CONDIZIONI NON DRENATE

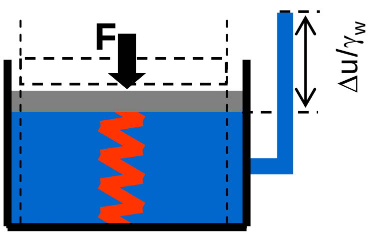
Per l'analisi delle ∂u indotte da variazioni $\partial\sigma$ dello stato tensionale totale in **condizioni non drenate** (ossia, nell'istante t=0), si ipotizzi di avere a che fare con un sistema bifase (scheletro solido + fluido di porosità) in cui:

- il grado di saturazione, $S = V_w/V_p$, sia unitario (pori completamente riempiti da liquido, ossia, terreno saturo);
- le particelle solide costituenti i singoli granelli siano incompressibili;
- il fluido di porosità (acqua) sia incompressibile.

L'acqua non ha il tempo per drenare e quindi, per le ipotesi fatte, il terreno non può variare di volume:

$$n = V_p/V = V_w/V = \text{costante}$$
$$e = V_p/V_s = V_w/V_s = \text{costante}$$
$$V = \text{costante}$$

Ciò origina l'interazione meccanica tra i continui scheletro solido e fluido di porosità, causando variazioni del regime di pressione interstiziale:



∂u

- >0 se viene inibita la tendenza dello scheletro solido a contrarre (ε_v>0)
- <0 se viene inibita la tendenza dello scheletro solido a dilatare (ε_v<0)

Per fissare le idee si immagini di portare in conto, pur se minima, la compressibilità dell'acqua.

Come detto, l'applicazione di un incremento delle tensioni totali σ in condizioni non drenate produce delle ∂**u**, e l'acqua, pur se intrappolata nello scheletro solido, varia il proprio volume secondo la relazione:

$$\Delta \mathbf{V_w} = \frac{\mathbf{V_w}}{\mathbf{K_w}} \delta \mathbf{u} = \frac{\mathbf{n} \cdot \mathbf{V}}{\mathbf{K_w}} \delta \mathbf{u}$$

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{V_p}}{\mathbf{V}} = \frac{\mathbf{V_w}}{\mathbf{V}} \quad \textbf{per} \;\; \mathbf{S} = \mathbf{1} \; \textbf{(essendo :} \mathbf{V_p} = \mathbf{V_w}\textbf{).}$$

D'altra parte, ipotizzando un comportamento elastico, lineare ed isotropo dello scheletro solido, le $\partial\sigma'$ indotte in condizioni non drenate ($\partial\sigma'$=$\partial\sigma$-∂**u**) producono una variazione di volume pari a:

$$\Delta \mathbf{V} = \mathbf{V} \cdot \varepsilon_{\mathbf{v}} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{K}'} \delta \mathbf{p}' \qquad \mathbf{K}' = \frac{\mathbf{E}'}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu')}$$

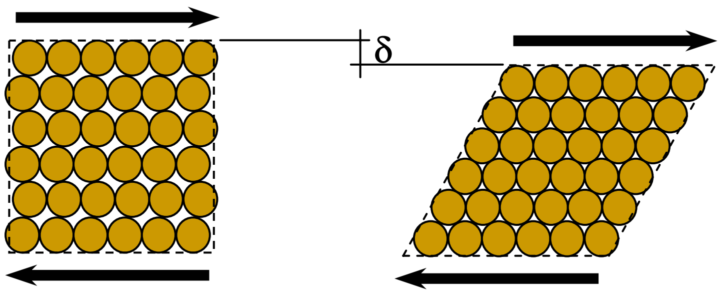
Ovviamente deve risultare:

$$\frac{\mathbf{V}}{\mathbf{K}'} \delta \mathbf{p}' = \frac{\mathbf{n} \cdot \mathbf{V}}{\mathbf{K_w}} \delta \mathbf{u} \;\Rightarrow\; \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{K}'} (\delta \mathbf{p} - \delta \mathbf{u}) = \frac{\mathbf{n} \cdot \mathbf{V}}{\mathbf{K_w}} \delta \mathbf{u}$$

Ossia:

$$\textbf{(4)} \qquad \delta \mathbf{u} = \frac{1}{1 + \mathbf{n} \cdot \mathbf{K}' / \mathbf{K_w}} \delta \mathbf{p} = \mathbf{b} \cdot \delta \mathbf{p}$$

Data la differenza di comportamento tra i terreni reali ed il mezzo elastico, per tenere conto dell'accoppiamento volumetrico-distorsionale delle terre...



...la (4) può scriversi:

$$\delta \mathbf{u} = \mathbf{b} \cdot (\delta \mathbf{p} + \mathbf{a} \cdot \delta \mathbf{q})$$

Nel mezzo elastico:

$$\mathbf{b} = \frac{1}{1 + \mathbf{n} \cdot \mathbf{K}' / \mathbf{K_w}};$$

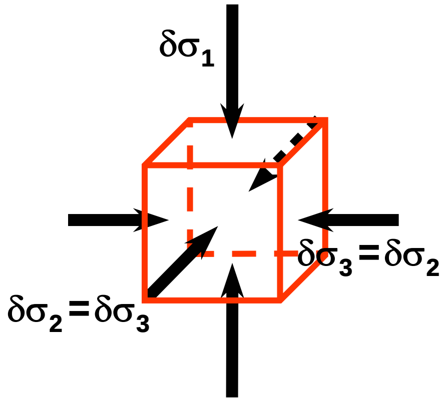
$$\mathbf{a} = 0$$

Inoltre, tenuto conto che $K_w >> K'$, si ottiene:

$$\mathbf{b} = \frac{1}{1 + \mathbf{n} \cdot \mathbf{K}' / \mathbf{K_w}} \approx 1$$

il che, verificato all'uguaglianza, equivale a reintrodurre l'ipotesi di incompressibilità del fluido di porosità.

Relazione di Skempton



Nelle prove geotecniche di laboratorio spesso si incontrano condizioni di compressione in simmetria radiale. In tali condizioni:

$$\delta \mathbf{p} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}(\delta\sigma_1 + \mathbf{2}\cdot\delta\sigma_3)$$

$$\delta \mathbf{q} = (\delta\sigma_1 - \delta\sigma_3)$$

Sostituendo nella (4) si ottiene:

$$\delta \mathbf{u} = \frac{1}{1+\mathbf{n}\cdot\mathbf{K}'/\mathbf{K}_\mathbf{w}}\frac{\delta\sigma_1 + 2\cdot\delta\sigma_3 + (\delta\sigma_3 - \delta\sigma_3)}{3} =$$

$$= \frac{1}{1+\mathbf{n}\cdot\mathbf{K}'/\mathbf{K}_\mathbf{w}}[\delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\delta\sigma_1 - \delta\sigma_3)]$$

Per tener conto del diverso comportamento meccanico dei terreni rispetto al mezzo elastico, Skempton propone:

$$\delta \mathbf{u} = \mathbf{B}\cdot[\delta\sigma_3 + \mathbf{A}\cdot(\delta\sigma_1 - \delta\sigma_3)]$$

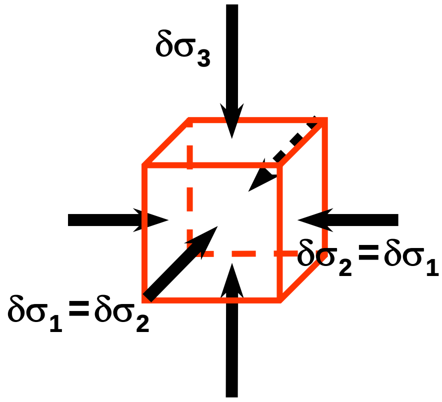
Nel mezzo elastico ed in condizioni di compressione triassiale:

$$\mathbf{B} = \mathbf{b} = 1$$

$$\mathbf{A} = \frac{1}{3}$$

NEI TERRENI REALI $A \neq 1/3$

In condizioni di estensione triassiale:



$$\delta \mathbf{p} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}(\delta\sigma_{\mathbf{3}} + \mathbf{2}\cdot\delta\sigma_{\mathbf{1}})$$

$$\delta \mathbf{q} = (\delta\sigma_{\mathbf{1}} - \delta\sigma_{\mathbf{3}})$$

Sostituendo nella (4) si ottiene:

$$\delta \mathbf{u} = \frac{1}{1+\mathbf{n}\cdot\mathbf{K}'/\mathbf{K}_{\mathbf{w}}}\frac{\delta\sigma_3 + 2\cdot\delta\sigma_1 + (2\cdot\delta\sigma_3 - 2\cdot\delta\sigma_3)}{3} =$$

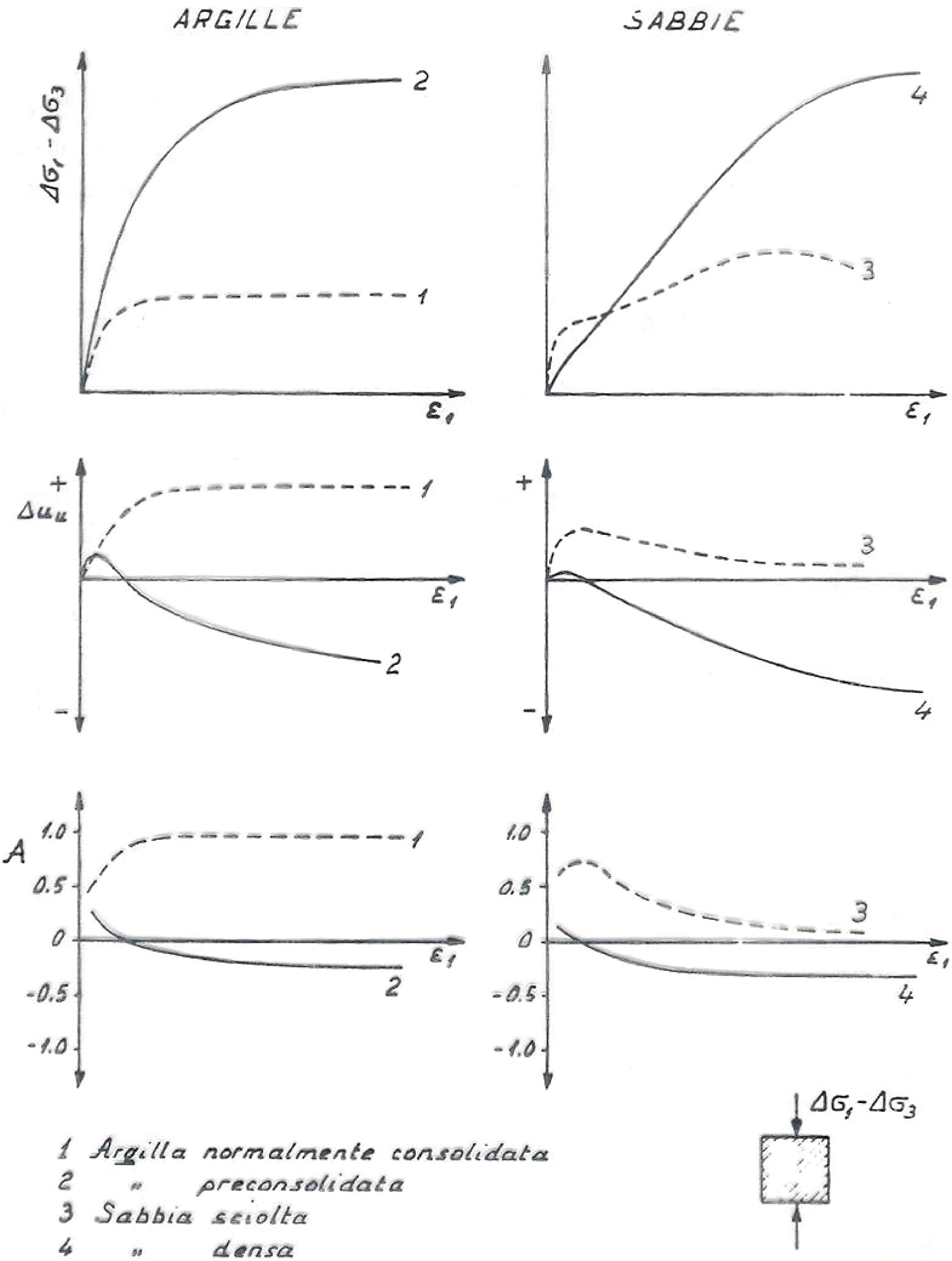
$$= \frac{1}{1+\mathbf{n}\cdot\mathbf{K}'/\mathbf{K}_{\mathbf{w}}}\left[\delta\sigma_3 + \frac{2}{3}(\delta\sigma_1 - \delta\sigma_3)\right]$$

Pertanto, nel mezzo elastico ed in condizioni di estensione triassiale:

$$\mathbf{B} = \mathbf{b} = 1$$

$$\mathbf{A} = \frac{2}{3}$$

NEI TERRENI REALI A $\neq$ 2/3


ARGILLE
SABBIE
Δσ1 - Δσ3
ε1
Δuu
+
-
A
1.0
0.5
0
-0.5
-1.0
1
2
3
4
Δσ1-Δσ3
1 Argilla normalmente consolidata
2 " preconsolidata
3 Sabbia sciolta
4 " densa