

Εδαφομηχανική Ι

Ιωάννης-Ορέστης Γεωργόπουλος

Δρ Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π., Π.Δ.407/80 Λέκτορας
Εργαστήριο Γεωυλικών, Τομέας Μηχανικής, Σ.Ε.Μ.Φ.Ε., Ε.Μ.Π.

I.Georgopoulos@mechan.ntua.gr

<http://geolab.mechan.ntua.gr>

τηλ: 210 772 4136

Σκελετός Μαθήματος

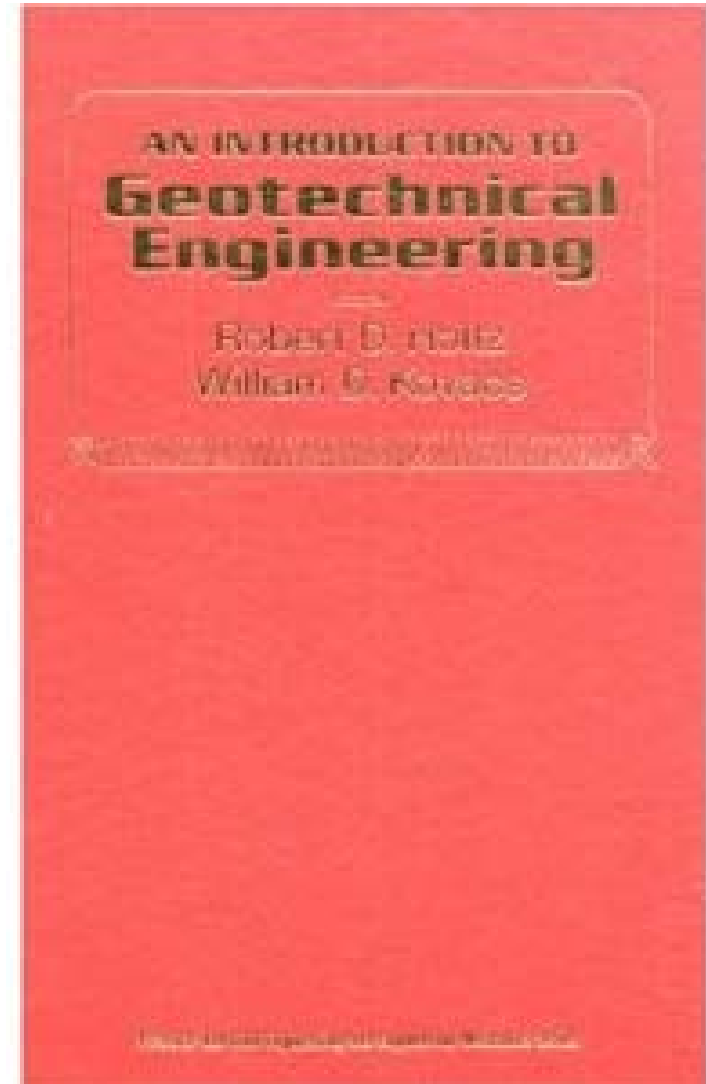
- 1) Η Επιστήμη της Γεωτεχνικής Μηχανικής.
- 2) Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφών.
- 3) Η έννοια της τάσης και παραμόρφωσης στο εδαφικό στοιχείο.
- 4) Η έννοια της αστοχίας στο έδαφος.
- 5) Υδατική ροή διαμέσου του εδάφους.
- 6) Συμπύκνωση & Στερεοποίηση εδαφών.
- 7) Βασικές εργαστηριακές δοκιμές Εδαφομηχανικής.
- 8) Σχέσεις τάσης - παραμόρφωσης στα εδαφικά υλικά.
- 9) Μετάδοση τάσεων στο έδαφος λόγω εξωτερικών φορτίων.
- 10) Παραμορφώσεις - Καθιζήσεις θεμελίων.

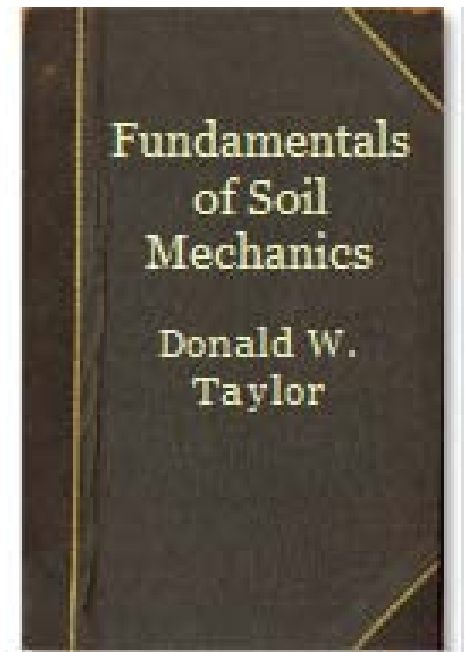
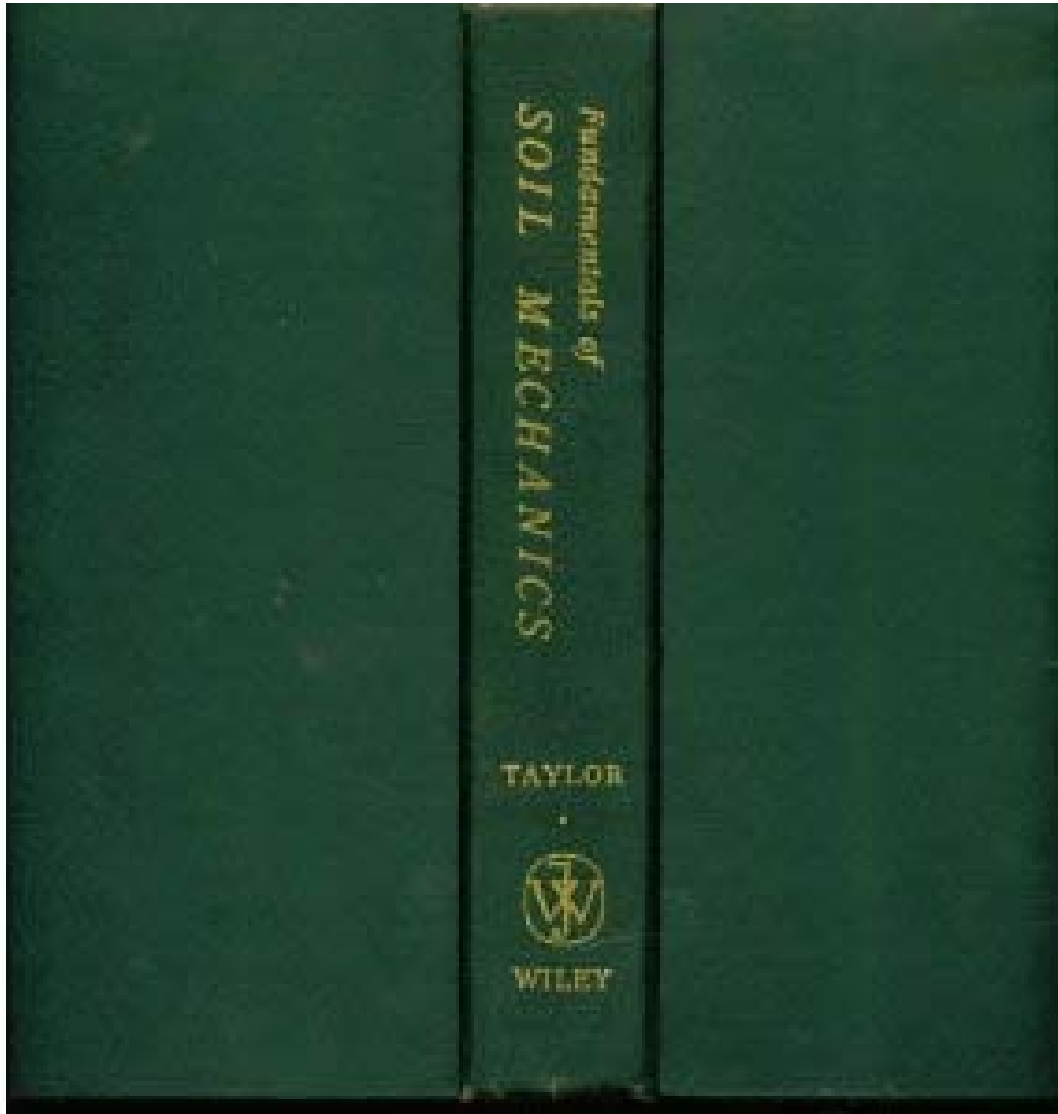
Βασική βιβλιογραφία

R.D. **Holtz** and W.D. **Kovacs**.

An Introduction to Geotechnical Engineering.

Prentice Hall, Upper Saddle River,
New Jersey 07458, 1981.



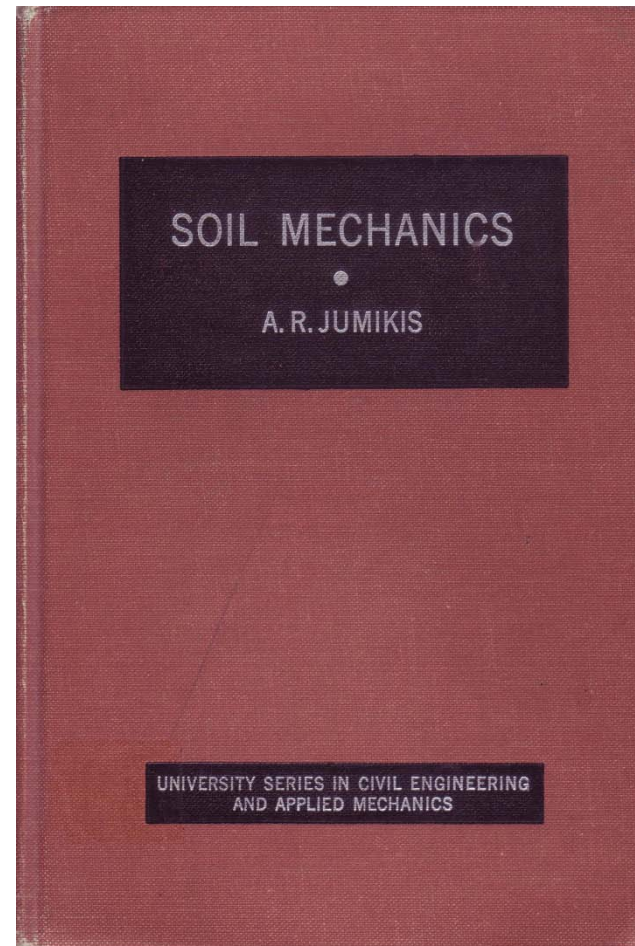


D.W. Taylor.

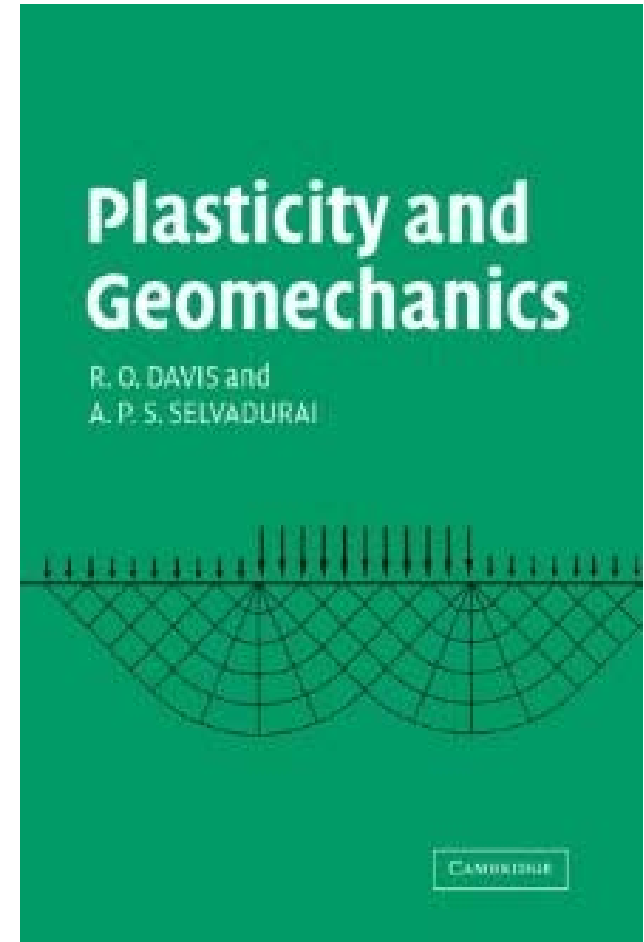
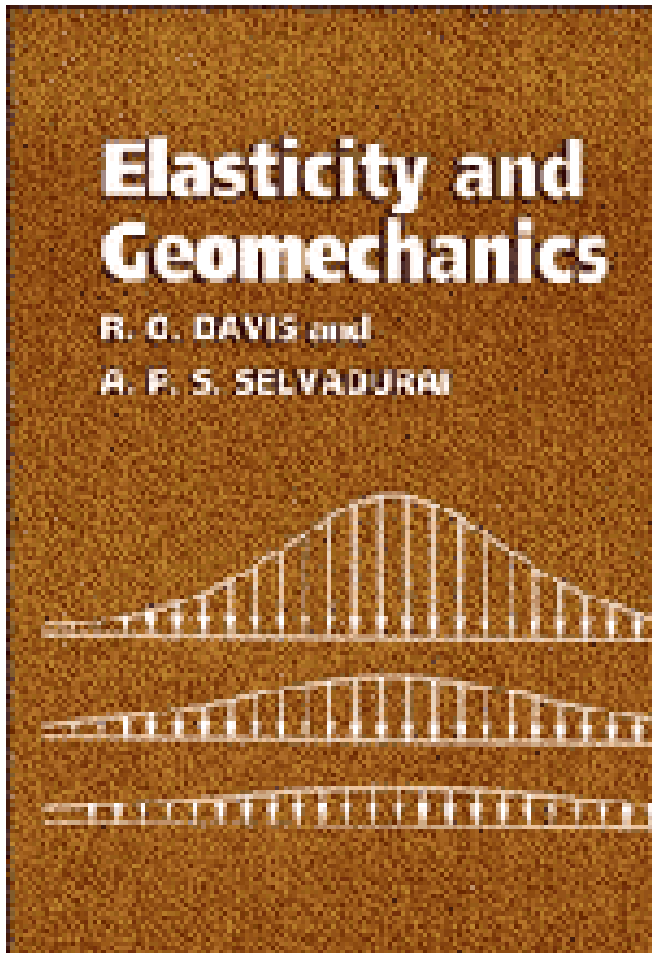
Fundamentals of Soil Mechanics.

John Wiley & Sons, New York,
8th edition, June 1955.

- K. von **Terzaghi**. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, 6th edition, April 1951.
- A.R. **Jumikis**. *Soil Mechanics*, 1965.



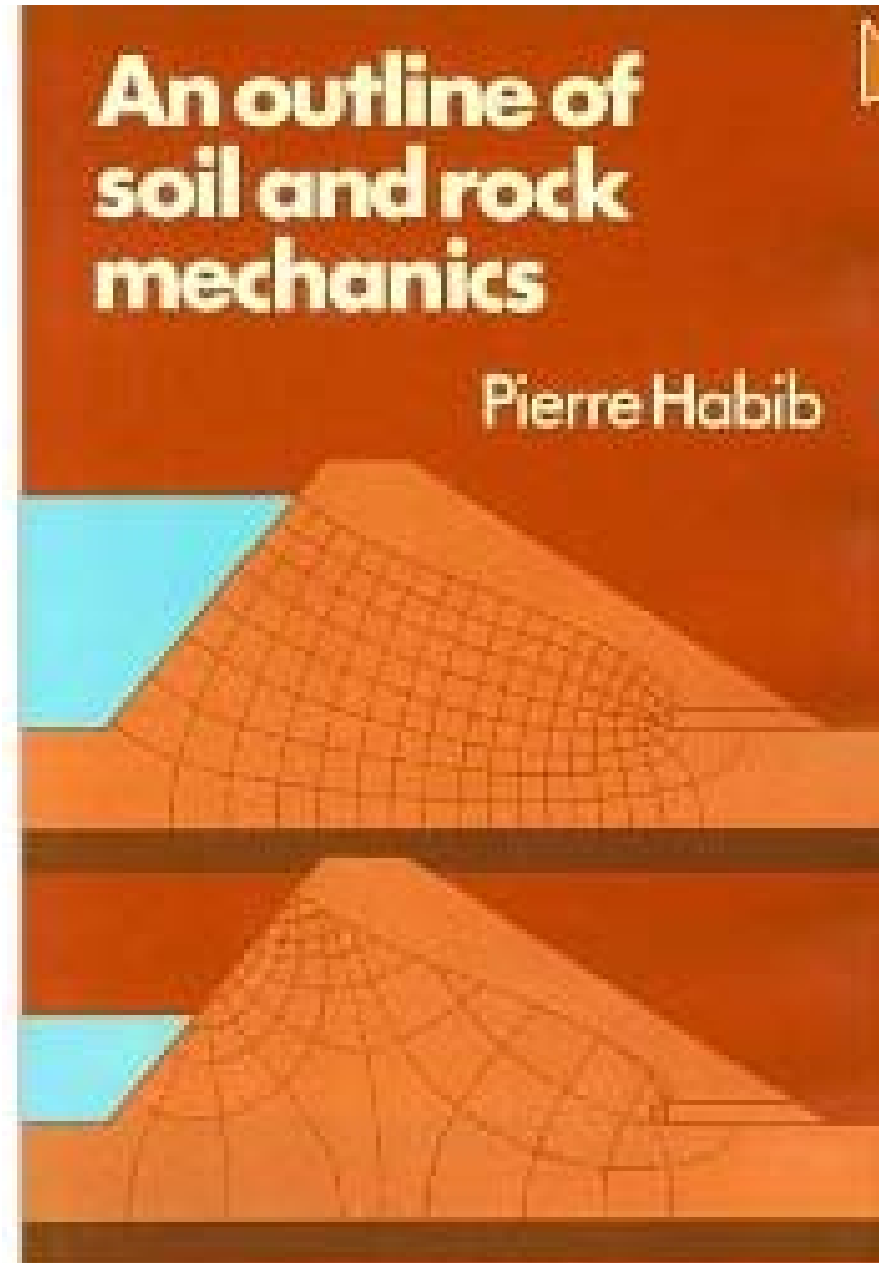
- R. O. Davis and A.P.S Salvadurai. Elasticity and Geomechanics
- R. O. Davis and A.P.S Salvadurai. Plasticity and Geomechanics



P. Habib.

An Outline of Soil and Rock Mechanics.

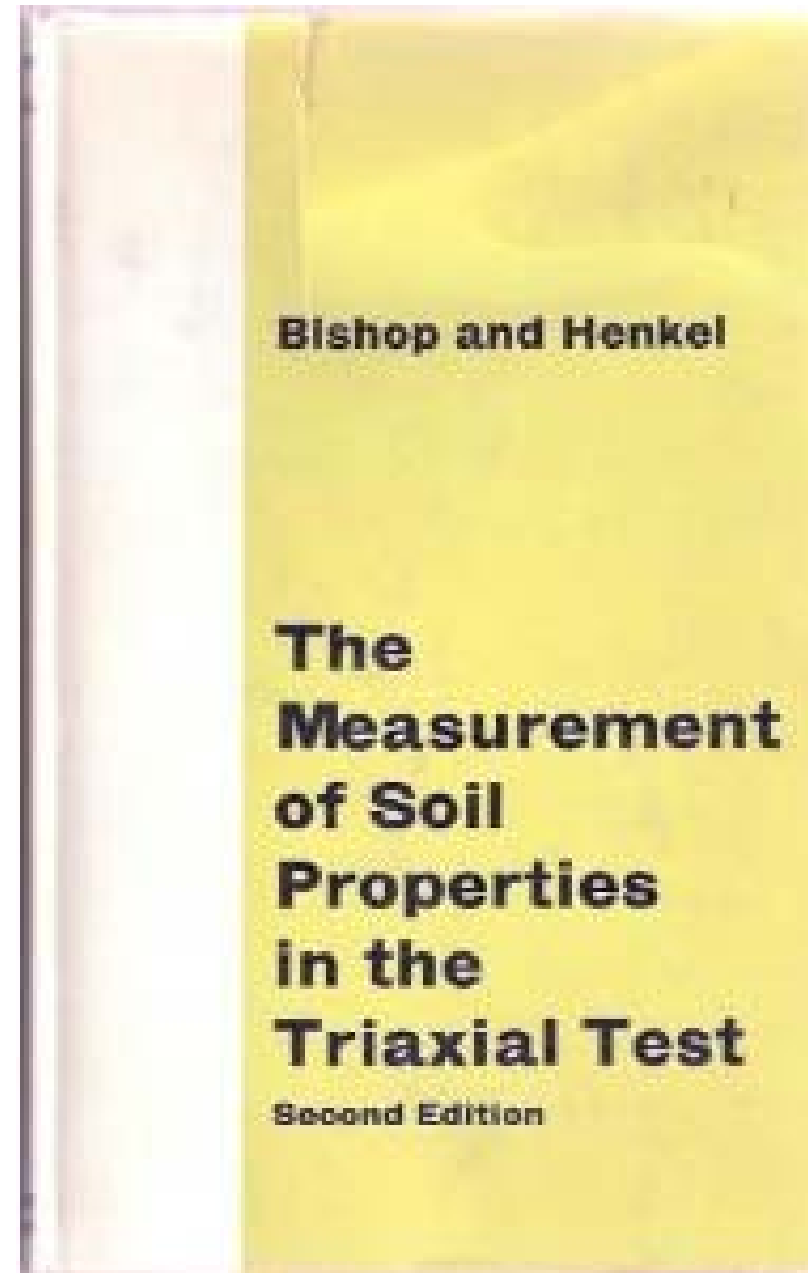
Cambridge University Press, 0 521 28704 9



A.W. Bishop and D.J. Henkel.

*The Measurement of Soil Properties in the
Triaxial Test.*

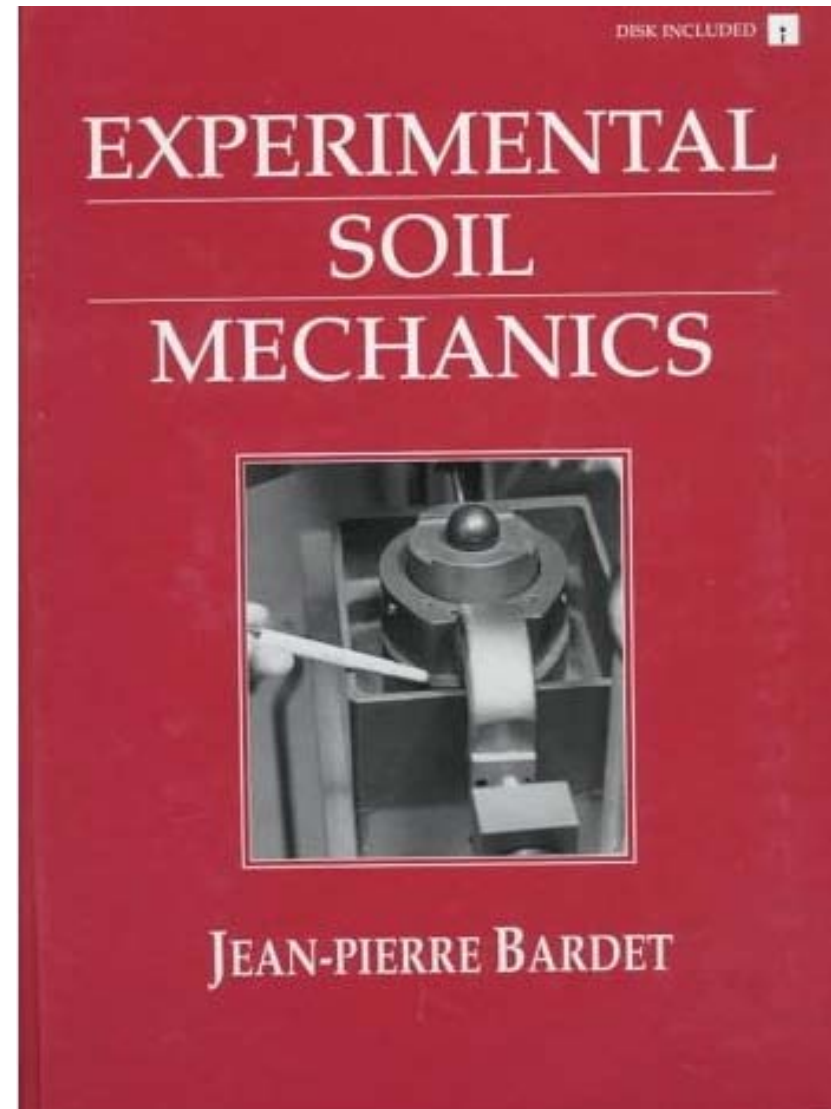
Edward Arnold LTD, London, 2nd edition, 1962.



J-P. Bardet.

Experimental Soil Mechanics.

Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey
07458, 1997.



T. W. Lambe.

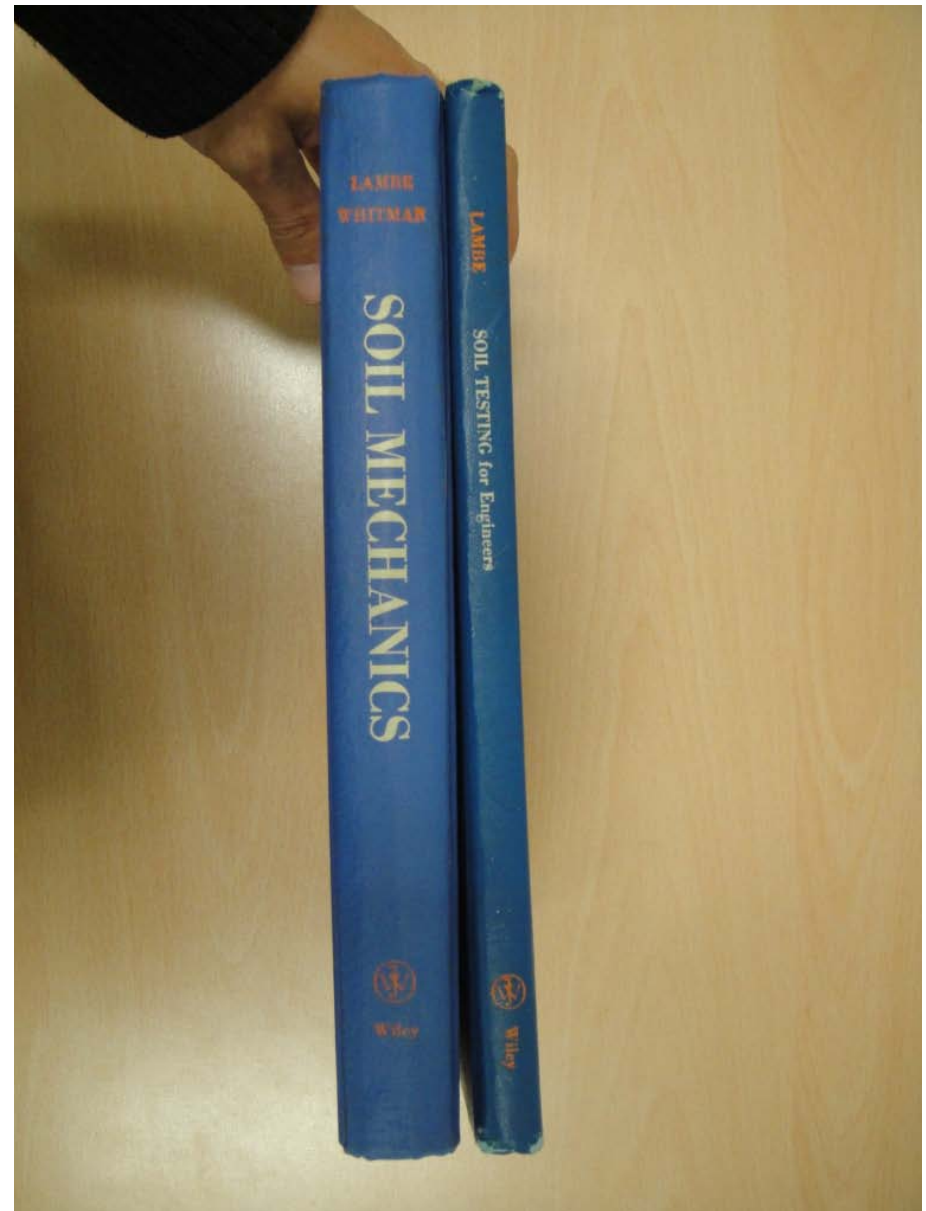
Soil Testing for Engineers.

1951.

T. W. Lambe and R.V. Whitman.

Soil Mechanics.

John Wiley & Sons, New York, 1969.



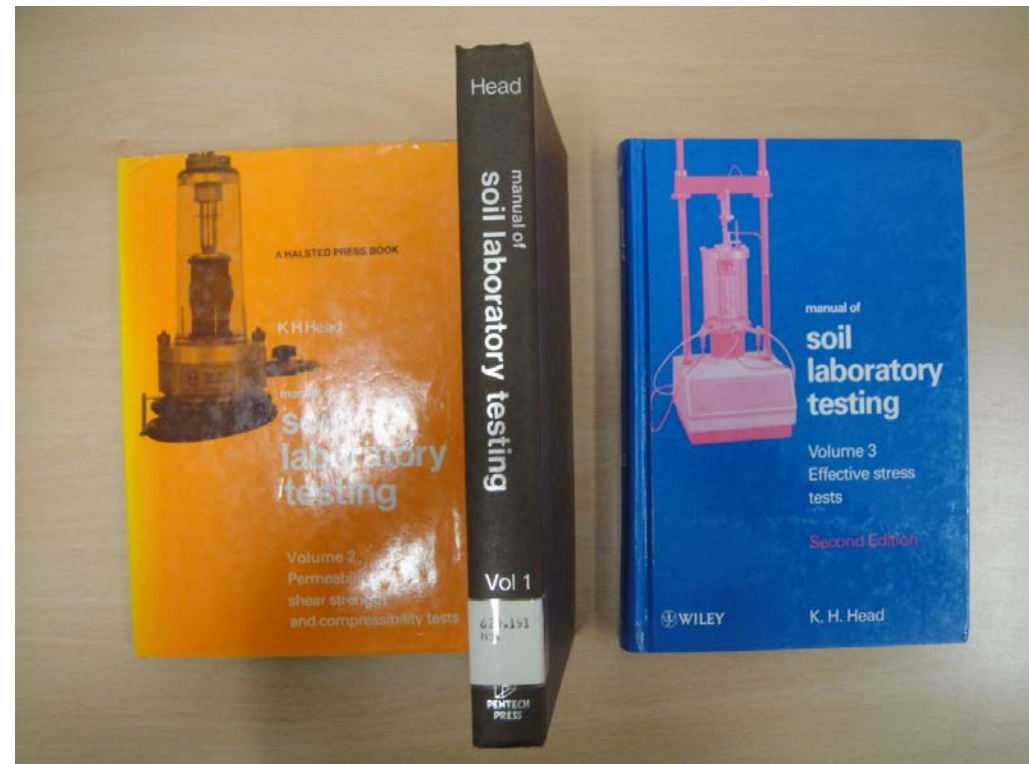
K.H. Head.

*Manual of Soil Laboratory Testing:
Soil Classification and Compaction
Tests, volume 1.*

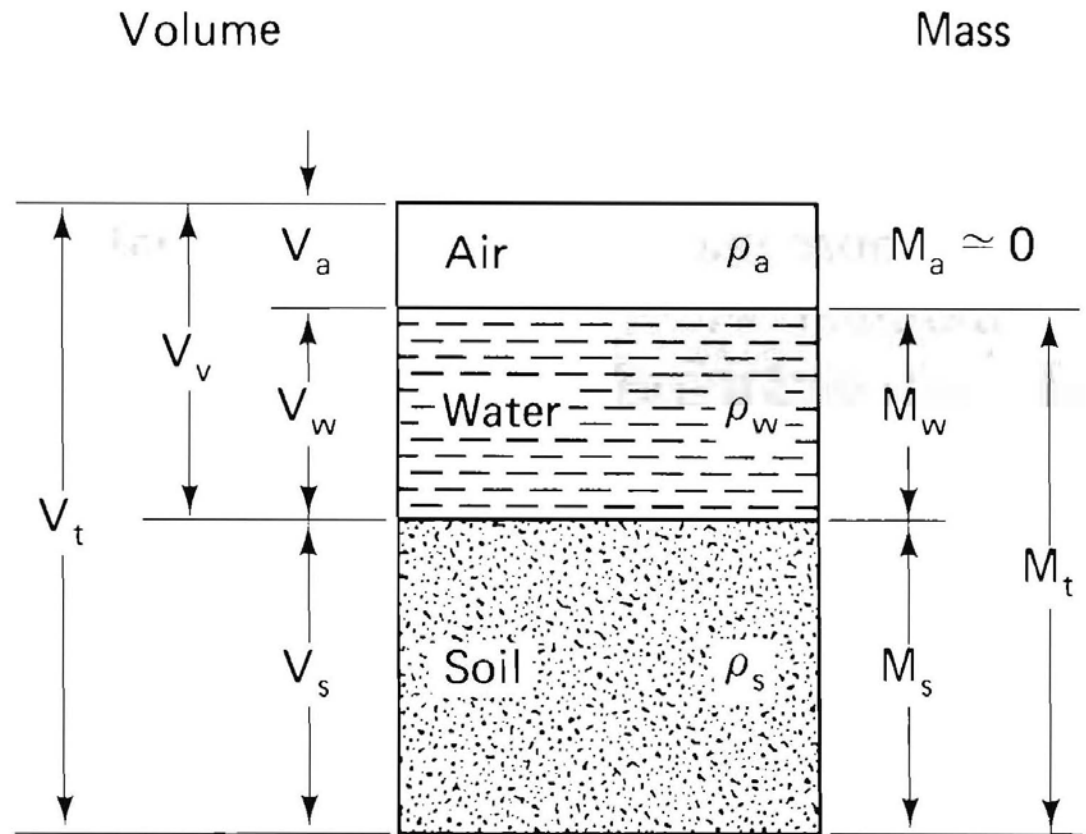
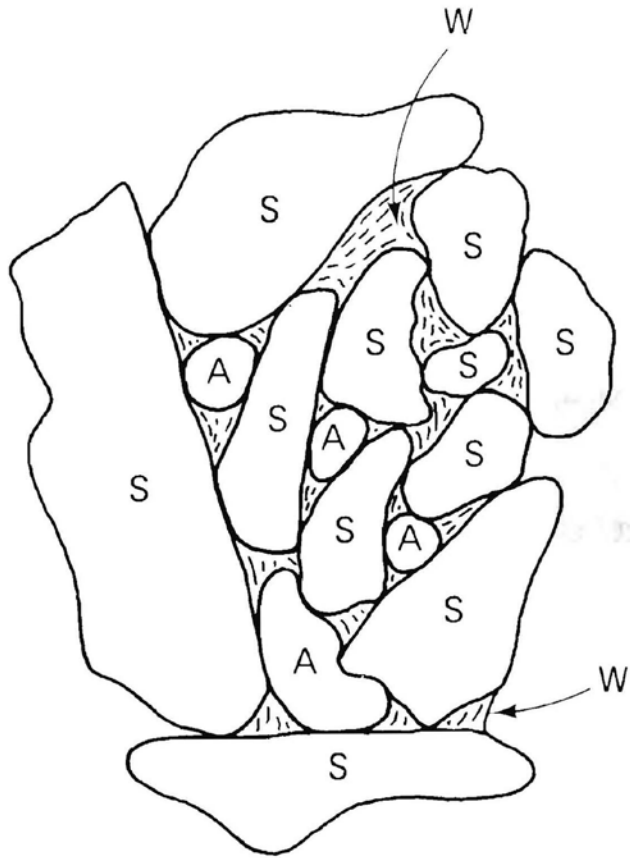
Pentech Press Limited, UK, 1980.

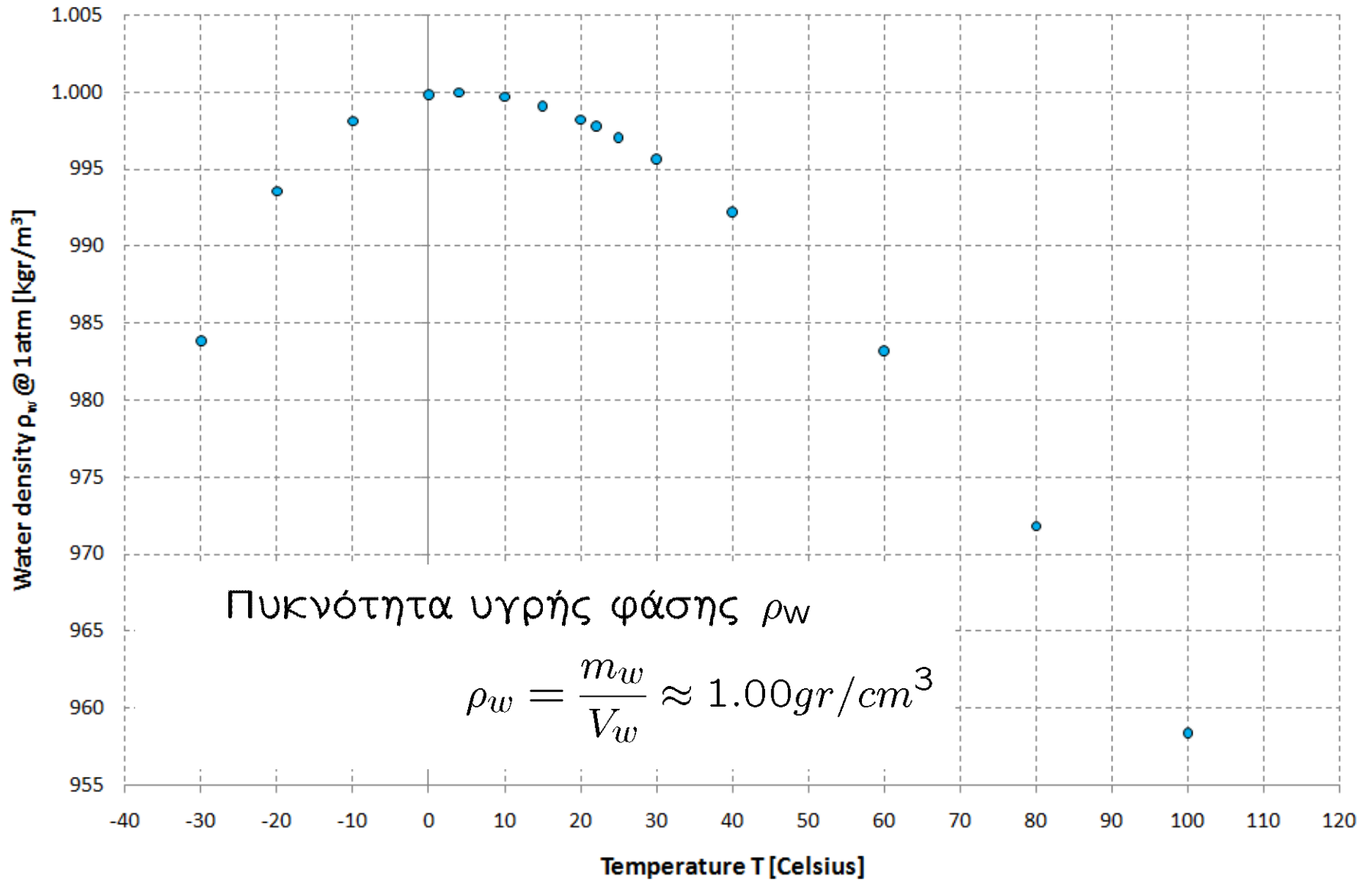
*Manual of Soil Laboratory Testing:
Permeability, Shear Strength and
Compressibility Tests, volume 2.*
John Wiley & Sons, New York, 1982.

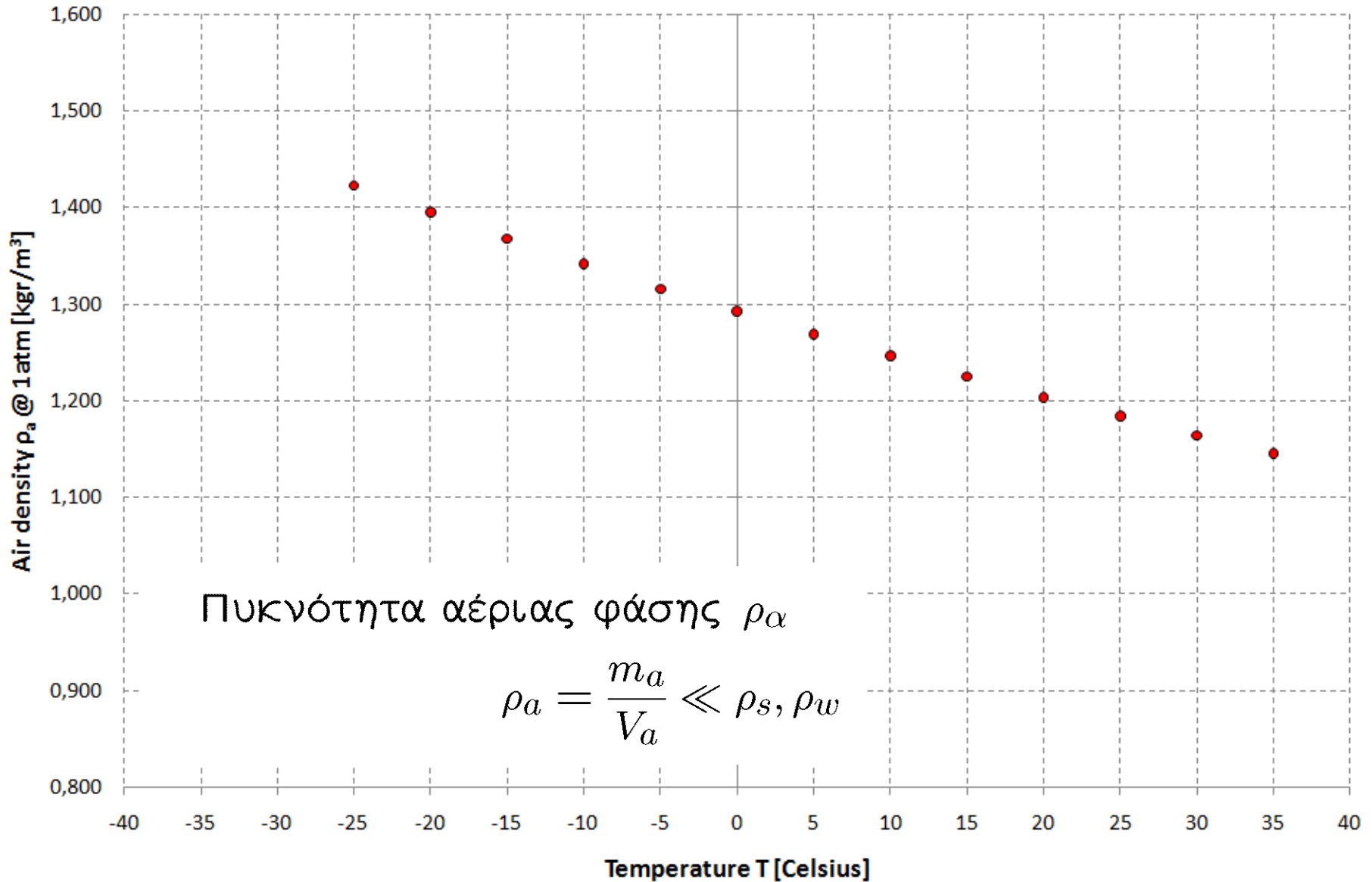
*Manual of Soil Laboratory Testing:
Effective Stress Tests, volume 3.*
John Wiley & Sons, Baffins Lane,
Chichesters, West Sussex PO19 1UD,
England, 2nd edition, 1998.



Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφών







Πυκνότητα στερεής φάσης ρ_s

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \approx 2.65 \text{ gr/cm}^3$$

TABLE 2-1 Some Typical Values for Different Densities of Some Common Soil Materials*

Soil Type	Density (Mg/m ³)		
	ρ_{sat}	ρ_d	ρ'
Sands and gravels	1.9–2.4	1.5–2.3	1.0–1.3
Silts and clays	1.4–2.1	0.6–1.8	0.4–1.1
Glacial tills	2.1–2.4	1.7–2.3	1.1–1.4
Crushed rock	1.9–2.2	1.5–2.0	0.9–1.2
Peats	1.0–1.1	0.1–0.3	0.0–0.1
Organic silts and clays	1.3–1.8	0.5–1.5	0.3–0.8

*Modified after Hansbo (1975).

Χρήσιμες σχέσεις:

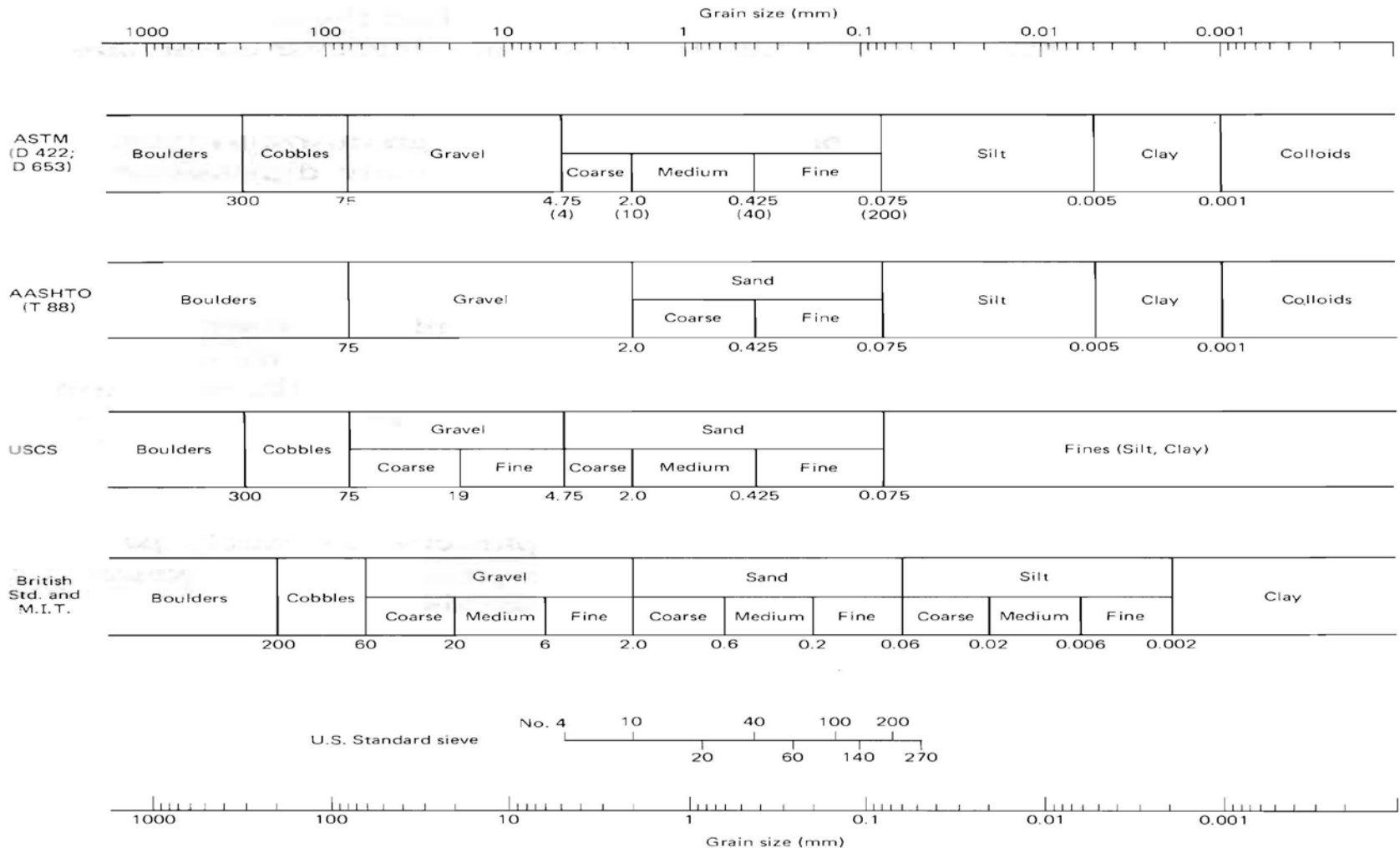
$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$\rho = \rho_s \frac{1 + w}{1 + e}$$

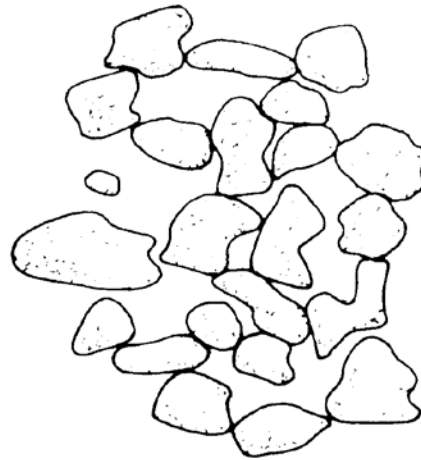
$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}$$

Σύστημα κατάταξης εδαφών (after Al-Hussaini, 1977)



ASTM = American Society for Testing and Materials (1980)
 AASHTO = American Association for State Highway and Transportation Officials (1978)
 USCS = Unified Soil Classification System (U.S. Bureau of Reclamation, 1974; U.S. Army Engineer WES, 1960)
 M.I.T. = Massachusetts Institute of Technology (Taylor, 1948)

Αδρόκοκκα εδαφικά υλικά



(a) Loose



(b) Dense

Fig. 4.24 Single grained soil structures.



Λεπτόκοκκα εδαφικά υλικά

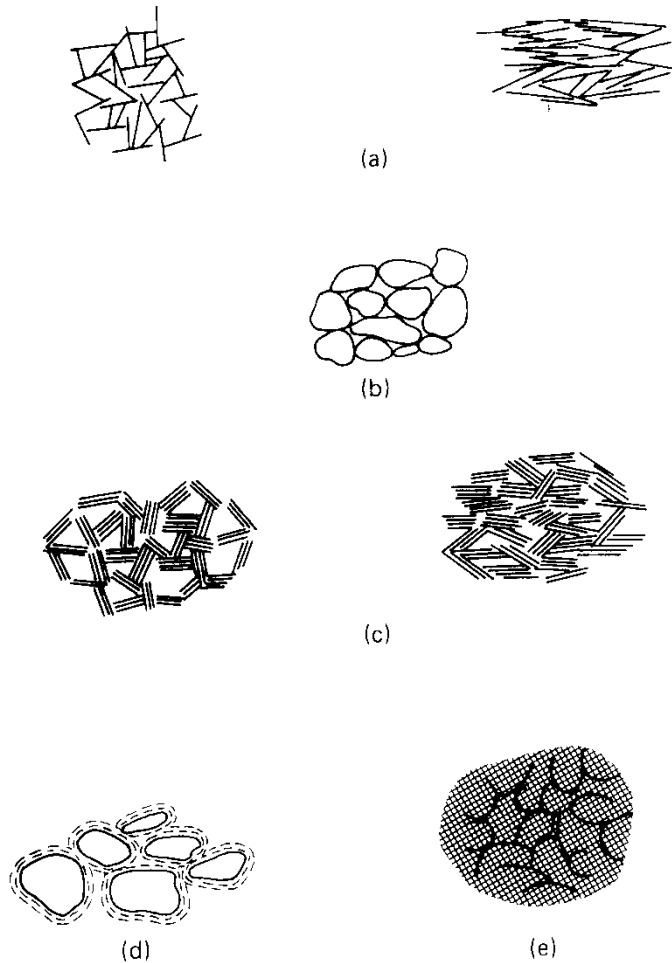


Fig. 4.20 Schematic representations of elementary particle arrangements: (a) individual clay platelet interaction; (b) individual silt or sand particle interaction; (c) clay platelet group interaction; (d) clothed silt or sand particle interaction; (e) partly discernible particle interaction (after Collins and McGown, 1974).

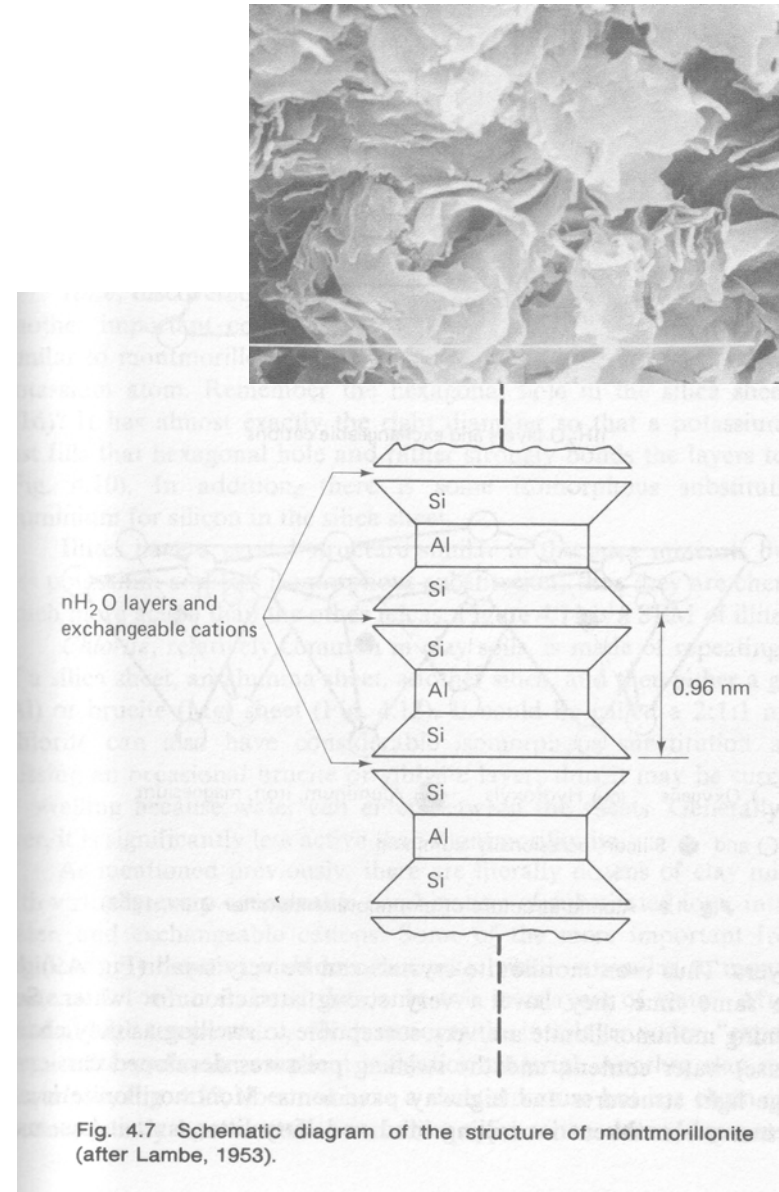


Fig. 4.7 Schematic diagram of the structure of montmorillonite (after Lambe, 1953).

Κοκκομετρική διαβάθμιση μέσω κοσκίνων

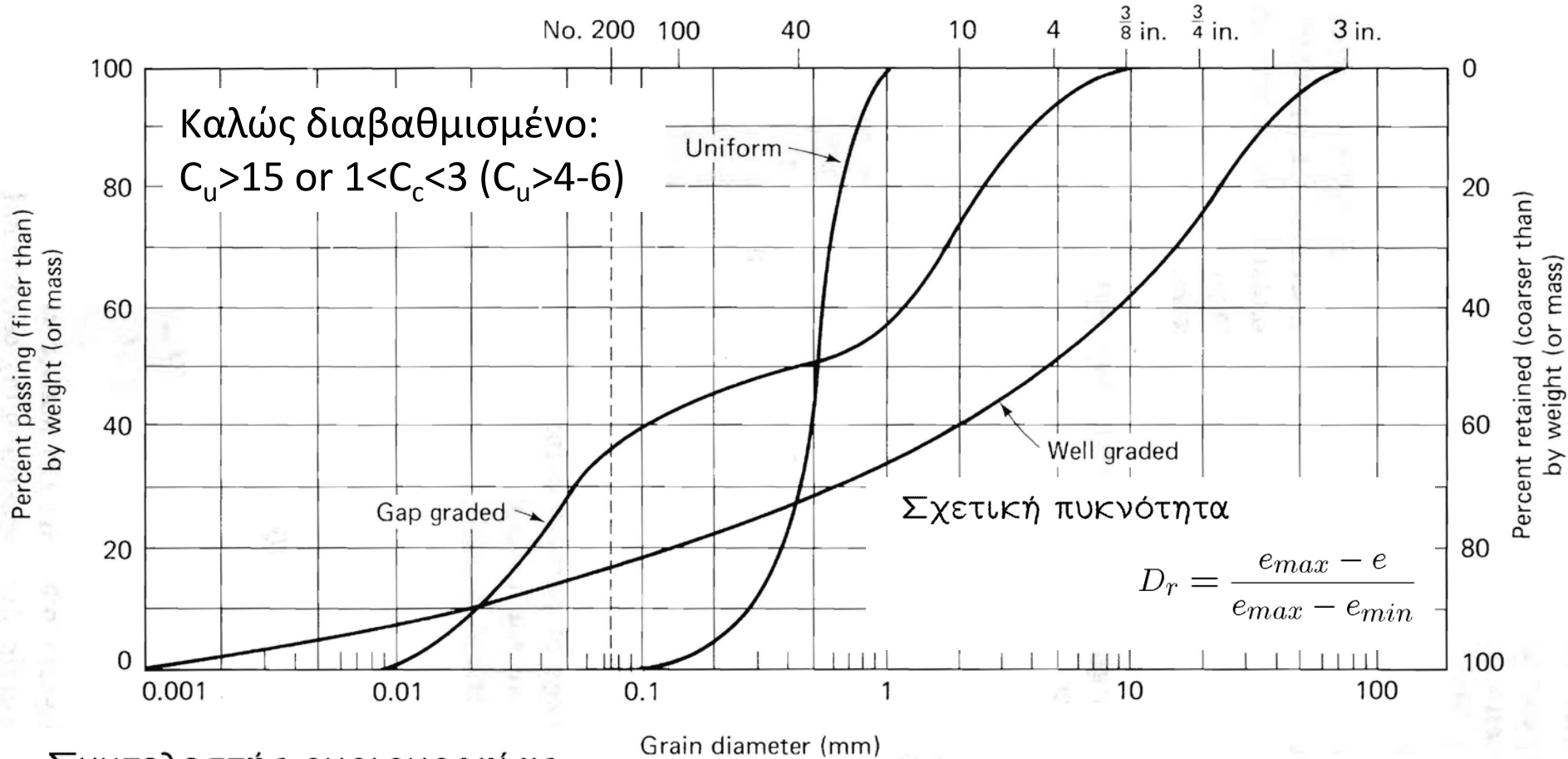
Αδρόκοκκα υλικά ($d_g > 0.075\text{mm}$, No.200)



a/a	Standard [mm]	Alternative E11-01	a/a	Standard [mm]	Alternative E11-01
1	-	Lid	30	2,36	No.8
2	125	5,00"	31	2,0	No.10
3	106	4,24"	32	1,7	No.12
4	100	4"	33	1,4	No.14
5	90	3 ½"	34	1,18	No.16
6	75	3"	35	1,0	No.18
7	63	2½"	36	0,85	No.20
8	53	2,12"	37	0,710	No.25
9	50	2"	38	0,600	No.30
10	45	1¾"	39	0,500	No.35
11	37,5	1½"	40	0,425	No.40
12	31,5	1¼"	41	0,355	No.45
13	26,5	1,06"	42	0,300	No.50
14	25	1"	43	0,250	No.60
15	22,4	7/8"	44	0,212	No.70
16	19	¾"	45	0,180	No.80
17	16	5/8"	46	0,150	No.100
18	13,2	0,530"	47	0,125	No.120
19	12,5	½"	48	0,106	No.140
20	11,2	7/16"	49	0,090	No.170
21	9,5	3/8"	50	0,075	No.200
22	8	5/16"	51	0,063	No.230
23	6,7	0,265"	52	0,053	No.270
24	6,3	¼"	53	0,045	No.325
25	5,6	No.3½	54	0,038	No.400
26	4,75	No.4	55	0,032	No.450
27	4	No.5	56	0,025	No.500
28	3,35	No.6	57	0,020	No.635
29	2,8	No.7	58	-	Pan

Κοκκομετρική καμπύλη

Sieve analysis
(U.S. Standard sieve)



Συντελεστής ομοιομορφίας

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Συντελεστής καμπυλότητας

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$$

Σχήματα αδρόκοκκων υλικών

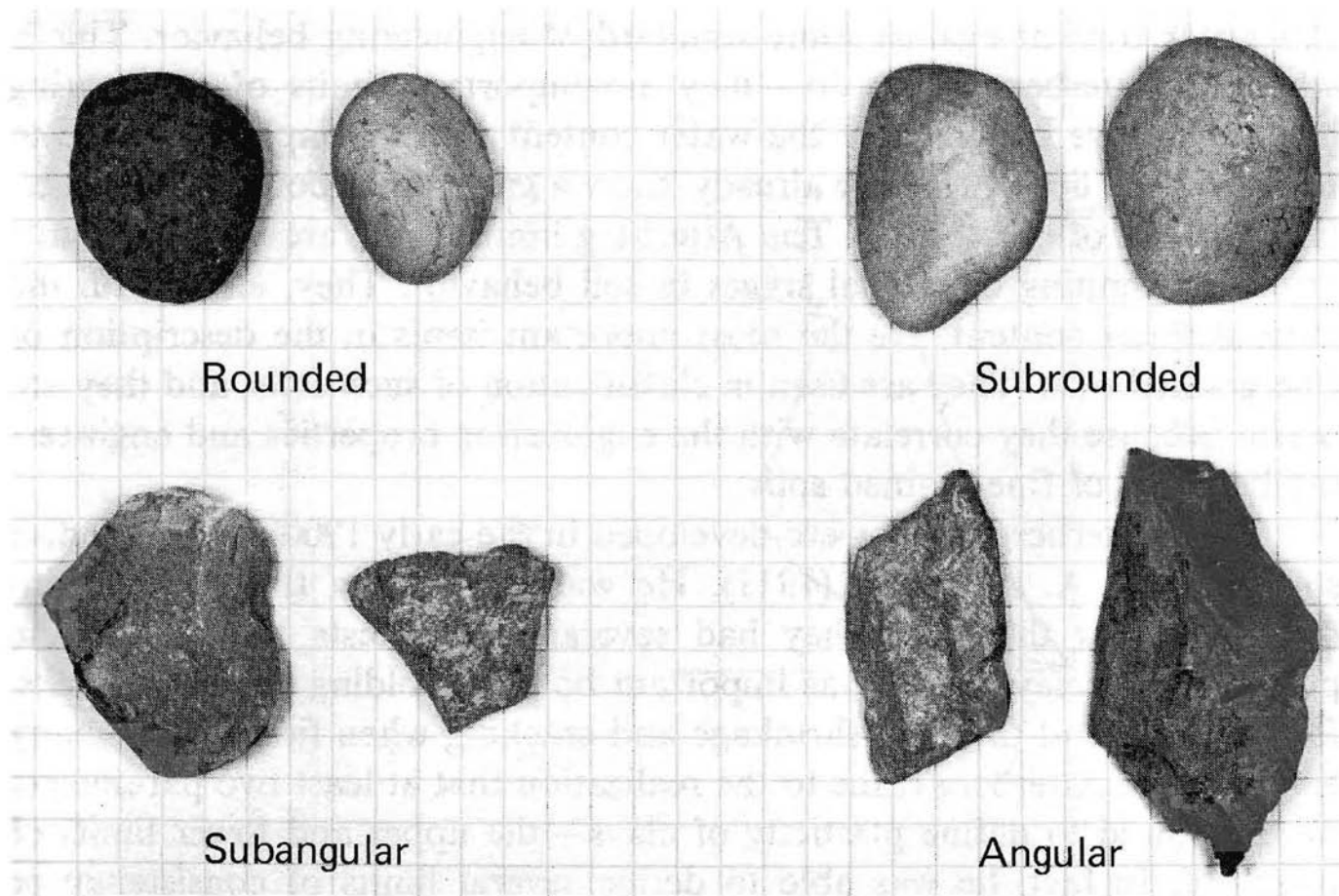


Fig. 2.5 Typical shapes of coarse-grained bulky particles. (Photograph by M. Surendra.)

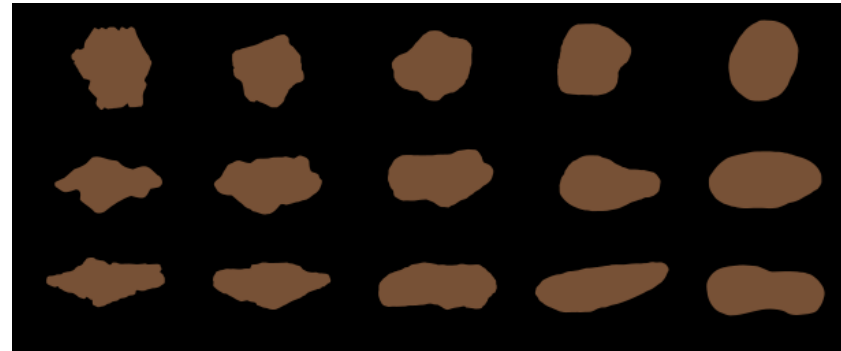
Σφαιρικότητα στερεών σωμάτων (Wandell, 1935)

Σφαιρικότητα

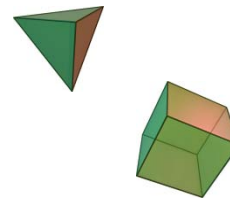
$$\Psi = \pi^{1/3} \frac{(6V_p)^{2/3}}{A_p}$$

V_p : Όγκος στερεού

A_p : Επιφάνεια στερεού



Στερεό σώμα	Σφαιρικότητα Ψ
Σφαίρα ακτίνας R	1
Ημισφαίρα ακτίνας R	0.840
Τετράεδρο ακμής s	0.671
Εξάεδρο ακμής s	0.806
Οκτάεδρο ακμής s	0.846



Κοκκομετρική διαβάθμιση μέσω αερομέτρου Λεπτόκοκκα υλικά ($d_g < 0.075\text{mm}$)



Νόμος του George Gabriel **Stokes**, 1851

Οριακή ταχύτητα καθίζησης v

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$$

$$\gamma_s \approx 27.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w \approx 9.982 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu \approx 1.002 \cdot 10^{-6} \text{ kPa} \cdot \text{s}$$

$$D = 0.2 \text{ mm} \Rightarrow v = 3.9 \text{ cm/sec}$$

$$D = 0.0002 \text{ mm} \Rightarrow v = 3.9 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

Νόμος του George Gabriel Stokes, 1851

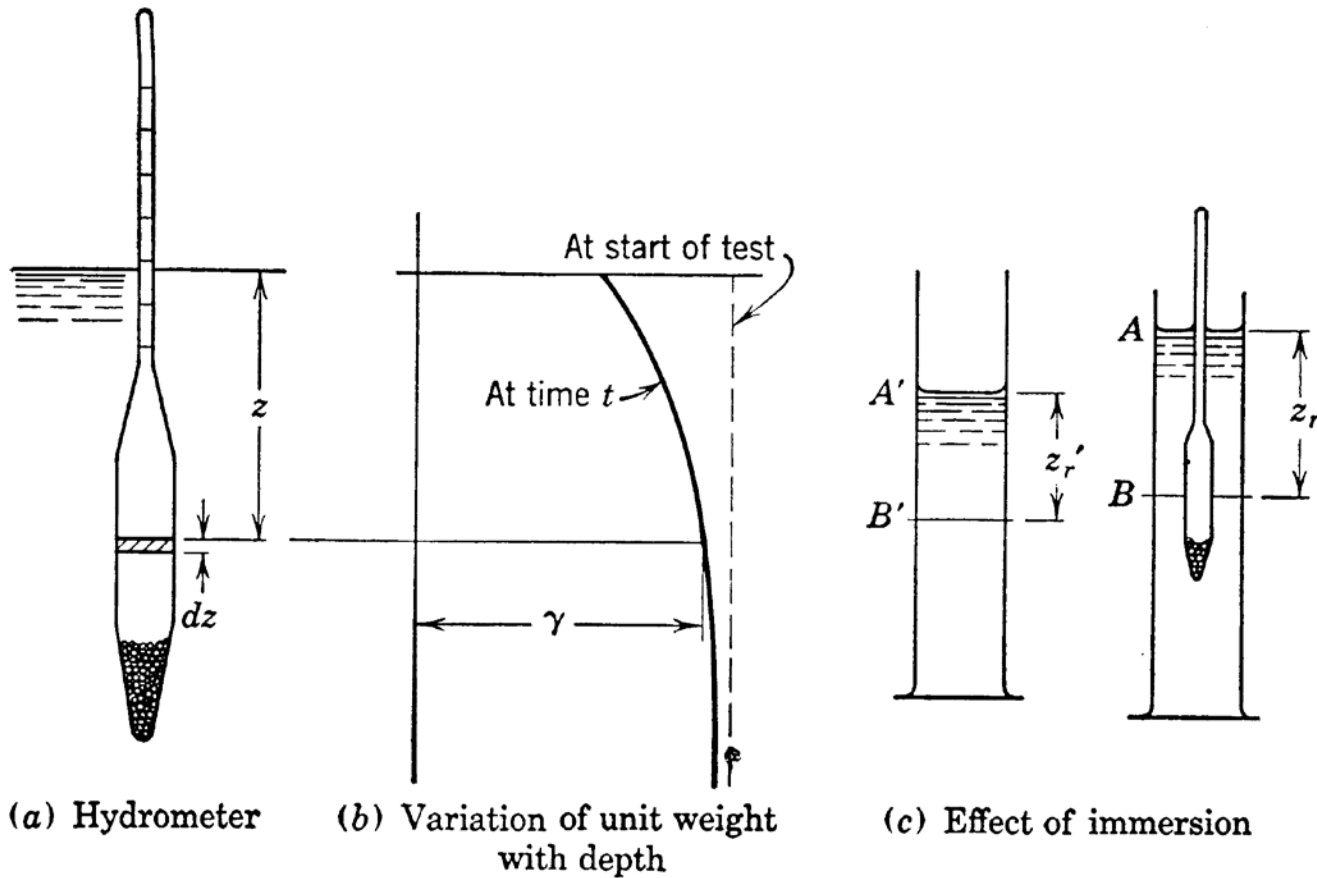


FIG. 3-5 Details pertaining to the hydrometer analysis.

$$D = \sqrt{\frac{18\mu}{\gamma_s - \gamma_w}} \sqrt{\frac{z_r}{t}} \quad (3.22)$$

Όρια Atterberg και ποσοστό υγρασίας

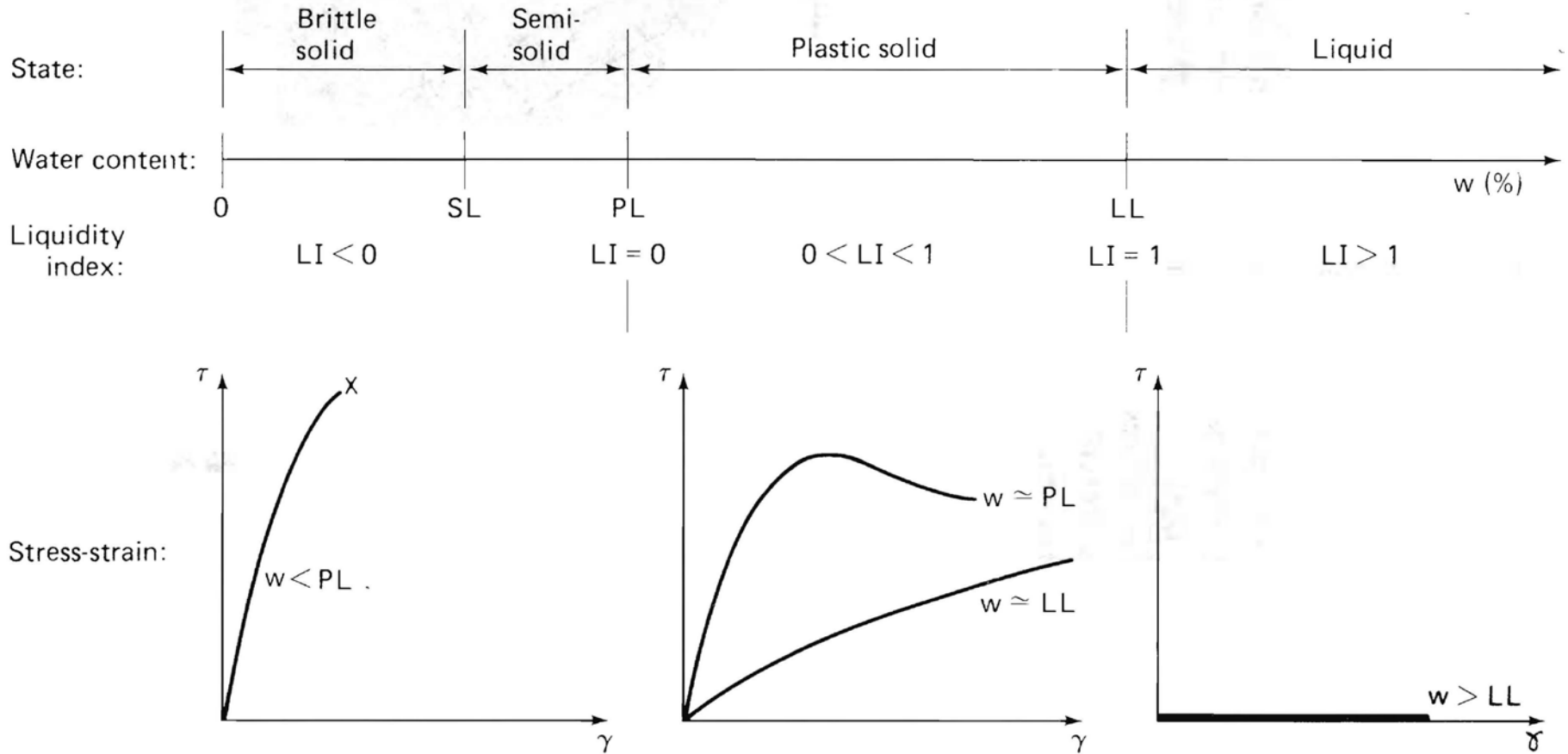


Fig. 2.6 Water content continuum showing the various states of a soil as well as the generalized stress-strain response.

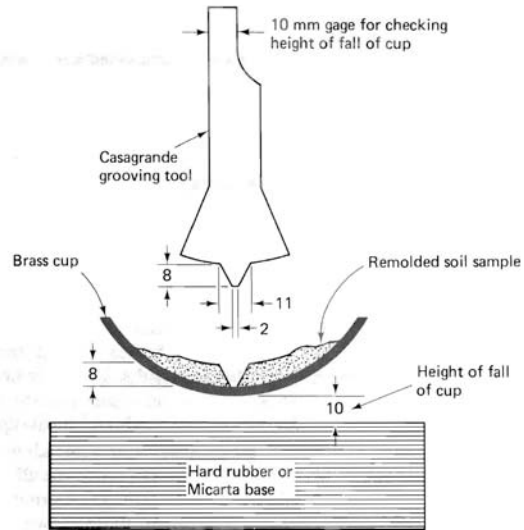
Δείκτης σχετικής υδαρότητας

Δείκτης πλαστιμότητας

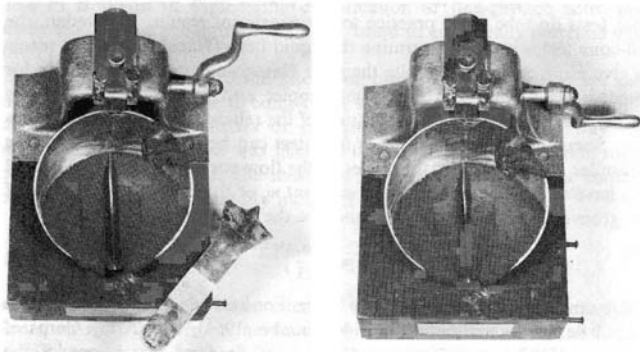
$$LI = I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - PL}{LL - PL}$$

$$PI = I_P = w_L - w_P = LL - PL$$

Arthur Casagrande, 1902-1981



(a)



(b)

(c)



(d)

Fig. 2.8 (a) Schematic diagram of the Casagrande liquid limit device and grooving tool; dimensions in millimetres. (b) Cut groove prior to turning the crank. (c) After turning the crank to apply sufficient blows of the cup to close the groove 13 mm. (d) Plastic limit threads. Parts (a) through (c) after Hansbo (1975). (Photographs by M. Surendra.)



Figure 1 The soil specimen is rolled under the fingers into a thread 3 mm in diameter.

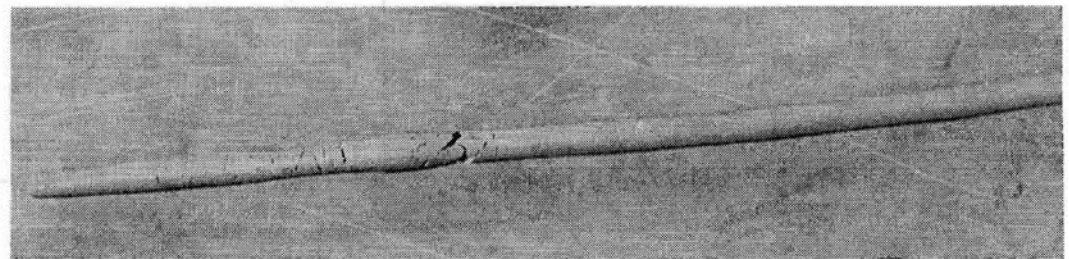


Figure 2 The 3-mm-diameter soil thread crumbles when the water content is equal to the plastic limit.

Ενοποιημένο σύστημα κατάταξης εδαφών (USCS) (1/3)

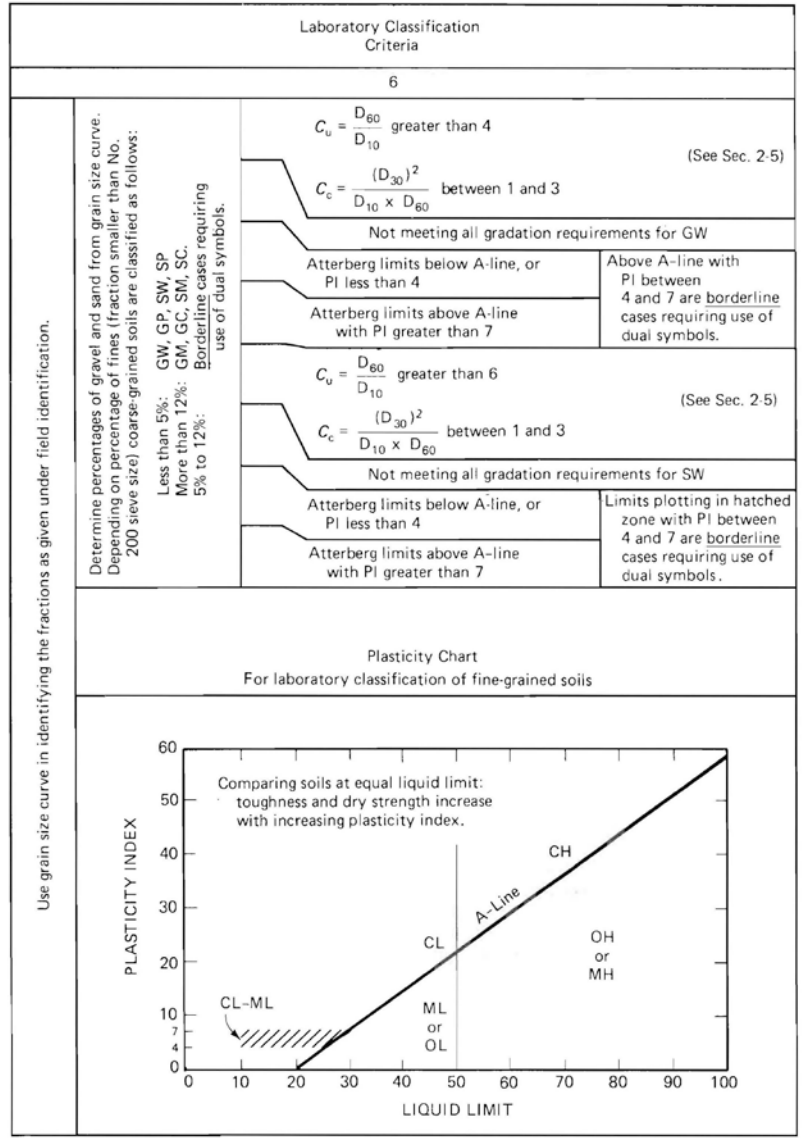
Major Divisions		Group Symbols (†)	Typical Names	Field Identification Procedures (excluding particles larger than 75 mm and basing fractions on estimated weights)						
1	2	3	4	5						
Coarse grained Soils More than half of material is larger than No. 200 (‡) (75 µm) sieve size.	Gravels More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size. (4.75 mm)	Clean Gravels (little or no fines)	GW	Well-graded gravels, gravel sand mixtures, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.					
		Gravels with Fines (appreciable amount of fines)	GP	Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.					
			GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).					
		GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).						
	Sands More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size. (4.75 mm)	Clean Sands (little or no fines)	SW	Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes.					
			SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines.	Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing.					
		Sands with Fines (appreciable amount of fines)	SM	Silty sands, sand-silt mixtures.	Nonplastic fines or fines with low plasticity (for identification procedures see ML below).					
			SC	Clayey sands, sand-clay mixtures.	Plastic fines (for identification procedures see CL below).					
Fine-grained Soils More than half of material is smaller than No. 200 (75 µm) sieve size.	The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye.	Silts and Clays	Liquid limit less than 50	Identification Procedures on Fraction Smaller than No. 40 Sieve Size						
					Dry Strength (crushing characteristics)	Dilatancy (reaction to shaking)	Toughness (consistency near PL)			
				ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity.	None to slight	Quick to slow	None		
				CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays.	Medium to high	None to very slow	Medium		
				OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity.	Slight to medium	Slow	Slight		
				Silts and Clays	Liquid limit greater than 50	MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts.	Slight to medium	Slow to none	Slight to medium
						CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays.	High to very high	None	High
OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts.	Medium to high	None to very slow			Slight to medium				
Highly Organic Soils		Pt	Peat and other highly organic soils.	Readily identified by color, odor, spongy feel and frequently by fibrous texture.						

† Boundary classifications: soils possessing characteristics of two groups are designated by combinations of group symbols. For example, GW-GC well-graded gravel sand mixture with clay binder.

‡ All sieve sizes on this chart are U.S. Standard.

After U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (1960) and Howard (1977).

Ενοποιημένο σύστημα κατάταξης εδαφών (USCS) (2/3)



Ενοποιημένο σύστημα κατάταξης εδαφών (USCS) (3/3)

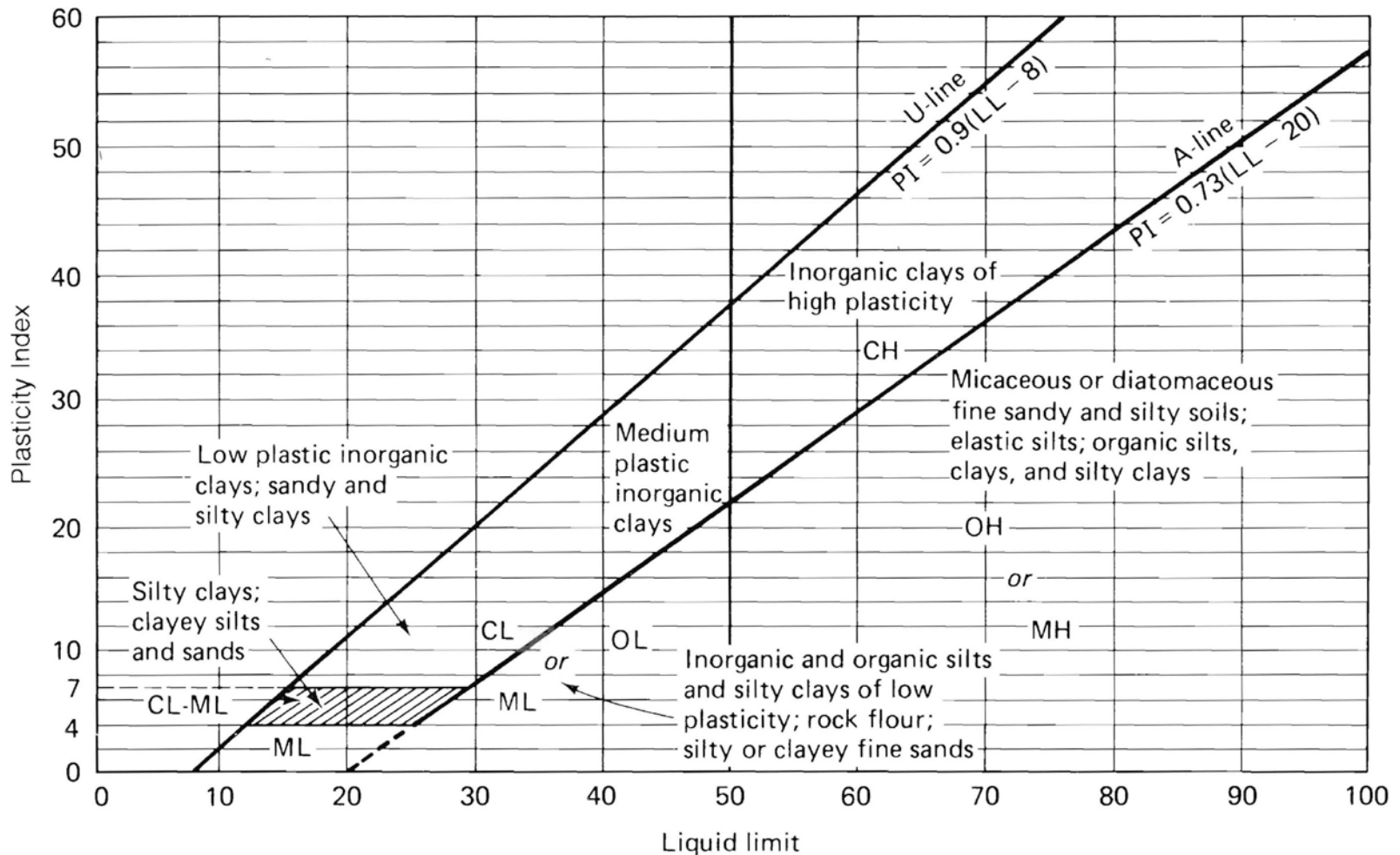
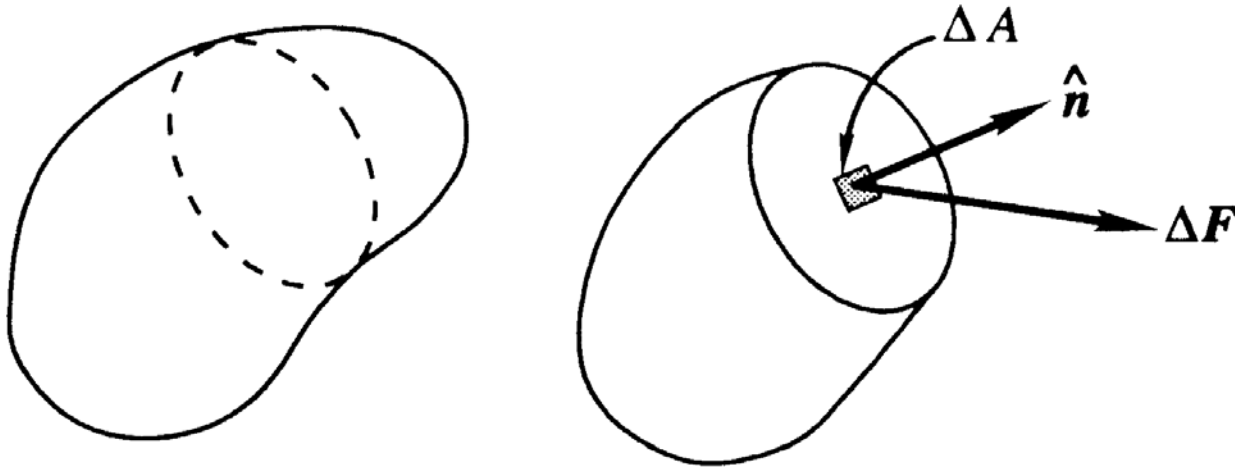
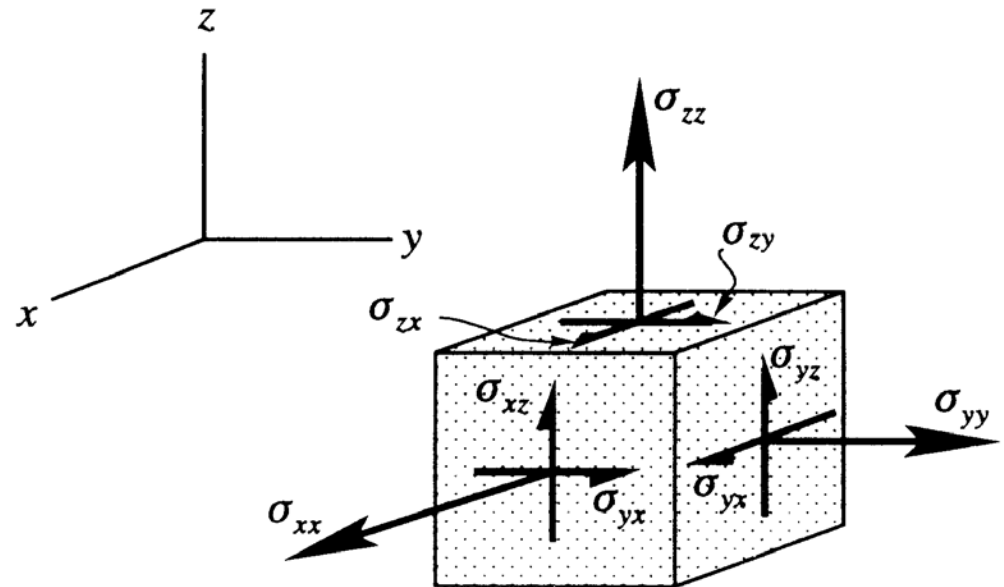


Fig. 3.2 Casagrande's plasticity chart, showing several representative soil types (developed from Casagrande, 1948, and Howard, 1977).

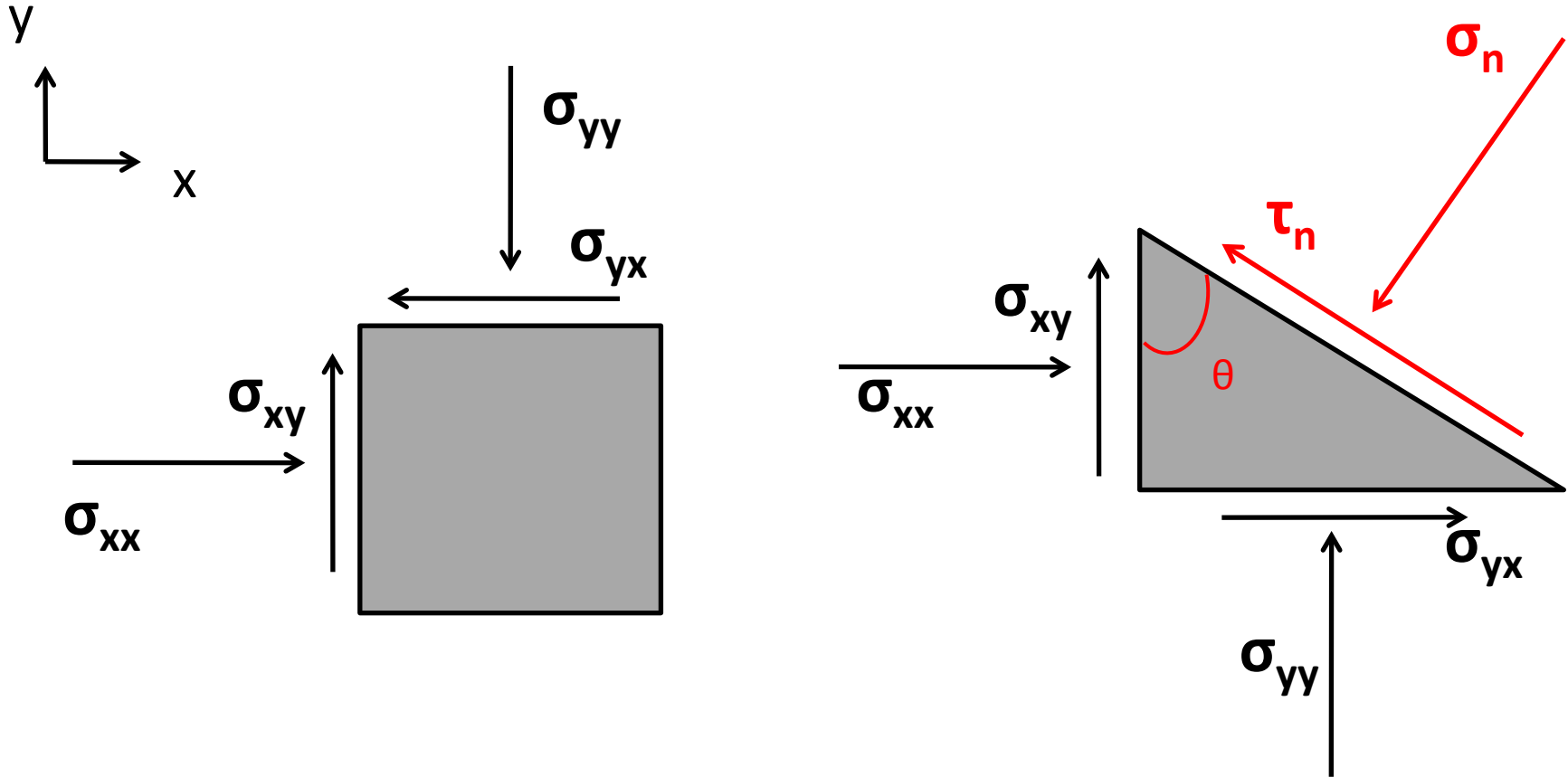
Τάση και παραμόρφωση στο εδαφικό στοιχείο



$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \cdot$$



Επίπεδη ένταση – εύρεση των κυρίων αξόνων



Θλιπτικές τάσεις: θετικές
Εφελκυστικές τάσεις: αρνητικές

Επίπεδη ένταση – εύρεση των κυρίων αξόνων

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \sigma_{xx} \cos \theta + \sigma_{yx} \sin \theta - \tau_n \sin \theta - \sigma_n \cos \theta = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow \sigma_{yy} \sin \theta + \sigma_{xy} \cos \theta + \tau_n \cos \theta - \sigma_n \sin \theta = 0$$

$$\sigma_{xx} \cos^2 \theta + \sigma_{yx} \sin \theta \cos \theta - \tau_n \sin \theta \cos \theta - \sigma_n \cos^2 \theta = 0$$

$$\sigma_{yy} \sin^2 \theta + \sigma_{xy} \sin \theta \cos \theta + \tau_n \sin \theta \cos \theta - \sigma_n \sin^2 \theta = 0$$

$$\sigma_n = \sigma_{xx} \cos^2 \theta + \sigma_{yy} \sin^2 \theta + \sigma_{xy} \sin 2\theta$$

Επίπεδη ένταση – εύρεση των κυρίων αξόνων

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \sigma_{xx} \cos \theta + \sigma_{yx} \sin \theta - \tau_n \sin \theta - \sigma_n \cos \theta = 0$$

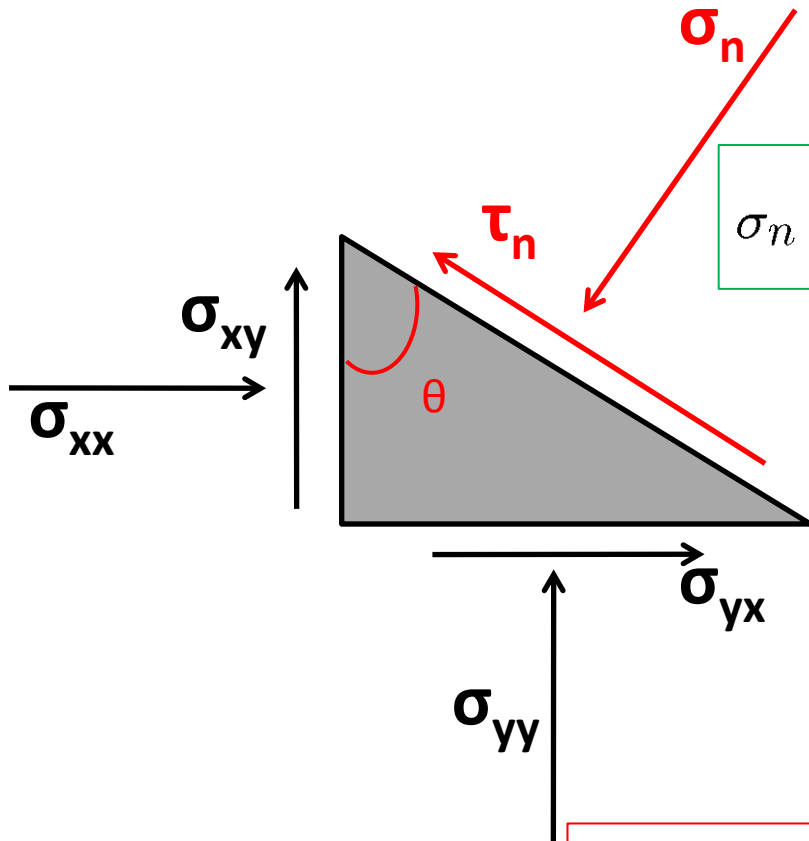
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow \sigma_{yy} \sin \theta + \sigma_{xy} \cos \theta + \tau_n \cos \theta - \sigma_n \sin \theta = 0$$

$$\sigma_{xx} \sin \theta \cos \theta + \sigma_{yx} \sin^2 \theta - \tau_n \sin^2 \theta - \sigma_n \sin \theta \cos \theta = 0$$

$$\sigma_{yy} \sin \theta \cos \theta + \sigma_{xy} \cos^2 \theta + \tau_n \cos^2 \theta - \sigma_n \sin \theta \cos \theta = 0$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \sin 2\theta - \sigma_{xy} \cos 2\theta$$

Επίπεδη ένταση – εύρεση των κυρίων αξόνων



$$\sigma_n = \sigma_{xx} \cos^2 \theta + \sigma_{yy} \sin^2 \theta + \sigma_{xy} \sin 2\theta$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \sin 2\theta - \sigma_{xy} \cos 2\theta$$

$$\tau_n = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \sin 2\theta - \sigma_{xy} \cos 2\theta = 0 \Rightarrow \tan 2\theta = \frac{2\sigma_{xy}}{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}$$

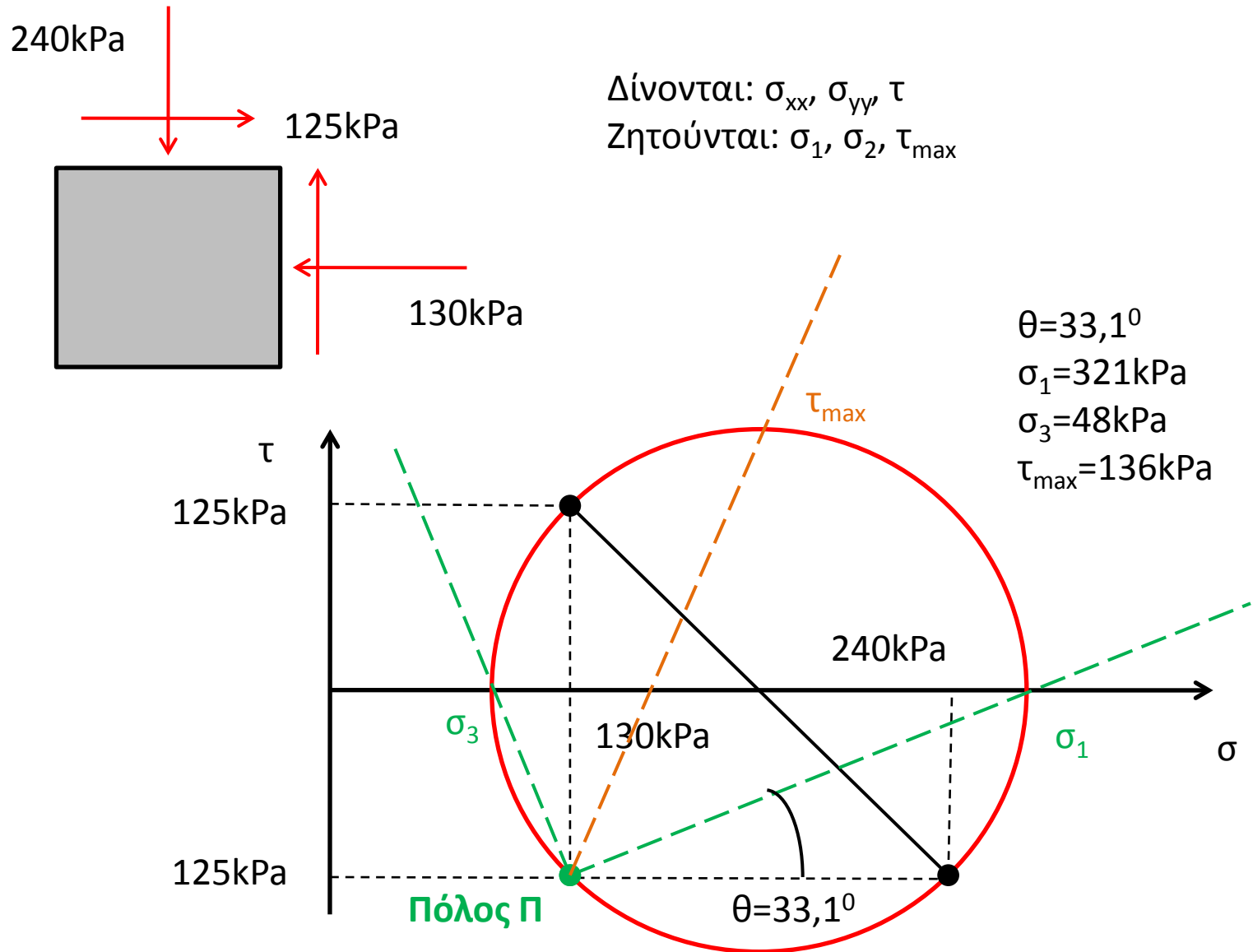
Αναλλοίωτες ποσότητες των τάσεων

$$\tilde{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

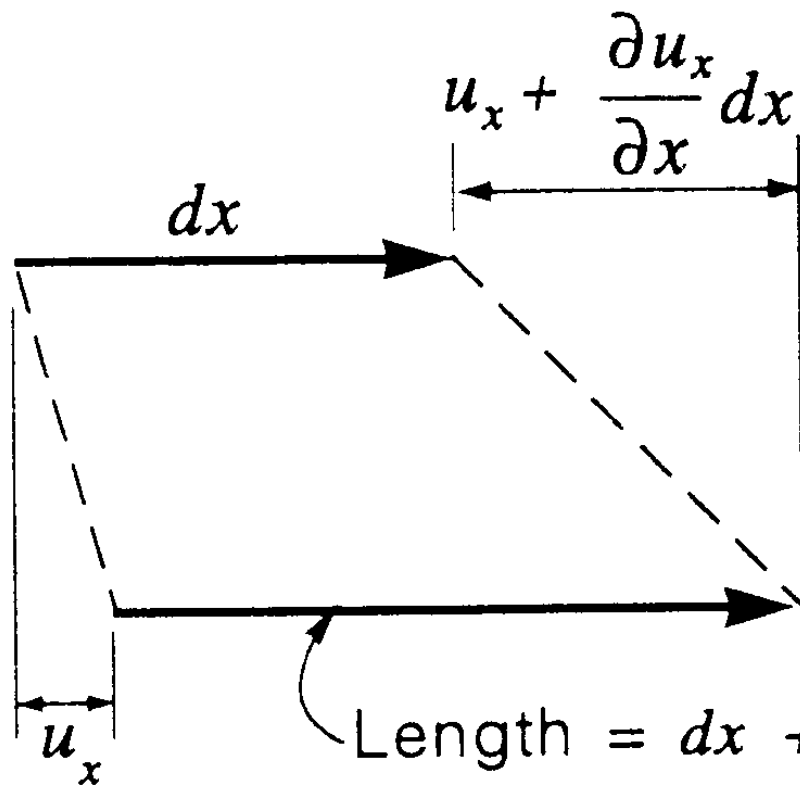
$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

$$I_1 = \text{tr}(\sigma) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$
$$I_2 = \frac{1}{2} \left[(\text{tr}(\sigma))^2 - \text{tr}(\sigma^2) \right] = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$$
$$I_3 = \det \sigma = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

Αριθμητική εφαρμογή επίπεδης έντασης



Αξονική παραμόρφωση εδαφικού στοιχείου

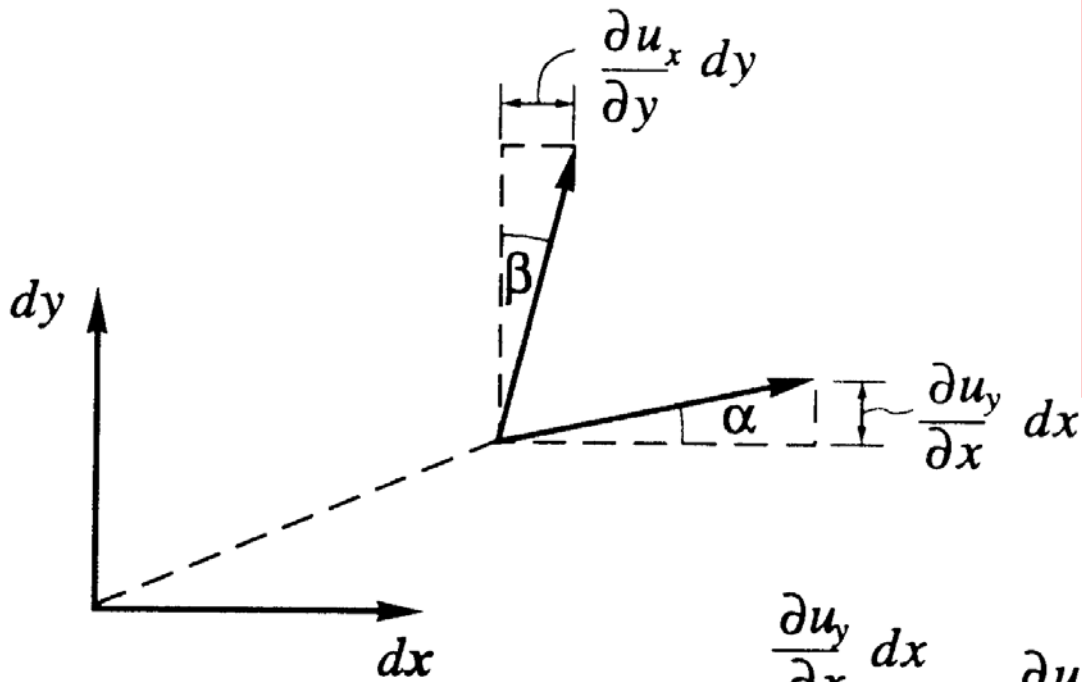


$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}$$
$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}$$
$$\epsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

$$\text{Length} = dx + \left(u_x + \frac{\partial u_x}{\partial x} dx \right) - u_x$$

$$= dx + \frac{\partial u_x}{\partial x} dx$$

Διατμητική παραμόρφωση εδαφικού στοιχείου



$$\epsilon_{xy} = \epsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)$$
$$\epsilon_{xz} = \epsilon_{zx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)$$
$$\epsilon_{yz} = \epsilon_{zy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{\frac{\partial u_y}{\partial x} dx}{dx} = \frac{\partial u_y}{\partial x}$$

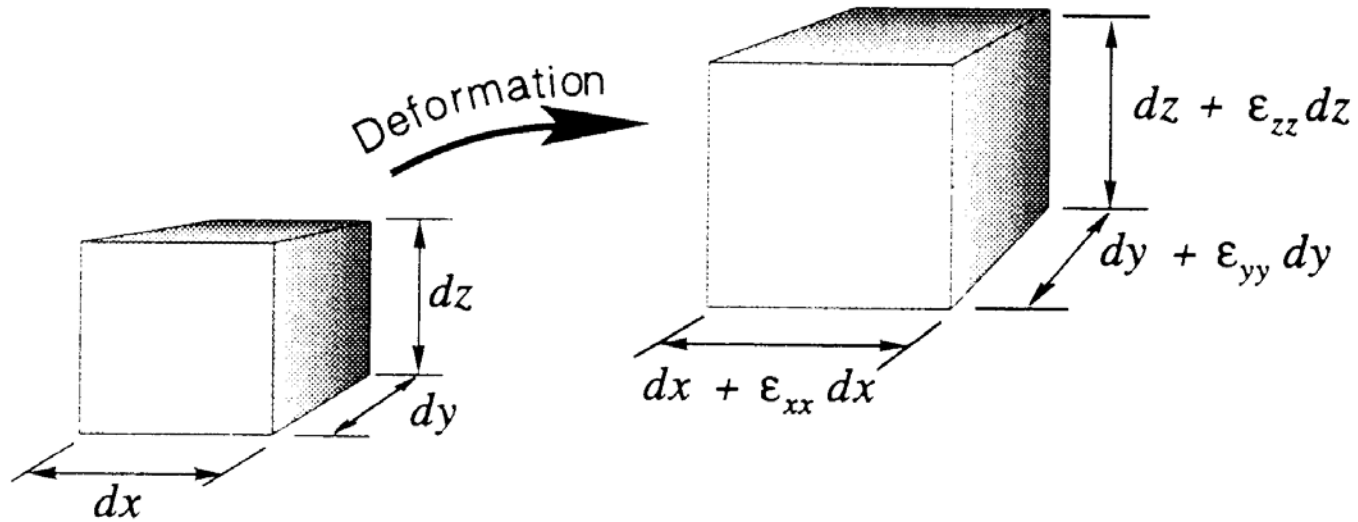
$$\tan \beta = \frac{\frac{\partial u_x}{\partial y} dy}{dy} = \frac{\partial u_x}{\partial y}$$

Τανυστής παραμόρφωσης εδαφικού στοιχείου

$$\tilde{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_3 \end{bmatrix}$$

Ογκομετρική παραμόρφωση εδαφικού στοιχείου



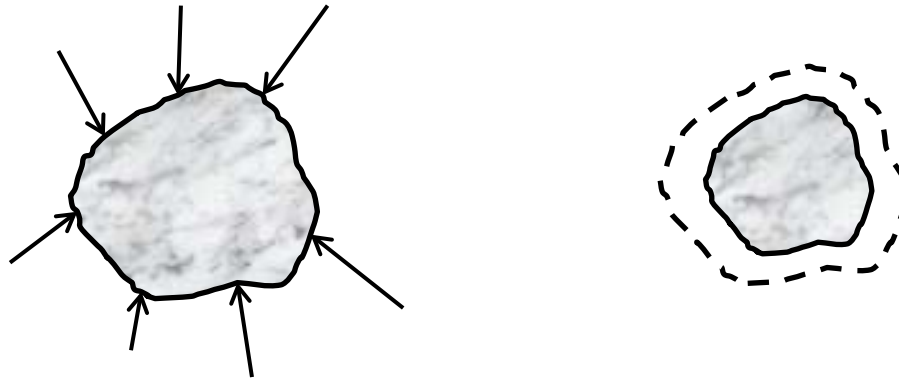
$$\epsilon_V = \frac{\Delta V}{V} = \frac{(dx + \epsilon_{xx} dx)(dy + \epsilon_{yy} dy)(dz + \epsilon_{zz} dz) - dx dy dz}{dx dy dz} =$$

$$\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} + \epsilon_{xx}\epsilon_{yy} + \epsilon_{xx}\epsilon_{zz} + \epsilon_{yy}\epsilon_{zz} + \epsilon_{xx}\epsilon_{yy}\epsilon_{zz} \approx$$

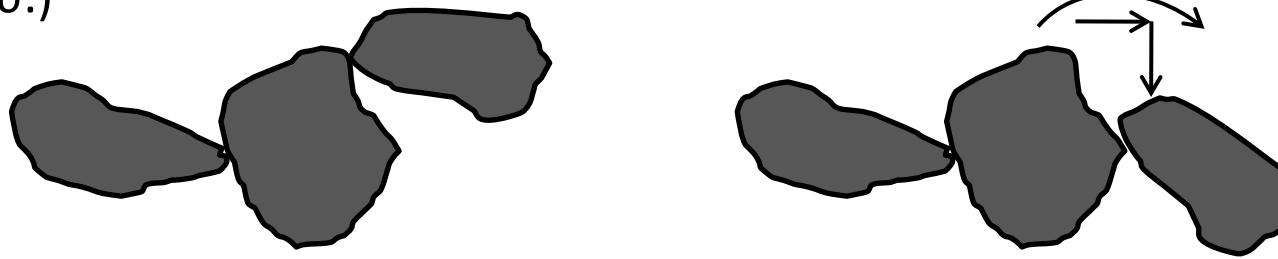
$$\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz}$$

Μικρομηχανική των κοκκωδών υλικών

(1) **Ελαστική παραμόρφωση της στερεάς φάσης των κόκκων** (θεωρείται σχεδόν ελαστική και αμελητέα)

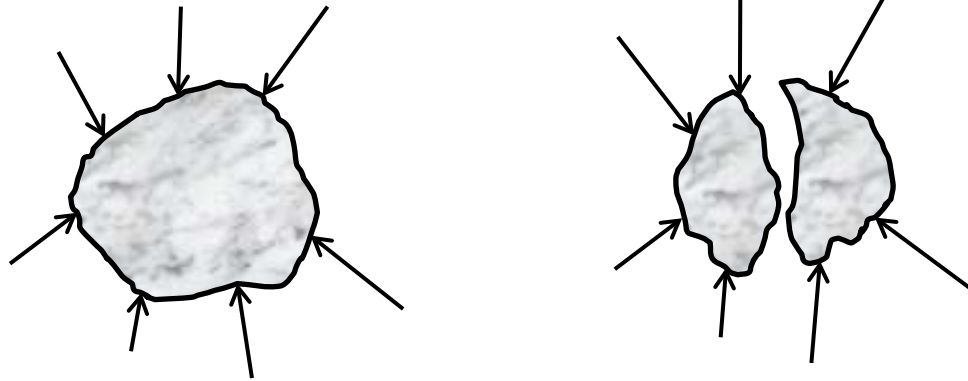


(2) **Ολίσθηση και περιστροφή των κόκκων** μεταξύ τους (είναι εντόνως ανελαστική και εξαρτάται από το σχήμα, αδρότητα, πυκνότητα και κοκκομετρία μέσου.)

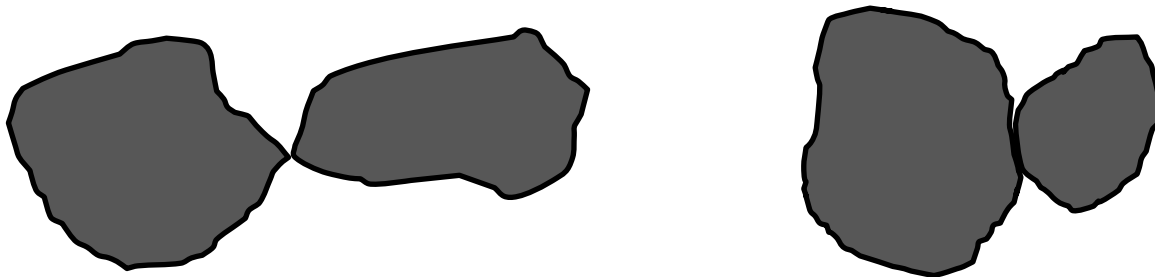


Μικρομηχανική των κοκκωδών υλικών (2/2)

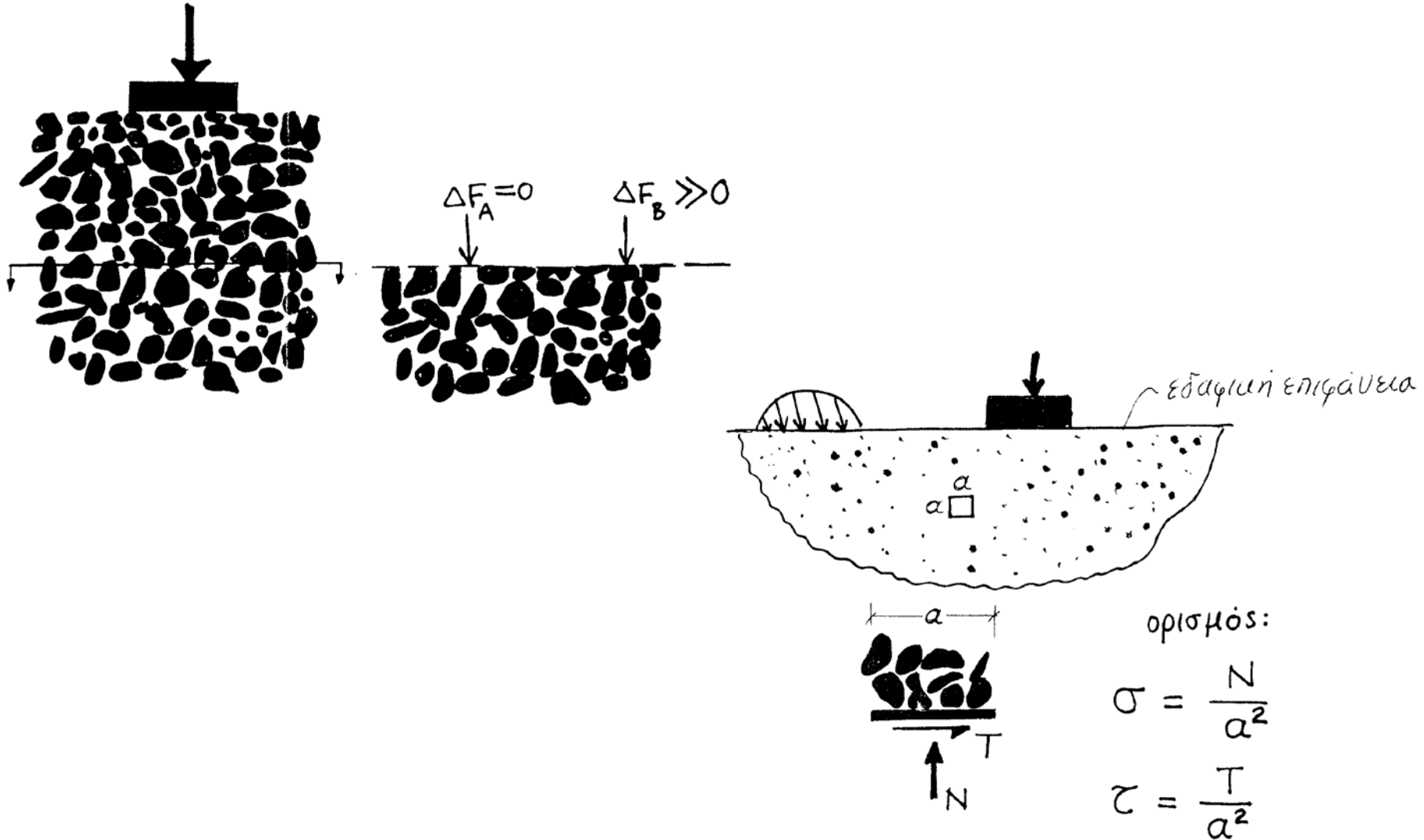
(3) Θραύση του κόκκου κάτω από υψηλές τάσεις (μεγάλα βάθη, κρουστικές φορτίσεις)



(4) Τοπική θραύση - λείανση κόκκων στην επιφάνειά τους (εξαρτάται από την αλληλεμπλοκή και την αδρότητά τους, κάτω από έντονη διατμητική ένταση.)

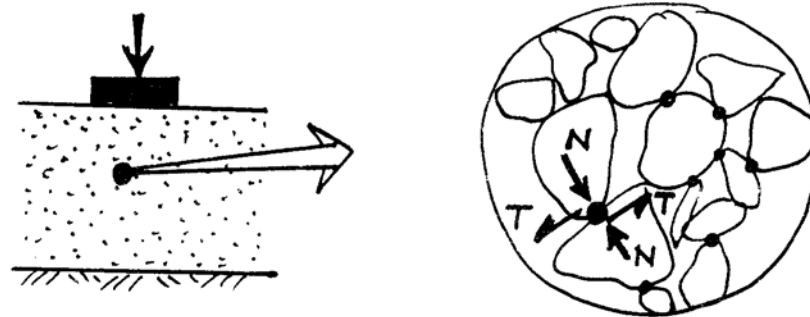


Οι τάσεις στο εδαφικό υλικό – Αρχή των ενεργών τάσεων (Terzaghi 1924)



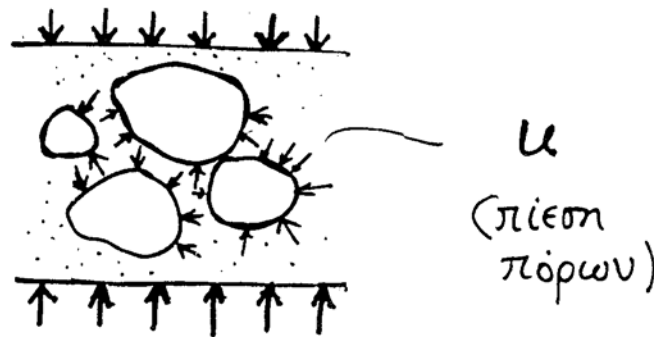
Οι τάσεις στο εδαφικό υλικό – Αρχή των ενεργών τάσεων (Terzaghi 1924)

(1) μέσω των σημείων επαφής των κόκκων



$N \rightarrow \bar{\sigma}$ (ενεργός τάση)

(2) μέσω του ρευστού των πόρων



Οι τάσεις στο εδαφικό υλικό – Αρχή των ενεργών τάσεων (Terzaghi 1924)

$$\Delta F_n = \sigma \Delta S = \sigma_s \Delta S_s + p_w \Delta S_v \Rightarrow \sigma = \sigma_s \frac{\Delta S_s}{\Delta S} + p_w \frac{\Delta S_v}{\Delta S} \Rightarrow$$
$$\sigma = \sigma_s \frac{\Delta S_s}{\Delta S} + p_w \frac{\Delta S - \Delta S_s}{\Delta S} \approx \sigma' + p_w$$

$$\Delta T_n = \tau \Delta S = \tau_s \Delta S_s \Rightarrow \tau = \tau_s \frac{\Delta S_s}{\Delta S} = \tau'$$

$$(\Delta S = \Delta S_s + \Delta S_v)$$

Αρχή των ενεργών τάσεων κατά **Terzaghi**

$$\sigma = \sigma' + p_w = \sigma' + u$$

σ : ολική τάση

p_w, u : πίεση πόρων

σ' : ενεργός τάση

Σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων στο εδαφικό στοιχείο

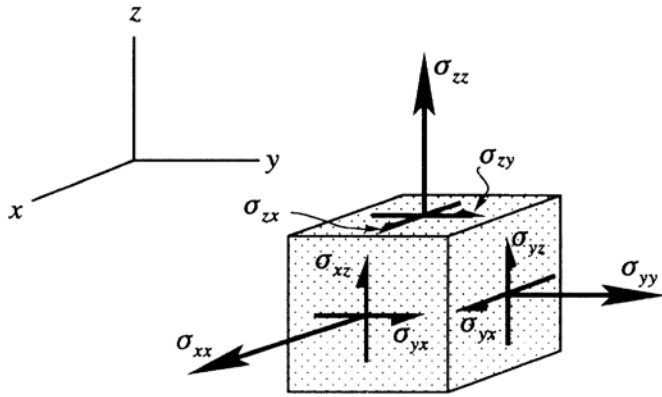
Αναζήτηση **καταστατικών σχέσεων** μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων. Ενώ οι νόμοι αυτοί πρέπει να προκύπτουν από τις **μικρομηχανική θεώρηση** των μηχανισμών παραμόρφωσης, αυτό είναι **ανέφικτο** καθώς οι **επαφές** των κόκκων/πλακιδίων αργίλου είναι **αναρίθμητες**.



Ο καθορισμός των καταστατικών σχέσεων θα προκύψει από **λογικές γενικεύσεις** αποτελεσμάτων **πειραματικών μετρήσεων** σε εδαφικά υλικά.

Γραμμική ισότροπη ελαστικότητα

Γενικευμένος νόμος **Robert Hooke** (1635-1703). Δύο ελαστικές σταθερές:
E (Thomas **Young**, 1753-1829), **ν** (Siméon Denis **Poisson**, 1781-1840)



$$\epsilon_{xx} = \frac{1}{E} \left[\sigma'_{xx} - \nu (\sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \right]$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{1}{E} \left[\sigma'_{yy} - \nu (\sigma'_{xx} + \sigma'_{zz}) \right]$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1}{E} \left[\sigma'_{zz} - \nu (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) \right]$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = 2\epsilon_{xy} = 2\epsilon_{yx} = \frac{1}{G} \sigma'_{xy} = \frac{1}{G} \sigma'_{yx}$$

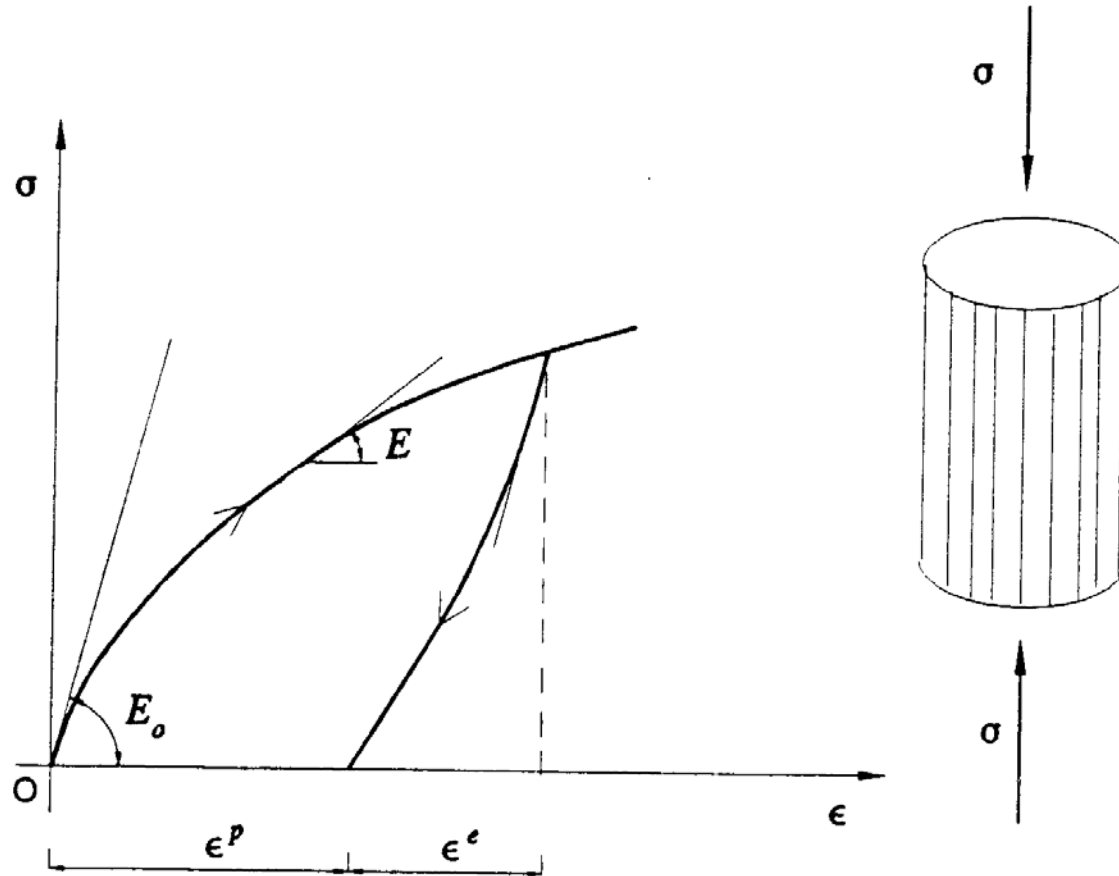
$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = 2\epsilon_{xz} = 2\epsilon_{zx} = \frac{1}{G} \sigma'_{xz} = \frac{1}{G} \sigma'_{zx}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = 2\epsilon_{yz} = 2\epsilon_{zy} = \frac{1}{G} \sigma'_{yz} = \frac{1}{G} \sigma'_{zy}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

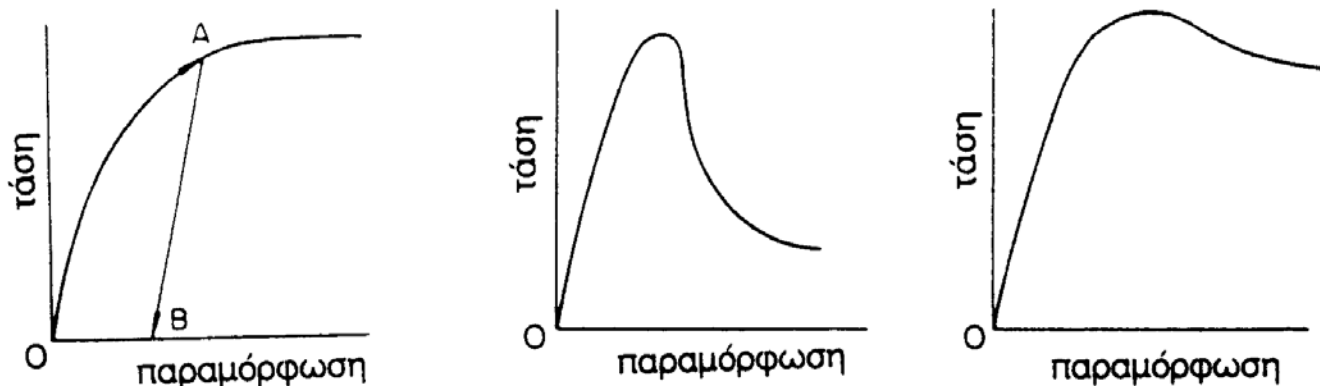
Αδυναμίες γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας

(1) Τα εδαφικά υλικά **δεν** συμπεριφέρονται ως ελαστικά υλικά. Η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων **απέχει πολύ** από οποιαδήποτε **ευθεία γραμμή**.



Αδυναμίες γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας

- (2) Τα εδαφικά υλικά αναπτύσσουν έντονες **ανελαστικές, μόνιμες, ανεπιστρεπτές, πλαστικές** παραμορφώσεις. Η μηχανική συμπεριφορά τους εξαρτάται από την **εσωτερική δομή τους** (πυκνότητα, αδρότητα).
- (3) Οι **διατμητικές δράσεις** παράγουν και **ογκομετρικές τροπές**.
- (3) Σημαντικό ρόλο παίζει η **ιστορία φόρτισής τους** καθώς και η **εκάστοτε εντατική κατάσταση** τους.
- (4) Ο **τρόπος** και η **σειρά μεταβολής των τάσεων** σε ένα εδαφικό δοκίμιο επηρεάζει την συμπεριφορά του (**τασική όδευση**)
- (5) Η **διατάραξη** των εδαφικών υλικών (απώλεια φυσικής υγρασίας, δειγματοληψία) επηρεάζει την μηχανική συμπεριφορά των υλικών όπως αυτή μετράται στο εργαστήριο ή επί τόπου.
- (6) Η **ταχύτητα φόρτισης** παίζει ιδιαίτερο ρόλο στην συμπεριφορά τους.

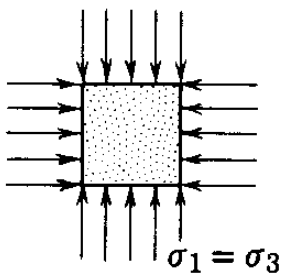
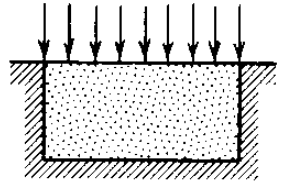
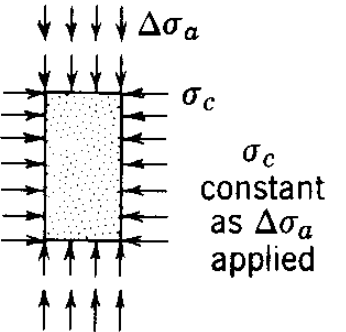
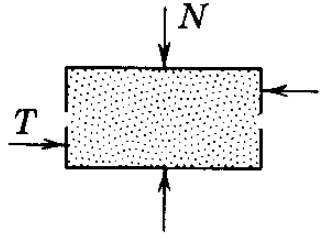
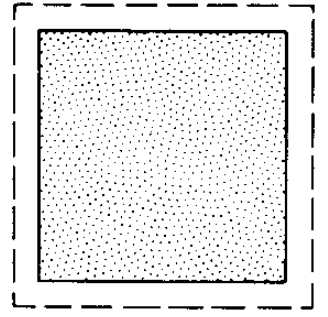
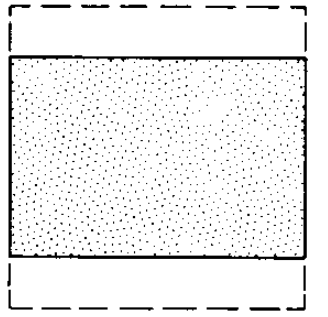
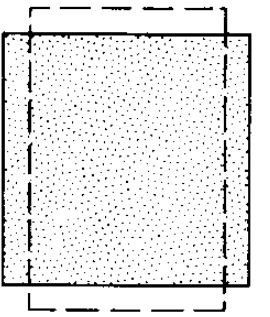
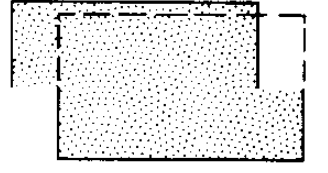


Η λύση...

- **Πειραματικές μετρήσεις** μηχανικής συμπεριφοράς εδαφικών υλικών μέσω εργαστηριακών δοκιμών.
- **Επιβολή παρόμοιων εντατικών συνθηκών** με αυτές του έργου.
- **Επιλογή αντιπροσωπευτικού εδαφικού δείγματος** για την κλίμακα του έργου.
- **Προσέγγιση της συμπεριφοράς** του εδαφικού υλικού τόσο **ποιοτικώς** όσο και **ποσοτικώς**, προκειμένου να καταστούν αντιληπτοί οι **μηχανισμοί ανάπτυξης της αντοχής** των υλικών.

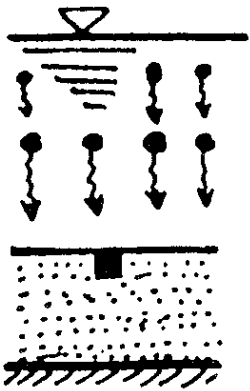
... η τελική επιτυχία στον **ορθολογικό γεωτεχνικό σχεδιασμό** θα βασιστεί σε μεγάλο βαθμό στην **κρίση του Μηχανικού**.

Συνήθειες εντατικές καταστάσεις στο εδαφικό υλικό

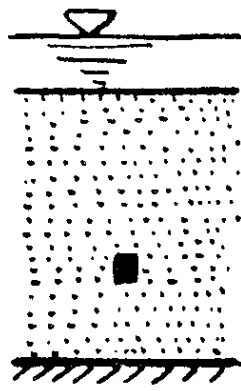
Test	Isotropic compression	Confined compression (oedometer)	Triaxial compression	Direct shear
Basic conditions	 <p>$\sigma_1 = \sigma_3$</p>	 <p>No horizontal movement</p>	 <p>$\Delta\sigma_a$ σ_c σ_c constant as $\Delta\sigma_a$ applied</p>	 <p>N T N constant as T applied</p>
Type of deformation	<p>Volumetric</p> 	<p>Primarily volumetric but some distortion</p> 	<p>Distortion and volumetric</p> 	<p>Primarily distortion, but some volumetric</p> 

Συνήθεις εντατικές καταστάσεις σε γεωτεχνικά προβλήματα

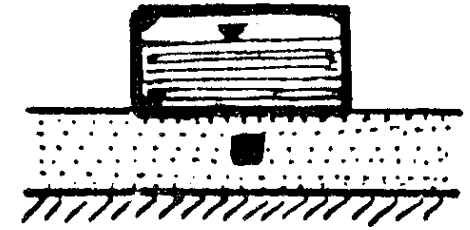
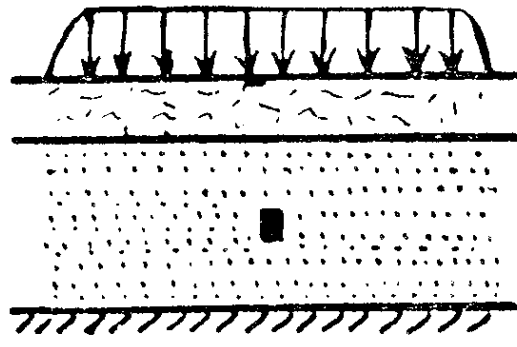
Ισότροπη ή μονοδιάστατη συμπίεση



Σχηματισμός εδαφινής αποθέσεως



Ομοιόμορφη επιφόρτιση μεγάλης έντασης

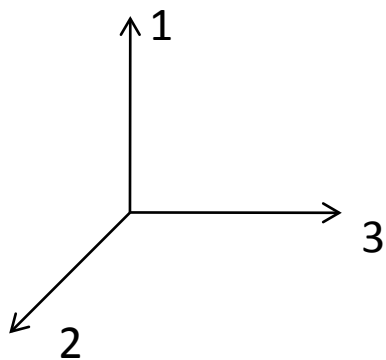
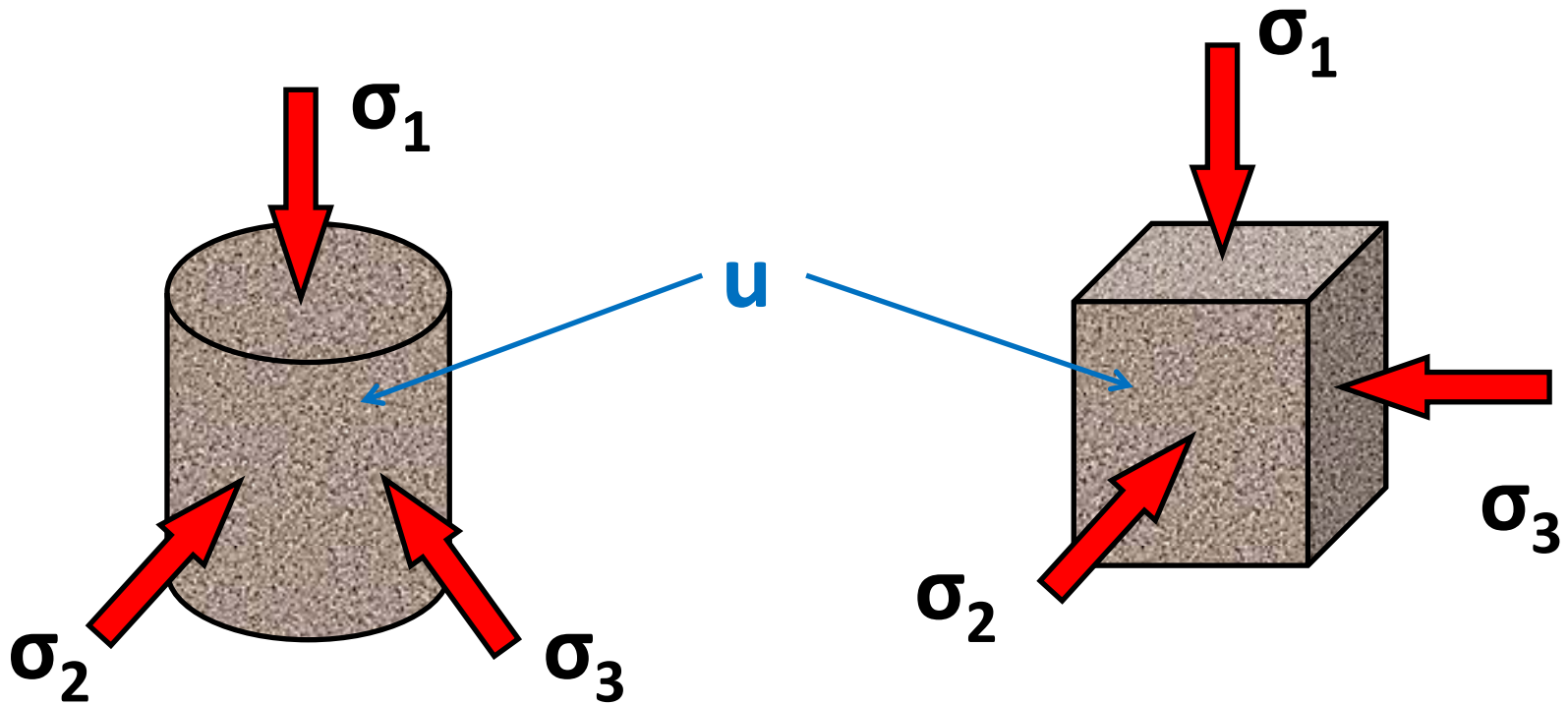


Θεμελίωση επί αβαθούς εδαφινού στρώματος επί βράχου



Μονοδιάστατη συμπίεση ($\epsilon_y = 0$)

Μετρούμενες τάσεις στη δοκιμή ισότροπης συμπίεσης



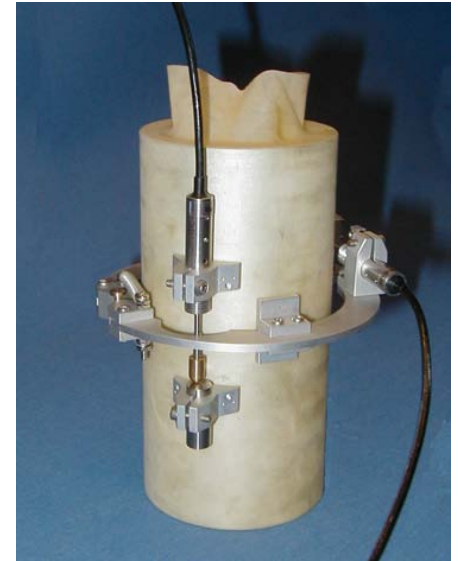
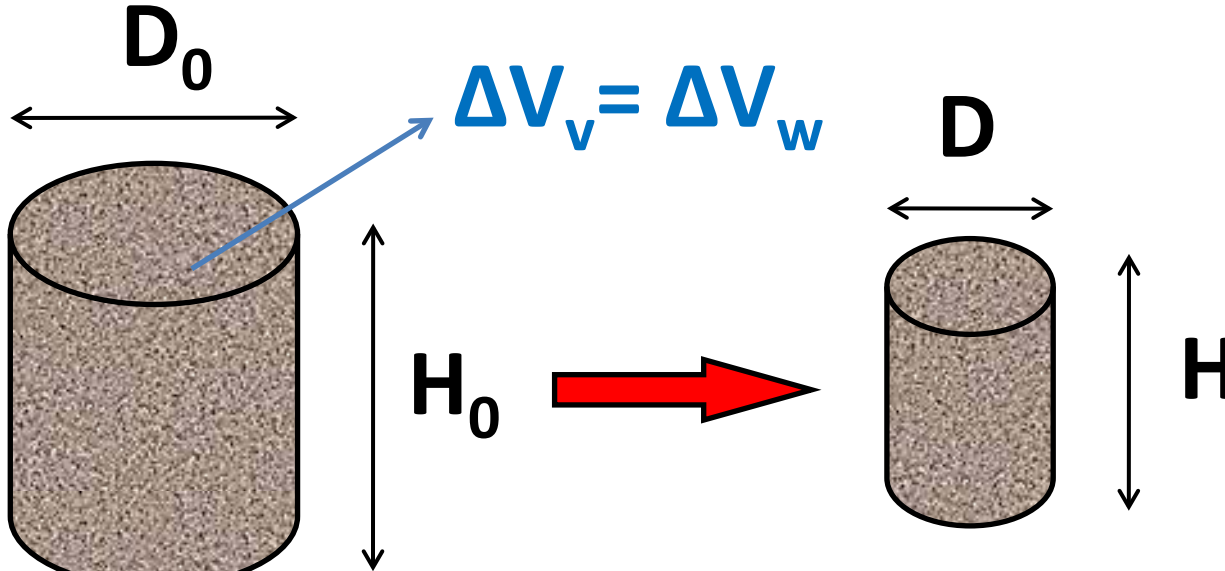
$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p = \frac{1}{3}I_1$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = p - u$$

$$\sigma'_2 = \sigma_2 - u = p - u$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = p - u$$

Μετρούμενες παραμορφώσεις στην δοκιμή ισότροπης συμπίεσης



$$\Delta H = H_0 - H$$

$$\Delta D = D_0 - D$$

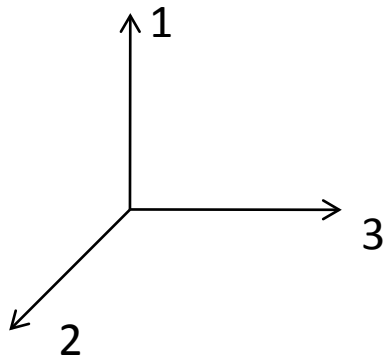
$$\Delta V = V_0 - V$$

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_3 = \frac{\Delta D}{D_0}$$

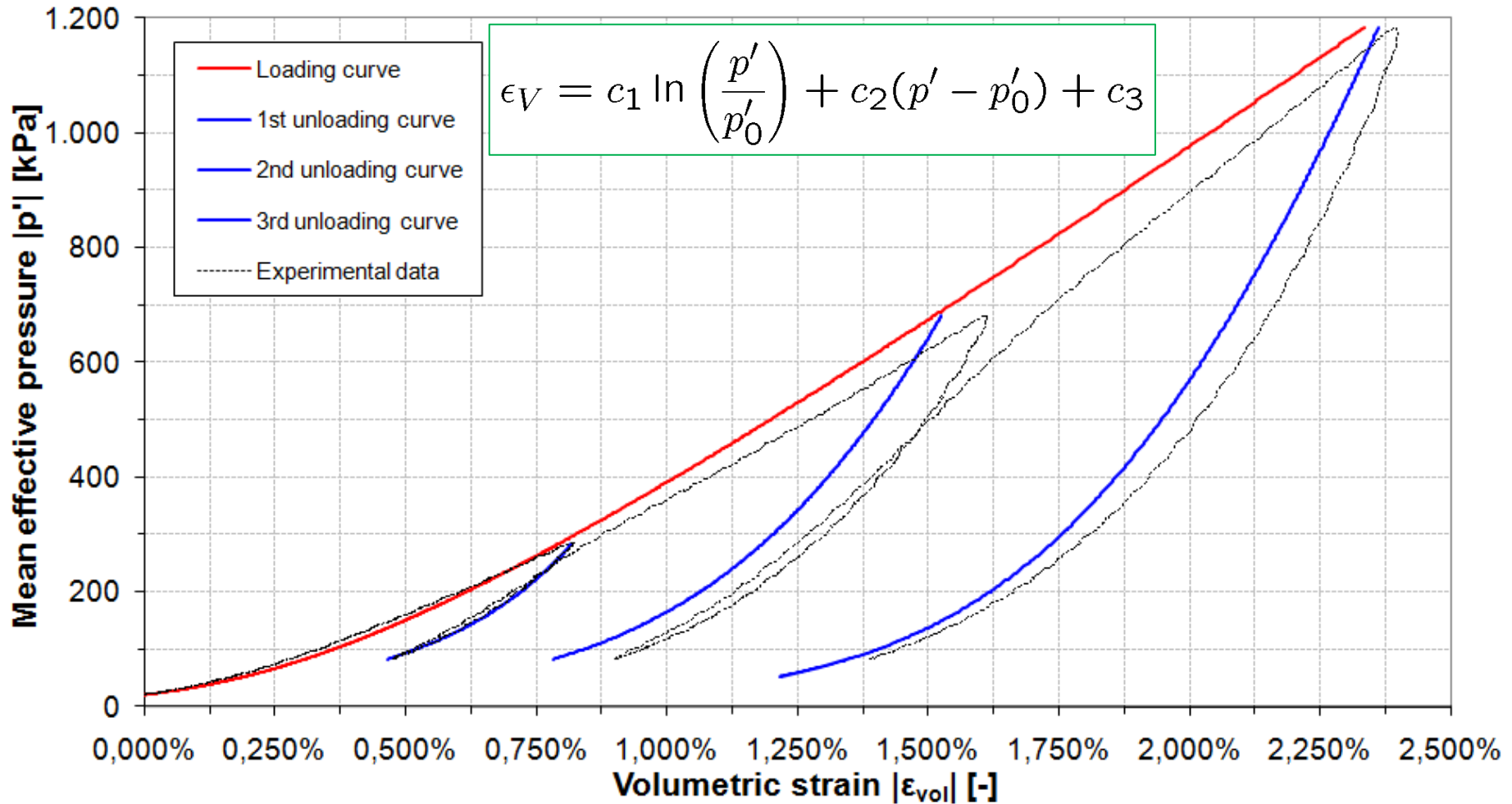
$$\epsilon_3 = \epsilon_2 = \frac{\Delta D}{D_0}$$

$$\epsilon_V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_0} + 2 \frac{\Delta D}{D_0} = \frac{\Delta V}{V_0}$$



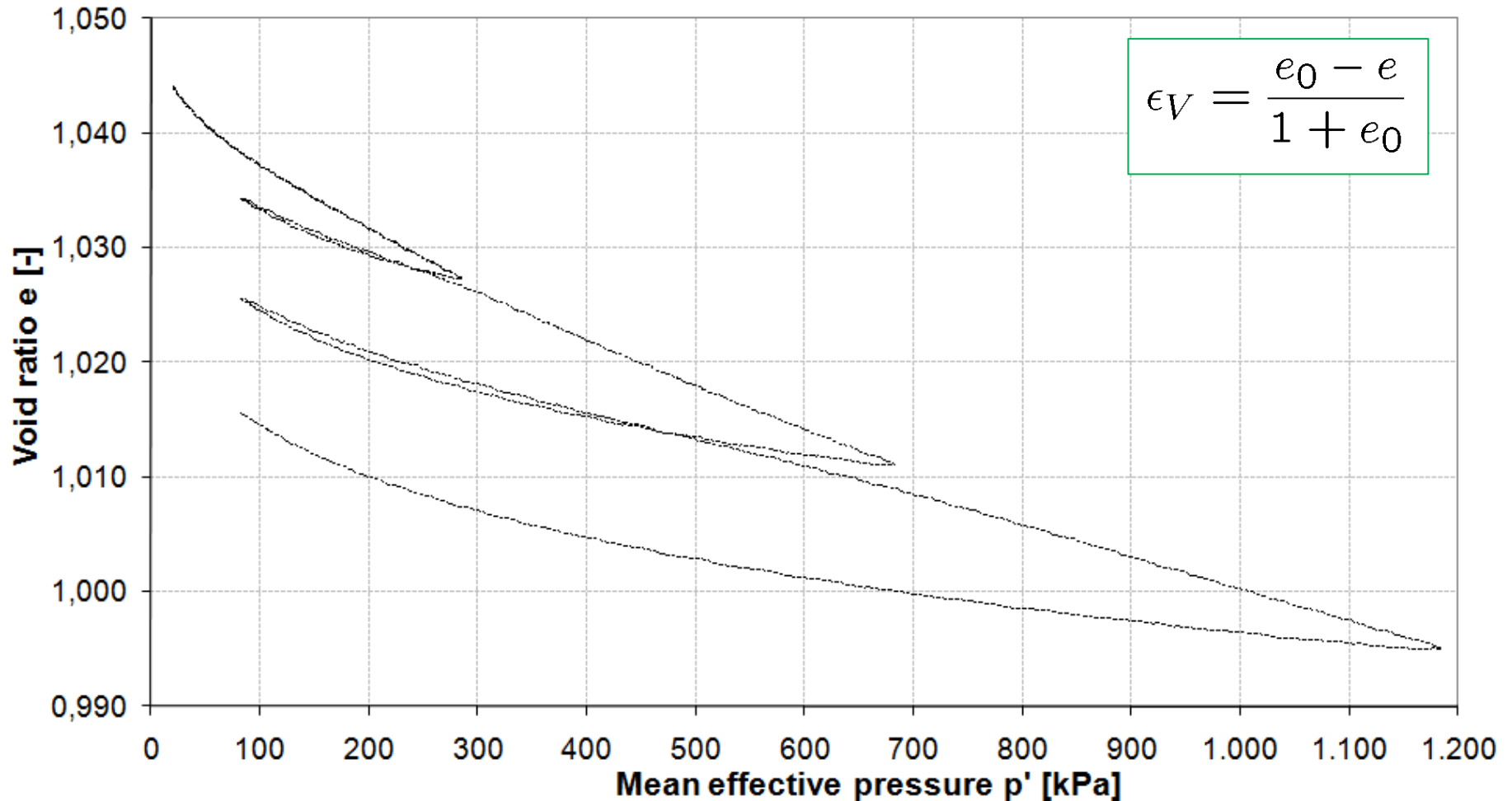
Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμής ισότροπης συμπίεσης

Isotropic compression test, CD-HS₂₈-100-20, $e_0=1.044$

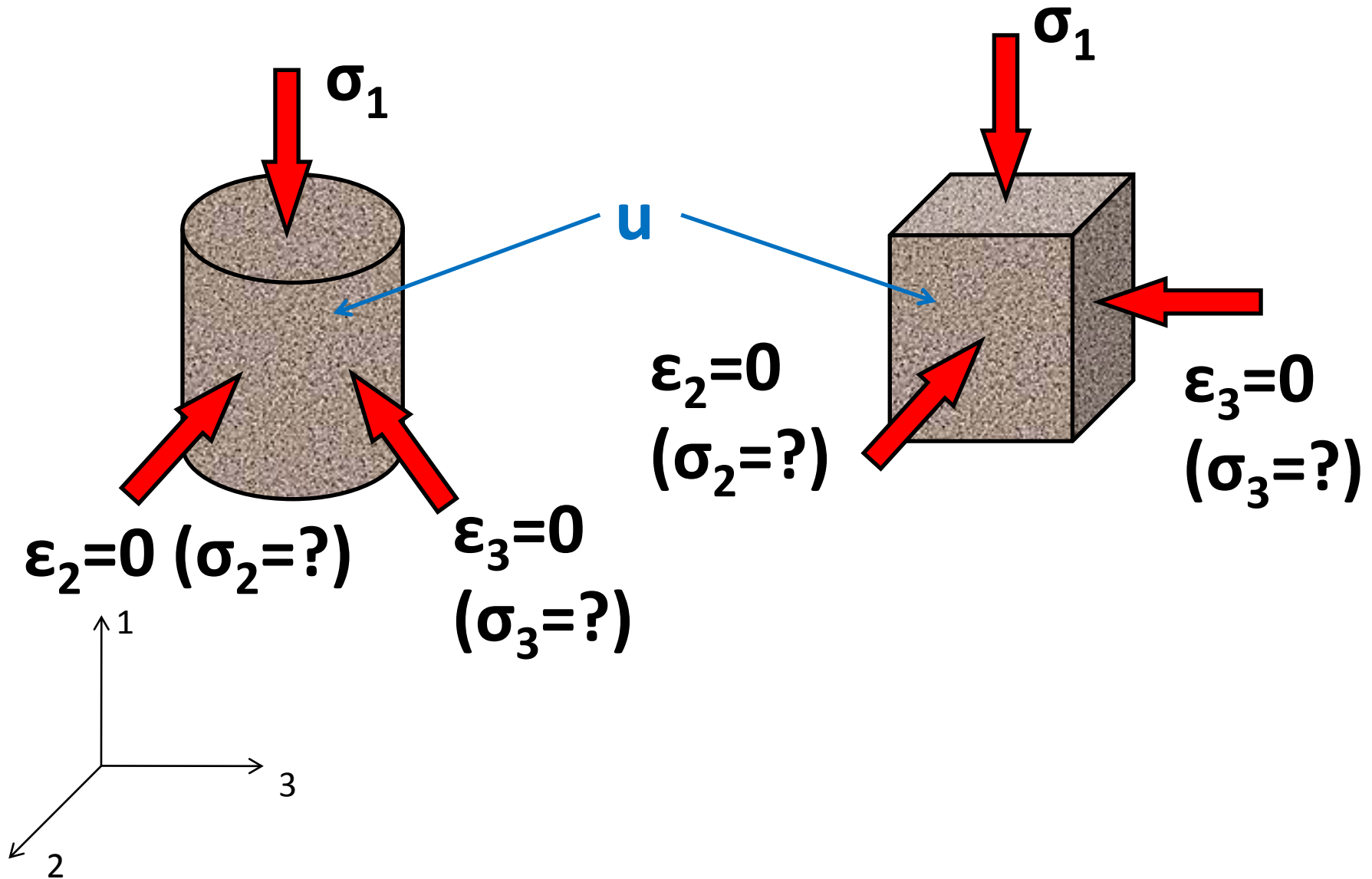


Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμής ισότροπης συμπίεσης

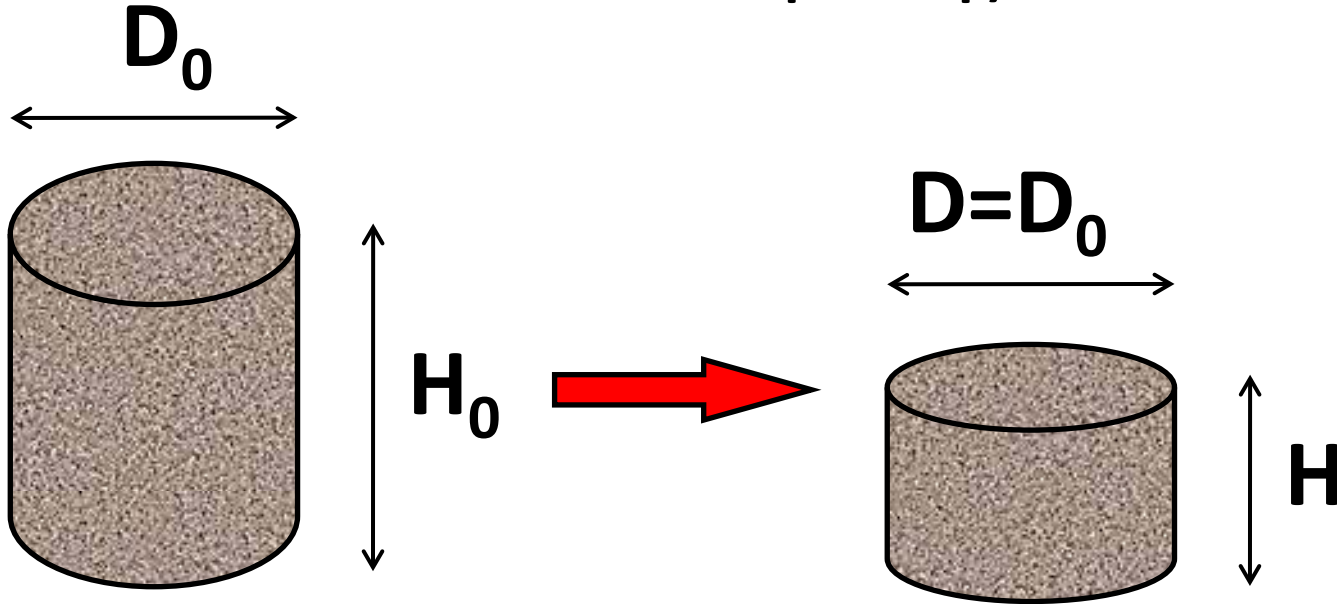
Isotropic compression test, CD-HS₂₈-100-20, $e_0=1.044$



Μετρούμενες τάσεις στη δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης



Μετρούμενες παραμορφώσεις στην δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης



$$\Delta H = H_0 - H$$

$$\Delta D = 0$$

$$\Delta V = V_0 - V = \frac{\pi D_0^2}{4} \Delta H$$

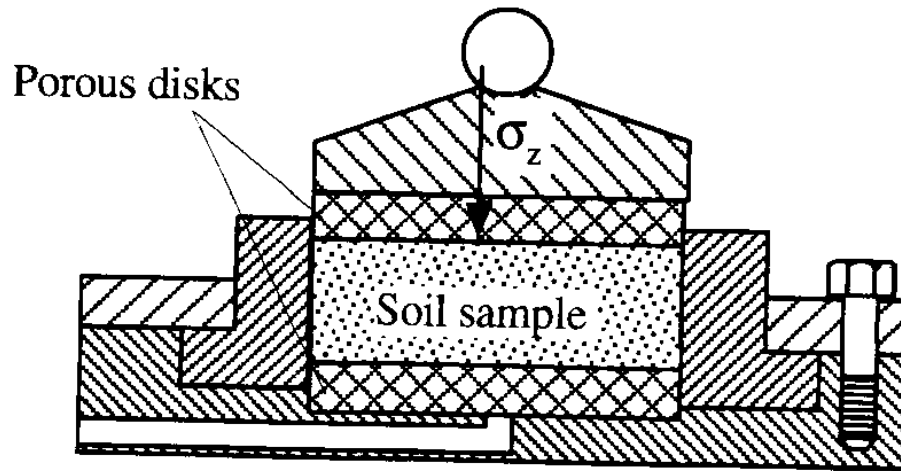
$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$\epsilon_2 = 0$$

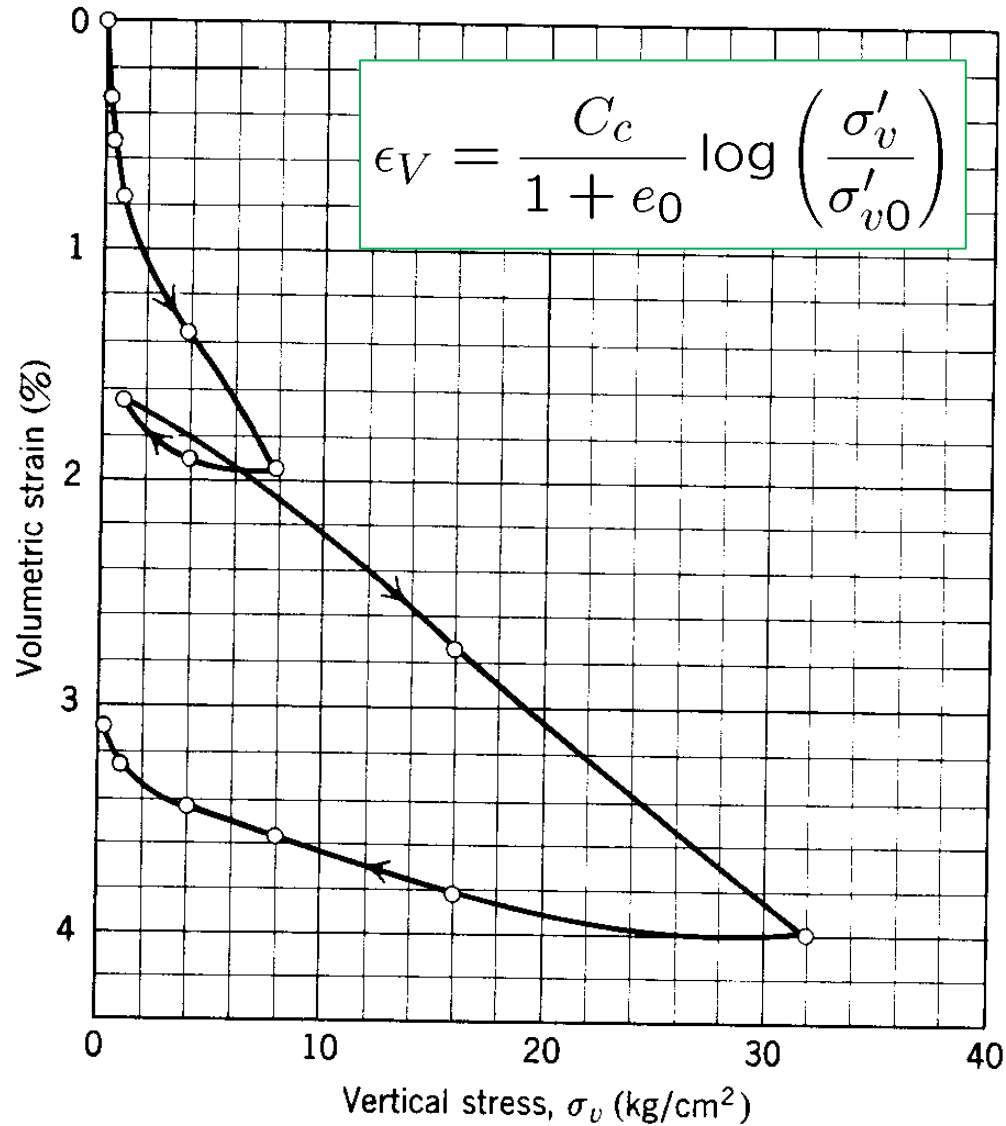
$$\epsilon_3 = 0$$

$$\epsilon_V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V}{V_0}$$

Συσκευές μονοδιάστατης συμπίεσης - Οιδήμετρα

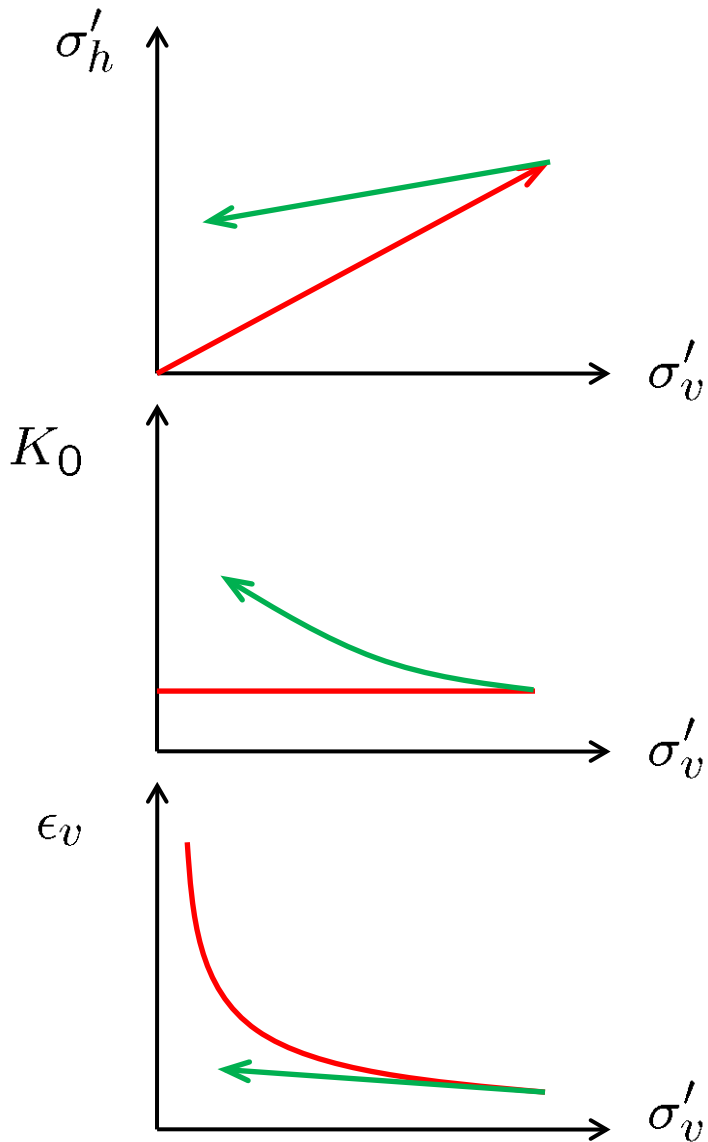


Πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές μονοδιάστατης συμπίεσης



Συντελεστής πλευρικής ώθησης K_0 (μηδενικές πλευρικές τροπές)

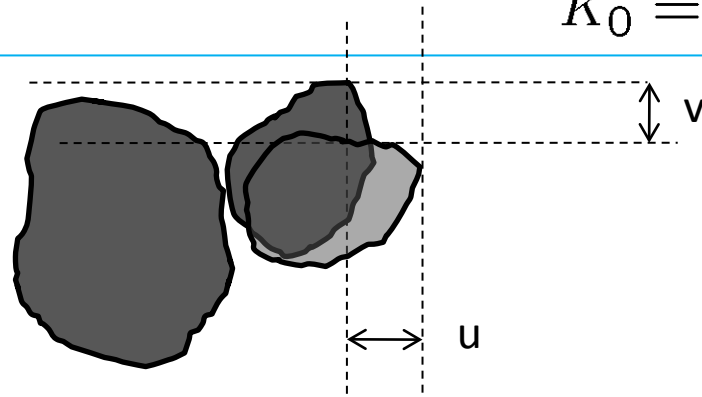
$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$



Γραμμική ισότροπη ελαστικότητα

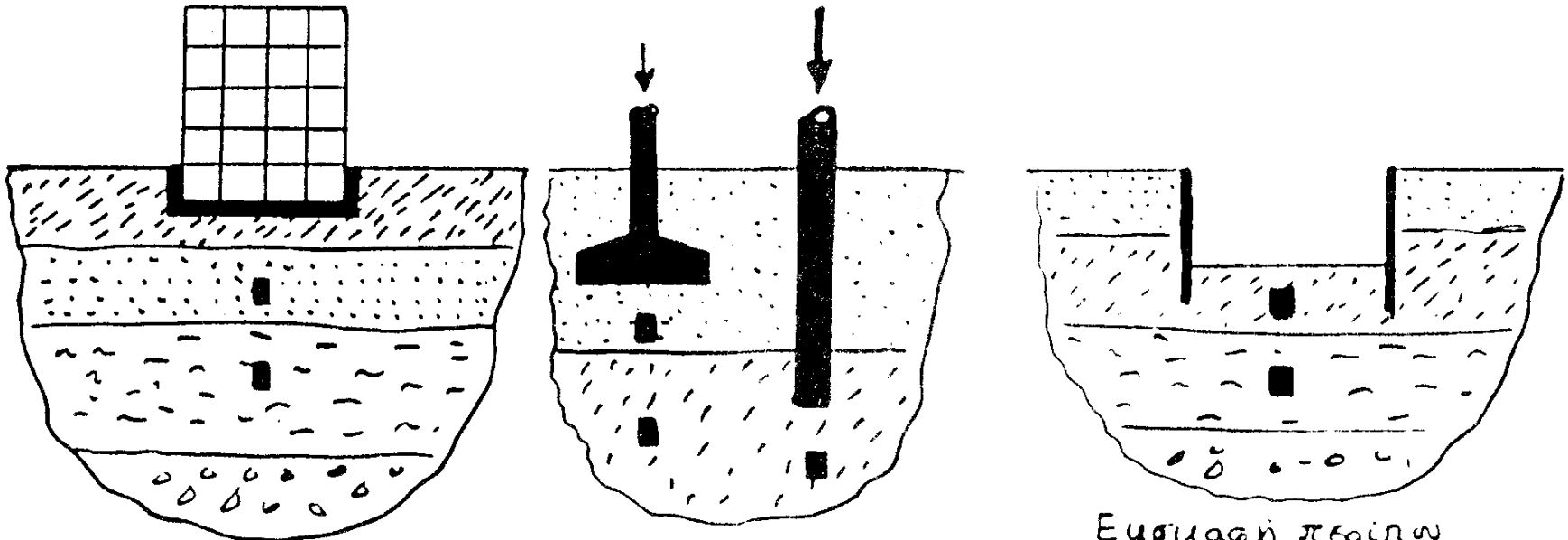
$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$\nu = 0.28 \div 0.41$
 $K_0 = 0.40 \div 0.70$



Συνήθεις εντατικές καταστάσεις σε γεωτεχνικά προβλήματα

Τριαξονική συμπίεση



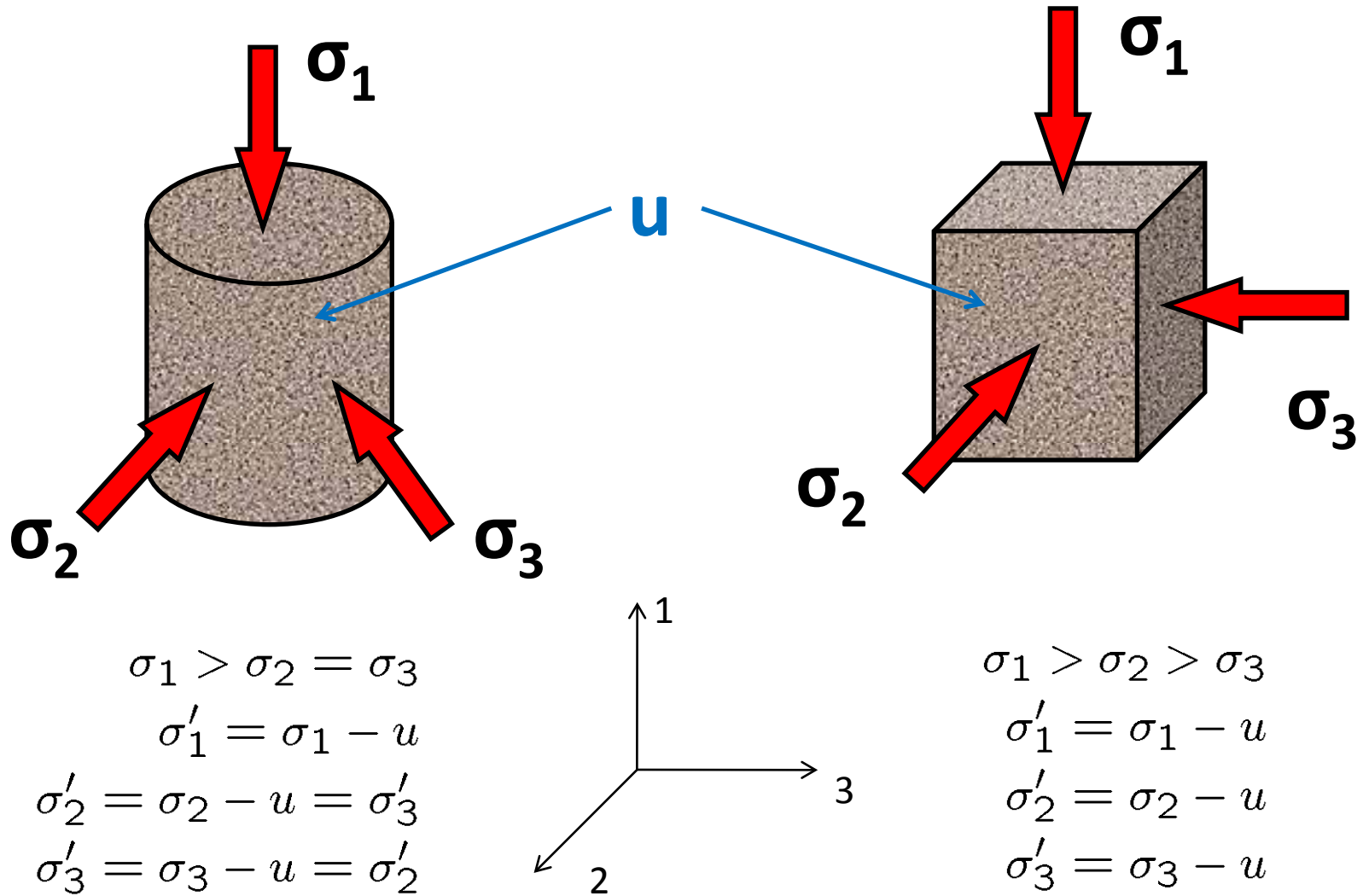
Θεμελίωση κυκλικής ή τετραγωνικής μάζας

Ευσταθή περίω τετραγωνικής μάζας

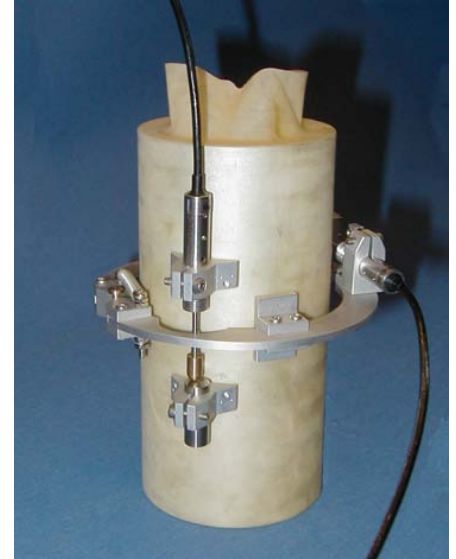
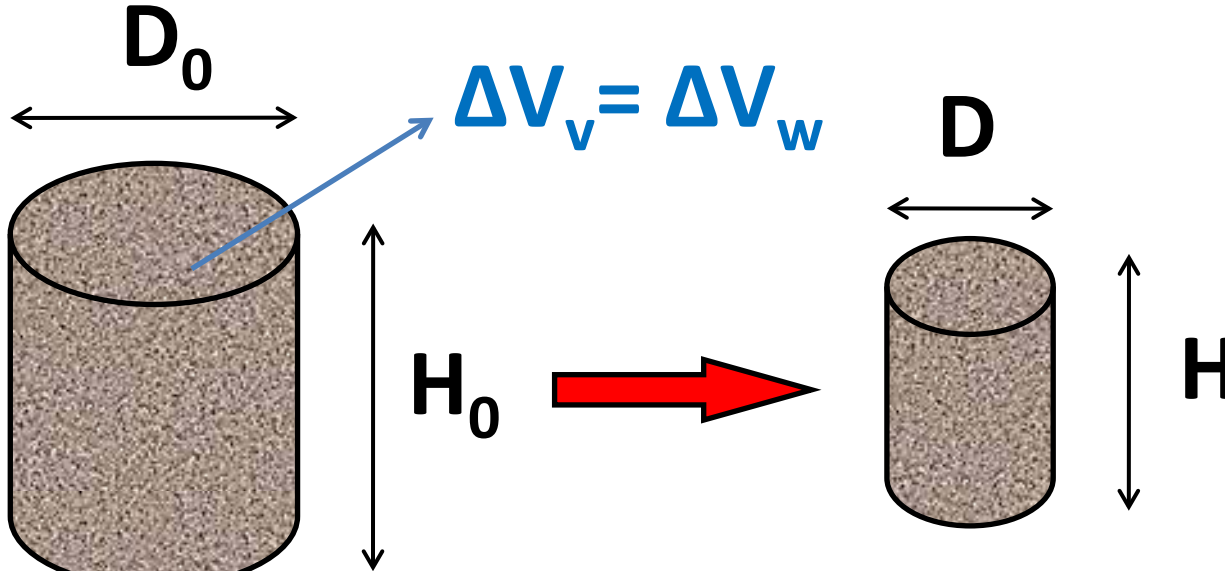


Αξονοσυμμετρική τριαξονική φόρτιση

Μετρούμενες τάσεις στη δοκιμή τριαξονικής συμπίεσης



Μετρούμενες παραμορφώσεις στην δοκιμή τριαξονικής συμπίεσης



$$\Delta H = H_0 - H$$

$$\Delta D = D_0 - D$$

$$\Delta V = V_0 - V$$

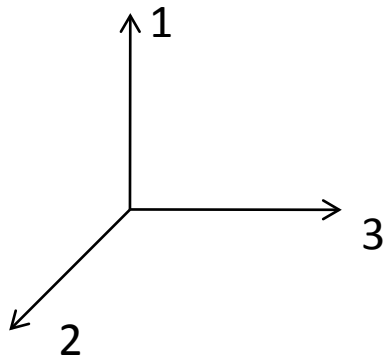
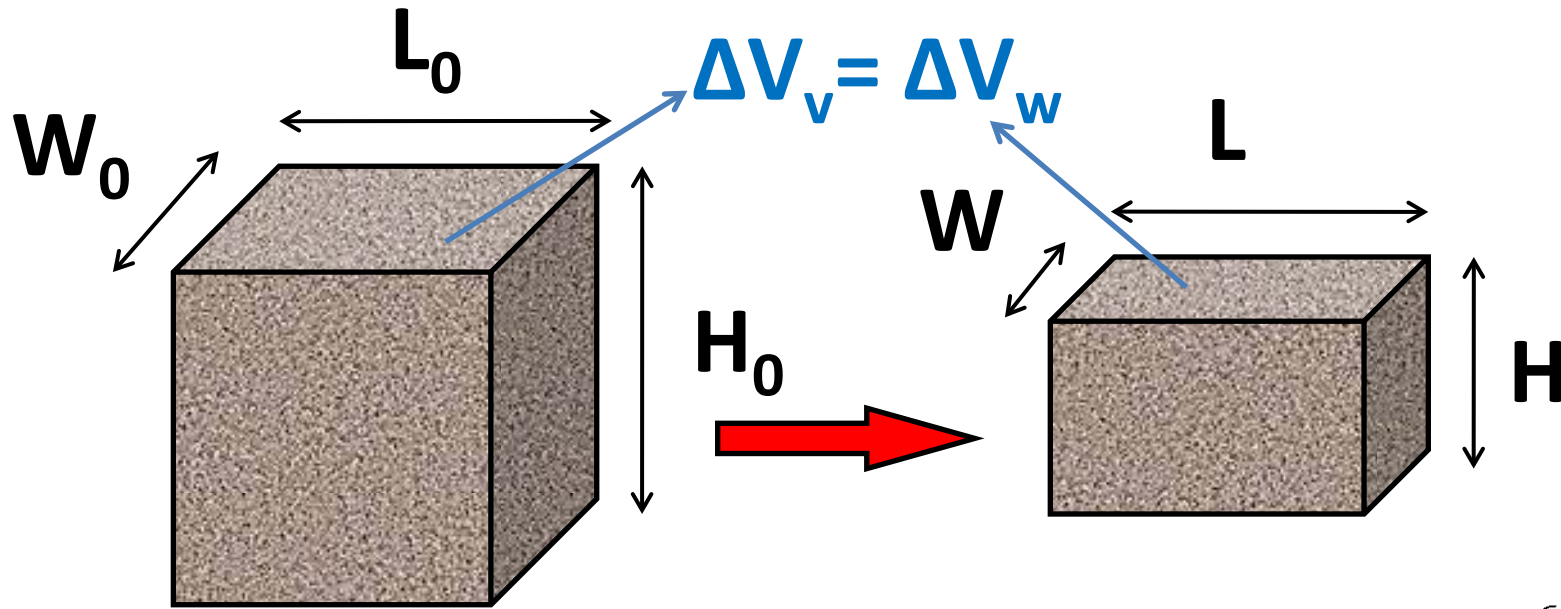
$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_3 = \frac{\Delta D}{D_0}$$

$$\epsilon_3 = \epsilon_2 = \frac{\Delta D}{D_0}$$

$$\epsilon_V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_0} + 2 \frac{\Delta D}{D_0} = \frac{\Delta V}{V_0}$$

Μετρούμενες παραμορφώσεις στην δοκιμή τριαξονικής συμπίεσης



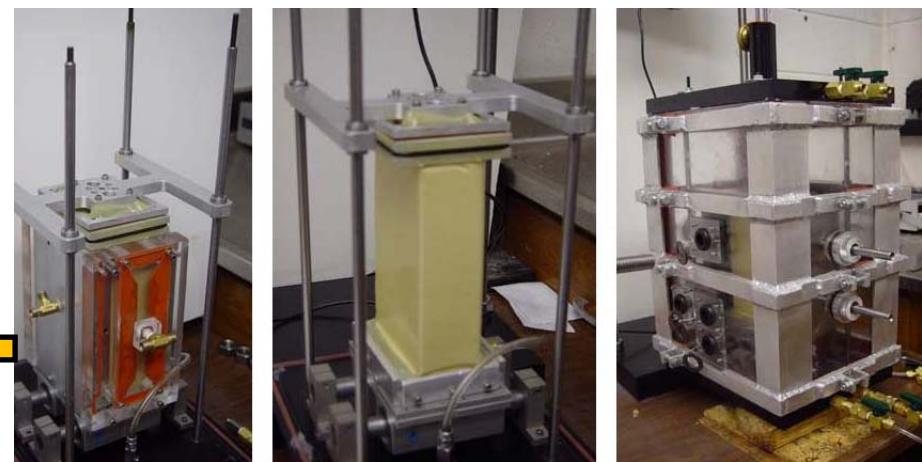
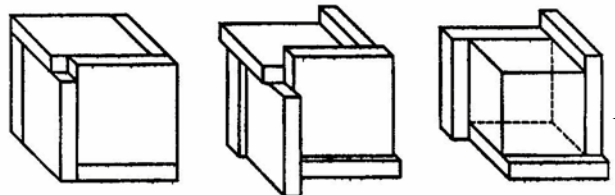
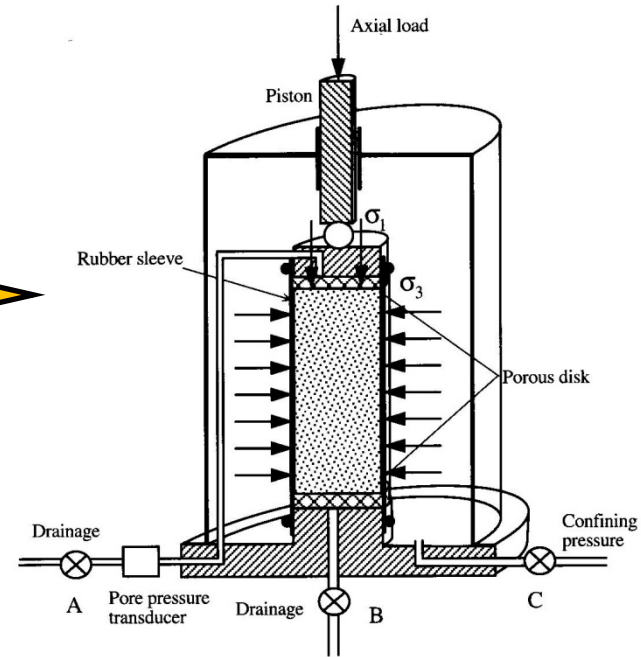
$$\epsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0}$$

$$\epsilon_2 = \frac{\Delta W}{W_0}$$

$$\epsilon_3 = \frac{\Delta L}{L_0}$$

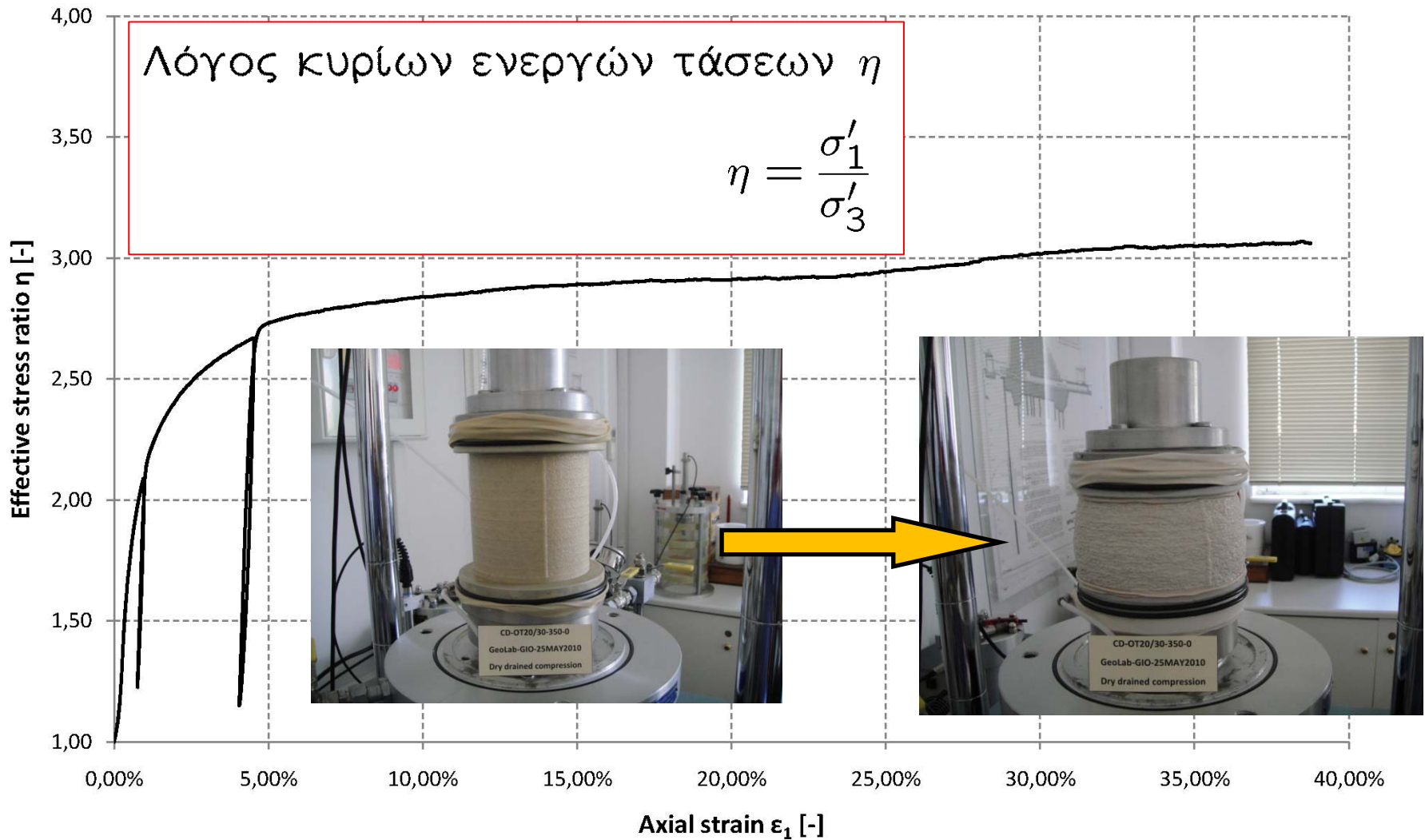
$$\epsilon_V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta H}{H_0} + \frac{\Delta W}{W_0} + \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{\Delta V}{V_0}$$

Συσκευές τριαξονικής συμπίεσης



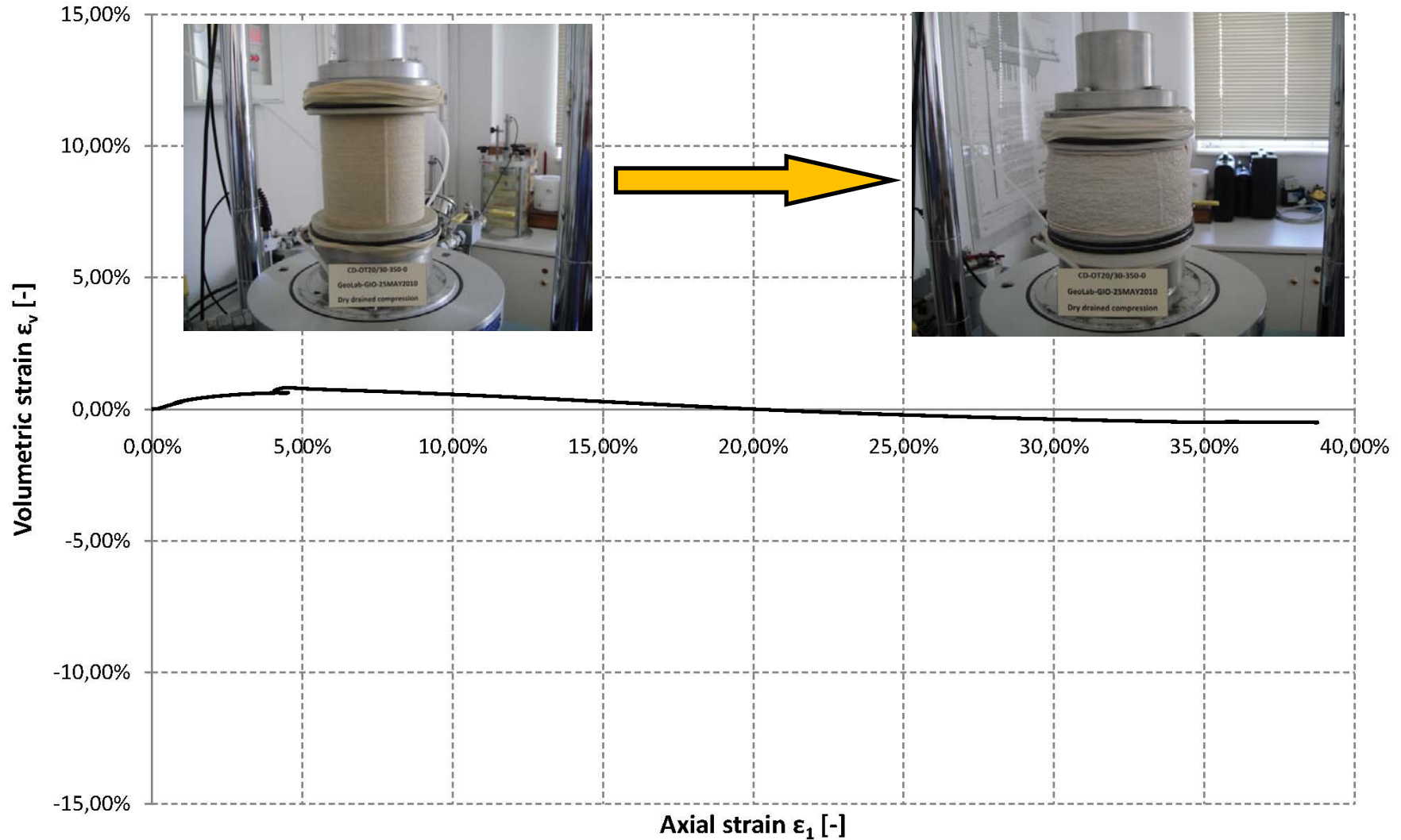
Πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές τριαξονικής συμπίεσης

Drained compression CD-OT20/30-350-0

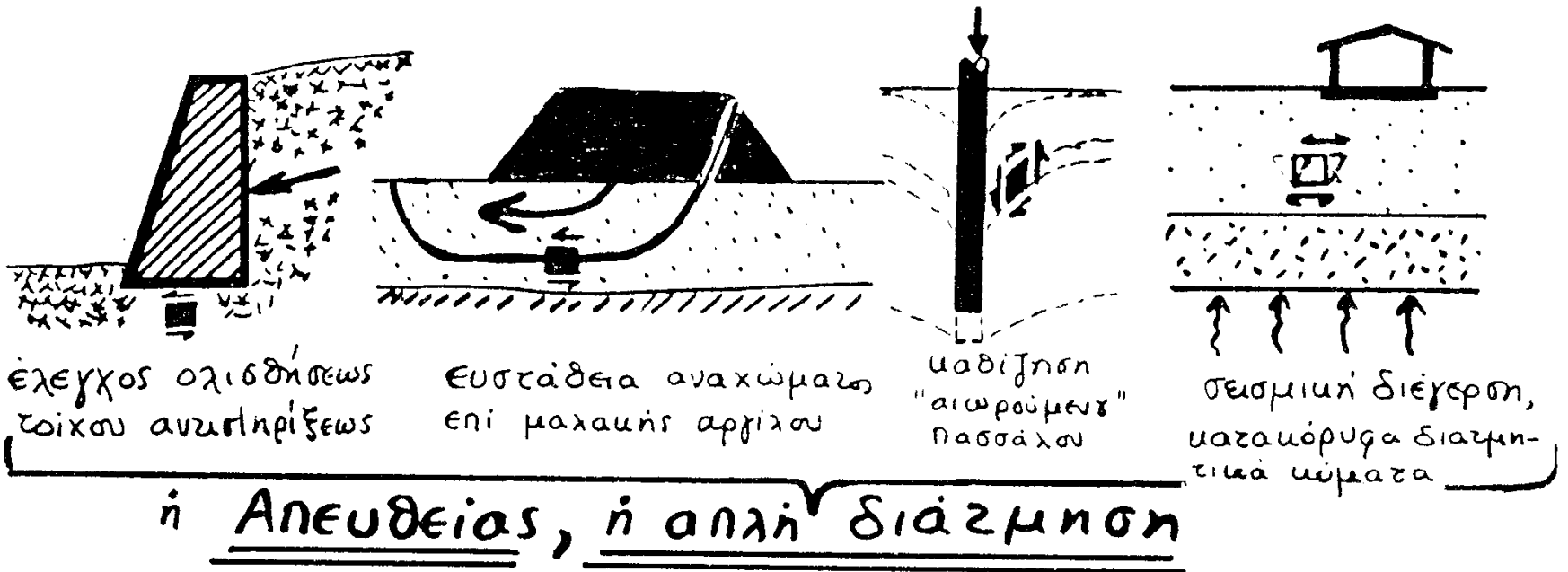


Πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές τριαξονικής συμπίεσης

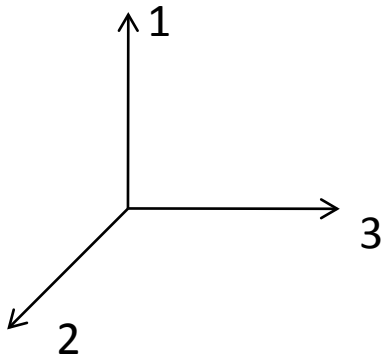
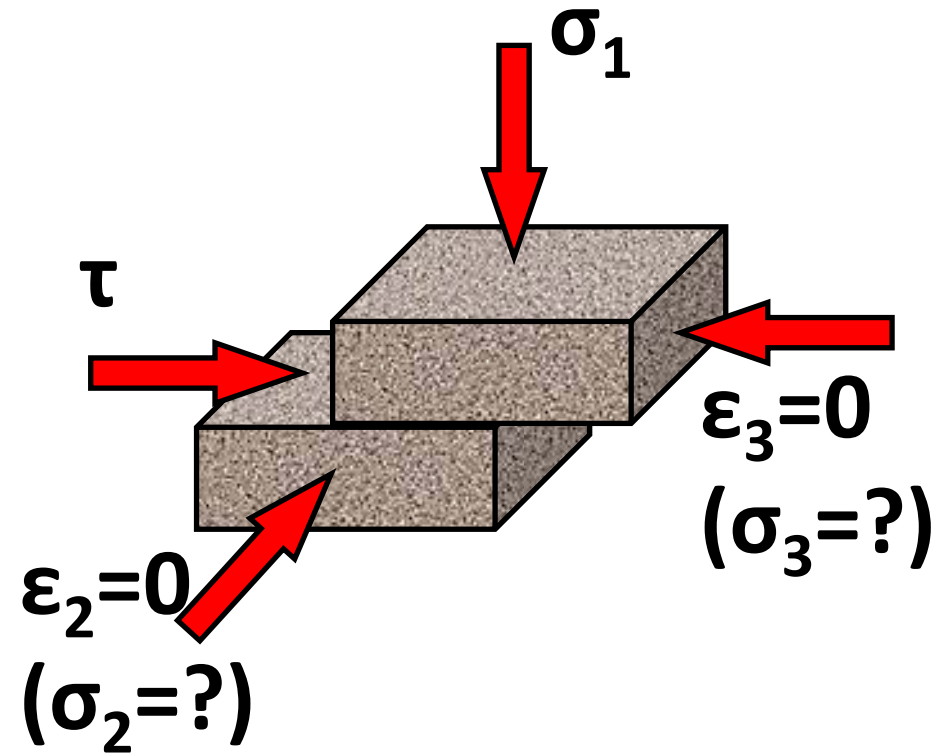
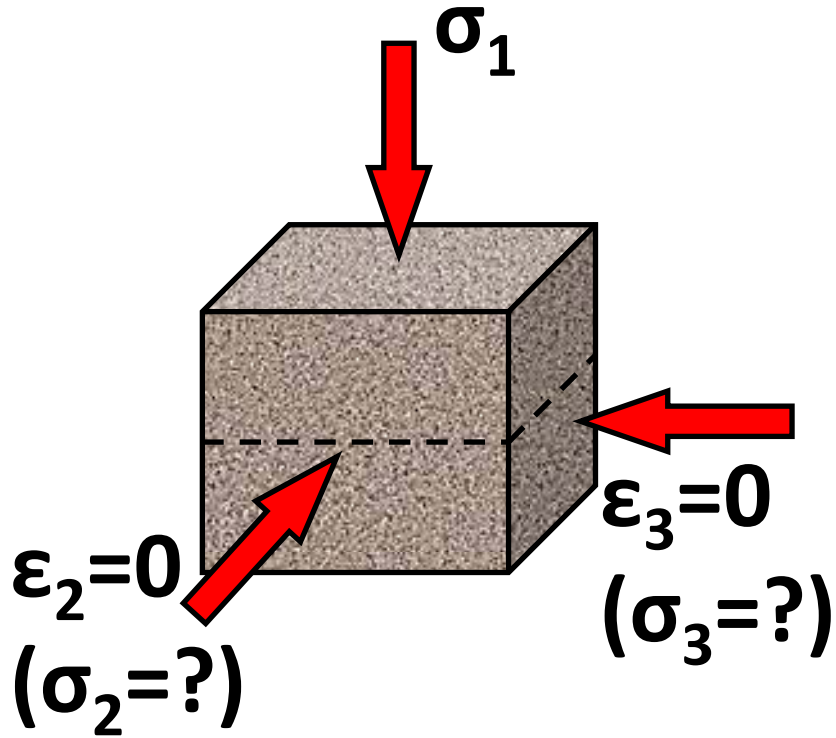
Drained compression CD-OT20/30-350-0



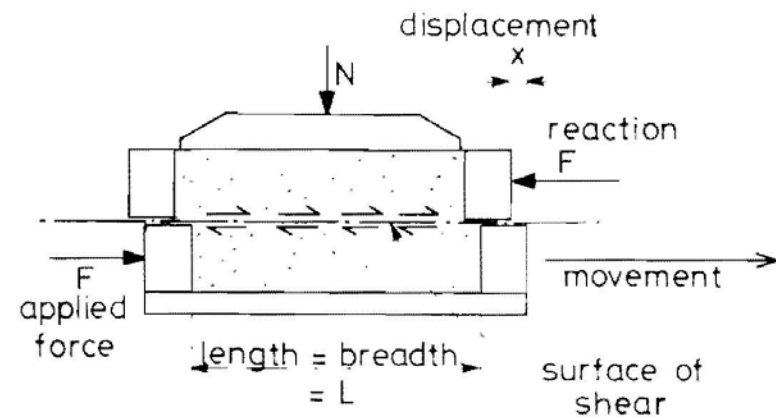
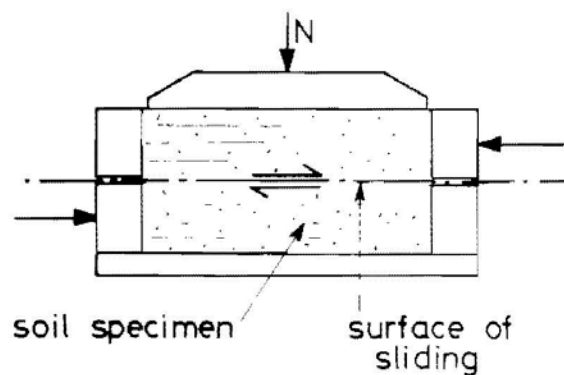
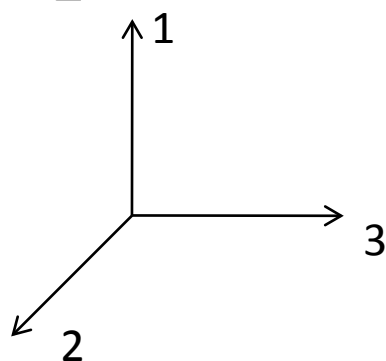
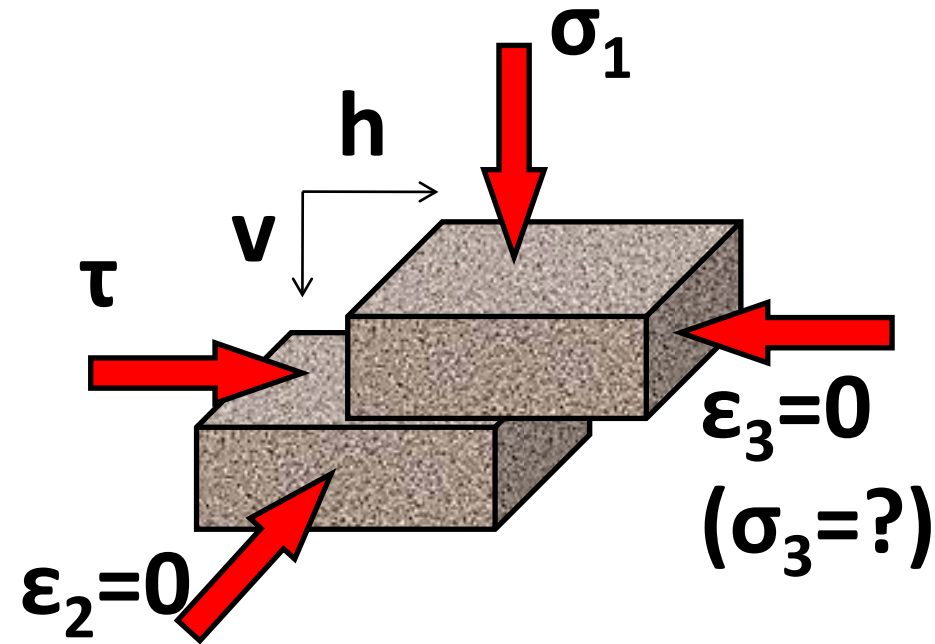
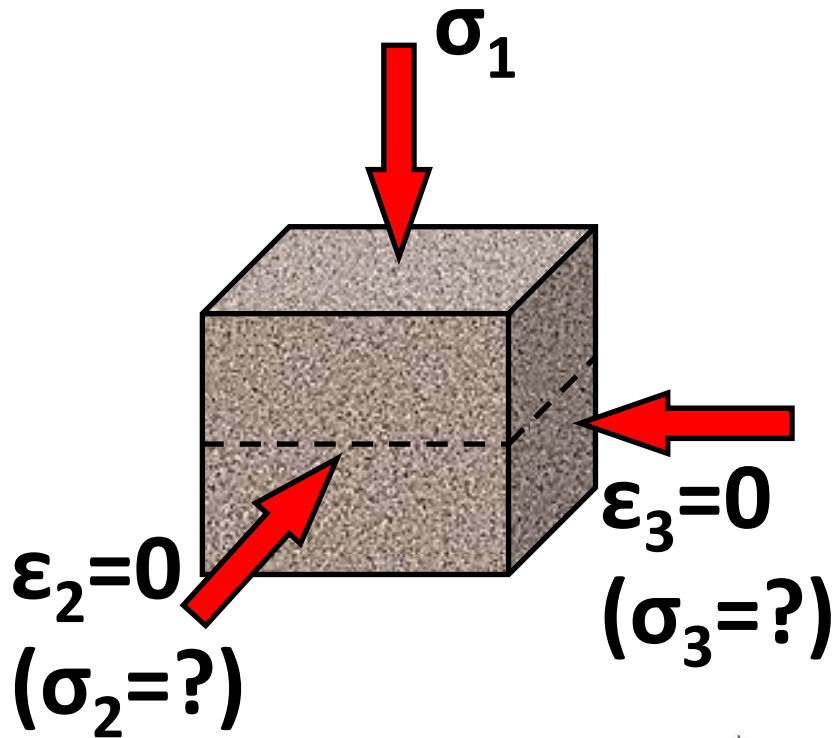
Συνήθεις εντατικές καταστάσεις σε γεωτεχνικά προβλήματα Απ' ευθείας ή απλή διάτμηση



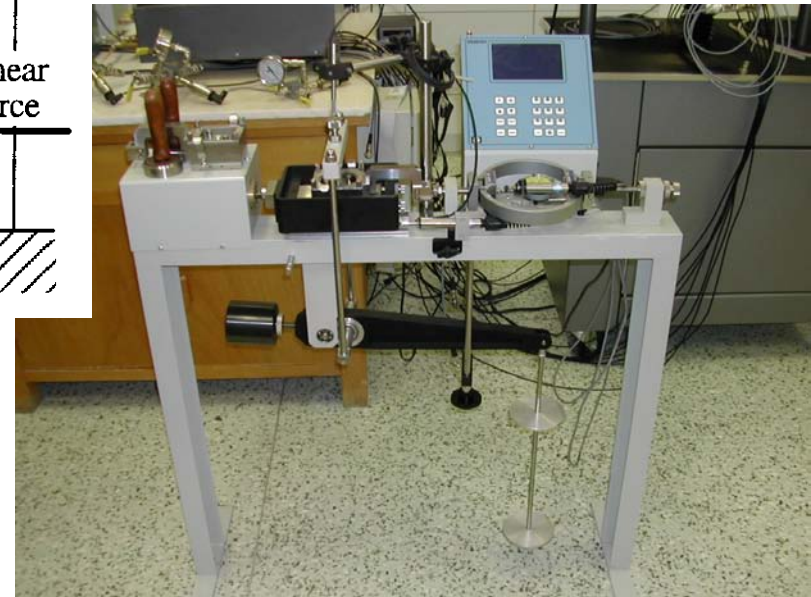
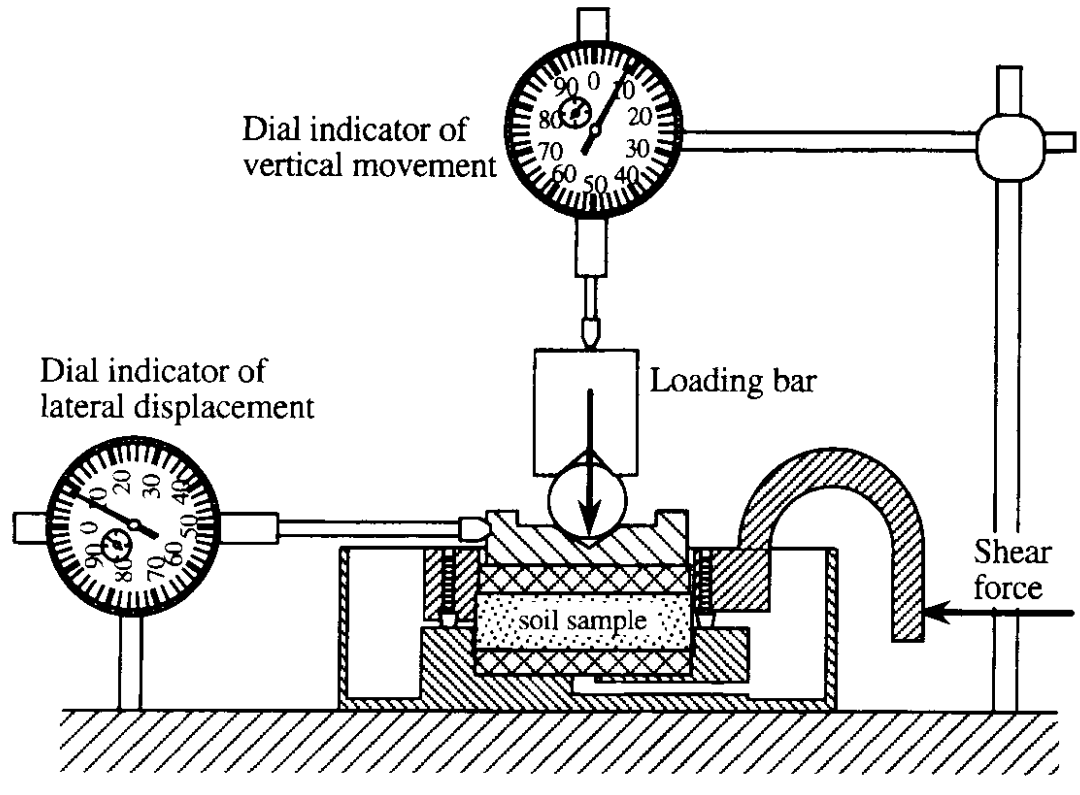
Μετρούμενες τάσεις στη δοκιμή απ' ευθείας διάτμησης



Μετρούμενες παραμορφώσεις στη δοκιμή απ' ευθείας διάτμησης



Συσκευές απ' ευθείας διάτμησης



Πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές απ' ευθείας διάτμησης

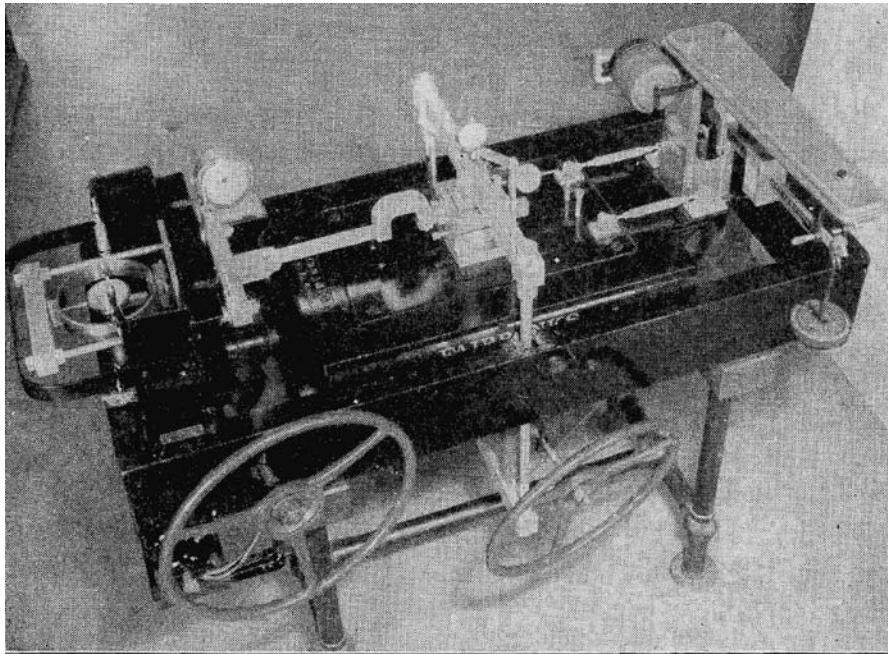
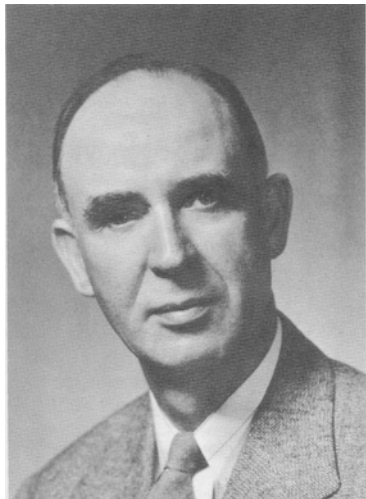


FIG. 14-1 Direct shear apparatus.



Donald Wood Taylor
(1900-1955)

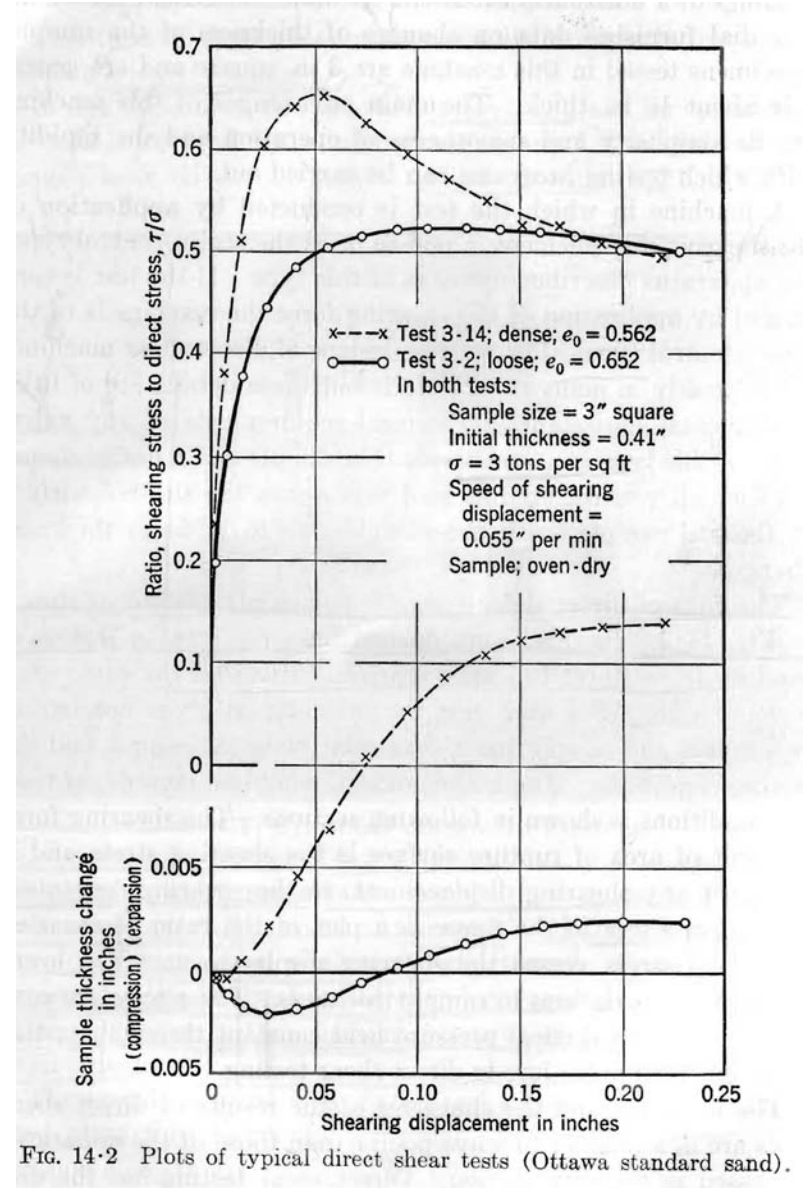
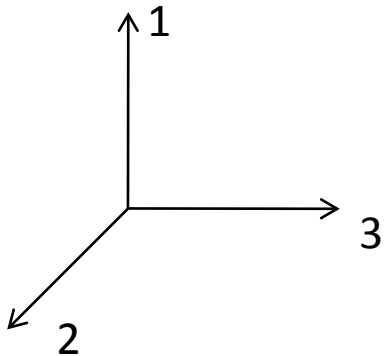
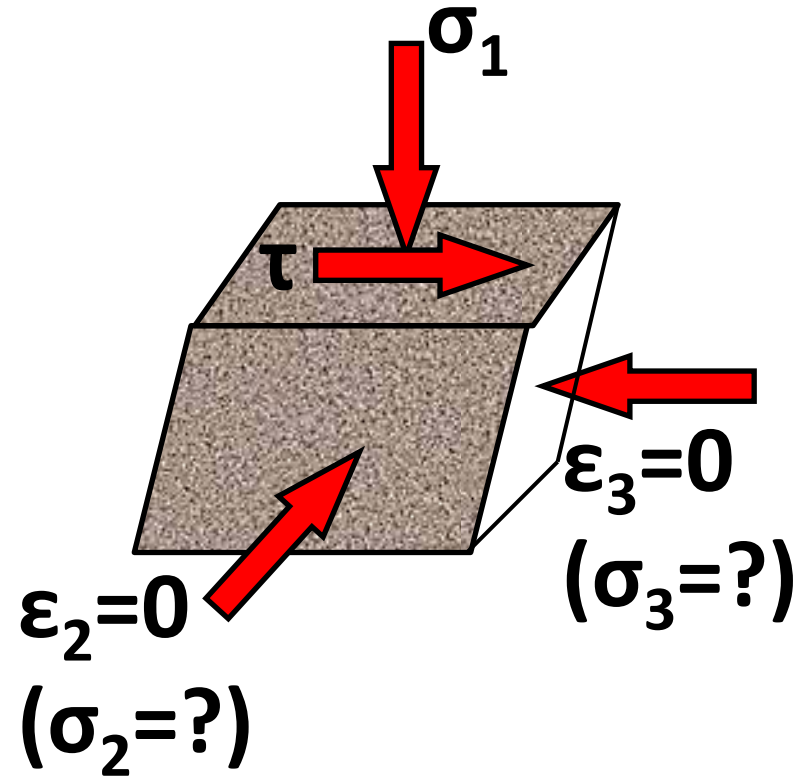
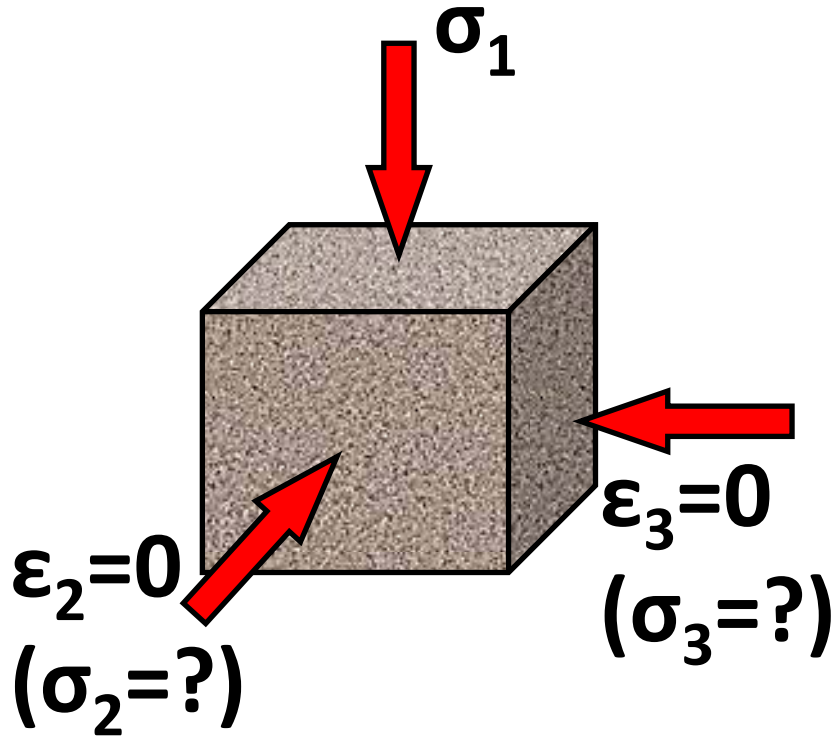
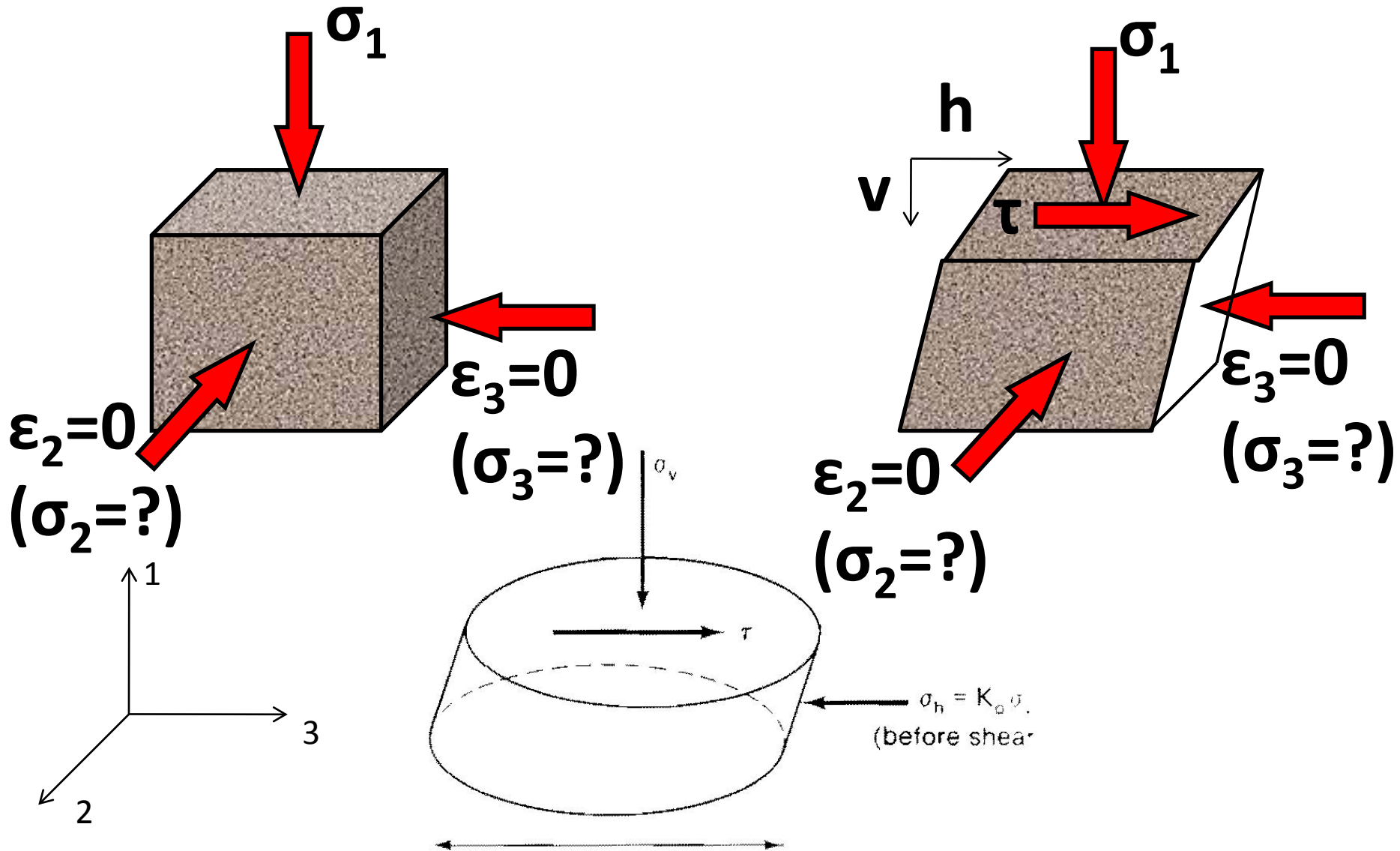


FIG. 14-2 Plots of typical direct shear tests (Ottawa standard sand).

Μετρούμενες τάσεις στη δοκιμή απλής διάτμησης



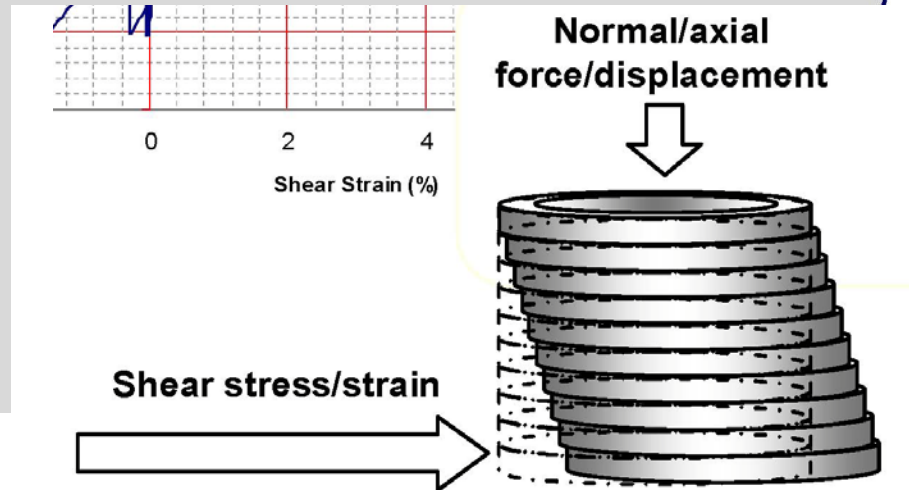
Μετρούμενες παραμορφώσεις στη δοκιμή απλής διάτμησης



Συσκευές απλής διάτμησης

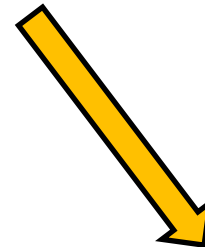
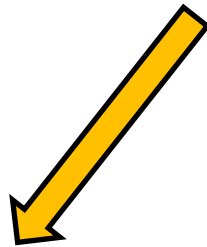


Fig. 1 An STDSS Sample under test.



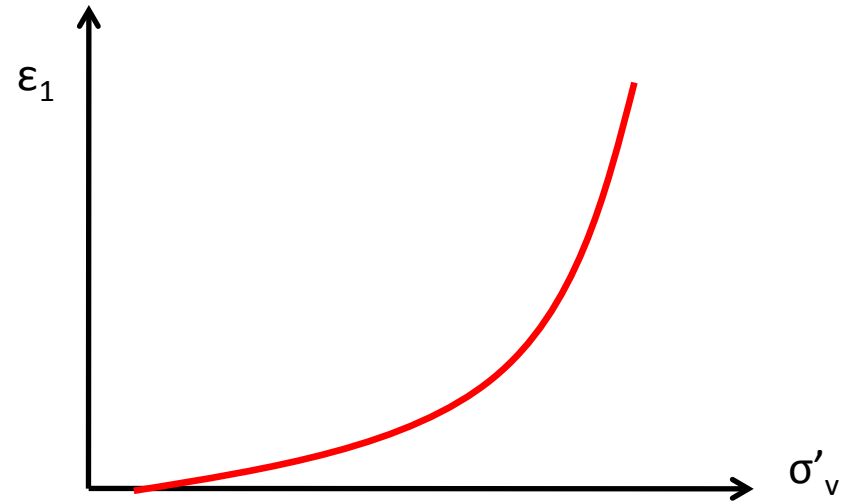
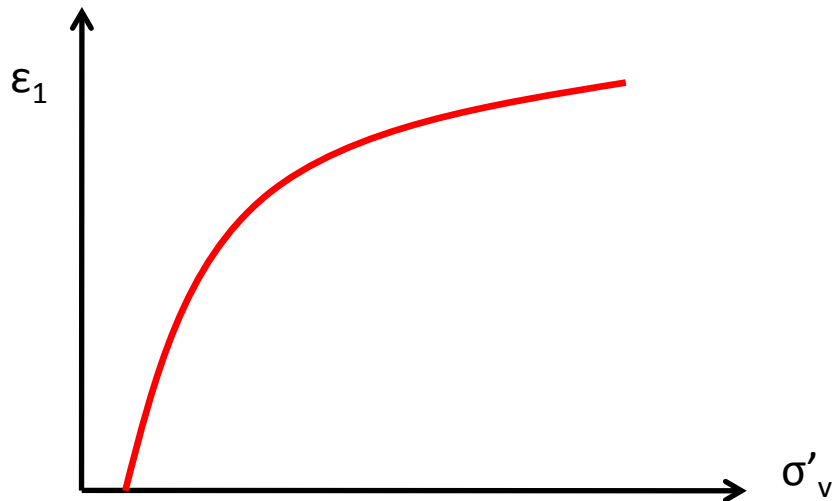
Η αστοχία στα εδαφικά υλικά – Νόμος Τριβής Coulomb

Αστοχία του εδαφικού υλικού



Μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους χωρίς κατάλυση της συνέχειάς του («λειτουργική» αστοχία)

Υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του εδάφους με κατάλυση της συνέχειάς του («δομική» αστοχία)



Η αστοχία στα εδαφικά υλικά – Νόμος Τριβής Coulomb



Fig. 1.3 Palacio de las Bellas Artes, Mexico City. The 2-m differential settlement between the street and the building on the right necessitated the steps which were added as the settlement occurred. The general subsidence of this part of the city is 7 m (photograph compliments of Raul Marsal).

