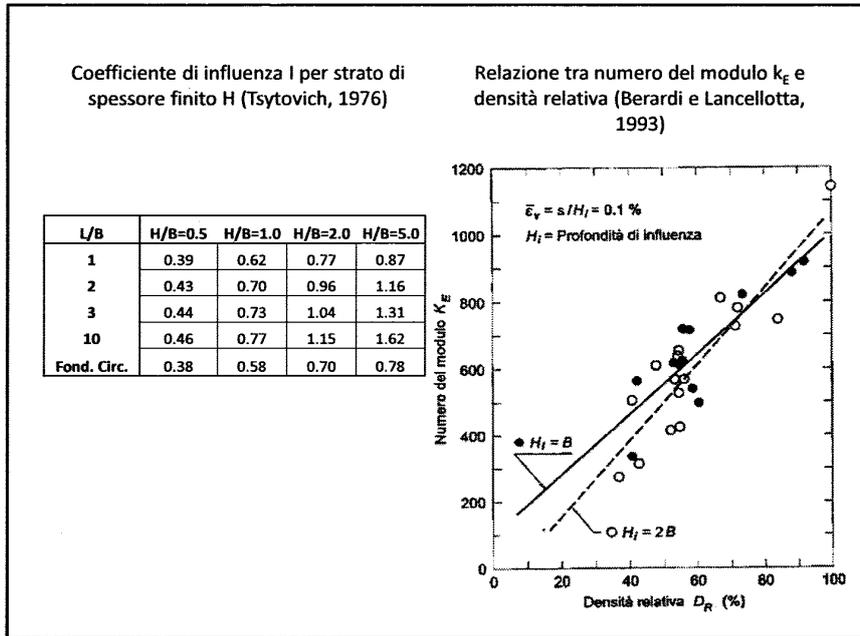


### Metodo di Berardi - Lancellotta

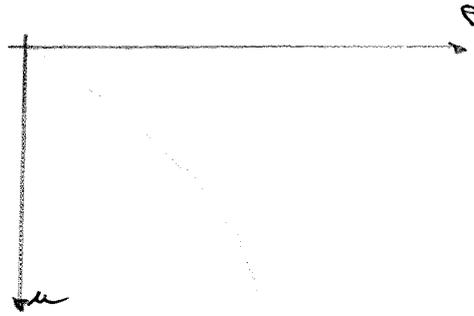
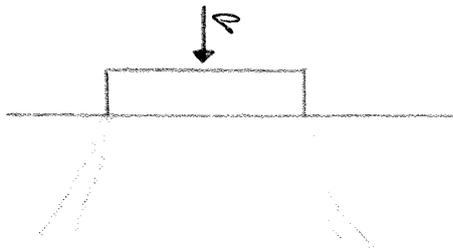
Quindi la relazione del cedimento elastico può essere riscritta:

$$\left(\frac{s}{B}\right)^{0.3} = \frac{\Delta q \cdot 125 \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E_{0.1}}$$

03/11/2014



1) RESINA PER FUNZIONAMENTO

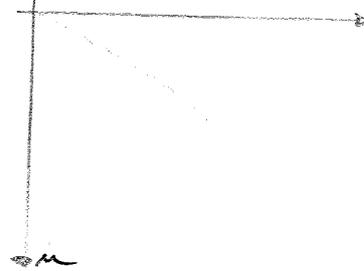
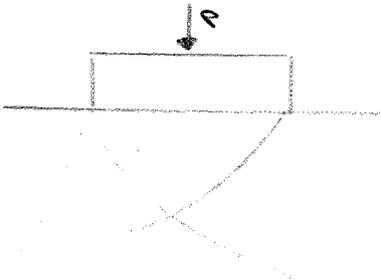


Si manifesta, tipicamente, in terreni poco coesivi (come sabbie e rocce ed argille tenere) (resina in condizioni drenate) anche per carichi elevati non si verifica quale è il valore di cui poiché il carico ed il cedimento continuano a crescere la fondazione sprofondando senza dei fenomeni di resistenza dovuti alla coesione del terreno sottostante.

2) RESINA LOCALI

→ È un tipo di resina intermedia

rispetto ai fenomeni meccanici



Avviene principalmente in caso di notevole scavo (o foro consistente) dove le superfici di resina interessano solo la zona in presenza del carico sottostante la fondazione e non si estendono lateralmente.

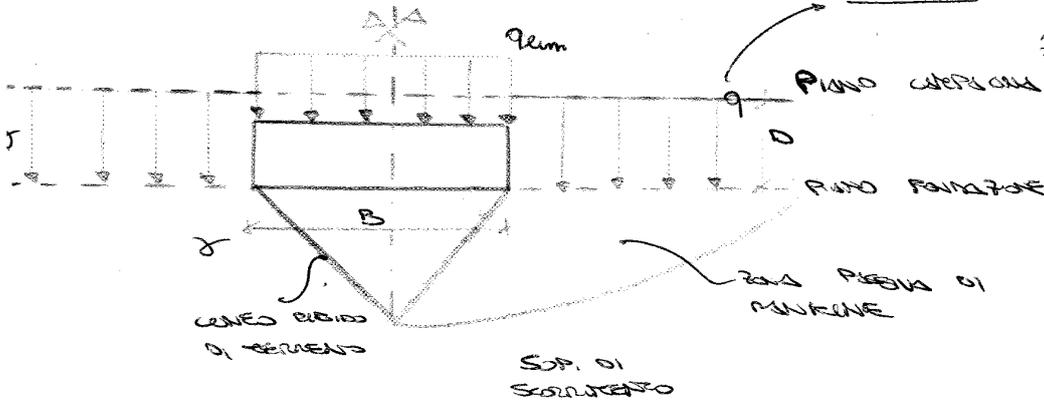
CRITERIO DI TERZA CONDIZIONE:  $\sigma = \sigma' + \sigma' \tan^2 \alpha$



Si riferiscono a fondazioni intermedie: una dimensione è più grande dell'altra.

→ CARICO LIMITE (PER CARICO COSTANTE)

Per determinare la resistenza della fondazione fanno riferimento a dei modelli sperimentali in cui il fenomeno di resistenza avviene in condizioni limite.



SNACCATURA: svolge una funzione resistente in quanto evita la resina del terreno al di sotto del piano di rottura ed il sovraccarico.

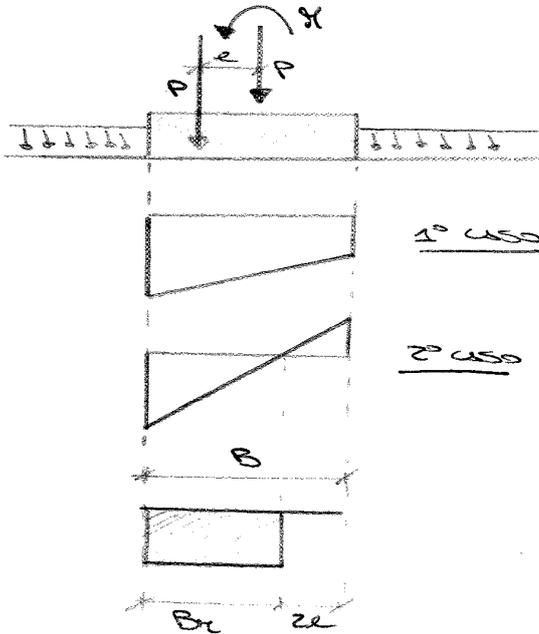
Spiega di superfici di rottura per il calcolo della capacità portante. Le ipotesi si riferiscono a questo che riguarda la resina generale.

N.B.: Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale ma solo formule approssimate servite per l'approfondimento degli effetti di tre componenti di calcolo separatamente, quali sono:

$$q_{lum} = \frac{1}{2} \sigma' B N_{\sigma} d_{\sigma} + c' N_c d_c + q N_q d_q$$

di SATO  $\left\{ \begin{array}{l} d_{\sigma}=2 \\ d_c; d_q : \text{DIPENDONO DA ASPETTI COSTRUTTIVI} \end{array} \right.$

→ USO IN CUI OCORRE AD UN CARICO DISTRIBUITO MA ANCHE UN CARICO CONCENTRATO



$$e = \frac{M}{P}$$

IN QUESTA SITUAZIONE NON HO UNA DISTRIBUZIONE UNIFORME DELLE TENSIONI PRESSIONE. IL CARICO P NON PASSA PER IL PUNTOCENTRO MA PRESENTA UN ECCENTRICITÀ  $e$

1° caso: L'ECCENTRICITÀ RIMANE ALL'INTERNO DEL CERCHIO MEDIO.

2° caso: L'ECCENTRICITÀ NON RIMANE ALL'INTERNO DEL CERCHIO MEDIO

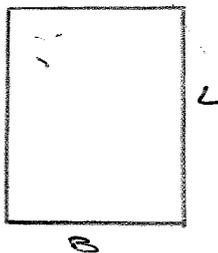
PER FARE IN TUTTO QUELLE TENSIONI DI CONTATTO ASSIEME IN VALORE COSTANTE, PROPRIO PARI A  $q_{lum}$ , DOBBIAMO QUINDI FARE UNA NUOVA BASE DELLA FONDAZIONE BASE RIDOTTA, NATURALMENTE DI DIMENSIONI MINORI E PARI:

$$B_c = B - 2e$$

$$q_{lum} = \frac{1}{2} \sigma' B_c N_{\sigma} d_{\sigma} + c' N_c d_c + q N_q d_q$$

$$q_{lum} = q_{lum} \cdot B_c$$

→ USO IN CUI CI TROVIAMO DI FRONTE AD UNA FONDAZIONE NON NASTRIFORME



$B; L$ : HANNO LO STESSO ORDINE DI GRANDezza

IN QUESTO USO IL TUO REQUISITO DI RESISTENZA RIDOTTA TRIDIMENSIONALE E NON PIÙ BIDIMENSIONALE COME PRIMA DOBBIAMO CONSIDERARE, ANCHE, UN ULTERIORE COEFFICIENTE CORRETTIVO CHE TIENE CONTO DELLA FORMA DELLA FONDAZIONE ANCHE IN QUESTO USO TALI COEFFICIENTI RISULTANO MAGGIORI DELL'UNITÀ PROPRIO PERCHÉ IL REQUISITO DI RESISTENZA È IN QUELLO PIÙ SUPERFICI RESISTENTI

$$q_{lum} = \frac{1}{2} \sigma' B N_{\sigma} d_{\sigma} \Delta_{\sigma} + c' N_c d_c \Delta_c + q N_q d_q \Delta_q$$

$$\Delta_q = \Delta_{\sigma} = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \Delta_{\sigma}^2 \left( 45 + \frac{q'}{2} \right)$$

$$\Delta_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \Delta_{\sigma}^2 \left( 45 + \frac{q'}{2} \right)$$

Ⓢ: RAPPRESENTA IL CASO PIÙ PIUOLO SCORRENTI LA RESISTENZA NON FUNZIONA