

**ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ**  
**ΤΜΗΜΑ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΣΤΕΡΕΑΣ**

**ΟΙ ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**  
**ΓΙΑ ΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΕΡΓΩΝ**

**ΛΑΜΙΑ 1993**

Ε. Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



**ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΤΩΝ ΣΗΡΑΓΓΩΝ**

**(ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ)**

**Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ**

**ΑΘΗΝΑ 1987**

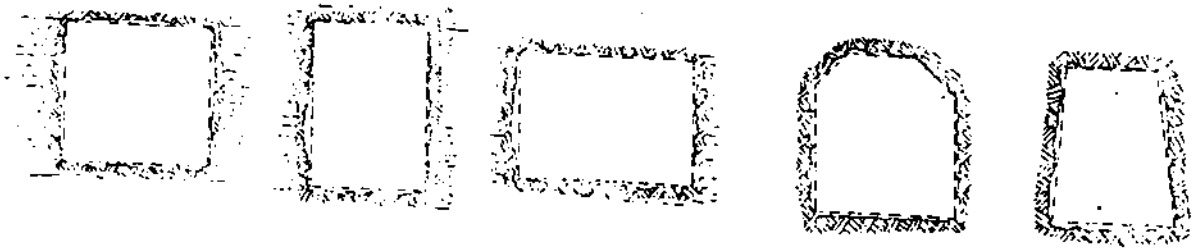
## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ

Έκ τῶν ὑπογείων ἔργων ἀνοδοιότητος Πολιτικοῦ Μηχανικοῦ (ι-δ)ιαιτέρας σημασίας εἶναι αἱ σήραγγες, ἤτοι ἀνοίγματα ὑπόγεια, μεγάλου μήκους ἐν σχέσει πρὸς τὰς διαστάσεις τῆς διατομῆς, κατὰ κανόνα εὐθυγράμμου ἄξονος, ὀριζοντίου ἢ ὑπὸ μικρὰν κλίσιν ὡς πρὸς τὴν ὀριζοντίου.

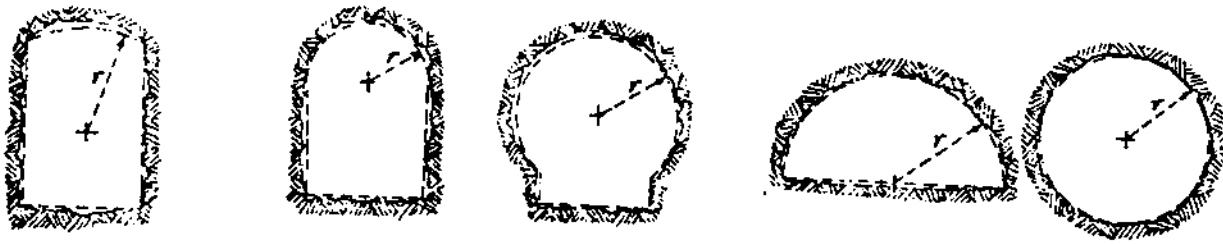
Ἐκτὸς ἀπὸ τὰς σήραγγας τὰς ἐξυπηρετούσας συγκοινωνιακὴν σκοπιμότητα (ὀδικὰς ταχείας ἢ μὴ κυκλοφορίας, σιδηροδρομικοῦ δικτύου, ὑπογείων διαβάσεων πεζῶν) σήραγγες κατασκευάζονται καὶ διὰ πλείστους ἄλλους λόγους, ὡς π.χ. εἰς ὑδροηλεκτρικὰ ἔργα, δι' ὕδρευσιν ἢ ἀποχέτευσιν, εἰς ὄρυχεῖα ὑπογείου ἐκμεταλλεύσεως κλπ. Αἱ διατομαὶ πού χρησιμοποιοῦνται εἶναι ποικίλλαι, ὡς εἰς τὸ Σχ. 1,2,3,4.

Ἡ ὀρθολογικὴ σχεδίασις μιᾶς σήραγγος, εἶναι ἰδιαιτέρας σημασίας, λόγῳ τοῦ μεγάλου κόστους ἀνά μονάδα μήκους, καὶ τοῦ μεγάλου συνολικοῦ ὄγκου τοῦ ἔργου. Σήραγγες κατασκευάσθησαν καὶ κατὰ τὴν ἀρχαίότητα ὀκόμη, ἀλλὰ αἱ μεγαλύτεραι καὶ σημαντικώτεροι ἀνὰ τὸν κόσμον εἶναι ἔργα πραγματοποιηθέντα κατὰ τὸν 19ον καὶ τὸν 20ον αἰῶνα. Τὴν ἀνάγκην κατασκευῆς μεγάλου μήκους σήραγγων καὶ σημαντικῆς ἐπιφανείας διατομῶν ἰδίως ὑπὸ δυσμενεῖς συνῆκας μηχανικῆς συμπεριφορᾶς τοῦ ἐδάφους ὅπου διανοίγονται, ἀκολούθησε ἡ ὀρθολογικώτερα σχεδίασις, βάσει ἐκλεπτυσμένων μεθόδων ὑπολογισμοῦ, ἐν συνδυασμῷ μὲ ἐκτεταμένην γεωλογικὴν ἔρευναν.

Ἡ διατάραξις τοῦ ἀρχικοῦ πεδίου τάσεων ἐντὸς τοῦ μέσου ὅπου διανοίγεται ἡ σήραγγη (Σχ.5), ἐξετάζεται εἰς τὸ πορὸν συνοπτικῶς, βάσει τῆς μαθηματικῆς θεωρίας τῆς ἐλαστικότητος, ὑπὸ τὰς ὀναλόγους - ἐννοεῖται - ποραδοχὰς διὰ τὴν συμπεριφορὰν τοῦ μέσου. Ἡ περίπτωσις ὑπερβάσεως τῆς ὀντοχῆς τοῦ μέσου ὅπου ἡ σήραγγη λόγω τῆς συγκεντρώσεως τῶν τάσεων καὶ ἡ ἐξ αὐτῆς ἀνακσανομὴ τῶν τάσεων, ἀναφέρεται ἐν συνεχείᾳ, βάσει τῆς θεωρίας τῆς πλαστικότητος. Εἰς τὴν τελευταίαν περίπτωσιν, ἡ ὑποστήριξις εἴτε ἡ ἐπέμβυσις πού εἰς τοποθετηθῆ, θά φορτίζεται μὲ τρόπον πού ἀποτελεῖ ἀντικείμενον ἀρκετῶν θεωριῶν, ὀρισμένα τῶν ὀποίων ὀναφέρονται εἰς τὸ πορὸν, τέλος δέ εἶδονται ὀτοιχεῖα διὰ τὸν σχεδιασμὸν τῆς ἐπενδύσεως.



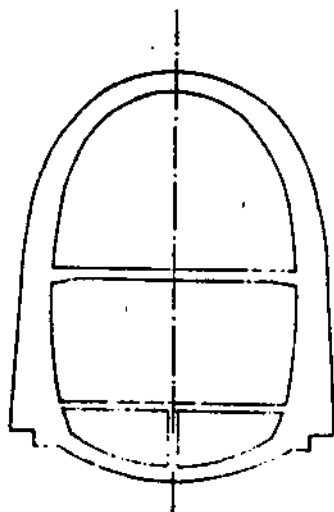
Σχ. 1 Διατομαί σπηραγγων με ειδωγράμμου πνευράς



Σχ. 2 Διατομαί σπηραγγων με τόξα κύκλου



Σχ. 3 Διατομαί σπηραγγων με τόξα ελλειψωσ



Σχ. 4 Όμοιωμα της σπηραγγας Cisa Pass εις Ιταλίαν

Ἡ σχεδίασις ἰδιαιτέρως ἐπηρεάζεται ἀπὸ διαφοροὺς γεωλογικοὺς παρόγοντας, καὶ προϋποθέτει χρῆσιν γνώσεων ἐκ τῆς βραχομηχανικῆς. Ἡ ἀποχή - κατὰ κανόνα - τῶν ἐπὶ τόπου συνθηκῶν ὑπὸ τῆς συνήθως ὀπλουστευτικῆς παραδοχῆς τῶν διαφορῶν θεωριῶν, ὠδήγησε εἰς τὴν χρῆσιν μεθόδων ἐκ τῆς μηχανικῆς τῶν συνεχῶν μέσων, ἐν συνδυασμῷ μὲ στοιχεῖα γεωλογικὰ καὶ ὄντοχῆς συλλεγόμενα ἐπὶ τόπου τοῦ ἔργου.

## 2. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΕΙΣ ΣΦΡΑΓΓΑΣ

Πρό τῆς ἐκκοφῆς τῆς σφραγγος, ἡ ἐντατική κατάσταση εἰς τὸ βάθος  $z$ , ὅπου τὸ κέντρον τῆς διαστομῆς, περιγράφεται ἀπὸ τὴν κατωτέρωφον πύεσιν  $\sigma_{\nu 0} = z \cdot \gamma$  καὶ τὰς ὀριζοντίους  $\sigma_{\mu 0} = K \cdot z \cdot \gamma$ , ὅπου  $\gamma$  τὸ φαινόμενον βέρος τοῦ βράχου  
 $K$  ὁ συντελεστής ὠθήσεως ἐν ἰσοσταθίᾳ.

Κατὰ τὴν ἐκκοφὴν τῆς σφραγγος, ἡ ἐντατική κατάσταση εἰς τὴν περιοχὴν τῆς διαστομῆς ἔχει ἀλλάξει, μὲ κύριον χαρακτηριστικὸν τὴν αὐξησιν τοῦ λόγου τῶν κυρίων τάσεων  $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$ . Ἡ ἀλλαγὴ τῆς ἐντατικῆς καταστάσεως περιγράφεται ἀπὸ τὸν συντελεστὴν συγκεντρώσεως τῶν τάσεων εἰς κάθε σημεῖον, δηλ. τὸν λόγον τῆς νέας πιέσεως πρὸς τὴν πύεσιν πρὸ τῆς ἐκκοφῆς, εἰς τὸ ἀντίστοιχον σημεῖον, καὶ ἐξαρτᾶται ἀπὸ τοὺς κατωτέρω παράγοντας:

- α) Τὴν μορφήν τῆς διαστομῆς
- β) Τὴν σχέσιν τῶν διαστάσεων αὐτῆς
- γ) Τὴν ὀρχικὴν ἐντατικὴν κατάστασιν ( $\sigma_{\nu 0}, \sigma_{\mu 0}$ )
- δ) Γεωλογικὸς παράγοντας, ὅπως π.χ. αἱ ἀσυνέχειαι, αἱ ρηγματώσεις, ἡ στρωσιγένεια κλπ.

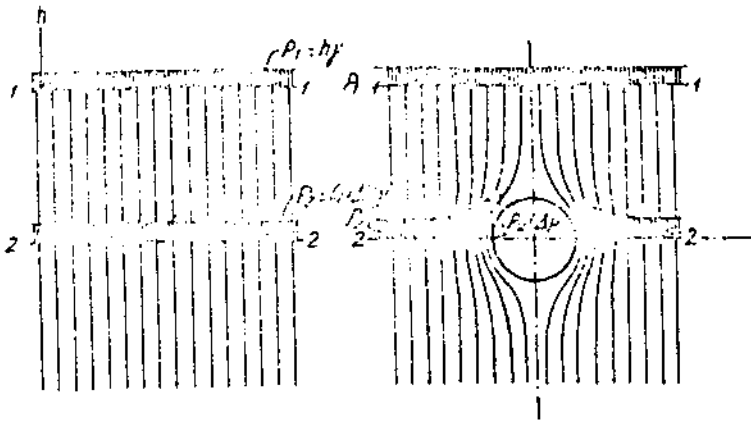
Εἰς περίπτωσιν πού ὁ βράχος ἔχει μηχανικὰ χαρακτηριστικὰ ἀνεπαρκῆ διὰ νὰ ἀναλάβῃ τὴν νέαν ἐντατικὴν κατάστασιν ἢ ἀναπόφευκτος ἀστοχία, εἶναι δυνατόν νὰ γίνῃ μὲ τοὺς κατωτέρω τρόπους:

- α) Ἀπότομον ἀπόσπασιν τεμαχίων ἐν εἴδει ἐλασμάτων ἀπὸ τὰ τοιχώματα τῆς διαστομῆς - εἰς περίπτωσιν ἀνεπάφου ἰσοτρόπου βράχου -
- β) Ἀπόσπασιν τεμαχίων κατὰ μῆκος ἀρμῶν, - εἰς περίπτωσιν ρηγματωμένων βράχων -

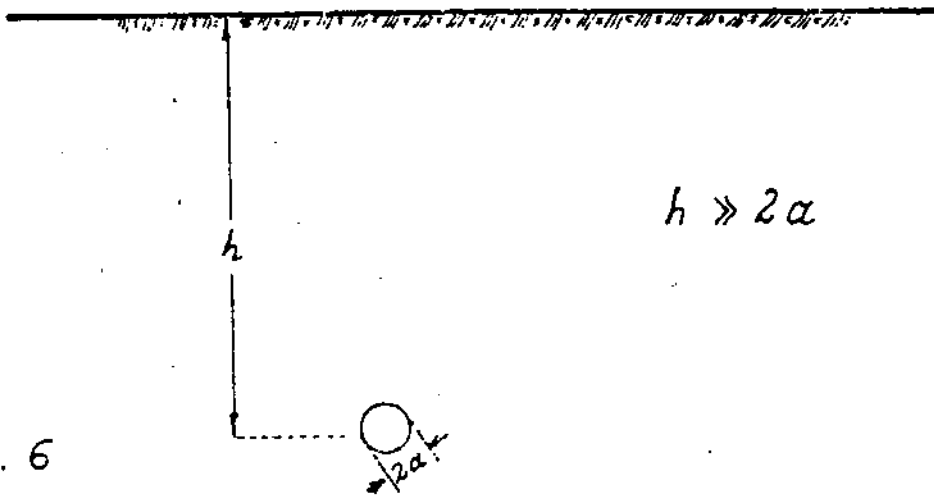
Καὶ εἰς τὰς δύο ἀνωτέρω περιπτώσεις ἀστοχίας, ἡ ἀπόσπασιν τῶν τεμαχίων σταματᾷ, μόλις ἡ διαστομὴ λάβῃ μορφήν, ἢ σχέσιν διαστάσεων ὅπου ἡ ἐντατική κατάσταση εἶναι πλέον συμβιβαστὴ πρὸς τὴν ἀντοχήν τοῦ βράχου.

Τὸ πρόβλημα τῆς εὐρέσεως τῶν τάσεων, γύρω ἀπὸ μίαν σφραγγα, ἀπασχόλησε πολλοὺς ἐρευνητάς, μὲ δύο βασικὰς κατευθύνσεις ἐρεύνης, ὅσον ἀφορᾷ τὴν παραδοχὴν συμπεριφορῆς τοῦ μέσου ὅπου διανοίγεται, ἦτοι:

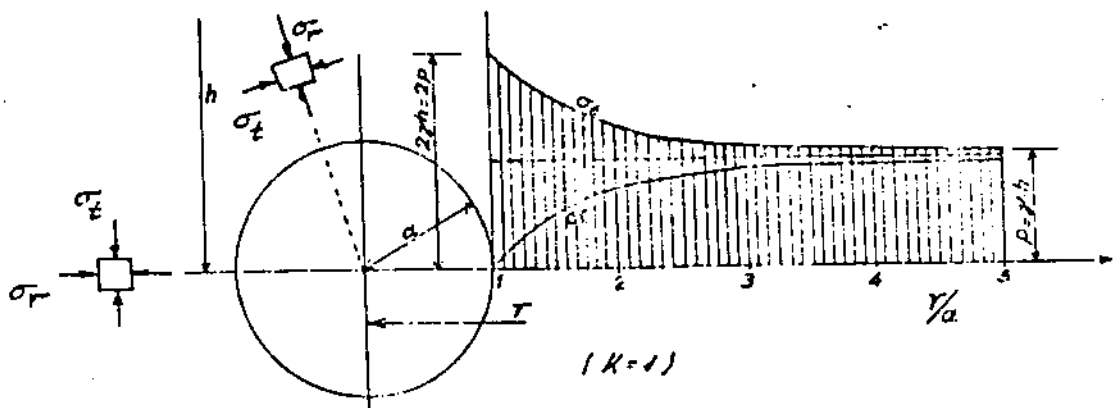
- α) Μὲ παραδοχὴν ἀπόλυτως ἐλαστικοῦ καὶ ἰσοτρόπου βράχου, μὲ ἀπεριόριστον ἰκχύν τοῦ νόμου τοῦ HOOKE.
- β) Μὲ συνεκτίμησιν τῶν πλαστικῶν φαινομένων πού ἀκολουθοῦν τὴν ὑπέρβασιν τῆς ἀντοχῆς τοῦ μέσου ὅπου ἡ σφραγγε, καὶ πού ἔχουν ὡς ἀποτέλεσμα τὴν ἀνομοιογενὴν τῶν τάσεων, ὥστε νὰ προκύπτῃ μίαν νέα κατάσταση ἰσορροπίας.



Σχ. 5 Σχηματική παράτασις τῶν τροχιῶν ὀβλιπτικῶν τάσεων πρὸ καὶ μετὰ τὴν ἐκκατῆν κυκλικῆς ὀπῆς



Σχ. 6



Σχ. 7 Θεωρητικὴ ἀνακοιτανομὴ τῶν τάσεων περὶ κυκλικῆς ὀπῆς κατὰ Ketsisel.

2.1. Κατανομή τῶν τάσεων εἰς σήραγγα ἐντὸς ἐλαστικοῦ καὶ ἰσοτρόπου βράχου.

Γίνεται ἡ παραδοχὴ ἐλαστικοῦ καὶ ἰσοτρόπου βράχου, καὶ ἀπεριορίστου ἰσχύος τοῦ νόμου τοῦ Hooke. Αἱ θλιπτικαί, ἐφελκυστικαὶ καὶ διατμητικαὶ τάσεις, ὑποτίθεται ὅτι δύναται νὰ λάβουν οἰονδήποτε ὑψηλὴν τιμὴν, χωρὶς ὑπέρβασιν τῆς ἀντοχῆς τοῦ βράχου. Ἐπίσης σιωπηρῶς γίνεται ἡ παραδοχὴ ὅτι αἱ παραμορφώσεις γίνονται ἄμεσα μετὰ τὴν ὀλλαγὴν τῆς ἐντατικῆς καταστάσεως.

Τέλος γίνεται ἡ παραδοχὴ ὅτι αἱ ὀρχικαὶ τάσεις  $\sigma_{\nu}, \sigma_{\lambda}$  εἶναι ἀνεξάρτητες τοῦ βάθους εἰς τὴν περιοχὴν τῆς σήραγγος. Ἡ τελευταία παραδοχὴ εἶναι ἐντὸς τῆς πραγματικότητος τὶς περισσότερες φορές, ὅπου τὸ βάθος ἐκσκαφῆς τῆς σήραγγος εἶναι πολὺ μεγάλο.

2.1.1. Κατανομή τῶν τάσεων εἰς κυκλικῆς διατομῆς σήραγγα

Διὰ κυκλικὴν διατομὴν σήραγγος, εἰς μεγάλο βάθος, ὥστε τὶς ἀπόστασις τοῦ κέντρου ἀπὸ τὴν ἐλευθέραν ἐπιφάνειαν τοῦ ἐδάφους νὰ εἶναι ἀντιπροσωπευτικὴ ὅλης τῆς σήραγγος (σχ. 6) καὶ μετὰ παραδοχὴν συντελεστοῦ ὠθῆσεως ἐν ἡρεμίᾳ  $K = 1$ , ὁ Kerisel δίδει, διὰ τὰς ἄκτινικὰς τάσεις  $\sigma_r$  καὶ τὰς ἐφαπτομενικὰς  $\sigma_t$  τὰς σχέσεις:

$$\sigma_r = \gamma h \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right), \quad \sigma_t = \gamma h \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (\text{σχ. 7})$$

Μετὰ τὴν ἰδίαν βασικὴν παραδοχὴν κυκλικῆς σήραγγος εἰς μεγάλο βάθος, ὅλλὰ δι' οἰονδήποτε τιμὴν τοῦ συντελεστοῦ ὠθῆσεως  $K$ , ἐπελύθη τὸ πρόβλημα δι' ἐπαλληλίας τῶν ἐντατικῶν καταστάσεων ποὺ προκύπτουν λόγω φορτίσεως κατὰ τὸν κατακόρυφον ἄξονα τῆς διατομῆς τῆς σήραγγος ἀφ' ἑνός, καὶ κατὰ τὴν ὀριζόντιον ἀφ' ἑτέρου.

Ἡ βασικὴ ἐπίλυσις κυκλικῆς σήραγγος φορτιζομένης κατὰ ἓνα μόνον ἄξονα π.χ. τὸν  $z$  ἐδόθη ἀπὸ τὸν Kirsh μετὰ τὶς ἐξισώσεις:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r,\theta} = - \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta, \quad \delta\text{που}$$

- $\sigma_x$  ή ομοιόμορφος πίεσις κατά τόν άξονα φορτίσεως  $z$
- $a$  ή άκτις τής κυκλικής σήραγγος
- $r, \theta$ , πολικαί συντεταγμέναι ως είς τό Σχ. 8α και 8β
- $\sigma_r$  ή άκτινική τάσις
- $\sigma_\theta$  ή έφαπτομενική τάσις
- $\tau_{r, \theta}$  ή διατμητική τάσις είς τό επίπεδον  $r, \theta$

Διά σήραγγα βράχον μέ συντελεστήν ώθήσεως  $K$ , ή έντατική καταστάσις λόγω τής όριζοντίου (κατά τόν άξονα  $x$ ) φορτίσεως διά τής όμοιόμορφου πίεσεως  $\sigma_x = K \cdot \sigma_z$ , δίδεται φυσικά υπό τών ίδιων έξισώσεων, αλλά διό νέον σύστημα πολικών συντεταγμένων

$(r, \theta_x)$ , ως έν Σχ. 8β, μέ  $\theta_x = \frac{\pi}{2} - \theta$ , ήτοι

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta_x$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta_x$$

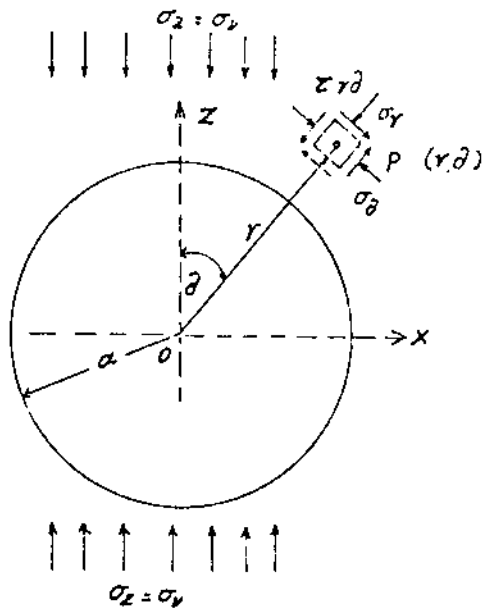
$$\tau_{r, \theta} = - \frac{\sigma_x}{2} \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta_x$$

Είς τόν πίνακα 1 δίδονται αι τάσεις  $\sigma_r$  και  $\sigma_\theta$ , συναρτήσει τής σχετικής όποστώσεως  $\frac{r}{a}$  από τήν κέντρον τής σήραγγος, κατά μήκος του κατακορύφου και όριζοντίου άξονος, κεχωρισμένως διά μίον έκάστην συνιστάσαν φόρτισιν κατά τό άνωτέρω. Επίσης ένδεικτικώς δίδεται ή έπαλληλία τών έντατικών καταστάσεων διά τήν τιμήν  $K = 0,25$ .

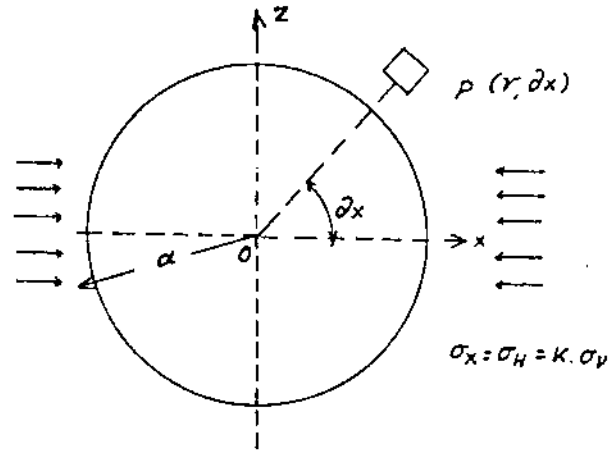
Τό Σχ. 9α δίδει τήν κατανομήν τών άκτινικών τάσεων  $\sigma_r$  και τών έφαπτομενικών  $\sigma_\theta = \sigma_t$ , συναρτήσει τής σχετικής όποστώσεως από του κέντρον τής σήραγγος  $\frac{r}{a}$ , κατά μήκος του κατακορύφου και του όριζοντίου άξονος, διά τήν είδικήν περίπτωσιν όπου  $\sigma_H = 0$ , δηλ.  $K = 0$ . Η κατανομή δίδεται μέσω του συντελεστού συγκεντρώσεως  $\frac{\sigma_r}{\sigma_v}$  ή  $\frac{\sigma_t}{\sigma_v}$ . Τό Σχ. 9β δίδει τόν συντελεστήν συγκεντρώσεως τών έφαπτομενικών τάσεων είς διάφορα σημεία τής άντυγος τής σήραγγος, και διά διαφόρους τιμάς του συντελεστού ώθήσεως  $K$ .

### 2.1.2. Κατανομή τών τάσεων είς έλλειπτική διατομή σήραγγας

Διά τήν εύρεσιν τής κατανομής τών τάσεων είς έλλειπτική διατομή σήραγγα, δι'οίανδήποτε τιμήν του συντελεστού ώθήσεως  $K$ , έχει χρησιμοποιηθεύ ή ίδια μέθοδος τής έπαλληλίας τών έντατικών καταστάσεων, όπως και είς σήραγγα κυκλικής διατομής.



Σx. 8α

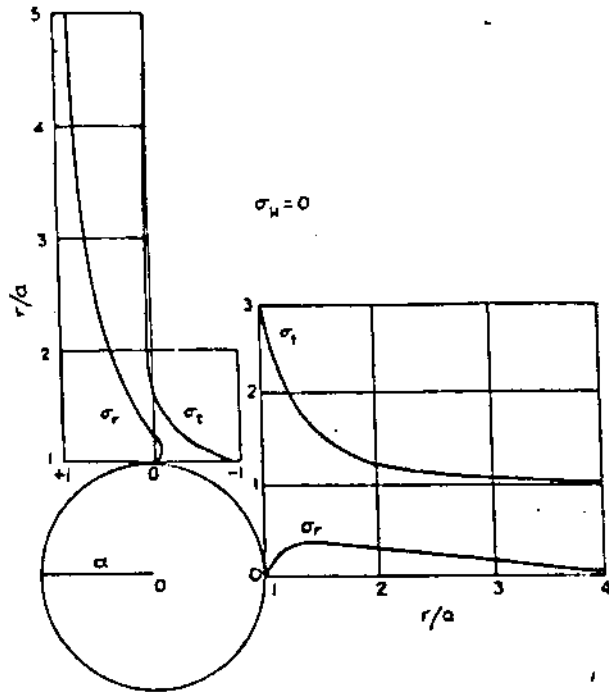


Σx. 8β

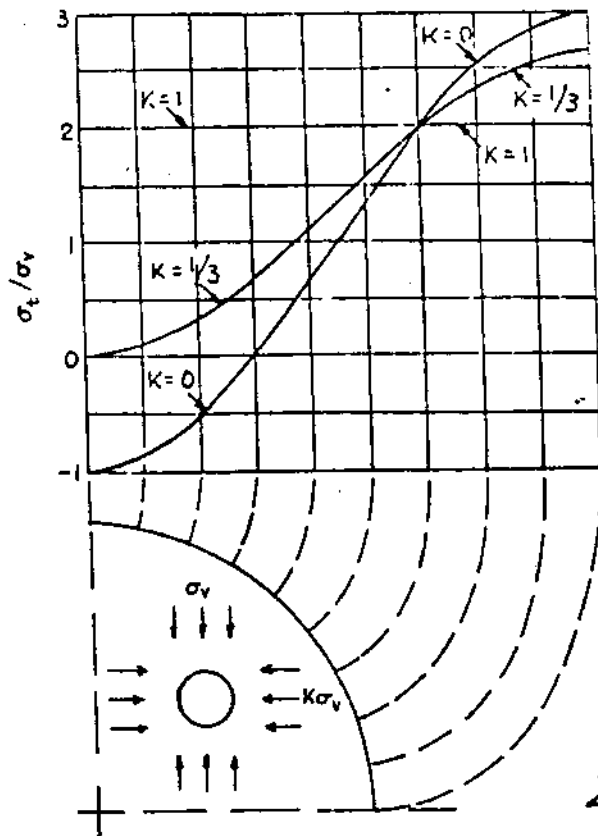
ΠΙΝΑΞ 1

Τάβεις κατά τους κυρίους άξονας κυκλικής βήραγγος

Δια $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0$					Δια $\sigma_z = 0, \sigma_x = 1.0$					Δια $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0.25$ ( $k = 0.25$ )			
Κατά τον άξονα -Z-		Κατά τον άξονα -X-		Κατά τον άξονα -Z-		Κατά τον άξονα -X-		Κατά τον άξονα -Z-		Κατά τον άξονα -Z-		Κατά τον άξονα -X-	
$\frac{r}{a}$	$\sigma_r$	$\sigma_\theta$	$\sigma_r$	$\sigma_\theta$	$\sigma_r$	$\sigma_\theta$	$\sigma_r$	$\sigma_\theta$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_y$
1.00	0	1.000	0	3.000	0	3.000	0	1.000	0	0.250	0	2.750	
1.05	0.034	0.781	0.127	2.688	0.127	2.688	0.034	0.781	0.002	0.105	0.118	2.493	
1.10	0.042	0.611	0.215	2.433	0.215	2.438	0.042	0.611	0.012	0.002	0.205	2.265	
1.20	0.013	0.378	0.318	2.071	0.318	2.071	0.013	0.378	0.067	0.142	0.315	1.977	
1.40	0.115	0.135	0.375	1.645	0.375	1.648	0.115	0.135	0.229	0.275	0.404	1.612	
1.70	0.315	0.007	0.339	1.353	0.339	1.353	0.315	0.007	0.399	0.332	0.418	1.351	
2.00	0.469	0.031	0.281	1.218	0.281	1.219	0.469	0.031	0.539	0.336	0.598	1.227	
3.00	0.741	0.017	0.148	1.074	0.143	1.074	0.741	0.037	0.778	0.306	0.333	1.083	
5.00	0.902	0.017	0.058	1.022	0.058	1.022	0.902	0.018	0.917	0.273	0.283	1.027	



Σχ. 9α



Σχ. 9β

Σχ. 9α,β Συντελεστής ευκέντρωσης των τάσεων  $\sigma_r$  και  $\sigma_t$  διά μεμωμένην κεντρικήν όλην.

Από σχετικές θεωρητικές εργασίας (Inglis, 1913, Neuber, 1937), ελήφθησαν αι έκφράσεις τών τάσεων, εις έλλειπτικές συντεταγμένες πού προκύπτουν διά φόρτισιν κατά τόν ένα μόνον άξονα, συμπύπτοντα μέ ένα τών κυρίων άξόνων τής έλλειπτικής διατομής. Αι σχετικά άναλυτικά σχέσεις είναι αρκετά περίπλοκοι.

Εις τόν πίνακα 2 δίδονται αι κατακόρυφοι τάσεις  $\sigma_v$  και αι όριζόντιοι  $\sigma_H$ , συναρτήσει τής σχετικής άποστάσεως  $\frac{z}{a}$  ή  $\frac{x}{a}$  (Σχ. 10) από τό κέντρον τής σήραγγος, κατά μήκος τών άξόνων  $z$  και  $x$  (άντιστοίχως) κεχωρισμένως διά μίαν έκάστην τών συνιστωσών φορτίσεων κατά τά άνωτέρω.

Επίσης ένδεικτικώς δίδεται ή έπαλληλία τών έντατικών καταστάσεων διά τήν τιμήν  $K = 0,25$ . Ο πίναξ άφορά έλλειπτικήν διατομήν μέ σχέσιν ήμιαξόνων  $\frac{a}{c} = 0,50$ .

Εις τόν πίνακα 3 δίδονται όμοίως αι τάσεις  $\sigma_v$  και  $\sigma_H$ , συναρτήσει τής άποστάσεως  $\frac{z}{a}$  και  $\frac{x}{a}$ , κατά μήκος τών άξόνων  $z$  και  $x$ .

Ο πίναξ άφορά έλλειπτικήν διατομήν μέ σχέσιν ήμιαξόνων  $\frac{a}{c} = 2$

Έννοεΐται βεβαίως ότι διά τήν έπαλληλίαν έντατικών καταστάσεων, διά οϊανδήποτε τιμήν τοϋ  $K$ , ή χρήσις πίνακος τιμών διά σχέσιν ήμιαξόνων  $\frac{a_1}{c_1}$  διά τήν κατακόρυφον φόρτισιν  $\sigma_r$ , συνεπάγεται τήν χρήσιν πίνακος άναφερομένου εις σχέσιν ήμιαξόνων  $\frac{a_2}{c_2} = \frac{c_1}{a_1}$  διά τήν όριζόντιον φόρτισιν  $\sigma_x$ , αι δέ τιμαί τοϋ συντελεστοϋ συγκεντρώσεως έκ τοϋ τελευταίου πίνακος θά πολλαπλασιάζωνται επί  $K$ .

Εις τό Σχ. 11 δίδεται ό συντελεστής συγκεντρώσεως  $\frac{\sigma_t}{\sigma_r}$  διά τήν έφαπτομενικήν τέσιν  $\sigma_t$  διά σήραγγα έλλειπτικής διατομής, ήμιαξόνων  $a$  και  $b$ , υπό γωνίαν κλίσεως  $\beta$  ως πρός τήν όριζοντίαν

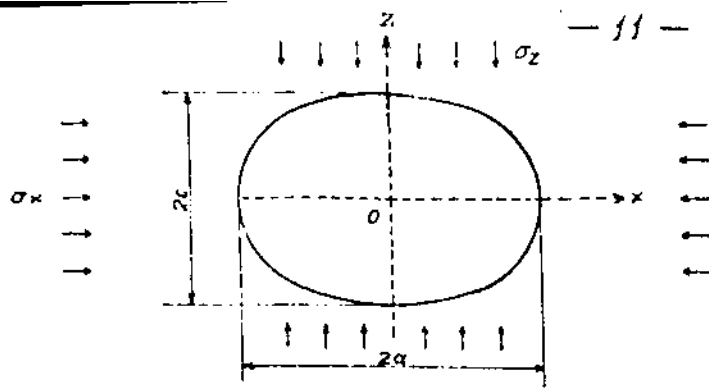
Εις τό Σχ. 12α δίδεται ό συντελεστής συγκεντρώσεως τών κατακορύφων και όριζοντίων τάσεων  $\sigma_v$  και  $\sigma_H$ , επί τών κυρίων άξόνων τής έλλειπτικής διατομής, διά σχέσιν ήμιαξόνων τής έλλείψεως  $\frac{a}{c} = 0,5$

Εις τό Σχ. 12β δίδεται ή κατανομή τών κυρίων έφαπτομενικών τάσεων επί τής άντυγος τής έλλειπτικής διατομής, όμοίως διά  $\frac{a}{c} = 0,5$ .

Τέλος εις τό Σχ. 12γ δίδεται ή κατανομή τών τάσεων  $\sigma_v$  και  $\sigma_H$  επί τών κυρίων άξόνων έλλειπτικής διατομής διά  $\frac{a}{c} = 2$ .

### 2.1.3. Κατανομή τών τάσεων εις σήραγγα όρθογωνικής διατομής

Εις τό Σχ. 13 δίδεται ό συντελεστής συγκεντρώσεως τών έφαπτομενικών τάσεων  $\sigma_t$  εις διάφορα σημεΐα τής άντυγος σήραγγος όρθογωνικής διατομής, διά διαφόρους τιμάς τοϋ συντελεστοϋ ώθήσεως  $K$ ,



Σχ. 10

**ΠΙΝΑΞ 2**

Τάβεις κατά τους κυρίους άξονας έλλειπτικής ήφραγγος  $\frac{a}{c} = 0.50$

(α) Τάβεις κατά τον άξονα -z-

Διά $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0$			Διά $\sigma_z = 0, \sigma_x = 1.0$		Διά $\sigma_z = 1.0, \kappa = 0.25$	
$\frac{z}{a}$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$
2.00	0	-1.000	0	5.000	0	0.250
2.03	-0.042	-0.700	0.254	4.473	0.021	0.316
2.06	-0.565	-0.636	0.421	3.974	0.043	0.357
2.12	-0.039	-0.413	0.630	3.281	0.118	0.408
2.35	0.155	-0.102	0.746	2.155	0.241	0.437
2.88	0.491	0.017	0.547	1.470	0.628	0.365
4.67	0.828	0.019	0.192	1.114	0.876	0.298
7.89	0.943	0.008	0.065	1.035	0.959	0.266
$\infty$	1.000	0	0	1.000	1.000	0.250

(β) Τάβεις κατά τον άξονα -x-

Διά $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0$			Διά $\sigma_z = 0, \sigma_x = 1.0$		Διά $\sigma_z = 1.0, \kappa = 0.25$	
$\frac{x}{a}$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$
1.00	2.000	0	-1.000	0	1.750	0
1.06	1.525	0.028	-0.900	-0.013	1.700	0.025
1.11	1.850	0.069	-0.814	-0.021	1.656	0.064
1.23	1.747	0.057	-0.657	-0.026	1.583	0.085
1.59	1.476	0.166	-0.311	0.023	1.398	0.172
2.30	1.219	0.158	-0.030	0.234	1.211	0.247
4.33	1.043	0.039	0.055	0.660	1.057	0.264
7.70	1.010	0.036	0.028	0.875	1.017	0.257
$\infty$	1.000	0	0	1.000	1.000	0.250

**ΠΙΝΑΞ 3**

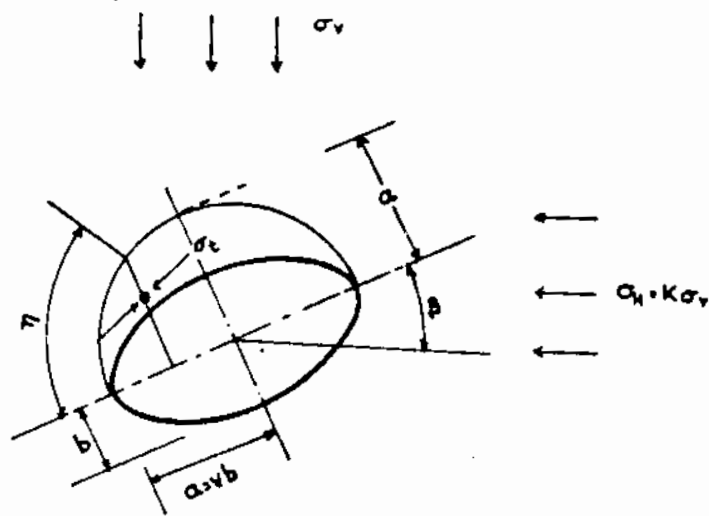
Τάβεις κατά τους κυρίους άξονας έλλειπτικής ήφραγγος  $\frac{a}{c} = 2.0$

(α) Τάβεις κατά τον άξονα -z-

Διά $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0$			Διά $\sigma_z = 0, \sigma_x = 1.0$		Διά $\sigma_z = 1.0, \kappa = 0.25$	
$\frac{z}{a}$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$
0.50	0	-1.000	0	2.000	0	-0.500
0.53	-0.013	-0.500	0.028	1.923	-0.006	-0.419
0.56	-0.021	-0.814	0.069	1.859	-0.003	-0.349
0.61	-0.026	-0.657	0.092	1.747	-0.003	-0.221
0.80	0.023	-0.311	0.166	1.476	0.065	0.058
1.15	0.234	-0.030	0.188	1.219	0.281	0.274
2.17	0.660	0.055	0.093	1.043	0.685	0.316
3.85	0.875	0.028	0.038	1.010	0.883	0.280
$\infty$	1.000	0	0	1.000	1.000	0.250

(β) Τάβεις κατά τον άξονα -x-

Διά $\sigma_z = 1.0, \sigma_x = 0$			Διά $\sigma_z = 0, \sigma_x = 1.0$		Διά $\sigma_z = 1.0, \kappa = 0.25$	
$\frac{x}{a}$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$	$\sigma_y$	$\sigma_H$
1.00	5.000	0	-1.000	0	4.750	0
1.01	4.423	0.254	-0.790	-0.042	4.226	0.243
1.03	3.974	0.421	-0.636	-0.057	3.815	0.407
1.06	3.281	0.413	-0.413	-0.039	3.178	0.621
1.18	2.155	0.746	-0.102	0.155	2.129	0.785
1.44	1.470	0.547	0.017	0.491	1.474	0.670
2.33	1.114	0.132	0.013	0.878	1.119	0.399
3.34	1.035	0.065	0.065	0.873	1.036	0.301
$\infty$	1.000	0	0	1.000	1.000	0.250

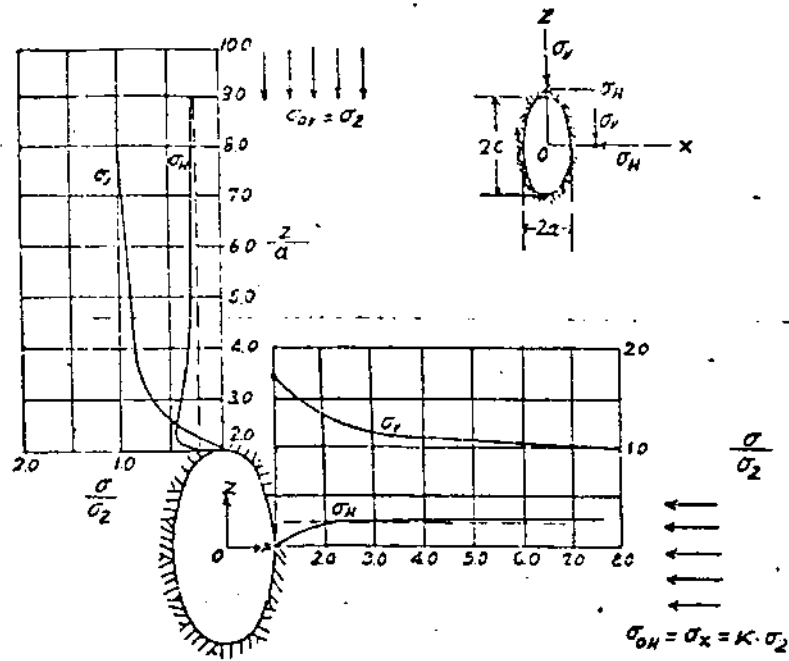


$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = \frac{2\nu(1+K) + (1-K)(1-\nu^2) \cos 2\beta + (1-K)(1+\nu)^2 \cos 2(\beta - \eta)}{(1+\nu^2) + (1-\nu^2) \cos 2\eta}$$

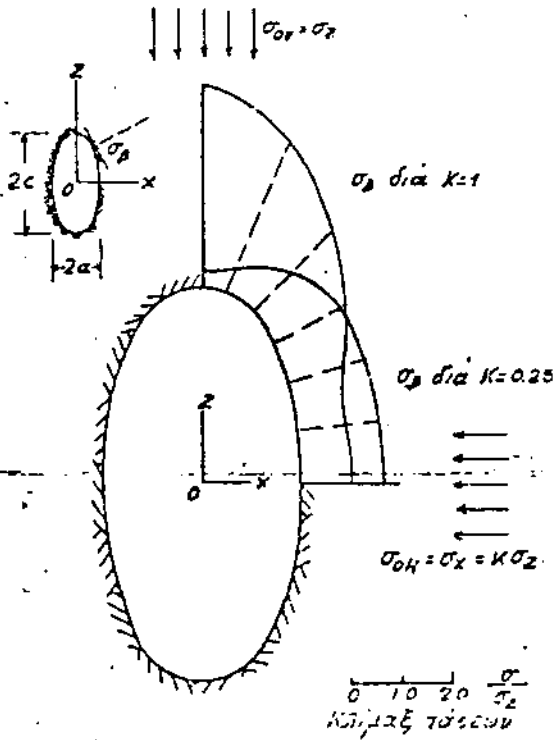
Διά β=0 :

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = \frac{2\nu(1+K) + (1-K)(1-\nu^2) + (1-K)(1+\nu)^2 \cos 2\eta}{(1+\nu^2) + (1-\nu^2) \cos 2\eta}$$

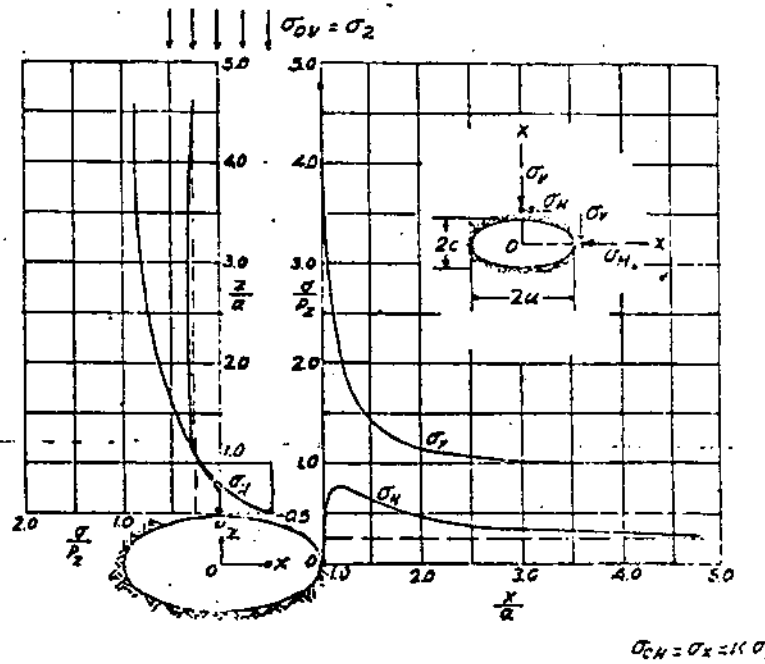
Σχ. 11 Συντελεστής συγκεντρώσεως των εφαπτομενικών τάσεων σ<sub>t</sub>,  
 - διά μεμονωμένον ελλειπτικόν άνοιγμα



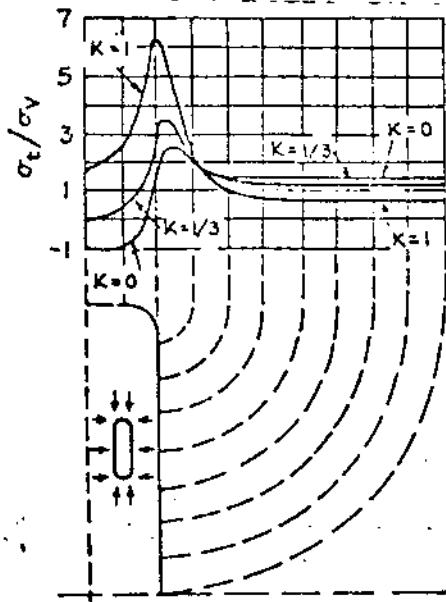
Σx. 12α



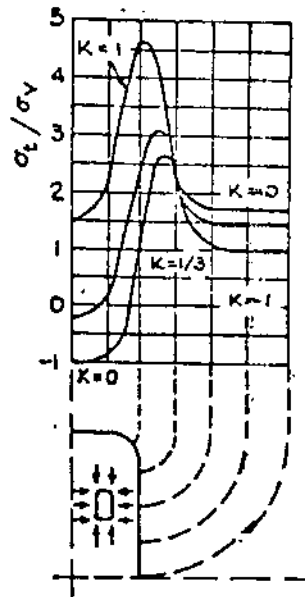
Σx. 12β



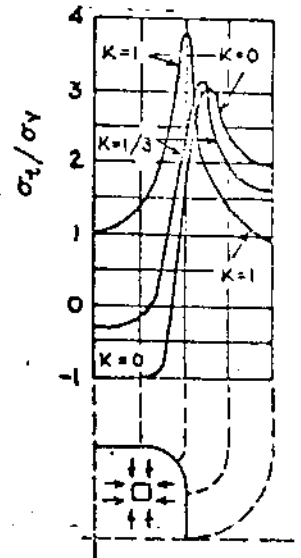
Σx. 12γ



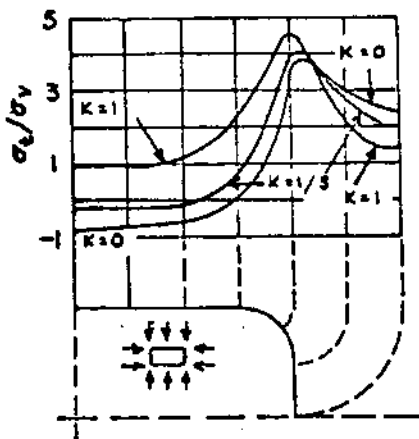
$\frac{b_0}{H} = 0.25$



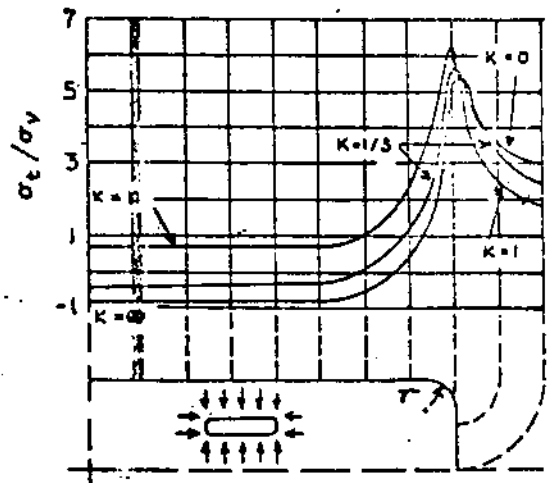
$\frac{b_0}{H} = 0.5$



$\frac{b_0}{H} = 1.0$



$\frac{b_0}{H} = 2.0$



$\frac{b_0}{H} = 4.0$

Σχ. 13 Συνοψιστική συγκεντρώσεως των εδαφημενικών τάσεων ετ δια μέμονομένου ορθογώνιου άνοιγματος διαστάσεων  $b_0 \times H$  (Ακτίς τόξου συναρτησεής  $r = \frac{1}{6} \eta \eta (b_0 H)$ ).

καί τοῦ λόγου  $\frac{B_0}{H}$  δηλ. τοῦ ἀνοίγματος  $B_0$  πρὸς τὸ ὕψος  $H$ . Τὰ σχετικὰ εἰσογράμματα  $\frac{B_0}{H}$  ἀναφέρονται εἰς ὀρθογωνικὴν διατομὴν μέ τῶσα συναρμογῆς παρὰ τὰς γωνίας.

Εἰς τὸ Σχ. 14 εἶδεται ὁ συντελεστὴς συγκεντρώσεως  $K_c$ , τῆς ἐφαπτομενικῆς τάσεως  $\sigma_c$  παρὰ τὴν γωνίαν τῆς ὀροφῆς ὀρθογωνικῆς σήραγγος διαστάσεων  $B_0$  καί  $H$ , διὰ διαφόρους τιμὰς τοῦ λόγου  $\frac{B_0}{H}$ .

Τὸ Σχ. 15 ὀφορᾷ σήραγγα ὀρθογωνικῆς διατομῆς  $B_0 \times H$ , ὑπὸ γωνίον κλίσεως  $\delta$  ὡς πρὸς τὴν ὀριζοντίαν. Ὁ πίναξ 4 εἶδει διὰ διαφόρους τιμὰς τῶν μεγεθῶν  $\frac{B_0}{H}$ ,  $\delta$  καί  $K$  τὰς ἀπολύτως μεγίστας ἐφελκυστικὰς καί ἐλιπτικὰς τάσεις, μέσω τοῦ ἀντιστοίχου συντελεστοῦ συγκεντρώσεως τῶν τάσεων.

#### 2.1.4. Κατανομή τῶν τάσεων εἰς σήραγγα οἰσδῆποτε διατομῆς

Ὁ προσδιορισμὸς τοῦ συντελεστοῦ συγκεντρώσεως τῶν τάσεων εἰς σήραγγα διατομῆς πού οὔτε κατὰ προσέγγισιν δύναται νὰ θεωρηθῇ κυκλική ἢ ἐλλειπτική ἢ ὀρθογωνική, γίνεται μέ τὴν μέθοδο τῶν πεπεροσιένων στοιχείων, ἢ μέ τὴν φωτοελαστικὴν μέθοδο. Στὴν τελευταία περίπτωση πειραματικοῦ προσδιορισμοῦ τῶν τάσεων, κατασκευάζεται ὁμοίωμα τῆς σήραγγος, τὸ ὁποῖον ὑποβάλλεται εἰς μονοαξονικὸν πεδίου ὁμοιομόρφου πιέσεως, διαδοχικῶς ἀλλὰ κεχωρισμένως κατὰ τὴν κατακόρυφον καί τὴν ὀριζοντίαν διεύθυνσιν. Τὰ ὀποτελέσματα ἐπιπροστίθενται, λαμβανομένου ὑπ' ὄψιν τοῦ συντελεστοῦ κλίσεως

#### 2.1.5. Σχόλια καί παρατηρήσεις

α) Ἡ ἐντατικὴ κατάσταση γύρω ἀπὸ μία σήραγγα, εἶναι ἀνεξάρτητος τοῦ μέτρου ἐλαστικότητος  $E$  τοῦ βράχου, καί τοῦλάχιστο ἀμέσως, ἀνεξάρτητος καί τοῦ λόγου τοῦ Poisson  $\mu$ .

β) Ἰδιαιτέρως ἐξορτᾶται ἡ ἐντατικὴ κατάσταση ἀπὸ τὴν τιμὴν τοῦ συντελεστοῦ κλίσεως ἐν ἡρεμίᾳ  $K$ . Αὐτὸ εἶναι ἐμφανές καί εἰς τὸ Σχ. 9β, 12β, 13.

Ὁ συντελεστὴς  $K$  εἰς πέτρωμα μέ ὀριζόντιον στρωσιγένειον καί ἀμετοβλήτους ελαστώσεις κατὰ τὴν ὀριζοντίαν ἐννοίαν, ἐκφράζεται συναρτήσῃ τοῦ  $\mu$ :  $K = \frac{1}{1-\mu}$ . Ἡ ἰσχὺς τῆς σχέσεως αὐτῆς εἶναι συνιπήσιμος, διότι καί ἡ ἱστορία τῶν φορτίσεων τοῦ πετρώματος, καί ἄλλοι γεωλογικοὶ παράγοντες ἐπηρεάζουν τὴν τιμὴν του.

φαίνεται ὅτι διὰ πολὺ μεγάλα βάρη, ἢ διὰ πετρώματα μέ ἰσχυρὴν προφόρτισιν ἡ τιμὴ τοῦ  $K$  πλησιάζει τὸ 1, ἐνῶ πλησίον τῆς ἐπικα-

φανείας του έδάφους λαμβάνει τιμές που πλησιάζουν τό 0.

γ) Δι' έλλειπτικής και όρθογωνικής διατομής σήραγγες, ό συντελεστής συγκεντρώσεως των τάσεων έξαρτάται ιδιαιτέρως από τόν λόγον του άνοίγματος προς τό ύψος της διατομής. Αυτό είναι έμφανές από τήν σύγκρισιν των σχημάτων 12α και 12γ, ώς και των διαγραμμάτων του Σχ. 13. Επίσης είναι έντυπωσιακώς έμφανές εις τό Σχ. 14.

δ) Αί αναλυτικές σχέσεις διά τας τάσεις (παράγραφος 2.1.1., 2.1.2, 2.1.3) έχουν έξαχθεϊ μέ τήν βοήθειαν της μαθηματικής θεωρίας της ελαστικότητας, και μέ μηχανικόν πρότυπον τήν έντατικήν κατάστασην εις όπήν έντός δίσκου, φορτιζομένην αναλόγως. Βεβαίως διά μεγάλου μήκους σήραγγα, ή άναγωγή του εις τόν χώρον προβλήματος εις τό επίπεδον πρόβλημα του δίσκου είναι άκριβής.

Ή κατά τήν διεύθυνσιν του άξονος της σήραγγος όριζόντιος τάσις είναι:

$$\sigma_{Hy} = \mu(\sigma_v + \sigma_{Hx}), \quad \delta\piου$$

$\mu$  ό λόγος Poisson

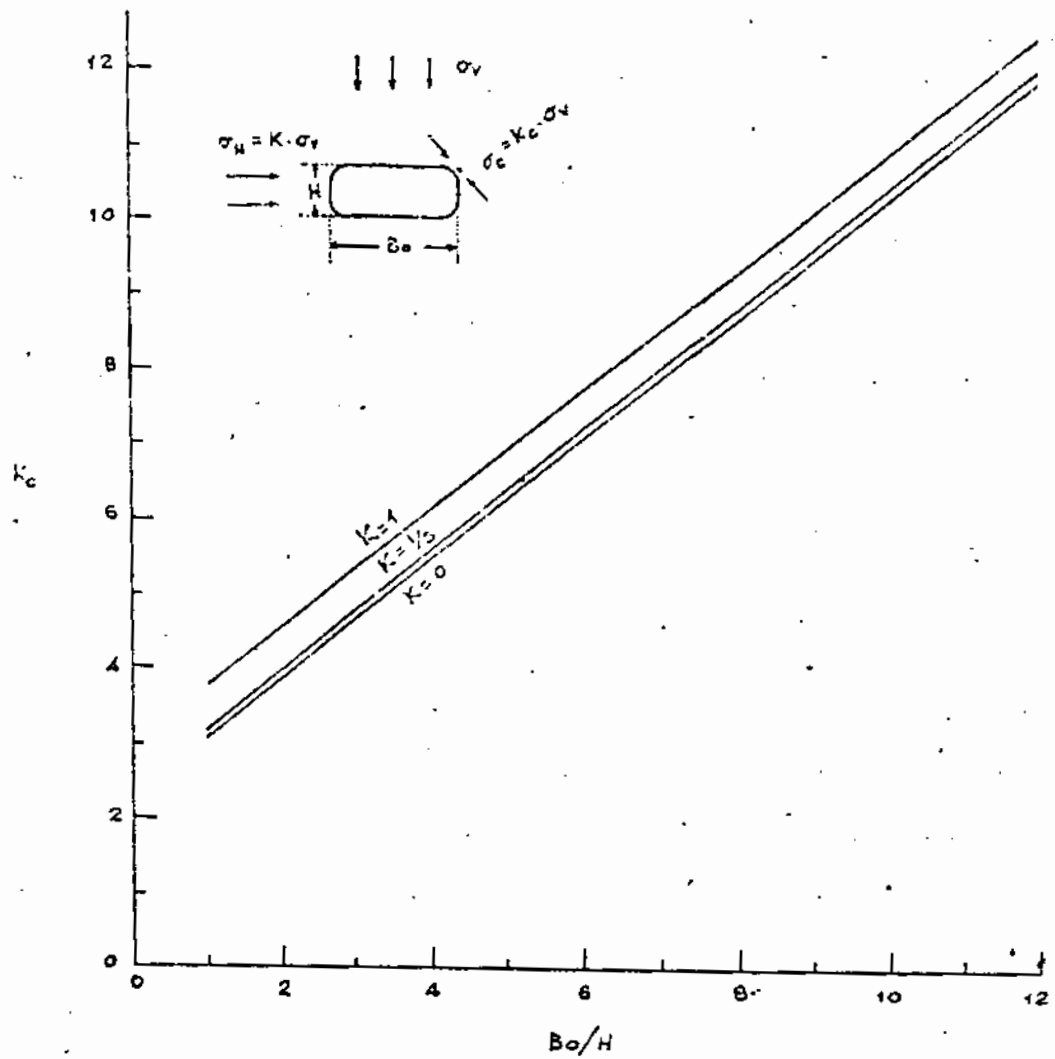
$\sigma_v$   $\sigma_{Hx}$  ή κατακόρυφος και όριζόντιος τάσις εις τό επίπεδον της διατομής.

ε) Διά κοιλότητας έντός βράχου, όπου τό μήκος δεν είναι αρκετά μεγάλο έν συγκρίσει προς τός διαστάσεις μιās διατομής ή κατανομή των τάσεων έξαρτάται και από τόν λόγον του Poisson  $\mu$ . Δι' ώρισμένα σχήματα κοιλότητων υπάρχουν μαθηματικά επίλυσεις. Είδικότερα διά σφαιρικήν κοιλότητα υπάρχει επίλυσις από τόν Neuber (1946), Timoshenko και Goodier (1951), κλπ. ένω διά έλλειψοειδεις έκ περιστροφής κοιλότητας από τόν Neuber (1937), Sadowsky και Sternberg (1947), και Edwards (1951).

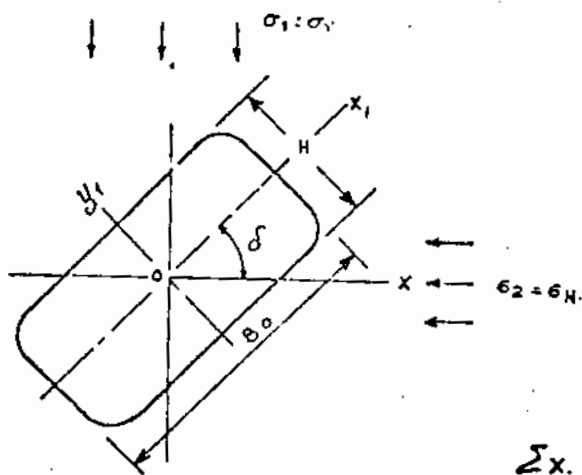
στ) Είς τήν περίπτωσην επενδεδυμένης σήραγγος ή άκαμψία της επενδύσεως είναι καθοριστική των παραμορφώσεων της ίδιας και του περιβάλλοντος βράχου, γεγονός που οδηγεί εις διαφορετικήν κατανομήν των τάσεων.

Διά κυκλικήν σήραγγα, μέ επένδυσιν, αι άκτινικαί τάσεις γενικώς αύξουν, ένω αι έφαπτομενικαί μειούνται εις τήν περιοχήν της όρωσης, γεγονός που είναι εύνοϊκόν διά τήν άντοχήν του βράχου.

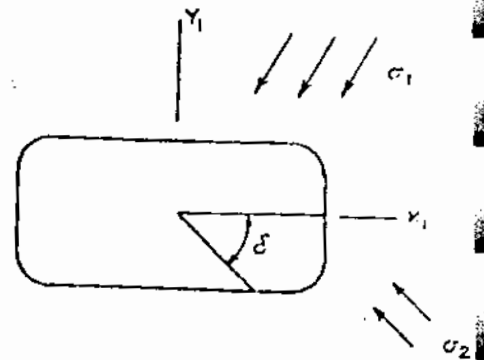
Διά μέσης άκαμψίας επένδυσιν, ή κατανομή των τάσεων πλησιάζει τήν όμοιόμορφον.



Σχ. 14 Συντελεστής συγκέντρωσης των τάσεων  $K_c$ , συνάρτηση του συντελεστή  $K$



Σχ. 15

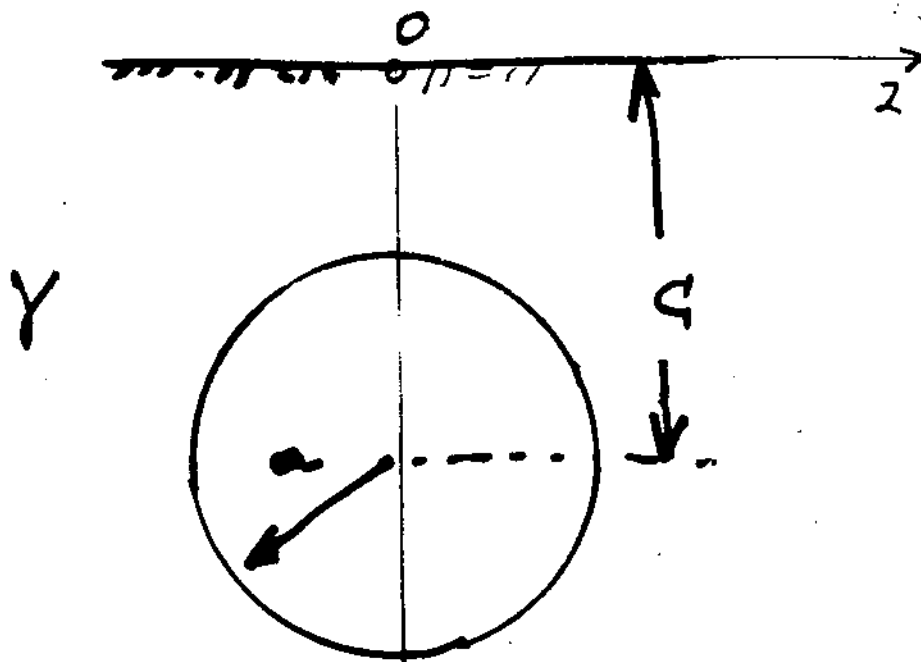


ΠΙΝΑΞ 4

$B_0/H$	$\delta^\circ$	$\kappa = 0$		$\kappa = 1/3$		$\kappa = 1$
		Εφελκυσμός	Θλίψις	Εφελκυσμός	Θλίψις	Θλίψις
1 - - - -	0	-1.0	3.1	-0.3	3.1	3.8
	22.5	-0.5	3.9	0	3.8	3.7
	45	-1.1	4.7	0	4.3	3.6
	67.5	-1.3	4.0	-0.3	3.9	3.7
	90	-1.0	3.1	-0.3	3.1	3.8
2 - - - -	0	-0.8	4.0	-0.1	4.1	4.7
	22.5	-0.7	5.0	0	4.7	4.6
	45	-1.6	5.7	0	5.2	4.5
	67.5	-1.4	4.5	-0.1	4.5	4.6
	90	-1.0	2.7	-0.2	3.1	4.7
3 - - - -	0	-0.8	4.6	-0.4	4.7	5.2
	22.5	-0.7	5.9	-0.1	5.5	5.2
	45	-1.8	6.5	-0.4	6.0	5.3
	67.5	-1.6	5.0	0	5.0	5.2
	90	-1.0	2.6	-0.1	3.3	5.2
4 - - - -	0	-0.9	5.4	-0.4	5.6	6.2
	22.5	-1.0	6.5	-0.1	6.0	5.9
	45	-2.0	7.1	-0.5	6.6	5.9
	67.5	-1.9	5.5	0	5.5	5.9
	90	-1.0	2.5	0	3.5	6.2

Σχ. 15 Συντελεστής συγκέντρωσης των τάσεων (απόλυτως μεγίστων εφελκυσμού ή θλίψης) μεμονωμένου ορθογωνικού ανοίγματος

Κυκλική σφαιρική ημισφαιρική επιφάνεια



$2a = D$   $\downarrow x$  (a: ακτίνα)

Μαθηματικών πρότυπων:

Ελαστικοί τδστροσησ κβίχωρας

-Επίλυση κενό Mindlin (1949)

Περιοτώσες επίλυσες:

I  $\mu_2 = \gamma_2, \quad \mu_h = \gamma_2$

II  $\mu_2 = \gamma_2, \quad \mu_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma_2 \quad (k = \frac{\nu}{1-\nu})$

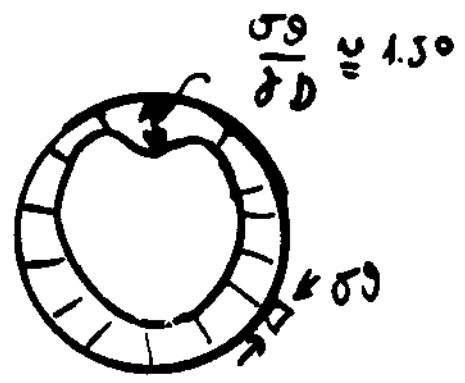
III  $\mu_2 = \gamma_2 \quad \mu_h = 0.$

Καρτοβιανός συντομολογίες:  $x, y$ .

$$x = \frac{A \sin \theta}{\cosh a - \cos \theta}, \quad y = \frac{A \sinh a}{\cosh a - \cos \theta}$$

$$A = c \cdot \tanh a_1 \quad (\text{ή } a \sinh a_1), \quad \text{όπου:}$$

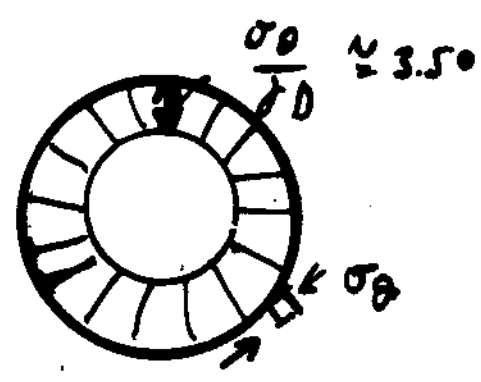
$$\cosh a_1 = \frac{c}{a}$$



$$a_1 = 0.4$$

$$\left( \frac{c}{a} \approx 1.10 \right)$$

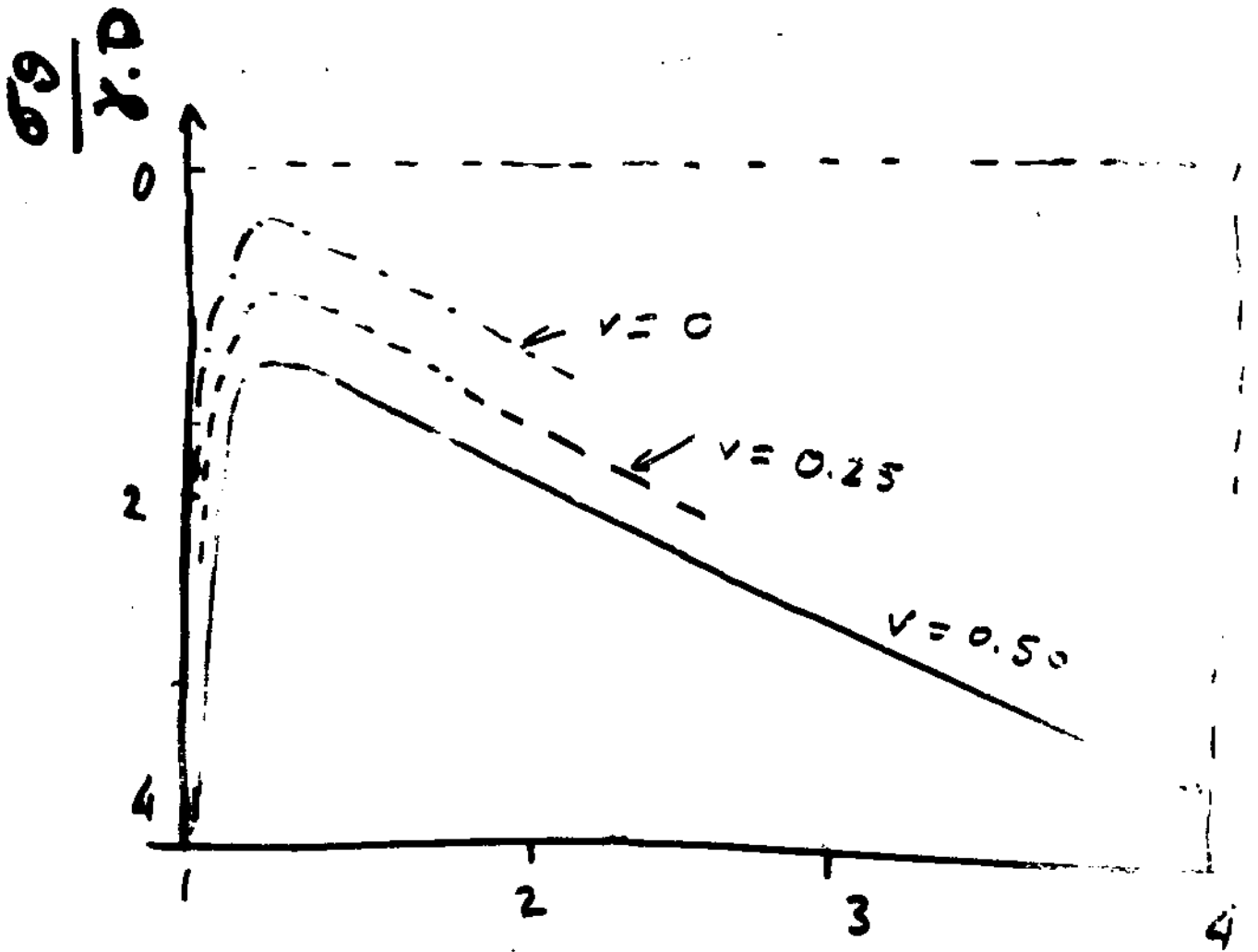
$$\nu = 0.5 \quad (k=1)$$



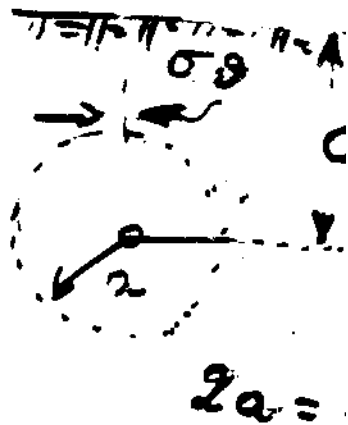
$$a_1 = 2.0$$

$$\left( \frac{c}{a} \approx 4.0 \right)$$

$$\nu = 0.5 \quad (k=1)$$

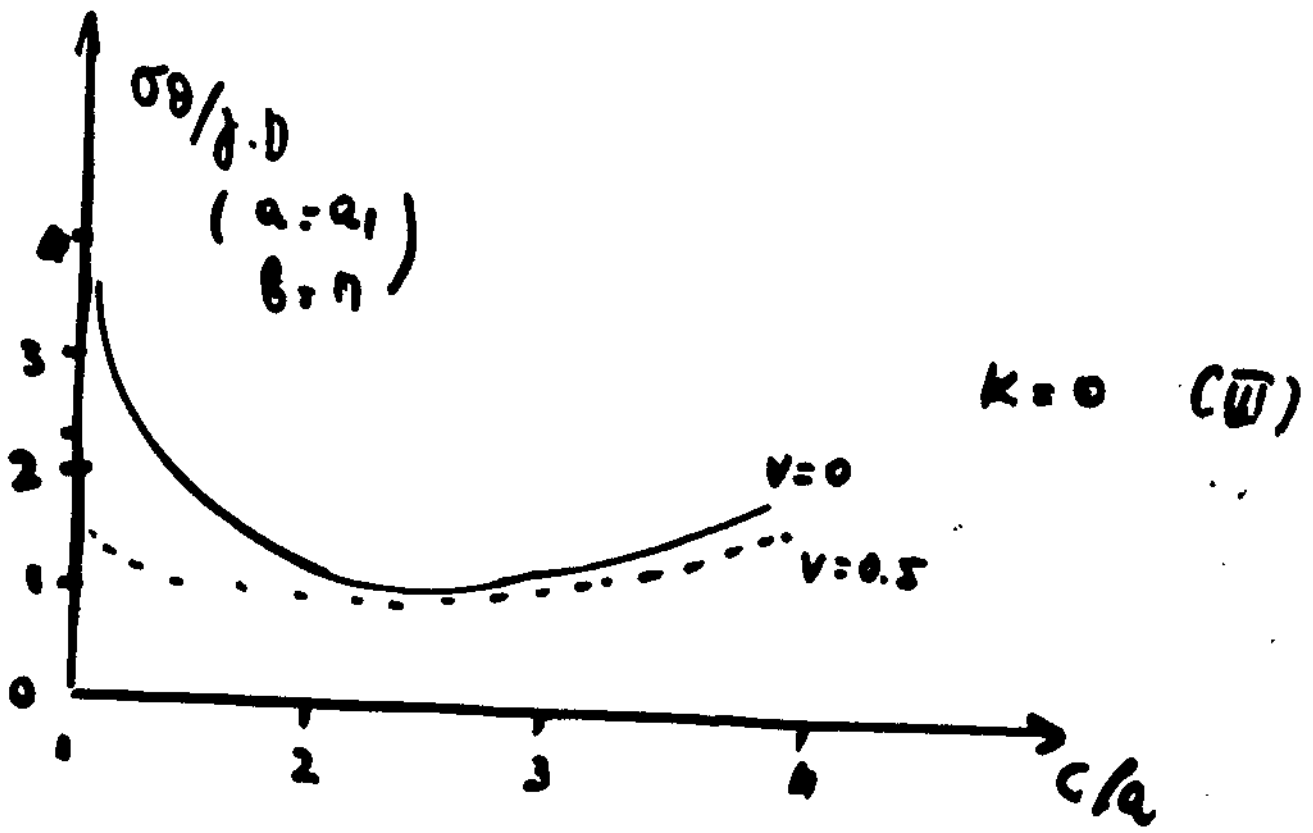
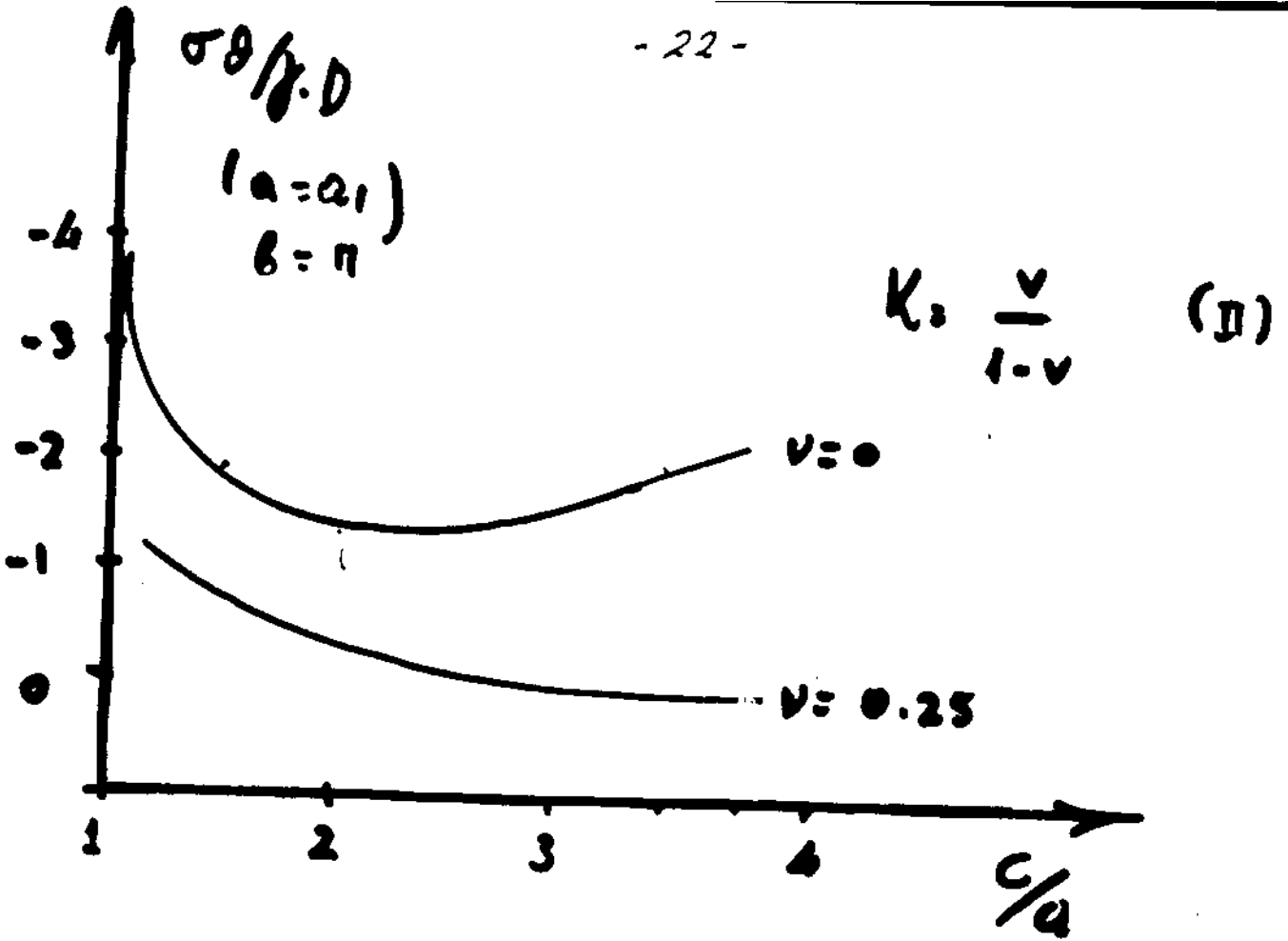


Τιμές  $\frac{a}{c}$

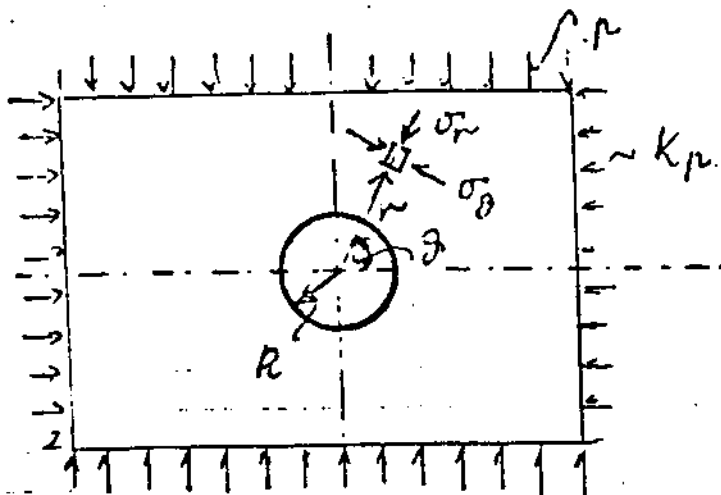


Κατανομή της τάσης  $\sigma$   
 στην στενή σήραγγα

$$\sigma_2 = \sigma_h = \sigma_z \quad (k=1)$$



ΚΥΚΛΙΚΗ ΣΥΡΑΓΓΑ ΜΕ ΕΠΕΝΔΥΣΗ



$k$ : συντελεστής συντεταγών αδιάστατο

Συμβολισμοί

$\sigma_r, \sigma_\theta$  : ακτινική, εφαπτομενική τάση

$r, \theta$  : πολικοί συντεταγμένες

$R$  : μέσα ακτίνα σύραγγας,  $2R = D$  (μέση διάμετρος)

$\nu$  : λόγος Poisson εδαφικού μέσου

$H$  : μέτρο συμπιεστικότητας εδαφικού μέσου

(  $H = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$  , όπου  $E$  : μέτρο ελαστικότητας )

$E_0, \nu_0$  : μέτρο ελαστικότητας και λόγος Poisson του υλικού της επένδυσης

$t$  : πάχος της επένδυσης (δηλαδή  $R_0 - R$ )

$C$  : λόγος συμπιεστικότητας :  $C = \frac{1}{2} \frac{(1-\nu_0^2)}{(1-\nu)} \cdot \frac{H}{E_0} \cdot \left( \frac{D}{E} \right)$

$F$  : λόγος ογκομετρικών αλλαγών :  $F = \frac{1}{H} \frac{(1-2\nu)}{(1-\nu)} (1-\nu_0^2) \frac{H}{E_0} \left( \frac{D}{E} \right)$

Τυφέςεις

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \cdot p \left\{ (1+k) \left[ 1 - 2\alpha_1 \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right] - (1-k) \left[ 1 - 3\alpha_2 \left( \frac{R}{r} \right)^4 - 4\alpha_3 \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p \left\{ (1+k) \left[ 1 + \alpha_1 \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right] + (1-k) \left[ 1 - 3\alpha_2 \left( \frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} p (1-k) \left\{ 1 + 3\alpha_2 \left( \frac{R}{r} \right)^4 + 2\alpha_3 \left( \frac{R}{r} \right)^2 \right\} \sin 2\theta$$

Βασαντιακι συνταξοτεκι

(α) Προσδιορισμοσ Εγγραφωμ: ομοιομοσ συνδωμο Εξωροσ-Επιλυσομοσ

$$a_1 = \frac{(1-2v)(C-1)}{(1-2v) \cdot C + 1}$$

$$a_2 = \frac{(1-2v)(1-C) \cdot F - \frac{1}{2}(1-2v)^2 \cdot C + 2}{[(3-2v) + (1-2v) \cdot C] F + (\frac{5}{2} - 8v + 6v^2) C + 6 - 8v}$$

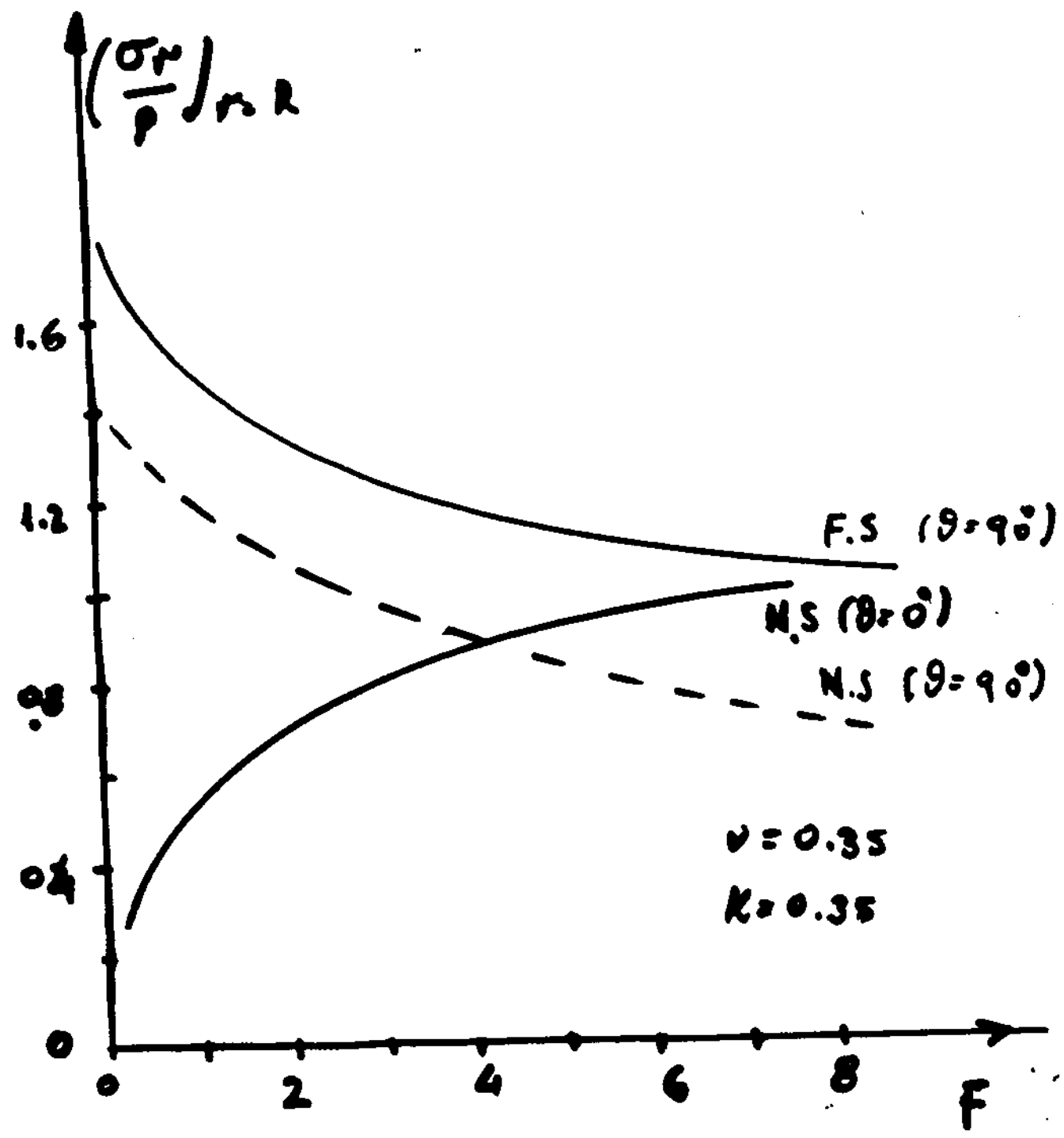
$$a_3 = \frac{[1 + (1-2v)C] F - \frac{1}{2}(1-2v) \cdot C - 2}{[(3-2v) + (1-2v) \cdot C] F + (\frac{5}{2} - 8v + 6v^2) C + 6 - 8v}$$

(β) Για Εξωροσμοσ ομοιομοσμοσ ομοιομοσμοσ

$$a_1 = \frac{(1-2v) \cdot (C-1)}{(1-2v) \cdot C + 1}$$

$$a_2 = \frac{2F + 1 - 2v}{2F + 5 - 6v}$$

$$a_3 = \frac{2 \cdot F - 1}{2 \cdot F + 5 - 6v}$$



F.S: ελεύθερη όγιόθηση  
 N.S: η άριστη συνάρτηση

Μεταβολή της άκτινικής τάσης στο εύρος, συνάρτηση του συντελεστή σχετίζω έκτασης F.

## 2.2. Κατανομή των τάσεων με συνεκτίμησιν των πλαστικών φαινομένων

### 2.2.1. Γενικότητες

Από την μελέτην της κατανομής των τάσεων εις σήραγγας, με βάση την ελαστικήν θεωρίαν, συμπεραίνεται ότι εις την όροφην, δι' ώρισμένας τιμάς του συντελεστού ώθήσεως  $K$ , δέον νά αναμένωνται έφελκυστικοί τάσεις, ένω ύψηλή συγκέντρωσις τάσεων παρατηρεΐται καί εις τά μέσα των πλευρών, ώς καί εις τας γωνίας προκειμένου περί όρθογωνικών διατομών. Η ύπέρβασις της όντοχής του βράχου εις έφελκυσμό, είτε η ύπέρβασις της διατμητικής όντοχής εις σημεία ύψηλης συγκέντρωσεως θλιπτικών τάσεων κατά μίαν διεύθυνσιν, δημιουργούσιν πλαστικά φαινόμενα, τά όποια βοθηρόν μεταφέρονται πρός τό έσωτερικόν της μάζης του βράχου, λόγω της άδυναμίας του "κατεστραμμένου" ύλικού νά αναλόβη την ύπάρχουσαν έντατικήν κατάστασιν. Δημιουργεΐται ούτω η λεγομένη "πλαστική ζώνη" - ζώνη όριακής ίσορροπίας με βάση την όντοχήν του ύλικού -, με εξέλιξιν μεταδόσεως ώς εις τό Σχ. 16. Η πλαστική ζώνη εκτείνεται μέχρις άποστάσεως όπό την έλευθέρον έπιφάνειαν της σήραγγας τέτοια, ώστε η έξ ανακατανομής των τάσεων έντατική κατάσταση νά εΐναι συμβιβαστή με την άντοχήν του ύλικού.

### 2.2.2. Η θεωρία του Kastner

Ο Kastner (1949, 1962) όνέπτυξε θεωρίαν σχετικά με την έκτασιν πού καταλαμβάνει η πλαστική ζώνη, τίς τάσεις μέσα εις αυτήν, ώς καί εις την ελαστικήν ζώνην, άφορά δε σήραγγας κυκλικής διατομής.

Η κατωτέρω συνοπτική όνοφορά εις την θεωρίαν του Kastner περιορίζεται διά συντελεστήν ώθήσεως  $K = 1$ , ένω εις την θεωρίαν έπισημαίνεται η σημασία της τιμής του  $K$  καί ποσοτικώς.

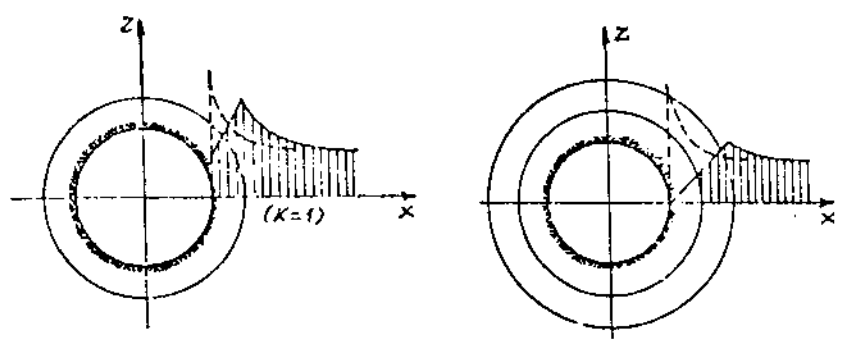
Εις τό Σχ. 17 φαίνεται η διάκρισις της ελαστικής από την πλαστικήν ζώνην γύρω από μία κυκλική σήραγγα άκτινος  $a$ , ώς καί οί συμβολισμοί πού χρησιμοποιούνται εις την θεωρίαν.

Κατά την ελαστικήν θεωρίαν, εις τά σημεία της έλευθέρας έπιφανείας της σήραγγας, κατά την όριζοντίαν διάμετρον, προβλέπονται τάσεις

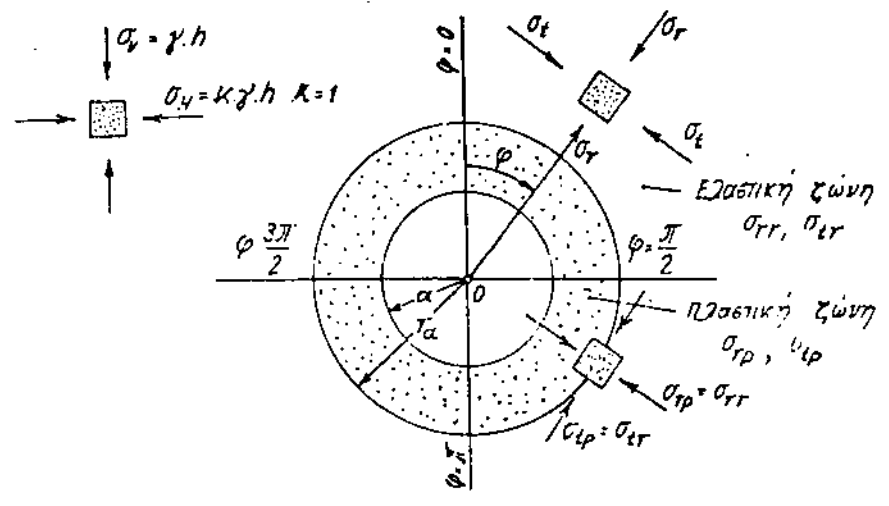
$$\sigma_r = \sigma_{rr} = 0 \quad \sigma_t = \sigma_{tr} = 2p$$

ένθα  $p$  ή πίεσις ύπερκειμένων στρωμάτων με την παραδοχήν βεβαίως ότι  $K = 1$ .

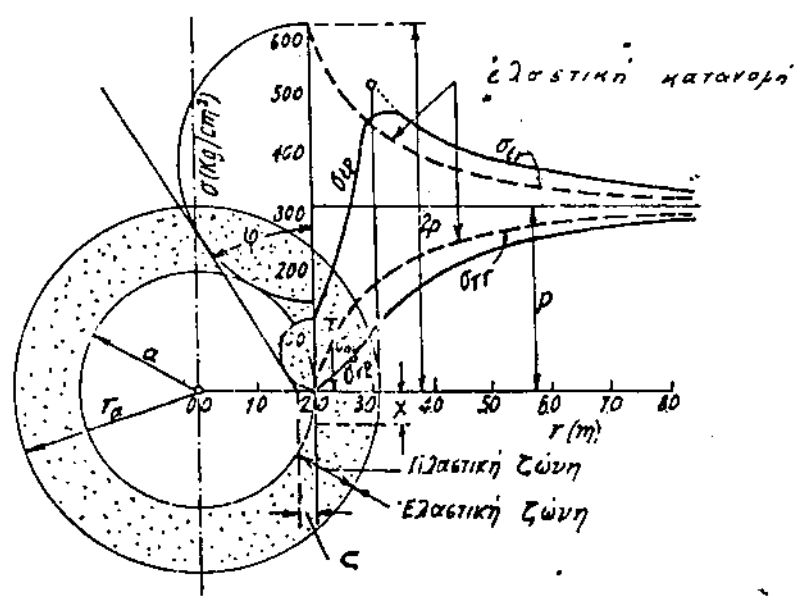
Εάν  $\sigma_{ny}$  (Σχ. 18, 19) ή άντοχή του βράχου εις μονοαξονικήν θλίψιν, ή έφαπτομενική τάσις εέν δύναται νά ύπερβή την τιμήν αυτήν εις τό θεωρούμενον σημείον βεβαίως. Έντός της πλαστικής ζώνης, η έφαπτομενική τάσις  $\sigma_{tp}$ , δύναται βαθμηδόν νά λαμβάνη ύψηλοτέρας της  $\sigma_{ny}$  τιμάς καθ' όσον καί η άκτινική τάσις από της άρχικής μηδενικής τιμής, αύξάνεται. Με κριτήριον θραύσεως τό των Mohr - Coulomb (Σχ. 19)



Σχ. 16



Σχ. 17



Σχ. 18

έντός τῆς πλαστικῆς πάντα ζώνης, αἱ τάσεις  $\sigma_{tr}$ ,  $\sigma_{rp}$  συνδέονται μέ τήν σχέσιν:

$$\sigma_{tr} - \sigma_{rp} \frac{1+\eta\mu\varphi}{1-\eta\mu\varphi} - 2 \cdot c \frac{\sigma_{\nu\varphi}}{1-\eta\mu\varphi} = 0$$

Μέ παραδοχήν περαιτέρω ἰδεατοῦ πλαστικοῦ ὕλικου, ἔχοντος σχέσιν τάσεων παραμορφώσεων ὡς ἡ τοῦ Σχ. 20, καί μέ εἰσαγωγήν καταλλήλου τασικῆς συναρτήσεως, λαμβάνονται αἱ σχέσεις:

$$\sigma_{rp} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[ \left( \frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right]$$

$$\sigma_{tr} = \frac{\sigma_{ny}}{\lambda_p - 1} \left[ \lambda_p \left( \frac{r}{a} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right]$$

$$\tau_r = 0 \quad \text{ἐνθα} \quad \lambda_p = \frac{1+\eta\mu\varphi}{1-\eta\mu\varphi}$$

( $\varphi$  ἡ γωνία ἐσωτερικῆς τριβῆς τοῦ βρόχου)  
 Εἰς τήν ἐλαστικὴν ζώνην, δηλ. διὰ  $r \geq r_a$  αἱ τάσεις εἶδονται ὀπό τὸς σχέσεις:

$$\sigma_{rr} = p \left( 1 - \frac{r_a^2}{r^2} \right) + \frac{r_a^2}{r^2} \sigma_r$$

$$\sigma_{tr} = p \left( 1 + \frac{r_a^2}{r^2} \right) - \frac{r_a^2}{r} \cdot \sigma_r$$

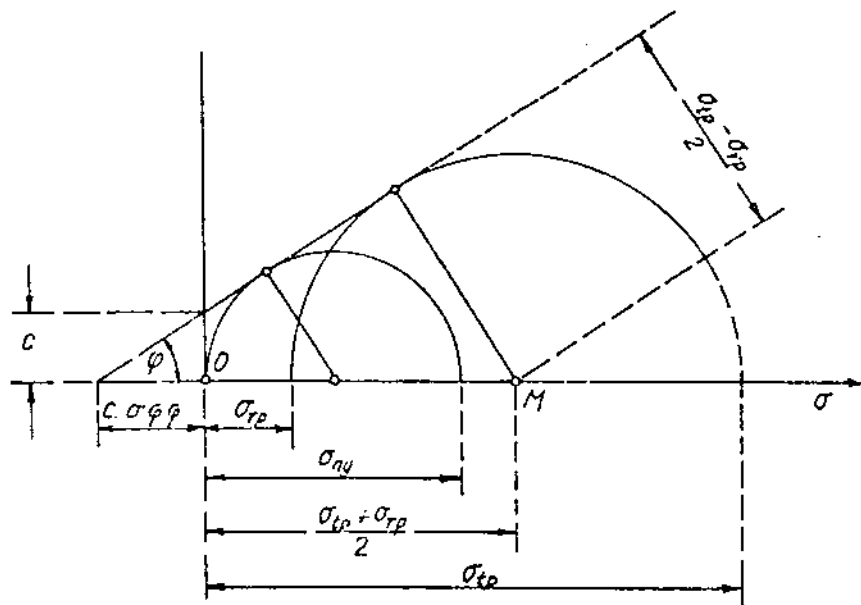
$$\tau_r = 0$$

ἐνθα  $\sigma_r$  ἡ ἀκτινική τάσις εἰς τὸ ὄριον πλαστικῆς καί ἐλαστικῆς ζώνης.

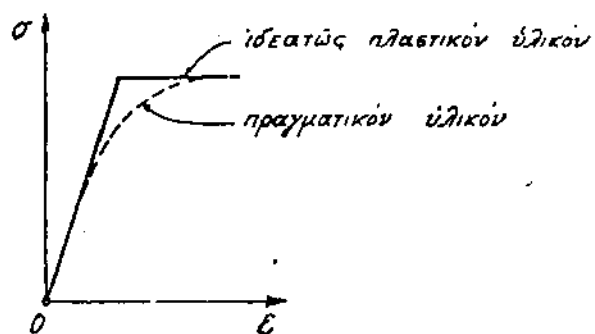
Εἰς τὸ ὄριον αὐτό, βεβαίως ἰσχύει καί ἡ σχέσις:

$$\sigma_{tr} = 2p - \sigma_r \quad (\text{διότι } r_a = r)$$

Ἡ ἐξίσωσις τῶν τάσεων ἐκ τῆς πλαστικῆς καί ἐλαστικῆς λύσεως διὰ  $r = r_a$  δίδει τὸ ὄριον τῆς πλαστικῆς ζώνης:



Σχ. 19 Σχέσις μεταξύ ὀρθῆς καὶ διατμητικῆς τάξεως εἰς τὴν κατάστασιν πλαστικῆς ἰσορροπίας



Σχ. 20

$$r_a = a \left[ \frac{2}{\lambda_p + 1} \cdot \frac{\sigma_{ny} + p(\lambda_p - 1)}{\sigma_{ny}} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$

### 2.2.3 Σχόλια καί παρατηρήσεις

α) Ἡ ἐφαρμογή τῆς θεωρίας Kastner διά  $K = 1$ , δίδει ἔκτασιν πλαστικῆς ζώνης περιορισμένην σχετικὰ μέ αὐτήν πού φαίνεται νά παρουσιάζεται εἰς τήν πραγματικότητα. Ἡ τιμή τοῦ  $K$  ἐπηρεάζει σημαντικά τήν ἔκτασιν τῆς πλαστικῆς ζώνης, ἰδίως διά  $K < 0,5$ .

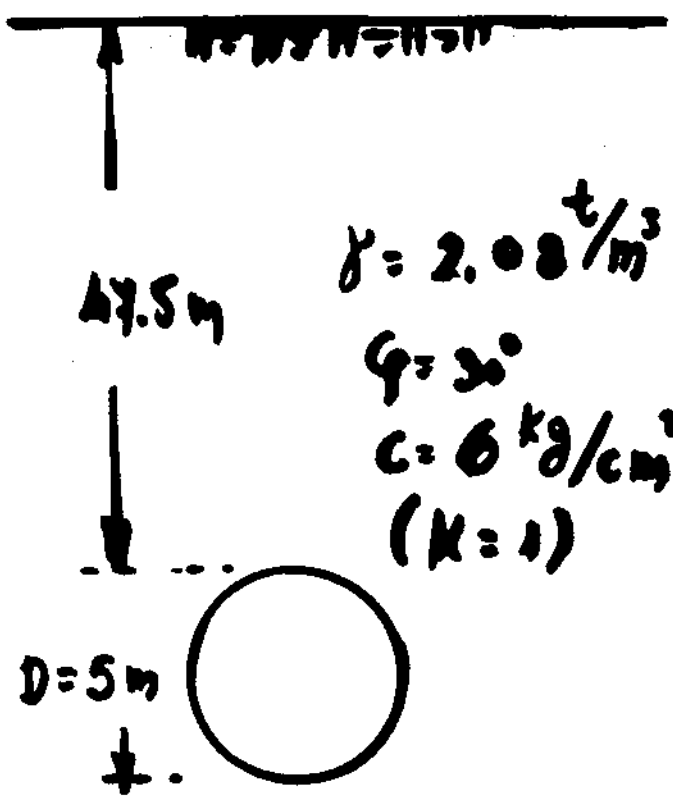
Διά  $K < 1$ , ἡ πλαστική ζώνη δέν προσδιορίζεται ὀπό κύκλον ἀλλά ὀπό καμπύλην ἑναλόγως τῆς ἐκάστοτε τιμῆς τοῦ  $K$ .

β) Τήν ἔκτασιν τῆς πλαστικῆς ζώνης γύρω ὀπό μία σήραγγα, δίδουν καί διάφοροι ἄλλοι ἐρευνηταί. Ἐνδεικτικῶς ἀναφέρεται ὀ Rendulic (1934) καί οἱ Jkeda - Tanaka (1966).

Γενικῶς οἱ πρόσφατες ἐρευνες συνέχουν τήν ἔκτασιν τῆς πλαστικῆς ζώνης, ὀχι μόνον μέ τήν πλαστικήν συμπεριφορὰν τοῦ βράχου λόγω τῆς ὀψηλῆς συγκεντρώσεως τάσεων, ἀλλά καί μέ τήν ἐρῶσιν τοῦ ἐκρηκτικῶ κύματος, κατὰ τήν εἰάνοιξιν τῆς σήραγγος.

Συνοψίς πρὸς τό πλαστικά φαινόμενα πού ὀκολουθοῦν τήν εἰάνοιξιν τῆς σήραγγος, εἶναι καί ἡ ἔννοια τῆς χαλαρώσεως, καί τῆς πιέσεως χαλαρώσεως. Χολάρωσις εἶναι φαινόμενον βαθμιαίας δημιουργίας τῆς πλαστικῆς ζώνης, ὀσχέτως τῆς ὀπάρξεως ἢ μή ἐπενδύσεως προσωρινῆς ἢ μονίμου, ὀστε νά δημιουργηθῆ περίξ τῆς σήραγγος μία περιοχὴ μέ ὀδυναμίαν ἀναλήψεως τάσεων. Ἡ κατὰ τά ἀνωτέρω ἄγονος ζώνη βράχου περικλείεται ὀπό καμπύλην, πού δύναται νά θεωρηθῆ ὀς τό ἔσωρῶχλον ἰδεατοῦ τόξου, μεταφέροντος τά φορτία λόγω τῶν ὀπερκειμένων στρωμάτων εἰς τά βαθύτερα στρώματα, χωρίς συμμετοχὴν βεβαίως τοῦ βράχου ἐντὸς τῆς "ζώνης χαλαρώσεως".

Τήν ἔκτασιν τῆς ζώνης χαλαρώσεως καί φυσικά τίς πιέσεις πού ὀκοῦνται ἐπί τῆς ἐπενδύσεως τῆς σήραγγος, λόγω τοῦ ἰδίου βάρους τοῦ βράχου, ἐπηρεάζουν θιόγοροι ποράγοντες. Ἐκτὸς βεβαίως ὀπό τίς διαστάσεις καί τό σχῆμα τῆς σήραγγος, καί τὰ μηχανικά χαρακτηριστικά τοῦ βράχου, ἔχουν ἰδιάζουσαν σημασίαν ὀ τρόπος εἰανοίξεως καί τὰ χρησιμοποιούμενα ἐκρηκτικά, γεωλογικὸι παράγοντες (ὀς π.χ. στρωσιγένειο), ὀς καί ὀ χρόνος κατασκευῆς τῆς προσωρινῆς ὀποστηρίξεως, ὀς καί τῆς μονίμου ἐπενδύσεως.



Άρχικό πεδίο τάσεων  
 στην σταθμή του κέντρου:

$$r_z = r_H = r = 2.08 \left( 47.5 + \frac{5.0}{2} \right) = 106 \text{ t/m}^2$$

Ανταξία λουραξουίβια θλίψης:

$$\sigma_{ny} = 2 \cdot c \cdot \epsilon_\gamma (45^\circ + \phi/2) = 2 \cdot 60 \text{ σγ} (45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) =$$

$$\approx 207.9 \text{ t/m}^2 \approx 2 \cdot r (= 208 \text{ t/m}^2)$$

Έκταση λουραξουίβιας:

$$r_a = a \left[ \frac{2}{1+n} \cdot \frac{\sigma_{ny} + r(n-1)}{\sigma_{ny}} \right]^{\frac{1}{n-1}} =$$

$$= a \left[ \frac{2}{1+n} \cdot \frac{2r + r(n-1)}{2r} \right]^{\frac{1}{n-1}} = \underline{a}$$

3. ΕΚΤΙΜΗΣΙΣ ΤΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΕΠΙ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΣ ΤΩΝ ΣΠΗΡΑΓΓΩΝ

3.1. Γενικότητες

Είς τήν προηγουμένην παράγραφον 2.2.3 εδόθη συνοπτικῶς ἡ ἔννοια τῆς χαλαρώσεως καί τῆς πιέσεως χαλαρώσεως.

Τῆς ἀναπτύξεως ζώνης ἀτόνου, ὑπεράνω τῆς διανοιγομένης διατομῆς, -ὅποτε ἡ μείαδοσις τῶν πιέσεων ἐξ ὑπερκλειμένων γαιῶν εἰς τὰ βαθύτερα στρώματα γίνεται χωρίς συμμετοχήν τοῦ ἐντός τῆς ζώνης ὑλικοῦ, αἱ δέ ἐπί τῆς ἐπενδύσεως πιέσεως προέρχονται ἐξ ἰδίου βάρους τοῦ ἀτόνου ὑλικοῦ, προηγεῖται ἡ ἐμφάνισις τῆς γεωφυσικῆς πιέσεως (mountain pressure).

Ἰγὸ τόν ὄρον αὐτόν ἐννοοῦνται πιέσεις ὑπερβαίνουσαι τήν ἀντοχήν τοῦ ἐλαστικοῦ ὑλικοῦ (εἰς ἐφελκυσμόν ἢ διάτμησιν). Ἐμφανίζονται λόγω τῆς διαταραχῆς τοῦ ἀρχικοῦ πεδίου τάσεων ἐκ τῆς διανοίξεως τῆς σπῆραγγος, ἐκδηλώνονται μέ ἀκότομον ἀπόσπασιν τεμαχίων ὑλικοῦ, ὡς καί μέ πρός τό ἐσωτερικόν τῆς διατομῆς διευθυνόμενες παραμορφώσεις μέ ἀργόν ρυθμόν ἐξελίξεως. Τό φαινόμενον βεβαίως ἐξελίσσεται χρονικῶς, μέ συνεχῆ μεταβίβασιν τάσεων ἀπό τὰς περιοχὰς ὑπερφορτίσεως πρός τίς ἐνδότερες ζώνες τοῦ ἐδάφους.

Τό μαθηματικόν πρότυπον ὑπολογισμοῦ τῶν πιέσεων τοῦ εἰρησθέντος εἰς τήν παράγραφον 2.2., μόνον τήν τάξιν μεγέθους αὐτῶν εἶναι δυνατόν νά προβλέψῃ τό μέγεθος τῶν γεωφυσικῶν πιέσεων ἐξαρτᾶται ἀπό τήν γεωλογικὴν δομήν κυρίως, καί τήν τεκτονικὴν διαταραχήν τῆς περιοχῆς ὅπου ἡ σπῆραγξ.

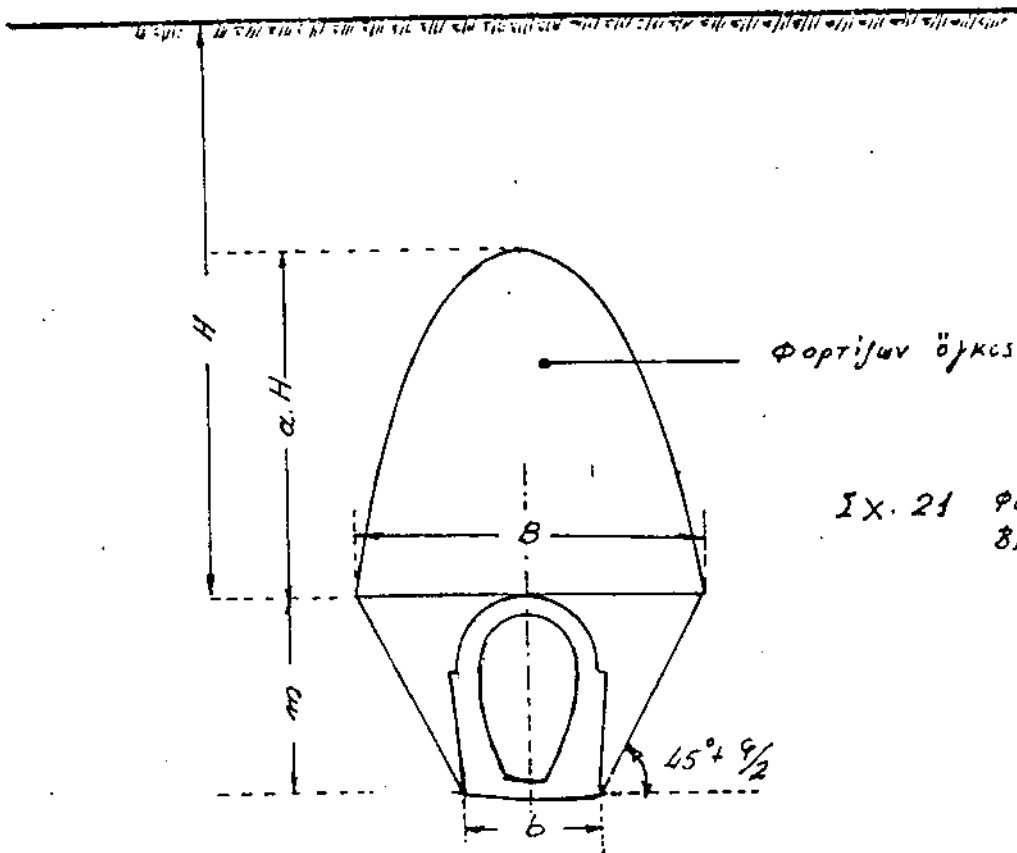
Διὰ τόν ὑπολογισμὸν τῆς ἐπενδύσεως τῶν σπῆραγγων, ἢ τῆς προσωρινῆς ὑποστρήξεως, λαμβάνονται κατὰ κανόνα ὑπ' ὄψιν αἱ πιέσεις χαλαρώσεως.

3.1.1. Ἐκτίμησις τῶν κατακορύφων πιέσεων

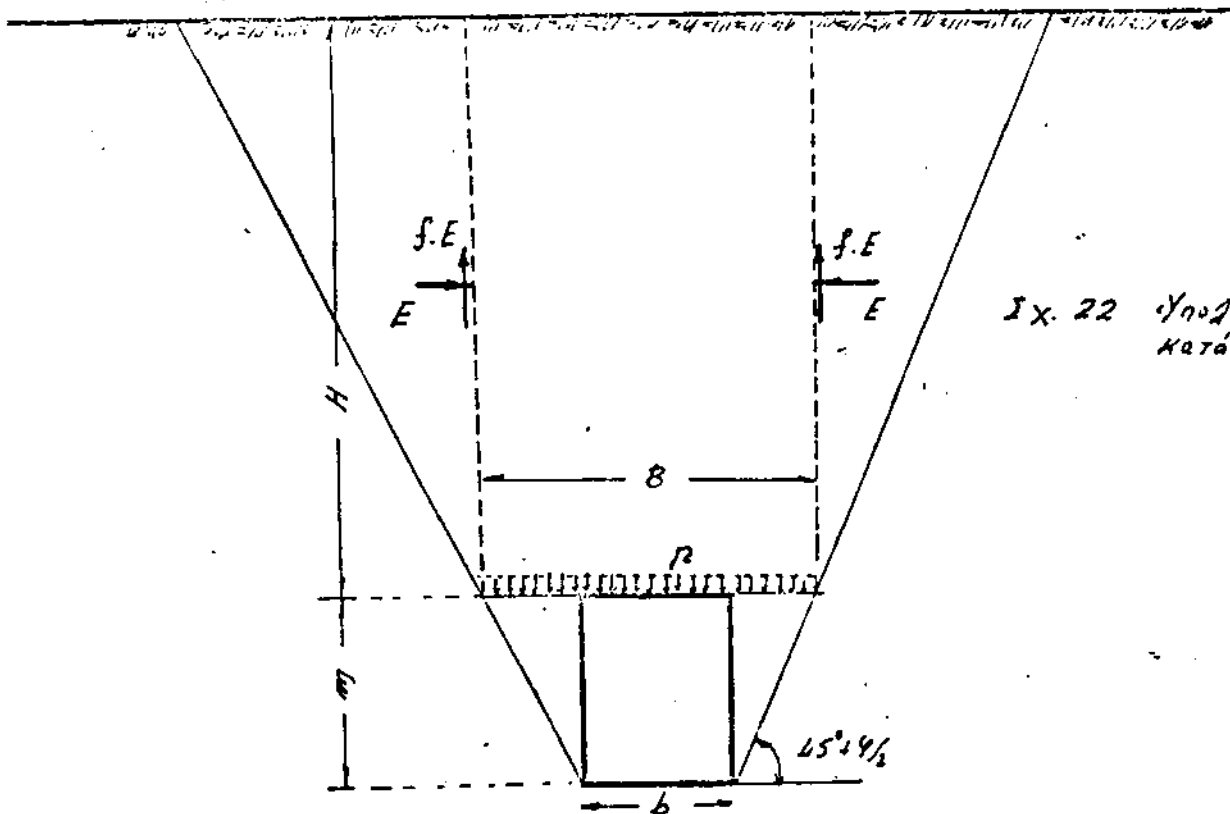
Τό μέγεθος τῶν κατακορύφων τάσεων τοῦ θά ἐνεργήσουν ἐπί τῆς ἐπενδύσεως τῆς σπῆραγγος κυμαίνεται μεταξύ δύο ὀριακῶν τιμῶν τῆς τιμῆς τοῦ γεωστατικῆς φορτίου  $p = \gamma_i z_i$  καί τῆς μηδενικῆς τιμῆς, διὰ τήν περίπτωσιν συμπαγῶν βράχων ὅπου ἡ ἀνακατανομὴ τῶν τάσεων γίνεται εἰς τήν ἐλαστικὴν περιοχήν, ἢ τουλάχιστον αἱ τάσεις δέν φθάνουν τήν ἀντοχήν τοῦ ὑλικοῦ.

Αἱ διατυπωθεῖσαι θεωρίαι ἔχουν δύο βασικὰς κατευθύνσεις. Ἡ μία ὁμάς θεωριῶν, προσδιορίζει τὰς κατακορύφους πιέσεις ἐκ τοῦ βάρους τοῦ φορτίζοντος ὄγκου ἀφαιρουμένων τῶν τριβῶν κατὰ μήκος τῶν κατὰ περίπτωσιν ὑποτιθεμένων ἐπιφανειῶν ὀλισθήσεως. Ἡ ἄλλη ὁμάς θεωριῶν δέχεται φορτίζοντας ὄγκον προσδιοριζόμενον ὑπὸ κλειστῆς καμπύλης, διαστάσεων ἀνεξαρτήτων τοῦ βάθους ὅπου ἡ σπῆραγξ.

Κατωτέρω ἀναφέρονται συνοπτικῶς ὠρισμέναί θεωρίαι. Ἐξ αὐτῶν - εἰς τήν α' ὁμάδα ἀνήκουν αἱ τοῦ Bierbaumer, Terzaghi, Eszter, Balla, Suquet, ἐνῶ εἰς τήν β' ὁμάδα θεωριῶν αἱ τοῦ Kommerell, Ritter, καί Protodya Konov.



ΙΧ. 21 φορτιζων ογκος κατα Βιετβαμτες



ΙΧ. 22 υποδομιατικου προτυπου κατα Βιετβαμτες

α) Θεωρία του Bierbaumer

Υποτίθεται ότι επί της επενδύσεως της σήραγγος ενεργεί κατακόρυφον φορτίον λόγω του ιδίου βάρους του υλικού του περιλαμβανομένου εντός παραβολικού τόξου ύψους  $h = a.H$  (Σχ.21). Τό πλάτος  $B$  εἰς τό ὄποιον ἐκτείνεται τό ἀνωτέρω δυνειμημένον φορτίον, προσδιορίζεται ἐκ τῶν ἰσχυρῶν ἐπιπέδων ὀλισθήσεως ἐκ τῆς βάσεως τῆς διατομῆς, ὑπό κλίσιν  $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ , ὅπου  $\varphi$  ἡ γωνία ἐσωτερικῆς τριβῆς τοῦ βράχου.

Ὁ μειωτικὸς συντελεστὴς  $\alpha$  διὰ τό ὕψος τοῦ παραβολικοῦ τόξου, προσδιορίζεται μέ τὴν βοήθειαν τοῦ προτύπου τοῦ Σχ. 22. Εἰς τὴν ὀλίσησιν κατὰ τὴν κατακόρυφον τοῦ πρίσματος διατομῆς  $B \times H$ , ἀπιδροῦν αἱ δυνάμεις τριβῆς  $f$ . Ἐ ὅπου  $f$  ὁ συντελεστὴς τριβῆς, λαμβανόμενος  $f = \epsilon\varphi$  καὶ  $E$  ἡ ἐνεογητικὴ ῥῆσις ἀγνοουμένης τῆς συνοχῆς τοῦ υλικοῦ, δηλ.  $E = \frac{1}{2}\gamma.H^2.\epsilon\varphi^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ .

Εἰς τὴν ὀροφὴν τῆς σήραγγος, καὶ ἐπὶ πλάτους  $B$ , διανέμεται, ἕρα συνολικὴ δύναμις:

$$P = \gamma.H \left[ b + 2m.\epsilon\varphi(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \right] - \gamma.H^2.\epsilon\varphi.\epsilon\varphi^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Ἐκ τῆς τελευταίας σχέσεως, ὑπολογίζεται ὁ μειωτικὸς συντελεστὴς  $\alpha$ , ἐφ' ὅσον θεωρεῖται ἐξίσωσις τοῦ συνολικοῦ φορτίου κατὰ τό Σχ. 21 μέ τό ὑπολογισθέν  $P$  κατὰ τὰ ἀνωτέρω, προκύπτει δέ:

$$\alpha = 1 - \frac{\epsilon\varphi.\epsilon\varphi^2(45^\circ - \varphi/2).H}{b + 2m.\epsilon\varphi(45^\circ - \varphi/2)}, \text{ καὶ}$$

$$p = \alpha.\gamma.H, \text{ ὡς μέση πίεσις ἐπὶ πλάτους } B.$$

β) Θεωρία τοῦ Terzaghi

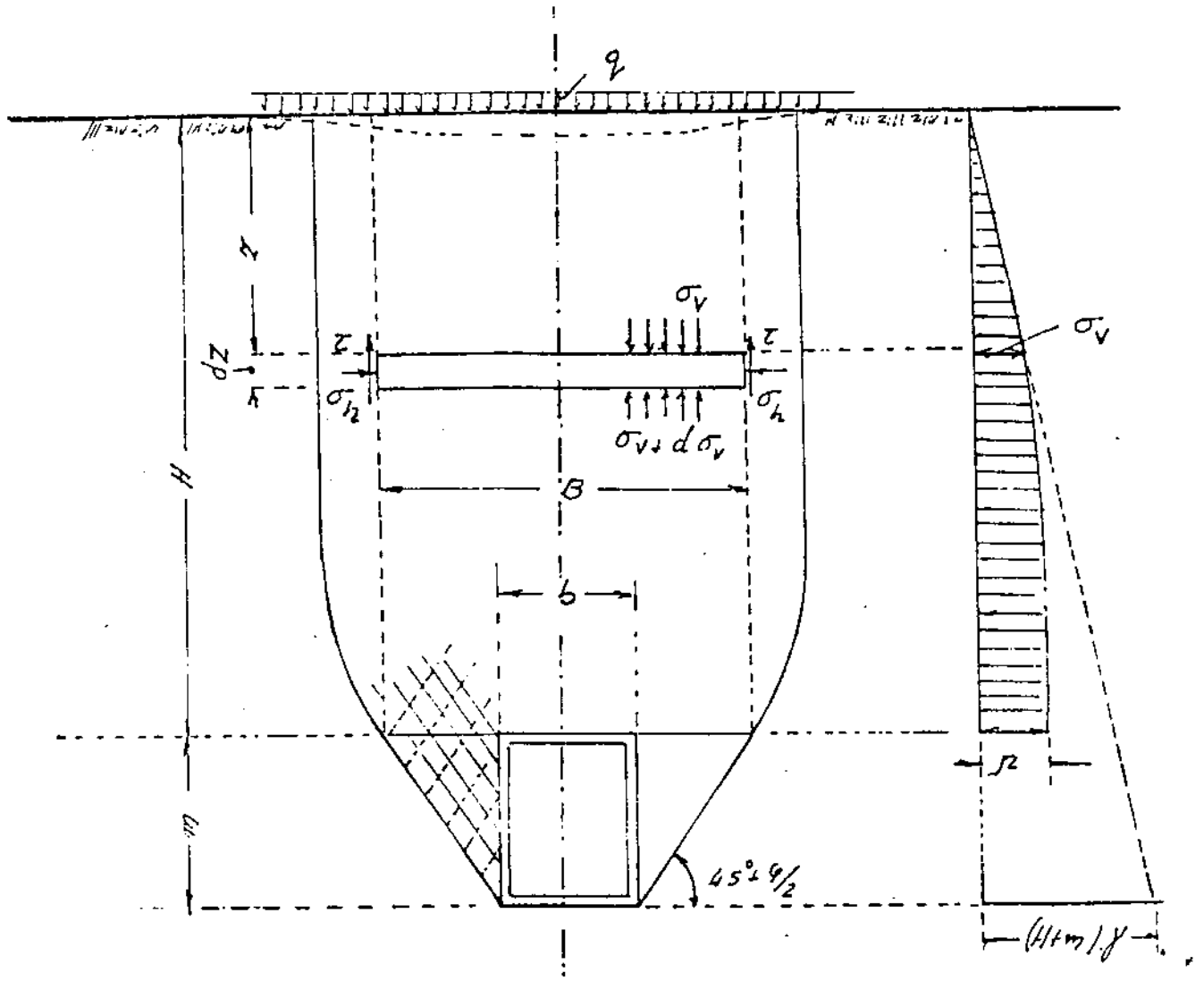
Ἡ θεωρία τοῦ Terzaghi διετυπώθη διὰ κοκκώδη ἐδάφη, ἀλλὰ, ἐπεκτείνεται καὶ διὰ τὰ συνεκτικὰ ἐδάφη. Οἱ ἐδαφικὲς μάζες περὶ τό ἀνοιγμα, μετακινουῦνται κατὰ τὴν ἐκκαφήν, ἡ δέ ἐπιχειμένη ἀστοχία, προσδιορίζεται κατὰ τὴν θεωρίαν ὑπὸ δύο συμμετρικῶν ἐπιπέδων ὀλισθήσεως, ὑπὸ γωνίαν  $45^\circ + \varphi/2$  εἰς πρὸς τὴν ὀριζοντιάν, κατὰ τό Σχ. 23. Τό πλάτος  $B$  τῶν ἐδαφικῶν μαζῶν τῶν ὑπαιμένων εἰς κατακόρυφον μετατόπισιν εἶναι  $B = 2 \left[ b/2 + m.\epsilon\varphi(45^\circ - \varphi/2) \right]$ , εἰς τὴν πρὸς τὰ κάτω δέ μετακίνησιν ἀντιτίθενται δυνάμεις τριβῆς, ἀναπτυσσόμεναι κατὰ τὰ κατακόρυφα ὀριακά ἐπίπεδα. Μεταξὺ τῶν ἀνωτέρω ὀριακῶν ἐπιπέδων, θεωρεῖται στοιχειῶδες πρίσμα πάχους  $dz$  εἰς βάθος  $z$ , τοῦ ὁποίου ἡ ἰσορροπία διατυπώνεται ὑπὸ τῆς σχέσεως:

$$B.\gamma.dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2\tau_z dz$$

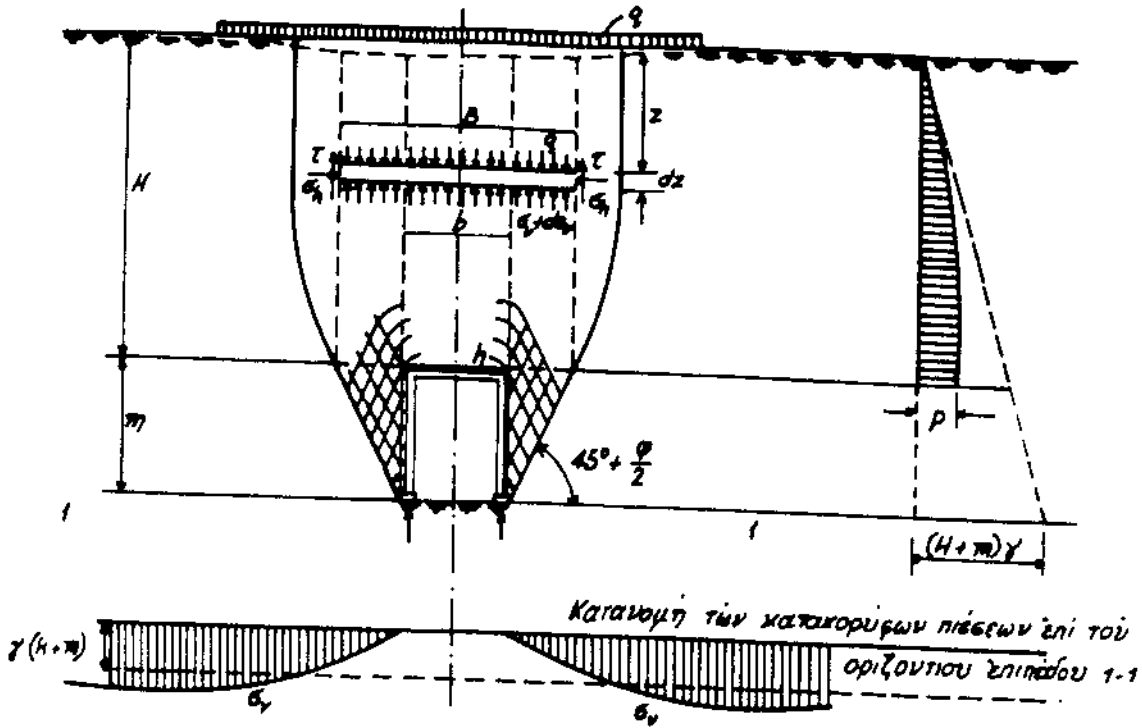
Ἐνθα:  $\gamma$  τό φαινόμενον βάρος τοῦ ἐδάφους

$\sigma_v$  ἡ κατακόρυφος ὀρθὴ τάσις

$\tau_z$  ἡ διατμητικὴ ἀντοχή τοῦ ἐδάφους εἰς βάθος  $z$

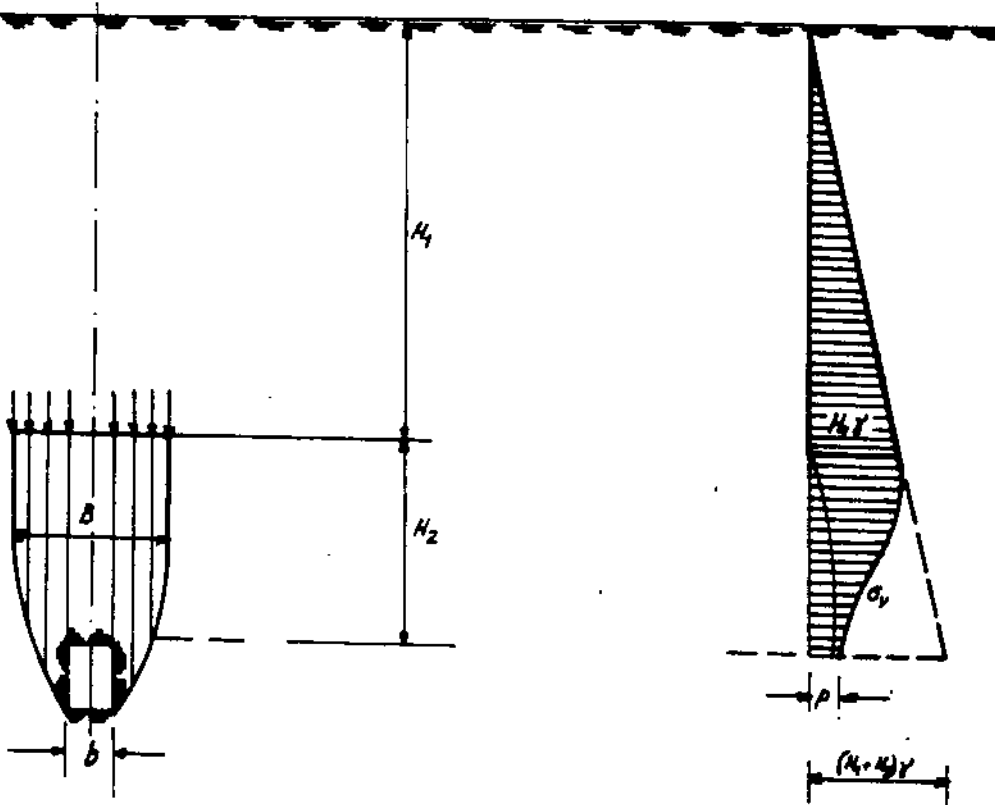


ΙΧ. 23 Βασικαί παραδοχαί τῆς θεωρίας Terzaghi



Κατανομή τάσεων σε σχετικά άβαθα σιράγγα

Έφαρκτη τῆς θεωρίας Terzaghi: γιὰ βάθα σιράγγα  
(  $H \geq (3 \div 4) B$  )



$\tau_z = c + \sigma_h \cdot \epsilon\phi$ , όπου  $\sigma_h = K\sigma_v$ , ή οριζόντιος πίεσις και  $c, \phi$  αί παράμετροι διατμητικής άντοχής.

Μέ οριακήν συνθήκη:  $\sigma_v = q$  διά  $z = 0$  όπου  $q$  τό τυχόν κινητόν φορτίον επί της έπιφανείας, ή άνωτέρω διαφορική εξίσωσις έχει τήν λύσιν:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2K \cdot \epsilon\phi\phi} \left( 1 - e^{-K \epsilon\phi\phi \frac{2z}{B}} \right) + q \cdot e^{-K \epsilon\phi\phi \frac{2z}{B}}$$

και διά βάθος  $z = H$  ή πίεσις του έδάφους επί της όροφής είναι:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2K \cdot \epsilon\phi\phi} \left( 1 - e^{-k \epsilon\phi\phi \cdot \frac{2H}{B}} \right) + q \cdot e^{-K \cdot \epsilon\phi\phi \frac{2H}{B}}$$

γ) θεωρία του Eszto

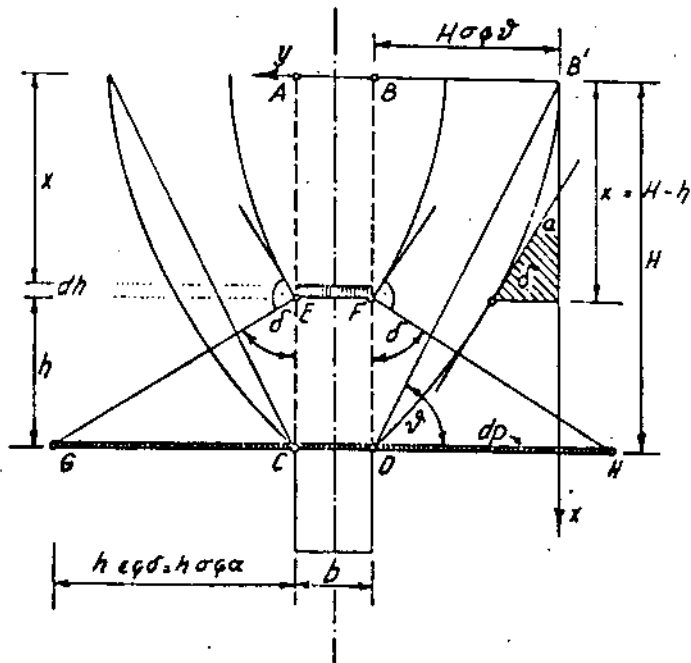
Η θεωρία του Eszto βασίζεται εις τήν παρατήρησιν ότι κατά τήν έκσκαφήν ύπογειών έργων, αί αναπτυσσόμεναι έπιφάνειαι ρηγματώσεως είναι καμπύλαι, μέ συνεχώς όποτομωτέραν κλίσιν όσον κλησιάζουν τήν έδαφικήν έπιφάνειαν, όπου έμφανίζονται σχεδόν κατακόρυφαι. θεωρών ό Eszto ότι ή παραδοχή έπιπέδων θραύσεως δέν είναι ρεαλιστική έν προκειμένω, υπέθεσεν ότι ή τομή των έπιφανειών θραύσεως, ως έμφανίζονται κατά τās παρατηρήσεις προσεγγίζονται υπό καμπύλων Β' βαθμού, ως προσφορωτέραν δέ καμπύλην διά τό μαθηματικόν πρότυπον εις τούς ύπολογισμούς, επέλεξε τήν παραβολήν (Σχ. 24) "Αξων τής παραβολής είναι ό Β'ΒΑ, κορυφή τό σημείον Β', εξίσωσις:  $x^2 = H \cdot \epsilon\phi\theta \cdot y$  παραμετρος δέ γεωμετρικού καθορισμού της ή γωνία  $\theta$ .

Τό βάρος του στοιχειώδους κρίσματος βέσεως EF και πάχους dh εις τυχόν ύψος h από της όροφής CD της σήραγγος, υποτίθεται ότι άναλαμβάνεται, μέσω όμοιομόρφως διανεμημένης πίεσεως dp, επί μήκους GH, καθοριζόμενον ως έν Σχ. 24. Η όλική επί της όροφής της σήραγγος πίεσις P εύρίσκεται δι' ολοκληρώσεως της στοιχειώδους dp δι' όλον τό ύψος H, οίδεται δέ υπό της σχέσεως:

$$P = \gamma \cdot \frac{b''}{(1 - \frac{H}{B})^2} \left[ \ln \frac{H}{B} - 1 - \frac{b''}{H} \right]$$

ένθα  $\gamma$  τό φαινόμενον βάρος του έδαφικού μέσου και  $b'' = h \cdot \sigma\phi\theta$

Η γωνία  $\theta$  δύναται νά ληφθῆ  $\theta = 45^\circ + \phi/2$  ή  $\theta = \text{τοξ } \epsilon\phi 2 = 63,5^\circ$ , εάν δέ καθορίζεται άλλως.



Ιχ. 24. Βασικαί παραδοχαί και υπολογιστικόν πρότυπον τῆς δ'ωρίας τοῦ Eszto

Κατά τον Balla την διάνοιξιν της διατομής ακολουθεῖ μετακίνησις μαζῶν κατά μήκος ἐπιφανειῶν ὀλισθήσεως, πρὸ σύγχρονον ἐνεργοποίησιν τῆς διατμητικῆς ἀντοχῆς τοῦ ἐδαφικοῦ μέσου, ἐπὶ τῶν ἰδίων ἐπιφανειῶν. Ὑποτίθεται ὅτι αἱ ἐπιφάνειαι ὀλισθήσεως ἔχουν τομὴν δύο συμμετρικὰ κυκλικὰ τόξα, διερχόμενα διὰ τῶν γωνιῶν τῆς ὀροφῆς (Σχ.25), καὶ ἀκτίνος  $R$  καθοριζομένης ὑπὸ τῆς συνθήκης, αἱ ἐφαπτόμεναι εἰς τὰ τόξα, εἰς τὸ σημεῖον τομῆς των ἐπὶ τοῦ ἄξονος, νὰ κλίνουν ὑπὸ γωνίαν  $45^\circ - \varphi/2$  ὡς πρὸς τὴν ὀριζοντίαν.

Ἡ ἐξίσωσις ἰσορροπίας κατὰ τὴν κατακόρυφον ὅλων τῶν ἐπὶ τοῦ ἐδαφικοῦ τμήματος τοῦ περικλειομένου ἀπὸ τὰ τόξα καὶ τὴν ὀροφήν τῆς σήραγγος, ἤτοι τοῦ βάρους  $G$  τῶν δυνάμεων ἐκ τριβῆς καὶ συνοχῆς  $Q_v$  καὶ  $K_v$  κατὰ τὰς ἐπιφανείας ὀλισθήσεως, καὶ ἡ ἐπὶ τῆς ὀροφῆς συνολικὴ δύναμις  $P$ , δίδουν διὰ τὴν πίεσιν  $p_a$  ὁμοιόμορφως - ὑποτίθεται - κατανεμημένην ἐπὶ τῆς ὀροφῆς, τὴν ἔκφρασιν

$$p_a = H \cdot \gamma \left[ F_H + \frac{b}{H} F_D - \frac{c}{H \cdot \gamma} \cdot F_C \right]$$

Οἱ συντελεσταὶ  $F_H$ ,  $F_D$ ,  $F_C$ , ἐξαρτῶνται ἐκ τῆς γωνίας ἐσωτερικῆς τριβῆς  $\varphi$ , καὶ δίδονται ὑπὸ τοῦ διαγράμματος τοῦ Σχ. 25.

## ε) θεωρία τοῦ Suquet

Κατὰ τὴν θεωρίαν τοῦ Suquet ἡ ἐδαφικὴ μάζα, ἡ περικλειομένη ἀφ' ἐνός ὑπὸ τῆς ἀντυγος  $ACB$  τῆς διανοιγομένης διατομῆς, ἀφ' ἐτέρου ὑπὸ τῶν ἐπιπέδων ὀλισθήσεως  $BB'$ ,  $AA'$  - ὑπὸ γωνίαν  $\alpha$ , ἐξαρτωμένην ἐκ τῆς διατμητικῆς ἀντοχῆς τοῦ ἐδάφους - συμπεριφέρεται ὡς τόξον μεταβιβάζον μέρος τοῦ συνολικοῦ βάρους του  $G$  εἰς τὰς ὑποθετικὰς στηρίξεις  $AA'$  καὶ  $BB'$ .

Ἡ συνολικὴ πίεσις, ἐπὶ τῶν στηρίξεων  $AA'$ ,  $BB'$  εἶναι:

$$P = \frac{2\gamma}{H} \left[ \frac{\frac{b}{2}(H + \frac{m}{3})}{\epsilon \varphi \alpha} + \frac{(H+m)^2}{2} \right]$$

δύναται δὲ νὰ μεταφερθῇ μόνον μέρος αὐτῆς,  $\sigma$ , ἐξαρτώμενον ἀπὸ τὴν ἀνεμπόδιστον, διατμητικὴν ἀντοχὴν  $\sigma_c$  τοῦ ἐδάφους, ἐκφράζεται δὲ ἀπὸ τὴν σχέσιν

$$\sigma = \frac{2\gamma'}{H} \left[ \frac{\frac{b}{2}(H + \frac{m}{3})}{\epsilon \varphi \alpha} + \frac{(H+m)^2}{2} \right]$$

μέ  $\gamma'$  ἰδεατὸν φαινόμενον βάρος,  $\gamma' < \gamma$  ἥτις  $\sigma = \sigma_c$

Ἀπὸ τὴν ἀνωτέρω σχέσιν προσδιορίζεται τὸ  $\gamma$ , ἐν συνεχείᾳ δὲ τὸ ὑπόλοιπον μέρος τῆς ὀλικῆς πιέσεως  $P_0$  τὸ ὁποῖον φορτίζει τὴν ἀντυγα τῆς σήραγγος

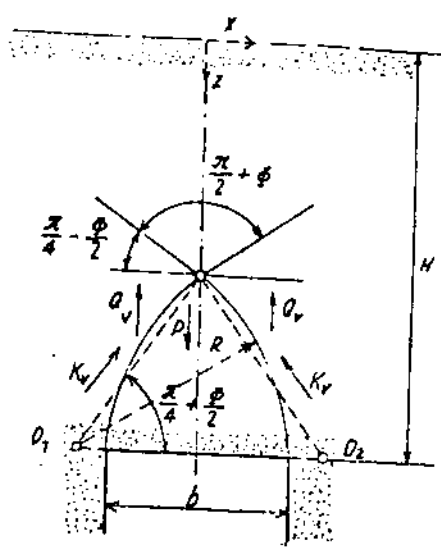
$$P_0 = H(\gamma - \gamma')$$

Διὰ  $m \ll H$

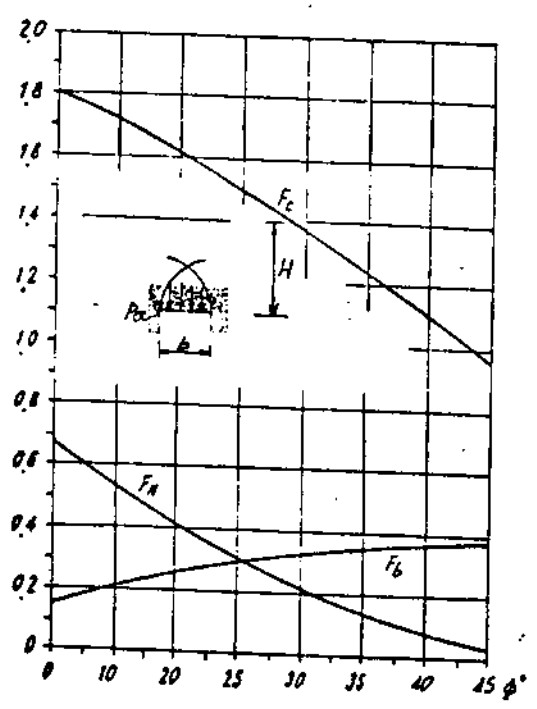
$$\gamma' = \frac{\sigma_c}{\frac{b}{\epsilon \varphi \alpha} + H}$$

καὶ

$$P_0 = H \left( \gamma - \frac{\sigma_c}{\frac{b}{\epsilon \varphi \alpha} + H} \right)$$



Σχ. 25. Παράθυροι Σειπίας Βαλλία.



$$P_{\alpha} = H_{\gamma} \left[ F_H + \frac{b}{H} F_B - \frac{c}{H_{\gamma}} F_C \right]$$

Σχ. 25.α. Διαγράμματε στολόμενου συντελεστών F<sub>H</sub>, F<sub>B</sub>, F<sub>C</sub> κατά της Σειπίας Βαλλία

## στ) θεωρία του Kommerell

Ἡ θεωρία τοῦ Kommerell εἶναι ἡ παλαιότερα καὶ εὐρύτερα γνωστὴ ἀπὸ ὁμάδα θεωριῶν, ποὺ προσδιορίζουν τὰς κατακόρυφους πιέσεις ἐπὶ τῆς προσωρινῆς ἢ μονίμου ὑποστηρίξεως τῆς σήραγγος ἀνεξαρτήτως τοῦ βάρους τῆς διατομῆς  $K$ . Τὸ ὕψος  $h$  τοῦ φορτίζοντος ὄγκου - ἐλευθέρου τάσεων - προσδιορίζεται κατὰ Kommerell ἀπὸ τὴν παραμόρφωσιν  $e$  τῆς ὀροφῆς  $AB$  (Σχ. 27) καὶ τοῦ συντελεστοῦ χαλαρώσεως  $\delta$  τοῦ ἐδάφους, ὁ ὁποῖος ἔχει τὴν φυσικὴν ἔννοιαν εἰδικῆς παραμορφώσεως καὶ κατὰ προσέγγισιν εἶδεται διὰ βράχους καὶ διάφορα ἔδαφη:

Χαλαρόν κοκκῶδες ἔδαφος (π.χ. ἄμμος)  $\delta = 1$  ἕως 3%

Μετρίως συνεκτικόν ἔδαφος (π.χ. ξηρὰ ἄργιλος) 3 ἕως 5%

συνεκτικόν ἔδαφος 5 ἕως 8%

μαλακός βράχος (π.χ. ψαμμίτης, ἀσβεστόλιθος) 8 ἕως 12%

συμπαγῆς βράχος 10 ἕως 15%

Κατὰ τὰ ἀνωτέρω  $h = \frac{100 \cdot e}{\delta}$

Τὸ συνολικόν βάρος τοῦ φορτίζοντος ὄγκου ὑπολογίζεται εἴαν καθορισθῇ ἡ περικλειούσα καμπύλη, ἡ ὁποία ὡς πρὸς τὴν ἐξίσωσιν δύναται νὰ ἐκλεγῇ παραβολή ἢ ἔλλειψις ὡς πρὸς δὲ τὰ σημεῖα ἐκκινήσεως διὰ συμπαγῆ βράχο ὅς εἰς Σχ. 27 ἐκ τῶν ὄσων γωνιῶν τῆς ὀροφῆς, διὰ χαλαρό ἢ εὐκαμπτο ἐδαφικὸ ὕλικόν ἐκ τῶν σημείων τομῆς τῆς ὀροφῆς μετὰ τῶν ἐπιπέδων ὑπὸ γωνίαν  $45^\circ + \varphi/2$  ὡς π.χ. εἰς Σχ. 22, 23.

## ζ) θεωρία τοῦ Pitter

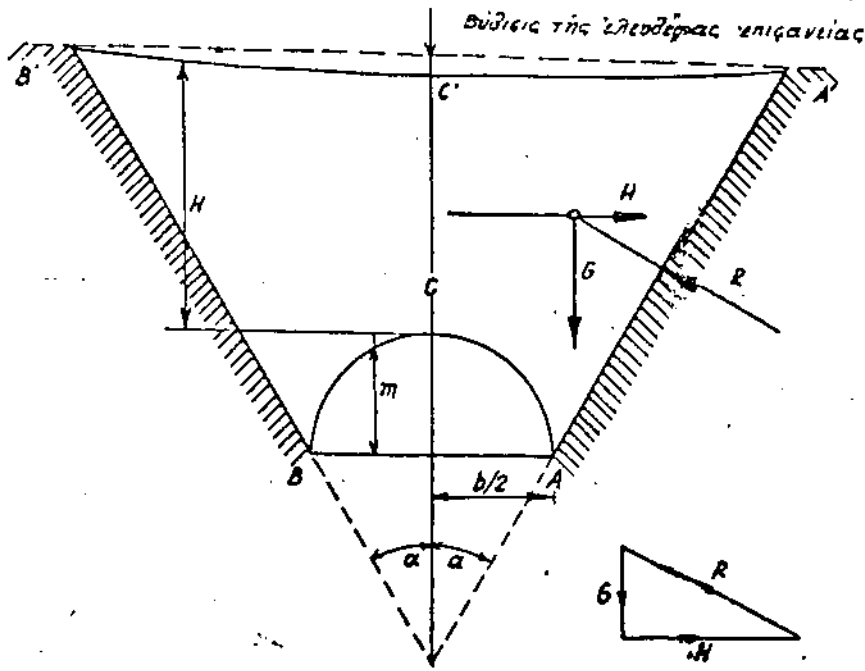
Ὁ Pitter ἐκτιμᾷ τὴν κατακόρυφον πίεσιν ἐπὶ τῆς ἀντιτυχῆς, ἀπὸ τὴν διαφορὰν τοῦ βάρους  $G$  τοῦ φορτίζοντος ὄγκου καὶ τὴν πρὸς τὰ ἄνω κατακόρυφον συνιστώσαν τῶν δυνάμεων τριβῆς (Σχ. 28).

Ἡ ἐξίσωσις τῆς ἀγνώστου καμπύλης τῆς περικλειούσης τὸν φορτίζοντα ὄγκου, ἔστω  $y = y(x)$

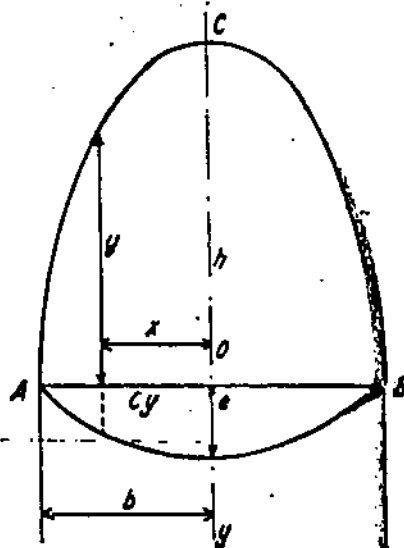
Αἱ κάθετοι ἐπὶ τὴν καμπύλην δυνάμεις τριβῆς γράφονται:  $z \cdot \gamma$  ἢ δὲ κατακόρυφη προβολὴ αὐτῶν διὰ τὸ στοιχεῖον  $ds$  εἶναι  $\frac{z \gamma ds}{\sin \alpha}$

Τὸ βάρος τοῦ ἐδάφους ἐντὸς τῆς γραμμῆς κίσεως εἶναι:

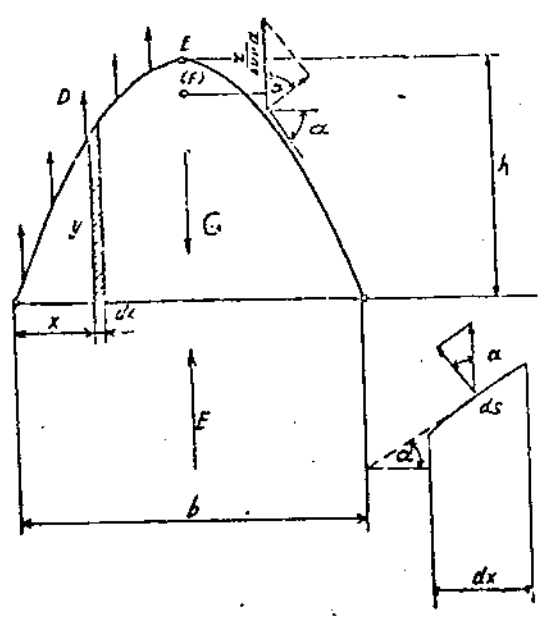
$$G = \gamma \int_0^b y dx$$



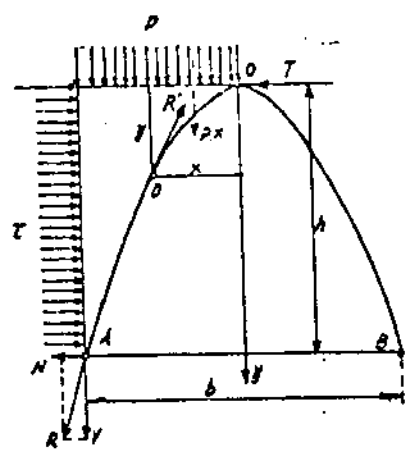
Ιχ. 26. Υπολογιστικό πρότυπον κατά τὴν διεύθυνσιν τοῦ Σαγιουτ



Ιχ. 27. Υπολογιστικὸν πρότυπον κατὰ τὴν διεύθυνσιν τοῦ Κομματελλ



Σχ. 28. Υπολογιστικό πρότυπον κατά τὸν θωρίαν τοῦ Riller



Σχ. 29. Υπολογιστικὸν πρότυπον κατά τὸν θωρίαν τοῦ Ρευσόδη Κοχου

τό δε συνολικόν επί της όροφης φορτίον, θά είναι 
$$P = \int_0^b y dx - \gamma \cdot z \int_0^b \frac{ds}{\sigma_{\text{συνα}}}$$

Η άγνωστος συνάρτησις  $y = y(x)$  προσδιορίζεται βάσει του κριτηρίου μεγίστου φορτίου άντυγος (δηλ. τό μικρότερον δυνατόν τόξον νά περικλείει τό μέγιστον δυνατόν βάρος), προκύπτει δέ  $y = C_0 + C_1 x + C_2 \cdot x^2$

έκ τών όριακών δέ συνθηκών  $y = \frac{x}{4z_1} (b-x)$   
ή πίεσις δέ της όροφης είναι:

$$p = \gamma \cdot b \left( \frac{b^2}{48z} - z \right)$$

η) θεωρία του Protodyakonov

Η θεωρία βασίζεται εις τον καθορισμόν του φυσικού τόξου που θά δημιουργηθεί έντός του έδάφους άνεπτυχθη διά κοκκώδη έδάφη αλλά δύναται νά επεκταθί και διά συνεκτικά.

Αναζητείται ένα τόξον, τό όκοιόν περικλείει την έδαφικήν μάζαν που φορτίζει την σήραγγα, αλλά παραλλήλως εξασφαλίζει την ίσορροκίαν τών έκτός αύτου μαζών, μέ την άπαίτησιν μόνον θλιπτικές τάσεις νά μεταβιβάζονται κατά μήκος του ίδίου του τόξου.

Η παραβολή πληροί τον άνωτέρω όρον, και ή εξίσωσις της προσδιορίζεται ως εξής:

ι) Μέ τον μηδενισμόν τών ροπών, ως πρός τυχόν σημειον D του τόξου (Σχ.29).

ιι) θεωρείται εκείνο τό ύψος h του τόξου, που μεγιστοποιεί την διατμητικήν αντίστασιν τ του έδάφους - άπαραίτητον διά την έξισορρόπησιν τών δυνάμεων N, όριζοντιών συνιστωσών τών αντιδράσεων R του τόξου.

Υπό τας άνωτέρω προϋποθέσεις προκύπτει εξίσωσις του τόξου:

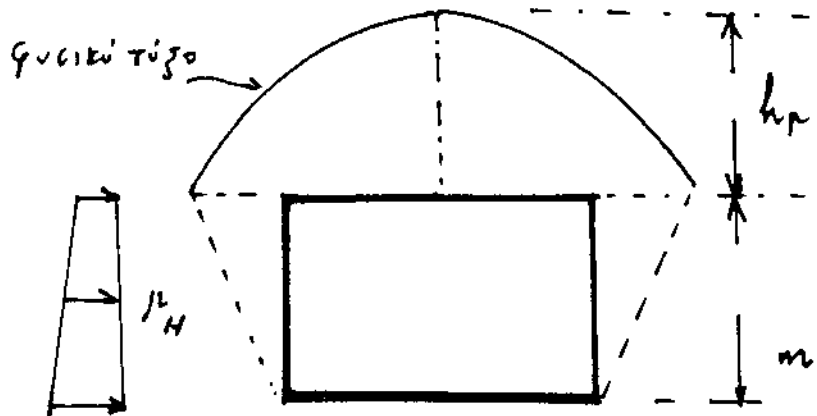
$y = \frac{2x^2}{b \cdot f}$  ένθα  $f = \epsilon \phi \phi$  μέ φ την γωνίαν έσωτερικής τριβής, ύψος του τόξου εις τον άξονα της διατομής  $h = \frac{b}{2 \cdot \epsilon \phi \phi}$  και πίεσιν εις την άντυγα της σήραγγος:  $p = \frac{1}{3} \gamma \cdot \frac{b}{\epsilon \phi \phi}$

Η θεωρία επεκτείνεται και εις συνεκτικά έδάφη μέ αντικατάστασιν του "συντελεστού άντοχής" f διά της σχέσεως:

$$f = \epsilon \phi \phi + \frac{c}{\sigma_c}$$

ένθα  $\sigma_c$  ή άνεμπόδιτος άντοχή. εις βράχους  $f = \frac{\sigma_k}{100}$  ένθα  $\sigma_k$  ή κυβική άντοχή του βράχου.

ΠΛΕΥΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ



Μέση οριζόντια πίεση:

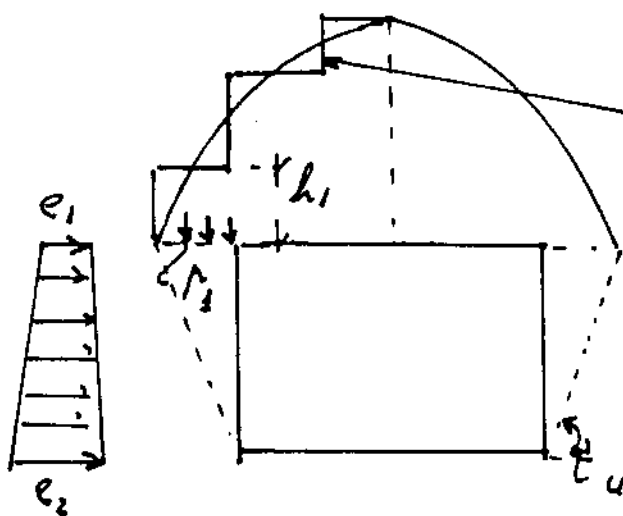
$$P_H = 0.3 \cdot \gamma (0.5m + h_p) \quad (\text{κατά Terzaghi})$$

Για κυκλική έδρα:  $P_H = \epsilon \gamma^2 (45^\circ - \phi/2) \cdot P_V$

Για ορθογώνια έδρα:  $P_H = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot P_V$

( $\mu$ : γίψος Poisson,  $P_V$ : κατακόρυγη τάση)

Προσέγγιση επίθεσης:

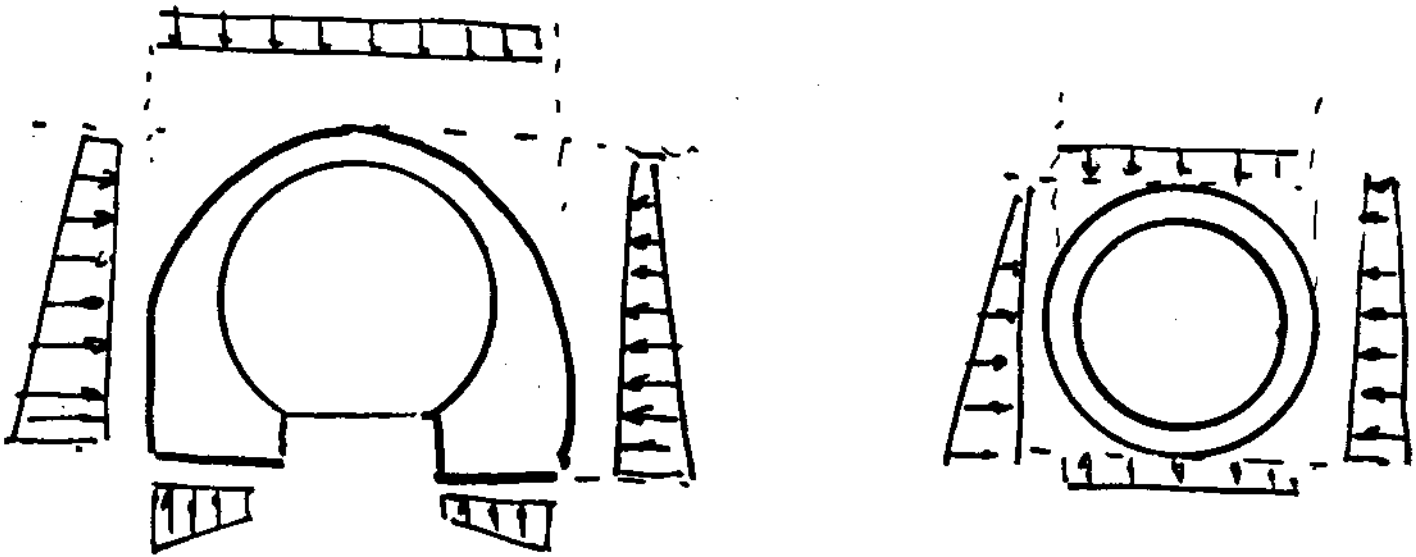


"ισοδύναμο" βαθμιαίο διάφραγμα

$$P_1 = \gamma \cdot h_1$$

$$e_1 = P_1 \epsilon \gamma^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 \cdot c \epsilon \gamma (45^\circ - \phi/2)$$

$$e_2 = (P_2 + m \cdot \gamma) \cdot \epsilon \gamma^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 \cdot c \epsilon \gamma (45^\circ - \phi/2)$$

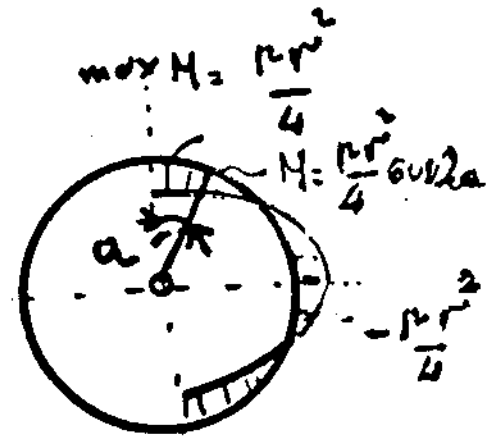
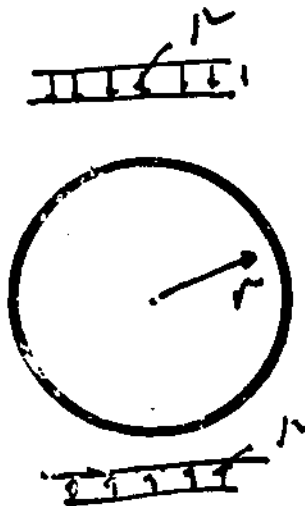


Παραδείγματα υπολογισμού όγκων διατομών.

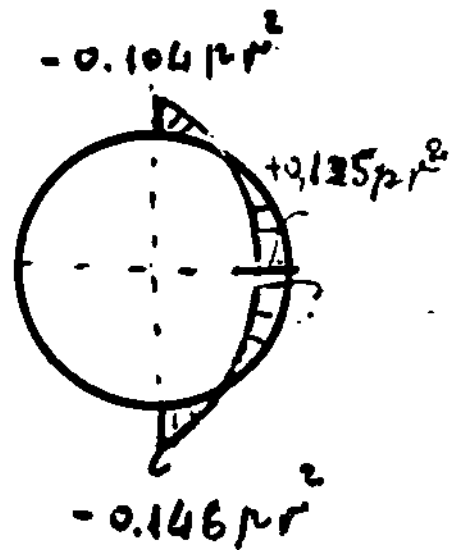
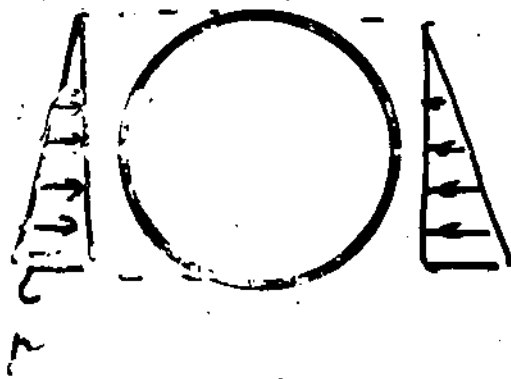
Πλευρική πύλη χωρίς συνεκτίηση της  
ένδοτικότητας του εδάφους

Παραδοχή: Βάσις υπολογισμού πλευρικών  
πυλών, οι ενεργοί μήκεις

Ομοιόμορφη  
φόρτιση

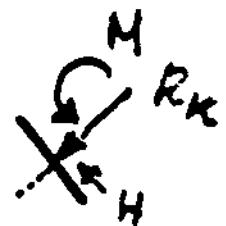
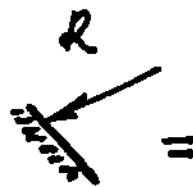
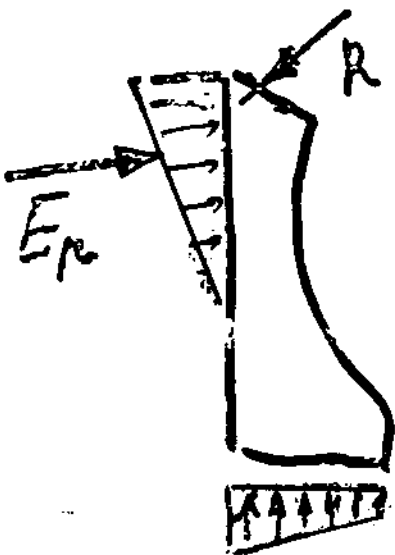
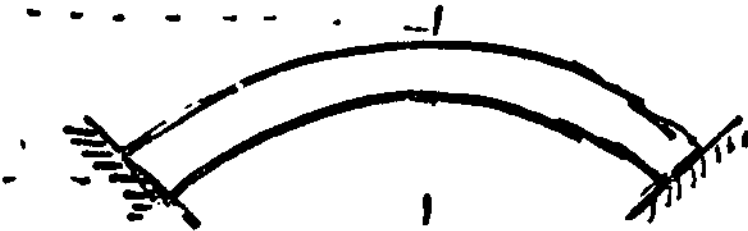
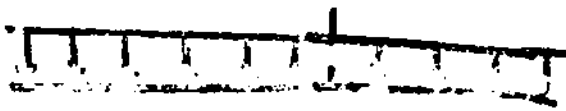
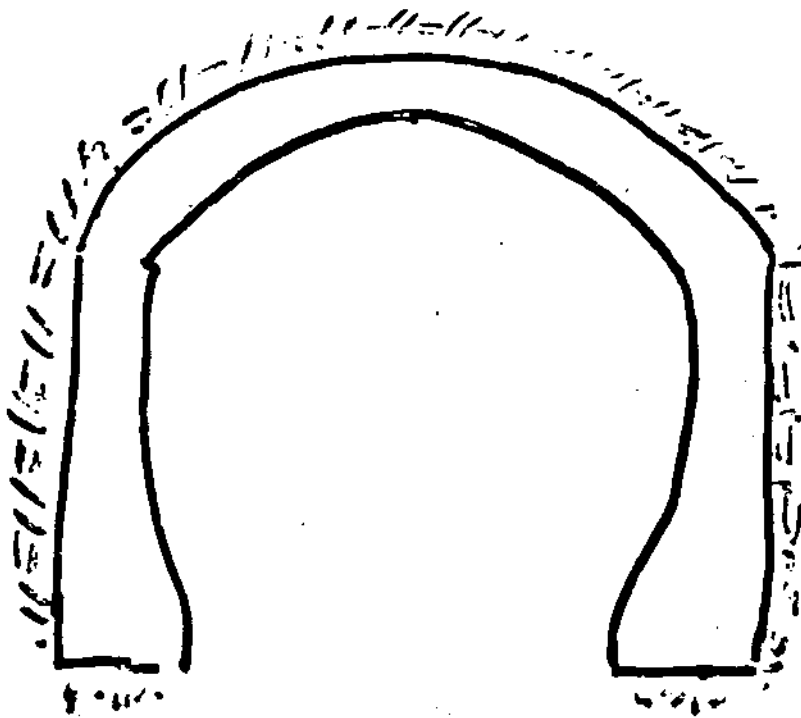


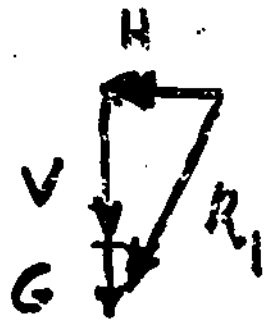
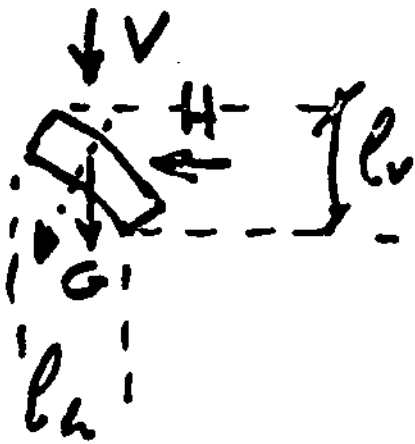
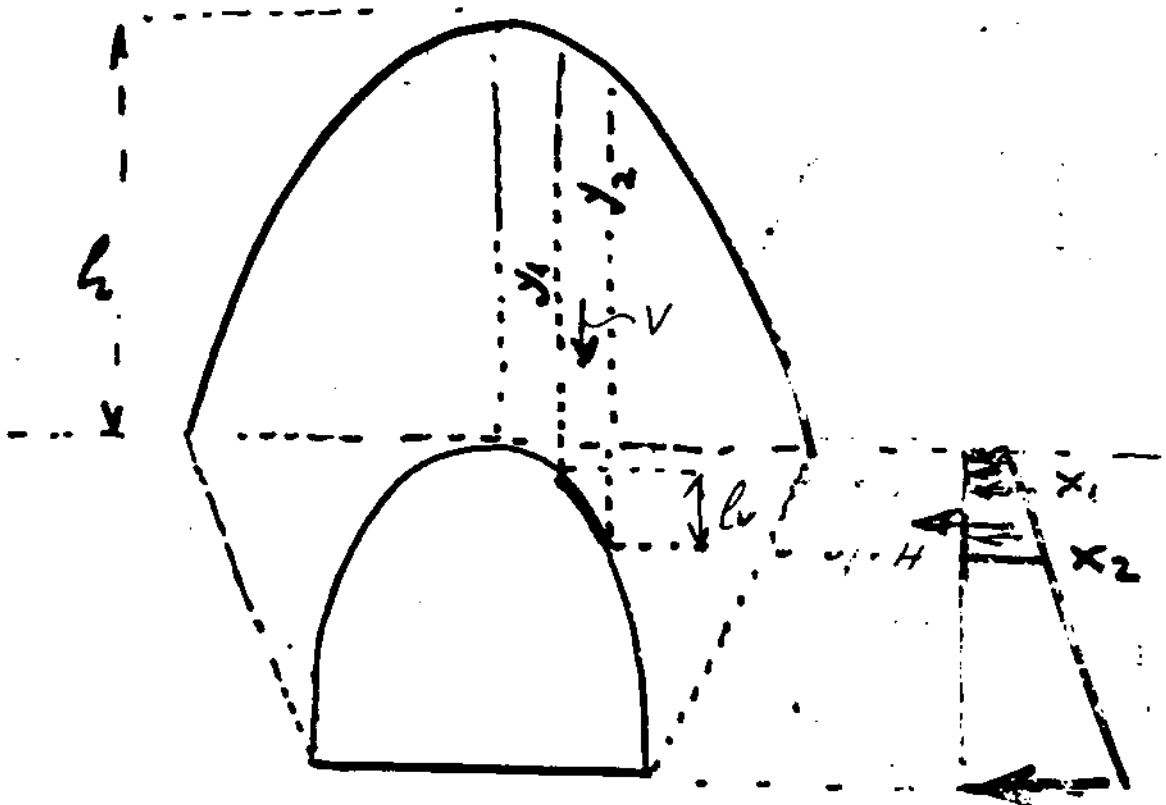
Τριγωνική  
φόρτιση

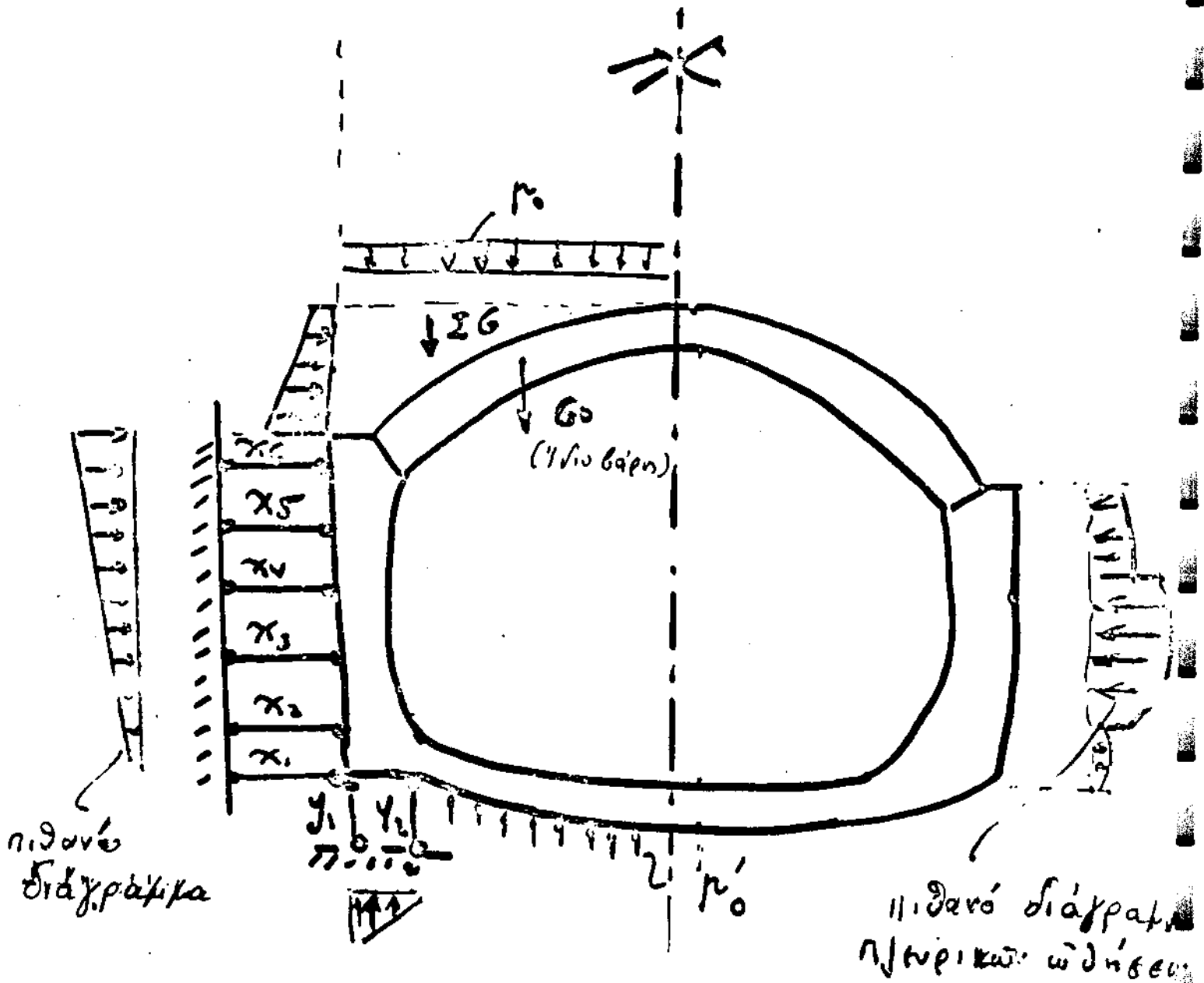


Επιλογισμός τάσεων κυκλικών διατομών

Γαράστια στο γόβις κατό πύλη

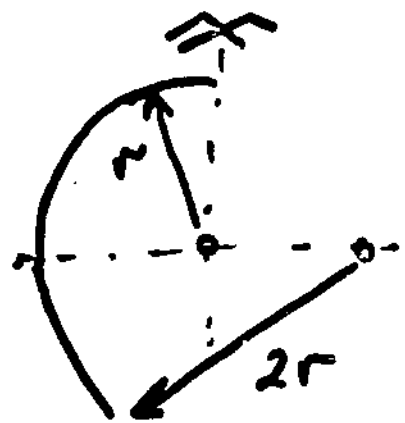
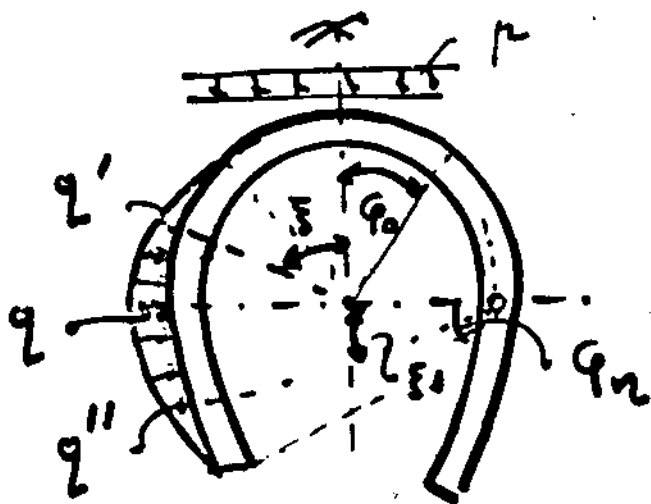






Πρότυπο υπολογισμού κατά κλίση, με  
ελαστική στήριξη ηθρικών τοιχωμάτων  
 της διατομής

επιπολογορισμός μεταλλοειδούς διατομής



Γεωμετρικά στοιχεία  
όξωνς έηενδύκων

$$r' = r \left[ 1 - \frac{\sin^2 \xi}{\sin^2 \varphi_0} \right]$$

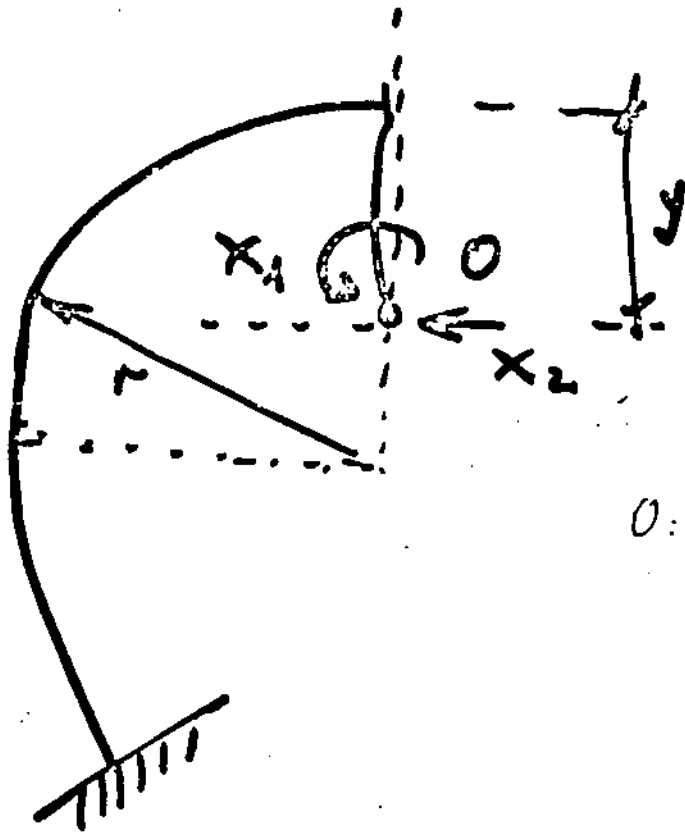
$$r'' = r \left[ 1 - \frac{\eta \mu^2 \xi_1}{\eta \mu^2 \varphi_2} \right]$$

$q = c \cdot \delta h$  ,  $\delta h$ : παραμόρφωση, όπου  $h = q$

$$\delta h = \delta h_r + \delta h_1 \cdot q$$

$\delta h_r$ : λόγω εξωτερικών φορτίσεων ; μόνη

$\delta h_1 q$ : λόγω η/κρικών  $q = 1$



0: ελαστικό κέντρο  
την διάταξη:

$$a_{01} + a_{11}x_1 + a_{12}x_2 = 0$$

$$a_{02} + a_{21}x_1 + a_{22}x_2 = 0$$

$$\frac{q}{c} = \delta_{k1}r + \delta_{k2}q \quad (= \delta)$$

$$q = \frac{\delta_{k1}r}{\frac{1}{c} - \delta_{k1}}$$

Συνεκτίηση της ενδοτικότητας του μέσου κατά Winkler

Δίδεται : μία γωνική γύρω του προβλήματος, κατά την προσεγγιστική μέθοδο κατά Βουγαγέρα.

Θεωρήτω κυκλική διάτομή, κέντρου  $O$ , ίσημετρικώς ακτίνας  $r_k$  και ακτίνας κατά τον άξονα  $r$  (Σχ 2)

Αι ίσημετρικώς δίδονται διά πάκος-διαστάσεων κατά τον διάμετρο άξονα τῆς εὐρυκτοῦ-  
 $b = 1m$ .

- Παραβολική φαστίεση : Ὁμοκυλινδρικός εὐρυκτοῦ φαστίου  $\mu$ , προσδιοριστίου κατά τὰ γεωμετ.

- Παραβολική ἀνοχρόσηση κατά τὸν περιέλιπον, ἐκ τῶν περιεπέλιπτον εὐδογικῶν ὀριζῶν :

Θεωρήτω ὅτι ἡ ἀνοχρὴ διάτομή εὐρυκτοῦ καὶ εὐδογῶν (ὡς ἐκ τῶν εἰρηκεῶν παραλλῶν), ἀνοχρόσηση κατά τὰ εὐδογὰ ὡς γωνία  $45^\circ$ .

Διὰ γωνίας  $\delta \geq 45^\circ$ , (Σχ 1), αἱ ἀνοχρόσηση-

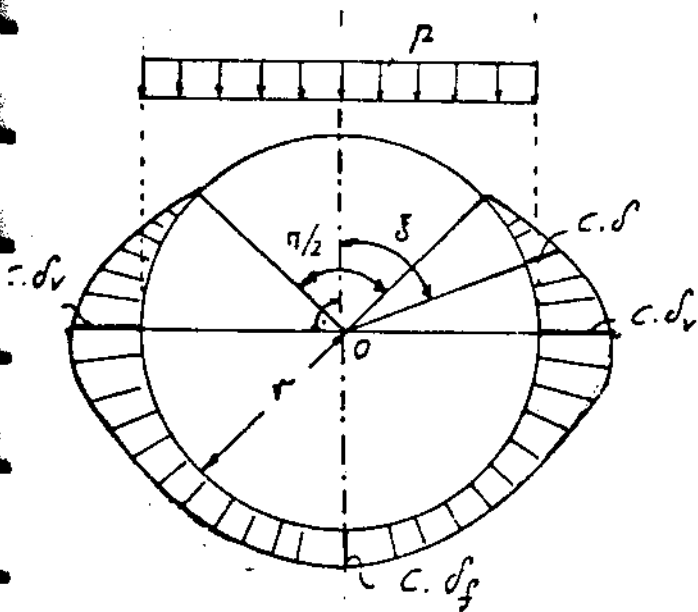
εὐδογικαὶ ποσότητες,  $q$ , εἶναι ἀνάλογοι τῶν ἀνοχρόσηση  $\delta$  τοῦ εὐδογικῶν ὀριζῶν, ἐπιτ. τῶν εὐδογῶν κάλυψον τοῦ ἀνοχρόσηση ἄτοιο  $q = C \cdot \delta$

Εἰδικώτερα γίνονται ἡ ἀνοχρόσηση ποσότητες παραβολική :

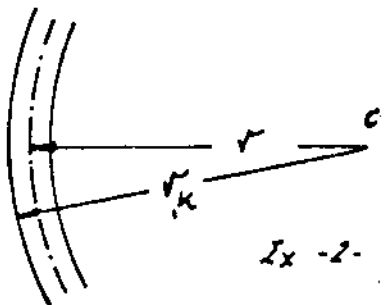
Διὰ  $45^\circ \leq \delta \leq 90^\circ$ ,  $C \cdot \delta = C \cdot \delta_v \cdot \cos 2\delta$

Διὰ  $90^\circ \leq \delta \leq 180^\circ$ ,  $C \cdot \delta = C \cdot \delta_v \cdot \eta \delta \delta + C \cdot \delta_p \cdot \omega \delta \delta$

ἢ ὡς εὐδογῶν, διὰ  $0 \leq \delta \leq 45^\circ$ ,  $q = C \cdot \delta = 0$ .



Σχ -1-



Σχ -2-



Είς τας δυνάμεις έχοντας είναι:  $a = 2 \cdot \frac{r_2}{r}$  (Διάτ.  $r_2 \ll r$ ,  $a = 1$ )

$$m = \frac{E \cdot J}{r_2 \cdot r^3 \cdot C}$$

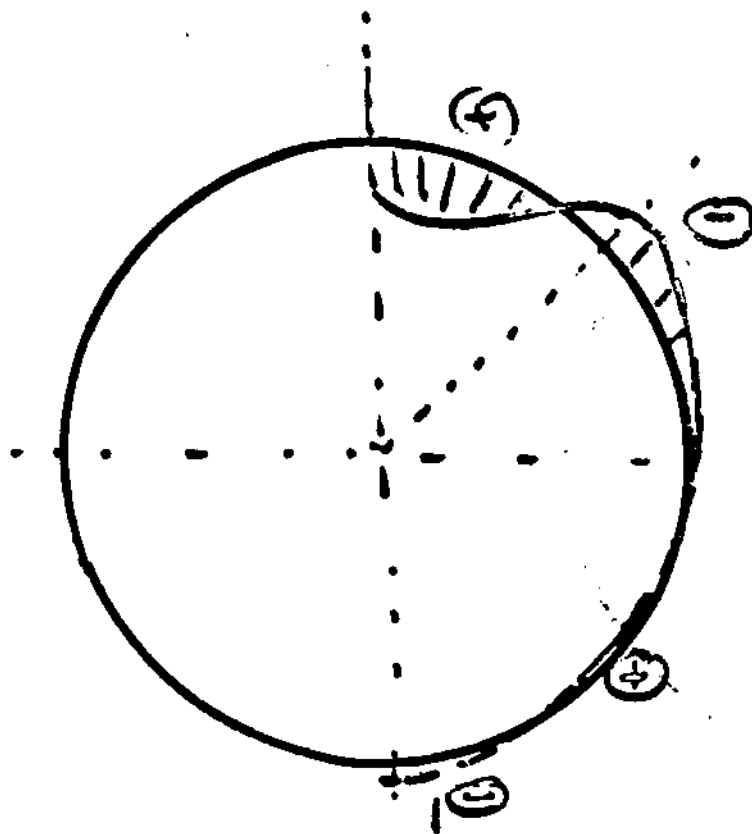
Η ποινή καίγματος  $M$  και η ελαστική δύναμις  $N$ , ας ελθεσθε εναντιον  $(r, \varphi)$  ως εν τω Σχ. 3, προεωρισθησιν τωσ κωστωδων:

$$M = r \cdot v_2 \cdot r [A \cdot a + B + C \cdot \eta (11a)]$$

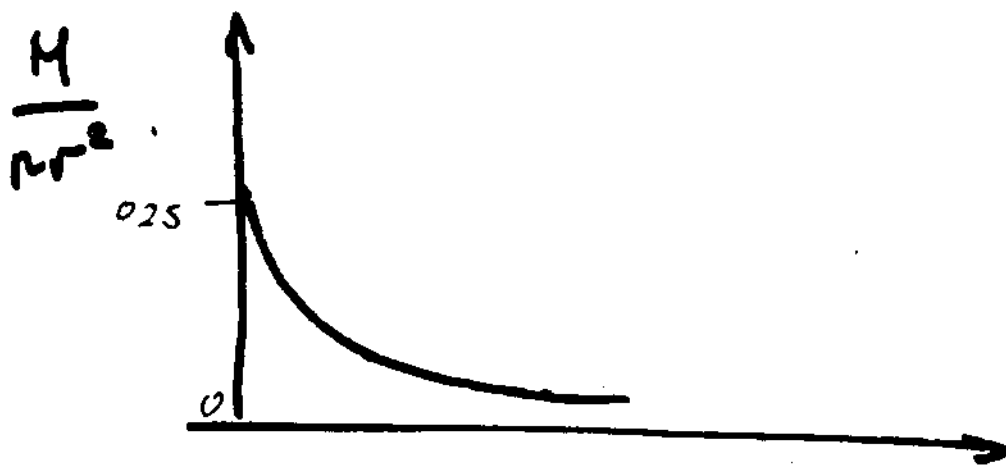
$$N = r \cdot v_2 [D \cdot a + F + G \cdot \eta (11a)]$$

Είς τας δυνάμεις έχοντας:  $\eta = \frac{1}{m + 0,06416}$  ή  $m$  ως δυνάμεις  $m = \frac{E \cdot J}{r_2 \cdot r^3 \cdot C}$ , και  $A, B, C, D, F, G$  εωρισθησιν αριθμηστικωσ, τωσ εναντιον τωσ αξιωσων  $X_1$  και  $X_2$ , ήσ τας δυνάμεις εναντιον τωσ  $X_1$  και  $X_2$ , εν τωσ κωστωδων εναντιον τωσ αξιωσων τωσ δυνάμεισ:

	A	B	C	D	F	G
$\varphi = 0$ (ακτ.)	+0,1628	+0,0872	-0,0070	+0,2122	-0,2122	+0,07100
$\varphi = 45^\circ$	-0,0250	+0,0250	-0,00084	+0,1500	+0,3500	+0,01685
$\varphi = 90^\circ$	-0,1250	-0,1250	+0,00825	0	+1,0000	+0,00575
$\varphi = 135^\circ$	+0,0250	-0,0250	+0,00022	-0,1500	+0,9000	+0,01380
$\varphi = 180^\circ$	+0,0872	+0,1628	-0,00837	-0,2122	+0,2122	+0,02200



(M)



Μεταβολή της πυκνότητας καΐρας  $M$ ,  
συνάρτηση της δόσης  $C$

$C \text{ kg/cm}^3$

Δείκτες ελαστικότητας για κυκλικά διατομές:

Κατά Voellmy  $G = 0.66 \frac{E}{\nu}$

Κατά Meissner  $G = 1.21 \frac{E}{\nu}$

Με ελαστικότητα ελαστική

Τυτρώση ελαστική σε

ελαστικότητα ελαστική

ελαστική από Winkler

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

Όπου:

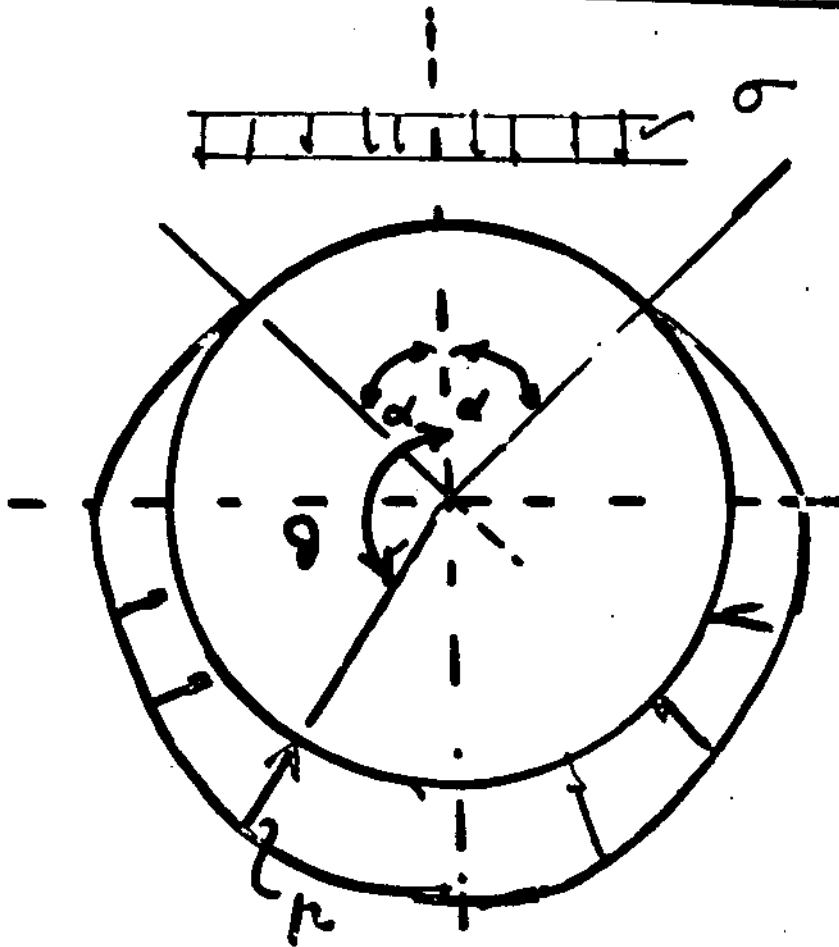
$E$  : ελαστικότητα ελαστική

$E$  : Μέτρο ελαστικότητας

$\mu$  : δείκτη Poisson

$\nu$  : ακτίνα κυκλικού διατομής (εφαρμόσιμη)

# Rózsa and Kovács (1979)



$$\mu = 0 \quad \forall i \quad 0 \leq \vartheta \leq \alpha$$

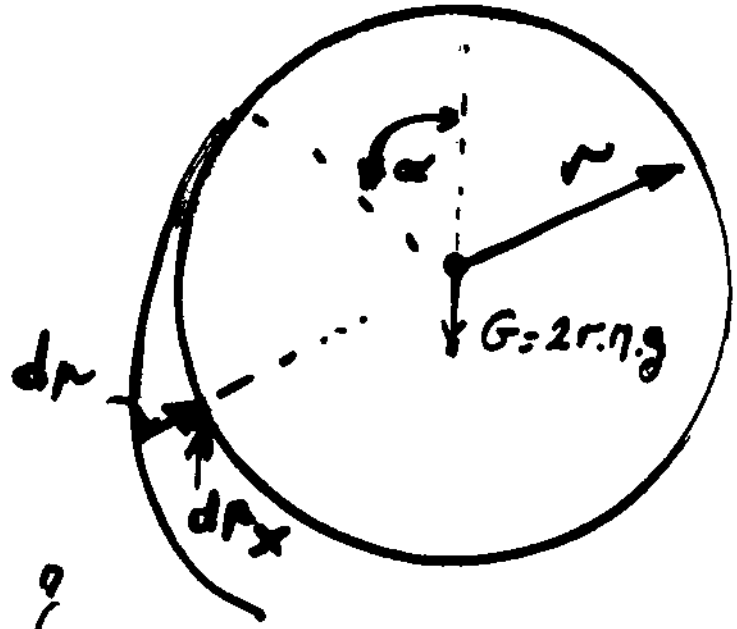
$$\text{and } 2\eta - \alpha \leq \vartheta \leq 2\eta$$

$$\mu = A(\vartheta - \alpha) \quad \forall i \quad \alpha \leq \vartheta \leq \eta$$

$$\mu = A(\eta - \alpha) \left( 1 - \frac{\vartheta - \eta}{\eta - \alpha} \right) \quad \forall i \quad \eta \leq \vartheta \leq 2\eta - \alpha$$

$\gamma$

$90^\circ$



$$\int_{-\eta}^{\eta} d\sigma_x + r(\sigma + \eta g) = 0$$

$$\int_{-\eta}^{\eta} d\sigma_x = -A \cdot r (1 + \cos \alpha)$$

üpa:  $A = \frac{\sigma + \eta g}{1 + \cos \alpha}$

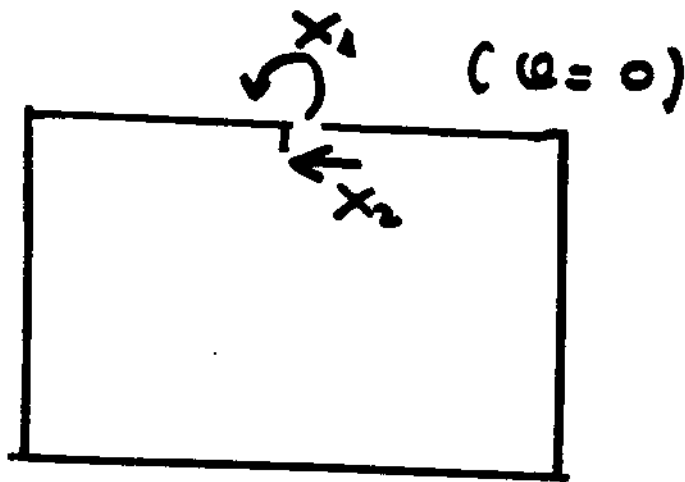
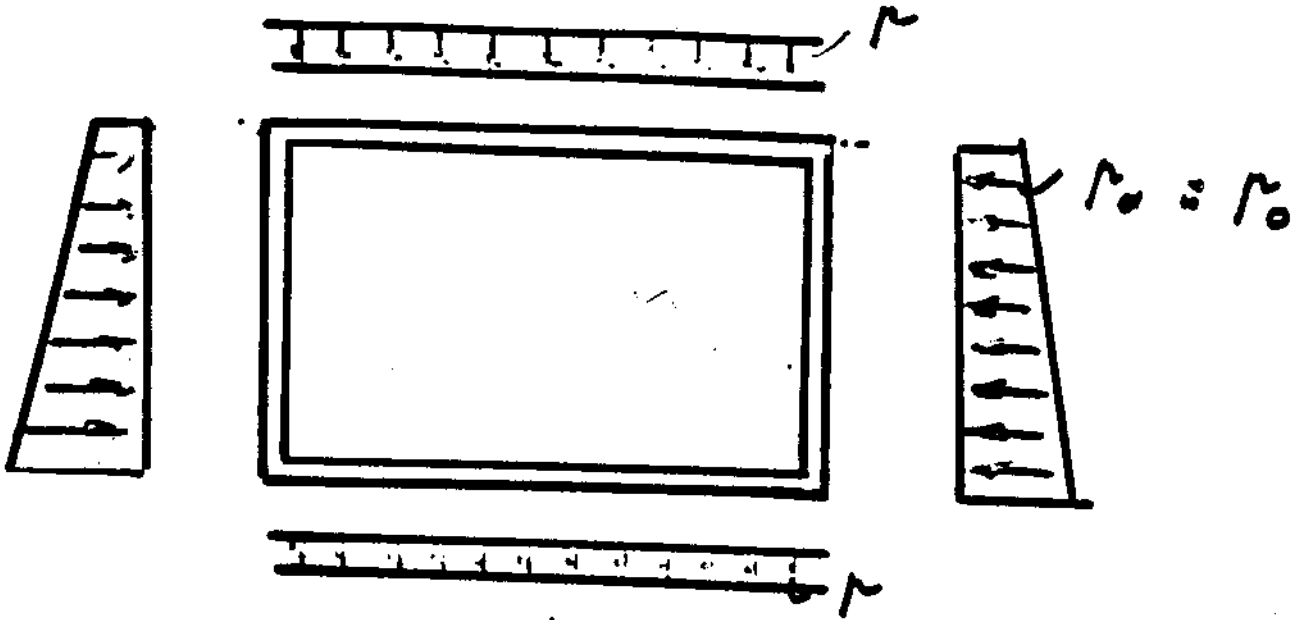
$\alpha \approx 45^\circ$  ( $\approx \eta/4$ )

$$A = \frac{2(\sigma + \eta g)}{2 + \sqrt{2}}$$

$F = \frac{2(\sigma + \eta g)}{2 + \sqrt{2}} (2 - \eta/4)$ ,  $F = C \rho$

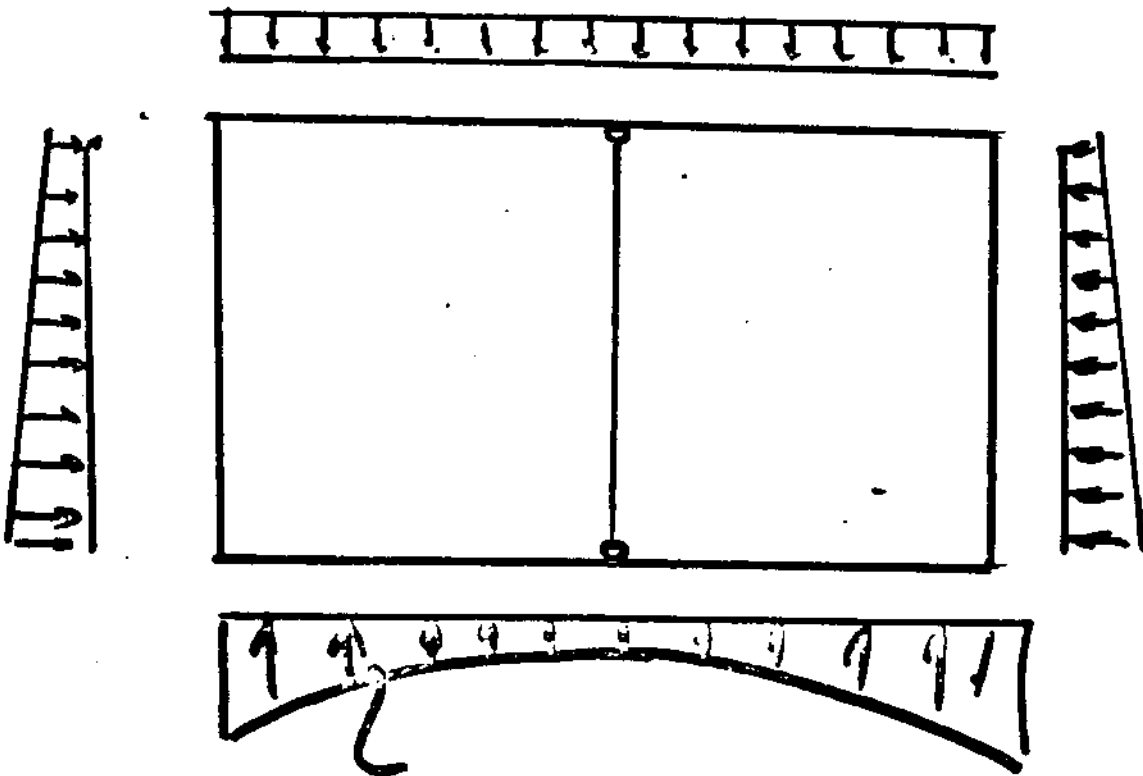
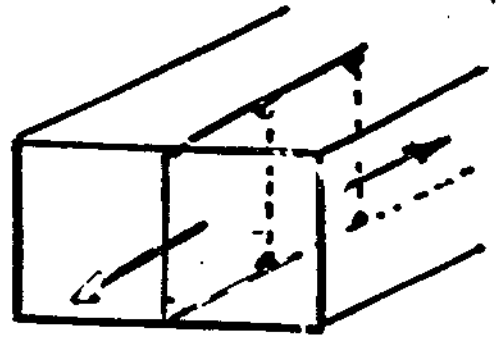
$$G = \frac{2}{\sigma} \frac{(\sigma + \eta g)}{2 + \sqrt{2}} (2 - \eta/4)$$

Επιπολεμολογία εφθόγων υλοίων διατομών.



$$a_{01} + a_{11}x_1 + a_{12}x_2 = 0$$

$$a_{02} + a_{21}x_1 + a_{22}x_2 = 0$$

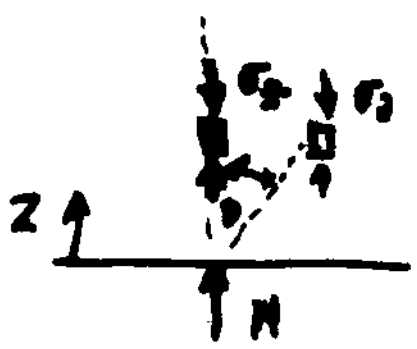
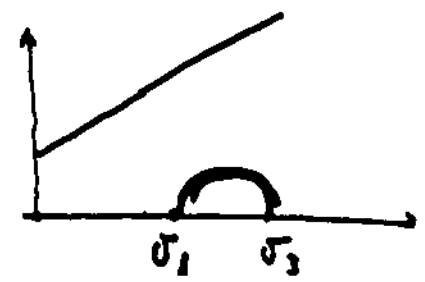
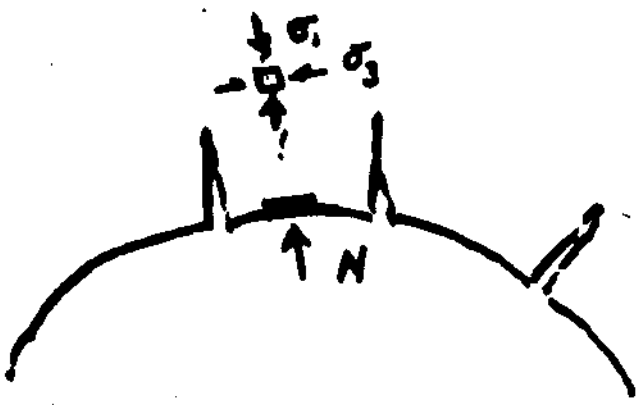
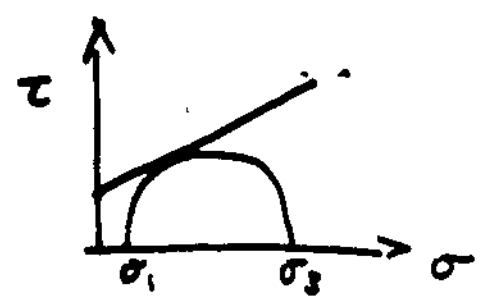


$$q = c \cdot \delta$$

Εγκλιση διατομής επί ελαστικού

είσοδος

Αγκυρώσεις



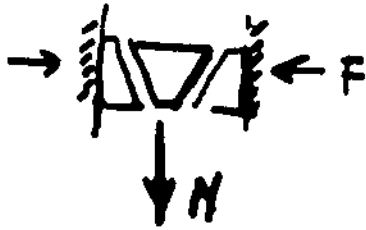
$$\sigma_2 = \frac{3N}{2\eta z} \omega^2 z$$

Βεβαιώνει των συνθηκών αβεβαιότητας με διόρθωση  
 πη' βεβαι.

Φόρουσα φανότις

Αναλόγως του τύπου  $\dot{\omega} \dot{\omega} \dot{\omega}$  -  $\dot{\omega} \dot{\omega} \dot{\omega}$ .

• Άγκυρα ή βύθια

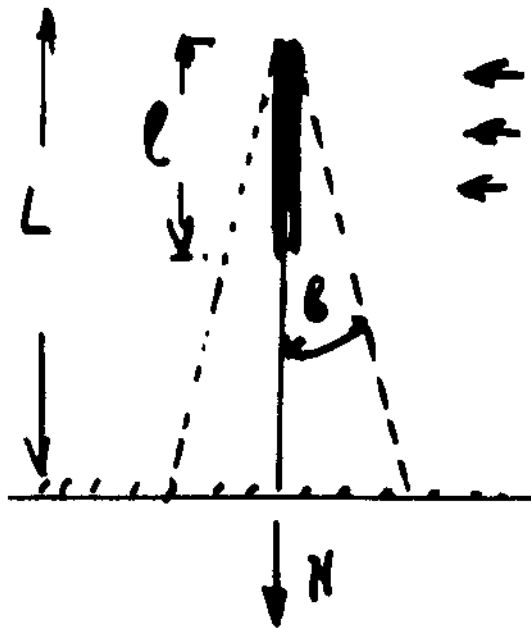


$$\max N = \frac{F}{f}$$

f: συντελεστής τριβής

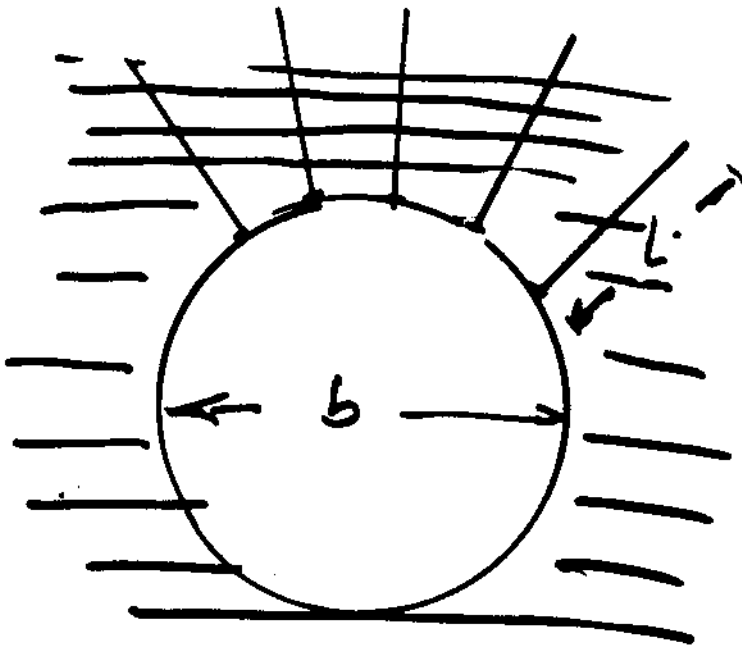
F: πυθλίγματα ή εκχλίωση

• Άγκυρα ημετωπίου άκρου

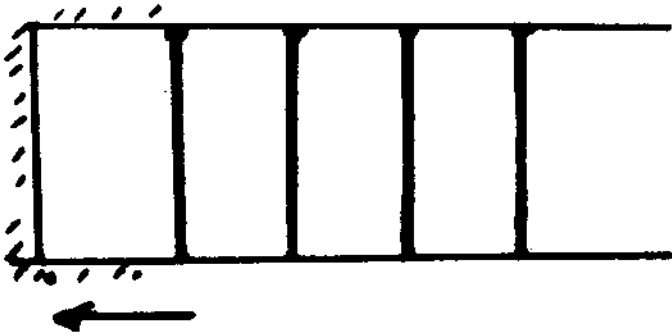


$$N = \pi \cdot d \cdot l (c + \sigma_3 \cdot e_{\phi\phi})$$

$$\ddot{\omega} \quad N = \pi L \frac{\pi b^2}{6 \omega^2 b} (c + \sigma_3 \cdot e_{\omega\omega} \cdot e_{\phi\phi})$$



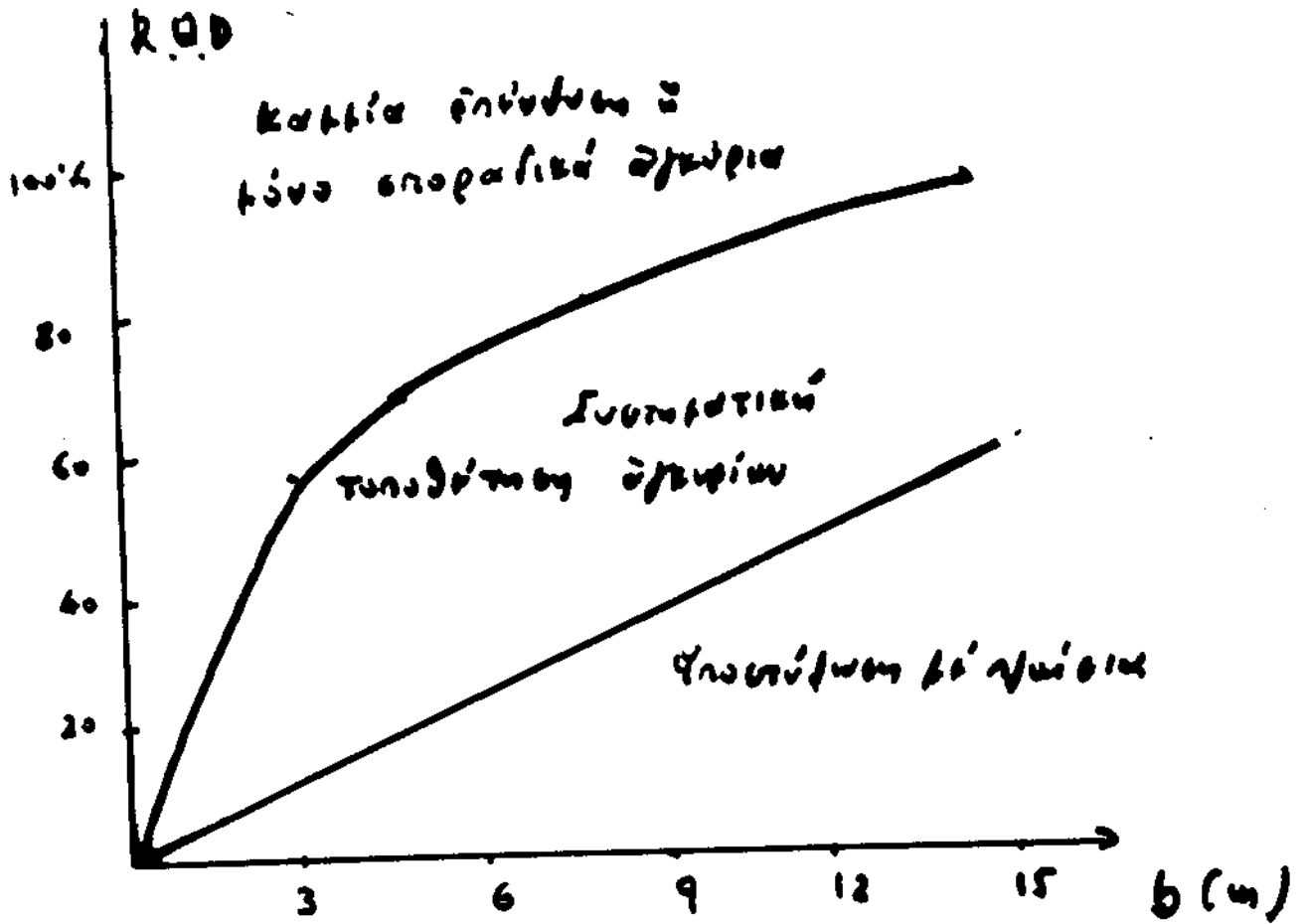
$l_i$



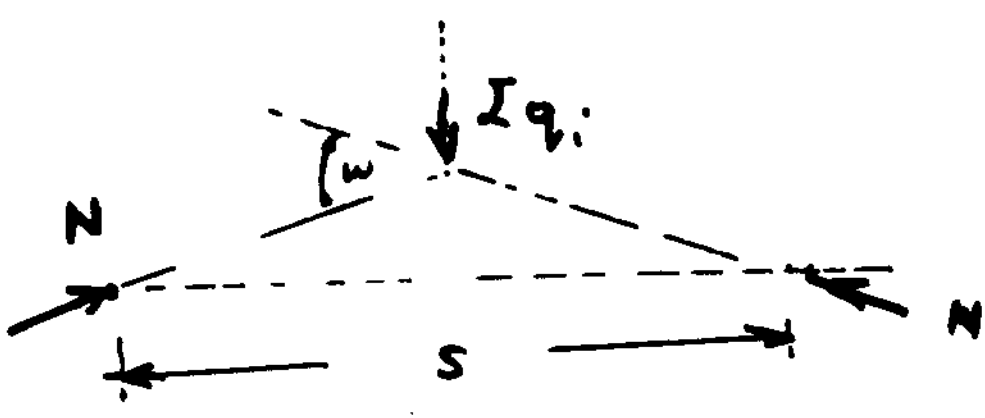
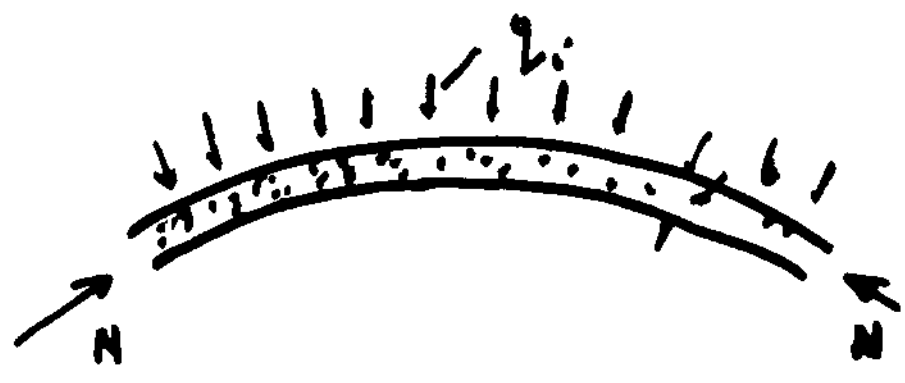
$$L \geq l_i$$

$$L \geq \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{3}\right) b$$

Απόσταση οπρίων: (στην 1.50 ÷ 3m)



Υποστροφικός στροφέας



όριακι  $N = bw \cdot t$  (  $bw$ : κυβική άνοχη )  
 ( άνο t-t ) σκυροπέτρας

$$N = \frac{\sum q_i}{2 n t \frac{w}{2}}$$

όριακι τρέφο  $q_i = \frac{2 \cdot bw \cdot t \cdot n t \frac{w}{2}}{s}$  (  $\sum q_i = s \cdot q$  )

Ε. Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΒΡΑΧΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

(ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ)

Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ

ΑΘΗΝΑ 1987

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΒΡΑΧΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μέρος του κατ εκλογή υποχρεωτικού μαθήματος του 9<sup>ου</sup> εξαμήνου Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, "Ειδικά θέματα Γεωτεχνικής" αποτελούν τα "Στοιχεία Βραχομηχανικής".

Το παρόν τεύχος περιλαμβάνει τα βασικά σημεία του υπ όψη θέματος και προορίζεται να χρησιμεύσει ως μνημόνιο στους κ.κ. σπουδαστές που παρακολουθούν τα μαθήματα.

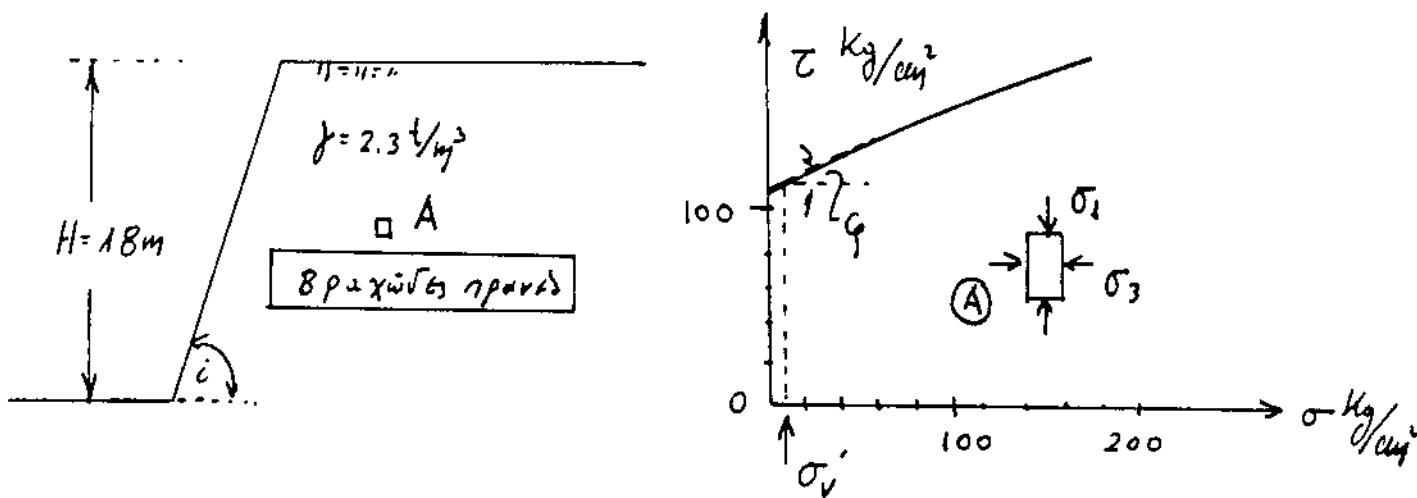
Η Βραχομηχανική αποτελεί τμήμα της Γεωτεχνικής Επιστήμης που ασχολείται κυρίως με τις ιδιότητες και την μηχανική συμπεριφορά των βραχωδών μαζών. Οι μέθοδοι έρευνας και αναλυτικής προσεγγίσεως της συμπεριφοράς των βραχωδών μαζών, θα πρέπει να είναι προσαρμοσμένες με την φύση του υλικού, που χαρακτηρίζεται από την ύπαρξη ασυνεχειών. Οι ασυνέχειες αυτές είναι το κύριο αίτιο της διαφοροποιήσεως της μηχανικής συμπεριφοράς του τεμαχισμένου ή ρηγματωμένου βράχου από αντίστοιχο τεμάχιο συμπαγούς βράχου εργαστηριακής κλίμακος.

Τα βασικά κεφάλαια: • Περιεχόμενο Βραχομηχανικής, • Οι ασυνέχειες και η επιρροή τους στην συμπεριφορά της βραχομάζας, • Κατάταξη βράχων, • Η επί τόπου εντατική κατάσταση, • Πρότυπα μηχανικής συμπεριφοράς και κριτήρια αστοχίας, • Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά και ιδιότητες - Εργαστηριακός προσδιορισμός, • Επί τόπου μετρήσεις, προορίζονται να δώσουν τις απαραίτητες βασικές γνώσεις για το υπόλοιπο τμήμα του όλου μαθήματος, δηλ. τα "Στοιχεία της θεωρίας των Σηράγγων".

1. ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΒΡΑΧΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

1.1. Είσαγωγικό παράδειγμα

"Έλεγχος ευσταθείας πρανούς με τη συμβατική μέθοδο της εδωδομηχανικής"



Επί διαφόρων από την "γεωμετρικώς" αντιπροσωπευτική θέση Α έγιναν δοκιμές τριαξονική διάγνωση με αποτελέσματα όπως στο ανωτέρω διάγραμμα. Παράμετροι διακεντρικής αντοχής:

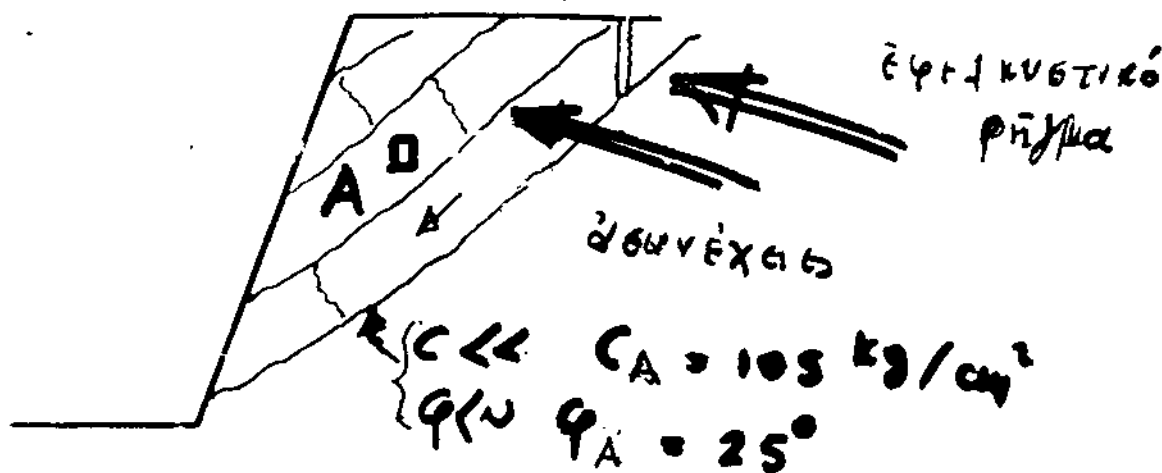
$$\phi \approx 25^\circ, \quad c = 105 \text{ Kg/cm}^2$$

Από διαγράμματα Taylor, με S.F=1, μέγιστο ύψος πρανός:

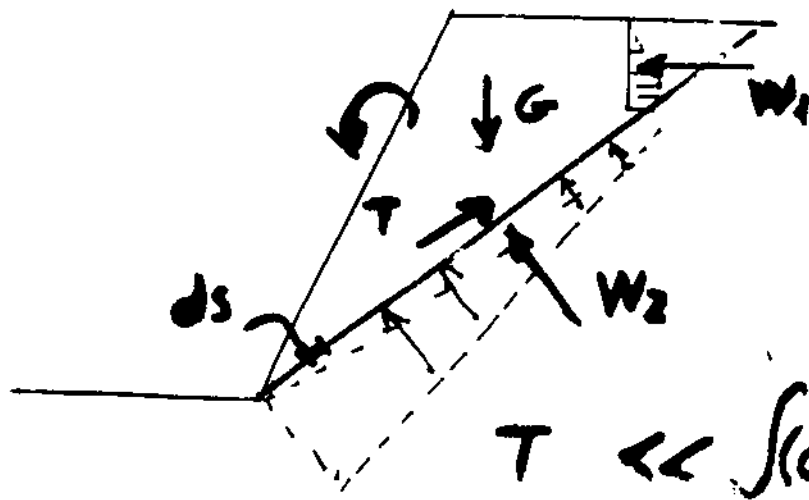
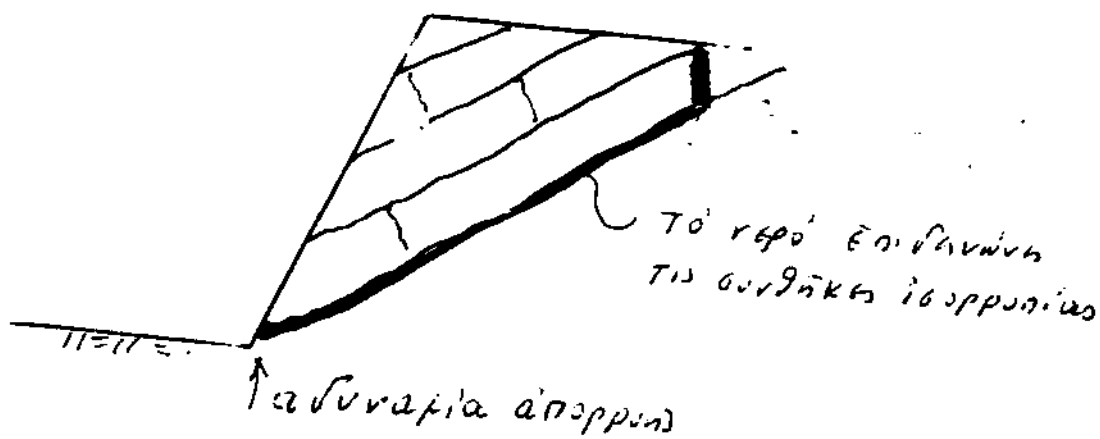
$$\frac{c}{\gamma \cdot H_{cr}} = 0.105 \Rightarrow H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot 0.105} = \frac{1050}{2.3 \times 0.105} = 4.350 \text{ m} = 4.35 \text{ km} !!$$

$$H_{pract} = H = 18 \text{ m}, \quad H_{cr}/H = \frac{4350}{18} = 242 !!$$

Παρ' όσα αυτά, η διαρροή του πρανούς μπορεί να γίνει επιβεβαιω, όπως φαίνεται στην κάτωβλητη εικόνα.



Οι παράμετροι αντοχής του λίθου (Α) που περιλαμβάνεται μεταξύ αδυναμιών είναι πολύ υψηλότερη από αυτή κατά τις εγγύς αδυναμίες



Μηχανισμός καταρροής  
της ισορροπίας

$$T \ll \int_A (C + \sigma \tan \varphi) ds$$

## 1.2 Συνοπτικό διάγραμμα περιεχομένου Βραχομηχανικής

Ἡ φύση καὶ ἡ μηχανικὴ συμπεριφορὰ βράχων καὶ βραχομάζας

- Οἱ ἀδυνατείες καὶ ἡ ἐπιρροή τους στὴν συμπεριφορὰ τῆς βραχομάζας ( ἔμφαση στὴν ἀναγκαιότητα τῆς Γεωλογικῆς συνδρομῆς )
- Κατάταξη τῶν βράχων μὲ βάση μηχανικὴς ἰδιότητες, ἡ μηχανικὴ συμπεριφορὰ.
- Φυσικὰ χαρακτηριστικά, φυσικὴς ἰδιότητες
- Ἐργαστηριακὴ μέτρηση παραμέτρων παραμορφωσιμότητας καὶ ἀντοχῆ
- Ἐπί τύπου μετρήσεως
- Πρότυπα καὶ θεωρίαι συμπεριφορᾶς σὲ προβλήματα ἔλαστικῆς ἢ ἠμιαστικῆς ἰσορροπίας
- Προβλήματα συμπεριφορᾶς βραχομάζας, στὰ ἠμίσια τῶν ἐφαρμογῶν Πολιτικῆς Μηχανικῆς.

## 1.3 Ἐπεξήγηση βασικῶν ἐννοιῶν.

- Ἡ βραχομηχανικὴ ἔχει ὡς βασικὸ ἀντικείμενο τὴν μελέτη τῆς ἐπιρροῆς τῶν δυνάμεων ἐπὶ τῶν βράχων.
- Ὁ ὅρος "βράχος", ἐρρηκώετα μὲ διαφορετικὸ τρόπο ἀναλόγως τοῦ γνωστικοῦ ἀντικειμένου μὲ ἐπιπέδου ἢ στὰ ἠμίσια μὲ ἐπιπέδου τεχνικῆς ἐφαρμογῆς.
  - π.χ. κατὰ τὴν Γεωλογία ὡς βράχοι θεωροῦνται τὰ συστατικὰ τοῦ στερεοῦ ἑλίου τῆς γῆς, γενικῶς.

κριτήριο διακρίσεων "βράχων" από το έδαφος είναι η στερεοποίηση.  
- Κατά τους Γεωτεχνικούς η ποιοτική διάκριση των "βράχων" από το έδαφος είναι ότι οι βράχοι θεωρούν ο "σκληρός", και συνήθως βηματιστός.

• Οι βράχοι μπορεί να προέρχονται από έδαφος :

- μετά από σύνδεση (π.χ με ορυκτά κόκκους)
- από στερεοποίηση
- από μεταμόρφωση

Παραδείγματα: (κατά σειρά): ψαλλίτης, κροκαλοπηγές  
κόρρα, σχιστόλιθος  
γυψίσιος, κάρμαρο.

• Αντιστοιχώς τα έδαφη είναι προϊόντα μηχανικής ή χημικής διαβρώσης - αποσάθρωσης των βράχων.

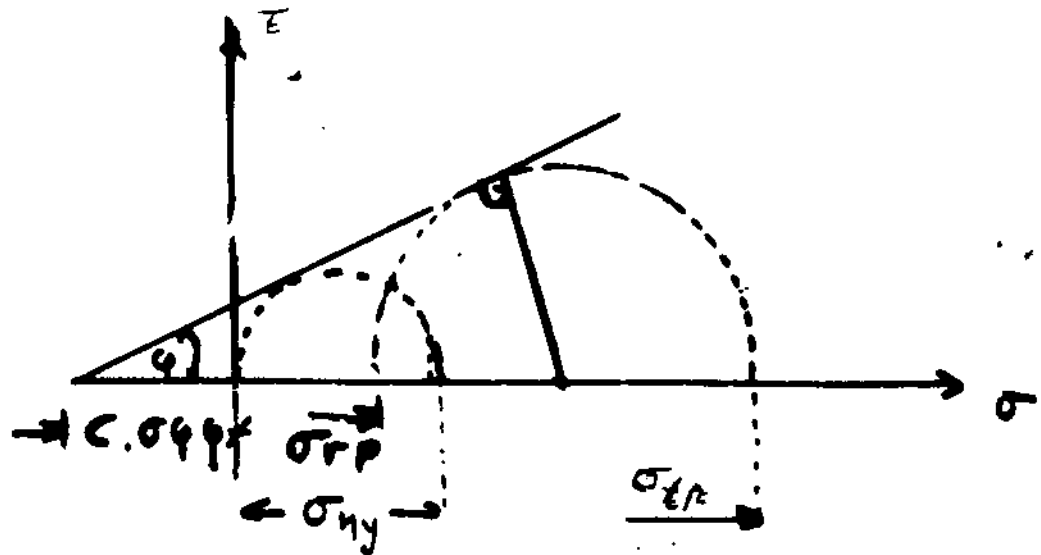
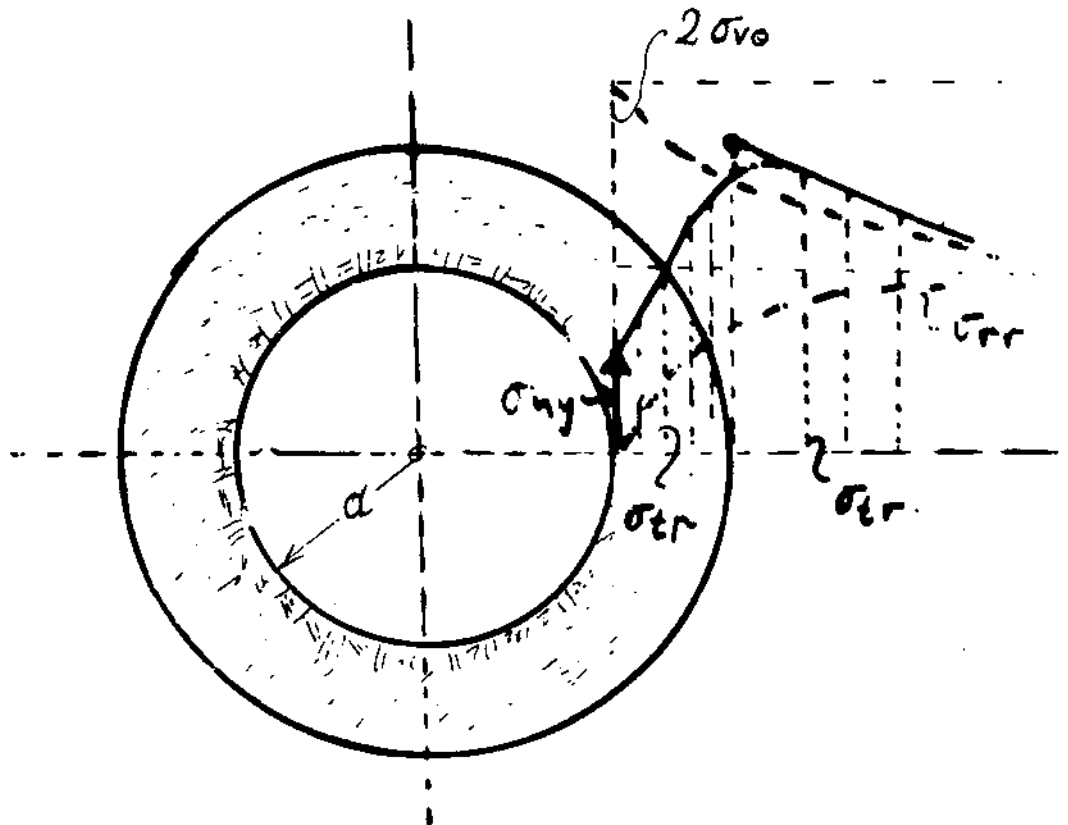
• Η "ποιοτική" διάκριση των βράχων από τα έδαφη μπορεί να γίνει με κριτήρια:

- τον βαθμό στερεοποίησης
- το μέγεθος των ορυχών (συνήθως την αντιπροσώπευση θλίψης)
- της παραμορφωσιμότητας.

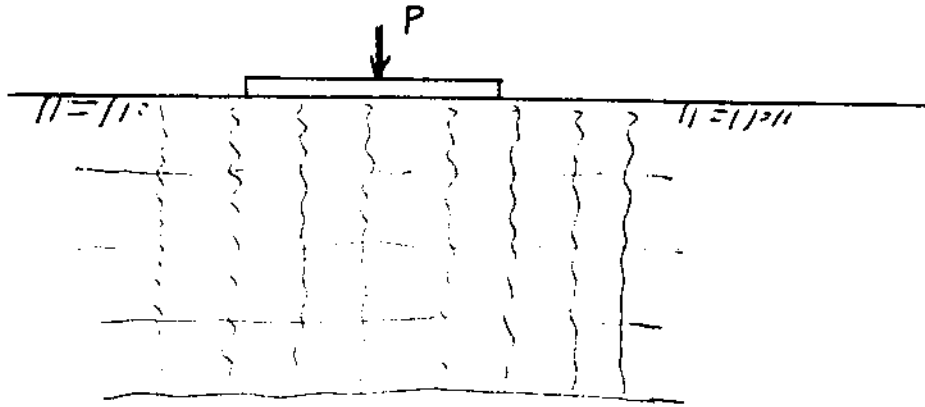
Άλλα κριτήρια διακρίσεων μπορεί να τηθούν στο ημίγειο συστημολογικών τυχόντων, π.χ κριτήριο δυσχερής έκσκαψής.

• Επιστημονικώς το νόσο υδροδιακρίτα στην πραγματικότητα είναι τα όρια μεταξύ σκληρού έδαφους - ήμιβράχων - μαλακών (ή αδρανών) βράχων, διενόμινα λαβίματα ότι οι υδροχρονικές αποδοτικές κριτήρια διακρίσεως.

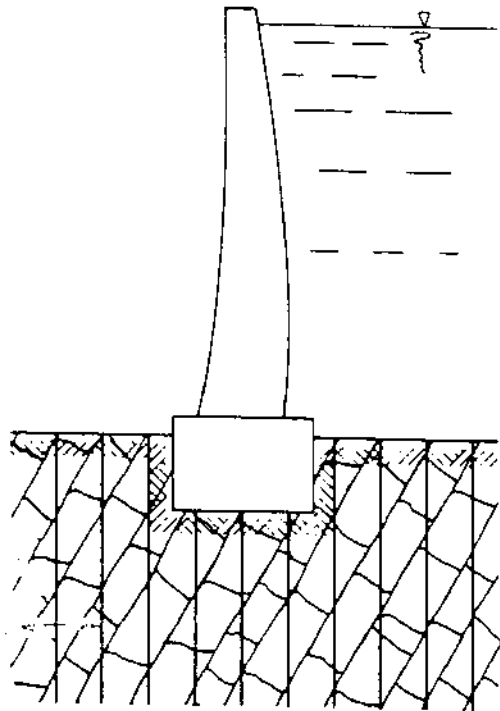
1.4 Παραδείγματα περιεχομένου & εφαρμογών  
της Βραχυμηχανικής



Διόρυξη σήραγγας



Θεμελίωση σε βράχο (αόμβρες κλάσ)



Θεμελίωση τύπου γράβας  
(Κατά Γεωμικήs Α.Ρ.)



2. ΟΙ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ ΚΑΙ Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥΣ ΣΤΗΝ  
ΣΥΝΔΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΝΑΣΑΣ

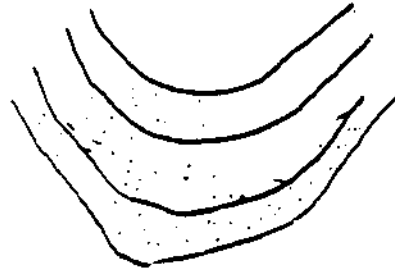
2.1 Αναγκαιότητα Γεωλογικής συνδρομής

- Αναγνώριση τῆς στρωματογραφίας καὶ τῆς μορφολογίας.
- Παρατηρήσεις εἰδικῶν, εἰς γεωλογικὴ κλίμακα δίδων ποσότητας πληροφορίας (κλίμαξ διάχυτος τοῦ Π.Ο.Σ. Μηχανικοῦ)
- Ἐπισημάνσεις τεκτονικῶν διαταραχῶν.
- Ανακάλυψη ἢ ἐπιβεβαίωση ρηγματίων.
- Γεωλογικὴ καταγραφή ἀδυναμιχῶν, εἰς κλίμακα συστηματικῶν ἔργων

Οἱ γεωλογικὴ παρατηρήσεις δίδων πληροφορίες :

- Διὰ τὴν κόρυφωσ ἀνὸς σχηματισμοῦ
- Διὰ τὴν ἐπιρροήν τῶν γεωλογικῶν
- Διὰ τὴν πρόβλεψη τῆς συμπεριφορῆς τῆς.

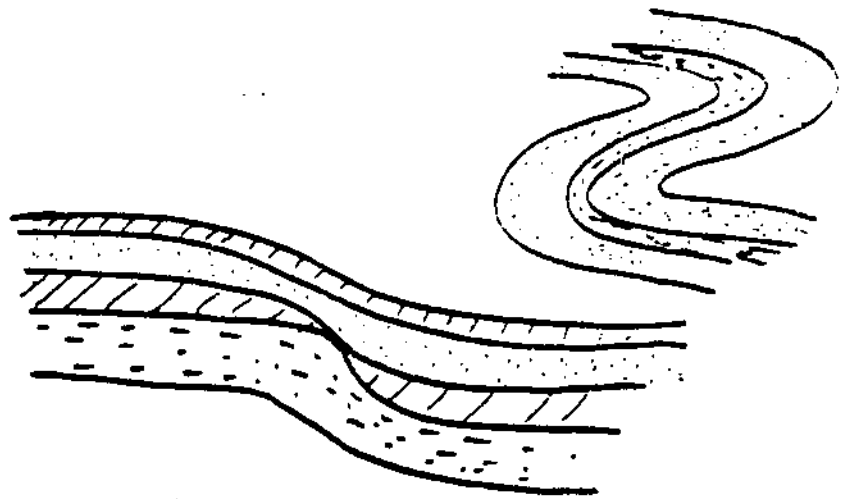
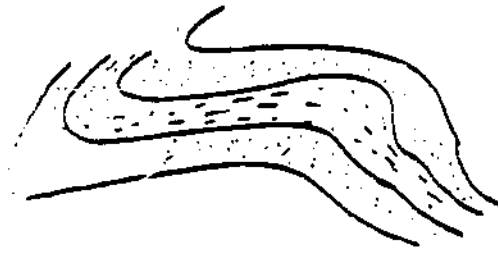
2.2 Μορφές πτυχώσεως γεωλογικών σχηματισμών



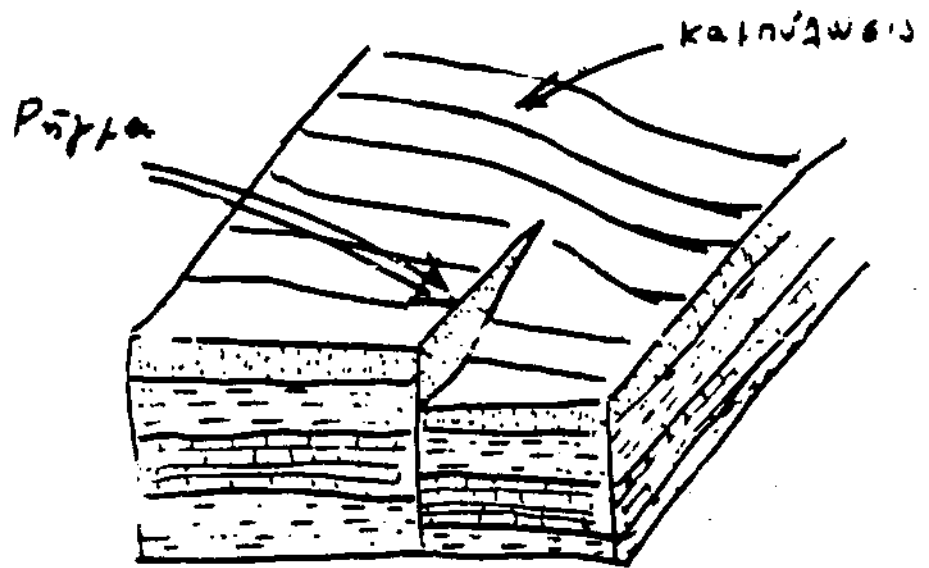
Σύγκλινο

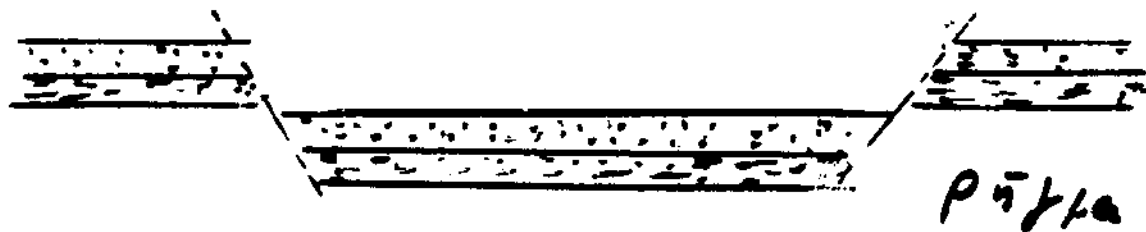
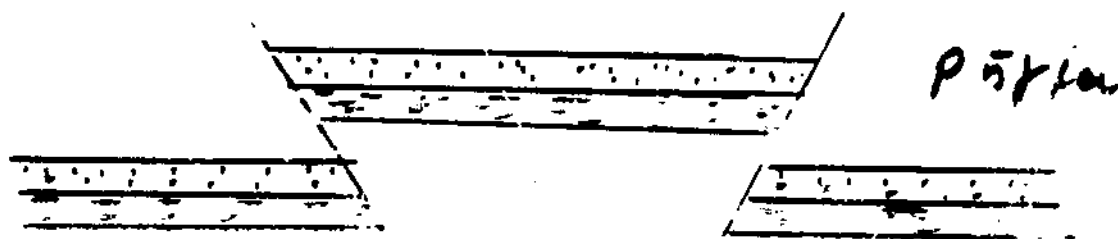
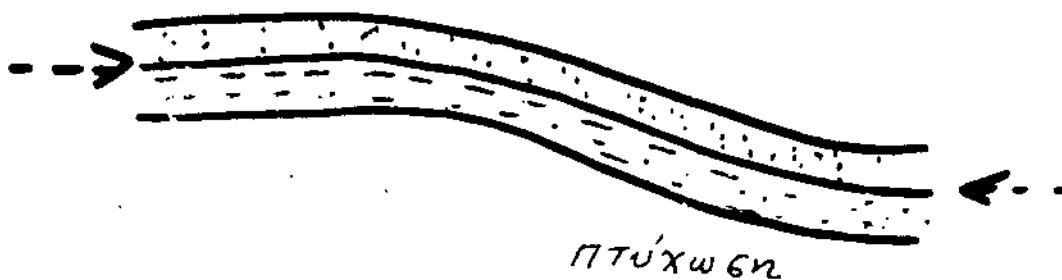
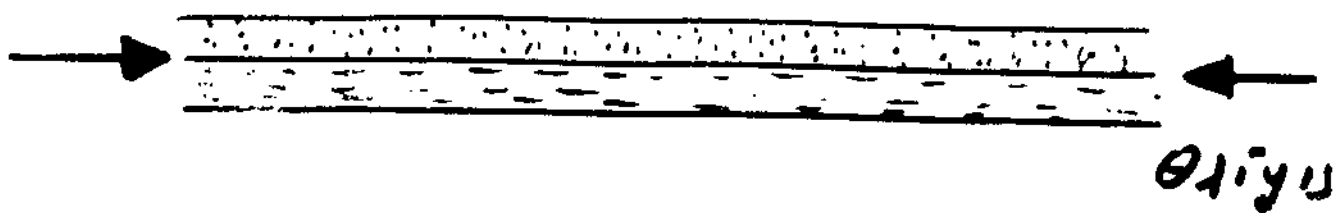


Αντίκλινο



Κατηύδασις





Επίρροή των τεκτονικών δυνάμεων  
στην εξέλιξη γεωλογικών σχηματισμών.

2.3 Περιγραφή των αδνεχειών - συστηματική καταγραφή

Την μηχανική συμπεριφορά της βραχυμάζας, έναντι αιώτης τελαχίου αδικτου βράχου που περιλαμβάνεται μεταξύ των αδνεχειών, διαφύρηνει ή γαρυνεία των αδνεχειών αιώτων.

- Αδνεχεία (από την άσκηση του Π. Μ. Μπαχάρω) είναι εγγύθεντα σημαντικά λεπτόμας διακριτικής αντοχής.
- Σε κρυσταλλική κλίμακα: αδνεχεία κρυσταλλώδεις, ή τριχοειδής ρωγμές, με εύρος < 0,1 mm.
- Σε μεγαλύτερη κλίμακα: αδνεχεία: εγγύθεντα διαφύρηνει, ή γαρυνεία διαφύρηνει σχηματισμών, σχιστότητας, καταρτίστων, διακρίστων κ.τ.λ., με εύρος > 0,1 mm.
- Παρατήρηση και έντονοίς αδνεχειών:
  - σε φυσικά βραχώδη ηρανή
  - σε σήραγγες ή γρέστα
  - σε προδαναστοβιζιέντη χωρηίσεις, από τους γυρηνές διαχμωζοζυγίας (υνοσώτης καταγραφή της έτοι τόρως διακρίστων εν καρώη των βήχμας - βή των "προδαναστοβιζιών - σε αιώδεις με τις συνήδεις διαχμωζοζυγίας των κηροσφαικών έρηννητικώων χωρηίσεων).
  - με έτοιδωρσην διά τηχορδίστων των τοιχωρδίστων χωρηίσεων.

Άρθροι και ρήματα

Άρθροι: Ξοιγόντες συνεχούς ή διαώσεως κατά μήκος των όποιων δίνονται για σχετικά μετακινήσεις των βραχίων των, ή δίνονται για σχετικά μικρά.

Εμφανίζονται σε όλους σχεδόν ημάρθρωτους αρθρώσεις του και σε σχετικά γρήγορα κινήσεις

Από τις όποιες άρθρων κατατάσσονται ή βραχίονες ή σε γρήγορα κινήσεις βράχων.

Πηρώσεις των άρθρων: με ελαστικότητα, ελαστικότητα, χαλαρότητα ή ελαστικότητα

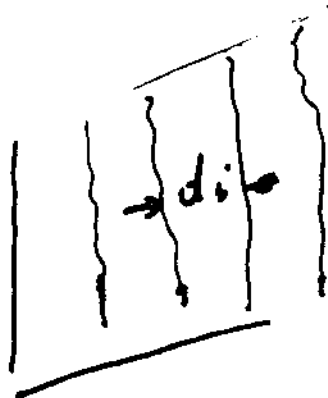
Ρήματα χαρακτηρίζονται από κυκλικές μετακινήσεις των άκαταρρωθών βραχίων των.

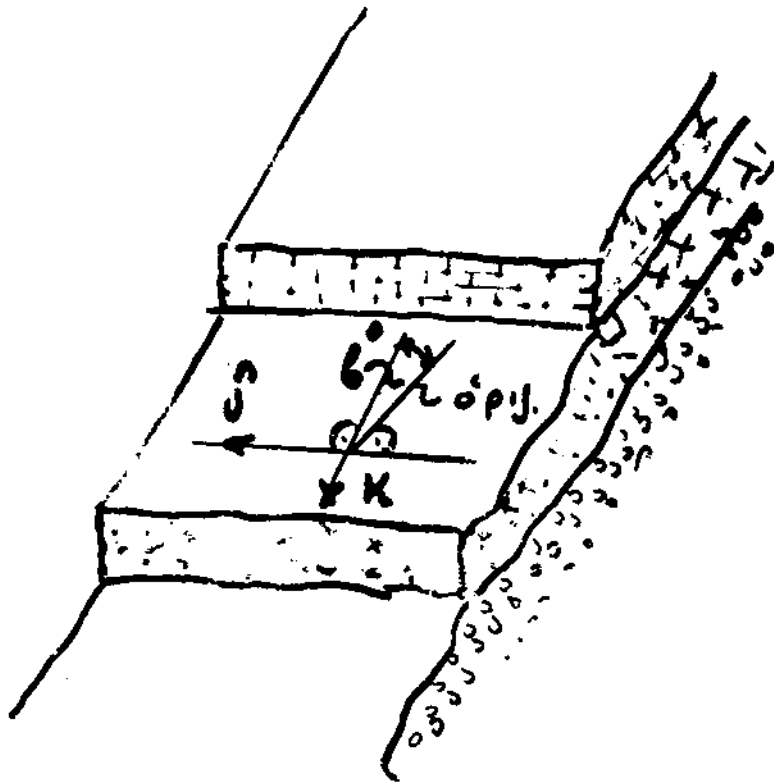
- Ισχύει η στατιστική ανάλυση των συνεχών

Ζαρός κατατάσσονται κ

$$κ = \frac{\text{πλάτος άρθρων}}{\text{ανά μονάδα μήκους}}$$

Μέση ανώτατη  $d = \frac{1}{κ}$





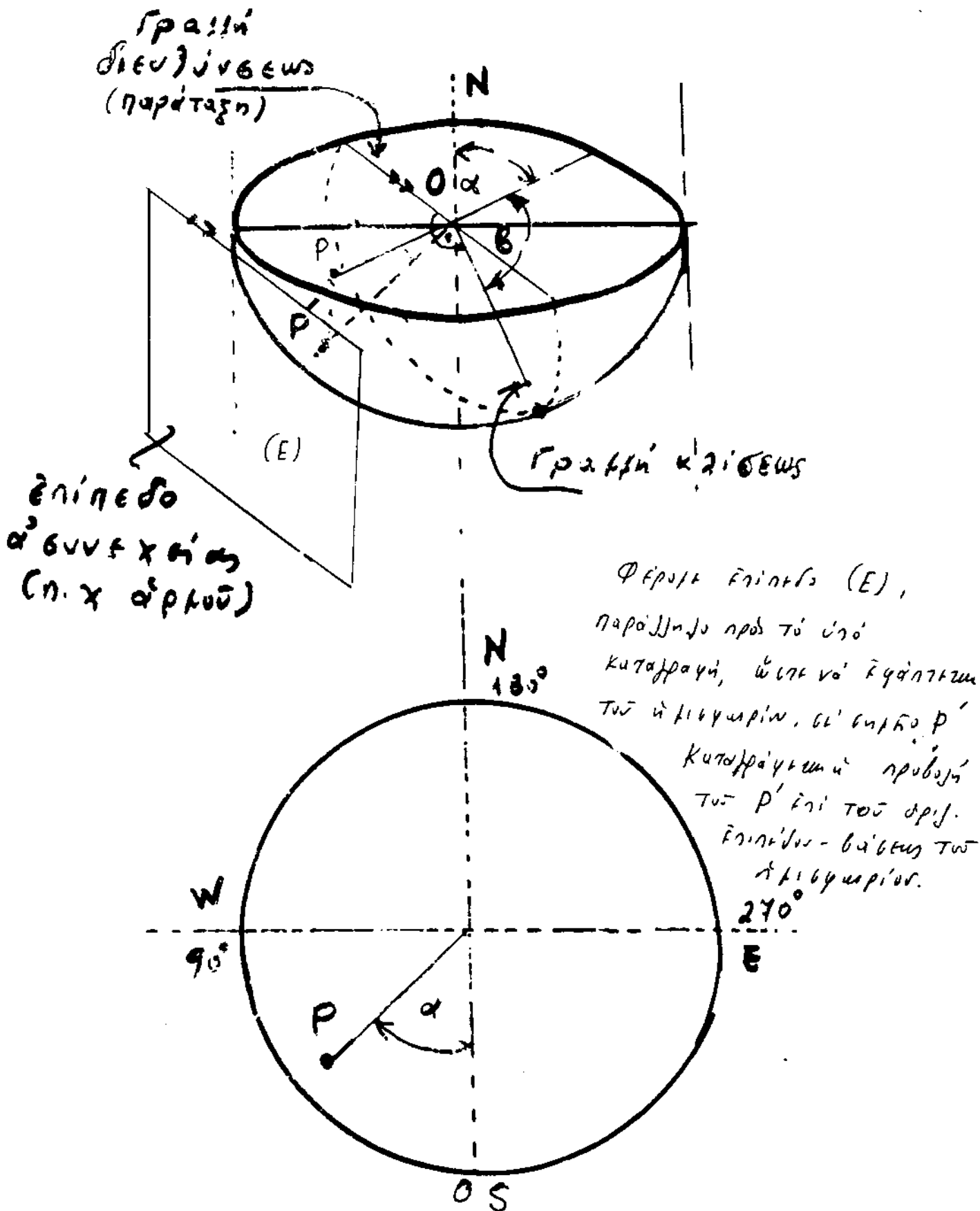
Σχηματική παράσταση τῆς κλίσεως καὶ τοῦ ηὐρανοῦ τοῦ βέλους  
ἐπιπέδου ἀνομοιογένειας: (ὅπου κλίση ἐπίπεδο διαστρώσεως).

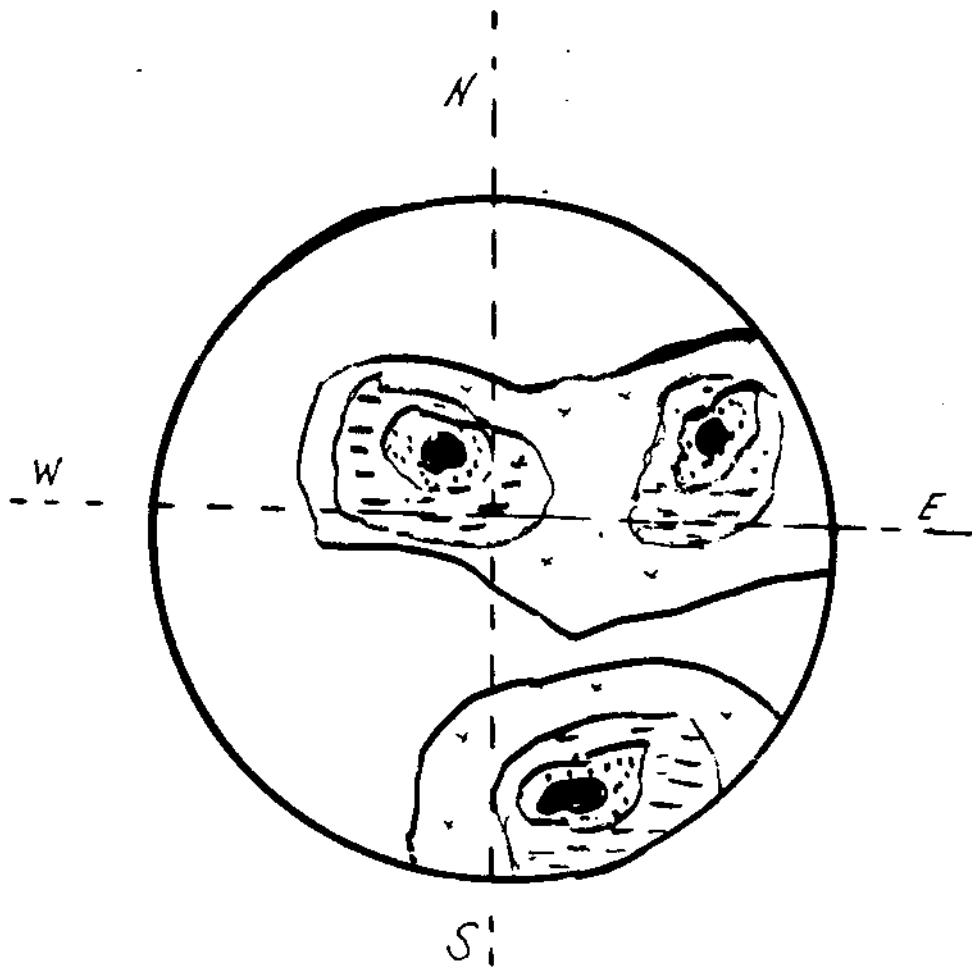
Ἡ θέση τοῦ ἐπιπέδου στὸ χῶρο καθορίζεται:

α) ἀπὸ τὴν διεύθυνση -β- (ηὐράνη) τῆς τυχῆς τοῦ ἐπιπέδου  
ἐπὶ τυχῆος ὀριζήσεως ἐπίπεδο

β) ἀπὸ τὴν κλίση αὐτὴ πρὸς τὴν ὀριζήσεως (γωνία β), τῆς  
καθέτου κ ἐπὶ τὴν εὐθεία β. (οἱ εὐθείαι δὲ κί κ προφανῶς  
ὀρίζου τὸ ἐπίπεδο ἀνομοιογένειας)

Χαρτογράφηση άδωτηχείων κατά Schmidt  
 (Στερεογραφική Διαγράμματα)





> 5%



4 ÷ 5%



3 ÷ 4%

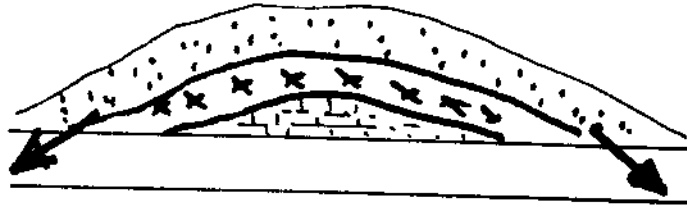


1 ÷ 3%

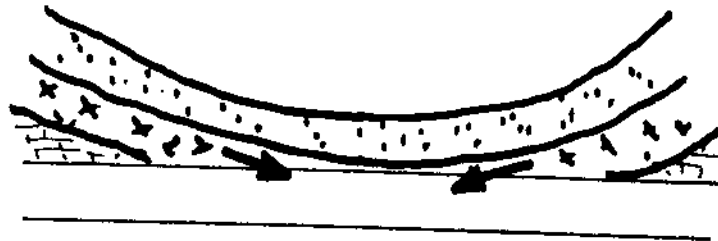
ΣΤΕΡΕΟΓΡΑΦΙΚΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΔΡΕΠΩΝ ΠΙ' ΒΑ'ΩΝ:

- Τόσ αριθμός (κυττά ηφιοχός), δρεπών  
 στην μινός είν γαρκίαν .
- "Η τίν συχνότητα είν γαρκίαν δρεπών  
 (κατά ηφιοχός λίδα αέ καίτε κηλίδες  
 καινού), όσον π.χ. όσά όχνη

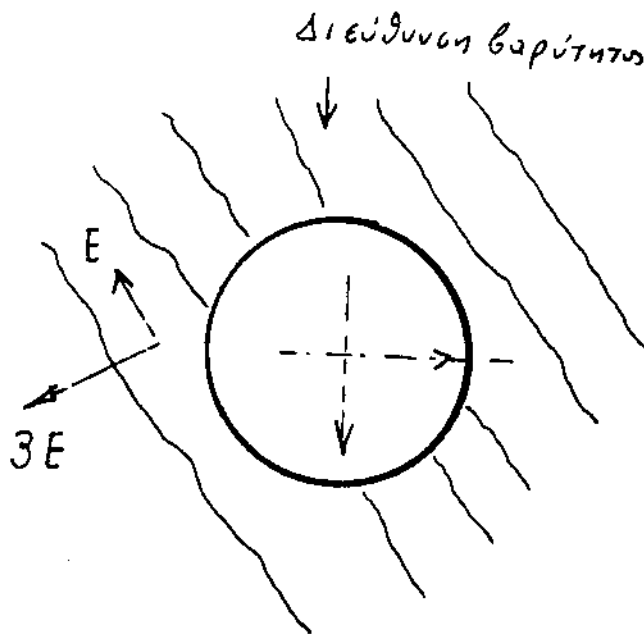
2.4 Παραδείγματα ελλιπούς των γεωλογικών συνθηκών



2.4.1α Σήραγγα σε γεωλογικό αντίκλινο  
- Εισβύρυνση των άκρων -

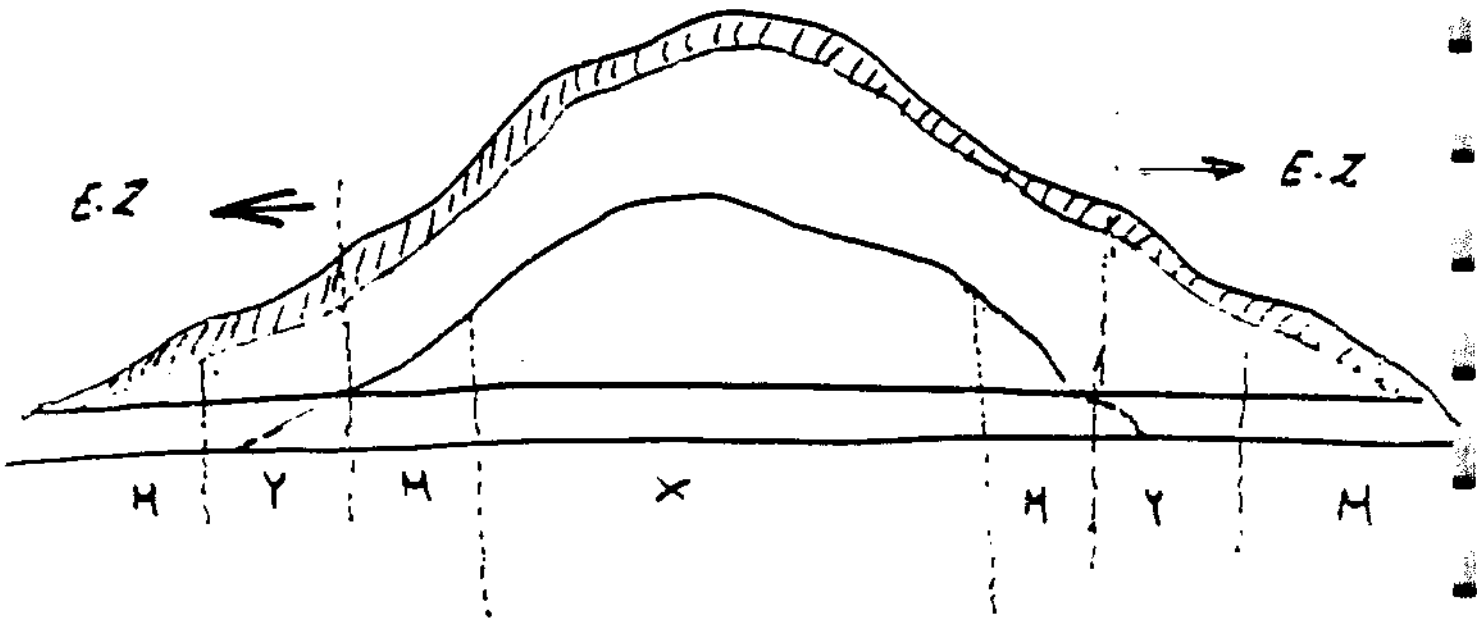
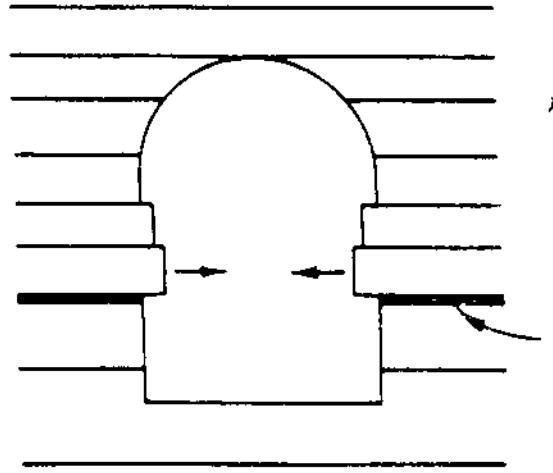


2.4.1β Σήραγγα σε γεωλογικό σύγκλινο  
- Εισβύρυνση των κεντρικών τμημάτων.



2.4.2 Ανισοτροπία παραμορφαικότητας, ως αποτέλεσμα της οριζόντιας των άδυναμειών.

2.4.3 Ορίσθην κατά μήκος  
άρρηκτικῶν ἐνοσφώσεων  
πληρωστικῶν ἀνοσφωσῶν  
(Κατὰ Τσιμικίς Α.Κ.)

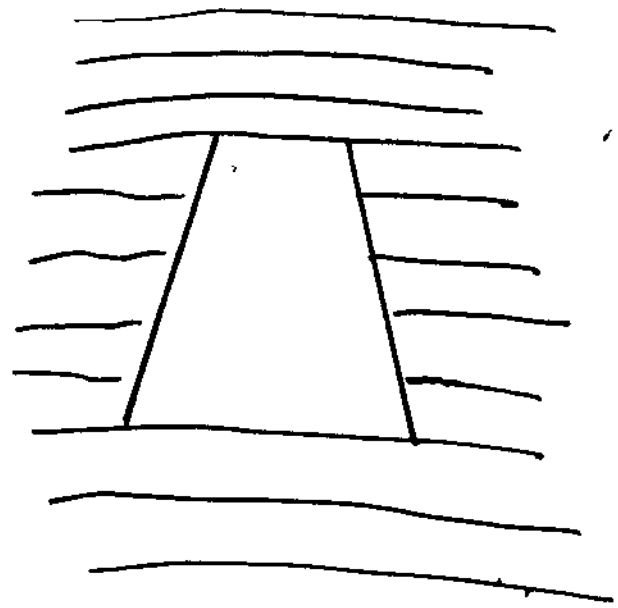
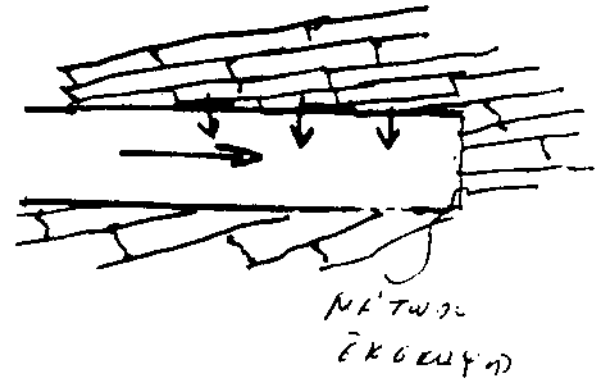
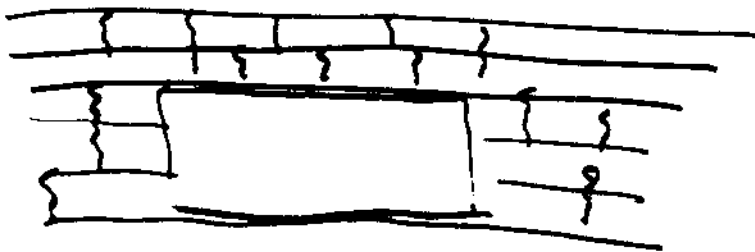
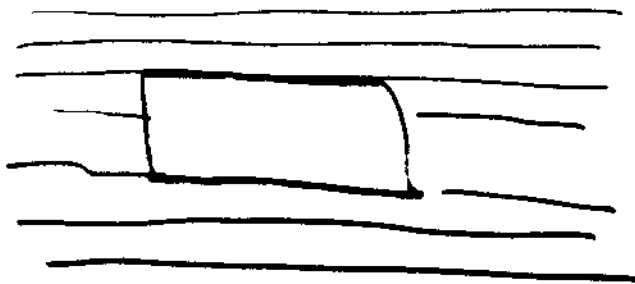
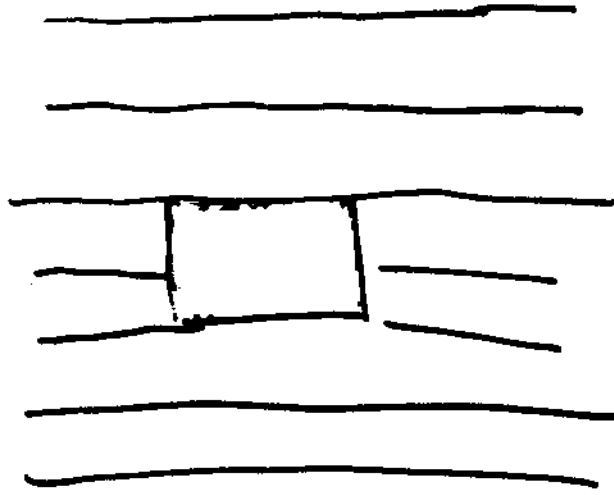


2.4.4 Ἐπιρροή τῶν συνῶν ἐξαλλοιώσεων εἰς  
ταβικὴν συνθήκη.

Χ: περιοχή χαμηλῶν τάσεων

Η: περιοχή τάσεων εἰσῶν (σχετικὰ) μεγίστους

Υ: περιοχή ὑψηλῶν (σχετικὰ) τάσεων



- 2.4.5 Στρατηγική και συνθήκες εύσταθούς σήραγγας
- Παράβλεψη με μηχανικά ανάλογα
  - Συγκεκριμένη διερεύνηση άρρων και διερεύνηση τρέχου τύπου ανακατανομής μετά τη διάσχιση.

3. ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΒΡΑΧΩΝ

3.1 Κατάταξη των βράχων μπορεί να γίνει με βάση:

- α) Τὴν γένεση τῶν βράχων
- β) Γεωλογική ἢ λιθολογική οὐροματολογία
- γ) Τὴν ἀντοχή τῶν βράχων, προκειμένου γιὰ κατάταξη τελαχίου ἄδικτου βράχου (Τεχνική κατάταξη)
- δ) Στοιχεία τεχνικὰ εἰς συνδυασμὸ μετ' γεωλογικῆς-γεωτ. περιγραφῆς.

Ἡ τεχνική κατάταξη ἄδικτου βράχου, κατὰ Deere and Miller ἔχει βάση τὴν ἀντοχή ἀνεκροδίουτων ὀρίγμων  $q_u$  καὶ τὸ ἐφαρμοστικὸ μέτρο ἐλαστικότητας  $E_t$ .

ε) Κατάταξη βάσει τῆς ἀντοχῆς  $q_u$

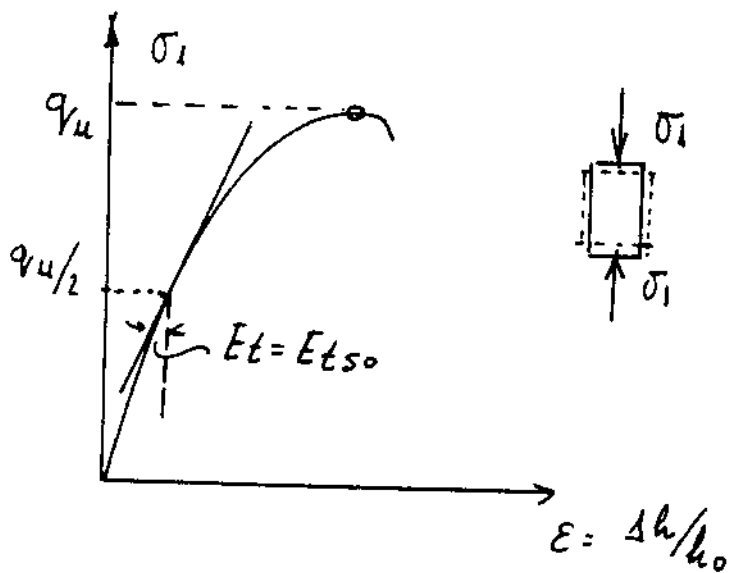
Κατηγορία	Βαθμολογία	Ἀντοχή $q_u$ εἰς $Kg/cm^2$
A	Ποῦ ὕψηλῃ	$> 2250$
B	ὕψηλῃ ἀντοχή	$1100 \div 2250$
C	Μέση ἀντοχή	$550 \div 1100$
D	Χαμηλὴ ἀντοχή	$300 \div 550$
E	Ποῦ χαμηλὴ ἀντοχή	$< 300$

Ἐπιλεκτικῶς ἀναγράφεται ὅτι στὶς κατηγορίες Α, Β, ἔντασσονται οἱ χαλαροί, συνπαγῆς βράχοι, κυρίως καὶ ἡ ἰσχυρότης τῶν ἐκρηξιζήτων βράχων.

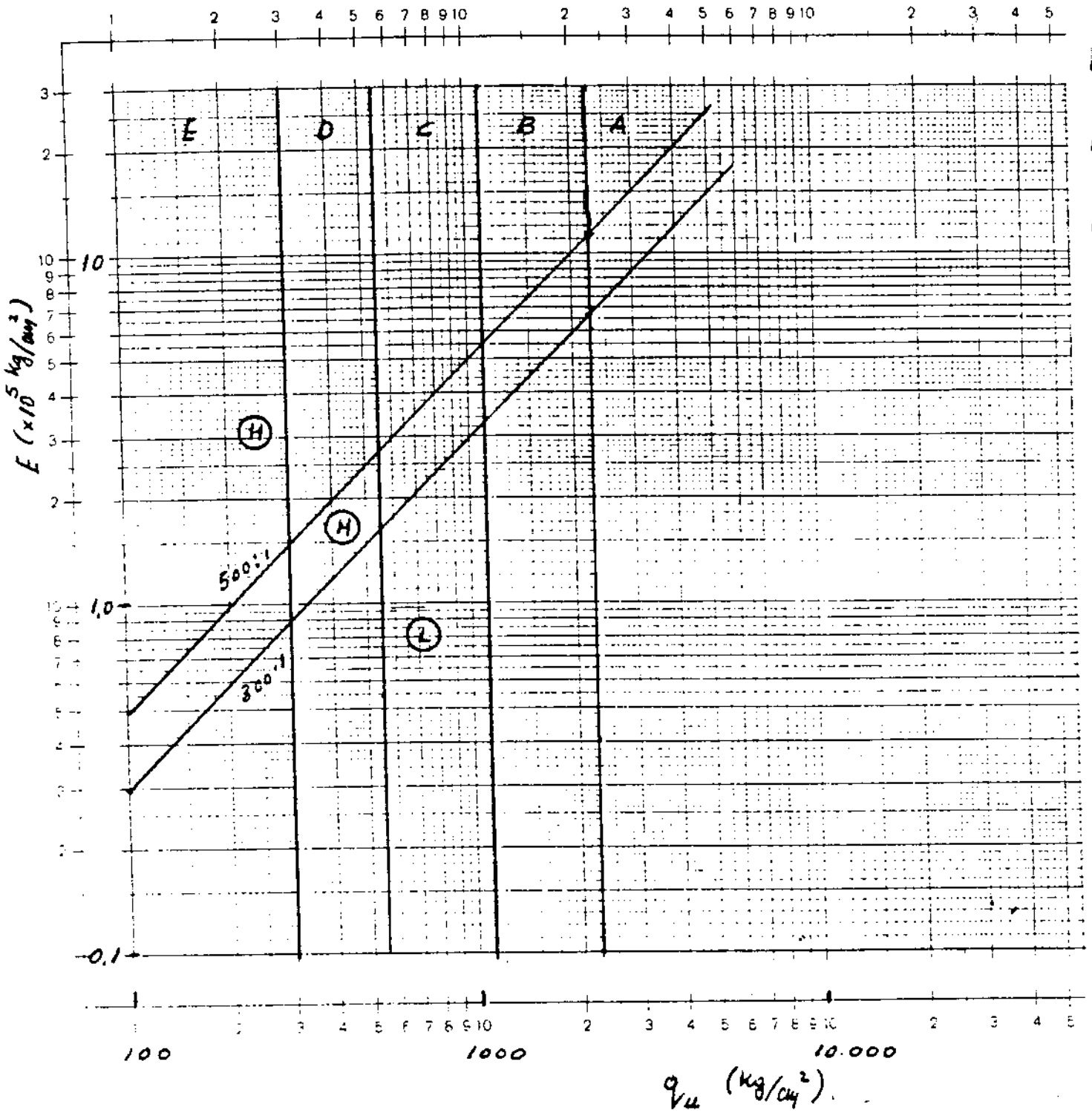
Στην κατηγορία C εντάσσονται οι πορώδεις γαλβάνη και αβλιετόβη, ενώ στις D και E οι αργίλοι κίτρου καθώς και οι αηνοαδρωμένοι ή ζαφισωμένοι άραχοι αντίστασης μηχανικής αυτάτων.

ii) Κατάταξη με βάση του λόγο  $\frac{Et}{\gamma_{\mu}}$

Κατηγορία	Βαθμολογία	Λόγος $\frac{Et}{\gamma_{\mu}}$
H	Υψηλός λόγος κίτρου Ελαστικότητα	$> 500$
M	Μέσος λόγος κίτρου Ελαστικότητα	$200 \div 500$
L	Χαμηλός λόγος κίτρου Ελαστικότητα	$< 500$



Έκτιμηση ελαστικού κίτρου ελαστικότητα,  $Et = Et_{50}$  (σε ημιοχή...  
Τότε  $50\% q_{\mu} = 1/2 q_{\mu}$ )



Χάρτης κατάταξης εδαφικών ερωχών,

κατά Deere and Miller

3.2 Βασική έννοια της βραχυτότητας επί τόνου, στα ημίτονα των εφαρμογών, γίνεται με βάση την συχνότητα ηχογένειας των αλληλεχώνων.

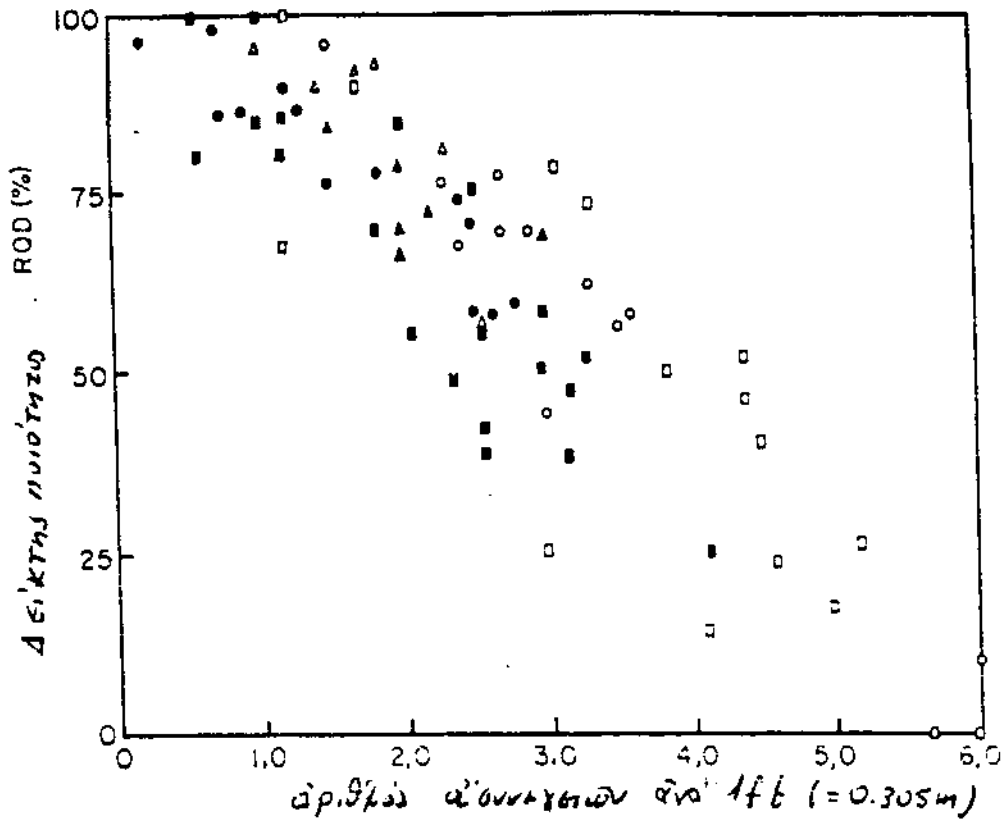
α) Με βάση την απόσταση των άκρων των βραχυτότητας :

Χαρακτηρισμός	Απόσταση άκρων σε <u>cm</u>
Πολύ μικρή απόσταση	$< 5 \text{ cm}$
Μικρή απόσταση	$5 \div 30 \text{ cm}$
Μέση απόσταση	$30 \div 100 \text{ cm}$
Μεγάλη απόσταση	$100 \text{ cm} \div 300 \text{ cm}$
Πολύ μεγάλη απόσταση	$> 300 \text{ cm}$

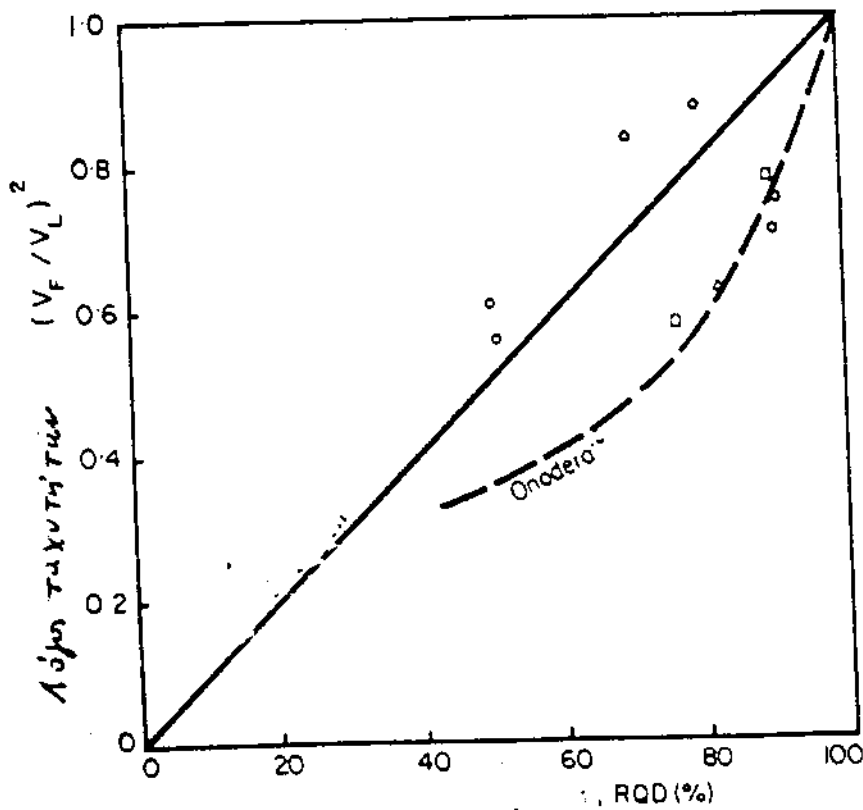
β) Με βάση τις αποστάσεις "τεταχισμένων" κυρίως διατηρησιακά χαρακτηριστικά ύψους ή διάκτους βράχων (R.Q.D).

- Σε κυρίως ομογενούς μήκους  $l$  (π.χ 2m), σχετίζονται τα τεταχισμένα διάκτους βράχων με μήκος  $l_i > 10l$
- Ο διάκτος R.Q.D. ύψους ή μήκος (%)  $l_i/l$
- Η σχετική βαθμολογία της βραχυτότητας επί τόνου είναι η ακόλουθη:

R.Q.D. = $0 \div 25 \%$	Πολύ κακή ποιότητα
$25 \div 50 \%$	Κακή ποιότητα
$50 \div 75 \%$	Μέση ποιότητα
$75 \div 90 \%$	Καλή ποιότητα
$90 \% \div 100 \%$	Εξαιρετική ποιότητα



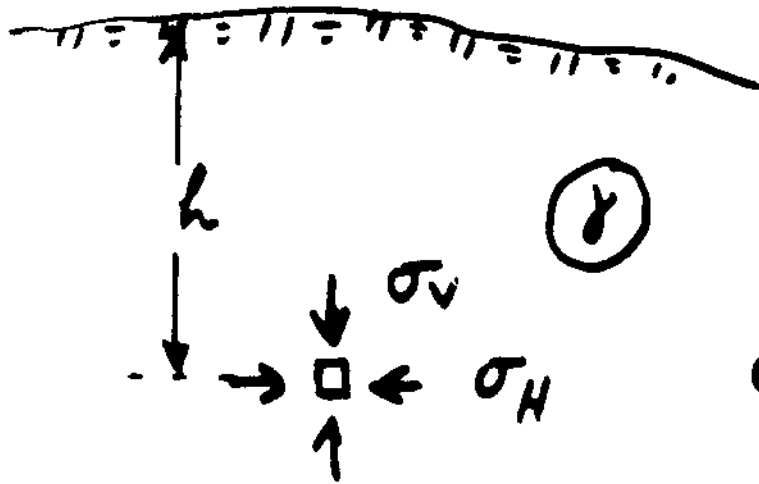
Συσχέτιση R.Q.D και συχνότητας παρουσίας ρωγμών  
(Ευρωπαϊκά δεδομένα, κατά Deere et al., 1967)



$V_F$ : Ταχύτης διαδόσεως  
διαμήκους κύματος  
Επί τόπου  
 $V_L$ : αντίστοιχη έργαστη-  
ριακή ταχύτης  
αδίκτων βραχίονος  
Γουλιών

Συσχέτιση Αόμα ταχύτητας - Δείκτης ηυδρότητος  
(κατά Deere et al., 1967)

4. ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ



$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

$$\sigma_H = K \cdot \sigma_v = K \cdot \gamma \cdot h$$

K: Συντελεστής αδιατέρας  
ωθήσεως

- Κατά Terzaghi

K:  $\frac{\nu}{1-\nu}$  όπου  $\nu$  ο λόγος Poisson

Βάσει εμπειρίας του K:  $\epsilon_h = 0$   
(παρηνόδιος ημιακμή παραμόρφωση)

$\nu = 0 \div 0.50$        $\nu_u = 0.50$  σύνολος παραμόρφωσης

Συνήθως:  $\nu \approx 0.2 \div 0.30$

Κατά Terzaghi: άρα,  $K = 0 \div 1$  (μόνο  $\nu = 0 \div 0.50$  δυνατοί)

Υπόθεσις Heim

$K < 1 \quad \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \gamma \cdot h$

Βασίς αντίθεσης : Ίσορροπία ιδονικού υλικού ανεξαρτήτου διατητικών τάσεων,

όρασι κύριες τάσεις ίσες μεταξύ τους  
( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 \Rightarrow \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ )

Υπόθεσις Horvath

$\downarrow \sigma_1 = \gamma h$



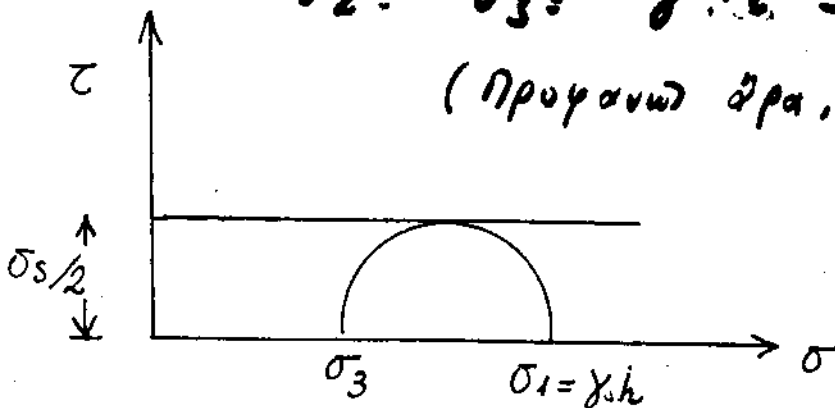
$\sigma_2 = \sigma_3$

Οι κεντρικές τάσεις προβλέπονται.

Υπό την ελαστική θεωρία μέχρι ορίου βόθου, η τιμή του υνίου είναι συνάρτηση του ύψους διαρροής  $\sigma_s$ .

$\sigma_2 = \sigma_3 = \gamma \cdot h - \sigma_s$

(Προϋπόθεσις όρα, θεωρήμα  $K < 1$ )



- Πραγματοτική επί τούτου έντατική κατάσταση

Πολλές φορές τηλένη διάφορα υπό αυτή που προβλέπεται υπό τις ιδιότητες

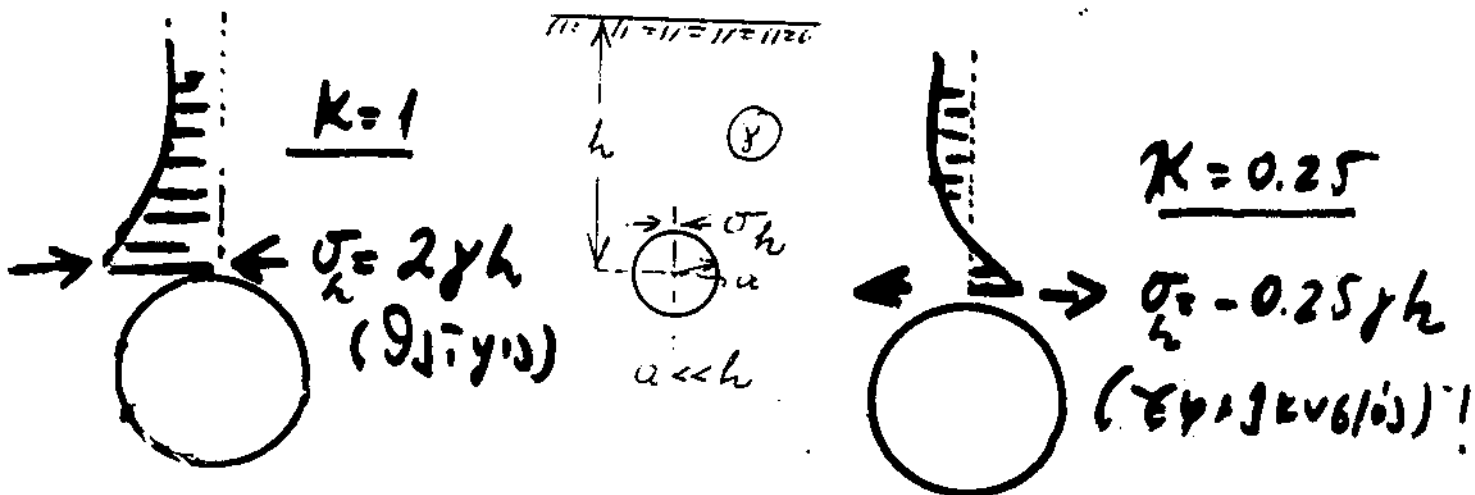
Παράλληλα:  $\sigma_h \approx \rho \cdot \sigma_v$  (!)

Υψηλές οριζόντιες πιέσεις θα γίνουν τακτοποιητική πρόκληση δι' όλη τακτοποίησης

Σημεία επί τούτου μετρήσεων:

- μόνο πραγματικός τρόπος

- ο λόγος  $\kappa = \sigma_h / \sigma_v$  ρυθίζεται την έντατική κατάσταση και μέτο την κατασκευή ενός έργου, π.χ. σύραγγα...



5. ΠΡΟΤΥΠΑ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ - ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

5.1 Η σχέση τάσεων παραμορφώσεων

Το πρόβλημα έκτιμησης της παραμορφωσιμότητας των ελαστικών και βραχυδών σκελετικών, εντοπίζεται στην αξιοποίηση της αντίστοιχης σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων. Το η/δός των παραμόρφων που υφίστανται στο πρόβλημα έχει εμβάθυνση για πρακτικούς λόγους την χρησιμοποίηση "παραμέτρων" παραμορφωσιμότητας και όχι σφαιρικών (όπως δό ηζων φυσικώτερο) της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων.

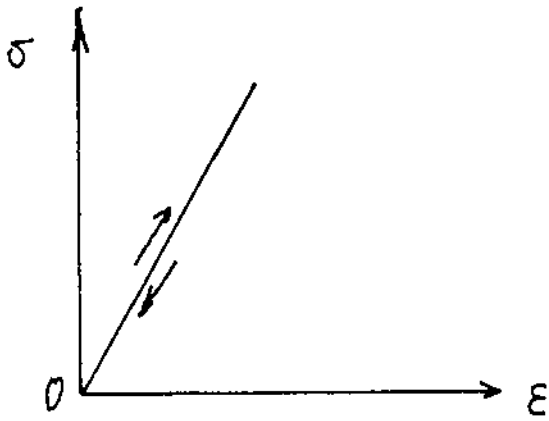
Στα προβλήματα έκτιμησης στην πράξη των παραμορφώσεων της ελαστικής κόπας ή της βραχυκόπας (π.χ. αντίστροφη όριση-πίση και κατακόρυφη παραμορφώσεων βραχυκόπας σε βλάβη εκκαμιά) ή αναλογική συμπεριφορά προσεγγίζεται με την βλάβη:

- των καταλλήλων θεωρητικών προτύπων μηχανικής συμπεριφοράς
- των αντίστοιχων πειραματικών δεδομένων ελαστικότητας και πλαστικότητας ή από την τύπου δοκιμής

- Την τιμή των θεωρητικών προτύπων παραμορφωσιμότητας στο πεδίο των τάσεων συγκεκριμένων προβλήματος-διατάξεως κατάλληλης συσχέτισης άελαστικής ή ανατομίας, της βραχυκόπας.

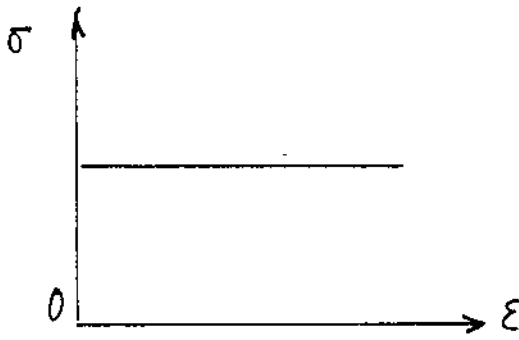
- Οι σχετικές διαφορές είναι μικρές ή μηδενικές με τις βλάβες:

- των κριτηρίων άελαστικής των βραχυδών στοιχείων (συμμετρικών κριτηρίων Mohr - Coulomb)
- της μηχανικής άελαστικής συμπεριφοράς της ελαστικότητας βραχυκόπας



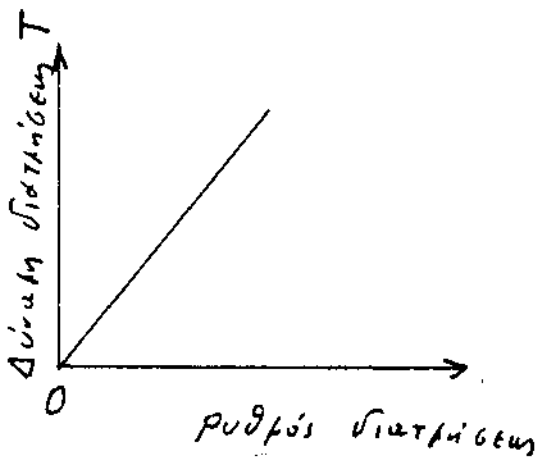
- Γραμμική ελαστική συμπεριφορά

- Γραμμική ανεξάρτητη τάση-παραμόρφωση
- Παραμορφώσεις αναστρέψιμες με την άρση των τάσεων



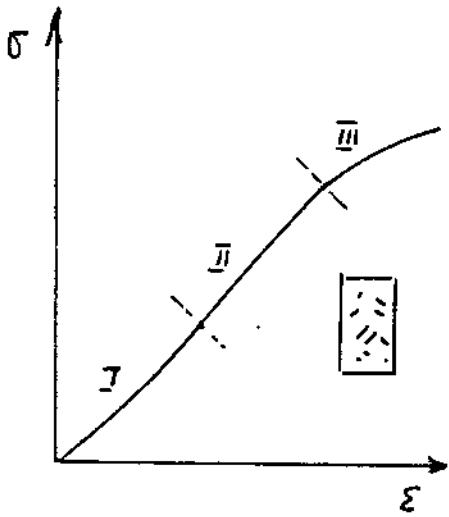
- Ισοτάση πλαστική συμπεριφορά

- Υψηλά επίπεδα τάσης σταμάτος ρυθμός ανανέωσης των - πλαστικών παραμορφώσεων

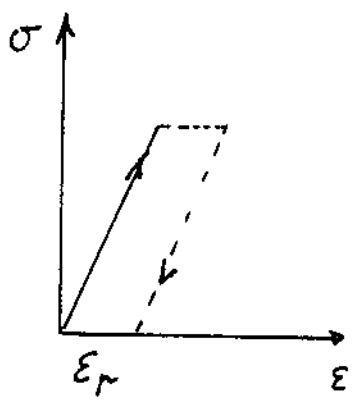


- Ιξάνση συμπεριφορά

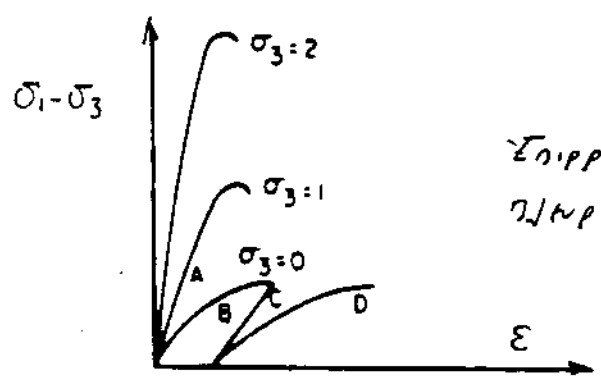
Θεωρητικά πρότυπα αποκρίσεως του βραχυπρόθεσμου στοιχείου



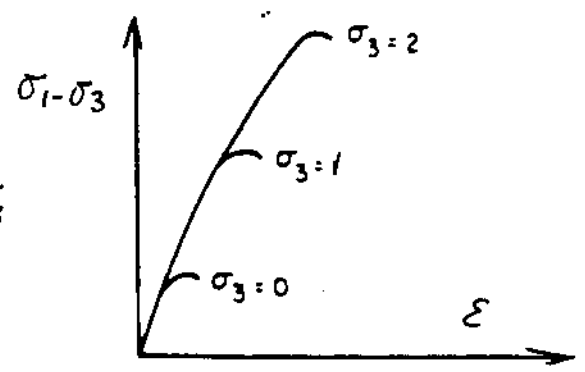
- Περιοχή (I) του υδροστατικού τάσεων - παραμορφώσεων - κλάσιμο, μικρορωγμών - αύξηση ακαθαρσιών
- Περιοχή II: ηθελία των πλαστικών ελαστικών συμπεριφορών
- Περιοχή III: το υλικό υφίσταται σφύζα: ή ελαστικές παραμορφώσεις



- Επιστροφή των ελαστικών χαρακτηριστικών όταν ανδάνωξη η/αυτοκλή παραμορφώ-  
στων  $\epsilon_p$ . Η τιμή  $\epsilon_p$  εξαρτάται  
από τήν χρόνο παραμονή των τάσεων  
ήτοι τήν δόση τους.  
(  $\epsilon_p = f(t)$  )

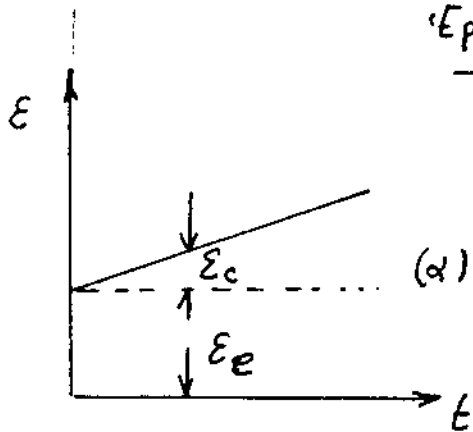


Επιστροφή τής  
η/αυτοκλή η/αυτοκλή  $\sigma_3$

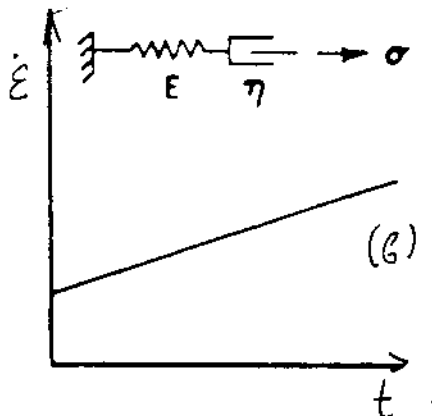


Μορφή διαφαλλόμενων τάσεων - παραμορφώσεων βραχυών ελαστικών  
(Κατά D. Coates)

Έρηνυτική συμπεριφορά - Ρεολογικά πρότυπα



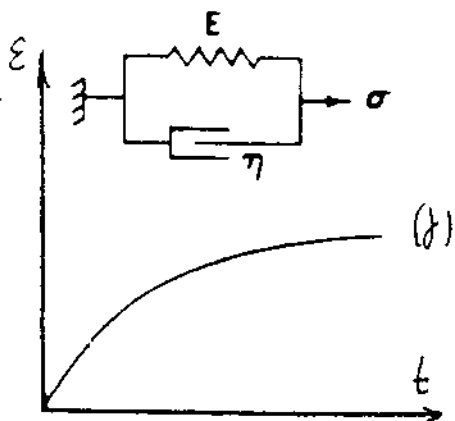
- Σχ.α
- $\epsilon_e$  : "ελαστική" παραμόρφωση (για ώριμο χρόνο  $t$ )
  - $\epsilon_c$  : "έρηνυτική" παραμόρφωση, αναπτύσσεται με χρόνο  $t$ , στο σταθερό τάση  $\sigma$ .



Σχ (β)  
- Πρότυπο Maxwell

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma \cdot t}{\eta}$$

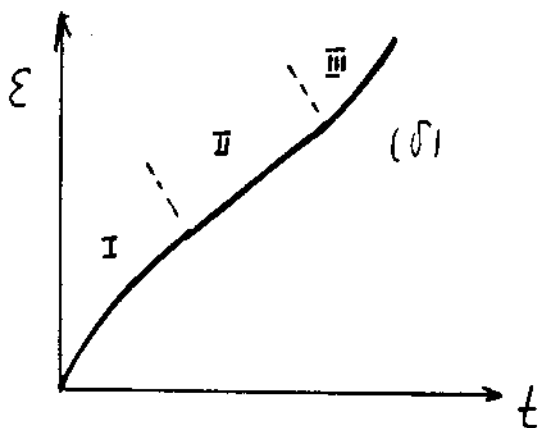
- $t$ : χρόνος επίλυσης σταθεράς τάσης  $\sigma$ ,
- $E$ : μέτρο ελαστικότητας
- $\eta$  συντελεστής ιξώδους συμπεριφοράς.



Σχ (γ)

- Πρότυπο Kelvin

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left( 1 - e^{-\frac{E \cdot t}{\eta}} \right)$$



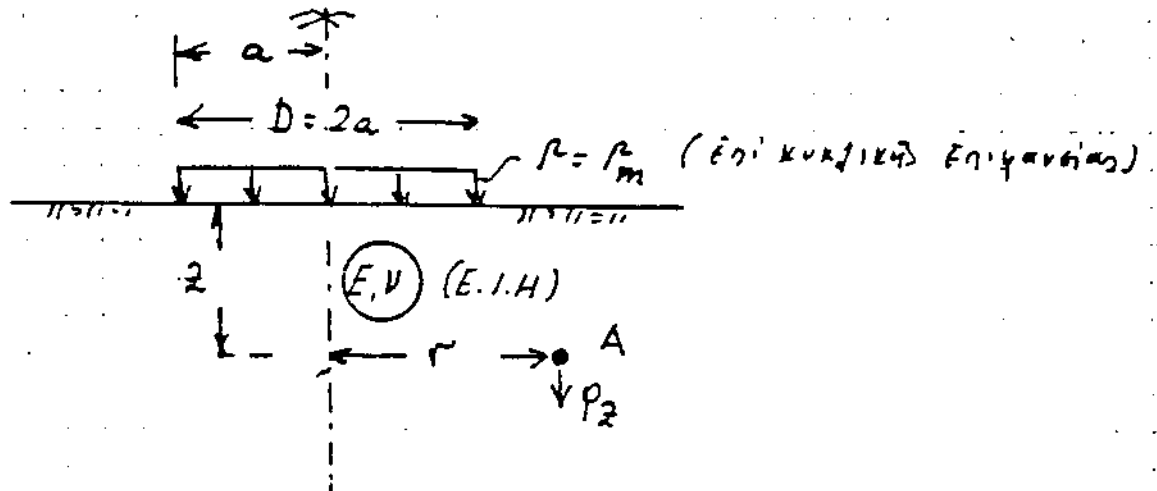
Σχ (δ)

Ρυθμός ανάπτυξης έρηνυτικών παραμορφώσεων σε βράχος, ανάλογος του τετραγώνου των τάσεων  $\sigma$ .

5-2 Πρώτη παρατορυστικότητα βραχυδίας

5.2.1 Θεωρία γραμμικής ελαστικότητας σε σωτρες λείες

Παράδειγμα: Κυκλική φόρτιση επί της επιφανείας ελαστικού τούβρου ή μιστού σωτρου



Για ομοιόμορφη φόρτιση  $p = p_m$  στον ελαστικό επιφανειακό ελαστικό τούβρο ή μιστού σωτρου, η κυκλική  $p_2$  του σημείου A δίνεται από τη σχέση

$$p_2 = \frac{p \cdot (1+\nu) \cdot a}{E} \left[ \frac{z}{a} \cdot A + (1-\nu) H \right] \quad \text{όπου:}$$

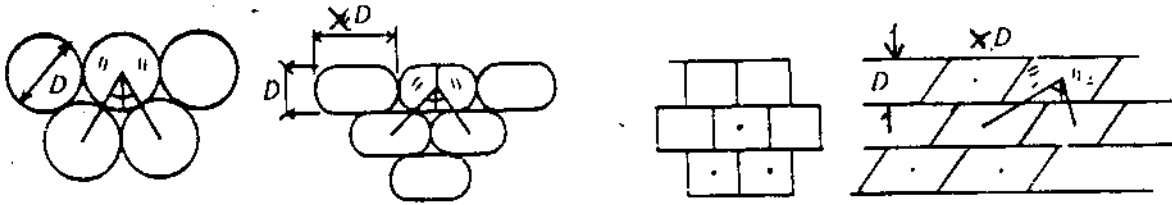
- E, nu οι ελαστικές σταθερές του Ε.Ι.Η.
- A, H αριθμητικοί συντελεστές εξαρτώμενοι από τους λόγους των γεωμετρικών μεγεθών:  $\frac{r}{a}$  και  $\frac{z}{a}$ .

- Για τη ελαστική επιφανειακή τω Ε.Ι.Η, και λόγω συμμετρίας των επιφανειακών ελαστικών βελών-βράχων: ( $z=0$ ), προκύπτει

$$p_2 = \frac{p \cdot (1-\nu^2) \cdot a \cdot H}{E}$$

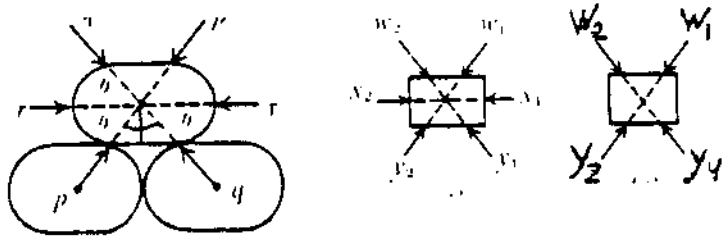
(στο κέντρο της επιφανειακής φόρτισης,  $H=2$ )

5.2.2 Πρότυπα "Κλαστικής" Μηχανικής - άσυνεχή πρότυπα



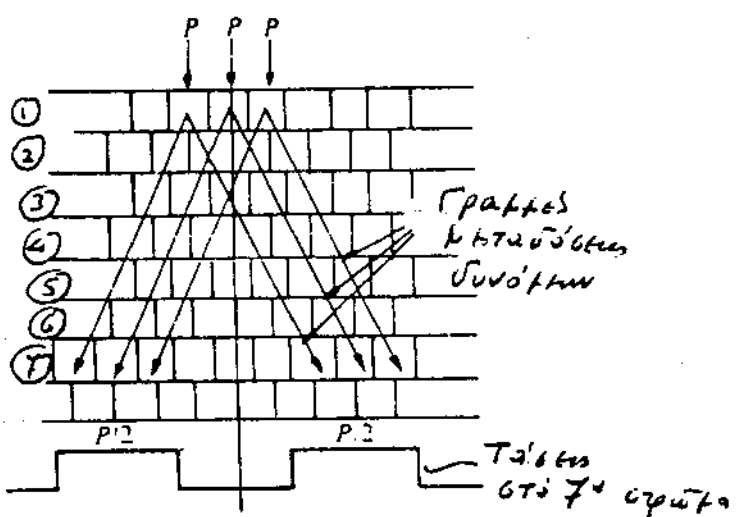
Συνήδη πρότυπα κλαστικής θεωρίας

- Βασική παραδοχή: Κατά την μεταβολή των συνδέσεων, δηλ. αναστρέφονται τριβές κατά τις εφελκυστικές ή ασφυγίες των επί μέρους τεμαχίων του "κλαστικού" κέλυφους
- Η μεταβολή των συνδέσεων εξαρτάται από τις θεωρητικές συνθήκες ανακάλυψης τριβωτής ή ατμοσφαιρικής του κλαστικού κέλυφους  
 Συνθήκες μεταβάσεων των τάσεων είναι  
 δύο άκρως ημφιερώνες: i) μη τριβωτής ή ατμοσφαιρικής και ii) ημφιερώνες τριβωτής ή ατμοσφαιρικής.

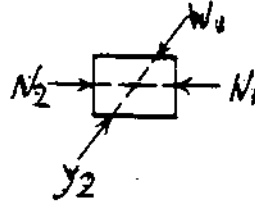
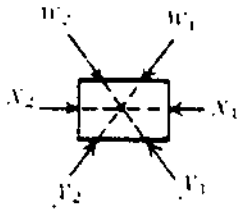
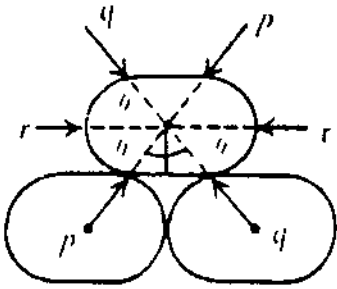


Συνθήκες μη ανακάλυψης τριβωτής ή ατμοσφαιρικής  
 (Κατά Τρολλοπε, 1968)

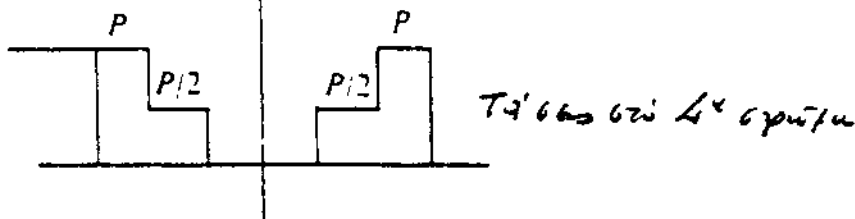
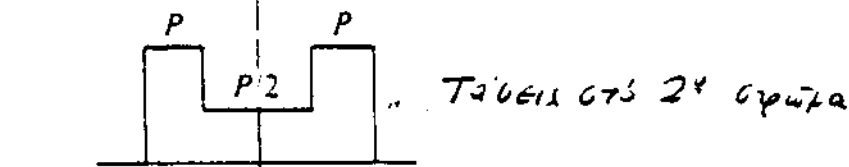
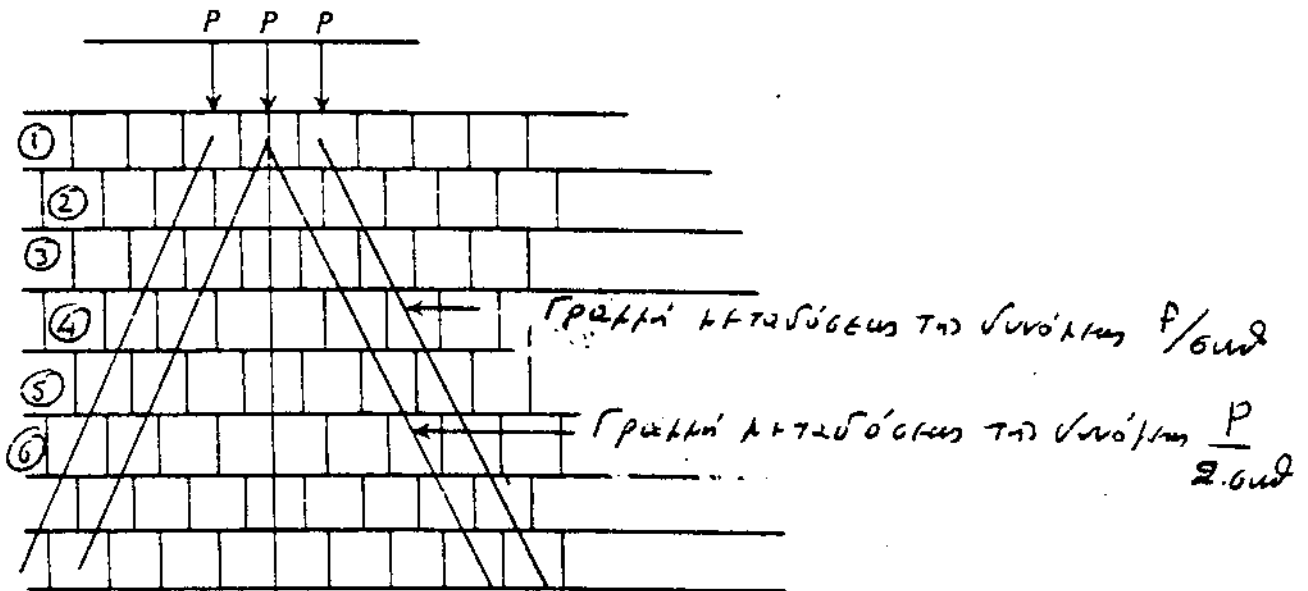
• Βασική συνθήκη  $N_1 = N_2 = 0$



Μηχανή ανάλυσης τριφασής λειτουργίας



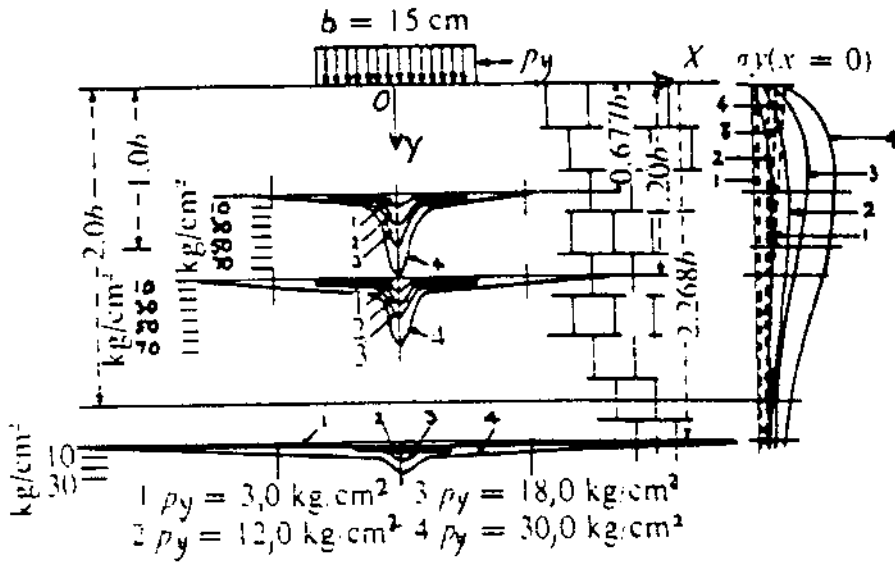
• Βασική συνθήκη:  $W_2 = Y_1 = 0$ .



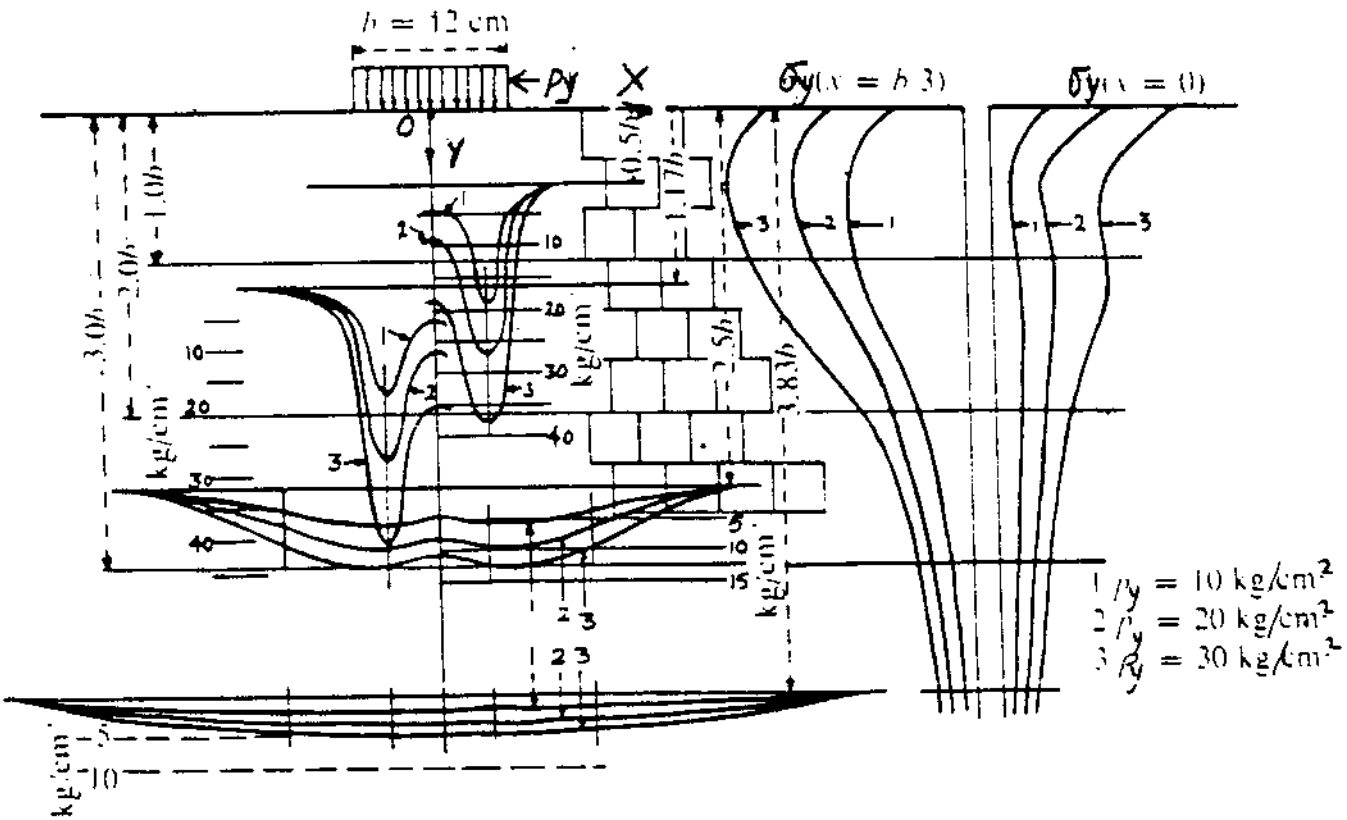
Διεύρυνση υποθέσεων - τρέχουν επί συνθήκης μηχανής τριφασής λειτουργίας του κλαστικού μέγιστου Trollope (1968)

Πειραματικά εύρηματα κατά Κρυστανοβίτς και Μίλιτς (1963)

- Προσβολή "κλαστική" βέβη με παραλληλότητα τρέχια 4x4x16 cm
- Τριβή τάση πυ βέβη ε'κφυρτής η/δ'κυσ βήκων 16 cm

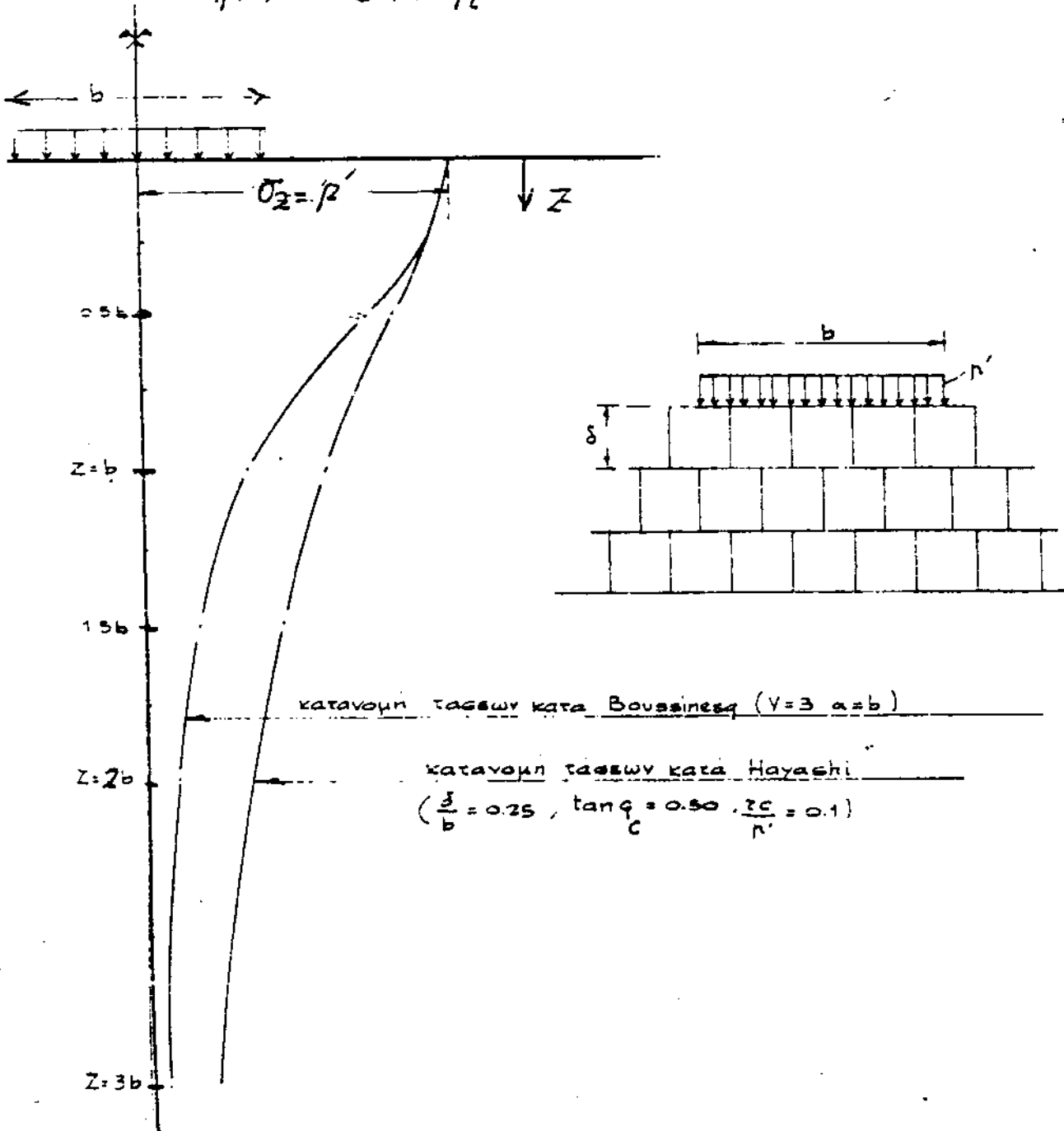


$\sigma_y$ : Τάση κατά τούς άναχωρικούς άξονες άφ'ουδ των "βραχίονων" (όριζ. τάση κατά τήν κατακόρυγο)



Πρότυπο εμβαπτός βράχου κατά Hayashi:

- Πρότυπο: Τετραγωνικός ή τριγωνικός, υπό κυρτή επιβαρύνση.
- Μετάδοση τάσεων: Συνδέεται με αναλυτικότερα υπό κυρτή επιβαρύνση κατά τους άξονες και εξαρτάται:
  - i) Από το ημίσφαιρικό βωχίτη ( $\nu/b$ )
  - ii) Από τις παραμέτρους ενοχής κατά τις εγγύστερες επιφανείες  $\tau_c$  και  $\gamma_c$

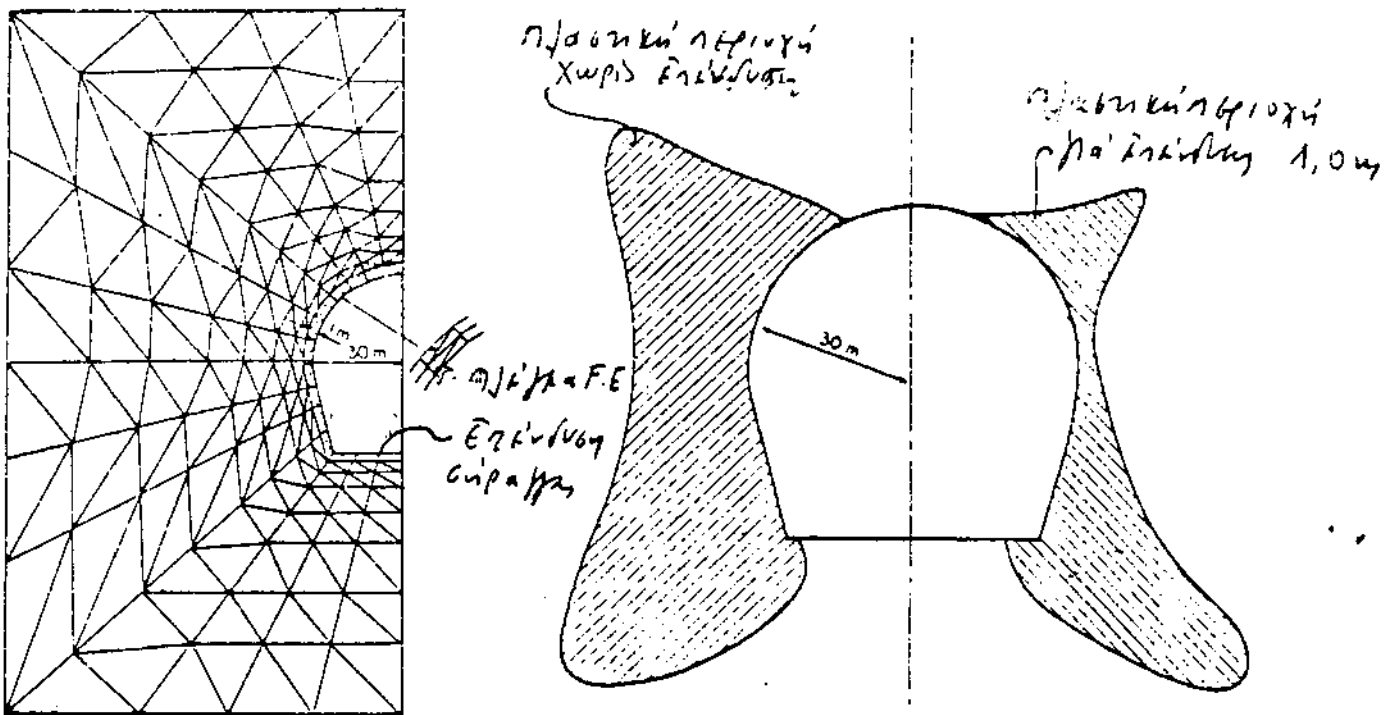


5.3 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων (F.E.M)

Εφαρμόζεται κυρίως στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Χυτοσιδηρές ή αμιβόλυτες βράχες
- Πολύπλοκες συνδυασκές συνθήκες
- Προβλήματα ελαστικότητας (όπως π.χ. Ελαστικότητα σιράγγας και υφιστάμενος βραχίονας οβελίου)

Παράδειγμα ηλίθιας πεπερασμένων στοιχείων, για συνδυασμό ταβλικών συνθηκών βελονιά σιράγγας



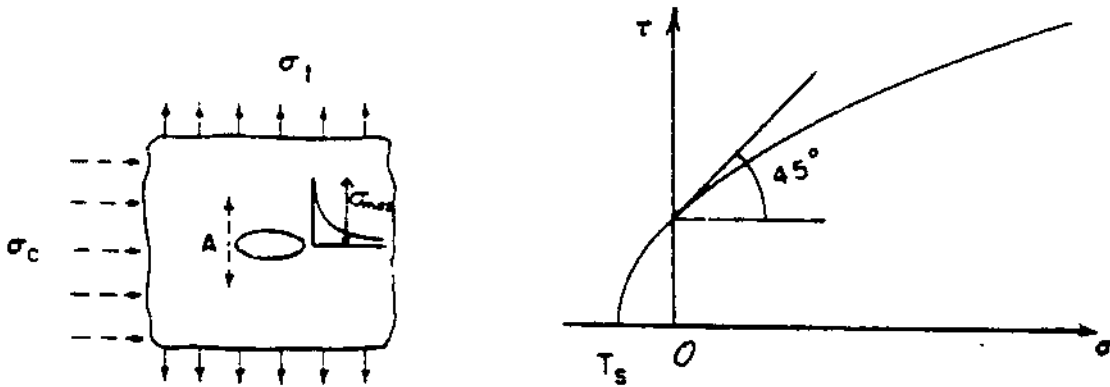
(Κατά Stuyg and Zienkiewicz)

5.4 Κριτήρια ατοχίας

(α) Από τα γνωστά κριτήρια ατοχίας, τα ακόλουθα δεν έχουν γενική εφαρμογή σε βραχώδη υλικά, όπως γνωστά ούτε σε εδαφικά υλικά

- Κριτήριο μέγιστης κυρίας τάσης
- Κριτήριο μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης
- Κριτήριο μέγιστης διατμητικής τάσης (κριτήριο Tresca)

(β) Ειδικά για βράχια διατηρούνται το κριτήριο Griffith



λόγω της παρουσίας μικρορωγμών σε τέτοιο άθικτο βράχο, κατά Griffith, αναπτύσσεται τυχόντα τάση κατά διάτμηση, καθώς από την διαμήκη άξονα των ρωγμών κινούνται.

Για την ποσοτική διατύπωση του κριτηρίου, οι μικρορωγμές προσομοιώνονται με άνοιγματα ελαστικής μορφής.

Σε βράχο "άθικτο" που αντέχει στα τμήση και ως αποτέλεσμα των υλικών, διακρίνει η ένταση σε ποσοτικό επίπεδο,  $T_s$  (ή τυχόντα άθικτο, συμπεριλαμβανομένης και ως  $\sigma_{2m}$  ή  $\sigma_{tm}$ )

0: Διωνυκός τάσης συσφιγμένου ή θρυκτό προϊόντο ( $\sigma_i > 0$ )

0: Εφελκυστικός τάσης συσφιγμένου ή σπυρτικό προϊόντο ( $\sigma_i < 0$ ).

Επίσης ή εφελκυστική άνοχη  $T_s$  διαφέρει ως μέγεθος με την άνοχη τύπυ  $T_N$ , επομένως  $T_s > 0$ .

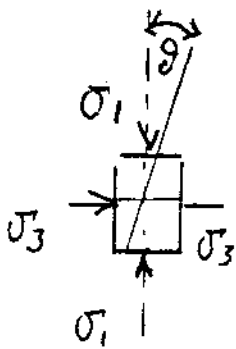
Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις συνολικού κυρίου τάσεων:

- $\sigma_1 + 3\sigma_3 < 0$ , τότε ως κριτήριο τιθεται ή συνθήκη:

$$\sigma_3 = -T_s$$

- $\sigma_1 + 3\sigma_3 > 0$ , τότε ως κριτήριο τιθεται ή συνθήκη:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} = 8 T_s$$



Η γωνία  $\theta$  ως ανώτερο άνοχη  $T_s$  δίνεται

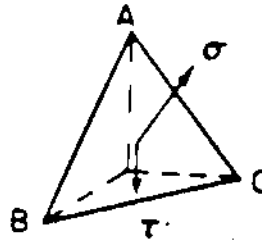
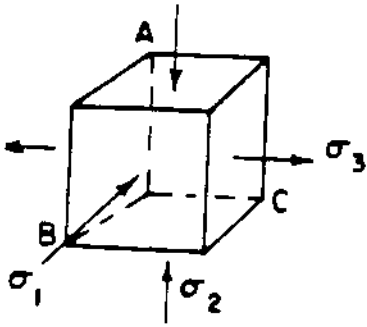
από την σχέση:  $\cos 2\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(\sigma_1 + \sigma_3)}$

Η ανώτερο άνοχη  $T_s$  είναι τάσης  $\sigma$  και διακρίνουμε τάσης  $T_s$  κατά τις άνοχες,  $T_f$ , δίνεται από την σχέση:

$$T_f = 2 \sqrt{T_s \cdot \sigma + T_s^2}$$

Πραγική ανώτερο άνοχη  $T_s$  είναι άνοχη  $T_f$  με την σχέση  $T_f = 2 T_s$ .

β) Έγχαρτιέ πίεσης ίσως να έχω το εγγεγραμμένο κύβιο το σύγκρου παραμορφώσεων (ή το οκταεδρικό διαμορφωτικό τμήμα)



Κριτήριο αντοχής, ή τιμή του  $\tau$ , να γίνει πιο κρίσιμη από τις άλλες τιμές,  $\tau_0$ :

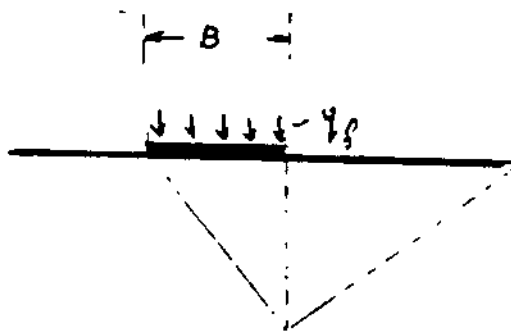
$$\tau = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \tau_0$$

Η κρίσιμη τιμή  $\tau_0$  ίσως να προσδιοριστεί από δοκιμή συμπίεσης βιγίας. Ίσως να γίνουν:

$$\sigma_1 = q_{\mu}, \sigma_2 = \sigma_3 = 0 \Rightarrow \tau_0 = \frac{\sqrt{2}}{3} q_{\mu} \approx 0.47 q_{\mu}$$

δ) Τέτοις περιπτώσεσ (όσ οχ. οχόσ αντοχόσ), έγχαρτιέ έχω το κριτήριο Mohr-Coulomb, ήλιος από εγγεγραμμέσ αντοχόσ, ήλιος από διαμορφωτικό τμήμα

ΦΕΡΟΥΣΙΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΗ ΒΡΑΧΟΝΑΤΑΣ



α) Κριτήριο Mohr-Coulomb

Απόδοτικότητα ταξινικής δύναμης

$$q_f = c N_c + q \cdot N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Για άπειρο:

$$N_c = 5 \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$N_q = \tan^6(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = \tan^6(45^\circ + \phi/2) - 1$$

Για τριγωνικό κή κή

$$N_c = 7 \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_q = \tan^6(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = \tan^6(45^\circ + \phi/2) - 1$$

- $q_f$ : Οριζόντια ικανότητα (ήλικη δύναμη)
- $c, \phi$ : παραμέτρους διατμητικής δύναμης
- $q$ : Τύχη εντάσεως (ή με βάση ή με επιφανειακό φορτίο)
- $\gamma$ : Ομοίωση βάσης βάρους κή κή με εντάσεως  $q$ -πλάτος

β) Κριτήριο Griffith

$$q_f = 24 T_s$$

$$\text{ή } q_f = 3 q_u$$

- Πίση δυνάμεις  $q_f$  αντισταθμίζονται τω η/2 των B
- Η ένταση τυχόν εντάσεως  $q$  (ή με βάση διατμητικής) κή κή με βάση, όρα επιφάνεια.

6 ΦΥΣΙΚΑ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ.  
ΚΑΙ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ

6.1 Όχιονος και στη βροχομηχανική οι γνωστοί όρισμοί:

- ειδικού βάρους  $\gamma_s$
- φαινομένου βάρους  $\gamma$  ( $\gamma_{\text{κορ}}, \gamma_d, \gamma_u$ )
- πορώδους  $\eta$
- Διέστου πόρων  $e$
- υγρασίας  $w$
- βαθμού κορεσμού ( $S_r$  ή  $S_w$ ).

6.2 Ειδικές δοκιμές βουδών στην κατάσταση διαπίστωση "βαθμού" εξατμίσεως και βαθμονόμηση ιδιοτήτων δια συνηρημένο βροπό

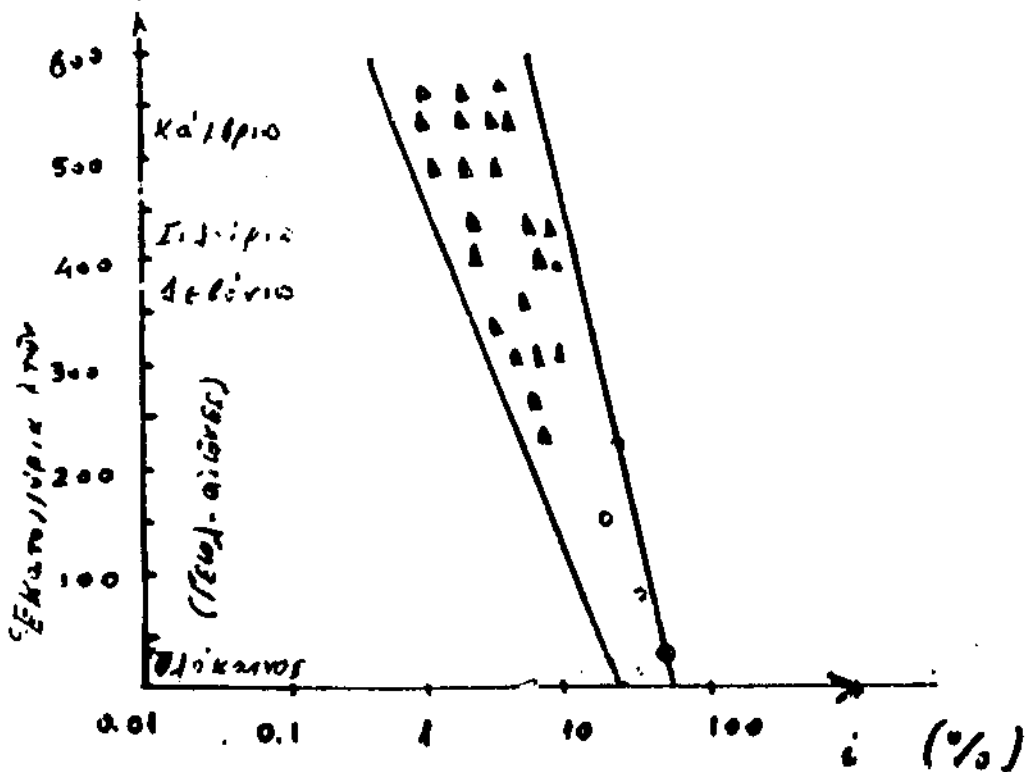
α) Δοίκτης κενών  $i$

Όριζεται:  $i = \frac{\text{βάρος απορροφούμενου υδάτος}}{\text{βάρος ξηρού βρόχου}} (\%)$

Διάδικασία: Ξήρανση δοκιμίου επί 24h πρ του 105° C, ψύξης, και εμβάπτισμός σε νερό επί 24h.

δ) Σηκτός ή εξαγωγή:

- από τον τύπο του βράχου (π.χ. γαλιίτης, θηρόλιθος, κ.λπ.)
- από την ηλικία του βράχου
- από τον βαθμό εξαγωγής



Υδροθερμικό διάλυμα "κατατόχως" γαλιίτης ή βότα του βαθμού διασποράς

Βαθμός εξαγωγής: εξαρτάται από την διαφορά "ενταλπιώνων" και μετακίνησης της i.

6) Σηκτός (κατά ΜΟΗΣ, κ.λπ.)

δ) Βαθμός "σηκτός" μεταποίησης

βρίσκονται (%), ονόματα βότα μετα  
 από ελιού καταργασία με διαλύση:

- $N_2SO_4$
- $H_2SO_4 \cdot 7H_2O$

δ) Αντοχή μεταποίησης σε τριβή και κρούση

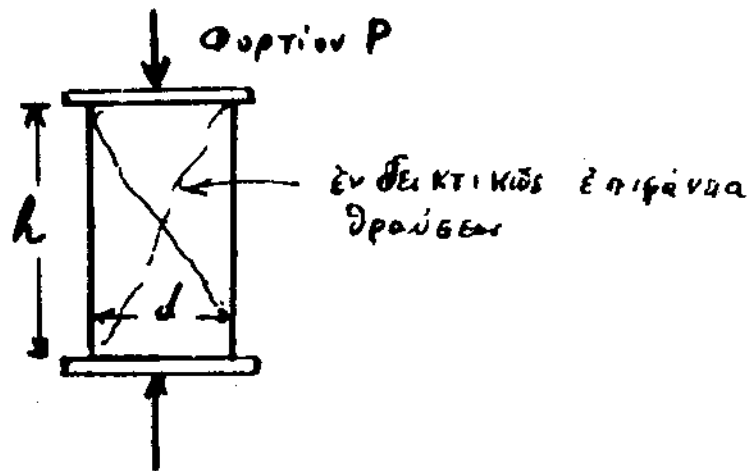
ε) Χαρακτηριστικό ορυκτολογική σύνθεσης

συνδέονται με άλλα υδροθερμικά (π.χ. αντοχή) καθώς και χαρακτηριστικό βότα.

στ) Η "εχθρική" ταχύτητα διασποράς ορυκτών κυρίως συνδέονται έντονα με άλλα υδροθερμικά (π.χ. R.O.D.).

6.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά -  
 (- Εργαστηριακός προσδιορισμός.)

α) Αντοχή σε θλίψη  
 (μονοαξονική θλίψη)



$\sigma_c$ : αντοχή σε θλίψη  
 $P$ : τό φορτίο δρασμού  
 $F$ : διατομή του δοκιμίου

$$\sigma_c = \frac{P}{F}$$

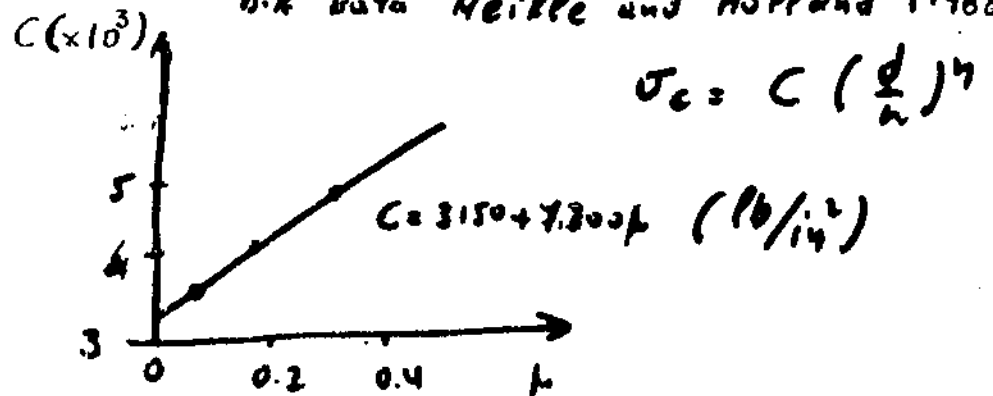
Διάμετρο δοκιμίου:  $d = 2.5 - 4 \text{ cm}$   
 $h/d = 1 - 3$

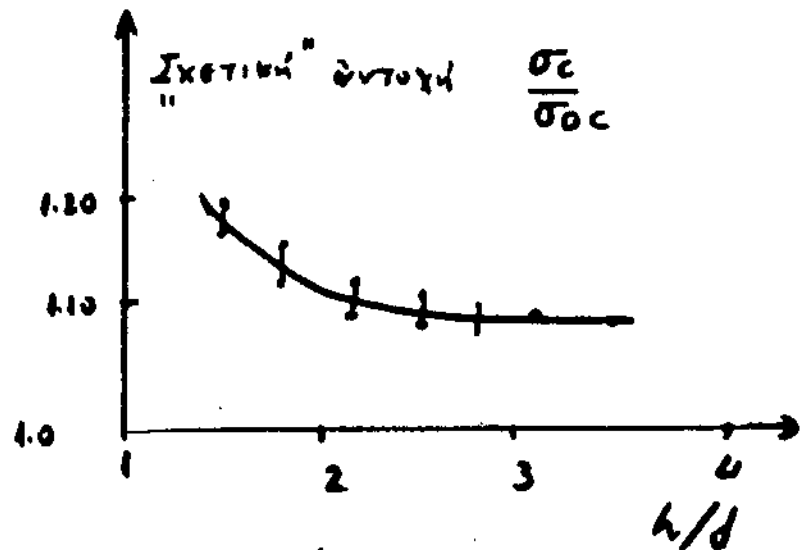
Παράγοντες που επηρεάζουν τα πειραματικά αποτελέσματα:

- Τριβή ηλακών-δοκιμίου
- Γεωμετρικά στοιχεία δοκιμίου (γεωμετρικών σχήμα, λόγος διαστάσεων, μήκος)
- Ρυθμός φόρτισης του φορτίου
- Φυσική σύσταση.

Τα μήκη  $\sigma_c$  είναι αντιπροσωπευτικά της αντοχής τοιχείου μόνου, εκτός ευρύτερας βραχυπύκνου μήκους.

Συντελεστής τριβής ηλακών δοκιμίων μεγαλύτερη, συνίσταται αύξηση της πειραματικά προεβλ. πιθανότητας αντοχής  $\sigma_c$  ο.κ. κατά Meikle and Holland (1968)





- Εμπειρική διάσπαση (πρώτη παραμετρική αντιστάθμιση, μεταβολή των έντοχων με τον ύψος  $h/d$ ).

- Κατά Steart (για τετραγωνικά δοχεία):

$$\sigma_{c0} = c \frac{\sqrt{d}}{h}, \quad c = \text{σταθερά.}$$

- Κατά Holland  $\sigma_{c0} = k \sqrt{d/h}$ ,  $k = \text{σταθερά.}$

- Κατά Probyakow (1969):

$$\sigma_{c2} = \frac{8\sigma_c}{\gamma + 2d/h}$$

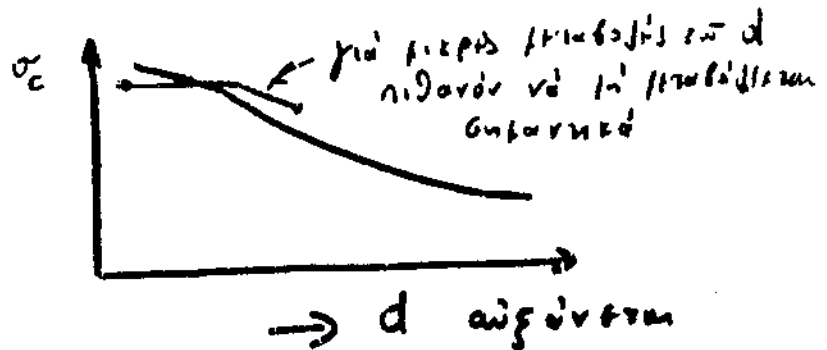
$\sigma_{c2}$  αντιστοιχεί σε  $h/d = 2$

- Κατά A.S.T.M.:

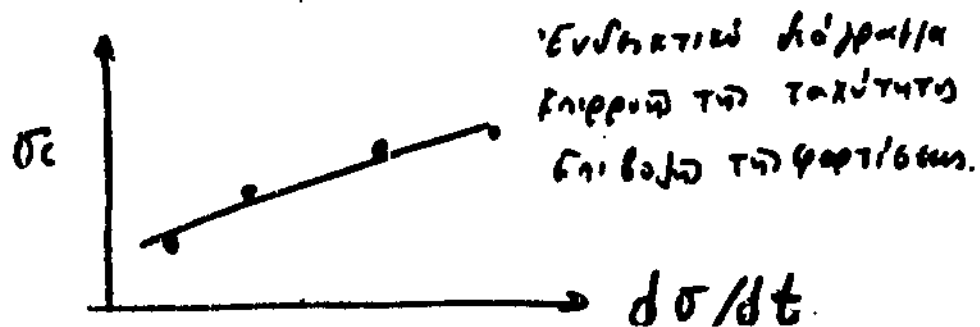
$$\sigma_{c1} = \frac{\sigma_c}{0.478 + \frac{0.222}{(h/d)}} \quad \text{δάνη:}$$

$\sigma_c$  ή έντοχη για ύψος  $h/d$  τυχαίο.

$\sigma_{c1}$  ή έντοχη για  $h/d = 1$ .

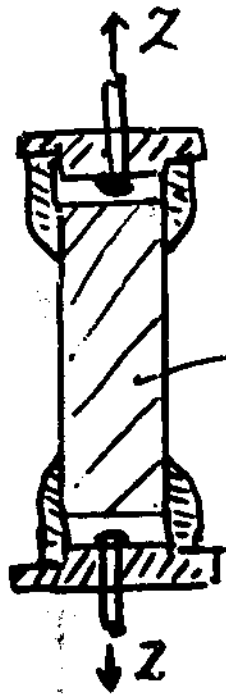


→  $d$  αυξάνεται  
Εμπειρική διάσπαση μπορεί να ταξινομηθεί με βάση τον δείκτη  $d$



Εμπειρική διάσπαση μπορεί να ταξινομηθεί με βάση την φασματική

Αντοχή σε τριβή



Άλλη μέθοδος  
 επιβαλόμενη σταθεροποιητική  
 φορτίση

Σοκίτιο

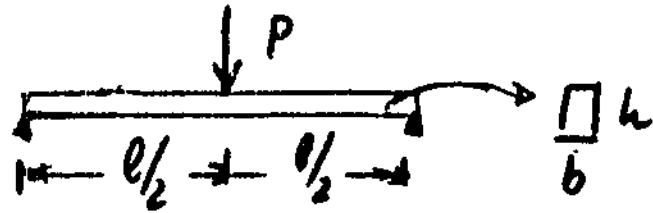
$$\sigma_t = \frac{Z}{F}$$

Z: φορτίση δρώμενη  
 F: διατομή  
 $\sigma_t$ : αντοχή σε τριβή

Επιλεγμένη μέθοδος

Συνήθως φορτίσεις που συντηρούνται  
 επιβαλόμενες τριβηθετικές τάσεις όχι  
 καθαρών, αλλά σε συνδυασμό και με  
 διαστατικές ή και δυναμικές ενώ  
 γίνονται στο χυτό του σιμιλιού.

Διά κάλυψης του δοκιμίου:



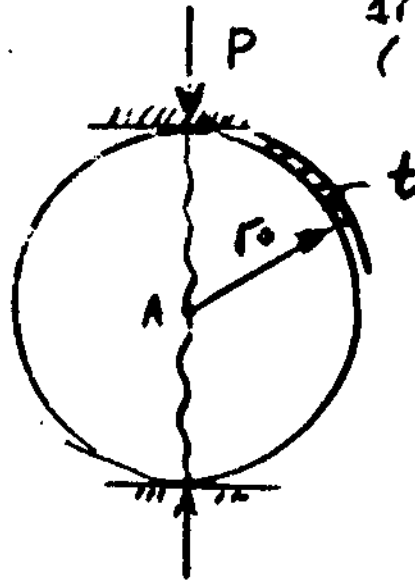
Μεγίστη ροπή:  $M = P \cdot l / 4$

Ροπή αντίστασης:  $W = b h^2 / 6$

Μεγίστη επιφανειακή/δημητική τάση ( $\sigma_t / \sigma_c$ )

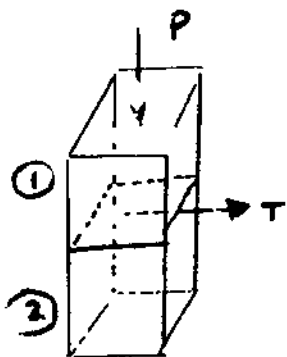
$$\sigma_t = \frac{\max M}{W} = \frac{3}{2} \frac{P \cdot l}{b h^2}$$

Δι' αντιδιαμετρικών σημείων  
 (Brazilian test)



$$\sigma_t = \frac{P}{\pi \cdot r_0 \cdot t}$$

Δοκιμές Διατρίβων



Μετρήθηκαν βάραι ① και τμήμα ②

Για ένωξη ομοιάσεως:

$$T = P \cdot f \quad (f \text{ συντελεστής τριβής})$$

$$f = \epsilon \gamma \gamma$$

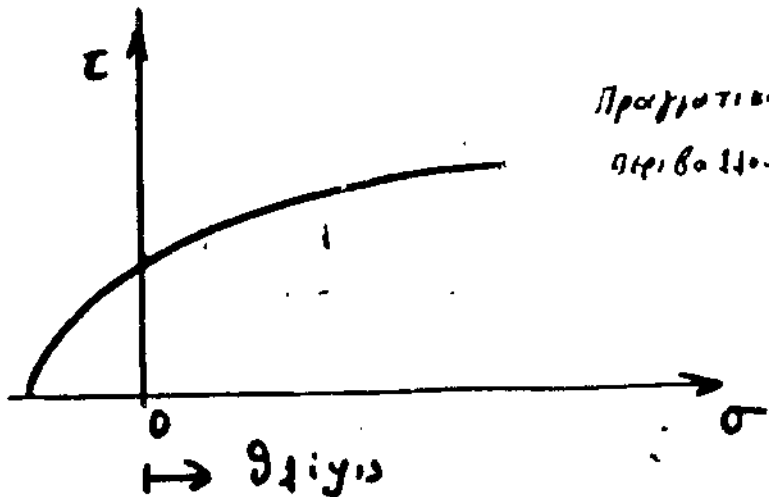
$$T = P \epsilon \gamma \gamma$$

Για ομοίωση οριζόντια

$$T = P \epsilon \gamma \gamma + c \cdot A \quad (A \text{ επιφάνεια διατομής})$$

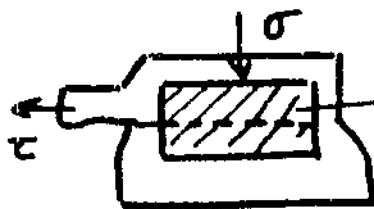
$$\Rightarrow T/A = \frac{P}{A} \epsilon \gamma \gamma + c \Rightarrow \tau = c + \sigma \cdot \epsilon \gamma \gamma$$

Νόμος κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb



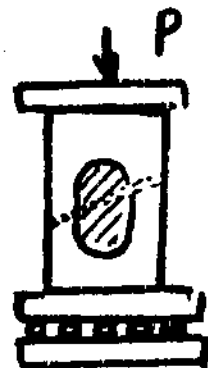
Πραγματική τριβή  
απειροστικού άνω γύρου.

Πειραματική Διατάξη ως ομοίωση Διατρίβων



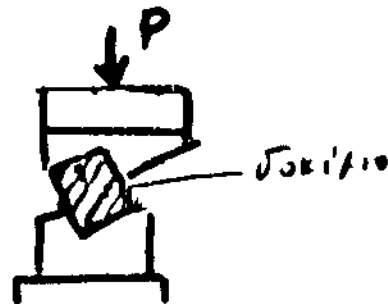
Στοιχείο κυλινδρικό

Επιβάλλεται σταθερή τάση σ  
Η τριβή ή διατμητική τάση  
κατά την θλίψη



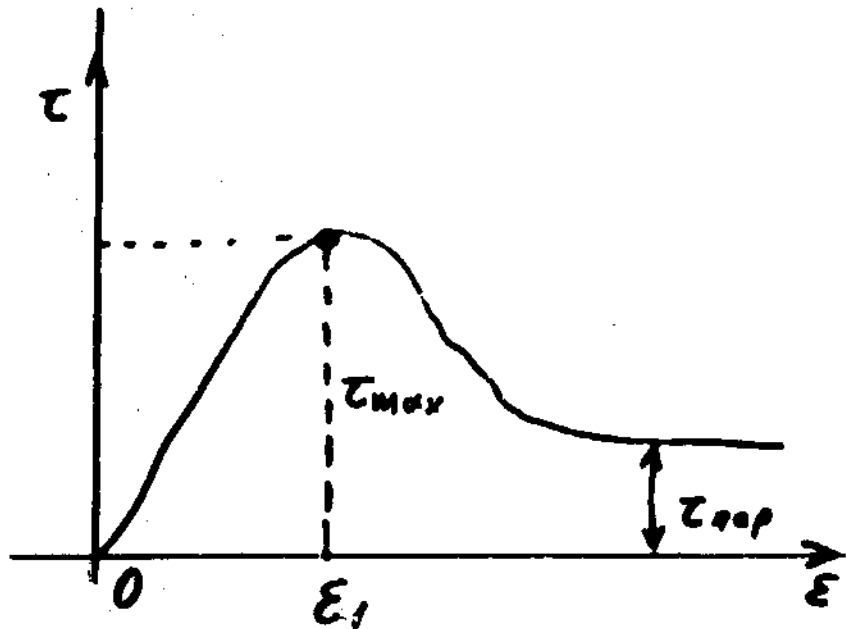
Προκαταρτισμένη επιφάνεια θλίψης

Σύγκριση επιβάλλει σ, τ



Στοιχείο

-17-

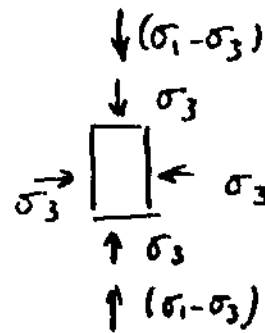


Τυπικό διάγραμμα διατμητικών τάσεων  
ηρεσιολογώσεων

$$\epsilon_{γ \eta \eta} = \frac{\tau_{ap}}{\sigma} \quad (c \rightarrow 0)$$

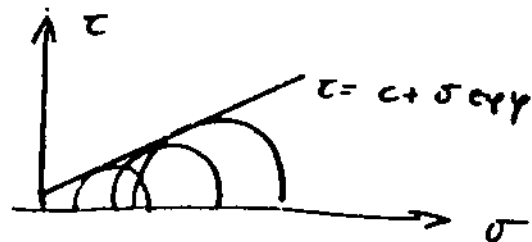
Για ηρεσιολογώσεις  $\epsilon \gg \epsilon_1$

Τριγωνική θήκη

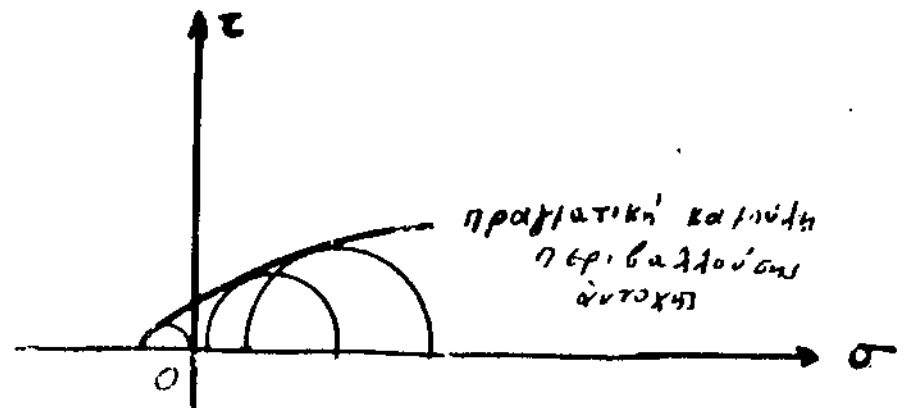


Επιβολή ομοιόμορφης πίεσης  $\sigma_3$   
στα όρια για κάθε δοκίμιο

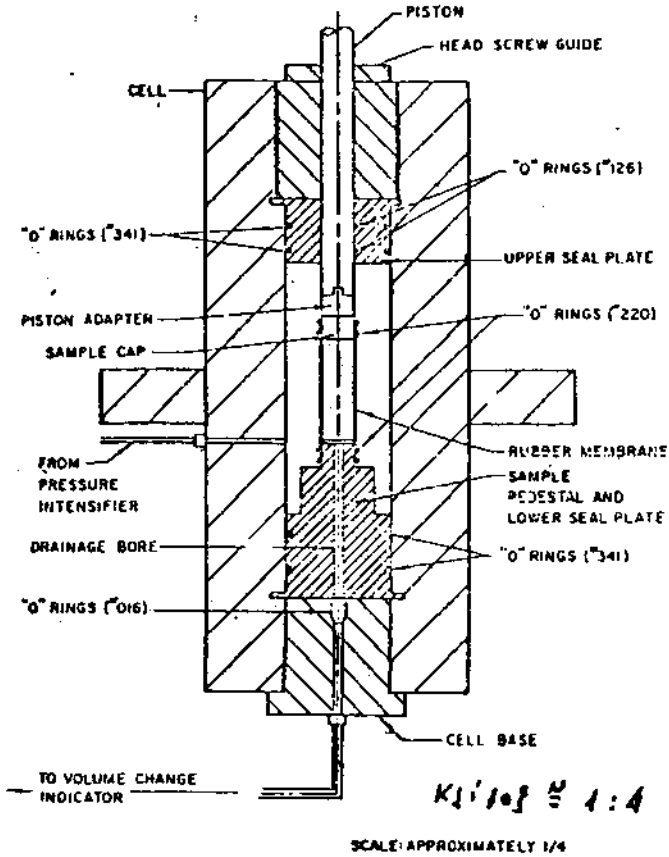
Επιβολή ομοιόμορφης  
πρόσθιας καταπόνησης  $(\sigma_1 - \sigma_3)$   
μέχρι θραύσης



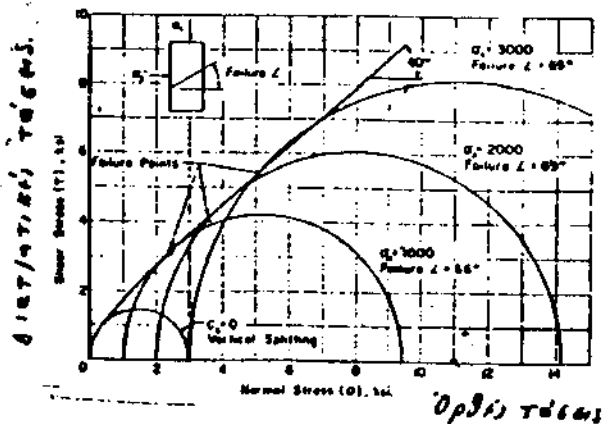
Θεωρητική περιβάλλουσα κατά Mohr-Coulomb



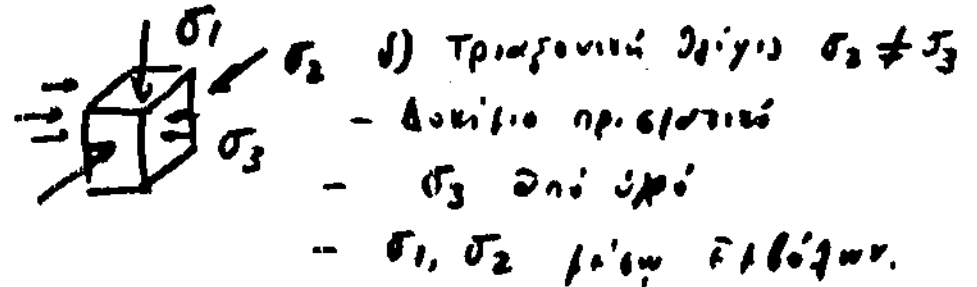
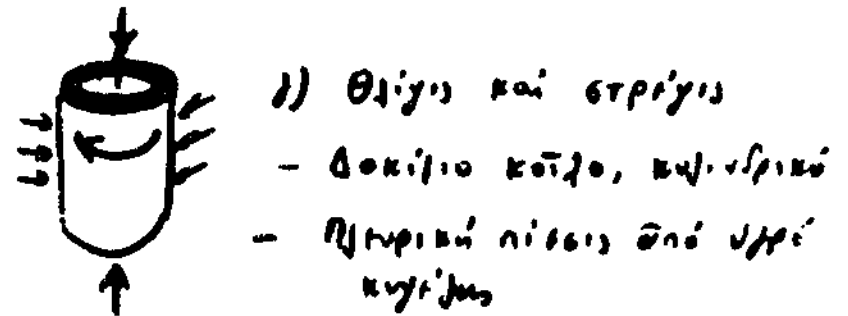
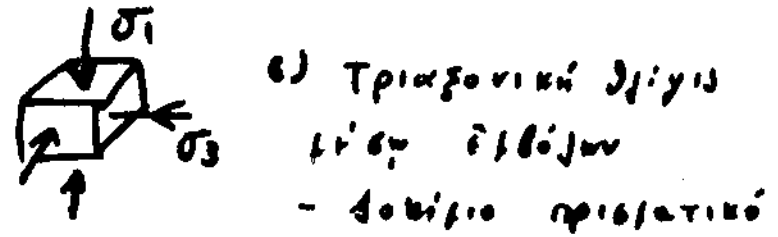
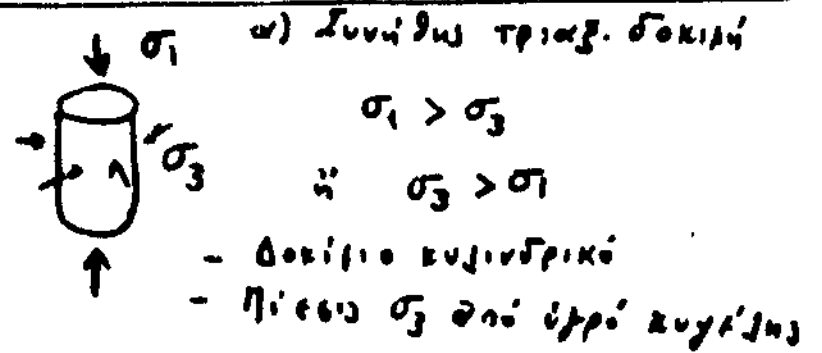
πραγματική καμπύλη  
περιβαλλούσας  
άντασης



Τριαξονική κυψέλη βραχυδών δοκιμίων



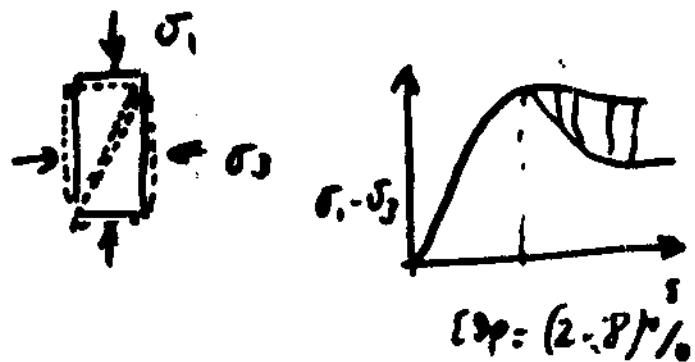
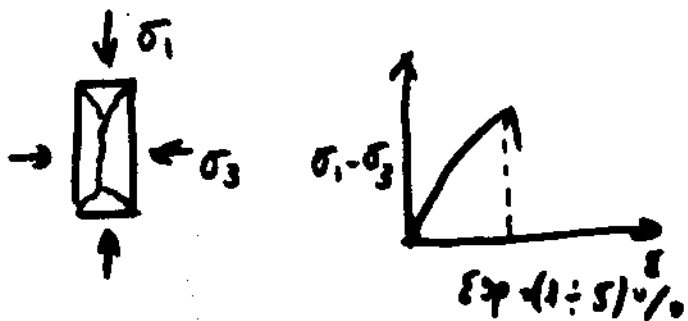
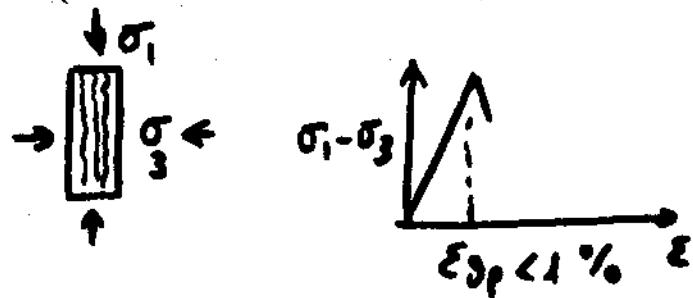
Πειραματικές μέθοδοι τριαξ. θλίψης.



-67-

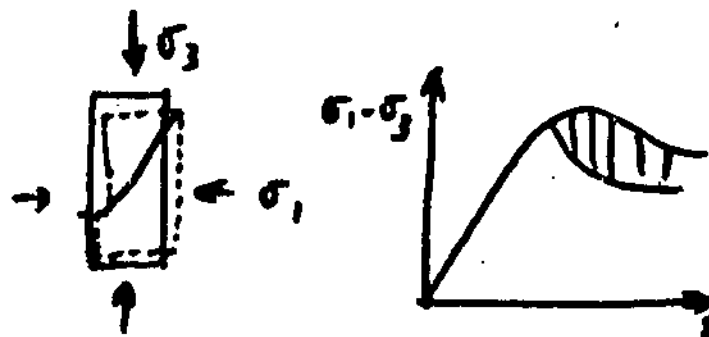
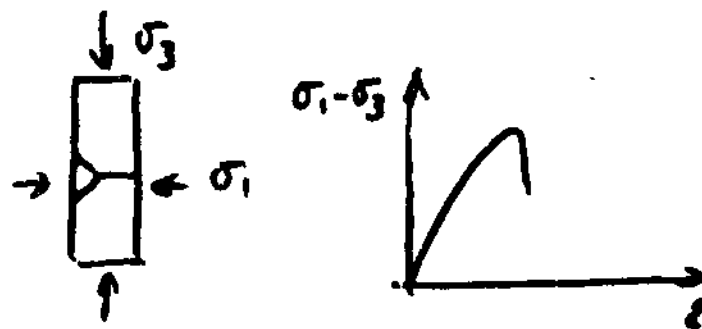
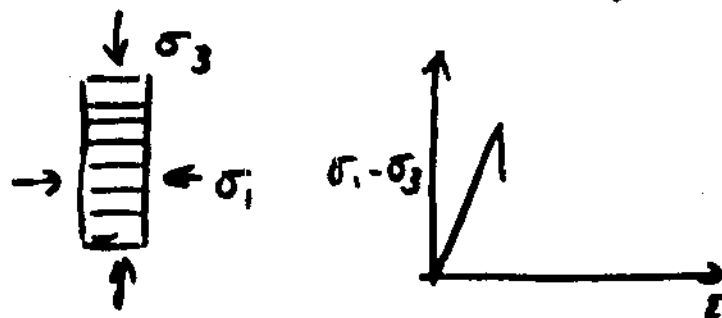
Τυπικά διαγράμματα  $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$

α) Για δοκιμή τριαξ. θλίψης  
( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ )



β) Για δοκιμή τριαξονικής εξήλιξης

( $\sigma_3 < \sigma_1 = \sigma_2$ )



7. Επί τόπου δοκιμαί. (Μηχανικῶν χαρακτ.)

Προγραμματισμός: Μετά ἀπό διεξοδική μελέτη τῆς ἔργου, ἀναίτητων τῶν ἀπορροατικῶν στοιχείων καὶ χαρακτηριστικῶν.

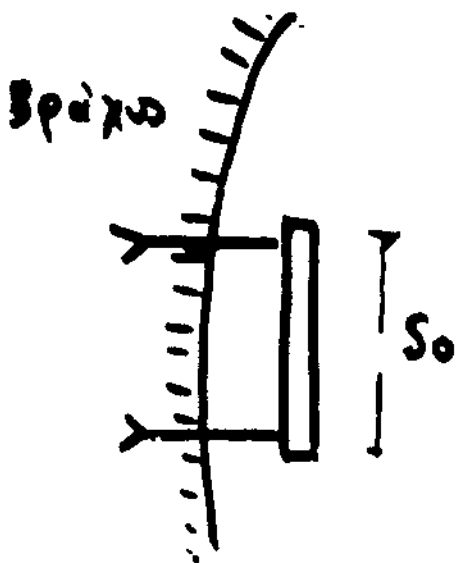
Δυνατότητα: Μετρήσκει ἐπὶ τόπου ἀντατικῶν κατά στέρεως, χαρακτηριστικῶν παραμορφωσιμότητας σφίξεως ἢ ἐπιπέδου καὶ διατμητικῶν ἐντροχῶν (ἔνδον καὶ διασφρατιστικῶν)

Ἐπιτομή θέσεως: Μετά ἀπό μετρήσκει ἀπορροατικῶν (γεωμετρικῶν) τῶν ἀπορροατικῶν

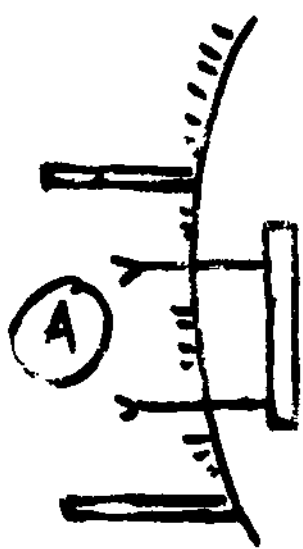
Προσφρατιστικῶν. Ἀξιόπιστοι

Μηχανικῶν ἰσχύων Μετρήσκει κόστος (τῶν τῶν ἀπορροατικῶν ἑκατοντάδων χιλιάδων ἀρχ. ἀνδρ. δολαρίων)

Μέτρησης παραμόρφων τάσεων



α) Έγκατάσταση μηχανο-  
 μέτρου στην οριζή  
 επιφάνεια του βράχου



β) Διάνοιξις σχισμῶν  
 (ή διγροπίου)

- Ανοτόνωσις τῶν τμημάτων

Α) τῶν βράχου ἀνοτίς  
 παραμόρφωσις τάσης

- Ξύληξις μηχανομέτρου  
 στρωτήτα συνήτητοςα με τίς

παραμόρφωσις παραμορφώσεως

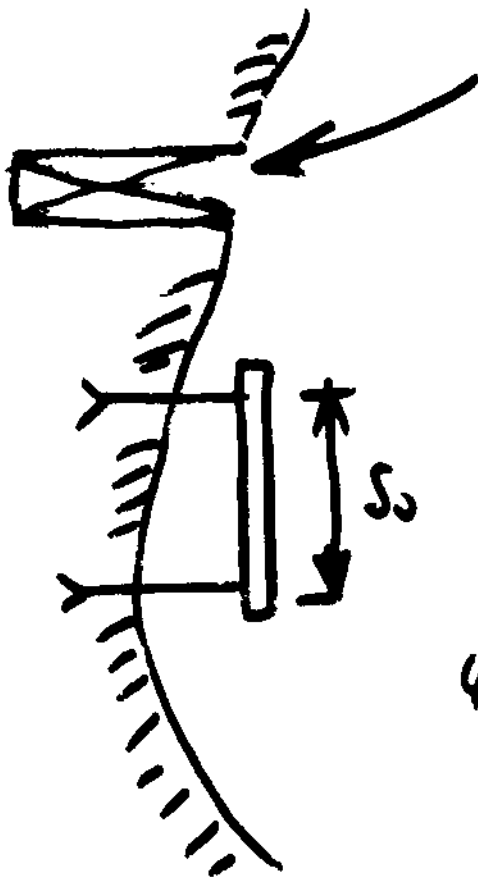
γ) Προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας

βράχου,  $E \Rightarrow \underline{\text{τάσεις}} = E \times (\text{παραμορφ.})$

Κατά τὰ ἄνωγερῶν προσδιορισίῳ τὰ ἔκτω  
κατὰ τῶν διωνύμων τῶν ἰσχυροποιήσεων  
( παραλλήλων ἀπὸ 50 )

ἑξήκοντα διὰ τῶν τριῶν ἰσχυροποιήσεων  
( διὰ γωνία  $120^\circ$  ), καὶ προσδιορισίῳ  
κυρίων διωνύμων παραλλήλων τὰ ἔκτω.

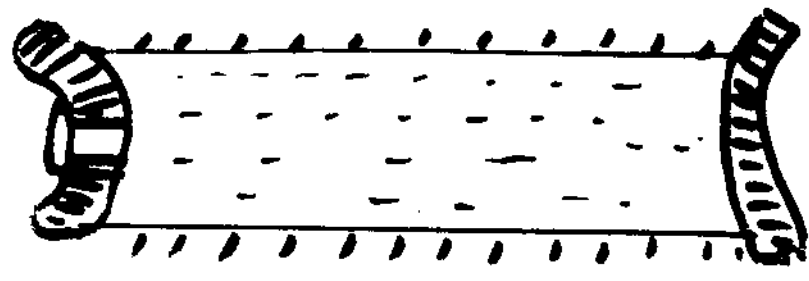
Μέγιστος ἐν εἰδήσει "μετρήσεως" τὰ ἔκτω



ἡ ἀκροεὐθεῖα τῆς ἄνωγης  
 Μέγιστος ἡ ἀκροεὐθεῖα τῆς ἄνωγης  
 εἰσαχθεῖν ἐν μία ἐκείνῃ  
 καὶ διωνύμῳ, ἐπιβόλλεται  
 ἡ ἐκείνη  $M_0$  μέχρι ἐκείνη.  
 ἔκτω τῶν ἰσχυροποιήσεων ἐπὶ  
 ἀρχικῆ ἔκτασιν.

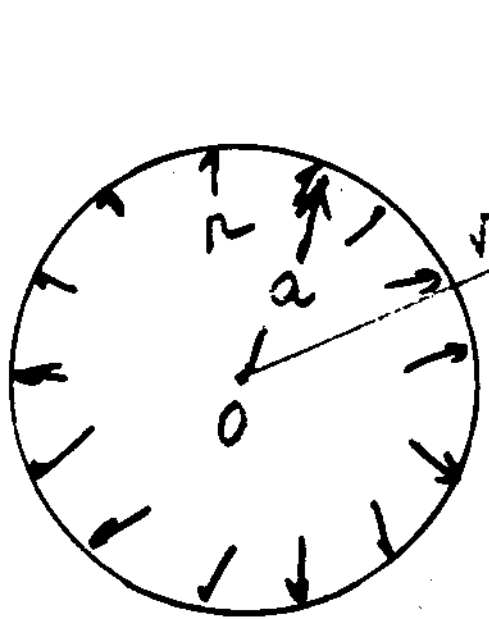
Η ετήσια παραμορφωσιμότητα

- Υδραυλική φόρτιση βύραχου



Άρχη: Τμήμα βύραχου υπολογώνεται, τοποθετούμε διατομές μερικές παραμορφώσεων, υπογράφεται με σκεπόμετα, γνήσια νερό, και ο αέρας ανιβάσκειται βολύβινη σήματα,  $\mu$

Αξιολόγηση αποτελεσμάτων (Μέτρηση μεταβολών διαμέτρου,  $\Delta D$ )



$$\sigma_r = \mu \frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_t = -\mu \frac{a^2}{r^2}$$

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \mu$$

$D = 2a$

$(\Delta D = 2a\mu(1+\nu)/E)$

Διατάξεις επιβολής επί των φορτίων.

- Έπιβολή φορτίων:

Μέσω συγκόρφων γυάλινων ή πλακοειδών γυάλινων.

- Μέτρηση φορτίων:

Μέσω βαρυμέτρων, ή δυναμομέτρων (οητικών)  
δυναμώσεων ή φωτοελαστικής ενδείξης ή ηλεκτρονικών  
καταγραψών)

- Μέτρηση παρατορμών

Μέσω οητικών μεθόδων

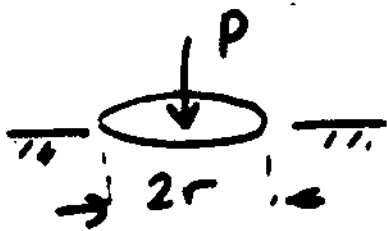
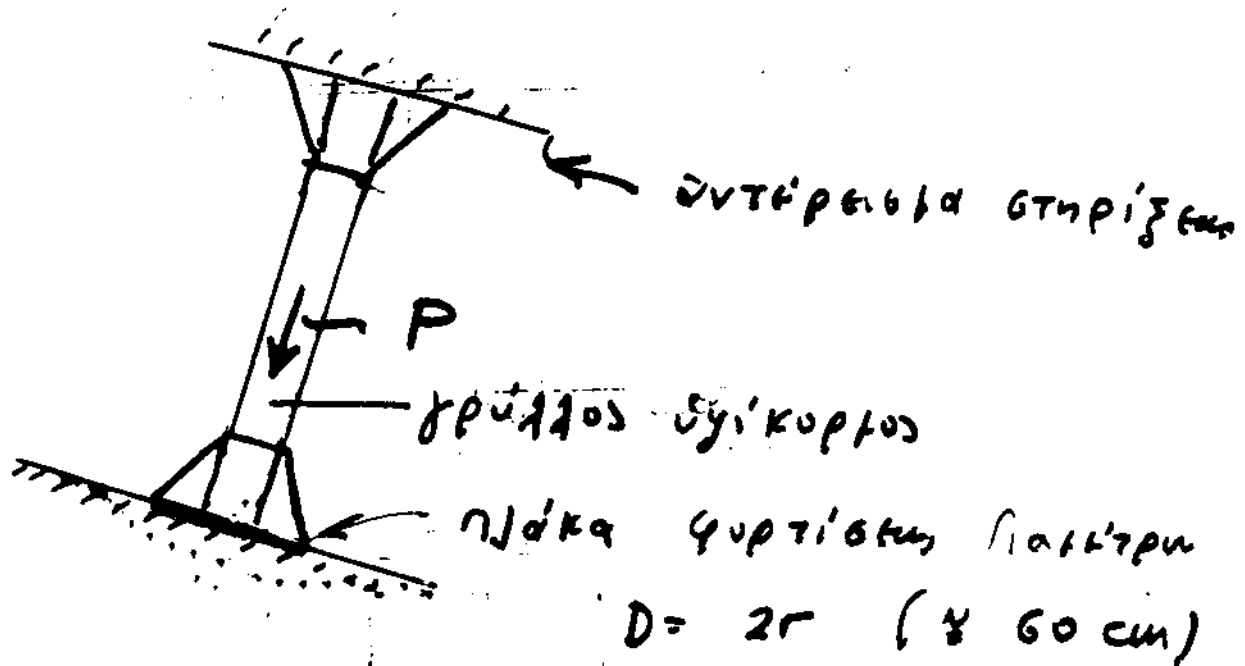
Μέσω εκκωβιομέτρων

Μέσω ειδικών οργάνων (εκταβιομέτρων βάρους  
ή αποκλιβιομέτρων)

- Αντήρηση στηρίξεως της διατάξεως επιβολής  
των φορτίων

Φυσική διαμόρφωσις του πλίνου του βράχου  
κατασκευή ειδικών ή βαρίτητος

Δοκιμή φορτίσης η/α κών



Πρότυπο αξιολόγησης των αποτελεσμάτων.

ελαστικό μήκος

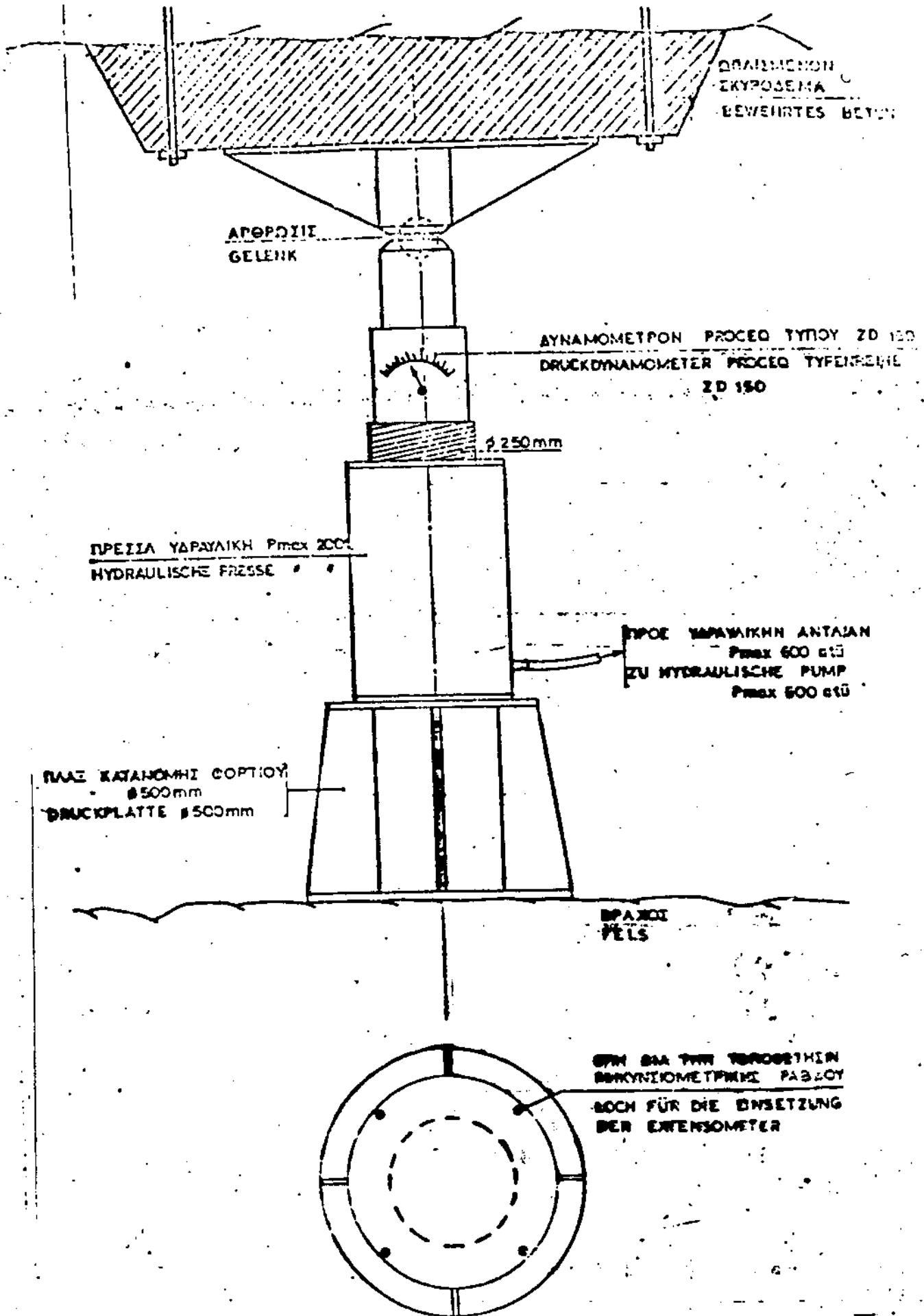
Παραμόρφωση  $S = \frac{P (1-\nu^2)}{2 E \cdot r}$

$\nu$  : λόγος Poisson

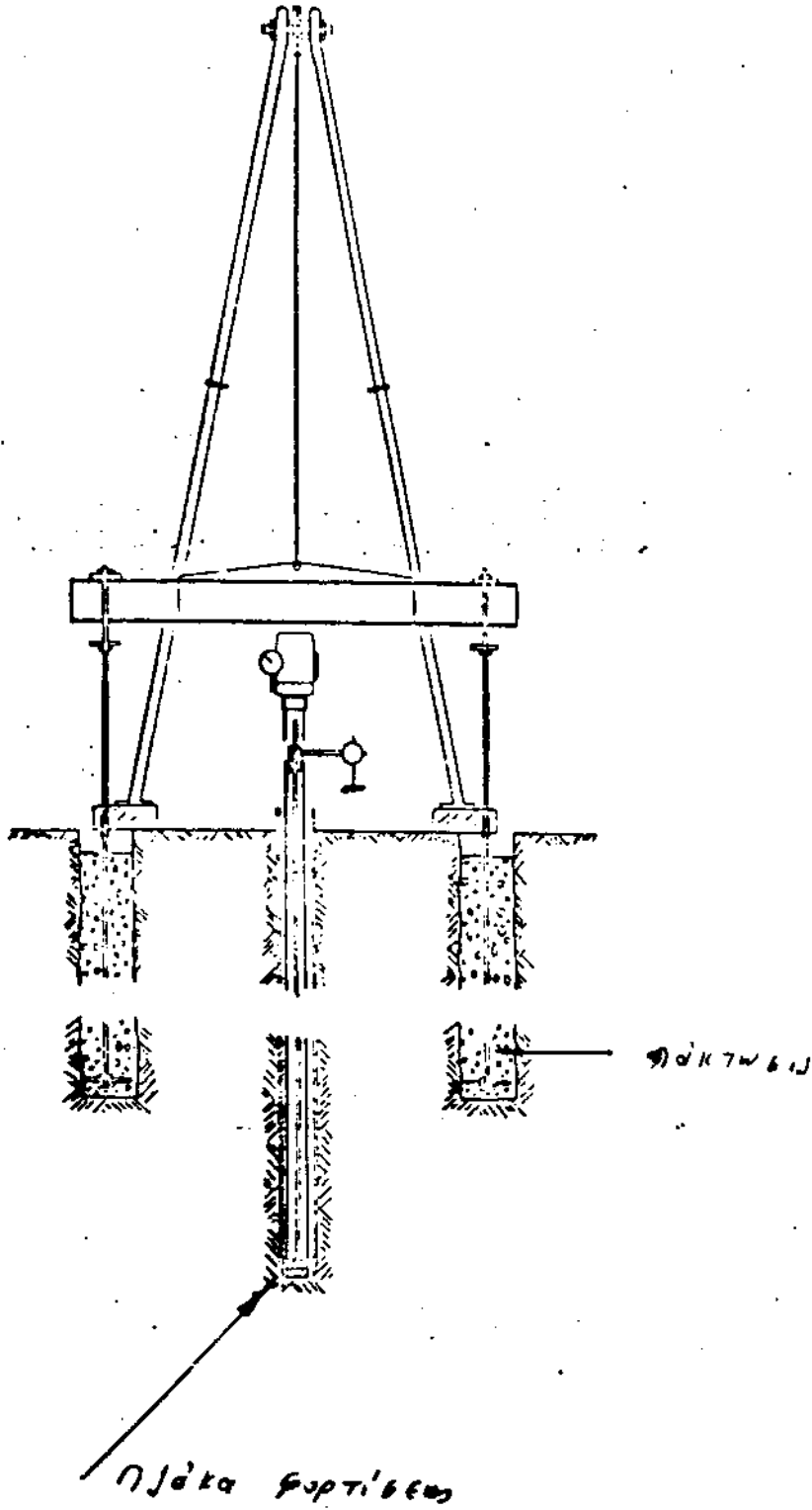
E : μέτρο ελαστικότητας

δηλ:  $E = \frac{P (1-\nu^2)}{2 \cdot r \cdot S}$

ΔΙΑΤΑΞΙΣ ΔΟΚΙΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΠΛΑΚΗΣ  
(Από ΓΕΩΕΡΕΥΝΑ Α.Ε)



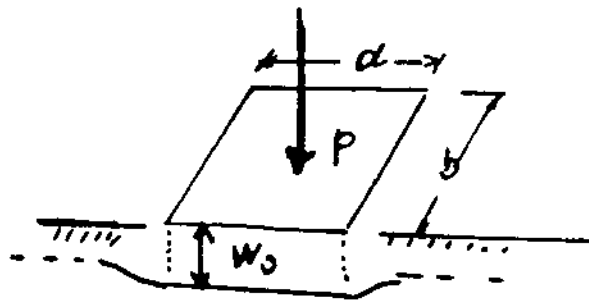
Διάταξις φουτιέων λιμνῶν ἠλακῶν  
μέγα ἐκ γινώσκου



Αξιολόγηση αντοχής ελαστών γυαλίνου η/α κός  
(κατά Stagg)

- Παραβολική αναμόρφωση η/α κός διακλάσης

$$\bar{w}_0 = \frac{\bar{m} \cdot P (1 - \nu^2)}{E \sqrt{A}}$$



$w_0$  η καθίζηση (κανονικά σημείο φόρτισης), όπως καθορίζεται στο κέντρο της η/α κός

$P$  το γυαλίνο που εφαρμόζεται

$\nu, E$  ο λόγος Poisson και μέτρο ελαστικότητας

$\bar{m}$  : συντελεστής ασφαλείας, δ κατά Stagg:

- δια κλάση :  $\bar{m} = 0.96$

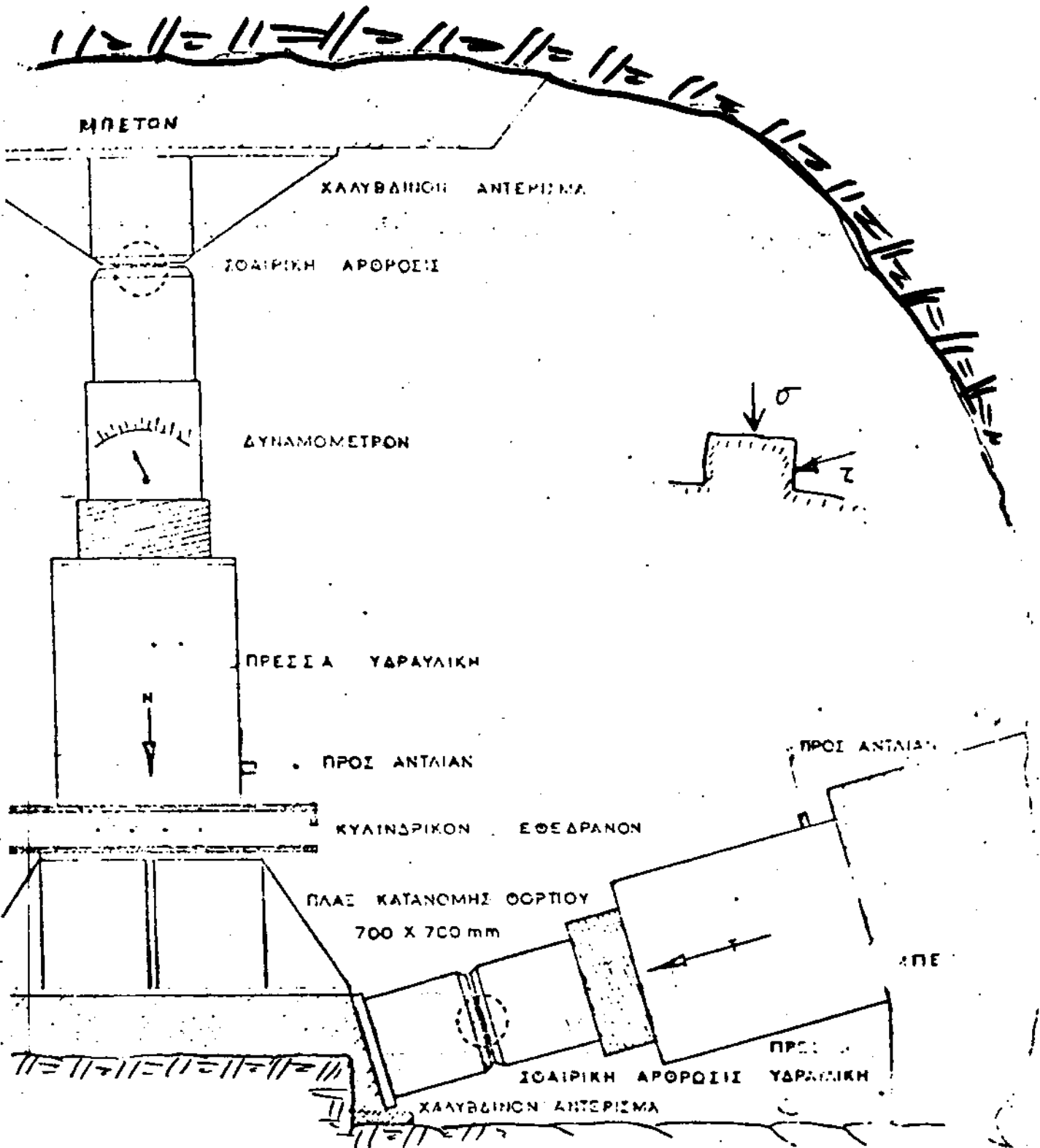
- δια απόσταση φόρτισης η/α κός :

$a/b = 1$	$\bar{m} = 0.95$
2	0.92
3	0.88
5	0.82
10	0.71

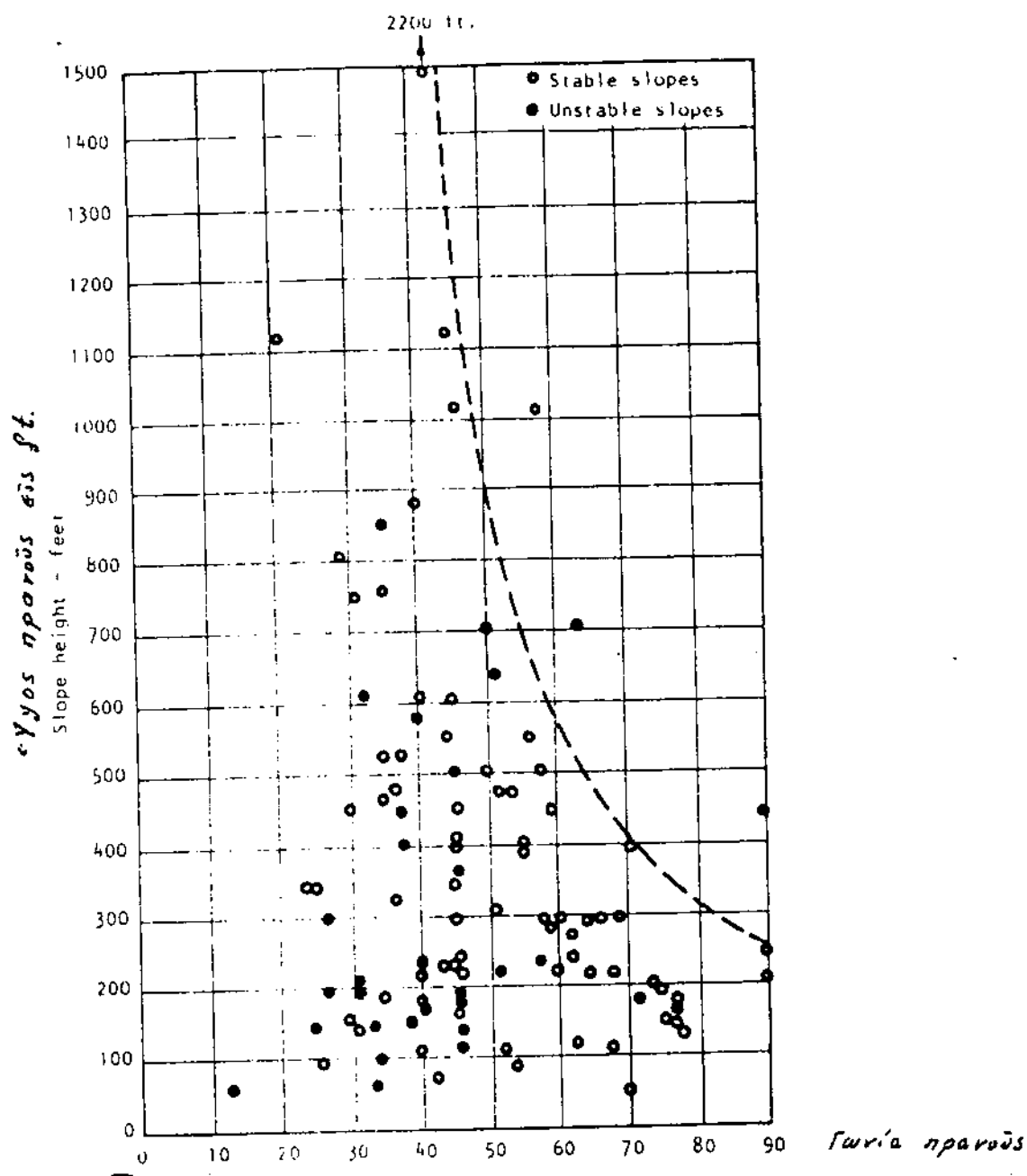
$\sqrt{A}$  η μέση τιμή του η/α κός τετραγωνική η/α κός.

Διάταξη επί τούτων δοκίμων διατηρητικής άντησης

( επί . ΓΕΩ ΕΡΕΥΝΑ " Α.Ε )



8. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

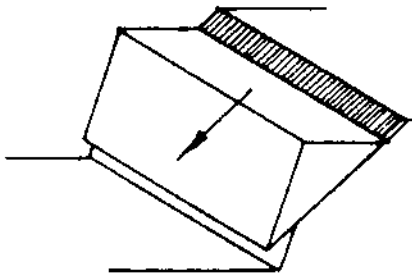


ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΙΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΠΟ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΚΕΚΑΦΩΣ ΠΡΑΝΩΝ ΚΑΤΑ ΚΛΟΥ ΚΑΙ LYTTON, ΚΑΙ ROSS - BROWN - ΠΡΑΝΩΝ ΕΙΣ ΕΚΤΕΡΟΙΣ ΒΡΑΧΟ

Ἑνδεκασις: ○ διὰ σταθερά πρηνά  
● δι' ἀσταθούς ἰσορροπίας πρηνά.

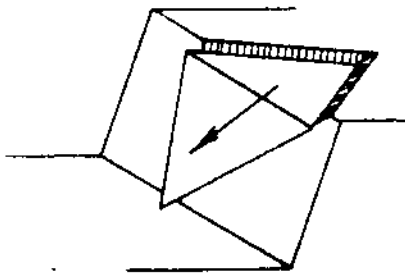
Ἡ ἐπισημάνη γραμμῆ διὰ γυναικτικῶς πρακτικῆ σχέσε μετ' ἐστῆ ὕχου πρανῶν καὶ γωνίας αἰθέου, εἰς ἐκτεροῖ βράχο.

3. ΒΑΣΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΘΗ.



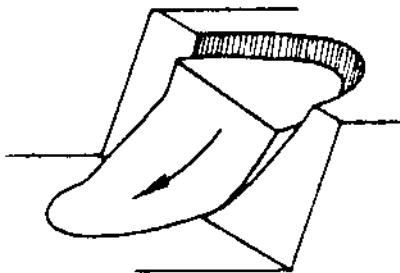
Άστοχία κατά έπιπέδων

Είναι πιθανή εις περιπτώσεων έπιπέδων άσυνεχούς υπό συνθήκων μεγάλων τής συνίας έσωτερικώς τριβής τού έράχου



Άστοχία σπινός (wedge failure)

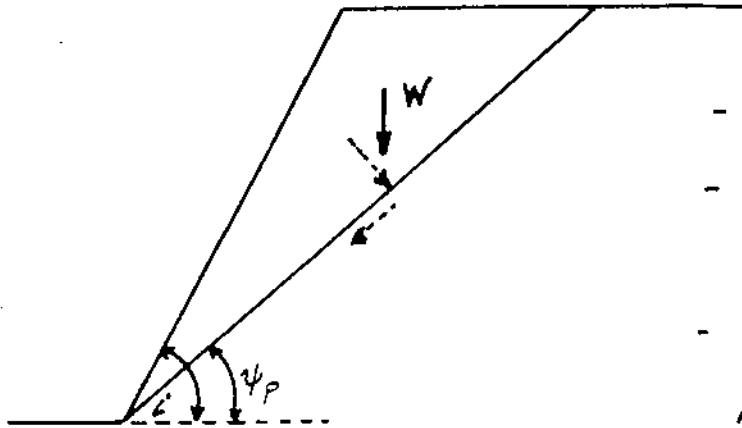
Είναι πιθανή εις περιπτώσεων δύο έπιπέδων άσυνεχούς που εμφανίζονται στην άγι του πρηνούς



Άστοχία κατά κυλινδρική έπιπέδων.

Είναι πιθανή εις περιπτώσεων μαζικού έξοικου, ώς τού έξοικου έξοικου, ή εις περιπτώσεων πού πηχρύνονται ή καταστ. μαχιστέων έράχων

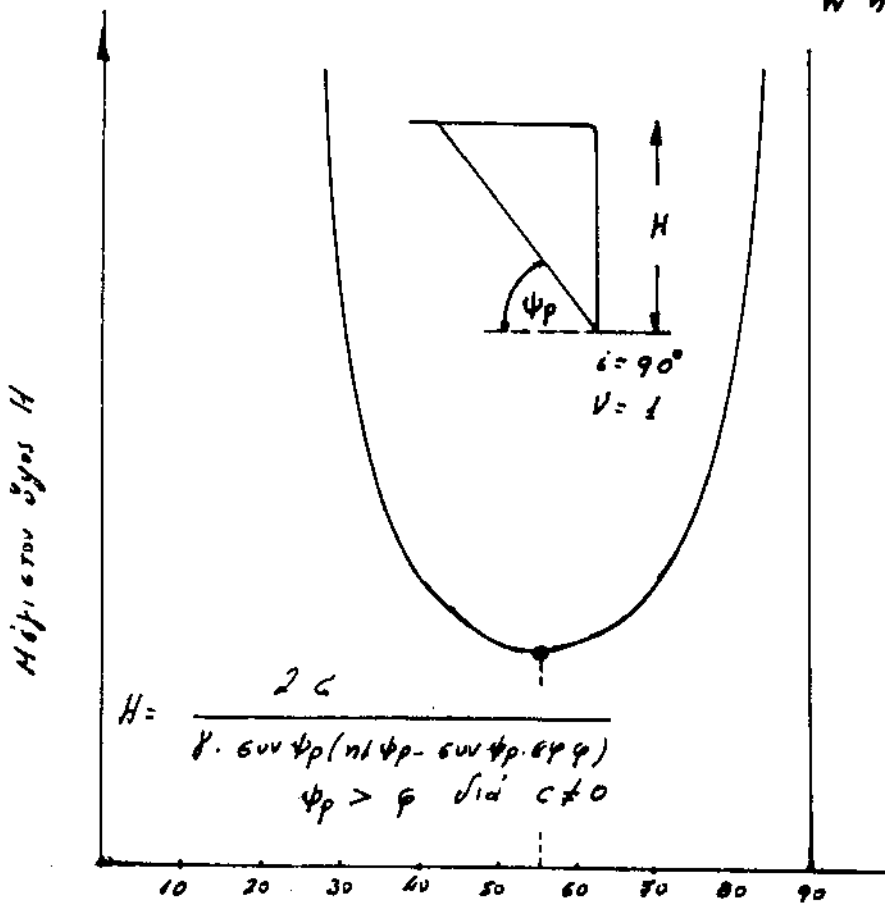
3.1 ΑΙΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑ ΕΠΙΠΕΔΟΝ.



3.1.1 Πραγές στραγγιζόμενον

- Ήπιη έδρα άσυνεχής υπό γωνιών ψp
- Παράμετροι διατμητικής άντοχής κατά τών έπιπέδων άσυνεχής, c, φ.
- Έπιπέδων άξιοδύσεως, υπό συνθήκη μήκους τού πραγούς, έμβαδού A.
- Συντελεστής άσφαλείας, V:

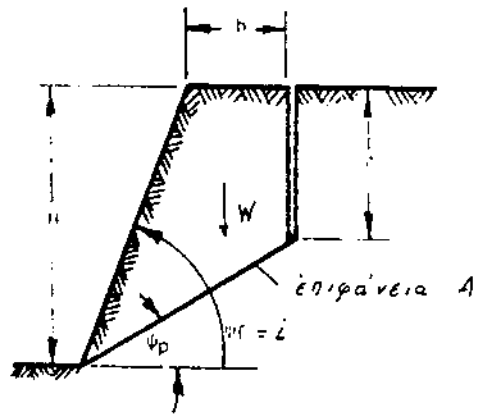
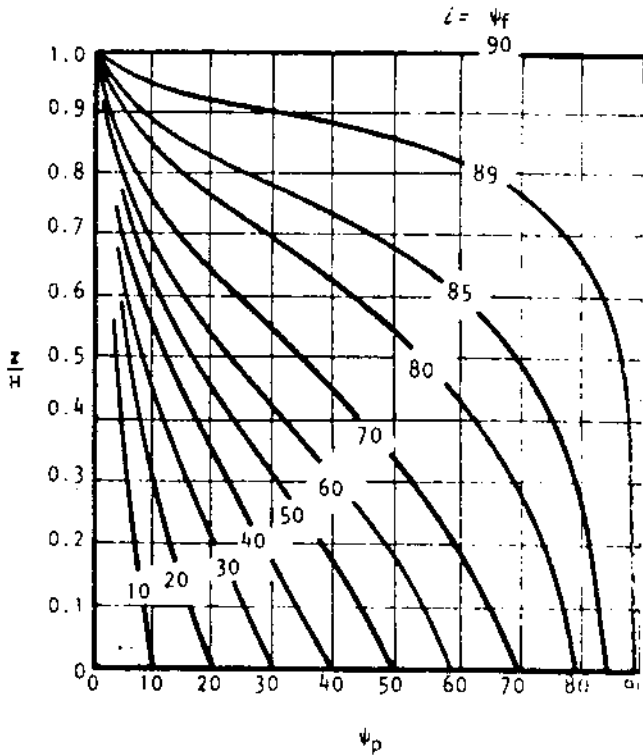
$$V = \frac{c \cdot A + W \cdot \sin \psi_p \cdot \epsilon \phi \phi}{W \cdot \eta \mu \psi_p}$$



Μεταβολή τού μήκους ύψους Η κατακορύφου πραγούς μετ' τών γωνιών ψp έπιπέδων άσυνεχής

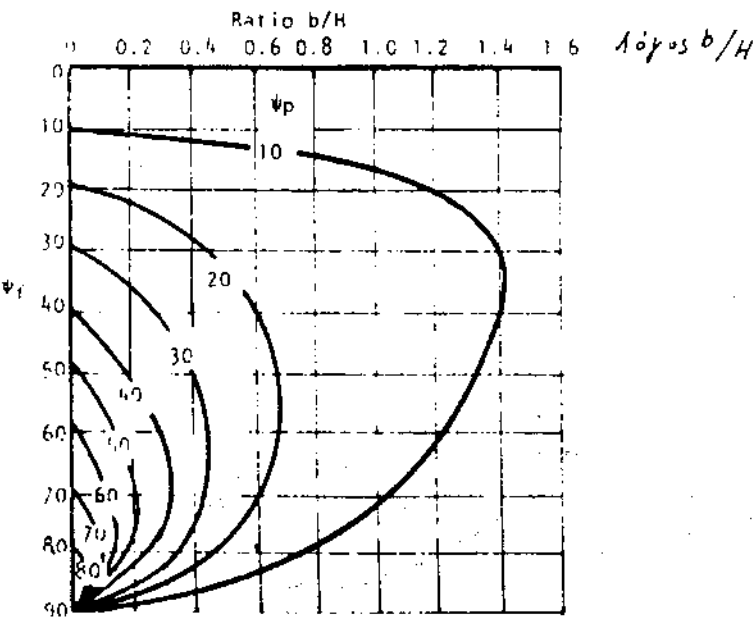
- Ένδεικτικά κατ'ήδη μεταβολών διά φ = 20°.

2.1.2 Έπιρροή ενδεχομένων εφελκυστικού ρήγματος (ξηροῦ)

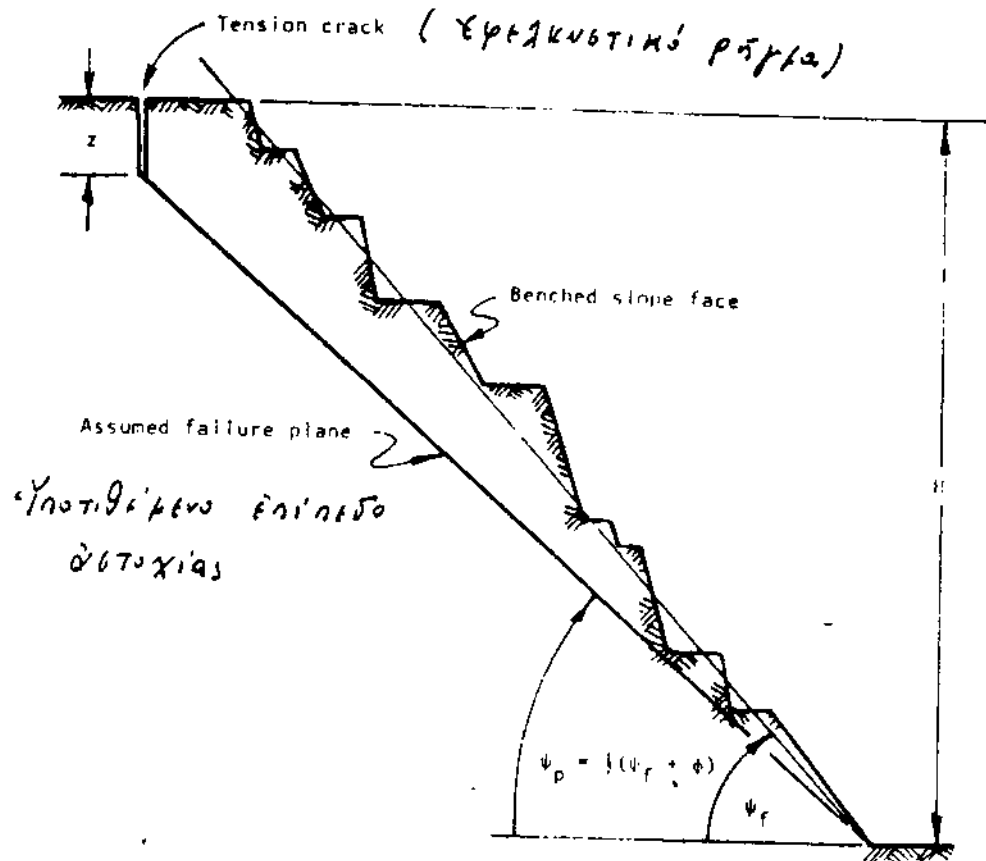


$$\nu = \frac{c A + W \sin \psi_p \cdot \epsilon \phi \phi}{W \cdot \eta \psi_p}$$

"Κρίσιον" βάθος  $\zeta$  του εφελκυστικού ρήγματος, δια' τὴν ἐλαχιστοποίησιν τοῦ συντελεστοῦ ἀσφαλείας  $\nu$ , ὑπὸ δεδομένης τιμῆς  $\zeta = \psi_\phi$  καὶ  $\psi_p$

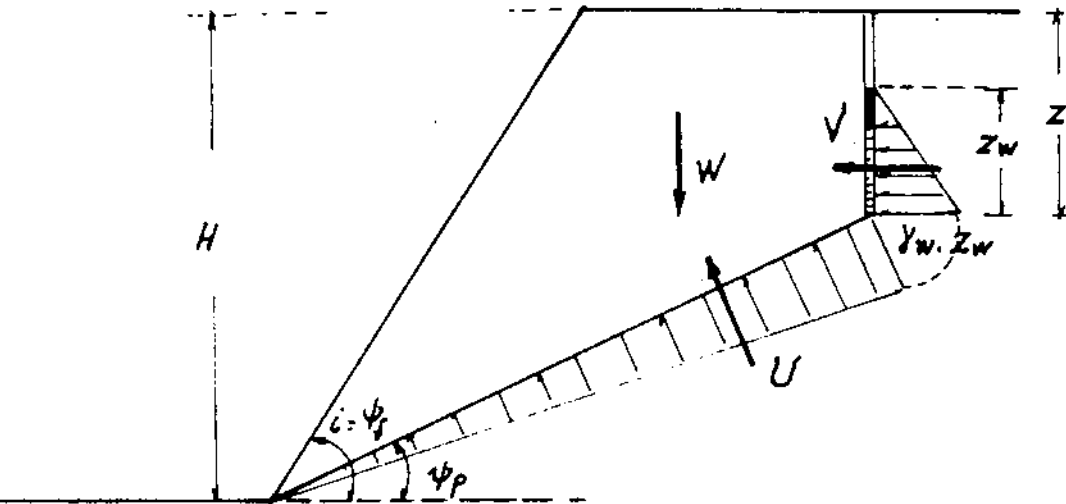


Κρίσιος βάθος ἐν κατόψῃ (ἰσοστάθῃ) "β) τοῦ εφελκυστικοῦ ρήγματος δια' τὴν ἐλαχιστοποίησιν τοῦ συντελεστοῦ ἀσφαλείας  $\nu$ , ὑπὸ δεδομένης τιμῆς  $\zeta = \psi_\phi$  καὶ  $\psi_p$



- $\psi_p$  γωνία κλίσεως ως προς την οριζόντιο της "επιφανείας" αντοχής του ηρανυός
  - $\psi_r$  γωνία κλίσεως του υποτιθέμενου ως δυνατότητας επιπέδου αντοχής
  - $\phi$  ή γωνία εσωτερικής τριβής
- Περίπτωση ανθρωπογενούς επιβόσκης ηρανυός με κλιμακωτή επιβόσκη. (Αντικτό ορυχάτο στο Rio Tinto της Ισπανίας).

3.1.3. Έπιρροή του ύδατος πληρώσεως του τριγωνικού ρήγματος



- Το τριγωνικό ρήγμα πληρώνεται με ύδωρ μέχρι ύψους  $z_w$
- Η κατανομή των υδροστατικών πιέσεων επί της επιφανείας A ως εν σχήματι προκύπτειτη ελκυστική δύναμις του ύδατος
- Έξετάζεται η ισορροπία των προβολών των δυνάμεων επί της επιφανείας αδοχής.
- Ο συντελεστής ασφαλείας εκφράζει τον λόγο της απόδοσης των δυνάμεων εν αντιπαραθέσει άντοχών που όμως δυνατό να ενεργοποιηθούν, δια των υπαρχουσών δυνάμεων που συνιστούν την καταπόνηση.

$$v = \frac{c \cdot A + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \cdot \epsilon \psi_p}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΕΩΣ ΚΡΑΝΩΝ (ΚΑΤΑ Ε. ΝΟΕΚ)

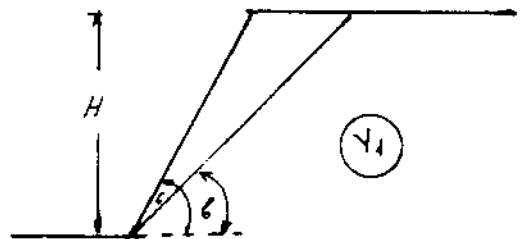
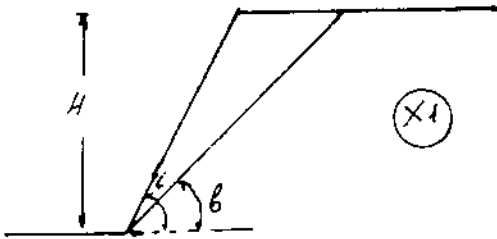
ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑ ΕΠΙΠΕΔΟΝ

ΣΥΝΑΡΤΗΣΙΣ ΓΩΝΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ - X

ΣΥΝΑΡΤΗΣΙΣ ΥΨΟΥΣ ΠΡΑΝΟΥΣ - Y

Στραγγιζόμενον πρᾶνος

Χωρίς εφελκυστικόν ράγμα

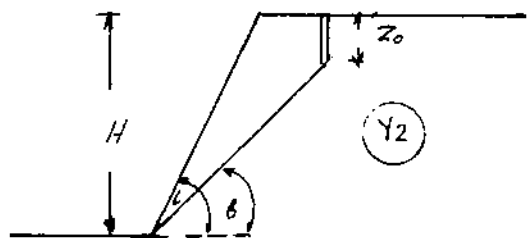
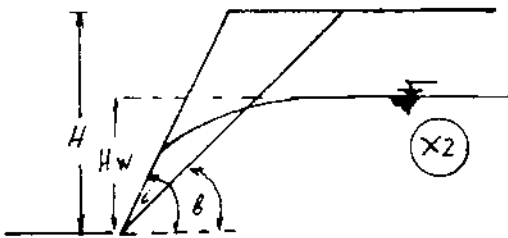


$$X = 2 \sqrt{(b-c)(h-c)}$$

$$Y = \frac{\delta \cdot H}{c}$$

Κανονική διένδυσις του ύδατος

Με ξηρόν εφελκυστικόν ράγμα

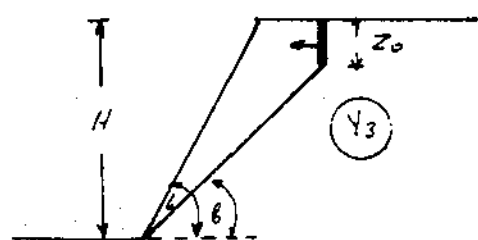
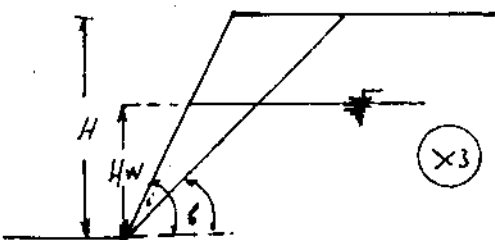


$$X = 2 \sqrt{(b-c) \left[ h - c \left( 1 - 0.1 \frac{H_w^2}{H^2} \right) \right]}$$

$$Y = \left[ 1 + \frac{z_0}{H} \right] \frac{\delta \cdot H}{c}$$

Όριζόντιος ροή του ύδατος

Με εφελκυστικόν ράγμα πληρῆς ύδατος

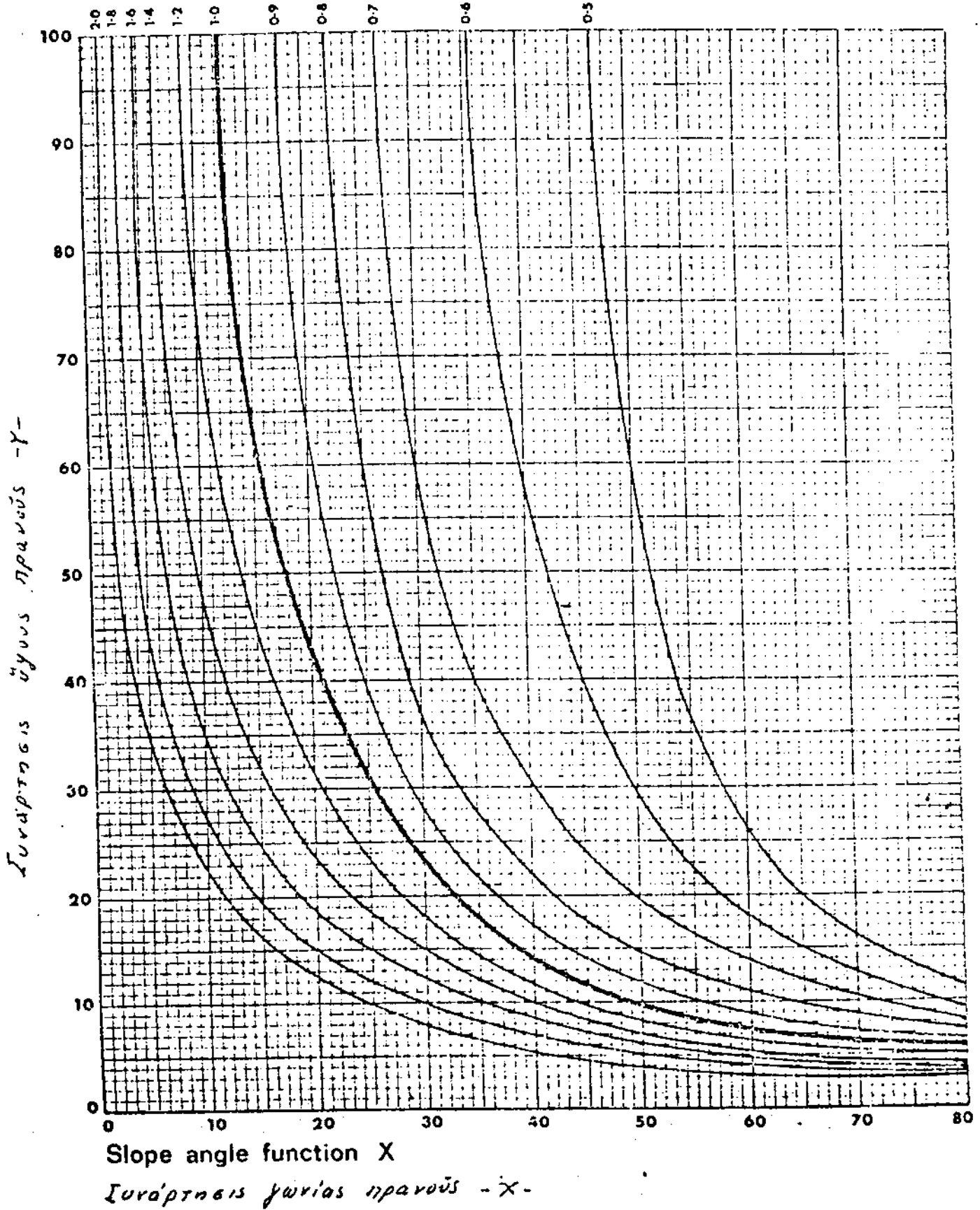


$$X = 2 \sqrt{(b-c) \left[ h - c \left( 2.05 \frac{H_w^2}{H^2} \right) \right]}$$

$$Y = \left[ 1 + \frac{3z_0}{H} \right] \frac{\delta \cdot H}{c}$$

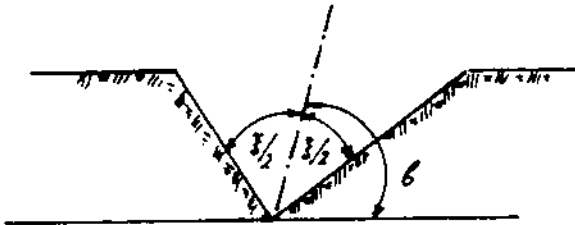
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΑΝΩΝ - ΕΠΙΠΕΔΟΝ ΑΙΤΟΧΙΑΣ  
Slope design chart 1 - Plane failure

Factor of safety - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ -



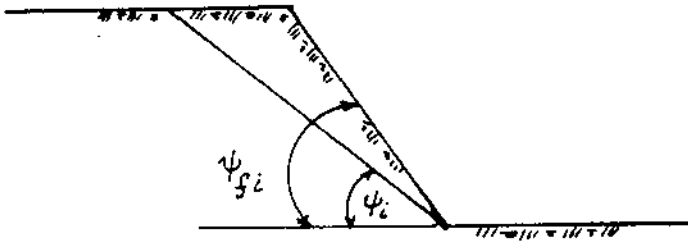
3.2 ΑΙΤΟΧΙΑ ΣΦΗΝΟΣ

3.2.1 Η συνθήκη C αποτελείται



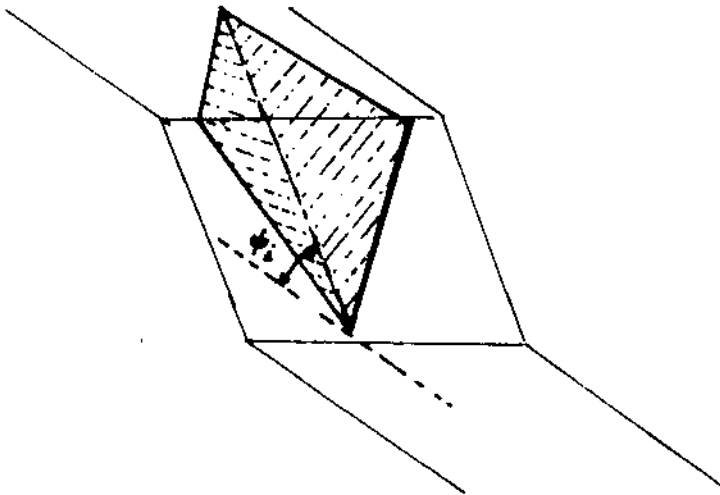
Γεωμετρικά στοιχεία.

Όχι κατά βάκος της εγγεγραμμένης των κορυφών αετοχίας



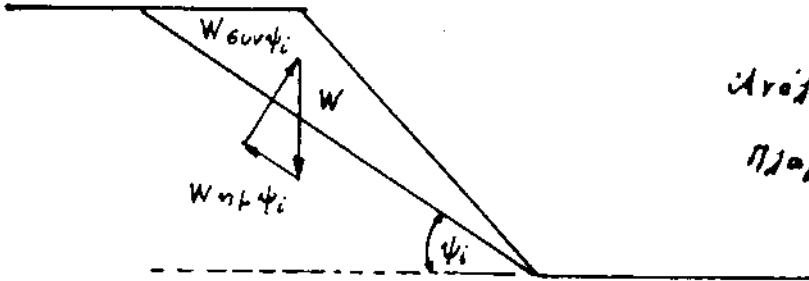
Παρά το ότι - τομή του πρώτου

υποτίθεται ότι  $\varphi < \psi_0$

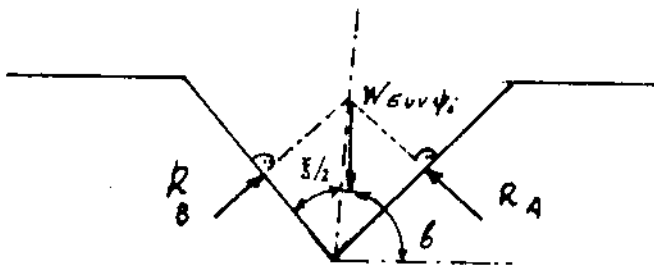


Προσθηκόν εκκρίβωλα.

Υδροστατικές σχέσεις



Υδροστατική βάρος W  
Πλάγια όγυη παραούς.



Εξισορρόπησης καθέτου  
επί των υδροστατικών των  
επιπέδων υδροστατικής, συνιστώσας  
του βάρους

Συντελεστής αεραθρότητας:  $\nu = F_2 \frac{(R_A + R_B) \cdot \epsilon \gamma \psi}{W \eta \psi}$

Από τις ισορροπίες προβολών των δυνάμεων προκύπτει:

$$R_A \eta (\delta - \frac{1}{2} \delta) = R_B \eta (\delta + \frac{1}{2} \delta)$$

$$R_A \cos \psi (\delta - \frac{1}{2} \delta) = R_B \cos \psi (\delta + \frac{1}{2} \delta) = W \cos \psi$$

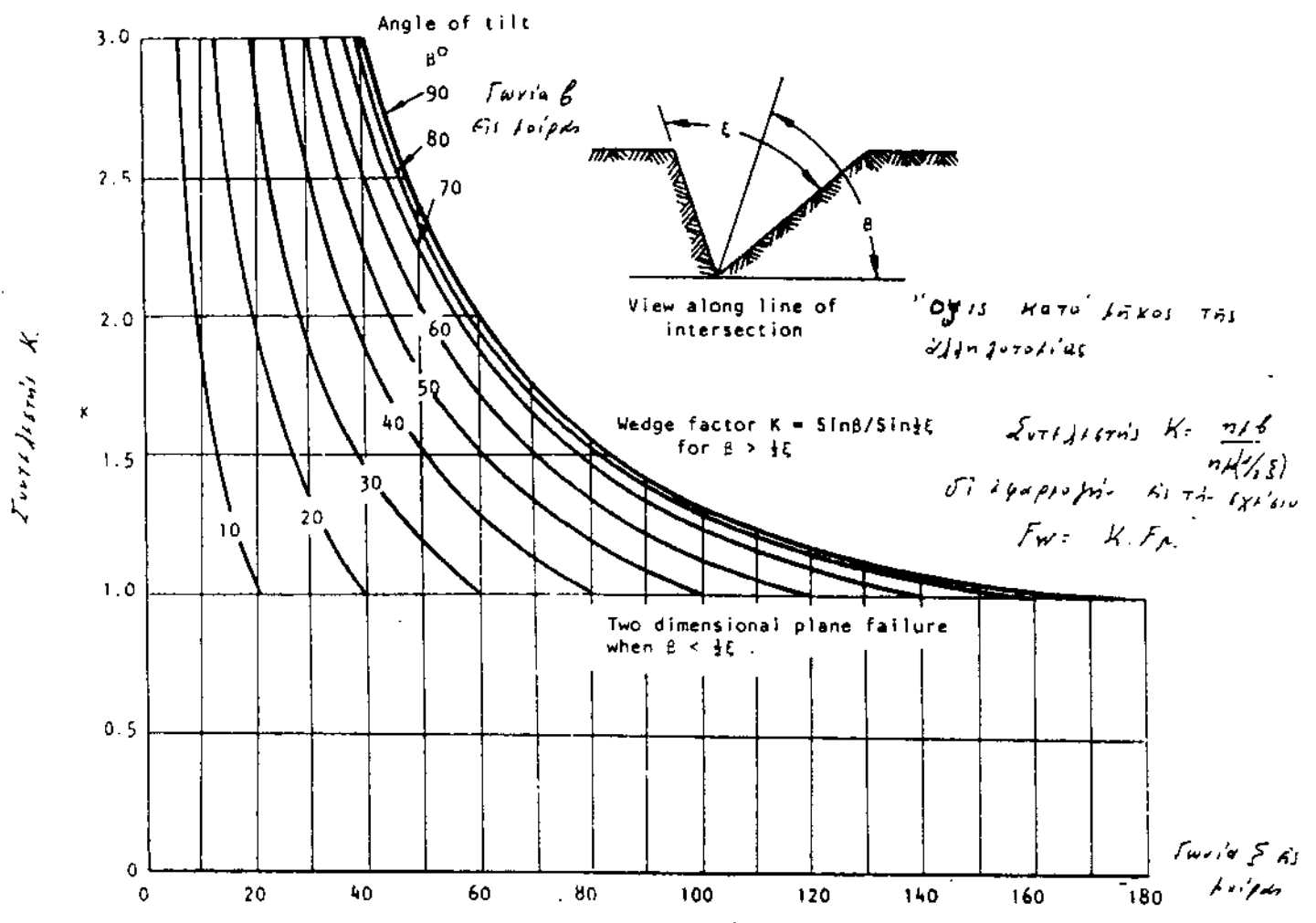
άρα:  $(R_A + R_B) = \frac{W \cdot \cos \psi \cdot \eta \delta}{\eta (\frac{1}{2} \delta)}$

ο συντελεστής αεραθρότητας προκύπτει:  $F_2 = \frac{\eta \delta}{\eta \delta \frac{1}{2}} = \frac{\epsilon \gamma \psi}{\epsilon \gamma \psi}$

Υπονοούμενο ότι οι αντίστοιχες διαστάσεις (δ, β, ψ) και ε = 0,

$F = F_p = \frac{\epsilon \gamma \psi}{\epsilon \gamma \psi}$  ( $F_p$  συντελεστής αεραθρότητας επί αντίστοιχων διαστάσεων)

άρα  $F_w = K = F_p$  ( $F_w$  συντελεστής αεραθρότητας επί αντίστοιχων συνόλων)



3.2.2 Η ενοχή C και η αίσθη των δυνάμεων λόγω της κλίσης

Ο συντελεστής ασφαλείας F, γράφεται υπό την μορφή:

$$F = \frac{3}{\gamma \cdot H} (C_A \cdot X + C_B \cdot Y) + (A - \frac{\gamma_w \cdot X}{2\gamma}) \epsilon \varphi_A + (B - \frac{\gamma_w \cdot Y}{2\gamma}) \epsilon \varphi_B$$

$C_A, \varphi_A$  παράμετροι διατμ. αντοχής επί το έδαφος, A

$C_B, \varphi_B$  " " " " " " έδαφος κλίσης, B

$\gamma$  το γινόμενο βάρος του εδάφους

$\gamma_w$  το ατμ. βάρος του εδάφους

H το ύψος του πραναού

X, Y, A, B ελεύθεροι συντελεστές εξαρτώμενοι και υπολογιζόμενοι από τα γεωμετρικά στοιχεία του προβλήματος

3.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΕΩΣ ΠΡΑΝΟΥΝ (Κατά Ε. ΝΟΕΚ)

- ΑΙΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗ ΕΠΙΘΑΛΦΙΑ -

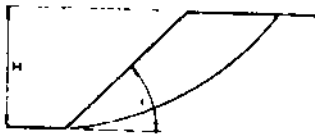
(δύο φορές κλίση τύπου κώκλου)

ΣΥΝΑΡΤΗΣΙΣ ΓΩΝΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ -Χ-

ΣΥΝΑΡΤΗΣΙΣ ΥΨΟΥΣ ΠΡΑΝΟΥΣ -Υ-

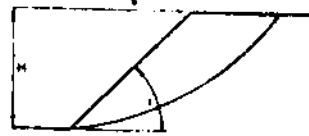
ΣΤΡΑΓΓΙΣΜΕΝΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ

Χωρίς επιφανειακό ράβδα



X1

$X = 1 - 12\phi$



Y1

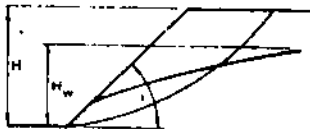
$Y = \gamma H/c$

Καθυστά ή βιώσιμος τού ύδατος

Με ξηρό επιφανειακό ράβδα

C-normal drawdown

D-dry tension crack



X2

$X = 1 - \phi [12 - 0.3 \frac{H_w}{H}]$



Y2

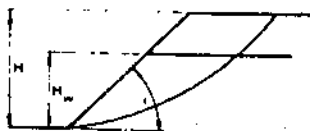
$Y = [1 + (\frac{L-25}{100}) \frac{z_0}{H}] \frac{\gamma H}{c}$

Οριζόντιος ροή τού ύδατος

Με επιφανειακό ράβδα πλήρη ύδατος

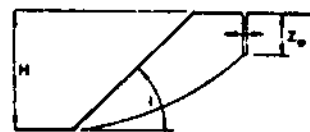
E-horizontal water flow

F-water-filled tension crack



X3

$X = 1 - \phi [12 - 0.5 \frac{H_w}{H}]$



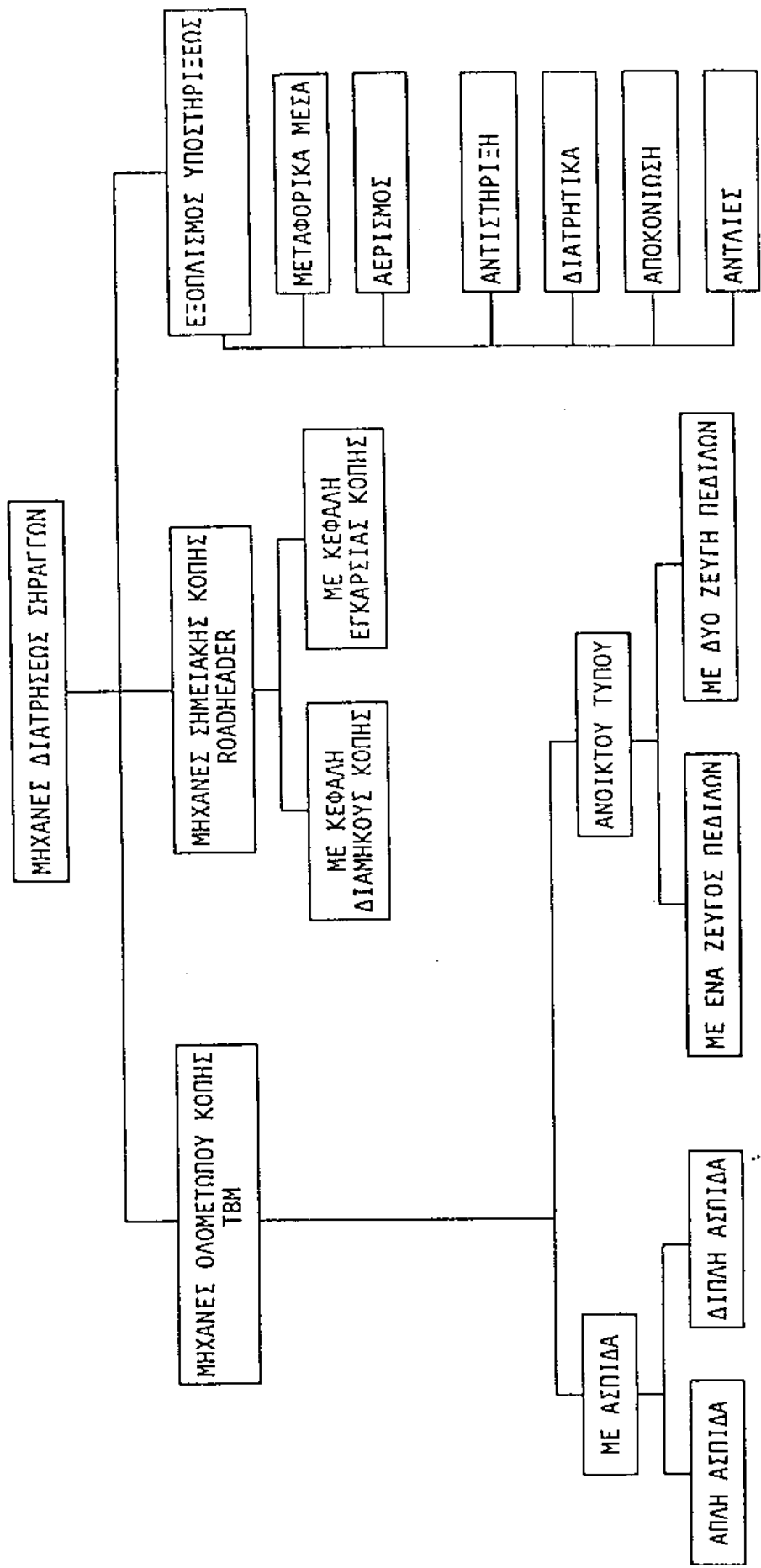
Y3

$Y = [1 + (\frac{L-10}{100}) \frac{z_0}{H}] \frac{\gamma H}{c}$

Χ. Ι. ΕΦΡΑΙΜΙΔΗ

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΔΙΑΤΡΗΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

ΣΕΜΙΝΑΡΙΟ  
ΣΥΝΕΧΙΖΟΜΕΝΗ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ  
Ε.Μ.Π. ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 1993



## Χ. Ι. ΕΦΡΑΙΜΙΔΗ

### ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΔΙΑΤΡΗΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Πρόλογος	1
1. Εισαγωγή	2
2. Τύποι μηχανών διατρήσεως σηράγγων	3
3. Μηχανές ολομετώπου κοπής	5
3.1. Μηχανή ολομετώπου κοπής ανοικτού τύπου για σκληρό πέτρωμα	6
3.1.1. Διάτρηση με υποκοπή του πετρώματος	6
3.1.2. Διάτρηση με στρεφόμενη δισκοειδή κοπίδα	8
3.2. Συστήματα διατρήσεως σηράγγων με μηχανήματα ολομετώπου κοπής	10
3.2.1. Ολομέτωπη κοπή με απλή ασπίδα	10
3.2.2. Ολομέτωπη κοπή με διπλή τηλεσκοπική ασπίδα	12
3.2.3. Μηχάνημα ολομετώπου κοπής ανοικτού τύπου	13
3.2.3.1. Μηχανή ολομετώπου κοπής Robbins	13
3.2.3.2. Μηχανή ολομετώπου κοπής Wirth	15
3.2.3.3. Εφαρμογές σε τεχνικά έργα	15
4. Μηχανές σημειακής κοπής	17
4.1. Μηχάνημα μερικής κοπής Westfalia-Becorit, τύπος WAV 300, 400 kW	19
4.2. Η μηχανή μερικής κοπής των εργοστασίων ALPINE	20
4.3. Ωριαία απόδοση μηχανημάτων σημειακής κοπής	20
5. Συστήματα αντιστηριξεως σηράγγων	21
5.1. Μορφές αγκυρίων	22
5.1.1. Αγκύριο εκτονώσεως	22
5.1.2. Αγκύρια σκυροδέματος	22
5.1.3. Αγκύρια τριβής υδραυλικής εκτονώσεως	23
5.1.4. Μηχανικά αγκύρια τριβής	24
5.1.5. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην άμεση αντιστήριξη των σηράγγων	24
6. Μεταφορικά συστήματα	26
6.1. Ελαστικοφόρα οχήματα	27
6.2. Μεταφορά με σιδηροδρομικά οχήματα	28
6.2.1. Ανατρεπόμενα σιδηροδρομικά οχήματα	29
6.2.2. Σιδηροδρομικά οχήματα με πλάγια απόρριψη	29
6.2.3. Αυτοφορτωνόμενα σιδηροδρομικά οχήματα	30
6.2.4. Μηχανή έλξεως	31
Βιβλιογραφία	32

## ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΔΙΑΤΡΗΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

### Πρόλογος.

Σε ένα πρόσφατο διεθνές συνέδριο δίκαια οι δεκαετίες του 80-90 ονομάστηκαν δεκαετίες των υπογείων έργων, εφ' όσον ο όγκος των έργων αυτών σε σχέση με την δεκαετία του 60 αυξήθηκε σε σχέση 1:4, με πρόβλεψη περαιτέρω αύξησης. Ο μεγαλύτερος όγκος υπογείων έργων είναι αυτά που χαρακτηρίζονται από τη σταθερή διατομή τους και εξυπηρετούν διάφορους σκοπούς, όπως συγκοινωνιακές ή αρδευτικές σήραγγες, με οριζόντιο ή κεκλιμένο διαμήκη άξονα, μικρής ή μεγάλης διατομής.

Η τέχνη της κατασκευής σηράγγων βρίσκεται σήμερα σε μία κρίσιμη καμπή: Η τεχνολογική πρόοδος στα συναφή έργα Πολιτικού Μηχανικού, η τάση για καλύτερες και ασφαλέστερες συνθήκες λειτουργίας και η ανάγκη οικονομικών λύσεων σε συνδυασμό με τον παράγοντα χρόνο είναι τα κυριότερα κίνητρα για την εφαρμογή νέων μεθόδων και νέων μηχανικών μέσων διατήρησης χωρίς τη χρήση εκρηκτικών, εφ' όσον το επιτρέπουν και οι εδαφολογικές συνθήκες. Τα μέχρι σήμερα θετικά αποτελέσματα αλλά και το γεγονός της ζήτησης συστημάτων μηχανικής διατήρησης προδιαγράφουν περαιτέρω αύξηση, και μάλιστα σημαντική, της μηχανικής διατήρησης.

Η έρευνα των πολυδιάστατων φαινομένων, οι διαδοχικές τεχνικές λύσεις, οι οποίες δίνονται στα παρουσιαζόμενα προβλήματα, σε συνδυασμό με την βελτίωση της τεχνολογίας θα διευρύνουν στο μέλλον την εφαρμογή της μηχανικής διατήρησης σε νέους άγνωστους μέχρι σήμερα τομείς. Ίσως καμία άλλη περιοχή των δομικών δραστηριοτήτων δεν παρουσιάζει την ποικιλία των επιστημονικών ενοτήτων της μηχανικής διατήρησης. Η πετρογραφία και η τεχνική γεολογία και κατ' επέκταση η βραχομηχανική, η κατασκευαστική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού, ο μηχανικός και ηλεκτρολογικός εξοπλισμός, τα προβλήματα της μεταλλουργίας, ο εξαερισμός και η οργάνωση και εποπτεία των εργασιών μέχρι τις εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης εφάπτονται πολλών και διαφορετικών επιστημονικών ενοτήτων. Η συνεργασία όλων αυτών των επιστημονικών ενοτήτων οδηγεί στην επιτυχία του υπογείου έργου.

Όλα αυτά, τα οποία αναφέρθηκαν παρα πάνω, κάνουν την προσπάθεια αυτή της αναφοράς στις μηχανικές μεθόδους διατήρησης ιδιαίτερα δύσκολη με κίνδυνο να υποβαθμιστεί το σοβαρότατο αυτό θέμα μέσα στα πλαίσια ενός σύντομου σεμιναρίου. Σκόπιμα όμως ο χρόνος είναι περιορισμένος. Ας θεωρηθεί αυτή η προσπάθεια μία πρώτη συνάντηση των ασχολουμένων με τα υπόγεια έργα, στην οποία θα μπορεί κάθε ένας να παρουσιάσει την εμπειρία του, τα προβλήματα, τα οποία συνάντησε και τις λύσεις, τις οποίες έδωσε και

για τους μη μυημένους ας είναι μία πρώτη εισαγωγή στον μαγικό κόσμο των υπογείων έργων.

### 1. Εισαγωγή.

Η πρώτη προσπάθεια εκσκαφής σήραγγος χωρίς την χρησιμοποίηση εκρηκτικών υλικών αλλά με μηχανικά μέσα έγινε το 1856 από τον Wilson στην κατασκευή σιδηροδρομικής σήραγγας κοντά στη Μασσαχουσέτη, μήκους 4,7 μιλίων. Η κατασκευή της σήραγγας διήρκεσε 21 έτη. Η μηχανή Wilson άντεξε μόνο για 3 μέτρα σήραγγος. Οι ζημιές κατά τη διάρκεια της λειτουργίας ήταν τόσο μεγάλες, ώστε δεν επέτρεψαν τη συνέχιση της προσπάθειας.

Η δεύτερη σοβαρή προσπάθεια έγινε κατά έτη 1881-1883 κατά τη διάνοιξη δύο ερευνητικών σηράγγων υδραγωγείου. Η μηχανή που χρησιμοποιήθηκε τότε κατασκευάστηκε με βάση την εμπειρία από τις μηχανές κατακορύφου διατρήσεως για την εξόρυξη πετρελαίου. Και τα αποτελέσματα της προσπάθειας αυτής ήταν πτωχά λόγω κυρίως της ελλείψεως των απαραίτητων γεωλογικών και τεχνολογικών γνώσεων, αλλά και των καταλλήλων μετάλλων και πηγών κινητηρίου ενέργειας.

Μετά τον δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο οι μηχανές ολομετώπου διατρήσεως παρουσιάζουν ραγδαία εξέλιξη. Πρωτοπόροι είναι οι μηχανικοί Robbins (πρώτη αξιόλογη μηχανή ολομετώπου κοπής το 1953) και Wohlmeier (σε συνεργασία με τα εργοστάσια Atlas-Corco και Habegger).

Η πρώτη σήραγγα μεγάλης διατομής σε βράχο κατασκευάστηκε με μηχανικά μέσα το 1963 στο Pakistan. Η σήραγγα είχε διάμετρο διατρήσεως 11.20 m και μήκος 4.3 km. Από τότε η κατασκευή σηράγγων με μηχανικά μέσα παρουσιάζει συνεχή άνοδο.

### 2. Τύποι μηχανών διατρήσεως σηράγγων.

Μία συστηματική κατάταξη των μηχανών διατρήσεως σηράγγων σύμφωνα με την σημερινή τεχνολογική εξέλιξη δίνεται στην εικόνα 2.α.

Κάθε μηχανή διατρήσεως ολομετώπου ή σημειακής κοπής αποτελείται από το βασικό κατασκευάσμα με τη στρεφόμενη κεφαλή και τα κοπτικά εργαλεία, και από ένα ή περισσότερα συστήματα υποστηρίξεως.

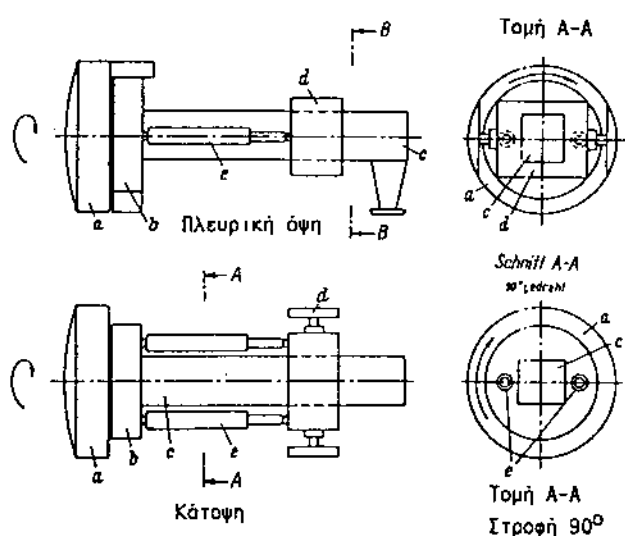
Τα σπουδαιότερα λειτουργικά στοιχεία του βασικού κατασκευάσματος είναι η κοπτική κεφαλή, ο φορέας της κοπτικής κεφαλής, το πλαίσιο της μηχανής, οι διατάξεις

		Συμπαγής βράχος				
Χαλαρό πέτρωμα		Πολύ μαλακός < 400 kp/cm <sup>2</sup>	Λίγο μαλακός 400-800	Μέσις σκληρότητα 800-1800	Υψηλής σκληρότητας 1800-2800	πολύ υψηλή > 2800
Μονοαξονική αντοχή θλίψης πετρώματος						
Βασική κατασκευή						
Φορέας κοπτικών εργαλείων Κοπτική κεφαλή						
Κοπτικά εργαλεία						
Μέθοδος κοπής						
Διατομή στήραγος						
Κίνηση κοπτικής κεφαλής						
Διάταξη κινητήρων κοπτικής κεφαλής						

εναλλασσόμενο  
ηλεκτρική  
συνεχές  
υδραυλική

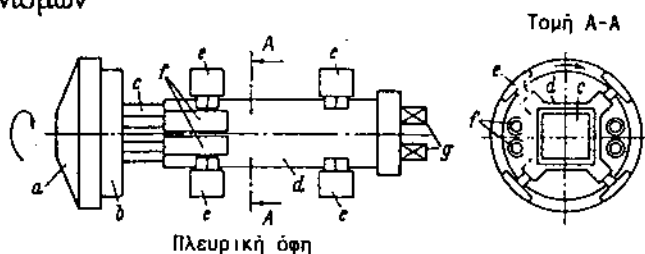
Εικ. 2.α. Συστηματική κατάταξη μηχανημάτων διατρήσεως σπράγγων χωρίς χρήση εκρηκτικών.

Τα σπουδαιότερα λειτουργικά στοιχεία του βασικού κατασκευάσματος είναι η κοπτική κεφαλή, ο φορέας της κοπτικής κεφαλής, το πλαίσιο της μηχανής, οι διατάξεις προεντάσεως, στηρίξεως και προώθησεως της κεφαλής υδραυλικής λειτουργίας και οι κινητήρες της κοπτικής κεφαλής. Οι εικόνες 2.β και 2.γ δίνουν την κατασκευαστική διαμόρφωση και τη θέση των διαφόρων στοιχείων μηχανής ολομετώπου κοπής (τύποι Robbins και Wirth). Στα μηχανήματα σημειακής κοπής υπάρχουν επίσης συστήματα προεντάσεως (αγκυρώσεως) του μηχανήματος και υδραυλική προώθηση της κεφαλής, ιδιαίτερα, όταν εργάζονται σε σήραγγα υπό κλίση. Τα συστήματα υποστηρίξεως είναι κυρίως η ηλεκτρική εγκατάσταση (μεταφορά ηλεκτρικής ενέργειας στο μέτωπο, μετασχηματιστής και διακόπτες), το υδραυλικό συγκρότημα και τα μηχανήματα μεταφοράς υλικών.



Εικ. 2.β. Διαμόρφωση μηχανήματος Robbins. Κινητήρες κοπτικής κεφαλής πάνω στο φορέα.

- |   |                       |
|---|-----------------------|
| a Κοπτική κεφαλή  | d Διάταξη προεντάσεως |
| b Φορέας κοπτικής κεφαλής με πέδιλο ολισθήσεως, πλευρικούς οδηγούς και προστατευτική ασπίδα | e Διάταξη προώθησεως  |
| c Βάση μηχανισμών   |                       |



Εικ. 2.γ. Διαμόρφωση μηχανήματος Wirth. Σύστημα προεντάσεως με δύο σειρές των τεσσάρων κυλίνδρων. Κινητήρες στην ουρά.

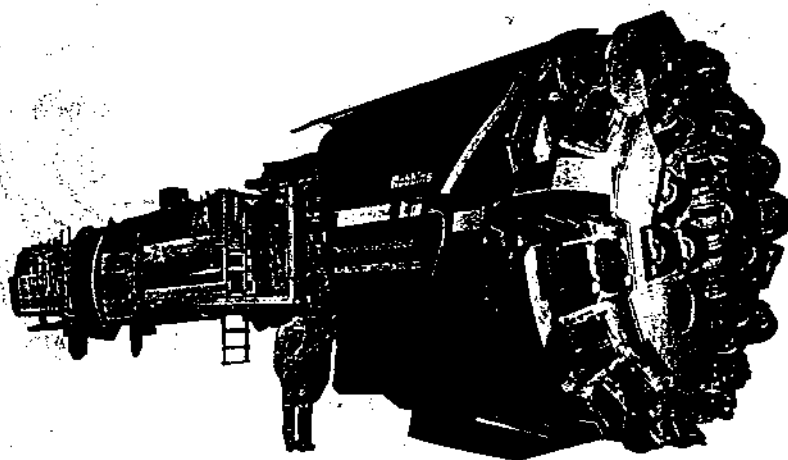
- |                            |                                   |
|----------------------------|-----------------------------------|
| a Κοπτική κεφαλή           | e Κύλινδροι προεντάσεως-στηρίξεως |
| b Φορέας κοπτικής κεφαλής  | f Διάταξη προώθησεως              |
| c Εσωτερικός χώρος μηχανών | g Κινητήρες κοπτικής κεφαλής      |
| d Εξωτερικός χώρος μηχανών |                                   |

### 3. Μηχανές ολομετώπου κοπής.

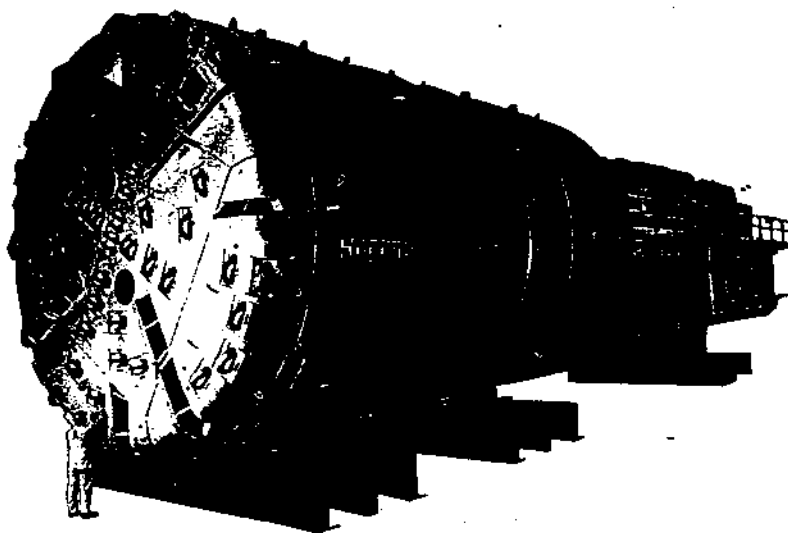
(TBM, Tunnel Boring Machines, Full Face Machines).

Οι μηχανές ολομετώπου κοπής διακρίνονται ανάλογα με το έδαφος σε δύο βασικές κατηγορίες:

- α) Μηχανές ανοικτού ή κλασσικού τύπου (εικ. 2.β, 2.γ και 3.α). Είναι κατάλληλες για σκληρό πέτρωμα.
- β) Μηχανές με ασπίδα. Διακρίνονται σε μηχανές με απλή ή διπλή ασπίδα (εικ. 3.β). Είναι κατάλληλες για σαθρό μη αυτοφερόμενο πέτρωμα.



Εικ. 3.α. Μηχανή Robbins TBM ανοικτού ή κλασσικού τύπου διαμέτρου 4,8 m. Cable tunnel, Hong Kong.



Εικ. 3.β. Μηχανή Robbins TBM διπλής ασπίδας διαμέτρου 8,1 m για την σήραγγα της Βοστώνης.

### 3.1. Μηχανή ολομετώπου κοπής ανοικτού τύπου για σκληρό πέτρωμα.

Διακρίνονται δύο μέθοδοι κοπής σε σκληρό πέτρωμα ανάλογα με την επενέργεια του κοπτικού εργαλείου πάνω στο βράχο:

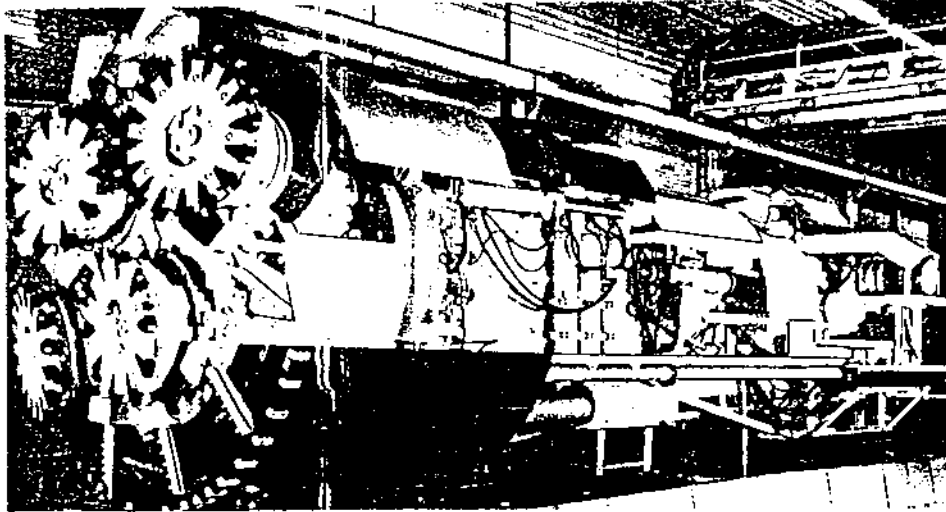
#### 3.1.1. Διάτρηση με υποκοπή του πετρώματος.

Στην περίπτωση αυτή η διεύθυνση κοπής είναι κάθετη προς τον άξονα προωθήσεως του μηχανήματος. Το κοπτικό εργαλείο έχει μορφή δοντιού και μοιάζει με τα κοπτικά εργαλεία των μηχανουργικών τόρνων. Τα κοπτικά εργαλεία είναι κατάλληλα στερεωμένα στην περιφέρεια μίας ή περισσοτέρων στρεφομένων δορυφορικών κεφαλών, τις οποίες φέρει η κυρία στρεφομένη κεφαλή του μηχανήματος. Με την περιστροφή των δορυφορικών κεφαλών "αποφλοιώνεται" το πέτρωμα πάνω σε ολόκληρη την επιφάνεια του μετώπου. Οι δορυφορικές κεφαλές με τα κοπτικά εργαλεία περιστρέφονται γύρω από το δικό τους άξονα και συγχρόνως γύρω από τον κεντρικό άξονα του μηχανήματος με μορφή δορυφορικής κινήσεως. Με τη μορφή αυτή κοπής το πέτρωμα κόβεται σε τεμάχια μεγέθους 5-15 cm ανάλογα με τη γεωλογική του σύνθεση. Είναι επομένως ένα από τα πλεονεκτήματα της μεθόδου το γεγονός, ότι το κοπτικό εργαλείο δεν αναλίσκται σε καθολική κοπή και θρυμματισμό του πετρώματος αλλά σε ένα τμήμα του, με αποτέλεσμα μειωμένη φθορά. Μειονέκτημα, και μάλιστα σοβαρό, είναι η συχνή θραύση των κοπτικών εργαλείων, που οφείλεται στην ανομοιόμορφη σύνθεση του πετρώματος και ιδιαίτερα στους κρυστάλλους που περιέχει, και η απαιτούμενη υψηλή ροπή στρέψεως, η οποία οφείλεται στους μεγάλους μοχλοβραχίονες των κοπτήρων.

Αντιπροσωπευτικός τύπος της μεθόδου υποκοπής είναι το μηχάνημα ολομετώπου κοπής των εργοστασίων Atlas-Corco-Habegger, το οποίο βασίστηκε σε σχέδια του μηχανικού Wohlmeyer. Ο τύπος αυτό, σε διάμετρο 4,2 m χρησιμοποιήθηκε στη διάνοιξη της σήραγγος Θηβών του υδραγωγείου Μόρνου σε σχετικά σκληρό πέτρωμα (εικ. 3.1.1.α).

Οι κοπτήρες, που κατασκευάζονται από ειδικό σκληροχάλυβα, είναι στερεωμένοι στην περιφέρεια των δορυφορικών κοπτικών κεφαλών. Οι δορυφορικές κεφαλές στρέφονται περί τον γεωμετρικό τους άξονα και συγχρόνως ως δορυφόροι περί τον κεντρικό άξονα του μηχανήματος. Το μηχάνημα φέρει συνήθως τέσσερις δορυφορικές κεφαλές. Οι ταχύτητες περιστροφής των δορυφορικών κεφαλών και του τυμπάνου εξαρτώνται από τη φύση του πετρώματος και τη δύναμη προεντάσεως των πεδίων προς τα τοιχώματα της σήραγγος και είναι της τάξεως των 7 έως 12 στροφών ανά λεπτό. Η ταχύτητα περιστροφής του τυμπάνου, σε συνδυασμό με την επιβαλομένη αξονική δύναμη, προσδιορίζουν το μέγεθος των αποκοπτομένων τεμαχίων και την καθαρή ταχύτητα προωθήσεως. Η εργασία στρερωσεως των κοπτικών εργαλείων πάνω στο φορέα τους

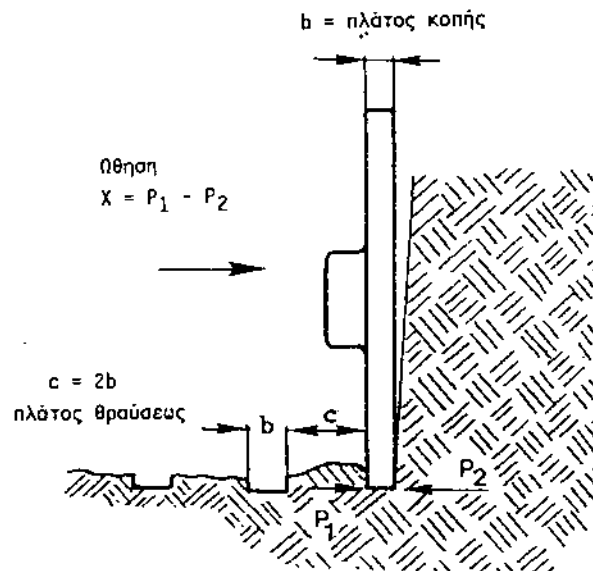
γίνεται με συγκόλληση ή σφήνωση στο συνεργείο του εργοταξίου, το οποίο πρέπει να διαθέτει τα απαραίτητα εργαλεία και συσκευές επισκευής. Ο φορέας με το εργαλείο προσαρμόζεται στη συνέχεια με σύσφιξη πάνω στη δορυφορική κοπτική κεφαλή. Η αντικατάσταση των κοπτήρων πρέπει να γίνεται γρήγορα, γιατί η φθορά τους είναι υψηλή, ιδιαίτερα όταν το μηχάνημα εργάζεται σε σκληρό πέτρωμα. Η σύσφιξη πάνω στη στρεφόμενη κεφαλή πρέπει να είναι πολύ καλή, άλλως υπάρχει κίνδυνος κρουστικών φορτίων κατά τη λειτουργία με αποτέλεσμα αυξημένες φθορές και καταστροφή του εργαλείου.



Εικόνα 3.1.1.α. Μηχανή ολομετώπου κοπής, τύπος Wohlmeier, κατασκευή Atlas Corco-Habegger. Μέθοδος υποκοπής του πετρώματος.

Πλεονέκτημα της μηχανής Atlas-Corco-Habegger είναι η μέθοδος υποκοπής του πετρώματος. Από τη γεωμετρική εσοπτεία της κοπής φαίνεται, ότι οι κάθετα στον άξονα της σήραγγας κινούμενοι κοπτήρες σχηματίζουν στην εσωτερική επιφάνεια της σήραγγας μία μορφή περικοχλίου (τμήμα  $b$  που κόβεται, εικ. 3.1.1.β). Το τμήμα  $c$  που δεν κόβεται θραύεται από την ώθηση της στρεφόμενης κεφαλής χωρίς να καταπονείται το κοπτικό εργαλείο.

Εικ. 3.1.1.β. Γεωμετρική εσοπτεία της κοπής του πετρώματος με τη μέθοδο της υποκοπής.

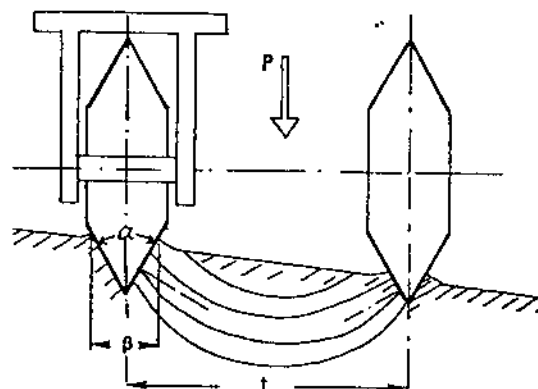


Οι κατασκευαστές δίνουν, ότι μόνο ένα ποσοστό 25-35% του όγκου του πετρώματος κόβεται από το εργαλείο ενώ το υπόλοιπο καταπίπτει με τη θραύση. Δεν αντισταθμίζει όμως το σοβαρό μειονέκτημα της υψηλής φθοράς των κοπτικών εργαλείων και επομένως το υψηλό κόστος λειτουργίας.

Η μηχανή Habegger χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή πολλών σηράγγων στη δεκαετία του 60, και στην Ελλάδα στην κατασκευή της σήραγγας Θήβας του υδραγωγείου Μόρνου. Στη συνέχεια η εξέλιξη των μηχανών ολομετώπου κοπής έκλινε προς τη μέθοδο διατρήσεως με στρεφόμενη κοπίδα, η οποία χρησιμοποιείται σήμερα σχεδόν αποκλειστικά.

### 3.1.2. Διάτρηση με στρεφόμενη δισκοειδή κοπίδα.

Κατά τη μέθοδο αυτή τα κοπτικά εργαλεία, οι κοπίδες, που είναι στερεωμένες σε διάφορες κατάλληλες θέσεις της στρεφόμενης κοπτικής κεφαλής, κόβουν το πέτρωμα παράλληλα προς τον άξονα της σήραγγας, κυλιόμενα πάνω στην επιφάνεια του μετώπου. Η στρεφόμενη κοπίδα διαμορφώνεται ως δίσκος ή κύλινδρος. Ο δίσκος φέρει αφαιρετό κωνικό μανδύα από σκληροχάλυβα τριγωνικής διατομής με ή χωρίς προεξοχές (καρφιά κοπής). Ο κυλινδρικός μανδύας είναι λείος με προεξοχές ή με οδόντες. Οι οδόντες ή η αιχμή της δισκοειδούς κοπίδας εισδύουν με την ισχυρή ώθηση του μηχανήματος μέσα στο πέτρωμα. Η διείσδυση εξαρτάται από τη φύση του πετρώματος, από την διάμετρο του δίσκου (μέχρι 600 mm), από την γωνία της κοπίδας και από την δύναμη ώθησεως, την οποία αναπτύσσει το μηχάνημα. Η κοπτική κεφαλή-φορέας των δισκοειδών κοπίδων περιστρέφεται περί τον γεωμετρικό άξονα του μηχανήματος. Οι δισκοειδείς κοπίδες κυλιούνται πάνω στο μέτωπο με αποτέλεσμα οι τάσεις που αναπτύσσονται, μεγαλύτερες από το όριο ελαστικότητας του πετρώματος, να καταστρέφουν την εσωτερική συνοχή του, προκαλώντας έτσι τον θρυμματισμό του. Τη διαδικασία εισχωρήσεως της κοπίδας στο πέτρωμα και της θραύσεως κατά τις επιφάνειες ολισθήσεως (στα "νερά" του πετρώματος) δείχνει η εικόνα 3.1.2.α.



$\alpha_1$  = γωνία κώνου κοπίδος

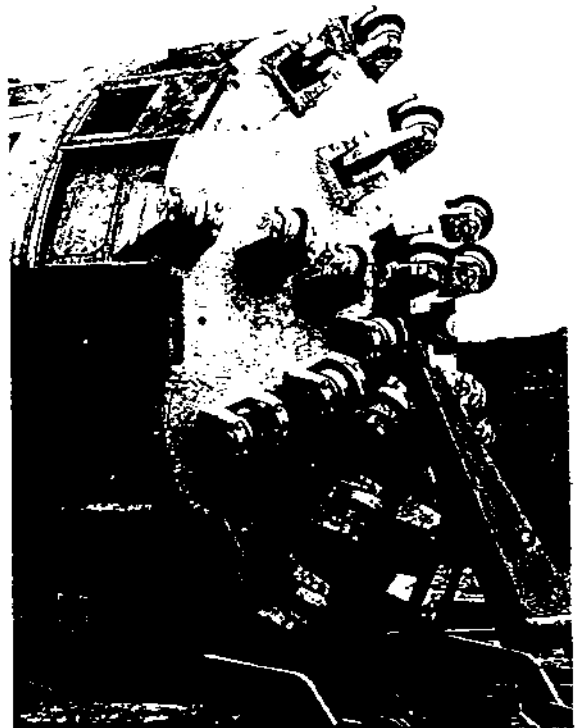
$P$  = επιβαλλομένη δύναμη ώθησεως

Εικ. 3.1.2.α. Γεωμετρική θεώρηση της εισχωρήσεως της δισκοειδούς κοπίδας στο πέτρωμα.

Τα καρφιά, με τα οποία μπορεί να εξοπλισθεί η κοπίδα, υπόκεινται σε υψηλή φθορά και συχνές θραύσεις, ιδιαίτερα σε σκληρά πετρώματα. Ευρύτερη εφαρμογή βρσκουν οι δισκοειδείς κοπίδες με μανδύα κωνικής διατομής. Με τη μορφή αυτή κοπίδας το υλικό δεν κονιοποιείται, όπως στην περίπτωση των καρφιών, αλλά κόβεται σε σχετικά μεγαλύτερα τεμάχια (ανάλογα με το πέτρωμα μέχρι 30 mm), οπότε η φθορά του κοπτικού εργαλείου είναι μικρότερη. Επίσης το ενεργό μήκος κοπής της κοπίδας είναι μεγαλύτερο σε σχέση με τη σημειακή κοπή του καρφιού, επομένως η διάρκεια ζωής του εργαλείου μεγαλύτερη. Η δισκοειδής κοπίδα εδράζεται σε έδρανο κυλίσεως, το οποίο στερεώνεται πάνω στο στρεφόμενο τύμπανο-φορέα και κυλιεται (υπό την ισχυρή πίεση του μηχανήματος) πάνω στην επιφάνεια του μετώπου και σε συνεργασία με την κατάλληλα τοποθετημένη γειτονική κοπίδα, προκαλεί θραύση του πετρώματος κατά τις επιφάνειες ολισθήσεως (εικ. 3.1.2.β). Οι θέσεις των συνεργαζομένων κοπίδων και ο αριθμός τους εξαρτάται από τη φύση του πετρώματος. Το μέγεθος και η ποσότητα του υλικού που εξορύσσεται εξαρτάται από τη μορφή των επιφανειών ολισθήσεως, από τη σκληρότητα του πετρώματος, από την επιβεβλημένη δύναμη ωθήσεως και από τη μορφή και τη διάταξη των κοπίδων.

Ο θρυμματισμός ενός τμήματος του υλικού είναι αναπόφευκτος με αποτέλεσμα την δημιουργία σκόνης στο μέτωπο. Για το λόγο αυτό απαιτούνται ισχυρά μηχανήματα αποκονιώσεως που λειτουργούν με αναρρόφηση ή και με πίεση.

Εικ. 3.1.2.β. Κοπτική κεφαλή με κυλιόμενες δισκοειδείς κοπίδες. Μηχανή Robbins, διάμ. 4,20 m. Υδραγωγείο Μόρνου. Είσοδος σήραγγος Κυθαιρώνος.



Αντιπροσωπευτικός τύπος μηχανήματος ολομετώπου κοπής με δισκοειδείς κοπίδες είναι η μηχανή των εργοστασίων J. S. Robbins. Οι μηχανές των εργοστασίων Wirth, Demag και Lwrence εργάζονται με βάση την ίδια αρχή, με τη διαφορά, ότι η κοπίδα διαμορφώνεται και ως κυνδρικό σώμα με καρφιά από σκληροχάλυβα. Με τα καρφιά επιδιώκεται η αύξηση της διάρκειας ζωής του εργαλείου σε σκληρό πέτρωμα (σκληρότητα πάνω από  $1800 \text{ kp/cm}^2$ ).

### 3.2. Συστήματα διατρήσεως σηράγγων με μηχανήματα ολομετώπου κοπής.

Κατά την επιλογή του μηχανικού εξοπλισμού για την διάνοιξη σήραγγος πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στις διάφορες παραμέτρους, όπως είναι η διατομή της σήραγγας (κυκλική ή πεταλοειδής), η διαθεσιμότητα υπάρχοντων μηχανών, οι γεωλογικές συνθήκες, περιβαντολογικές θεωρήσεις (επίδραση σκόνης, παρενέργειες εκτινάξεων) και ο χρόνος κατασκευής.

Για την κατασκευή σηράγγων μεγάλης διατομής χρησιμοποιούνται τα εξής συστήματα:

- α) Μηχανική διάτρηση όλης της διατομής με μηχανές απλής ασπίδας ή διπλής ασπίδας τηλεσκοπικού τύπου. Για μαλακά εδάφη.
- β) Μηχανική διάτρηση όλης της διατομής με μηχανές ανοικτού τύπου. Για αυτοφερόμενα πετρώματα.
- γ) Μηχανική διάτρηση με οδηγητική σήραγγα (pilot tunnel) και στη συνέχεια διεύρυνση.

#### 3.2.1. Ολομέτωπη κοπή με απλή ασπίδα.

Ενα μεγάλο ποσοστό οδικών σηράγγων μεγάλης διατομής σε μαλακά πετρώματα διατρήθηκαν τα τελευταία χρόνια με μηχανήματα ολομετώπου κοπής με ασπίδα με παράλληλη τοποθέτηση των επενδυτικών στοιχείων (εικ. 3.2.2).

Οι μηχανές με ασπίδα αποτελούνται από την ασπίδα, το σημαντικότερο εργαλείο του μηχανήματος διατρήσεως, από την κοιτική κεφαλή με την μονάδα κινήσεως, από το σύστημα ωθήσεως, από το σύστημα συναρμολογήσεως των στοιχείων επένδυσεως και από το συγκρότημα των κινητηρίων μονάδων. Η εκσκαφή και η αντιστήριξη της σήραγγας γίνονται μέσα στην προστατευόμενη περιοχή της ασπίδας. Η αντιστήριξη της σήραγγας εξασφαλίζεται με την τοποθέτηση προκατασκευασμένων στοιχείων δακτυλίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δακτύλιοι μπορούν να σχεδιαστούν έτσι, ώστε να αποτελέσουν την τελική επένδυση της σήραγγας ή να θεωρηθούν ως πρωτογενής αντιστήριξη με διάστρωση σκυροδέματος για την τελική ασφάλιση.

Σε σύγκριση με τα μηχανήματα ανοικτού τύπου, η προώθηση των μηχανών με ασπίδα περιορίζεται από την ταχύτητα τοποθέτηση των δακτυλίων αντιστήριξεως. Το μειονέκτημα αυτό αντιμετωπίζεται με ελεύθερη τοποθέτηση υποστηριγμάτων, εφ' όσον το επιτρέπουν οι εδαφολογικές συνθήκες.

Η διάνοιξη σηράγγων μεγάλης διατομής με ασπίδα σε μη αυτοφερόμενο βράχο μπορεί να οδηγήσει σε παγίδευση της ασπίδας. Σε σήραγγες μεσαίου μεγέθους το πρόβλημα

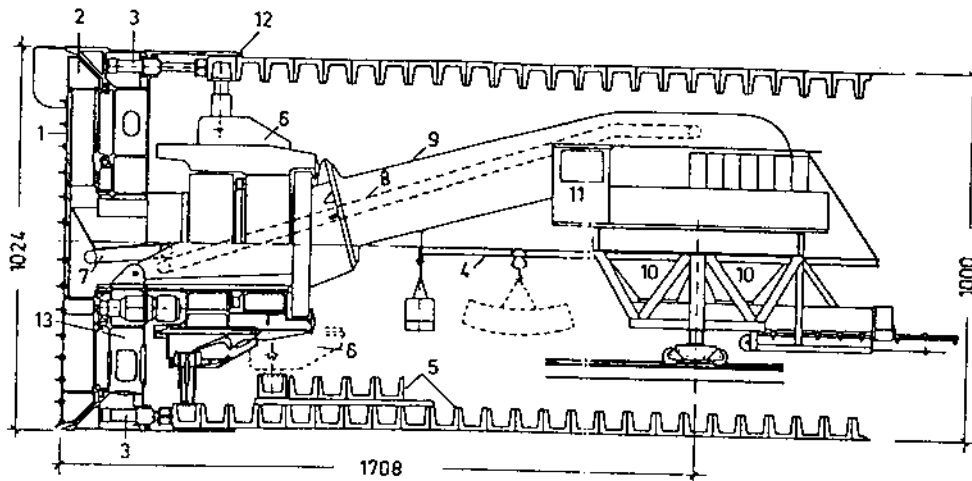
αυτό αντιμετωπίζεται με μία πρόσθετη υπερεκκαφή η με ασπίδα μορφής λεπίδος ρυθμιζομένης διαμέτρου, η οποία αποτελείται από χωριστά στοιχεία προωθήσεως.

Για την αντιστήριξη του βράχου οι κενοί χώροι πίσω από τους προκατασκευασμένους δακτυλίους γεμίζουν με ειδικό σκυρόδεμα ή οι δακτύλιοι προεντείνονται προς το πέτρωμα.

Είναι απαραίτητο ο προμηθευτής της μηχανής TBM να γνωρίζει τις παραμέτρους των μικρομετακινήσεων, το μέγεθος της αλλαγής της διατομής και την αναμενόμενη αντίδραση του διαταραγμένου βράχου.

Οι φάσεις λειτουργίας του μηχανήματος ανά κύκλο έχουν ως εξής:

- α) Εκκαφή και σκυροδέτηση πλάτης δακτυλίων. Με την περιστροφή της κοπτικής κεφαλής, η οποία εδράζεται μέσα στην εμπρόσθια ασπίδα, κόβεται το υλικό και καταπίπτει στον πυθμένα. Η απαραίτητη για την διείσδυση ώθηση αναπτύσσεται από τους ωθητικούς κυλίνδρους, οι οποίοι είναι τοποθετημένοι μέσα στην ασπίδα και στηρίζονται στον τελευταίο (προς το μέτωπο) δακτύλιο. Το υλικό εκκαφής μεταφέρεται από τους κάδους της κοπτικής κεφαλής σε ένα μεταφορικό μάντα, ο οποίος το μεταφέρει και φορτώνει τα μεταφορικά μηχανήματα (ελαστικοφόρα οχήματα, σιδηροδρομικά βαγόνια ή σπανιότερα μεταφορικούς ελαστικούς μάντες). Κατά τη διάρκεια της φάσεως εκκαφής η ασπίδα προωθείται κατά ένα διάστημα προωθήσεως περίπου 1,2 m ανάλογα με το μηχάνημα. Η ουρά της ασπίδας, η οποία είναι ενωμένη με την κυρία ασπίδα ελευθερώνει κατά την προώθηση τον χώρο μεταξύ των τοποθετημένων δακτυλίων και του πετρώματος. Για την αποφυγή καθιζήσεων πρέπει ο χώρος αυτός να γεμίζει με υλικό πλήρωσεως.
- β) Σύμπτυξη υδραυλικών κυλίνδρων και δακτυλίου πιέσεως. Μετά το πέρας της προωθήσεως κατά ένα βήμα των 1,2 m (ανάλογα με το μέγεθος του μηχανήματος συμπίπτουν συγχρόνως οι υδραυλικοί κύλινδροι προωθήσεως. Ο δακτύλιος πιέσεως (εξάρτημα του μηχανήματος, τοποθετείται μεταξύ δακτυλίων σκυροδέματος και εμβόλου κυλίνδρου) προχωρεί κατά ένα βήμα. Έτσι ελευθερώνεται ο χώρος στην ασπίδα ουράς για την τοποθέτηση του νέου δακτυλίου αντιστήριξεως
- γ) Τοποθέτηση δακτυλίων. Με την προστασία της ασπίδας ουράς τοποθετούνται τα στοιχεία του νέου δακτυλίου. Η τοποθέτηση γίνεται με τη βοήθεια μιας βοηθητικής διατάξεως, η οποία βρίσκεται πάνω στο μηχάνημα. Ο δακτύλιος πιέσεως πιέζεται πάνω στο νέο δακτύλιο αντιστήριξεως και επαναλαμβάνεται η νέα φάση εκκαφής.



Εικ. 3.2.2. Μηχάνημα ολομετώπου κοπής με τηλεσκοπική ασπίδα. Σχέδιο Robbins.

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| 1. Τροχός κοπής                           | 7 Ενδιάμεσος τροφοδ. μιάς  |
| 2. Αναβατήριο υλικού με κάδους            | 8 Κύριος μεταφορικός μιάς  |
| 3. Κύλινδροι προωθήσεως (τηλεσκοπήσεως)   | 9 Αεροστεγές κάλυμα        |
| 4. Τροχιά γερανού (monorail)              | 10 Θέση μεταφριτώσεως      |
| 5. Δακτύλιοι αντιστηρίξεως (οπλ. σκυροδ.) | 11 Καμπίνα χειρισμών       |
| 6. Διάταξη τοποθετήσεως δακτυλίων         | 12 Στεγάνωση ασπίδας ουράς |
|   | 13 Διάδρομος επισκέψεως    |

### 3.2.2. Ολομέτωπη κοπή με διπλή τηλεσκοπική ασπίδα.

Μία εξέλιξη της μηχανής ολομετώπου κοπής με απλή ασπίδα είναι η μηχανή με διπλή τηλεσκοπική ασπίδα, η οποία επιτρέπει προχώρηση της κεφαλής με ή χωρίς σύγχρονη τοποθέτηση των δακτυλίων. Η μηχανή αποτελείται από την εμπρόσθια ασπίδα με την κοπτική κεφαλή, το κύριο έδρανο και τη μονάδα κινήσεως, από την κυρία ασπίδα με τους κυλίνδρους ωθήσεως και από την ασπίδα ουράς για την τοποθέτηση των δακτυλίων επενδύσεως. Η εμπρόσθια ασπίδα και η κυρία ασπίδα συνδέονται μεταξύ τους με το τηλεσκοπούμενο τμήμα και τους υδραυλικούς κυλίνδρους τηλεσκοπήσεως (εικ. 3. β).

Όταν η μηχανή μπορεί να προενταθεί ικανοποιητικά προς στα τοιχώματα της σήραγγας, τότε έχει τη δυνατότητα να σκάβει στο μέτωπο και συγχρόνως να τοποθετεί τους δακτυλίους επενδύσεως. Στην περίπτωση κατά την οποία οι γεωλογικές συνθήκες δεν απαιτούν αντιστηρίξη, τότε η εμπρόσθια ασπίδα με την κοπτική κεφαλή προωθείται μέσω των κυλίνδρων τηλεσκοπήσεως, ενώ η κυρία ασπίδα στηρίζεται στα τοιχώματα της σήραγγας. Αν η δύναμη προεντάσεως προς τα τοιχώματα δεν είναι ικανή να προωθήσει την κοπτική κεφαλή, τότε η μηχανή λειτουργεί ως κοινή μηχανή με απλή ασπίδα, δηλαδή η προχώρηση πρέπει να διακοπεί για να τοποθετηθούν οι αντιστηρίξεις.

Για τη μείωση του ενεργού μήκους της ασπίδας (απαραίτητος παράγων για την αποφυγή παγιδεύσεως της ασπίδας από τα υψηλά φορτία των υπερκειμένων υλικών, ή για την περίπτωση εργασίας επί καμπυλών), προστίθενται αρθρωτοί σύνδεσμοι μεταξύ των γειτονικών τμημάτων της ασπίδας, π.χ. μεταξύ εμπροσθίας ασπίδας κοπτικής κεφαλής και κυρίας ασπίδας, και μεταξύ κυρίας ασπίδας και ασπίδας ουράς.

Οι μεγαλύτερες τηλεσκοπούμενες μηχανές που κατασκευάστηκαν μέχρι σήμερα εργάζονται στη διάνοιξη της σήραγγας της Μάγχης (συνολικά 8 μηχανές με διάμετρο 8,36 έως 8,72 m) και στο σύστημα αποχετεύσεως του λιμένα της Βοστόνης (Robbins, διάμετρος 8,1 m σε σκληρό πέτρωμα).

### 3.2.3. Μηχάνημα ολομετώπου κοπής ανοικτού τύπου.

Χρησιμοποιούνται στη διάνοιξη σηράγγων σε σκληρό αυτοφερόμενο πέτρωμα. Υπάρχουν δύο τύποι μηχανών ολομετώπου κοπής, οι οποίες διαφέρουν στη βασική διαμόρφωση ως προς το σύστημα των πεδίων στηρίξεως-προεντάσεως στα τοιχώματα και το σύστημα κατευθύνσεως.

#### 3.2.3.1. Μηχανή ολομετώπου κοπής Robbins.

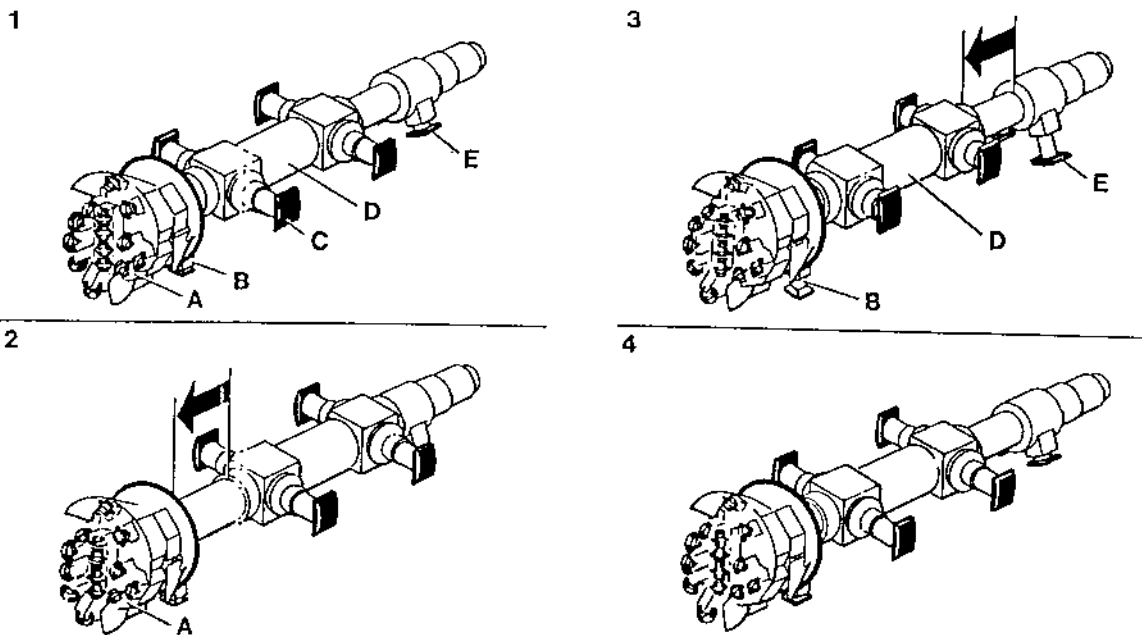
Η εικόνα 3.2.3.1.α δίνει την αρχή λειτουργίας της μηχανής Robbins.

Το χαρακτηριστικό της απλής μηχανής Robbins είναι η χρησιμοποίηση ενός ζεύγους κυλίνδρων προεντάσεως προς τα τοιχώματα της σήραγγας. Κατά τη φάση εκσκαφής η μηχανή προεντείνεται προς τα τοιχώματα της σήραγγας για την επίτευξη προσφύσεως, απαραίτητης για την ανάπτυξη της δυνάμεως ωθήσεως της κεφαλής. Η προώθηση γίνεται με τους κύλινδρους προωθήσεως. Όταν εξαντληθεί η διαδρομή των εμβόλων προωθήσεως της μηχανής, διακόπτεται η λειτουργία, η μηχανή εδράζεται στα βοηθητικά πέδιλα, υδραυλικής λειτουργίας, και οι υδραυλικοί κύλινδροι πλευρικής στηρίξεως συσπειρώνονται. Το κύκλωμα των υδραυλικών κυλίνδρων προωθήσεως αναστρέφεται από προώθηση κεφαλής σε συσπίρωση των εμβόλων και το σύστημα των κυλίνδρων στερεώσεως-προεντάσεως κινείται προς την φορά εκσκαφής κατά μία διαδρομή εμβόλου. Οι κύλινδροι προεντείνονται στη νέα θέση προς τα τοιχώματα, μαζεύονται τα βοηθητικά πέδιλα στηρίξεως και η λειτουργία εκσκαφής επαναλαμβάνεται για ένα μήκος διαδρομής εμβόλου.

Το σύστημα είναι απλό και δεν απαιτεί πολλούς χειρισμούς. Έχει το μειονέκτημα, ότι λόγω των υψηλών δυνάμεων στηρίξεως, απαιτείται αντίστοιχα ανθεκτικό πέτρωμα. Όταν

παρουσιαστούν ρήγματα ή κενά, τότε η λειτουργία του μηχανήματος είναι προβληματική.

Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, όταν υπάρχει, το μηχάνημα εξοπλίζεται με διδύμους πέδιλα στηρίξεως-προεντάσεως σε κάθε πλευρά ή δύο σειρές πεδίων, τα οποία βρίσκονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο (κατασκευές Robbins, Atlas Corco Jarva). Ένα ακόμη πλεονέκτημα των δύο σειρών πεδίων είναι η καλύτερη κατεύθυνση του μηχανήματος κατά την διάρκεια της φάσεως προώθησεως. Η αρχή λειτουργίας του μηχανήματος είναι η ίδια όπως και στην προηγούμενη περίπτωση (εικ. 3.2.3.1.α).



Εικ. 3.2.3.1.α. Μηχάνη ολομετώπου κοπής ανοικτού τύπου για σκληρό πέτρωμα με δύο διπλούς κυλίνδρους προεντάσεως-στερεώσεως (Atlas Corco Jarva).

A = Κοπτική κεφαλή

B = Πέδιλα εδράσεως

C = Πέδιλα με κυλίνδρους προεντάσεως-στερεώσεως προς τα τοιχώματα

D = Σώμα μηχανής

E = Πέδιλα ευθυγραμμίσεως

Περιγραφή κύκλου λειτουργίας:

1. Εναρξη κύκλου διατρήσεως με τους κυλίνδρους στερεώσεως C σε προένταση. Τα πέδιλα εδράσεως B και ευθυγραμμίσεως E είναι μαζεμένα.
2. Η κοπτική κεφαλή προωθείται έως ότου εξαντληθεί η διαδρομή του εμβόλου προώθησεως.
3. Η μηχανή εδράζεται στα πέδιλα εδράσεως B και ευθυγραμμίσεως E. Μαζεύονται τα πέδιλα προεντάσεως και το σώμα D κινείται προς την κεφαλή.
4. Οι κύλινδροι στερεώσεως προεντείνονται προς τα τοιχώματα και μαζεύονται τα πέδιλα στερεώσεως και ευθυγραμμίσεως.

### 3.2.3.2. Μηχανή ολομετώπου κοπής Wirth.

Τα εργοστάσια Wirth και Atlas Copco εφαρμόζουν την αρχή στηρίξεως του μηχανήματος στα τοιχώματα της σήραγγας με δύο σειρές και τέσσερις κυλίνδρους, οι οποίοι βρίσκονται σε δύο κάθετα μεταξύ τους επίπεδα (εικ. 2.γ). Ο σχεδιασμός αυτός εξασφαλίζει πολύ καλή και ισοσταθμισμένη στήριξη και κατεύθυνση της κοπτικής κεφαλής κατά τη διάρκεια της κοπής σχεδόν ανεξάρτητα από τις γεωλογικές μεταβολές. Η διάταξη αυτή δεν απαιτεί διορθώσεις κατευθύνσεως κατά τη φάση της διατρήσεως. Οι διορθώσεις γίνονται μετά το πέρας του κύκλου προωθήσεως, όταν το μηχάνημα εδράζεται στα εμπρόσθια στηρίγματα. Είναι ακριβή λύση ως προς την επένδυση.

Η διάταξη των κυλίνδρων προεντάσεως-στηρίξεως σε δύο επίπεδα εξασφαλίζει βελτιωμένες συνθήκες εφαρμογής των δυνάμεων ωθήσεως στο μέτωπο της σήραγγας. Επίσης η διάταξη αυτή επιτρέπει την τοποθέτηση πλαισίων και αγκυρώσεων οροφής. Είναι ιδιαίτερης σημασίας για το ρυθμό προχωρήσεως της μηχανής η δυνατότητα τοποθέτησεως πλαισίων αντιστηρίξεως, αγκυρώσεων, εκτοξευομένου σκυροδέματος και δακτυλίων επενδύσεως χωρίς διακοπή της εκσκαφής. Η παράλληλη αυτή λειτουργία αυξάνει σημαντικά την μέση ταχύτητα προωθήσεως.

### 3.2.3.3. Εφαρμογές σε τεχνικά έργα.

Στη συνέχεια γίνεται αναφορά σε διάφορα έργα, στα οποία χρησιμοποιήθηκαν μηχανήματα ολομετώπου κοπής, με ασπίδα ή ανοικτού τύπου.

#### 3.2.3.3.α. Μηχανή ολομετώπου κοπής Robbins, διάμετρος 4,20 m. Ανοικτού τύπου.

(Υδραγωγείο Μόρνου).

Μηχανές ολομετώπου κοπής Robbins χρησιμοποιήθηκαν για πρώτη φορά στην Ελλάδα με επιτυχία στη διάνοιξη των σηράγγων του υδραγωγείου Μόρνου, σήραγγες Γκίονας και Κυθαιρώνος. Οι στροφές του τυμπάνου με τις στρεφόμενες κοπίδες (ο αριθμός τους εξαρτάται από τις διαστάσεις της σήραγγας και από τη φύση του πετρώματος) εκυμαίνεται περί τις 6 ανά πρώτο λεπτό. Η επιβεβλημένη δύναμη σε κάθε κοπίδα ήταν ανάλογα με τις εκάστοτε εδαφολογικές συνθήκες 6-15 τόνοι. Η διαφορά ακτίνων των ομοκέντρων κύκλων ή η απόσταση των κοπίδων μπορούσε να μεταβληθεί μεταξύ 12 και 40 cm. Γωνία  $\alpha_2 = 60-90^\circ$ . Φθορά κοπτικών εργαλείων (σε σημερινές τιμές) 300-900 Δρχ/μ<sup>3</sup>. Η φθορά μπορεί να αυξηθεί στο πενταπλάσιο σε πολύ σκληρά πετρώματα μη επιδεκτικά μηχανικής διατρήσεως. Η ημερησία προχώρηση (τρεις βάρδιες) ήταν κατά μέσο όρο 25 m/ημέρα (εικ. 3.1.2.β).

### 3.2.3.3.β. Μηχανή ολομετώπου κοπής Robbins, διάμετρος 8,36 m.

(Υποθαλάσσια σήραγγα Μάγχης).

Η δάτρηση της σήραγγας του καναλιού κάτω από τη Μάγχη (Channel Tunnel) έγινε με δύο μηχανές Robbins TBM 271-273 και 271-244 διαμέτρου 8,36 m σε παράλληλη λειτουργία στις δύο σήραγγες κυκλοφορίας. Η μία από τις δύο μηχανές επέτυχε παγκόσμιο ρεκόρ προχωρήσεως 1719,1 m σε ένα μήνα κάτω από σχετικά δυσμενείς συνθήκες λειτουργίας (καταπτώσεις νερών στη σήραγγα) και με παράλληλη τοποθέτηση των προκατασκευασμένων δακτυλίων αντιστηριξεως. Η αιχμή της μηνιαίας προχωρήσεως των 1719,1 m επετεύχθη τον 19ο μήνα.

Η επένδυση της σήραγγας κυκλοφορίας έγινε με προκατασκευασμένα στοιχεία δακτυλίων από σκυρόδεμα και χάλυβα. Η εσωτερική διάμετρος 7,6 m απαιτούσε 9 στοιχεία πλέον το κλειδώμα για τον σχηματισμό ενός πλήρους δακτυλίου. Για την παραγωγή των προκατασκευασμένων δακτυλίων αντιστηριξεως εγκαταστάθηκαν τέσσερα εργοστάσια με ικανότητα παραγωγής το καθένα 70 στοιχεία ανά 12ωρη βάρδια. Η αιχμή της παραγωγής έφτασε τα 1000 στοιχεία ανά 24ωρο. Εχρησιμοποιήθηκαν συνολικά 500.000 στοιχεία. Η ταχεία ωρίμαση των στοιχείων γινόταν σε θερμοκρασία 50<sup>o</sup> C για την απόκτηση αντοχής 10 N/mm<sup>2</sup> σε 6 ώρες. Εχρησιμοποιήθηκαν επίσης χαλύβδινα στοιχεία.

### 3.2.3.3.γ. Μηχανήματα ολομετώπου κοπής Αθηναϊκού Μετρό.

Τα δύο μηχανήματα ολομετώπου κοπής για την διάνοιξη των σηράγγων του Αθηναϊκού Μετρό είναι τύπου διπλής ασπίδας, κατασκευής των εργοστασίων Neyric Γαλλίας, με σχέδια των εργοστασίων Mitsubishi. Η αρχή λειτουργίας είναι Robbins. Το συνολικό μήκος κάθε μηχανήματος είναι 149 m και το βάρος (κενό) είναι 1650 τόνοι, με εγκατεστημένη ισχύ 4.000 KVA. Η διάμετρος εκσκαφής της σήραγγας είναι 9,5 m. Επενδύεται με προκατασκευασμένους δακτυλίους από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ταχύτητα εκσκαφής προβλέπεται να είναι 4,80 m/min, και η μέση ημερήσια προχώρηση για 24-ωρη εργασία περίπου 10 μέτρα επενδεδυμένης σήραγγας.

Η κεφαλή του TBM έχει διάμετρο 9,456 m, μήκος 8,963 m και βάρος 900 Mr. Διακρίνεται στα εξής τέσσερα τμήματα:

- α) Κοπτική κεφαλή. Φέρει τα αποξεστικά μαχαίρια και τις δισκοειδείς κοπίδες, διαμέτρου 17" (431,8 mm).
- β) Το εμπρόσθιο τμήμα της ασπίδας. Φέρει τα εξής στοιχεία:

Τα πέλματα σταθεροποιήσεως της μηχανής έναντι πιθανής περιστροφής, που είναι δυνατόν να αναπτυχθεί ως αντίδραση κατά την κοπή του πετρώματος.

Τα έμβολα προωθήσεως της κοπτικής κεφαλής, τα οποία είναι τοποθετημένα περιμετρικά κάτω από την ασπίδα και αναπτύσσουν την δύναμη ωθήσεως, μέχρι 5.600 τόννους, στηριζόμενοι στον τελευταίο δακτύλιο από προκατασκευασμένα στοιχεία. Μεταξύ των εμβόλων και των δακτυλίων παρεμβάλλεται μεταλλικός προστατευτικός δακτύλιος.

Τον ελαστικό ταινιόδρομο, ο οποίος παίρνει τα προϊόντα εκσκαφής από το εμπρόσθιο τμήμα της ασπίδας και τα μεταφέρει στα οχήματα μεταφοράς.

γ) Το οπίσθιο τμήμα της ασπίδας. Φέρει τα εξής τμήματα:

Την διάταξη τοποθέτησεως των προκατασκευασμένων στοιχείων (erector) επενδύσεως της σήραγγος. Η συγκράτηση των στοιχείων γίνεται με δημιουργία κενού μεταξύ της αρπάγης του βραχίονα και της άνω παρειάς των στοιχείων, η επιφάνεια της οποίας πρέπει να είναι τελειώς λεία.

Τα ακροφύσια εγχύσεως σκυροδέματος, τα οποία βρίσκονται στο οπίσθιο τμήμα της ασπίδας. Οι δακτύλιοι επενδύσεως έχουν διάμετρο μικρότερη από αυτήν της εκσκαφής. Τα κενά μεταξύ πετρώματος και δακτυλίων γεμίζουν με ειδικό σκυρόδεμα (mortar), το οποίο καταθλίβεται μέσω των ακροφυσίων.

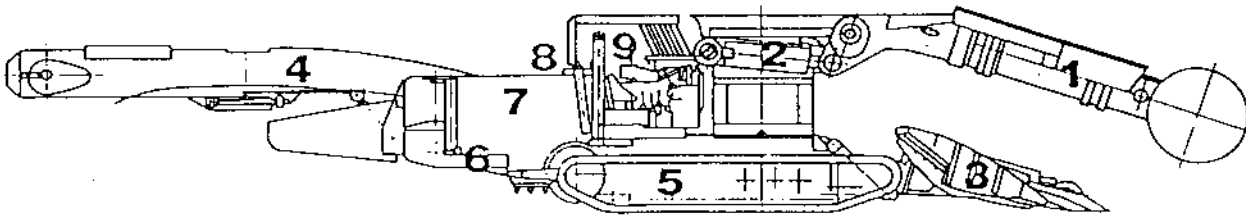
Το τμήμα μεταδόσεως κινήσεως. Βρίσκεται στο εσωτερικό της ασπίδας, πίσω από την κοπτική κεφαλή.

#### 4. Μηχανές σημειακής κοπής.

(Αγγλ. Roadheader, Γερμαν. Teilschnittmaschine)

Τα τελευταία χρόνια οι μηχανές σημειακής κοπής χρησιμοποιούνται με συνεχώς αυξανόμενο ρυθμό τόσο στα υπόγεια τεχνικά έργα, όσο και στη διάνοιξη στοών μεταλλείων. Σε σύγκριση με τα μηχανήματα ολομετώπου κοπής έχουν το πλεονέκτημα, ότι μπορούν να διανοίξουν διάφορες διατομές, εκτός της κυκλικής, και διατομές διαφορετικών διαστάσεων χωρίς αλλαγή των λειτουργικών τους στοιχείων. Επίσης έχουν τη δυνατότητα λειτουργίας πάνω σε ακόμη και κλειστές καμπύλες και με κλίση, και της ταχείας αλλαγής της θέσεως εργασίας. Τα μειονεκτήματά τους, έναντι των μηχανημάτων ολομετώπου κοπής, είναι η χαμηλή εκσκαπτική ικανότητα, ο περιορισμός σε πετρώματα με αντοχή μέχρι 110 Μρα (από περίπου 70 Μρα η φθορά των κοπτικών εργαλείων αρχίζει να γίνεται αντιοικονομική) και η οριακή διατομή μέχρι 42 m<sup>2</sup>.

Η διαμόρφωση του μηχανήματος σημειακής κοπής και τα κύρια τμήματα, α οποία το συνθέτουν φαίνονται στην εικόνα 4.α.



Εικ. 4.α. Μηχάνημα σημειακής κοπής.

- |                               |                          |
|-------------------------------|--------------------------|
| 1. Πρόβολος κοπτικής κεφαλής  | 5. Ερπυστριοφόρο φορείο  |
| 2. Δισκοειδή έδρανα           | 6. Πλαίσιο βάσεως        |
| 3. Διάταξη αυτοφορτώσεως      | 7. Ηλεκτρική εγκατάσταση |
| 4. Μεταφορικός μιάς φορτώσεως | 8. Υδραυλική μονάδα      |

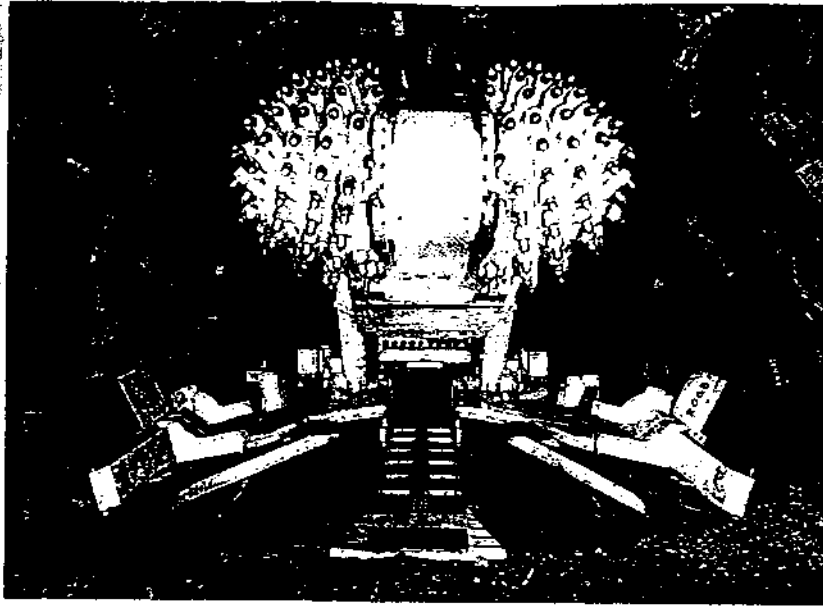
Οι μηχανές σημειακής κοπής διακρίνονται σε τέσσερις ομάδες:

- α) Μηχανές με κεφαλή εγκαρσίας κοπής. Στην περίπτωση αυτή το μήκος της κυλινδρικής κεφαλής είναι ίσο με το πλάτος της διατομής της σήραγγας.
- β) Μηχανές με κεφαλή διαμήκου κοπής. Η κοπτική κεφαλή κόβει το πέτρωμα παράλληλα προς τον άξονα της σήραγγας (εικ. 4.β).
- γ) Μηχανές με κεφαλή εγκαρσίας κοπής και πλευρική μετακίνηση της κυλινδρικής κεφαλής.
- δ) Μηχανές με κεφαλή εγκαρσίας κοπής και δύο κοπτικούς κυλίνδρους. Η κοπτική κεφαλή διαμορφώνεται ως διπλό στρεφόμενο τύμπανο με τους δύο κοπτικούς κυλίνδρους εκατέρωθεν του διαμήκου άξονος του προβόλου (εικ. 4.γ).



Εικ. 4.β. Μηχανή σημειακής κοπής με κεφαλή διαμήκου κοπής (κατασκευή Paurat).

Τύπος T1.10 για πετρώματα μέχρι 100 MPa.



Εικ. 4.γ. Μηχανή σημειακής κοπής εγκαρσίας κοπής με διπλό τύμπανο (κατασκευή Westfalia Becorit).

Τελευταίες έρευνες απέδειξαν, ότι η αρχή της αξονικής κοπής των κεφαλών εγκαρσίας κοπής υπερέρχει σε λειτουργικές ιδιότητες των κεφαλών διαμήκουσ κοπής ιδιαίτερα σε περιπτώσεις συμπαγών πετρωμάτων.

Οι μικρές μηχανές ισχύος κοπής (ισχύς κινήσεως κοπτικού τυμπάνου) μπορούν χρησιμοποιηθούν σε σχηματισμούς αντοχής σε θλίψη μέχρι  $3000 \text{ N/cm}^2 = 30 \text{ MPa}$ . Οι μηχανές ισχύος μέχρι  $100 \text{ kW}$  μπορούν να εργαστούν οικονομικά σε πετρώματα μέχρι  $8.000 \text{ N/cm}^2 = 80 \text{ MPa}$ . Με  $200 \text{ kW}$  μπορούν να εργαστούν σε πετρώματα μέχρι  $10.000 \text{ N/cm}^2 = 100 \text{ MPa}$ . Τα σύγχρονα μηχανήματα με κοπτική ισχύ  $400 \text{ kW}$  μπορούν να εργαστούν και σε πετρώματα  $120 \text{ MPa}$ .

#### 4.1. Μηχάνημα μερικής κοπής Westfalia-Becorit, τύπος WAV 300, 400 kW.

Τα εργοστάσια Westfalia-Becorit, ειδικευμένα στην κατασκευή μηχανημάτων διατρήσεως σπράγγων κατασκευάζουν τρεις τύπους μηχανημάτων σημειακής κοπής. Το μεγαλύτερο από αυτά, ο τύπος WAV 300 ζέχει βάρος περίπου  $95 \text{ t}$ , κινείται σε ερπύστριες και έχει τη δυνατότητα να ανοίξει σπράγγα διατομής μέχρι  $42 \text{ m}^2$ , πλάτος πυθμένα  $6,8 \text{ m}$  και ύψος κοπής  $5,5 \text{ m}$  χωρίς πλευρική μετατόπιση. Με την εγκατεστημένη ισχύ κοπής των  $400 \text{ kW}$  έχει τη δυνατότητα οικονομικής εκσκαφής σε πετρώματα με αντοχή θλίψεως  $12.000 \text{ N/cm}^2 = 120 \text{ MPa}$ . Η ελαχίστη διατομή, στην οποία μπορεί να εργαστεί το μηχανήμα είναι πλάτος  $4,2 \text{ m}$  και ύψος  $2,3 \text{ m}$ .

Το σύστημα κοπής με την στρεφόμενη κοπτική κεφαλή είναι συναρμολογημένο πάνω σε ένα έλκθρο, το οποίο με δύο υδραυλικούς κυλίνδρους δίνει τη δυνατότητα στο σύστημα να ολισθαίνει προς το μέτωπο κοπής κατά 600 mm. Με το σύστημα αυτό είναι δυνατή η στερέωση του μηχανήματος πριν την έναρξη της κοπής, έτσι ώστε να μη καταπονείται το σύστημα του φορείου και των ερπυστριών κατά τη διάρκεια της λειτουργίας. Επίσης όταν το μηχάνημα σκάβει σήραγγα με μεγάλη κλίση η στερέωση είναι απαραίτητη για την εξάσκηση της απαιτούμενης πιέσεως στο μέτωπο. Χωρίς την υδραυλική ολίσθηση του συστήματος κοπής η εκσκαφή σε κεκλιμένη σήραγγα θα ήταν αδύνατη. Για την προστασία από τη σκόνη το μηχάνημα, εκτός από διάφορες εξελιγμένες διατάξεις μειώσεως της σκόνης, είναι εξοπλισμένο με δικό του σύστημα αποκονιώσεως και με πρόσθετο σύστημα μειώσεως του θορύβου.

Η τροφοδότηση της ηλεκτρικής ενέργειας γίνεται με τάση 1.000 V από μία σταθερή εκτυλίχτρια καλωδίου.

#### 4.2. Η μηχανή μερικής κοπής των εργοστασίων ALPINE.

Τα αυστριακά εργοστάσια ALPINE είναι ειδικευμένα στην κατασκευή μηχανημάτων για την εκμετάλλευση υπογείων έργων κυρίως μεταλλείων (εικ. 4.α). Για τα τεχνικά έργα κατασκευάζουν τον τύπο AMT 70, ο οποίος ήδη χρησιμοποιείται στην Ελλάδα για την κατασκευή των υπογείων έργων του ΜΕΤΡΟ. Το μηχάνημα μπορεί να σκάψει μέτωπο διαστάσεων ύψους μέχρι 7,5 m (μέχρι 7,9 m με ανύψωση κατά 300 mm του πυργίσκου του προβόλου κοπής) και πλάτους μέχρι 9,5 m. Το υδραυλικό σύστημα έχει εναλλακτικές επιλογές κινήσεως με συμβατικό ηλεκτροκινητήρα ή δηζελοκινητήρα. Το μηχάνημα είναι εξοπλισμένο με τα εξής πρόσθετα εργαλεία: Υδραυλικό σύστημα ωθήσεως ελασματινών ασπίδων και χαλυβδίνων αγκυρώσεων, σύστημα ανυψώσεως και τοποθετήσεως δακτυλίων επενδύσεως και πρόβολο για την εκτόξευση σκυροδέματος. Είναι κατάλληλο για πετρώματα αντοχής σε θλίψη μέχρι 60 MPa. Η διάμετρος της κοπτικής κεφαλής είναι 850 mm, η δύναμη ωθήσεως, η οποία ασκείται από τις ερπύστριες είναι 200 kN, η πίεση του υδραυλικού συστήματος 150-160 bar, η εγκατεστημένη ισχύς 395 kW η ισχύς κοπής 236 kW (τάση 1000 V/50 Hz) και το συνολικό βάρος 60 τόνοι.

#### 5. Ωριαία απόδοση μηχανημάτων σημειακής κοπής.

Συνηθίζεται η ωριαία απόδοση του μηχανήματος ( $m^3/h$ ) να δίνεται σε συνάρτηση από την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη του πετρώματος, η οποία εκφράζεται σε MPa. Μία ένδειξη της κατηγορίας του πετρώματος ανάλογα με την αντοχή δίνει ο πίνακας 1.

Πίνακας 1. Κατάταξη πετρωμάτων ανάλογα με την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη.

Αντοχή σε θλίψη MPa	Χαρακτηρισμός
μεγαλύτερη 280	πολύ υψηλή
180 έως 280	υψηλή
80 έως 180	μέση
40 έως 80	χαμηλή
μικρότερη 40	πολύ χαμηλή

Το εργοστάσιο Raugarl δίνει τις εξής ωριαίες αποδόσεις σε συνάρτηση από την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη για τα μηχανήματα σημειακής κοπής (Roadheader) E 169 και E 195.

Πίνακας 2. Ωριαίες αποδόσεις μηχανήματος σημειακής κοπής.Μηχανήματα Raugarl E169 και E195.

Αντοχή σε θλίψη MPa	Απόδοση κοπής m <sup>3</sup> /h			Κατανάλωση κοπτικών/m <sup>3</sup>	
	Μεγίστη	Μέση	Ελαχίστη	Μεγ.	Ελαχ.
<20	>130	>0,91	>45	<0,02	<0,01
20	115	80	40	0,05	0,01
30	100	70	30	0,07	0,02
40	91	63	31	0,09	0,03
50	80	50	25	0,12	0,04
60	55	38	19	0,15	0,05
70	39	27	13	0,18	0,06
80	30	22	10	0,22	0,08
90	20	14	7	0,28	0,12
100	10	6	0	0,40	0,30

5. Συστήματα αντιστηρίξεως σφράγγων.

Σκοπός των συστημάτων αμέσου αντιστηρίξεως είναι η μετατροπή του σχηματιζομένου κενού χώρου σε ένα ισχυρό κέλυφος, το οποίο να είναι σε θέση να παραλάβει τα υπερκείμενα φορτία του διαταραγμένου πετρώματος, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ευστάθεια του έργου και η ασφάλεια του προσωπικού. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται διάφορα συστήματα "ραφής" του πετρώματος, με κύρια στοιχεία τα

αγκύρια και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, σε συνδυασμό στη συνέχεια, εφ' όσον απαιτείται, με την τοποθέτηση μεταλλικών πλαισίων ή δακτυλίων από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα.

Τα αγκύρια έχουν ως στόχο την διατήρηση της εσωτερικής συνοχής του πετρώματος. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα διαστρώνεται μετά την διάτρηση για τη συντήρηση της επιφάνειας, η οποία χωρίς τη συρραπτική αυτή στρώση θα κατέρρεε. Τα μεταλλικά πλαίσια χρησιμεύουν για τη συγκράτηση μεγάλων λίθινων τεμαχίων. Η τοποθέτηση χαλυβδίνων πλεγμάτων μέσα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αυξάνει την επενέργεια της αντιστηρίξεως.

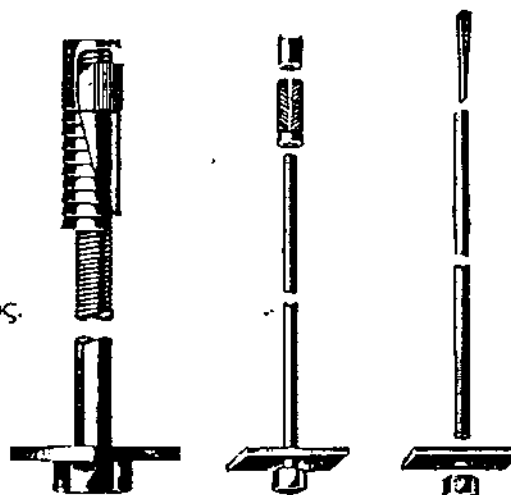
### 5.1. Μορφές αγκυρίων.

Με τα αγκύρια συρραύονται τα διαταραγμένα βραχώδη στοιχεία. Διακρίνονται οι εξής τύποι:

5.1.1. Αγκύριο εκτονώσεως. Αποτελείται από το στέλεχος του αγκυρίου, του οποίου το κατώτερο άκρο εισάγεται μέσα στην οπή διατρήσεως. Το άκρο αυτό φέρει την κεφαλή εκτονώσεως με την κοχλίωση. Το άλλο άκρο φέρει ένα κοχλία με τετράγωνη κεφαλή για την κοχλίωση του αγκυρίου. Με την περιστροφή του κοχλία και κατά συνέπεια του στελέχους του αγκυρίου εκτονώνεται η κεφαλή στο κατώτερο άκρο. Η εκτόνωση στα τοιχώματα της οπής εξασφαλίζει την σταθερή έδραση του αγκυρίου (εικ. 5.1.1.α).

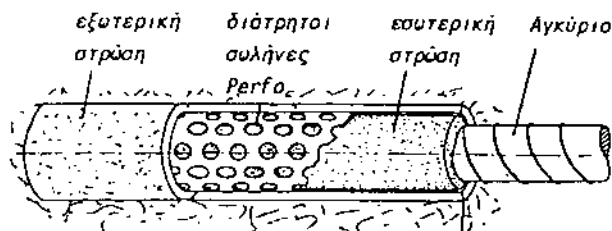
Εικ. 5.1.1.α. Διάφοροι τύποι αγκυρίων εκτονώσεως.

- α Αγκύριο διπλής σφηνός
- β Αγκύριο με διμερή ελατηριωτό λοβό
- γ Αγκύριο με σχισμή και σφήνα



5.1.2. Αγκύρια σκυροδέματος. Οι πύο αντιπροσωπευτικοί τύποι είναι των εργοστασίων Plastiment (Perfo) και SN (Store Norfors). Και στους δύο τύπους με τη βοήθεια δύο διατρήτων ημικελύφων εισάγεται μέσα στην οπή διατρήσεως τοιμεντένεμα υψηλής αντοχής και στη συνέχεια με κρούσεις το χαλύβδινο στέλεχος. Με την συμπίεση του τοιμεντένεματος μέσα από τις οπές των κελυφών προς τα τοιχώματα της διατρήσεως αναπτύσσονται, μετά την σκλήρυνση του τοιμεντένεματος, σχετικά υψηλές δυνάμεις

συναφείας. Το πλεονέκτημα της μεθόδου είναι το αυξημένο ενεργό μήκος του αγκυρίου, που έχει ιδιαίτερη σημασία στην περίπτωση σαθρού πετρώματος, και η προστασία του αγκυρίου από διάβρωση. Το μειονέκτημα είναι η χρονική διάρκεια για την απόκτηση της πλήρους αντοχής του σκυροδέματος (εικ. 5.1.2.α).



Εικ. 5.1.2.α. Σχηματική παράσταση του αγκυρίου τσιμεντέματος Perfo.

5.1.3. Αγκύρια τριβής υδραυλικής εκτονώσεως. (Swellex της Atlas Copco). Θεωρείται σκόπιμο να δοθεί μία ιδιαίτερη έμφαση στο θέμα της αντιστηρίξεως σήραγγων με τα αγκύρια τριβής υδραυλικής εκτονώσεως, μία νέα (σχετικά) μέθοδος, η οποία μειώνει σημαντικά τους μη παραγωγικούς χρόνους (π.χ. ωρίμαση σκυροδέματος). Τα αγκύρια αυτά, γνωστά στην αγορά με την ονομασία Swellex, χρησιμεύουν για την άμεση αντιστήριξη της βραχύδους μάζας των τοιχωμάτων της σήραγγας.

Το αγκύριο Swellex (εικ. 5.1.3.α) αποτελείται από ένα αναδιπλωμένο κατά τον διαμήκη άξονα του κοίλο χαλύβδινο σωλήνα, πάχους 2 και σε ειδικές περιπτώσεις 3 mm, με τάπες εισόδου νερού και πέρατος πιεσμένες και κολημένες στα δύο άκρα. Ο αναδιπλωμένος σωλήνας εισάγεται μέσα στην οπή της διατρήσεως και πρεσσάρεται με νερό πίεσεως 300 bar. Τα τοιχώματα του σωλήνα εκτομώνεται προς τα τοιχώματα της οπής και με την τριβή που αναπτύσσεται δίνουν μία άμεση αντιστήριξη σε όλο το μήκος του αγκυρίου με συνολικό φορτίο 30 Μρ. Χημικά ή τσιμεντικά ενέματα δεν απαιτούνται. Κανονικά μήκη μέχρι 8 m και με ειδική παραγγελία μέχρι 12 m

Το πιεσμένο νερό εισάγεται μέσα στο σωλήνα μέσω ενός ταχυσυνδέσμου υψηλής πίεσεως. Αντλείται στο σωλήνα από μία αντλία υψηλής πίεσεως υδροστατικής λειτουργίας, την οποία προμηθεύει ο κατασκευαστής του αγκυρίου.

Μεταξύ των πλεονεκτημάτων αναφέρονται τα εξής:

Άμεση ετοιμότητα αντιστήριξης, εφόσον δεν χρησιμοποιείται τσιμεντένεμα.

Άμεση ανάπτυξη της ολικής φέρουσας ικανότητας του αγκυρίου.

Υψηλές τιμές ανοχής ως προς τη διάμετρο διατρήσεως και αντίστοιχα υψηλή ποιότητα εφαρμογής.

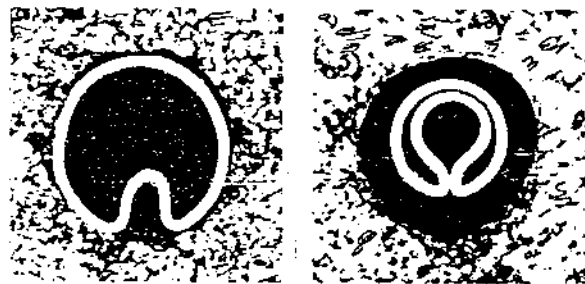
Η ποιότητα εγκατάστασεως του αγκυρίου δεν εξαρτάται από την ικανότητα του χειριστή.

Η λειτουργία του αγκυρίου είναι ανεξάρτητη από τις δονήσεις των ανατινάξεων.

Το αγκύριο προσαρμόζεται στις ανωμαλίες της οπής και εφάπτεται σφικτά σε όλο το μήκος του.

Το συμπέρασμα είναι, ότι ο χρόνος που απαιτείται για την ανιστήριξη μειώνεται στο ελάχιστο δυνατό.

Η εργοταξιακή εμπειρία από την εφαρμογή του συστήματος Swellex χαρακτηρίζεται ως πολύ καλή ιδιαίτερα για την ταχύτητα της εγκατάστασής και την αξιοπιστία της αντιστηρίξεως. Ο χρόνος εγκατάστασής από εργοταξιακές μετρήσεις είναι της τάξεως των 10-15 λεπτών για 7 έως 8 αγκύρια.



Εικ. 5.1.3.α. Αγκύριο υδραυλικής εκτονώσεως Swellex, Atlas Copco.

#### 5.1.4. Μηχανικά αγκύρια τριβής.

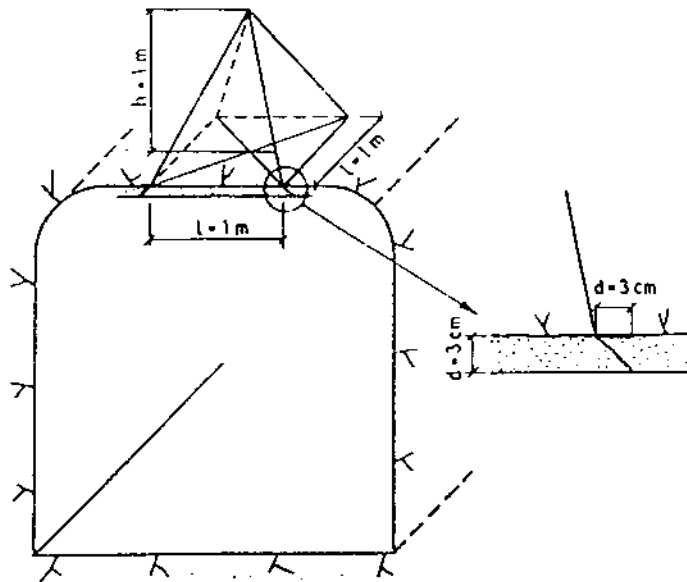
Μία ακόμη μορφή αγκυρίων τριβής είναι ο τύπος Split-Set της Ingersol-Rand. Αποτελείται από ένα σωλήνα με διαμήκη σχισμή. Ο σωλήνας εκτονώνεται κατά την εισοδό του στην οπή προς τα τοιχώματα της, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μέσω της τριβής ισχυρών δυνάμεων συναφείας καθ' όλο το μήκος ττου αγκυρίου.

#### 5.1.5. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην άμεση αντιστήριξη των σπράγγων

Όταν το σκυρόδεμα εφαρμόζεται σε μία βραχύδη επιφάνεια με εκτόξευση, τότε το υλικό υπό την επίδραση της δυνάμεως εκτοξεύσεως εισχωρεί μέσα στις ρωγμές και στους ανοικτούς αρμούς του πετρώματος και συμπεριφέρεται όπως η κονία σε μία επιφάνεια τοιχοποιίας. Συγχρόνως εμποδίζει την ροή νερού από τα τοιχώματα και προστατεύει το υλικό πλήρωσεως των αρμών, ιδιαίτερα όταν η εκτόξευση του υλικού γίνει πριν το νερό, το οποίο με την πίεση των αερίων ωθείται προς τον περιβάλλοντα χώρο της βραχώδους

μάζας, επιστρέφει στην επιφάνεια του βράχου. Η στρώση του εκτοξευομένου σκυροδέματος προστατεύει το πέτρωμα από καταπτώσεις, εισροή νερού στη σήραγγα και από αποσύνθεση.

Ακόμη και μία λεπτή στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος έχει αυξημένη ικανότητα να αποτρέπει την κατάπτωση του βράχου. Ένα θεωρητικό παράδειγμα δείχνει η εικόνα 5.1.4.α. Θεωρείται μία πυραμίδα βραχώδους υλικού στην οροφή της σήραγγας. Με μία βάση  $1\text{m}^2$  και ένα ύψος  $1\text{m}$  το βάρος της πυραμίδας είναι  $1$  τόνος. Μπορεί να κρατηθεί στη θέση του με μία στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους  $3\text{cm}$ , με διατμητική τάση έστω  $10\text{kp/cm}^2$ . Η φέρουσα ικανότητα είναι  $4 \times 100 \times 3 \times 10 = 12.000\text{ kg}$ , δηλαδή είναι  $12$  φορές μεγαλύτερη από το βάρος του θεωρουμένου χαλαρού τεμαχίου του βράχου. Στην πραγματικότητα στην κατώτερη επιφάνεια του βράχου σχηματίζεται μία θολωτή στρώση, η οποία συγκρατεί τα επικίνδυνα σε κατάπτωση βραχοτεμάχια.



Εικ. 5.4.1.α. Θεωρητική απεικόνιση της επενέργειας του εκτοξευομένου σκυροδέματος στην συγκράτηση του θόλου της σήραγγας. Το πυραμοειδές βραχοτεμάχιο ζυγίζει  $1\text{ t}$ . Η θεωρητική φέρουσα ικανότητα στρώσεως πάχους  $3\text{ cm}$  είναι  $12\text{ t}$ .

Παχύτερη στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος προκαλεί μία μορφή κελύφους με σημαντική αύξηση της φέρουσας αντοχής. Στρώση πάχους  $15\text{ cm}$ , όταν εφαρμοστεί σε σήραγγα διαμέτρου  $10\text{ m}$ , μπορεί να κρατήσει φορτίο  $45\text{ ton/m}$ .

Πολλές φορές τονίζεται με έμφαση, ότι η επιτυχία του εκτοξευομένου σκυροδέματος ως μέσου ασφαλίσεως της σήραγγας εξαρτάται από την ταχύτητα, με την οποία αποκτάται η μεγίστη αντοχή. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μίγματα χημικών επιταχυντών, κατά κανόνα υπό μορφή σκόνης, τα οποία προστίθενται στο σκυρόδεμα. Πρέπει να γίνει σαφές, ότι τα χημικά επιταχυντικά μειώνουν την τελική αντοχή του

πολλές φορές σε απροσδιόριστες τιμές. Δεν είναι σκόπιμο να προστίθεται το επιταχυντικό στον αναμικτήρα, όταν χρησιμοποιείται μηχανικό σύστημα παραγωγής, λόγω της παρουσίας υγρασίας στα αδρανή υλικά. Γι' αυτό το λόγο το επιταχυντικό δίνεται στο ακροφύσιο εκτοξεύσεως, πράγμα όμως που οδηγεί σε λανθασμένη δοσολογία και ανομοιόμορφη διανομή.

Πολύ καλά αποτελέσματα έχουν δώσει ρευστοί επιταχυντές με μηχανικό σύστημα προσδόσεως στο ακροφύσιο. Η διάταξη αυτή δίνει τη δυνατότητα εφαρμογής εκτοξευομένου σκυροδέματος σχεδόν ακαριαίας σκληρύνσεως. Το νερό και ο επιταχυντής τροφοδοτούνται στην αντλία με χωριστούς σωλήνες, αναμιγνύονται και τροφοδοτούνται κατ' ευθεία στο ακροφύσιο. Η αντλία ρυθμίζεται για να τροφοδοτεί διαλύματα επιταχυντού νερού σε όλες τις αναλογίες μεταξύ 1:20 και 1:1. Για την ευκολία της εκτοξεύσεως χρησιμοποιούνται ειδικοί πρόβολοι εκτοξεύσεως τοποθετημένοι πάνω σε αυτοκινουμένους κλίβαντες ή και πάνω στο σώμα (back up) του διατρητικού μηχανήματος.

#### 6. Μεταφορικά συστήματα.

Η φόρτωση του υλικού εκσκαφής και η μεταφορά έξω από τη σήραγγα είναι ένα από τα σοβαρότερα προβλήματα στη διάνοιξη σηράγγων με μηχανικά μέσα. Το πρόβλημα οφείλεται στο γεγονός, ότι η διατρητική μηχανή είναι σύστημα συνεχούς λειτουργίας, δηλαδή θα μπορούσε να εργάζεται συνεχώς χωρίς διακοπή, ενώ τα μεταφορικά μέσα, με εξαίρεση τους μεταφορικούς μίαντες, είναι μηχανήματα μη συνεχούς λειτουργίας. Η αναμονή του μηχανήματος διατρήσεως, όταν δεν υπάρχει όχημα για φόρτωση, έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της αποδόσεώς του, εφόσον χώρος αναμονής για τα οχήματα μεταφοράς πίσω από το μηχάνημα ουσιαστικά δεν υπάρχει, επομένως κατά κανόνα περιμένει το μηχάνημα. Επίσης το μεταφορικό σύστημα πρέπει να είναι κατάλληλο για τη μεταφορά των διαφόρων υλικών προς το μέτωπο (μεταλλικοί δακτύλιοι, σκυρόδεμα, χάλυβας οπλισμού, προκατασκευασμένα στοιχεία, ανταλλακτικά, λιπαντικά, εργαλεία) και προσωπικού.

Τα κλασσικά μεταφορικά συστήματα για την απαγωγή των προϊόντων εκσκαφής εκτός της σήραγγος και την υπηρετήση του μετώπου είναι ο μεταφορικός ελαστικός μιάς, ελαστικοφόρα οχήματα, ανατρεπόμενα σιδηροδρομικά οχήματα και σιδηροδρομικά οχήματα με σύστημα αυτοφορτώσεως. Ο μεταφορικός μιάς χρησιμοποιείται μόνο στις στοές των μεταλλείων με μικρή διατομή. Τα ελαστικοφόρα οχήματα αρχίζουν να γίνονται ανταγωνιστικά έναντι των σιδηροδρομικών οχημάτων για διατομή σήραγγος πάνω από 20 m<sup>2</sup>.

### 6.1. Ελαστικοφόρα οχήματα.

Χρησιμοποιούνται κυρίως σε σήραγγες μεγάλης διατομής μεγαλύτερης των 20 m<sup>2</sup>. Το πλεονέκτημά τους είναι ότι δεν απαιτείται η τοποθέτηση σιδηροτροχιών. Είναι όμως απαραίτητη η συνεχής συντήρηση του δαπέδου κλίσεως με σκυρόδεμα ταχείας ωριμάσεως. Μειονέκτημα είναι η μικρή σε σχέση με τα άλλα μεταφορικά συστήματα ωριαία μεταφορική απόδοση, εφ' όσον η ταχύτητα κινήσεως είναι πολύ μικρότερη αυτής των σιδηροδρομικών οχημάτων. Το κόστος επενδύσεως είναι χαμηλότερο, αλλά το κόστος λειτουργίας ανηγμένο σε Δρχ/m<sup>3</sup> είναι υψηλότερο του σιδηροδρομικού υλικού, παρ' όλο το υψηλό κόστος επενδύσεως του τελευταίου.

Ο χρόνος κυκλοφορίας του ελαστικοφόρου οχήματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t_s = 0,06.L.(1/v_1 + 1/v_2) + t_b + t_e + t_f \quad (\text{min})$$

L = Απλό μήκος μεταφοράς (m)

v<sub>1</sub> = Ταχύτητα μεταφοράς φορτωμένο (km/h)

v<sub>2</sub> = Ταχύτητα μεταφοράς άδειο (km/h)

t<sub>b</sub> = Χρόνος φορτώσεως (min)

t<sub>e</sub> = Χρόνος απορρίψεως (min)

t<sub>f</sub> = Σταθεροί χρόνοι (περίπου 1 min)

Οι ταχύτητες υπολογίζονται από τη σχέση:

$$v_1 = 270.N.\eta_\mu / [(B_\alpha + B_0).(w_r + w_s)] \cdot \eta_\tau \quad (\text{km/h})$$

$$v_2 = 270.N.\eta_\mu / [(B_\alpha).(w_r + w_s)] \cdot \eta_\tau \quad (\text{km/h})$$

N = Ισχύς κινητήρος σε PS

η<sub>μ</sub> = Μηχανικός βαθμός αποδόσεως

B<sub>α</sub> = Απόβαρο οχήματος σε Mr

B<sub>0</sub> = Οφέλιμο φορτίο σε Mr

w<sub>r</sub> = Αντίσταση κλίσεως σε kp/Mr οχήματος

w<sub>s</sub> = Αντίσταση κλίσεως σε kp/Mr οχήματος

η<sub>τ</sub> = συντελεστής ταχύτητας

Η ωριαία μεταφορική ικανότητα του οχήματος είναι:

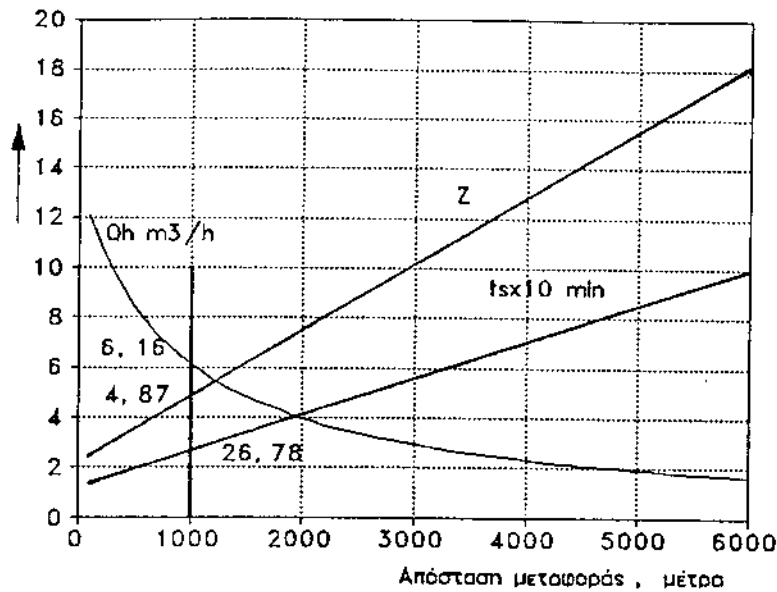
$$Q_h = 60.V.\eta_e/t_s \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

η<sub>e</sub> = συντελεστής εργοταξίου

V = Χωρητικότητα οχήματος, m<sup>3</sup>

Παράδειγμα: Απόσταση μεταφοράς 1000 m, χωρητικότητα οχήματος 5 m<sup>3</sup>, απόβαρο οχήματος 8 Mr, ισχύς κινήσεως 95 PS, χρόνος φορτώσεως (εξαρτάται από την ταχύτητα κοπής του μηχανήματος) 10 min, χρόνος απορρίψεως 1 min, σταθεροί χρόνοι 1,2 min, μηχανικός βαθμός αποδόσεως 0,80, αντίσταση κλίσεως 80 kp/Mr, κλίση 3 %, συντελεστής ταχύτητας φορτωμένο 0,5, άδειο 0,6, συντελεστής εργοταξίου 0,55. Τα

αποτελέσματα για διάφορες αποστάσεις δίνονται στο διάγραμμα της εικόνας 6.1.α, γ  
 $\phi = 1,6 \text{ t/m}^3$ .



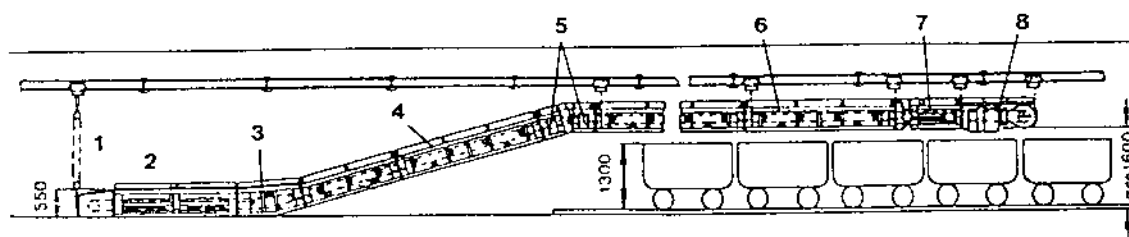
Εικ. 6.1.1. Διάγραμμα λειτουργίας οχήματος για την εξυπηρέτηση διατρητικού μηχανήματος  $30 \text{ m}^3/\text{h}$  για τα δεδομένα του παραδείγματος.  
 $Z$  = αριθμός απαιτούμενων οχημάτων.

## 6.2. Μεταφορά με σιδηροδρομικά οχήματα.

Η χρησιμοποίηση σιδηροδρομικού υλικού είναι οικονομικότερη των ελαστικοφόρων οχημάτων για σήραγγες μικρής διατομής μέχρι  $20 \text{ m}^3$ . Για μεγαλύτερες διατομές η επιλογή γίνεται με βάση τις γεωλογικές συνθήκες, το μήκος της σήραγγος και την ταχύτητα προώθησής του διατρητικού μηχανήματος. Με τους σιδηροδρομικούς συρμούς αντιμετωπίζεται ικανοποιητικά το πρόβλημα συνδέσεως του συστήματος συνεχούς λειτουργίας του μηχανήματος με το σύστημα μη συνεχούς λειτουργίας των μεταφορικών συρμών.

Το πρόβλημα μεταφοράς αρχίζει με τη φόρτωση των σιδηροδρομικών οχημάτων. Η ασφαλέστερη μέθοδος είναι η φόρτωση με ένα μεταφορικό μάντα, ο οποίος αναρτάται με κύλιστρα από μία ή δύο τροχιές, οι οποίες είναι στερεωμένες στην οροφή της σήραγγος. Η κεφαλή του μάντα φτάνει μέχρι τη μηχανή έλξεως. Όταν γεμίσει το πρώτο βαγόνι ο συρμός κινείται κατά το μήκος ενός βαγονιού, έτσι ώστε διαδοχικά να γεμίσουν όλα τα βαγόνια. Για να μη σταματήσει το διατρητικό μηχάνημα χρησιμοποιούνται δύο συρμοί που βρίσκονται πάνω σε δύο παράλληλες τροχιές, όπως είναι οι διακλαδώσεις τύπου Καλιφόρνιας. Στο άκρο απορρίψεως του μάντος υπάρχει ένας κάθετος μάντας διανομής μικρού μήκους, ο οποίος με αναστροφή της φοράς κινήσεώς του απορρίπτει το

υλικό στον ένα και μετά στον άλλο συρμό. Το σύστημα του αναρτημένου μιάντα έλκεται από το διατρητικό μηχανήμα. Η λειτουργία του συστήματος εξηγείται παραστατικά στο σχέδιο της εικ. 6.1.α.



Εικ. 6.2.α. Μέθοδος φορτώσεως σιδηροδρομικών οχημάτων με ενδιάμεσο μεταφορικό μιάντα φορτώσεως.

- |                      |                       |
|----------------------|-----------------------|
| 1 Τύμπανο αναστροφής | 5 Στοιχείο αρθρώσεως  |
| 2 Θέση τροφοδοτήσεως | 6 Στοιχείο 3 μέτρων   |
| 3 Στοιχείο κλίσεως   | 7 Διάταξη προεντάσεως |
| 4 Στοιχείο 3 μέτρων  | 8 Κίνηση              |

Στα εξελιγμένα συστήματα φορτώσεως, για να αποφεύγεται η κίνηση του συρμού κατά ένα βήμα (βαγόνι), εξοπλίζεται ο ενδιάμεσος μιάντας φορτώσεως με μία διάταξη αναδιπλώσεως του μιάντα, η οποία έχει τη δυνατότητα να κινείται κατά μήκος του μιάντα και να απορρίπτει το υλικό από τις δύο πλευρές στα οχήματα (ανάλογο σύστημα χρησιμοποιείται στους ταινιοδρόμους αποθέσεως των λιγνιτωρυχείων).

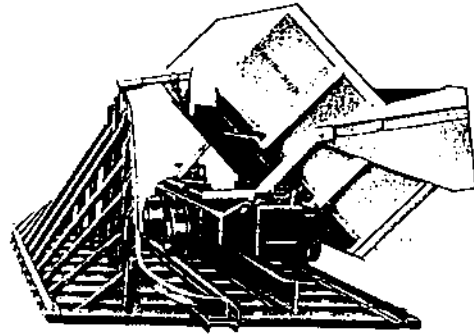
#### 6.2.1. Ανατρεπόμενα σιδηροδρομικά οχήματα.

Τα σιδηροδρομικά οχήματα στην περίπτωση του αναρτημένου μιάντα φορτώσεως είναι τα απλά ανατρεπόμενα βαγόνια, τα οποία εκτός από τους τροχούς δεν έχουν άλλα κινητά τμήματα. Αυτό είναι σημαντικό πλεονέκτημα για τους στενούς χώρους και τις δύσκολες συνθήκες προσβάσεως μέσα στην σήραγγα. Η χωρητικότητα του κιβωτίου κυμαίνεται μεταξύ 2 και 8 m<sup>3</sup>. Η απλή αυτή κατασκευή επιτρέπει ταχύτητες μέχρι 30 km/h. Το εύρος της τροχιάς δεν πρέπει να είναι μικρότερο των 900 mm. Στο χώρο εκτός της σήραγγας τα οχήματα απορρίπτουν το υλικό σε σωρούς ή στο επόμενο μεταφορικό μέσο με τη βοήθεια μηχανικής διατάξεως, η οποία περιστρέφει ολόκληρο το όχημα περί το διαμήκη άξονά του κατά 360° (εικ. 6.2.α).

#### 6.2.2. Σιδηροδρομικά οχήματα με πλάγια απόρριψη.

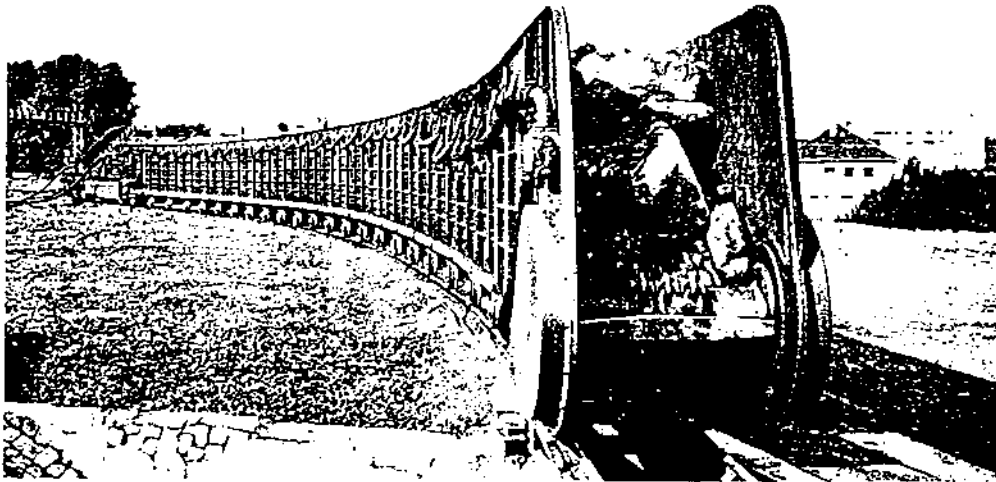
Κατασκευάζονται σε μεγέθη από 3 έως 25 m<sup>3</sup> για εύρος τροχιάς 600 - 1200 mm. Η απόρριψη του υλικού γίνεται πλευρικά με τη βοήθεια μηχανικής διατάξεως, η οποία βρίσκεται έξω από την είσοδο της σήραγγας (εικ. 6.2.2.α).

Εικ. 6.2.2.α. Σιδηροδρομικό όχημα πλευρικής ανατροπής και διάταξη ανατροπής (Mühlhauser).



### 6.2.3. Αυτοφορτωνόμενα σιδηροδρομικά οχήματα

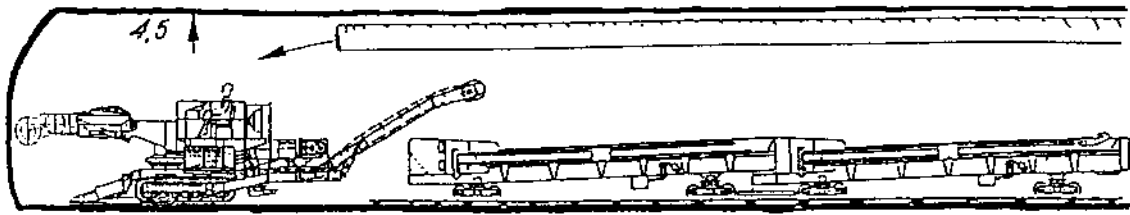
Τα σιδηροδρομικά οχήματα των δύο προηγούμενων τύπων είναι απλά στην κατασκευή και ανθεκτικά, έχουν όμως το μειονέκτημα, ότι απαιτούν πρόσθετα βοηθητικά μέσα για τη φόρτωση (ενδιάμεσος μεταφορικός μιάς φορτώσεως με παρελκόμενα και μηχανική διάταξη απορρίψεως). Το μειονέκτημα αυτό προσπαθούν να βελτιώσουν οι τύποι των αυτοφορτωνόμενων σιδηροδρομικών οχημάτων (Bunkerzug). Αντιπροσωπευτικοί τύποι είναι οι κατασκευές των εργοστασίων Salzgitter (εικ. 6.2.3.α), κυρίως για μεταλλεία και Hagglund για τα τεχνικά έργα.



Εικ. 6.2.3.α. Αυτοφορτωνόμενος συρμός με επιδαπέδιο μεταφορικό μάντα (Bunkerzug, Salzgitter).

Η εικόνα 6.2.3.β. δίνει την αρχή λειτουργίας του συστήματος Hagglund. Τα οχήματα, τα οποία είναι ανοιχτά και στα δύο άκρα τους, φέρουν επιδαπέδιο μεταλλικό μεταφορέα, ο οποίος προωθεί το προερχόμενο από το μηχάνημα διατρήσεως υλικό κατά μήκος του συρμού μέχρι το πρώτο όχημα. Η μετωπική πλάκα αναστολής του πρώτου οχήματος συγκρατεί το υλικό και προκαλεί μία συμπύκνωσή του με αποτέλεσμα την αύξηση του όγκου του μεταφερομένου υλικού.

Η απόρριψη του υλικού έξω από τη σήραγγα γίνεται με τη χρησιμοποίηση των επιδαπέδιων μεταφορέων. Τα οχήματα Hagglund κατασκευάζονται για χωρητικότητες 9 - 13 m<sup>3</sup>. Η μέγιστη χωρητικότητα συρμού είναι 54 m<sup>3</sup> συμπιεσμένου υλικού.



Εικ. 6.2.3.β. Αυτοφορτωνόμενο σύστημα σιδηροδρομικών οχημάτων με επιδαπέδιο μεταλλικό μεταφορέα (Hagglund).

#### 6.2.4. Μηχανή έλξεως.

Ο συρμός έλκεται από τη μηχανή έλξεως, η οποία μπορεί να κινείται με δηζελοκινητήρα, ηλεκτροκινητήρα συνεχούς ρεύματος με συσσωρευτές ή σπανιότερα κινητήρα πεπιεσμένου αέρα. Η φόρτιση των συσσωρευτών γίνεται κάθε 10 ώρες ανάλογα με τις συνθήκες λειτουργίας. Η ισχύς των τυποποιημένων δηζελαμαξών είναι από 22 έως 123 kW με ελκτική δύναμη 11 έως 72 kN και των ηλεκτραμαξών 27 έως 100 kW με ελκτική δύναμη 15 έως 42 kN. Οι μηχανές έλξεως είναι εξοπλισμένες με ηλεκτρονικά συστήματα ελέγχου, τα οποία με τα στοιχεία σημάτων, που τοποθετούνται σε επιλεγμένα σημεία πάνω στις τροχιές, εξασφαλίζουν αυτόματη λειτουργία και ασφάλεια κυκλοφορίας. Τελευταία σε σήραγγες μεγάλης διατομής χρησιμοποιούνται ηλεκτροκινητήρες εναλλασσομένου ρεύματος με θυρίστορ. Η τροφοδότηση της ηλεκτρικής ενέργειας γίνεται από υπερκείμενους αγωγούς.

Οι μηχανές έλξεως εξοπλίζονται με διάταξη αυτομάτου πεδήσεως σε περίπτωση ακουσίας αδρανείας του χειριστού, διάταξη οριακής ταχύτητας, ηλεκτρονική οδήγηση, διάταξη καθαρισμού καυσαερίων και καταλύτη.

Παράδειγμα υπολογισμού του μεγέθους της μηχανής έλξεως.

Χωρητικότητα οχήματος	Va	m <sup>3</sup>	9
Βάρος οχήματος (πλευρικής εκκενώσεως)	Ba	Μρ	6,5
Αριθμός οχημάτων	n		4
Βάρος μηχανής έλξεως (ηλεκτρική)	Bt	Μρ	9,5
Φαινόμενο ειδικό βάρος υλικού	γ	Μρ/m <sup>3</sup>	1,7
Αντίσταση κυλίσεως οχημάτων	wr	κρ/Μρ	5
Αντίσταση κυλίσεως μηχ. έλξεως	wrt	κρ/Μρ	7
Αντίσταση κλίσεως	ws	κρ/Μρ	10
Αντίσταση καμπυλών	wc	κρ/Μρ	4
Μηχανικός βαθμός αποδόσεως μηχανής έλξεως	ημ		0,85

Απαιτούμενη δύναμη έλξεως

$$Z = (Va \cdot \gamma + Ba) (wr + ws + wc) \cdot n + Bt \cdot (wrt + ws + wc) \quad \text{κρ} \quad 1856,3$$

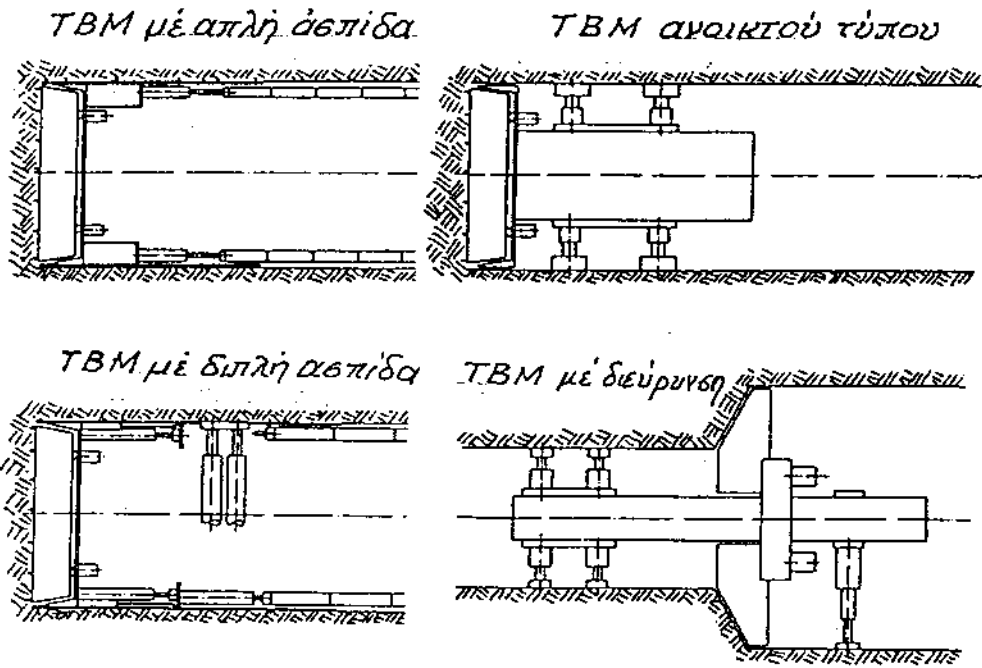
$$\text{Επιθυμητή ταχύτητα κινήσεως με φορτίο} \quad v \quad \text{km/h} \quad 8$$

Ισχύς μηχανής έλξεως σε kW

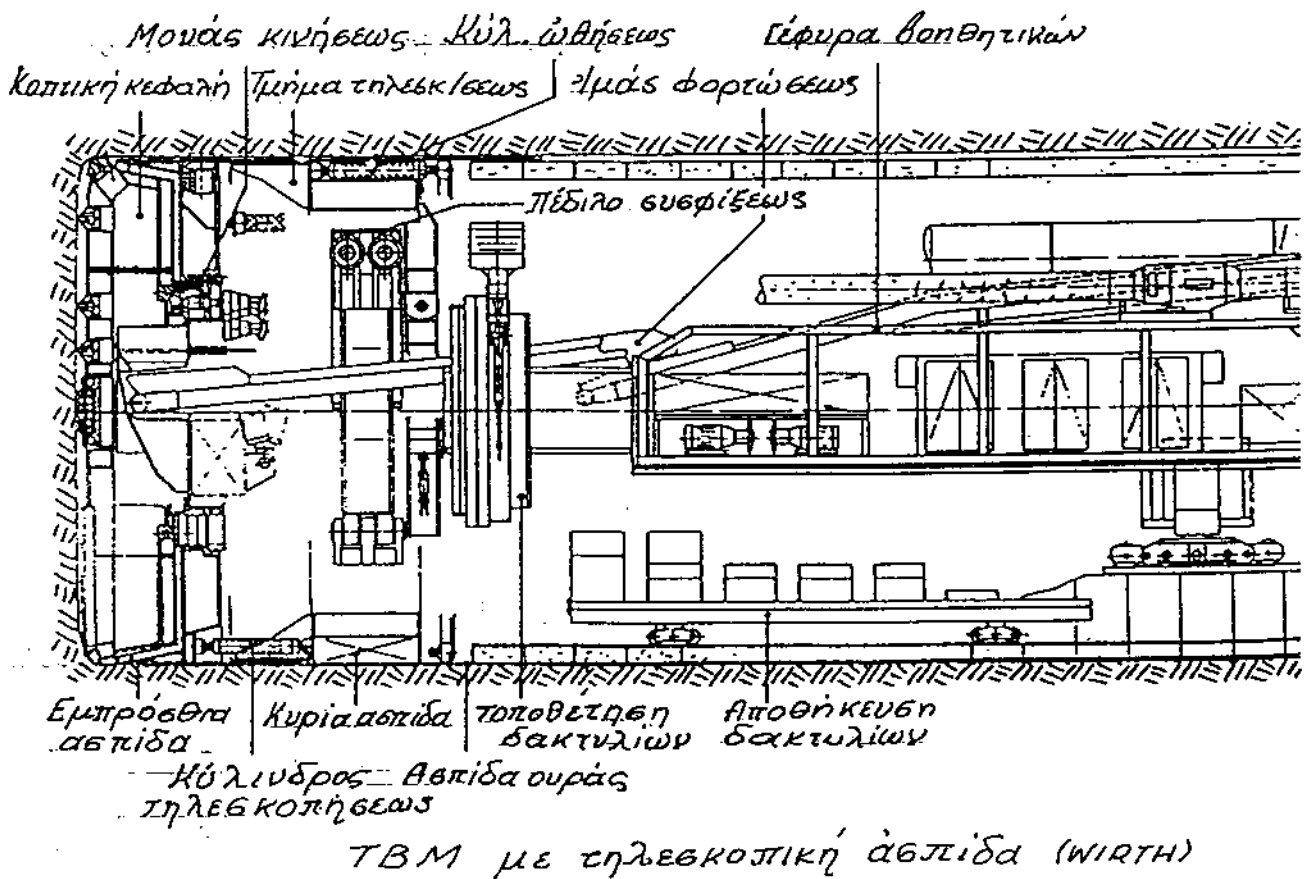
$$N = Z \cdot v / (200 \cdot \eta\mu) \quad \text{kW} \quad 87$$

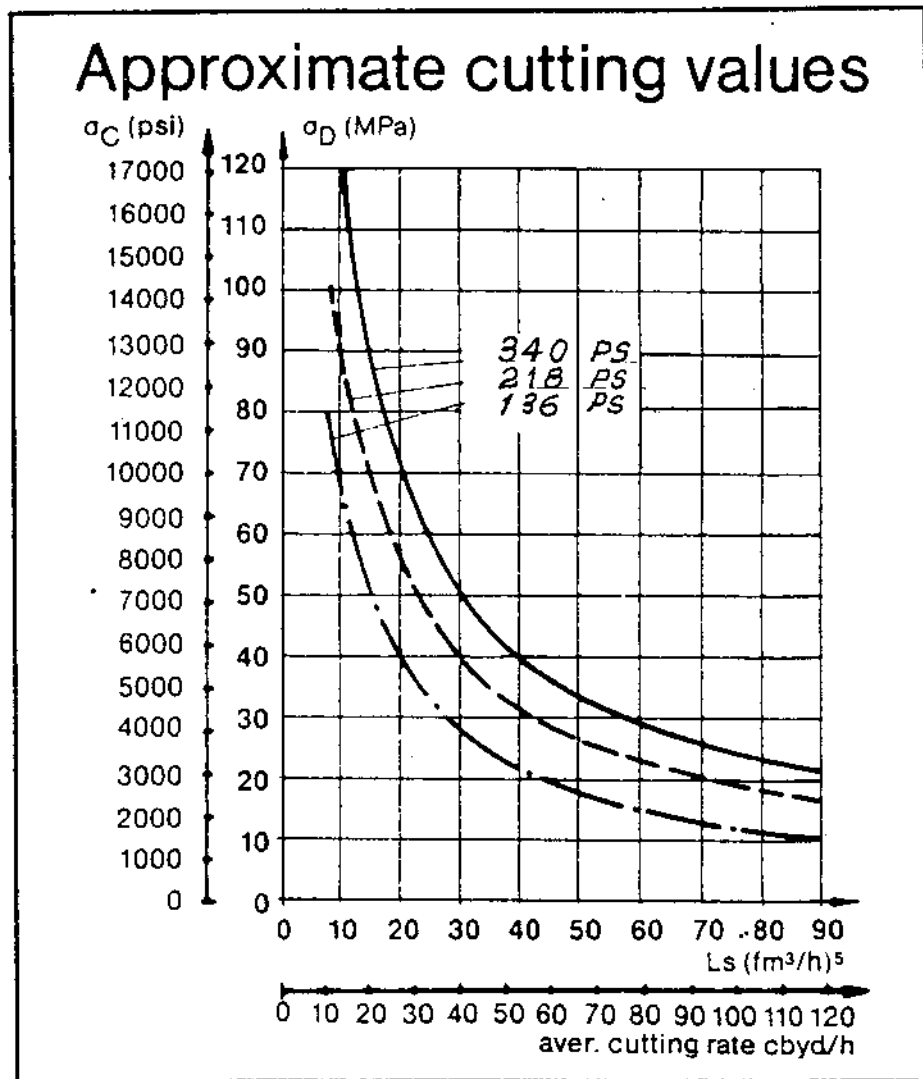
Βιβλιογραφία

1. F. Apel: Tunnel mit Schildvortrieb. Werner-Verlag, Duesseldorf. 1968.
  2. S. W. Markl, K-H. Pontow: Untertagebauten. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1978.
  3. W. Berger: Der Moderne Tunnel- und Stollenvortrieb. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1970.
  4. W. Rutschmann: Mechanischer Tunnelvortrieb im Festgestein. VDI-Verlag, Duesseldorf. 1974.
  5. B. Maidl: Handbuch des Tunnek- und Stollenbaus. Verlag Glueckauf GmbH, Essen. 1988.
  6. L. Vieitez-Utesa, L.E.Montanez-Cartaxo. Towards new worlds in tunnelling. Volumes 1 & 2. AA. Balkena, Po Box 1675, 3000 BR Rotterdam.1992.
  7. H. Hamburger, W. Weber: Tunnel boring of large cross sections with Full Face and Enlarging Machines in hard rock. Tunnel Conference, Boston 1993. Wirth GmbH, Erkelenz, Germany.
  8. Ch. I. Efremidis: Beitrag zur Leistungssteigerung von Tunnel-Vortriebsmaschinen. Zeitschrift Baumaschinen und Bautechnik, Dezember 1974. Bauverlag GmbH, Wiesbaden
  9. Tunnelling Directory, 1991/92. Morgan-Grampian House, Calderwood Street, London SE18 6QH
- Τεχνικά έντυπα εταιρειών: Atlas-Copco, Wirth, Robbins, Paurat, Westfalia-Becorit, Alpine, Eickhoff, Muhlhauser, Ingersol Rand, Hagglund, Boretac.



Συστήματα μηχανικής διατρήσεως





Προσεγγιστικές τιμές ωριαίας αποδόσεως μηχανημάτων σημειακής κοπής σε συνάρτηση από τη σκληρότητα του πετρώματος. ALPINE.

**ΣΕΜΙΝΑΡΙΟ Τ.Ε.Ε.**

**"Η ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΩΝ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΣΤΙΣ ΥΠΟΓΕΙΕΣ ΕΚΣΚΑΦΕΣ"**

**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ  
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΟΝ ΕΜΠΕΙΡΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ, ΣΤΙΣ  
ΣΗΡΑΓΓΕΣ ΚΑΙ ΣΤΑ ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΡΓΑ**

**ΠΑΥΛΟΣ Γ. ΜΑΡΙΝΟΣ  
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

**ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 1993**

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Όταν είναι δυνατόν είναι πάντα επιθυμητό τα προβλήματα βραχομηχανικής σε μία σήραγγα να επιλύονται με τη χρήση των αναλυτικών εργαλείων και με προσεγγίσεις που βασίζονται στην τεχνική μηχανική. Εν τούτοις, οι διασυνδεδεμένες καταστάσεις και διεργασίες γύρω από μια υπόγεια κατασκευή είναι συχνά τόσο σύνθετες που δεν οδηγούν πάντα σε δυνατότητα ανάλυσης με τη χρήση των υπάρχουσών τεχνικών. Στις περιπτώσεις αυτές ο σχεδιασμός του έργου λαμβάνει υπ' όψη προηγούμενες εμπειρίες που έχουν αποκτηθεί είτε από το ήδη κατασκευασθέν τμήμα του έργου, είτε από αλλού.

Με βάση αυτήν την τελευταία αρχή, οι σχετικές προσπάθειες της διεθνούς κοινότητας να ποσοτικοποιήσουν τις προϋπάρχουσες εμπειρίες, ώστε να μπορούν αυτές να προεκβάλλονται από την μία περίπτωση στην άλλη, έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη ενός αριθμού μεθόδων ταξινομήσεως της βραχομάζας.

Αυτές οι μέθοδοι ταξινομήσεως δίδουν αριθμητικές τιμές σ' εκείνες τις ιδιότητες ή τους χαρακτήρες της βραχομάζας που θεωρούνται ότι επηρεάζουν τη συμπεριφορά της και συνδυάζουν τις επί μέρους αυτές τιμές σε μία συνολική βαθμολογία. Η βαθμολογία αυτή χρησιμοποιείται για τον χαρακτηρισμό της γεωτεχνικής ποιότητας της βραχομάζας και, περαιτέρω, συσχετίζεται με την συμπεριφορά της (π.χ. διάρκεια ζωής ανυποστήρικτου ανοίγματος, υπολογισμός φορτίου οροφής και απαιτήσεις υποστήριξης, εκτίμηση άντοχής και μέτρου παραμορφωσιμότητας).

Σήμερα, από τις διάφορες μεθόδους ταξινόμησης, δύο, η μέθοδος Q του NGI που αναπτύχθηκε από τους Barton et al (1979) και η μέθοδος RMR του Bieniawski (1973, 1979), ευρίσκονται σε ευρύτατη χρήση στην κατασκευή σηράγγων.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στη διάρκεια της γεωλογικής μελέτης αναγνωρίσεως μιας περιοχής, όπου πρόκειται να κατασκευασθεί μια σήραγγα, δεν φθάνει βέβαια μόνο η συνηθισμένη λεπτομερής χαρτογράφηση και τα τυχόν απαραίτητα ερευνητικά έργα, προκειμένου να συνταχθεί όσο το δυνατό η πιο αξιόπιστη τομή γεωλογικών προβλέψεων (γεωτρήσεις, γεωφυσική κ.λ.π.). Στη διάρκεια της έρευνας αυτής η μελέτη των πετρωμάτων επεκτείνεται και στην εξέταση όλων εκείνων των παραγόντων που είναι δυνατό να επηρεάζουν τη συμπεριφορά του πετρώματος σαν συνόλου (βραχομάζα), στην κατασκευή του έργου. Βασική δηλαδή είναι και η μελέτη του βαθμού αποσάθρωσής και της πυκνότητας, προσανατολισμού και υλικών πληρώσεως των ασυνεχειών του πετρώματος, (διακλάσεις, στρώσεις, σχιστότητα) που τελικά είναι δυνατό να μεταβάλλουν εντελώς την τεχνική συμπεριφορά της βραχομάζας του. Οι υδρογεωλογικές συνθήκες είναι επίσης πρώτιστης σημασίας και συσχετίζονται με τις ιδιότητες της βραχομάζας.

Το γεγονός αυτό από καιρό πρόβαλε την ανάγκη για μια ειδικότερη ταξινόμηση των πετρωμάτων, μέσω της βραχομάζας τους, έτσι ώστε να αντανakλάται άμεσα η πιθανή συμπεριφορά τους στην κατασκευή σηράγγων. Και εδώ, πάλι, πρώτος ο Terzaghi διαμορφώνει μια πρώτη τέτοια ταξινόμηση, το 1964, που τη συσχετίζει με ποσοτικές εκφράσεις σχετικά με τα πιθανά φορτία που θα αναμένονται στην κατασκευή. Ο Stini (1950) και ο Lauffer (1958) προτείνουν ένα πιο βελτιωμένο σύστημα ταξινόμησης, ενώ πιο αργά ο Deere (1968, 70) και άλλοι, ταξινομούν τη βραχομάζα με τη χρήση και ενός ποσοστικού στοιχείου στην είσοδο του μοντέλου της ταξινόμησης τους (π.χ. RQD).

Πράγματι ενώ στα αποτελέσματα των ταξινόμησεων αυτών η συμπεριφορά της βραχομάζας εκφράζεται και ποσοτικά (π.χ. ανυποστήρικτο άνοιγμα και διάρκεια διατηρήσεώς του). Τα δεδομένα περιορίζονται βασικά σε ποιοτικές περιγραφές των παραγόντων που τελικά έκριναν για την κλάση της βραχομάζας αυτής.

Είναι βέβαιο ότι οι ποιοτικές αυτές περιγραφές, όπως π.χ. πολύ ή λίγο διακλασμένο κ.λ.π., ελέγχονται από υποκειμενικά κριτήρια, αλλά και συχνά έχουν διαφορετικό νόημα για καθ'ένα από τους δύο βασικούς συνεργάτες της μελέτης και εκτελέσεως του έργου, το γεωλόγο και το μηχανικό.

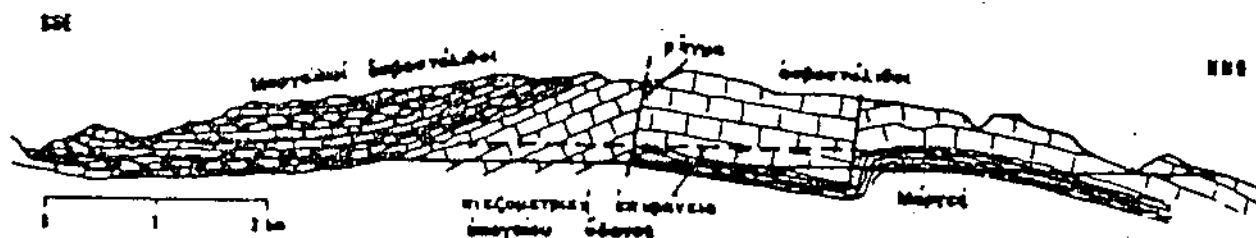
Η ανάγκη αυτή οδήγησε στο να αναπτυχθούν κριτήρια που να περιγράφονται και τελικά να βαθμονομούνται ποσοτικά ώστε τελικά και τα στοιχεία εισόδου στην ταξινόμηση να είναι αριθμητικά.

Έτσι, λίγο μετά τις αρχές της δεκαετίας του 70 κυρίως ο Bieniawski (1973-74) και ο Barton et al (1974), καταλήγουν σε πιά ολοκληρωμένα συστήματα όπου λαμβάνεται υπ' όψη, σε ποσοτική μορφή, ένας μεγαλύτερος αριθμός από παράγοντες που μετρούνται από τους πυρήνες των ερευνητικών γεωτρήσεων και τις επιφανειακές εμφανίσεις. Αυτοί αφορούν την κατάσταση των ασυνεχειών του πετρώματος, το υπόγειο νερό, την αντοχή του πετρώματος της βραχομάζας, την εντατική κατάσταση της περιλόχης κ.ά., με αποτέλεσμα η ταξινόμηση να έχει και πιά μεγάλη τεχνική σημασία.

Οι ταξινομήσεις του Bieniawski και Barton βαθμολογούν τελικά τη βραχομάζα και στη συνέχεια της αντιστοιχούν, μεταξύ άλλων, τις απαιτήσεις, υποστηρίξεως της στην κατασκευή του έργου.

Οι συσχετίσεις αυτές βασίσθηκαν σε υπάρχουσες εμπειρίες κατασκευασμένων ή υπό κατασκευή σπράγγων\* και συνεπώς έχουν ένα εμπειρικό ή ημιεμπειρικό χαρακτήρα. Πρέπει λοιπόν να θεωρούνται ότι δεν είναι πανάκεια και ότι αποκλίσεις είναι δυνατές. Παρ' όλα αυτά τελικά αυτές είναι μικρές ή, τουλάχιστο, λίγο-πολύ στην ίδια τάξη μεγέθους, ώστε να μη μειώνεται η αξία των συσχετίσεων αυτών, στο στάδιο προβλέψεων και προγραμματισμού που κυρίως χρησιμοποιούνται. Οπωσδήποτε με την πρόοδο της κατασκευής του έργου μπορούν να διορθώνονται ή να προσαρμόζονται στις πραγματικές και καταστάσεις. Αρχικά οι μέθοδοι χρησιμοποιούνται κυρίως για την προσωρινή υποστήριξη. Σήμερα όμως αποδεικνύεται ότι δίνουν καλά αποτελέσματα και για μόνιμη υποστήριξη. Ο ειδικός σχεδιασμός της τελικής υποστηρίξεως αν τελικά χρειάζεται, γίνεται με τη γνώση όλων των εκύ κλέου απαραίτητων μηχανικών παραμέτρων του πετρώματος, από μετρήσεις και μέσα στη σήραγγα, του αν

\*Τις περισσότερες φορές συγκοινωνιακών ή υδραυλικών έργων και λιγότερο μεταλλείων.



662

Παράδειγμα γεωλογικής τομής κατά μήκος σήραγγας. Είναι φανερό η πρωταρχική ανάγκη σύνταξης της σωστής γεωλογικής τομής προβλέψεων πριν γίνει οποιαδήποτε προχωρημένη μελέτη, όπως π.χ. υποστηρίξεων, υπόγειων νερών κ.λ.κ. Στο σχήμα φαίνεται πώς η γεωλογική νομοτέλεια της συγκεκριμένης κερλοχής εμφανίζει μάργες κάτω από τους ασβεστόλιθους χωρίς αυτές να φαίνονται πουθενά στην επιφάνεια.

**1. Ταξινόμηση Terzaghi, 1946**

Ο Terzaghi (1946)\*, ταξινόμηση τα πετρώματα σε 6 κατηγορίες ανάλογα με την αντοχή τους και το βαθμό διαχωρισμού και διακλάσεώς τους. Με την ταξινόμηση εκτιμάται το μέγιστο ύψος της ζώνης που φορτίζει τη συγκύρση της οροφής και που προσδιορίζεται σε σχέση με το τελικό εύρος  $b$  και το ύψος  $h$  ορθογώνιας εκσκαφής. Το ελάχιστο ύψος της εδαφικής καλύψεως  $H$ , θεωρείται ότι είναι  $1,5 (b+h)$ :

ΠΙΝΑΚΑΣ 1. ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ TERZAGHI

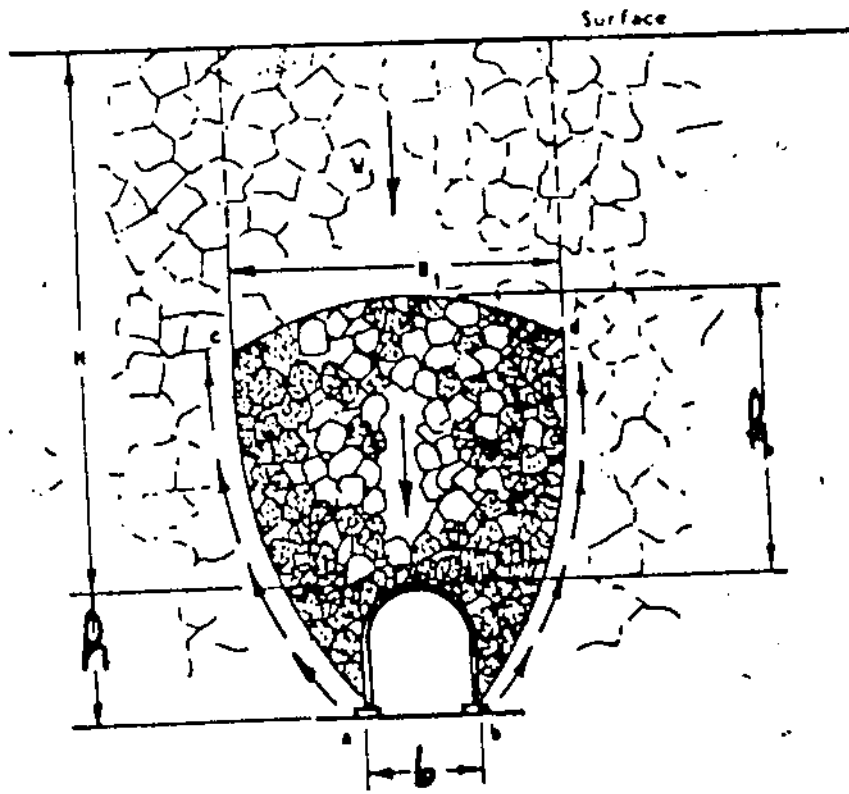
Κατηγορία πετρώματος	Ύψος φορτίου $h_p$
1 Συμπαγές σκληρό	0
2 Σκληρό με στρώματα ή σχιστολιθικό	0-0,5 $b$
3 Συμπαγές μέτρια διακλασμένο	0-0,25 $b$
4 Μέτρια διακλασμένο	0,25 $b$ -0,35( $b+h$ )
5 Πολύ διακλασμένο, στρωματώδες	0,35 -1,1 ( $b+h$ )
6 Εντελώς θραυσμένο αλλά όχι χημικά αλλοιωμένο	1,10 ( $b+h$ )
7 Πέτρωμα συμκλειστό σε μέσο βάθος (squeezing)	1,10 -2,10 ( $b+h$ )
8 Πέτρωμα συμκλειστό σε μεγάλο βάθος	2,10 -4,50 ( $b+h$ )
9 Διογκούμενο πέτρωμα (swelling)	μέχρι 80% ανεξάρτητα από την τιμή ( $b+h$ )

**Διευκρινήσεις**

Στις κατηγορίες 1-4 ή 5 δεν αναπτύσσονται πλευρικές τάσεις, ενώ από την κατηγορία 5 και μετά η οροφή γίνεται ασταθής. Η σήραγγα υποτίθεται ότι ευρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα αν ευρίσκεται μόνιμα έξω απ' αυτόν οι τιμές που δίνονται στους τύπους 4-6 μπορούν να μειωθούν κατά 50%. Ο Terzaghi δίνει και αντιστοιχία με τον τύπο υποστηρίξεως η αντιστοιχία αυτή που περιορίζεται για τα χαλύβδινα πλαίσια, δεν αναφέρεται εδώ λόγω της από τότε προόδου των τύπων υποστηρίξεων και κυρίως στη διάδοση, από τις αρχές της δεκαετίας του 60, της "αυστριακής μεθόδου" (αμέσως εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με ή χωρίς ενίσχυση από πλαίσια ή πλώσεις κο-

\*Από το 1909 πάντως ο Protodyakonoff είχε διατυπώσει μια κλίμακα αντοχών ("αριθμός αντοχής") για τις διάφορες κατηγορίες πετρωμάτων, τις οποίες χρησιμοποιεί και για τον υπολογισμό του φορτίου του πετρώματος, πάνω στη σήραγγα.

\*\* Η μέθοδος αυτή σαν προσωρινή υποστήριξη, έχει το κλεονέκτημα ότι ελαχιστοποιεί τα τελικά φορτία υποστηρίξεως, αφού επιτρέπει ένα ελεγχόμενο ποσοστό παραμορφώσεων, αρκετό για την ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου (γέφυρας) αλλά όχι και για να επιτρέψει χαλάρωση. (βλέπε παράρτημα κεφαλαίου 6)



χλιώσεις). Πάντως ο Terzaghi βασίσθηκε κυρίως σε εμπειρίες σιδηροδρομικών σπράγγων με άνοιγμα 5-10m και η ταξινομήσή του είναι και σήμερα χρήσιμη για μέσου μεγέθους σήραγγες σε δύσκολες καταστάσεις πετρωμάτων.

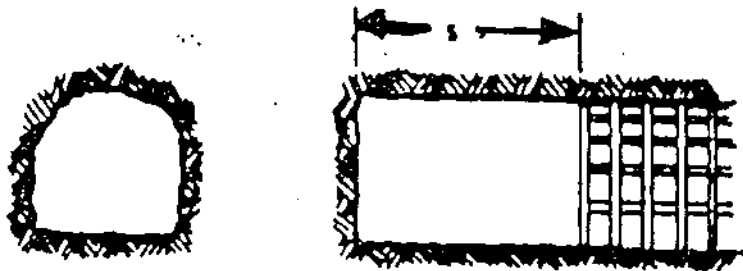
### 2. Ταξινόμηση Lauffer (1958)

Ο Lauffer (1958) κάνοντας ένα σημαντικό βήμα μετά τον Terzaghi δίνει τον πίνακα 2 (τροποποιημένο εδώ από τον Dvorak-in Hobst and Zajic, 1977) που συντάχθηκε από Αυστριακές εμπειρίες σε σήραγγες διατομής μετώπου μέχρι 100m<sup>2</sup>. Ο πίνακας εξειδικεύει γεωλογικά τις κατηγορίες πετρωμάτων που αντιστοιχούν στους διάφορους τύπους της ταξινομήσεως και διακινδυνεύει την έκφραση της πιθανής περιόδου διατηρήσεως υπογείου ανοίγματος χωρίς υποστηρίξεις και των απαιτήσεων υποστηρίξεως (βλ. και σχ. 2,3).

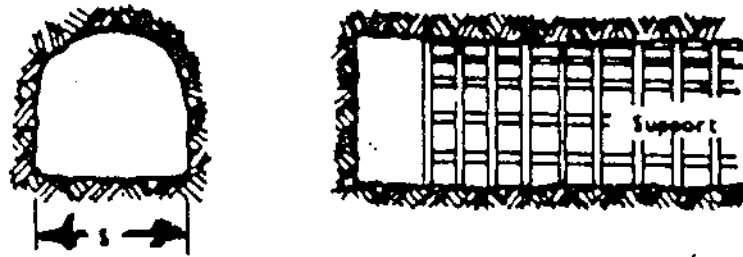
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.  
Ταξινόμηση κατά Lauffer

Τύπος Πετρώματος	Διάρκεια ευστάθειας χωρίς υποστήριξη	Μέγιστη απόσταση υποστηριγμάτων
A Συμπαγές (έκρηξιγενή πετρώματα, συμπαγή παχυστρωματώδη ίζηματογενή, συμπαγής γενέσιος)	20 χρόνια	4m
B Διακλασμένα (διακλασμένα έκρηξιγενή, λεπτοστρωματώδη, ίζηματογενή, μεταμορφωμένα πετρώματα με χαρακτηριστική τή σχιστότητα)	6 μήνες	4m
C Πολύ διακλασμένο (πολύ διακλασμένα έκρηξιγενή, άργιλικόι σχιστόλιθοι και μικρότερης άντοχης μεταμορφωμένα πετρώματα)	1 εβδομάδα	3m
D Μαλακά πετρώματα, άργιλικόι σχιστόλιθοι, διαταραγμένα και μερικά άποσαθρωμένα σκληρά πετρώματα	5 ώρες	1,5m
E Πιο μαλακά πετρώματα, περισσότερο διαταραγμένα και άποσαθρωμένα σκληρά πετρώματα	20 λεπτά	0,8m
F Άποσαθρωμένοι και διαταραγμένοι άργιλικόι σχιστόλιθοι, καλής συνεκτικότητας έδαφη, άμμοι και κροκάλες με φυσική ύγρασία	2 λεπτά	0,4m
G Συνεκτικά έδαφη μικρης-μέσης συνεκτικότητας κορεσμένοι άμμοι, κροκάλες, οργανικά έδαφη	10 δευτερόλεπτα	0,15m

(Προσεγγιστική διάρκεια ευστάθειας και απόσταση υποστηριγμάτων σε σήραγγες για τις κύριες κατηγορίες πετρωμάτων)

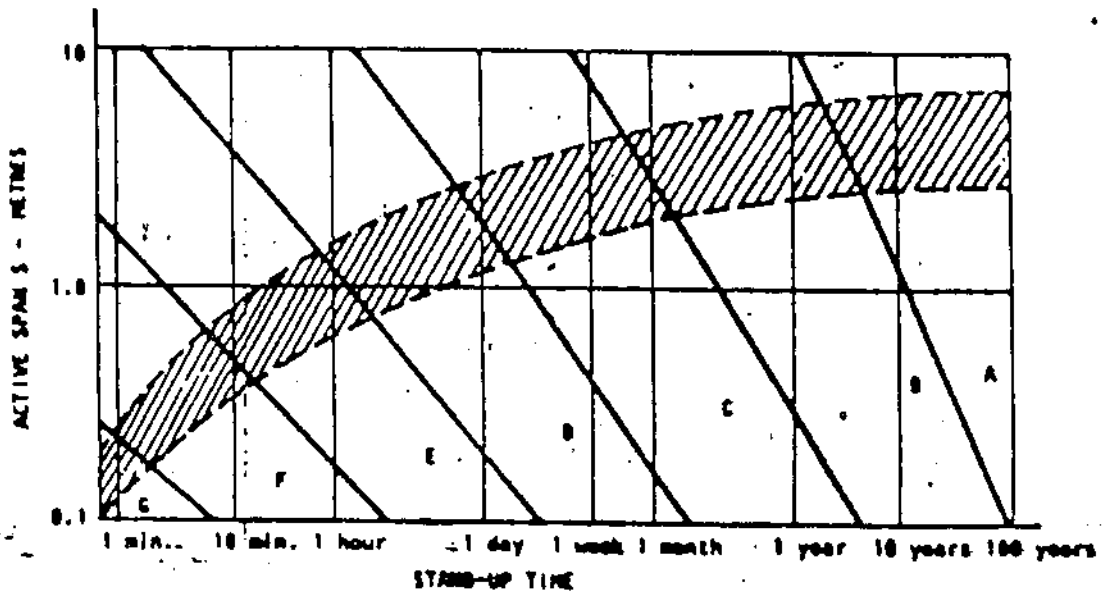


a. Support lagging behind face position.



b. Support placed close to face.

Lauffer's definition of active span  $S$ .



Relationship between active span and stand-up time for different classes of rock mass. A - very good rock, C - very poor rock. (After Lauffer<sup>6</sup>).

3. Ταξινόμηση με βάση το RQD (Deere et al. 1970)

Η ανάγκη υποστηρίξεως σήραγγας συνδέεται εδώ με ποσοτικό στοιχείο της βραχομάζας αλλά που περιορίζεται αποκλειστικά στη ρωγμάτωση του πετρώματος όπως εκφράζεται από το δείκτη RQD\*.

Κατά συνέπεια ο πίνακας 3.1. που προτείνουν οι Deere, Peck και συνεργάτες (1970) πρέπει να θεωρείται σαν εντελώς ενδεικτικού χαρακτήρα. Εδώ δεν λαμβάνονται υπόψη βασικά γεωλογικά χαρακτηριστικά της βραχομάζας όπως, ο προσανατολισμός των διακλάσεων, τα χαρακτηριστικά των ανοιγμάτων τους, η παρουσία υπόγειου νερού κ.α.

Στον πίνακα φαίνεται χαρακτηριστικά ότι η χρήση διατρητικής μηχανής εκκαψής διαταράσσει (αποσυμπιέζει) πολύ λιγότερο ένα διακλασμένο πέτρωμα ώστε να μειώνονται οι απαιτήσεις υποστηρίξεως.

Ο Ege (1968) πρότεινε ένα ευρύτερου φάσματος αλλά τελικά πολύ λιγότερο σε χρήση δείκτη, ανάλογο του RQD για το χαρακτηρισμό της ποιότητας του πετρώματος από την εξέταση των δειγμάτων κυρήνων γεωτρήσεων, το Δείκτη Ευστάθεας (Stability Index).

Δείκτης ευστάθειας: 0,1X απώλειες κυρήνα (μήκος διατρήσεως-μήκος απολήψεως κυρήνων) + αριθμός ρωγμών ανά ft+0,1X σπασμένα τμήματα κυρήνα (κυρήνες μικρότεροι από 7,5cm μήκους) + αποσάθρωση (βαθμολογημένη από 1 μέχρι 4 από το υγιές μέχρι το πολύ αποσαθρωμένο πέτρωμα + σκληρότητα (βαθμολογημένη από το 1 μέχρι το 4 από το πολύ σκληρό μέχρι το μικρής αντοχής).

Ο δείκτης αυτός σχετίζεται με μια βαθμονόμηση των πετρωμάτων από 10 (καλό πέτρωμα, δείκτης < 8) μέχρι 1 (μικρής αντοχής πέτρωμα, δείκτης > 18).

Στον πίνακα 3.2., που αναφέρεται στον Blyth και de Freitas (1974) οι τύποι των πετρωμάτων, ανάλογοι της ταξινόμησης του Lauffen, αντιστοιχούνται με τιμές του R Q D και ανεμπόδιστης θλίψης και συσχετίζονται πάλι με την πιθανή περίοδο διατηρήσεως ανυποστήρικτου υπόγειου ανοίγματος. Οι συσχετίσεις εδώ δίνουν απλώς τάξεις μεγέθους.

\*Ο RQD (rock quality designation-δείκτης ποιότητας πετρώματος) ονομαζέται έτσι επειδή είναι δείκτης καθιερωμένος και (Deere, 1954), που υπολογίζεται από δειγματοληπτικές γεωτρήσεις, σαν η απόληψη κυρήνων σε ποσοστό του ολικού μήκους που διατρήθηκε, αφού αφαιρεθούν τα τμήματα που έχουν μήκος μικρότερο από 10cm.

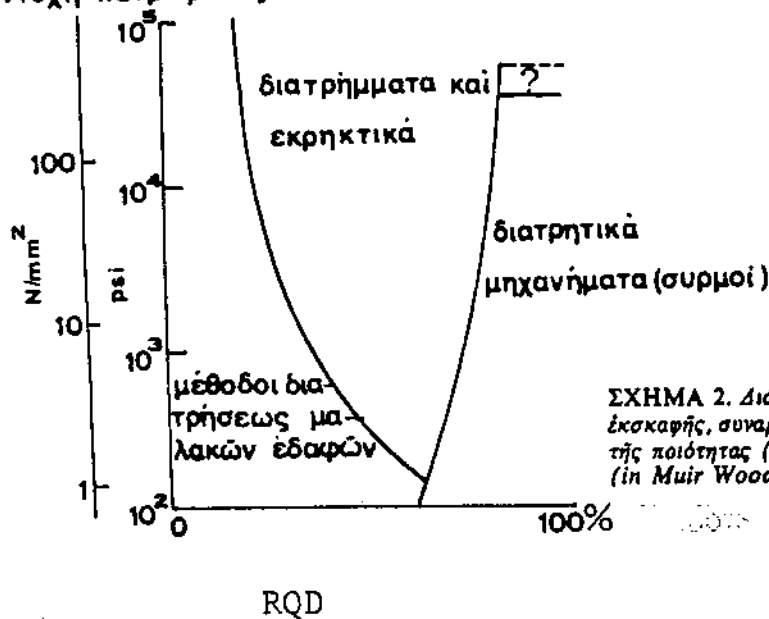
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2.

Τύπος πετρώματος	Ποιότητα πετρώματος	Άντοχή στην άνεμπόδιση θλίψη (psi)*	RQD (%)	Πιθανή περίοδος διατηρήσεως άνοιγματος	Άκαιτησεις ύποστηρίξεως
A	συμπαγές, ύψηλή άντοχή, άραιές διακλάσεις	16000-32000	>90	δεκάδες χρόνια	καμιά
B	συμπαγές, μέση άντοχή	8000-16000	>75	μήνες μέχρι χρόνια	καμιά ως πολύ έλαφρά
C	ζωνώδες ή με στρώματα ύψηλής άντοχής, με άραιές διακλάσεις	16000-32000	>60	έβδομάδες μέχρι μήνες	έλαφρά
D	τεμαχισμένο, μέση άντοχή, πυκνές διακλάσεις	8000-16000	>50	μέρες μέχρι έβδομάδες	έλαφρά ως μέση
E	τεμαχισμένο και στρωματώδες, χαμηλή άντοχή, λεπτοστρωματώδες και πυκνές διακλάσεις	4000-8000	>40	ώρες μέχρι μέρες	βαριά
F	πολύ τεμαχισμένο και στρωματώδες, χαμηλή άντοχή	4000-8000	>25	λεπτά μέχρι ώρες	βαριά
G	συμπιεστό ή διογκωμένο, πολύ χαμηλή άντοχή, ύψηλός τεμαχισμός και διάτμηση	<4000	<25	δευτερόλεπτα μέχρι λεπτά	πολύ βαριά, πλήρης θωράκιση

\* 1Psi = 6.895KN/m<sup>2</sup>

Τό RQD χρησιμοποιείται και στην έκτίμηση της γενικά πιο κατάλληλης μεθόδου έσκαφής σε συνδυασμό με την άντοχή του πετρώματος (σχ.2)

άντοχή πετρώματος



ΣΧΗΜΑ 2. Διάγραμμα επιλογής κατάλληλης μεθόδου έσκαφής, συναρτήσει της άντοχής του πετρώματος και της ποιότητας (RQD) της βραχομάζας του. (in Muir Wood, 1972). Χ

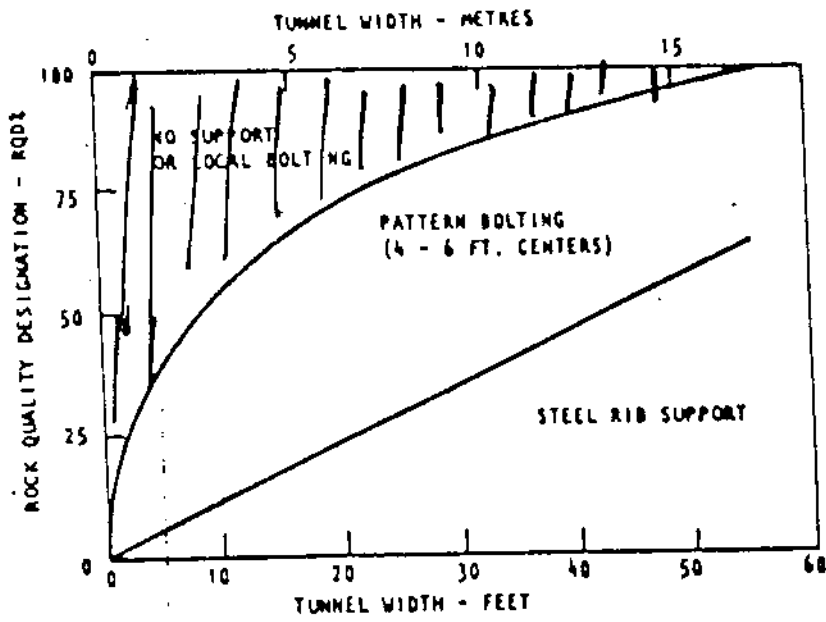
\* Παρατίθεται για λόγους ιστορικούς. Σήμερα τα Μηχανήματα Διατήσεως Σπράγγων εξελίσσονται συνεχώς ώστε να είναι συμβατά με καταστάσεις βραχομάζας ευρέου φάσματος.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1

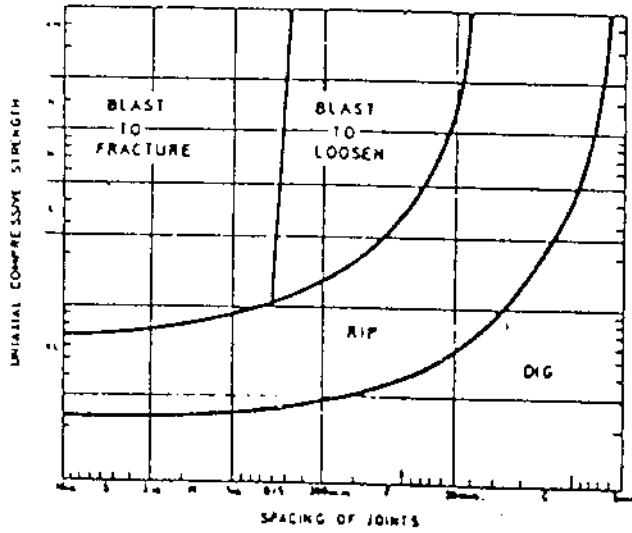
Ταξινόμηση Deere et al. και Έπιλογή Αρχικής (Προσωρινής) Ύποστηρίξεως (για σήραγγες 6.5-13m)

RQD	Μέθοδος Διατήσεως	Συστήματα αντιμετωπιζόμενης ύποστηρίξεως <sup>1</sup>		
		Μεταλλικά πλαίσια	Ήλωση (κοχλίωση) <sup>2</sup>	Έκτοξευόμενο σκυρόδεμα <sup>3</sup>
90 <sup>4</sup>	διατρητική μηχανή (συρμός)	κανένα ή ένδεχόμενα ελαφρά πλαίσια	καμία ή περιστασιακά	όχι ή ένδεχόμενη τοπική εφαρμογή
	συμβατική (διάτρηματα-έκρηκτικά)	"	"	όχι ή ένδεχόμενη τοπική εφαρμογή (5-7cm πάχους) στην όροφή
75-90	διατρητική μηχανή	ελαφρά πλαίσια περιστασιακά ή συστηματικά ανά 1,5-2m περιπτώσιακή θωράκιση (25%)	περιστασιακή ως συστηματική ήλωση με άραιωση καρφιών 1,5-1,8m. περιπτώσιακό πλέγμα	τοπική εφαρμογή (5-7cm πάχος) στην όροφή
	συμβατική	ελαφρά πλαίσια συστηματικά με άραιωση 1,5-2m με περιπτώσιακή θωράκιση(25%)	συστηματική ήλωση με άραιωση 1,5-1,8m περιπτώσιακό πλέγμα	τοπική εφαρμογή (5-7cm) στην όροφή
50-75	διατρητική μηχανή	ελαφρά-μέσα πλαίσια με συστηματική άραιωση 1,2-1,5m και θωράκιση στο θόλο (50%)	συστηματική ήλωση με άραιωση 1,2-1,8m και περιπτώσιακό πλέγμα	πάχος 5-10cm (όροφή) ένδεχόμενη ήλωση
	συμβατική	ελαφρά-μέσα πλαίσια με συστηματική άραιωση 1,2-1,5m με θωράκιση στο θόλο (50%)	συστηματική ήλωση με άραιωση 1-1,5m και περιπτώσιακό πλέγμα	10cm ή περισσότερο (όροφή και παραμέτα) ένδεχόμενη ήλωση
25-50	διατρητική μηχανή	πλαίσια μέσα-κυκλικά με άραιωση 1-1,2m και θωράκιση στο θόλο	συστηματική ήλωση με άραιωση 1-1,5m και πλέγμα (συστηματικό)	10-15cm σκυρόδεμα στα παραμέτα και την όροφή με σύγχρονη χρήση κοχλίων
		πλαίσια μέσα-βαριά με άραιωση 0,6-1,2m και θωράκιση στο θόλο	συστηματική ήλωση με άραιωση 0,6-1,2m και πλέγμα	≥ 15cm στα παραμέτα και την όροφή με σύγχρονη χρήση κοχλίων
<25	διατρητική μηχανή	πλαίσια μέσα-βαριά με άραιωση 0,6m και πλευρική θωράκιση	συστηματική ήλωση με 100% πλέγμα, άραιωση καρφιών 0,6-1,2m	≥ 15 cm σ' όλη τη διατομή συνδυασμένο με μέσα πλαίσια
	συμβατική	πλαίσια βαριά κυκλικά με άραιωση 0,6m και πλευρική θωράκιση	συστηματική ήλωση με πλέγμα, άραιωση καρφιών 1m	≥ 15cm σ' όλη τη διατομή συνδυασμένο με τη χρήση πλασίων μέσων-βαρέων
	Πολύ πτωχής ποιότητας συμπιεστά ή διογκούμενα πετρώματα (και οι δύο μέθοδοι)	πλαίσια πολύ βαριά, κυκλικά με άραιωση 0,6m	ήλωση 0,6-1m (δύσκολη) 100% πλέγμα	15cm ή περισσότερο σ' όλη τη διατομή συνδυασμένο με βαριά πλαίσια

1. Ο πίνακας αφορά την αμερικανική τεχνολογία του 1963. Οι ήλώσεις (κοχλίσεις) και το έκτοξευόμενο σκυρόδεμα συνήθως χρησιμοποιούνται υπό όρους, σε πτωχής ή πολύ πτωχής ποιότητας πετρώματα.
2. Διάμετρος κοχλίων 1", μήκος 1/3-1/4 του εύρους της σήραγγας. Δυσκολία ως αδυναμία μηχανικής άγκυρώσεως κοχλίων σε πτωχά ή πολύ πτωχά πετρώματα. Άγκυρια με ένεμα δύσκολα σε υγρό περιβάλλον.
3. Λόγω περιορισμένης τότε εμπειρίας, η στήλη έχει γενικό χαρακτήρα, κυρίως σε πτωχής ποιότητας πετρώματα.
4. Σε καλής ως εξαιρετικής ποιότητας πετρώματα υπάρχει ένδεχόμενο περιορισμένης ύποστηρίξεως ανάλογα με τη γεωμετρία των άσυνχειών, σε σχέση με τη διάμετρο και τόν προσανατολισμό της σήραγγας.



Proposed use of RQD for choice of rock support system. (After Merritt<sup>23</sup>)



Diagrams for workability of rock.

Compiled from ~~Muir Wood (1972)~~, Franklin et al. (1971).

- |                         |                        |                              |
|-------------------------|------------------------|------------------------------|
| VH - very high strength | VC - very good quality | S - solid (almost no joints) |
| H - high strength       | G - good quality       | M - massive                  |
| M - medium strength     | F - fair quality       | B/S - blocky/seamy           |
| L - low strength        | P - poor quality       | F - fractured                |
| VL - very low strength  | VP - very poor quality | C - crushed                  |

4. "Γεωμηχανική" ταξινόμηση κατά Bieniawski, 1973

Ο Bieniawski (1973) έκρινε ότι, για μια αντιπροσωπευτική ταξινόμηση μιας βραχομάζας, δεν έφθανε η χρήση μιας παραμέτρου ή ενός μόνο δείκτη που θα μπορούσε να περιγράψει ποσοτικά, σε ικανοποιητικό βαθμό, τη συμπεριφορά της μάζας διακλασμένου πετρώματος, για τις ανάγκες κατασκευής μιας σήραγγας. Έτσι κατέληξε στις εξής παραμέτρους που εύκολα μπορούν να μετρηθούν στο ύπαιθρο:

1. Την ανεμπόδιση θλίψη του υλικού του πετρώματος (για ευκολία μέσω της απλής φορητής συσκευής της δοκιμής φορτίου αιχμής point load test). Με τον παράγοντα αυτό, ο Bieniawski, παίρνει υπ' όψη το ρόλο αυτού του ζεύγους του πετρώματος όταν η ρωγμάτωση της βραχομάζας που συνθέτει, είναι αραιή ή ασυνεχής, οπότε και η ευστάθειά της ελέγχεται λιγότερο από τις ασυνεχειές της.
2. Το δείκτη RQD. Όταν το σκληρό αρχικά κέτρωμα ευρύκεται σε πολύ αποσπασμένη κατάσταση το RQD όπως είναι φανερό έχει μηδενική τιμή.
3. Τη συχνότητα και προσανατολισμό των ασυνεχειών (διακλάσεων, στρώσεων, σχιστότητας) του πετρώματος που δεν ήταν δυνατό να εκφραστούν από το δείκτη RQD και που ο ρόλος τους είναι προφανής στη μείωση της αντοχής της βραχομάζας. Τα στοιχεία που απαιτούνται, πρέπει να συλλέγονται όχι από τα δείγματα των κυρήνων των γεωτρήσεων, αλλά από έρευνα πάνω στις εμφανίσεις της βραχομάζας όλων των οικογενειών ασυνεχειών της.
4. Την κατάσταση των ασυνεχειών, από πλευράς εύρους του κενού που δημιουργούν, συνεχειάς, τραχύτητας επιφανειών τους και υλικού κληρώσεως του κενού τους.
5. Το υπόγειο νερό που μειώνει την αντοχή και ευστάθεια της βραχομάζας. Για τη συνεκτίμηση του παράγοντα αυτού στην ταξινόμησή του, ο Bieniawski αναφέρεται στη χρήση δοκιμαστικών στοών, για την παροχή των απαραίτητων στοιχείων ή σε κληροφορίες της ήδη υπό κατασκευής σήραγγας.

Η ταξινόμηση της βραχομάζας, στις πέντε τάξεις, που διαμορφώνει τελικά, ο Bieniawski με τη χρήση όλων των ανωτέρω παραμέτρων και η βαθμονόμησή τους ανάλογα με τη βαρύτητα του ρόλου τους, φαίνονται στον πίνακα 4.1.0 πίνακας αυτός παρουσιάζει με

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 ΓΕΩΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΜΕ ΛΕΥΝΕΧΕΙΕΣ (κατά BIENIAWSKI, 1974 και τροποποιημένο 1979)

## Α Παράμετροι ταξινόμησης και βαθμονόμησή τους

1	'Αντοχή συμπαγούς πετρώματος	Δείκτης αντοχής φορτίσεως αξονικής (Μρα)	> 10	4-10	2-4	1-2	Προτιμύται ή δοκιμή άνεμετόδιστης θλιψής		
		'Αντοχή στην άνεμοτόδιστη θλιψής (Μρα)	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
	Βαθμός	15	12	7	4	2	1	0	
2	Ποιότητα κυρήνα RQD(%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Βαθμός		20	17	13	8	3		
3	'Απόσταση μεταξύ άσυνεχειών (m)		> 2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	< 0,06		
	Βαθμός		20	15	10	8	5		
4	Κατάσταση διακλάσεων		Πολύ τραχιές έπιφανείες. Άσυνεχες χωρικές διαχωρισμό. Έκκληρά τοιχώματα	Έλαφρά τραχιές έπιφανείες. Διαχωρισμός < 1mm. Έκκληρά τοιχώματα	Έλαφρά τραχιές έπιφανείες. Διαχωρισμός < 1mm. Μαλακά τοιχώματα	Επιφάνεια όλισθήσεως (slickensided) ή ύλικό κληρώσεως < 5mm	Μαλακό ύλικό κληρώσεως κάπως > 5mm. ή διακλάσεις άνοικτές > 5mm. Συνεχές διακλάσεις		
	Βαθμός		30	25	20	10	0		
5	'Υπόγειο νερό	Είσοδος για 10m μήκους σήραγγας	Καμιά	< 10 1/min	1/min 10-25	25-125 1/min	> 125 <sup>1</sup> /min		
		Τυπή κλάσματος πίεσεως νερού διακλάσεων διά της μεγίστης κυρτής τάσης	0	0,0-0,1	0,0-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	Γενικές συνθήκες		Η	Η	Η	Η	Η		
	Βαθμός		Εντελώς στεγνό	λίγα υγρό	Υγρό μόνο	Νερό κάτω από μέτρα κώεση	Εσοβαρά προβλήματα νερού		
Βαθμός		15	10	7	4	0			

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1. (συνέχεια)

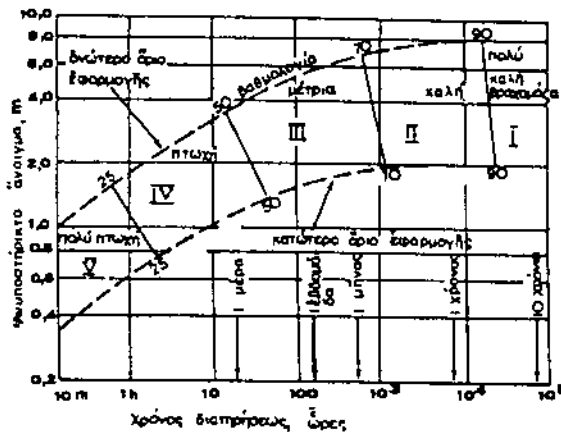
B Προσαρμογή με βάση τόν προσανατολισμό των άσυνεχειών(βλ.σχ.πίνακα 4.2)						
Διεύθυνση καί κλίση διακλάσεων		Πολύ εύνοϊκή	Εύνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής
Βαθμός	Ερήραγες	0	-2	-5	-10	-12
	Θεμελιώσεις	0	-2	-7	-15	-25
	Πρανή	0	-5	-25	-50	-60
Γ. Ταξινόμηση βραχομάζας καί βαθμολογία της*						
Κατηγορία	I	II	III	IV	V	
Χαρακτηρισμός	Πολύ καλή	Καλή	Μέτρια	Πτωχή	Πολύ πτωχή	
Βαθμολογία	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 20	
Δ. Τεχνική σημασία ταξινομήσεως						
Κατηγορία	I	II	III	IV	V	
Μέσος χρόνος διατηρήσεως διατομής**	10 χρόνια για άνοιγμα 15m	6 μήνες για 8m άνοιγμα	1 εβδομάδα για 5m άνοιγμα	10 ώρες για 2,5m άνοιγμα	30 λεπ για 1 m άνοιγμα	
Ευνοχή βραχομάζας (kra)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100	
Γωνία τριβής βραχομάζας	> 45°	35° - 45°	25°-35°	15°-25°	< 15°	

\* Πρόσθεση των μερικῶν βαθμολογιῶν

\*\* Βλέπε σχῆμα 3.

την τελική διαμόρφωσή του ο Bieniawski παρουσίασε το 1979. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι οι βαθμοί που δίνονται για την απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών, αναφέρονται για 3 οικογένει-ες ασυνεχειών· συνεπώς σε διαφορετική περίπτωση γίνεται ανά-λογα συντηρητική ή όχι πρόβλεψη. Επίσης ο χαρακτηρισμός του προσανατολισμού των ασυνεχειών σαν ευνοϊκών ή όχι δίνεται από τον πίνακα 4.2 (από Wickham et al., 1972). Το ανυποστήρι-κτο άνοιγμα που συσχετίζεται με τις διάφορες κλάσεις του πί-νακα 4.1, αντιστοιχεί στο εύρος της σήραγγας ή στην απόστα-ση του υποστηλώματος από το μέτωπο αν αυτό είναι μικρότερο από το εύρος της.

Η πλήρης σχέση μεταξύ ανυποστήρικτου ανοίγματος και χρό-νου διατηρήσεώς τους, δίνεται στο σχ.3 κατ'αντίστοιχία του σχ.1 του Lauffer. Στον πίνακα 4.1, δίνονται αντίστοιχα μέσες τιμές.



ΣΧΗΜΑ 3 «Γεωμηχανική» ταξινόμηση για σήραγγες (τροποποίηση από Lauffer, 1958 του Bieniawski, 1973)

Από τον πίνακα φαίνεται συνεπώς η ανάγκη προσωρινής υπο-στηρίξεως κατά την κατασκευή της σήραγγας\*. Ο Bieniawski στον πίνακα 4.3 συσχετίζει περαιτέρω τις κλάσεις βραχομάζας της ταξινομήσεώς του, με τα συστήματα υποστηρίξεως για σήραγγα σε μικρό βάθος, διαμέτρου 10m που διανοίγεται με συμβατικό τρό-

\*Δίνονται επίσης και χαρακτηριστικά για την ποιότητα της βρα-χομάζας σε κρηνή και θεμελιώσεις, όπως και η συνοχή και η γω-νία τριβής της.

πο (διατρήματα-εκρηκτικά) και με πεταλοειδή διατομή. Ο πίνακας, όπως αναφέρει ο Biepiawski, συντάχθηκε από εμπειρίες που αντιπροσωπεύουν τις σύγχρονες τεχνολογικές εφαρμογές από την Ευρώπη, Αμερική και Ν. Αφρική. Πολλές δε φορές η προσωρινή αυτή υποστήλωση είναι δυνατό να παραμείνει και σαν μόνιμη, όπως είναι η σημερινή τάση όταν χρησιμοποιείται η αυστριακή μέθοδος.

Πρέπει τέλος, όπως τονίζεται, να γίνονται ορισμένες επί τόπου δοκιμές κατά τη διάρκεια της κατασκευής, αφού όλη αυτή η διαδικασία υπολογισμού έγινε με βάση στοιχεία εμπειριών και είναι δυνατόν να μην είναι εφαρμόσιμη σ' όλες τις σήραγγες.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2

Σημασία του Προσανατολισμού Άσυνχειών σε Σήραγγα (Wickham et al)

Διεύθυνση κάθετη στον άξονα της σήραγγας				Διεύθυνση παράλληλη με τον άξονα της σήραγγας	
Προχώρηση σύμφωνα με την κλίση		Προχώρηση αντίθετα με την κλίση			
Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°
Πολύ εύνοϊκή	Εύνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής	Μέτρια
Κλίση 0°-20°		Δυσμενής ανεξάρτητα από την διεύθυνση			

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3 Οδηγός επιλογής μόνιμης αντιστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς διατομής. B = 10m, p < 25MPa, μέθοδος διανοίξης συμβατική (διάτρηση - ανατίναξη)

Κατηγορία της μάζας του πετρώματος/RMR	Εκσκαφή/ Προχώρηση	Αντιστήριξη		
		Ήλοι με διάμετρο 20mm και πλήρη συνάφεια	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα [mm]	Χαλύβδινα τόξα
81-100	Ολομέτωπη/3m	τοπικά μόνο	γενικά δεν απαιτείται	
II. 61-80	Ολομέτωπη 1.0-1.5m. Πλήρης αντιστήριξη 20m από μέτωπο	τοπικά στην οροφή με μήκος 3m σε απόσταση 2.5 μέτρα και περιστασιακά χαλύβδινο πλέγμα	50mm στην οροφή όπου απαιτείται	όχι
41-60	Άνω τμήμα και αναβαθμός / 1.5-3m στο άνω τμήμα. Αντιστήριξη αρχίζει μετά την έκρηξη, ολοκληρώνεται 10m από το μέτωπο.	Συστηματικοί ήλοι 4m μήκος σε κάναβο 1.5-2.0 m στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα στην οροφή	50-100mm στην οροφή και 30mm στα τοιχώματα	όχι
21-40	Άνω τμήμα και μετά αναβαθμός / 1-1.5m στο άνω τμήμα. Τοποθέτηση αντιστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή και ολοκλήρωσή της σε απόσταση 10m από το μέτωπο	Συστηματικοί ήλοι μήκους 4-5m σε κάναβο 1-1.5 μέτρα στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα	100-150mm στην οροφή και 100mm στα τοιχώματα	Όπου απαιτείται ελαφρά σε αποστάσεις 1.5m
0-20	Πολλαπλές διανοίξεις / 0.5-1.5m στο άνω τμήμα. Τοποθέτηση της αντιστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα όσο το δυνατόν γρηγορότερα μετά την έκρηξη	Συστηματική ήλωση μήκους 5-6m σε κάναβο 1-1.5 μέτρα στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα. Ήλωση του αναστροφου τόξου	150-200mm στην οροφή 150mm στα τοιχώματα και 50mm στο μέτωπο	Μεσαία ως βαριά σε αποστάσεις 0.75m. Τοποθέτηση ράβδων προπορείας και πλακών προστασίας από καταπτώσεις όπου απαιτείται. Κλειστό δάπεδο

για μία σήραγγα πεταλοειδούς διατομής που διανοίγεται *συμβατικά*, που έχει πλάτος 10 m, και που βρίσκεται σε τασικό πεδίο με κατακόρυφη τάση μικρότερη από 25 MPa.

$$l_b [m] = 200 - 2.5 \cdot RMR \geq 50 \quad , RMR \leq 80 \quad (3.5)$$

$$l_b [m] = 6 - 0.05 \cdot RMR \geq 3 \quad , RMR \leq 80 \quad (3.6)$$

$$s_b [m] = 0.5 + 0.025 \cdot RMR \geq 1 \quad , RMR \leq 80 \quad (3.7)$$

$$s_b [m] = 0.375 + 0.0375 \cdot RMR \quad , RMR \leq 40 \quad (3.8)$$

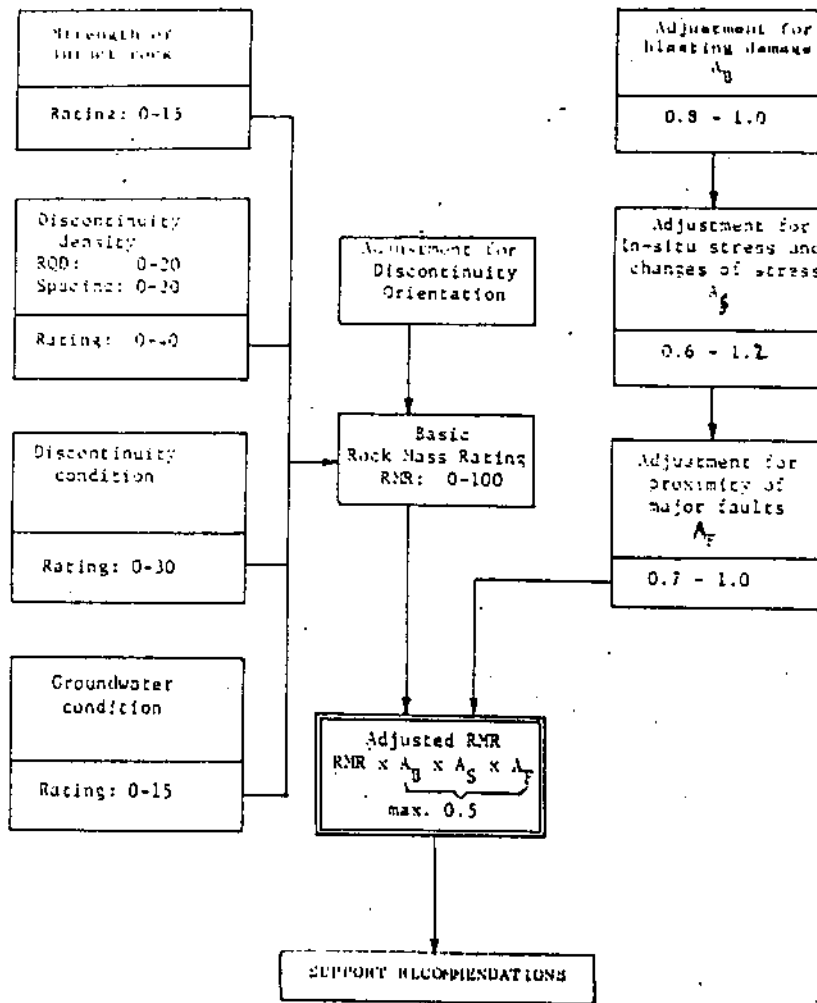
Με βάση την βαθμονόμηση είναι δυνατόν να εκτιμηθούν:

α. οι φαινόμενες γραμμικές παράμετροι αντοχής της μάζας του πετρώματος  $\phi$  και  $c$ . Οι Bieniawski [1979] (παράβαλε με πίνακα Γ3) και Trunk und Honisch [1990] με βάση στοιχεία από έργα προτείνουν αντίστοιχα:

$$c [kPa] = 5RMR, \phi [^\circ] = 0.5RMR + 5 \quad (3.9)$$

$$\phi [^\circ] = 0.5RMR + 8.3 \pm 7.2 \quad (3.10)$$

### ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΒΙΕΝΙΑWSKI ΓΙΑ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΑ ΕΡΓΑ



Adjustments to the Geomechanics Classification. (in Bieniawski, 1984)

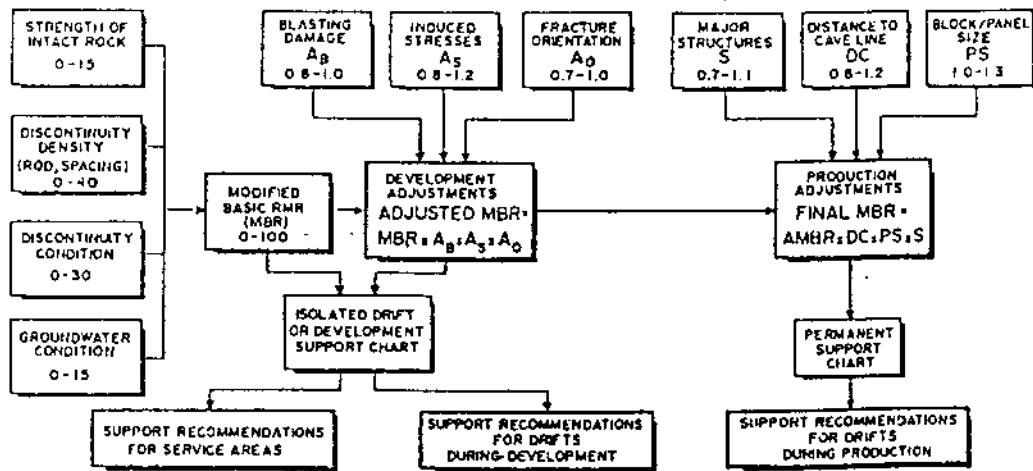


FIG. Organization of the RMR System for application to block caving mines. The flow diagram begins at left; intermediate data inputs originate at the top, and outputs are at the bottom (after Kendorski, et. al., 1982).

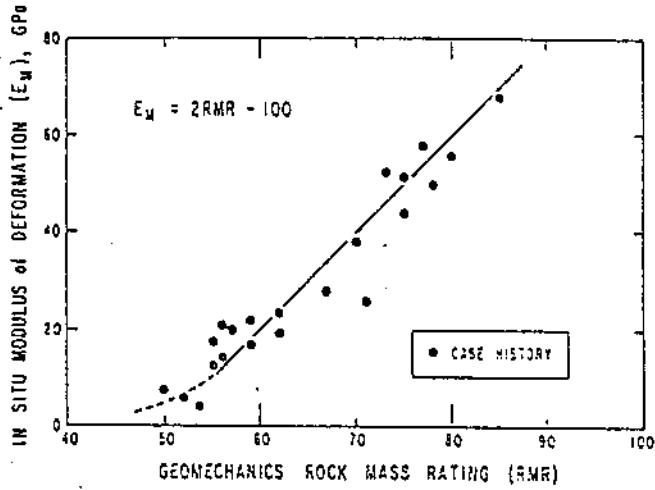


FIG. 5. Correlation between the in situ modulus of deformation from plate bearing tests and the Geomechanics Classification rock mass rating.

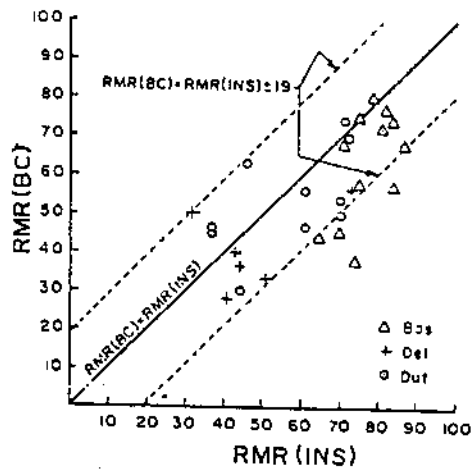


FIG. 6. Comparison of Geomechanics Classification rock mass rating RMR obtained from borehole core (BC) and from in situ mapping (INS), (after Cameron-Clarke and Budavari, 1981).

MODIFIED GEOMECHANICS CLASSIFICATION GUIDE FOR SUPPORT OF MINING EXCAVATIONS

Adjusted ratings (AMR)	Original Geomechanics ratings (RMR)									
	90-100	80-90	70-80	60-70	50-60	40-50	30-40	20-30	10-20	0-10
70-100										
50-60		a	a	a	a					
40-50			b	b	b	b				
30-40				c,d	c,d	c,d,e	d,e			
20-30					g	f,g	f,g,j	f,h,i		
10-20						i	i	h,i,j	h,j	
0-10							k	k	l	l

- a - Generally no support but locally joint intersections might require bolting.
- b - Patterned grouted bolts at 1m collar spacing.
- c - Patterned grouted bolts at 0.75m collar spacing.
- d - Patterned grouted bolts at 1m collar spacing and shotcrete 100mm thick.
- e - Patterned grouted bolts at 1m collar spacing and massive concrete 300mm thick and only used if stress changes not excessive.
- f - Patterned grouted bolts at 0.75m collar spacing and shotcrete 100mm thick.
- g - Patterned grouted bolts at 0.75m collar spacing with mesh reinforced shotcrete 100mm thick.
- h - Massive concrete 450mm thick with patterned grouted bolts at 1m spacing if stress changes are not excessive.
- i - Grouted bolts at 0.75m collar spacing if reinforcing potential is present, and 100mm reinforced shotcrete, and then yielding steel arches as a repair technique if stress changes are excessive.
- j - Stabilise with rope cover support and massive concrete 450mm thick if stress changes not excessive.
- k - Stabilise with rope cover support followed by shotcrete to and including face if necessary, and then closely spaced yielding arches as a repair technique where stress changes are excessive.
- l - Avoid development in this ground otherwise use support systems i, j or k.

*Supplementary notes*

1. The original Geomechanics Classification as well as the adjusted ratings must be taken into account in assessing the support requirements.
2. Bolts serve little purpose in highly jointed ground and should not be used as the sole support where the joint spacing rating is less than 6.
3. The recommendations contained in table 20 are applicable to mining operations with stress levels less than 30 MPa.
4. Large chambers should only be excavated in rock with adjusted total classification ratings of 50 or better.

5. Ταξινόμηση Barton et al (Νορβηγικού Γεωτεχνικού Ινστι-  
τούτου N.G.I.)

Ταξινόμηση ποιότητας

Στο ίδιο πνεύμα με τον Bieniawski, οι Barton, Lien και Laude του Νορβηγικού Ινστιτούτου (1974) παίρνουν ακόμα υπ' όψη, ή τουλάχιστο δίνουν περισσότερη βαρύτητα και σε παραμέτρους όπως η τραχύτητα των ασυνεχειών, τα χαρακτηρι-  
στικά αντοχής (τριβής) του υλικού πληρώσεώς τους και το γεω-  
στατικό φορτίο.

Η ταξινόμηση που προτείνεται και η συσχέτισή της με την  
ευστάθεια των σπράγγων βασίστηκε σε 200 πραγματικές περι-  
πτώσεις ώστε οι συστάσεις για την υποστήριξη να είναι λε-  
πτομερείς και να καλύπτουν μεγάλο εύρος βραχομαζών\*.

Η ποιότητα της βραχομάζας, με συνδυασμό 6 παραμέτρων, ε-  
κτιμάται ως:  $Q = (RQD/J_n) (J_r/J_a) (J_w/SRF)$

όπου εκτός από το RQD,  $J_n$ : αριθμός που χαρακτηρίζει τον αριθμό  
των οικογενειών των ασυνεχειών, (στρώσεις, σχιστότητα, δια-  
κλάσεις),  $J_r$ : αριθμός τραχύτητας ασυνεχειών,  $J_a$ : αριθμός ε-  
ξαλλοιώσεως ασυνεχειών,  $J_w$ : συντελεστής αναγωγής νερού ασυ-  
νεχειών, SRF: συντελεστής αναγωγής τάσεων. Η περιγραφή της  
βραχομάζας και η βαθμολόγηση των παραμέτρων δίνονται στον  
πίνακα 5.1.

Η ελάχιστη τιμή του RQD που χρησιμοποιείται στον υπο-  
λογισμό είναι 10, ενώ μια ακρίβεια  $\pm 5\%$  θεωρείται ικανοποι-  
ητική. Η τελική ταξινόμηση σε ποιότητες δίνεται στον πίνα-  
κα 5.2.

Σχέση μεταξύ φορτίσεως της υποστήριξης και ποιότητας βρα-  
χομάζας Q

Μία εμπειρική σχέση που συνδέει τη φόρτιση υποστηρίξεως  
με την ποιότητα της βραχομάζας Q και που ταιριάζει με τα  
αποτελέσματα των εξετάσεων πραγματικών εμπειριών, δίνεται

\* Πολύ περισσότερες ήταν πάντως οι περιπτώσεις όπου υπόγειες εκσκαφές  
βρισκόταν σε εκρηξιγενή και μεταμορφωμένα πετρώματα παρά σε ληματο-  
γενή. Επίσης περισσότερες ήταν οι περιπτώσεις που οι ασυνέχειες δεν  
είχαν υλικό πληρώσεως ή τα τοιχώματά τους δεν ήταν ακοασθρωμένα.

από τους Barton et al ως:  $P_{\text{οροφή}} = \left(\frac{2,0}{J_T}\right) Q^{-1/3}$   
 όπου P η μόνιμη πίεση υποστηρίξεως οροφής (Kg/cm<sup>2</sup>) και J<sub>T</sub> ο α-  
 ριθμός τραχύτητας ασυνεχειών.

**ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1**  
 Τιμές Παραμέτρων στην Ταξινόμηση Barton, Lien και Lunde

A. Αριθμός οικογενειών των ασυνεχειών	J <sub>n</sub>
συναγές ή λίγες ασυνέχειες	0,5-1
μία οικογένεια	2,0
δύο οικογένειες	4,0
τρεις οικογένειες	9,0
τέσσερες ή περισσότερες οικογένειες, καλό διακλασμένο	15,0
τοπορτοποιημένο πέτρωμα (σάν έδαφος)	20,0
Επί περίπτωση, επί κλίον και τυχαίων οικογενειών ρωγμών παρεμβολή κατά περίπτωση (π.χ. τρεις οικογένειες + τυχαίες: J <sub>n</sub> =12)	
B. Τραχύτητα των ασυνεχειών	J <sub>r</sub>
άσυντεχτές διακλάσεις	4,0
τραχείες, κυματώδεις, άκανόνιστες	3,0
δυσάλες, κυματώδεις	2,0
τραχείες, επίπεδες/όλισθηρές, κυματώδεις	1,5
δυσάλες, επίπεδες	1,0
όλισθηρές, επίπεδες	0,5
άσυντεχτές με ύλικό κληρώσεως ώστε να μην εφάκτονται τά τοιχώματα	1,0
προστίθεται 1,0 είν ή μισή άραξωση κυρίων διακλάσεων κερνά τά 3m	
Γ. Ύλικό κληρώσεως και άποσάθρωση τοιχωμάτων πετρώματος	J <sub>a</sub>
α) Χωρίς οδυσιαστικό ύλικό κληρώσεως	φ(ένδειξη)
έκπολυωμένες (θγιείς)	0,75
έκκλασμένα τοιχώματα δέν υπάρχει άποσάθρωση	(25°-35°)
άμμόδες θμένες/έλαφρά άποσάθρωμένα τοιχώματα	(25°-35°)
ίλυο-άργιλικός θμένος (στιφρός)	(20°-25°)
θμένος από άργιλικό (μαλακό) ή άρυκτά	
μικρές φ(τέλκας, χλωρίτης, γύψος) άσυντεχτές	(8°-16°)
θμένες 1-2mm πάχους	4,0
β) Μέ ύλικό κληρώσεως	
άπό έμμο ή κοπορτοποιημένο πέτρωμα	(25°-30°)
άπό στιφρή άργιλο < 5 mm πάχους (συντεχτές)	(16°-24°)
άπό μαλακή άργιλο < 5 mm πάχους (συντεχτές)	(12°-16°)
άπό διογκούμενη άργιλο < 5 mm πάχους (συντεχτές)	(6°-12°)
(άνες από άποσυνθετιμένο ή θρυμματισμένο	
πέτρωμα και άργιλο	6,0-8,0 ή
(άνάλογα με τόν τύπο του άργιλικού ύλικου-βλ. άνωτέρω)	8,0-12,0
(άνες από ίλυώδη ή άμμώδη άργιλο, μικρή ποσότητα	
μή μαλακής άργιλου.	5,0
άπό στιφρή άργιλο > 5 mm πάχους	10,0
άπό μαλακή άργιλο > 5 mm πάχους	13,0
άπό διογκούμενη άργιλο > 5 mm πάχους	13-20°
Δ. Κατάσταση από πλευράς ύδάτων	J <sub>w</sub>
στεγνό πέτρωμα ή λίγο νερό (τοπικά 5 l/min)	1,0
μέση είσοδή νερού/μέση πίεση (1-2,5 kg/cm <sup>2</sup> )	0,66
μεγάλη παροχή ή πίεση (ρωγμές χωρίς ύλικό κληρώσεως)	0,5
μεγάλη παροχή ή πίεση (ρωγμές με ύλικό κληρώσεως που	
άποκλένεται σημαντικά)	0,33
ύψηλή παροχή ή πίεση με προοδευτική μέωση (10kg/cm <sup>2</sup> )	0,2-0,1
ύψηλή συνεχής παροχή	0,1-0,05
Αύξηση J <sub>w</sub> είν υπάρχει άποστράγγιση	

\* Η τιμή του J<sub>a</sub> εξαρτάται από τό ποσοστό του διογκούμενου άρυκτου,  
 (π.χ. μοντιμοριλλανίτου), τήν παρουσία νερού κ.λ.π.

Ε. Συντελεστής άναγωγής τάσεων

SRF

α. Ασθενείς ζώνες που τέμνουν ή επηρεάζουν την έκσκαφή και που μπορούν να χαλαρώσουν τη βραχομάζα, με την κατασκευή της σήραγγας.*			
Άφθονες ασθενείς ζώνες με άργιλικό ύλικό ή άποσαθρωμένο πέτρωμα, πολύ χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για όποιοδήποτε βάθος)			10
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως άνωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)			5,0
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως άνωτέρω (βάθος σήραγγας > 50m)			2,5
Άφθονες διατηρημένες ζώνες σε σκληρό πέτρωμα, χωρίς άργιλικό ύλικό, χαλαρό περιβάλλον ύλικό (για όποιοδήποτε βάθος)			7,5
Μεμονωμένες ζώνες ως άνωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)			5,0
Μεμονωμένες ζώνες ως άνωτέρω (βάθος > 50m)			2,5
Χαλαρές άνοικτές άσυνέχειες, έντονα διακλυσμένη μύζα (για όποιοδήποτε βάθος)**			5,0
β. Σκληρό πέτρωμα, κατάσταση τάσεων**	σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> /σ <sub>2</sub>	
Χαμηλές τάσεις, κοντά στην έπιφάνεια***	>200	>13	2,5
Μέσες τάσεις	200-10	13 -0,66	1,0
Ύψηλές τάσεις, πολύ κοφικτή δομή	10- 5	0,66-0,33	0,5-2,0
Μαλκή «εκτίναξη» σκληρού πετρώματος	5- 2,5	0,33-0,16	5-10
Έντονη «εκτίναξη» σκληρού πετρώματος	<2,5	<0,16	10-20
γ. Συμπιεστό πέτρωμα: πλαστική ροή δίκιμου πετρώματος κάτω από ύψηλές τάσεις.			
Μέτρια πίεση από τή συμπίεσότητα			5-10
Μεγάλη πίεση από τή συμπίεσότητα			10-20
δ. Διογκώμενο πέτρωμα «χημική» διόγκωση σε συνάρτηση με τήν πίεση του νερού			
Μέτρια πίεση			5-10
Μεγάλη πίεση			10-15

\* Οι τιμές του SRF μειώνονται κατά 25-50% άν οι ασθενείς (διατηρημένες) ζώνες δεν τέμνονται από το υπόγειοέργο αλλά απλώς το επηρεάζουν.

\*\* σ<sub>c</sub>: αντοχή στη μονοαξονική θλίψη, σ<sub>t</sub>: αντοχή στοεφελκυσμό(φόρτιση αυχμής)

σ<sub>1</sub> και σ<sub>3</sub>: μέγλιστη και ελάχιστη κυρία τάση.

Σε έντονα ανισότροπο πεδίο(άν μετρηθεί): α)όταν  $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 < 10$  μειώνεται η σ<sub>c</sub> και σ<sub>t</sub> κατά 20%, β)όταν  $\sigma_1/\sigma_3 > 10$  μειώνεται το σ<sub>c</sub> και σ<sub>t</sub> κατά 40%.

Η σ<sub>c</sub> και σ<sub>t</sub> πρέπει να αντιστοιχούν στη διεύθυνση που είναι δυσμενής για την ευστάθεια σε κερίπτωση ανισότροπου πετρώματος.

\*\*\*: Οι συγγραφείς δεν έχουν στοιχεία από πραγματικές περιπτώσεις όταν η σήραγγα βρύσκεται σε βάθος μικρότερο από το εύρος της, προτείνουν τότε μία αύξηση του SRF από 2,5 σε 5.

Το διάγραμμα του σχ.4 αντιστοιχεί στην εξίσωση αυτή· το σκιασμένο τμήμα του αντιστοιχεί στο εύρος που αναμένεται να αντιστοιχεί στην πράξη,κατά την εκτίμηση πάντα των συγγραφέων.Οι περιβάλλουσες καμπύλες του τμήματος αυτού,κάμπτονται προς τα κάτω και για τις πιο καλές ποιότητες και πέρα από το  $Jr=5$ , που σημαίνει ασυνεχείς διακλάσεις σε αποστάσεις μεταξύ τους,περισσότερο από  $3m$ .

Μία βελτιωμένη έκφραση της προηγούμενης εξίσωσης λαμβάνει υπ'όψη και τον αριθμό των οικογενειών( $Jn$ ), επί πλέον της συμμετοχής του παράγοντα αυτού μέσα στο  $Q$ .

$$P_{\text{οροφής}} = \frac{2Jn^{1/2}(Q)^{-1/3}}{3 Jr}$$

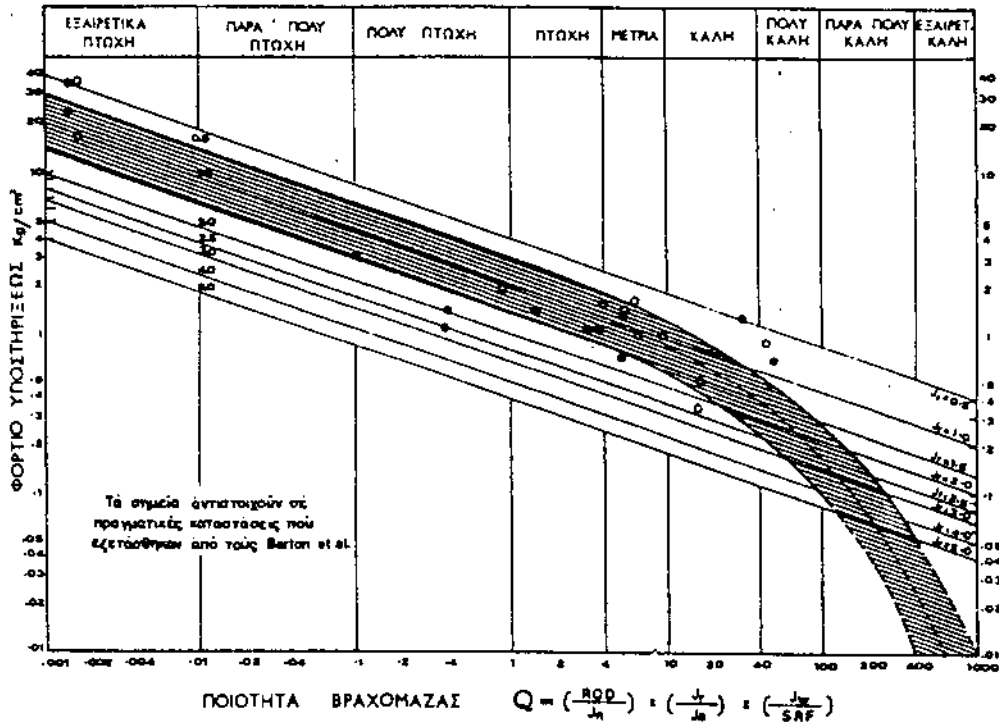
Όταν ο αριθμός οικογενειών είναι 3( $Jn=9$ ) οι δύο αυτές εξισώσεις δίνουν ίδιες εκτιμήσεις.Η δεύτερη δίνει χαμηλότερες εκτιμήσεις όταν υπάρχουν λιγότερες από τρεις οικογένειες και υψηλότερες από 3, γεγονός οπωσδήποτε ρεαλιστικό.

Σχετικά με το φορτίο υποστήριξης τοιχωμάτων(παραμέτρων) είναι βέβαιο ότι οι τιμές είναι μικρότερες,παρ'όλο που είναι γνωστές μεγάλες εκκαφές που έχουν υποστηριχθεί με σχεδόν ίδιες πιέσεις στα τοιχώματα και την οροφή.

Η ανάλυση,πάλι,των στοιχείων πραγματικών καταστάσεων οδήγησε τους Barton et al,στη διατύπωση,και εδώ,ενός ποσοτικού δείκτη "ποιότητας τοιχωμάτων" σαν συνάρτηση της "ποιότητας της βραχομάζας"  $Q$ .

Έτσι συνιστάται όπως μία "ποιότητα τοιχωμάτων" ίση με  $5Q$  να θεωρείται σαν μέγιστη για τις καλύτερες ποιότητες βραχομάζας,δηλ.για  $Q>10$ . (δηλαδή καμμία υποστήριξη για τα τοιχώματα όπως θα φανεί στη συνέχεια).Σε ενδιάμεσες ποιότητες.π.χ.  $0,1 < Q < 10$  συνιστάται τιμή  $2,5R$  και στις χειρότερες ( $Q<0,1$ ) όπου η πίεση των τοιχωμάτων (και δαπέδου) είναι σχεδόν ίσες με της οροφής,σαν ελάχιστη τιμή μπορεί να ληφθεί η  $1Q^*$ .Ανάλογη συνεπώς θα είναι,για την περίπτωση των τοιχωμάτων,η χρήση των προηγούμενων εξισώσεων και του διαγράμματος του σχήματος 4.

\* Σε εξαιρετικές περιπτώσεις αναστροφής διολγκώσεως,λόγω της ανόδου νερού,μικρότερη τιμή ίσως είναι απαραίτητη.



ΣΧΗΜΑ 4 Διάγραμμα Εκτίμησης φορτίου υποστηρίξεως όροφης από τα χαρακτηριστικά ποιότητας της βραχομάζας. (Barton, 1974).

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2.  
Ταξινόμηση Ποιότητας Βραχομάζας σε σχέση με τό Q

Q	Χαρακτηρισμός ποιότητας για σήραγγες
<0,01	έξαιρετικά πτωχή
0,01 - 0,1	πάρα πολύ πτωχή
0,1 - 1,0	πολύ πτωχή
1,0 - 4,0	πτωχή
4,0 - 10,0	μέτρια
10,0 - 40,0	καλή
40,0 - 100,0	πολύ καλή
100,0 - 400,0	πάρα πολύ καλή
>400	έξαιρετικά καλή

Συστάσεις μόνιμης και προσωρινής υποστηρίξεως της μεθόδου Barton et al

Οι Barton et al βασίζουν την αντιστοίχιση του τύπου υποστηρίξεως που δίνουν στις κατηγορίες πετρωμάτων που προκύπτουν από την ταξινόμησή τους, σε εμπειρίες πραγματικών καταστάσεων από την Ευρώπη κυρίως. Αγνοήθηκαν τύποι υποστηρίξεως με μεταλλικά πλαίσια ή προκατασκευασμένα στοιχεία επενδύσεων. Η προσοχή δόθηκε στις μεθόδους εκτοξευμένου σκυροδέματος και κοχλιώσεως που όπως αναφέρθηκε και αλλού έχουν σήμερα ευρύτατη διάδοση.

Για την καλύτερη προσέγγιση οι προτεινόμενοι τύποι υποστηλώσεως δεν συνδέονται αποκλειστικά με το δείκτη Q, αλλά συγχρόνως και με τις επί μέρους τιμές  $R_{DQ}/J_n$  (μέγεθος τεμαχών του πετρώματος)  $J_T/J_a$  (αντοχή στη διάτμηση ανάμεσα σε τεμάχη). Π.χ. 2 βραχομάζες, με ίδιο Q είναι δυνατό σε μία περίπτωση που το  $R_{DQ}/J_n$  είναι μεγαλύτερο του 10 να υποστηριχθεί με ήλωση, ενώ για τιμή μικρότερη του 10 με εκτοξευμένο σκυρόδεμα. Σε μερικές περιπτώσεις πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπ' όψη και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής, με την "ισοδύναμη διάσταση" ( $D_e = \text{άνοιγμα} / \text{ESR} - \text{βλ. πίνακα 5.3.}$ )

Οι πίνακες 5.4. (α-δ) περιλαμβάνουν τις συστάσεις των ερευνητών αυτών για μόνιμη υποστήριξη για 38 κατηγορίες και αναφέρονται στην ευστάθεια της οροφής. Για την ευστάθεια των τοιχωμάτων η προσέγγιση γίνεται μ'ένα "δείκτη ποιότητας τοιχωμάτων" που κυμαίνεται από Q-5Q.

Σχετικά με την απαραίτητη προσωρινή υποστήριξη είναι προφανές ότι κατ'αρχή οι απαιτήσεις είναι μικρότερες. Προτείνεται σχετικά ότι η αντιστοιχία θα μπορούσε να προκύψει με αύξηση του ESR σε 1,5 ESR και του Q σε 5Q.

Εννοείται ότι η κατασκευή της εκσκαφής (συμβατικά-με εκρηκτικά) γίνεται με τη συνήθη τεχνική εμπειρία τυχόν κακή διάτρηση (π.χ. μεγάλη υπέρβαση διατομής-οvertbreak, κ.λ.π.) θα φέρει και αύξηση στις απαιτήσεις υποστηρίξεως.

Το σχ.5 δίνει τέλος διαγραμματικά την ανάγκη ή όχι υποστήριξης, όπως και την κάθε φορά κατάλληλη κατηγορία υποστηρίξεως (1-38), συναρτήσει του Q και του  $De = \text{άνοιγμα (διάμετρος ή ύψος m) / ESR}$  (όσια του Q από 0,001-1000).

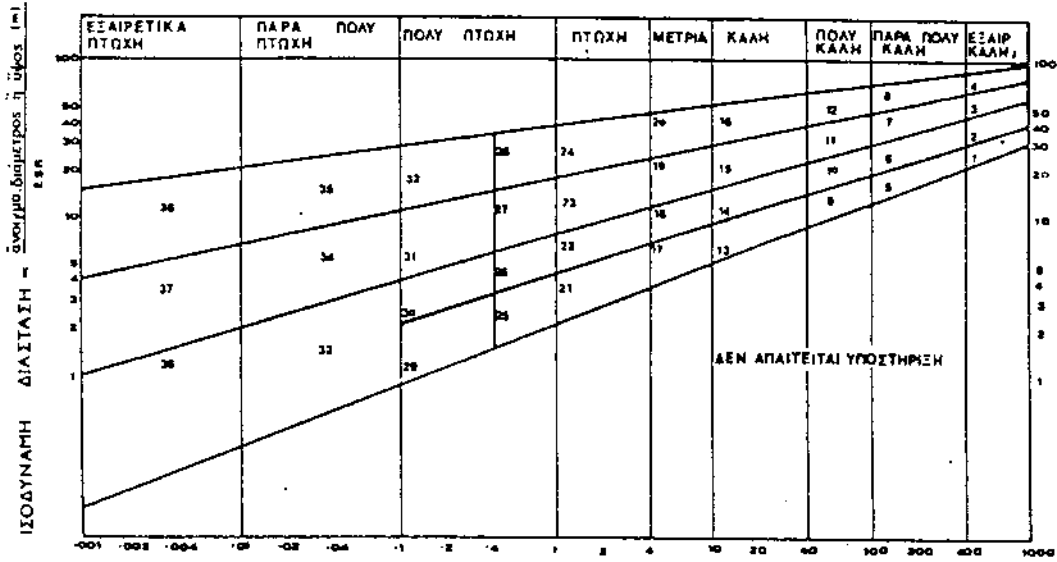
Η κατωτέρω διαγώνια γραμμή στο σχ.5 αντιστοιχεί περίπου στο όριο μεταξύ αυτο-υποστηριζόμενων εκσκαφών και εκείνων που χρειάζονται κάποια μορφή μόνιμης υποστήριξης. Η εξίσωση της είναι  $De = 2Q^{0,4}$  με De την περιοριστική τιμή του λόγου του ανοίγματος προς το ESR. Χαρακτηριστικές τιμές παραμέτρων της βραχομάζας που επικρατούν στατιστικά σε ανυποστήρικτα ανοίγματα φαίνεται να είναι:  $RQD = 85\%, 1$  ως το πολύ 3 οικογένειες ασυνεχειών,  $J_t = 2,6$  (ασυνεχείς ή κυματώδεις ασυνέχειες),  $J_a \leq 1$  (ασυνέχειες χωρίς αποσάθρωση) και  $J_w = 1$  (απουσία νερού).

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.3.

Τιμές του ESR ανάλογα με τις Ποικιλίες Υπογείων Εκσκαφών (Barton et al).

ΤΥΠΟΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	ESR
A Προσωρινά ανοίγματα μεταλλείου, κ.λ.π.	3-5*
B Κυκλόρρυφα φρέατα κυκλικής διατομής όρθογώνιες, τετραγωνικής διατομής	2,5** 2,0**
C Μόνιμα μεταλλευτικά ανοίγματα, σήραγγες νερού για υδροηλεκτρικά έργα (εκτός από ύψηλες πιέσεις), διερευνητικές σήραγγες (pilot) κ.λ.π.	1,6
D Μικρές οδικές-σιδηροδρομικές σήραγγες, στοές προσκελεύσεων, αποθηκευτικοί θάλαμοι, κ.λ.π.	1,3
E Μεγάλες οδικές-σιδηροδρομικές σήραγγες, θάλαμοι ενεργειακών σταθμών, καταφύγια πολιτικής άμυνας, διασταυρώσεις, κύλες (όρθια τμήματα σήραγγων) κ.λ.π.	1,0
F Σταθμοί σιδηροδρόμων, εργοστάσια, υπόγειοι πυρηνικοί σταθμοί.	0,8*

\*Περιορισμένος βαθμός λόγω μικρού ως μηδενικού (\*\*\*) συσχετισμού με πραγματικές περιπτώσεις.



ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ  $Q = \left( \frac{R_{90}}{J_n} \right) * \left( \frac{J_r}{J_n} \right) * \left( \frac{J_w}{1.87} \right)$

ΣΧΗΜΑ 5 Κατηγορία υποστήριξης όροφης ανάλογα με την ποιότητα της βραχυμάζας και τον τύπο και άνοιγμα της υπόγειας έκσκαφής. Οι αριθμοί αναφέρονται στους πίνακες 5.4. (Barton, 1974).

Παρατηρήσεις στους πίνακες 5.4.

1.  $D_e$  = άνοιγμα (διάμετρος) σήραγγας (m)/ESR
2. \* ο τύπος υποστήριξης προτείνεται με εκτίμηση των συγγραφέων, λόγω απουσίας ικανοποιητικού αριθμού πραγματικών καταστάσεων.
3. Η υποστήριξη στους τύπους 1-8 εξαρτάται από την τεχνική των ανατινάξεων. Σε ήπιες τεχνικές μπορεί να μη χρειάζεται υποστήριξη. Τραχειά παραμέντα από την ανατίναξη μπορεί να

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4α.

Μέτρα ύποστηρίξεως γιά βραχομάζες-«Εξαιρετικά καλής», «Πάρα πολύ καλής» καί «Καλής» ποιότητας (Q:1000-10)  
(Barton et al)

Κατηγορία ύποστηρίξεως	Q	Περιοριστικοί παράγοντες		De(m)	P kg/cm <sup>2</sup> (προσέγγιση)	De(m)	Τύπος ύποστηρίξεως	Παρατηρήσεις
		RQD	Jr Ja					
1*	1000-400	-	-	-	<0.01	20-40	sb(utg)	-
2*	1000-400	-	-	-	<0.01	30-60	sb(utg)	-
3*	1000-400	-	-	-	<0.01	46-80	sb(utg)	-
4*	1000-400	-	-	-	<0.01	65-100	sb(utg)	-
5*	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(utg)	-
6*	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(utg)	-
7*	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)	-
8*	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(utg)	-
9	100-40	≧20	-	-	0.25	8.5-19	sb(utg)	-
10	100-40	<20	-	-	0.25	14-30	B(utg) 2.5-3m	-
		≧30	-	-			B(utg) 2-3m	-
		<30	-	-			B(utg) 1.5-2m +clm	-
11*	100-40	≧30	-	-	0.25	23-48	B(tg) 2-3m	-
		<30	-	-			B(tg) 1.5-2m +clm	-
12*	100-40	≧30	-	-	0.25	40-72	B(tg) 2-3m	-
		<30	-	-			B(tg) 1.5-2+clm	-
13	40-10	≧10	≧1.5	-	0.5	5-14	sb(utg)	I
		≧10	<1.5	-			B(utg) 1.5-2m	I
		<10	≧1.5	-			B(utg) 1.5-2m	I
		<10	<1.5	-			B(utg) 1.5-2m + S 2-3cm	I
14	40-10	≧10	-	≧15	0.5	9-23	B(tg) 1.5-2m	I, II
		<10	-	≧15			+clm B(tg) 1.5-2m	I, II
		-	-	<15			+S (mr) 5-10cm B(utg) 1.5-2m	I, III
15	40-10	>10	-	-	0.5	15-40	+clm B(tg) 1.5-2m	I, II, IV
		≧10	-	-			+clm B(tg) 1.5-2m	I, II, IV
16*	40-10	>15	-	-	0.5	30-65	+S (mr) 5-10cm B(tg) 1.5-2m	I, V, VI
		≧15	-	-			+clm B(tg) 1.5-2m	I, V, VI
βλέπε XII		≧15	-	-			+S (mr) 10-15cm	I, V, VI

\* βλ. Παρατηρήσεις αντίστοιχων σημείων

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4β.  
Μέτρα υποστηρίξεως για βραχομάζες  
«Μέτριας»-«Πτωχής» ποιότητας (Q:10-1) (Barion et al)

Κατηγορία υποστηρίξεως	Q	Περιοριστικοί παράγοντες			P kg/cm <sup>2</sup> (προσέγγιση)	De(m)	Τύπος υποστηρίξεως	Παρατηρήσεις
		RQD Jn	Jr Ja	De(m)				
17	10-4	>30	-	-	1.0	3.5-9	sb(utg)	I
		≥10, ≤30	-	-			B (utg) 1-1.5m	I
		<10	-	≥6m			B (utg) 1-1.5m +S 2-3cm	I
18	10-4	<10	-	<6m	1.0	7-15	S 2-3cm	I
		>5	-	≥10m			B (tg) 1-1.5m +clm	I, III
		>5	-	<10m			B (utg) 1-1.5m +clm	I
		≈5	-	≥10m			B (tg) 1-1.5m +S 2-3cm	I, III
19	10-4	-	-	≥20m	1.0	12-29	B (utg) 1-1.5m +S 2-3cm	I
		-	-	<20m			B (tg) 1-2m +S (mr) 10-15cm	I, II, IV
20*	10-4	-	-	≥35m	1.0	24-52	B (tg) 1-1.5m +S (mr) 5-10cm	I, II
		-	-	<35m			B (tg) 1-2m +S (mr) 20-25cm +S (mr) 10-20cm	I, V, VI
βλ. XII	4-1	≥12.5	≤0.75	-	1.5	2.1-6.5	B (tg) 1-2m +S (mr) 10-20cm	I, II, IV
		<12.5	≤0.75	-			B (utg) 1m +S 2-3cm	I
		-	>0.75	-			S 2.5-5cm	I
22	4-1	>10, <30	>1.0	-	1.5	4.5-11.5	B (utg) 1m	I
		≈10	>1.0	-			B (utg) 1m+clm S 2.5-7.5cm	I
		<30	≈1.0	-			B (utg) 1m +S (mr) 2.5-5cm B(utg) 1m	I
23	4-1	-	-	≥15m	1.5	8-24	B (tg) 1-1.5m + S (mr) 10-15cm	I, II, IV VII
		-	-	<15m			B (utg) 1-1.5m +S (mr) 5-10m	I
24*	4-1	-	-	≥30m	1.5	18-46	B (tg) 1-1.5m +S (mr) 15-30cm	I, V, VI
		-	-	<30m			B (tg) 1-1.5m +S (mr) 10-15cm	I, II, IV

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4γ.  
Μέτρα υποστηρίξεως για βραχομάζες «Πολύ Πτωχής»  
ποιότητας (Q: 1.0-0.1) (Barion et al.)

Κατηγορία υποστηρί- ξεως	Q	Περιοριστικοί παρά- γοντες RQD		P kg/cm <sup>2</sup> De(m) (προσέγγιση)	De(m)	Τύπος υποστη- ρίξεως	Παρατηρήσεις
		Jn	Ja				
25	1.0-0.4	>10 ≤10	>0.5 -	-	2.25	1.5-4.2	B (utg) 1 m+mr ή clm 1 B (utg) 1 m+S (mr) 5 cm 1 B (tg) 1 m+S (mr) 5 cm 1
26	1.0-0.4	-	-	-	2.25	3.2-7.5	B (tg) 1 m +S (mr) 5-7.5 cm B (utg) 1 m+S 2.5-5 cm 1, IX B (tg) 1 m 1, IX
27	1.0-0.4	-	-	≥12m	2.25	6-18	+S (mr) 7.5-10 cm B (utg) 1 m 1, IX +S (mr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm VIII, X, XI +B (tg) 1 m S (mr) 10-20 cm VIII, X, XI +B (tg) 1 m
28*	1.0-0.4	-	-	>12m	2.25	15-38	B (tg) 1 m 1, IV, V, IX +S (mr) 30-40cm B (tg) 1 m 1, II, IV, IX +S (mr) 20-30 cm 1, II, IX CCA (sr) 30-100cm IV, VIII, X, XI +B (tg) 1 m
βλέπε XII		-	-	≥20, <30			
		-	-	<20m			
29*	0.4-0.1	>5 ≤5	>0.25 -	-	3.0	1.0-3.1	B (utg) 1 m+S 2-3cm - B (utg) 1 m+S (mr) 5cm - B (tg) 1 m+S (mr) 5cm -
30	0.4-0.1	>5 ≤5	>0.25 -	-	3.0	2.2-6	B (tg) 1 m+S 2.5-5cm IX S (mr) 5-7.5cm IX B (tg) 1 m VIII, X, XI +S (mr) 5-7.5cm
31	0.4-0.1	>4 ≤4 ≤1.5	- -	-	3.0	4-14.5	B (tg) 1 m IX +S (mr) 5-12.5cm S (mr) 7.5-25cm IX CCA 20-40cm IX, XI +B (tg) 1 m CCA (sr) 30-50cm VIII, X, XI +B (tg) 1 m
32	0.4-0.1	-	-	≥20m	3.0	11-34	B (tg) 1 m II, IV, IX, XI +S (mr) 40-60cm B (tg) 1 m III, IV, IX, XI +S (mr) 20-40cm CCA (sr) 40-120cm IV, VIII, X, XI +B (tg) 1 m
βλέπε XII		-	-	<20m			

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.48.  
Μέτρα ύποσθηρίξεως για βραχομάζες «Πάρα Πολύ Πτωχής» - «Εξαιρετικά Πτωχής» ποιότητας (Q: 0,1-0,001) (Barton et al)

Κατηγορία ύποσθηρί- ξεως	Q	Περιοριστικοί παρά- γοντες		P kg/cm <sup>2</sup> (προσέγγιση)	De(m)	Τύπος ύποσθη- ρίξεως	Παρατηρήσεις	
		RQD	Jr Ja					
33*	0.1-0.01	≥2	-	-	6	1.0-3.9	B (tg) 1m +S (mr) 2.5-5cm S (mr) 5-10cm	IX
		<2	-	-			S (mr) 7.5-15cm	IX
34	0.1-0.01	≥2	≧0.25	-	6	2.0-11	B (tg) 1m +S (mr) 5-7.5cm S (mr) 7.5-15cm	VIII, X IX
		<2	≧0.25	-			S (mr) 15-25cm	IX
		-	<0.25	-			CCA (sr) 20-60cm	VIII, X, XI
35	0.1-0.01	-	-	≥15m	6	6.5-28	+B (tg) 1m B (tg) 1m +S (mr) 30-100cm	II, IX, XI
See βλέπε XII		-	-	≥15m			CCA (sr) 60-200cm	VIII, X, XI, II
		-	-	<15m			+B (tg) 1m B (tg) 1m	IX, XI, III
		-	-	<15m			+S (mr) 20-75cm CCA (sr) 40-150cm	VIII, X, XI, III
36*	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-2.0	+B (tg) 1m S (mr) 10-20cm	IX
		-	-	-			S (mr) 10-20cm	VIII, X, XI
37	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-6.5	+B (tg) 0.5-1.0m S (mr) 20-60cm	IX
		-	-	-			S (mr) 20-60cm	VIII, X, XI
38	0.01-0.001	-	-	≧10m	12	4.0-20	+B (tg) 0.5-1.0m CCA (sr) 100-300cm	IX
		-	-	≧10m			CCA (sr) 100-300cm	VIII, X, II, XI
XIII		-	-	<10m			+B (tg) 1m S (mr) 70-200cm	IX
		-	-	<10m			S (mr) 70-200cm	VIII, X, III, XI
		-	-	<10m			+B (tg) 1m	

ο διάγραμμα του σχ.4 και τη μελέτη παραγματικών περιπτώσεων έδωσαν το φάσμα αραιώσεως που αναφέρεται στους πίνακες 5.4.

Το μήκος των κοχλίων και αγκυρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της υπόγειας εκσκαφής (το άνοιγμα για την κοχλίωση της οροφής και το ύψος για την κοχλίωση των τοιχωμάτων). Σχετικά οι Barton et al δίνουν έναν εμπειρικό τύπο, που όμως κρίνουν ότι τα αποτελέσματά του πρέπει να τροποποιούνται κατά περίπτωση, από τις επί τόπου ειδικές συνθήκες.

Για την οροφή:	$L = 2 + 0,15B/ESR$	για τους κοχλίες
	$L = 0,4B/ESR$	για τα αγκύρια
Για τα τοιχώματα:	$L = 2 + 0,15H/ESR$	για τους κοχλίες
(παραμέντα)	$L = 0,35H/ESR$	για τα αγκύρια

όπου  $L$  το μήκος των κοχλίων (m),  $B$  το άνοιγμα της εκσκαφής (m),  $H$  το ύψος των τοιχωμάτων της εκσκαφής (m) και  $ESR$  όπως δίνεται από τον πίνακα 5.3.

#### β) Επένδυση με σκυρόδεμα

Για εξωτερικό φορτίο  $P$  ( $Kg/cm^2$ ) η θεωρία των λεπτών κυλινδρικών τοιχωμάτων δίνει  $t = (P \cdot R / \sigma)$ , όπου  $\sigma$  η θλιπτική τάση στην επένδυση ( $Kg/cm^2$ ),  $R$  η εσωτερική ακτίνα της επένδυσης (cm) και  $t$  το οριακό πάχος των τοιχωμάτων (cm). Η σχέση αυτή βασίζεται στην παραδοχή ότι δεν αναπτύσσονται διατμητικές και τάσεις κάμψης. Όταν η υποστήριξη αυτή συνδυάζεται και με κοχλίωση, το φορτίο μοιράζεται και το πάχος της επένδυσης μπορεί να μειωθεί. Εν τούτοις κάποιος εσωτερικός οπλισμός μπορεί να χρειάζεται για τη μείωση άνισων τάσεων. Στην σύνταξη των πινάκων 5.4. ελήφθη υπ' όψη μία συντηρητική τιμή  $50 Kg/cm^2$  ενώ η τιμή του  $P$  εκτιμήθηκε από το διάγραμμα του σχ.4 σε συνδυασμό με την εμπειρία πραγματικών καταστάσεων.

Στους πίνακες αυτούς η μείωση του φορτίου από την παρουσία κοχλίωσης δεν ελήφθη υπ' όψη και έτσι οι προβλέψεις είναι συντηρητικές. Οποσδήποτε, τέλος πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση επενδύσεως από σκυρόδεμα συνιστάται μόνο στις πιο πτωχές ποιότητες βραχομάζας, όπου η αποτελεσματικότητα της κοχλίωσης είναι σχετικά αβέβαιη.

χρειάζονται απλή εφαρμογή εκτοξευμένου σκυροδέματος, κυρίως για εκσκαφές > 25m ύψους.

4. Σε περίπτωση μεγάλων οδικών σπράγγων ο λόγος De αντιστοιχεί στη διάμετρο της σήραγγας.
5. Sb :σημειακές κοχλιώσεις  
B :συστηματικές κοχλιώσεις  
(utg):χωρίς τάση, με ένεμα  
(tg): με τάση  
S : εκτοξευμένο σκυρόδεμα  
(mr): ενίσχυση με πλέγμα  
c1m: αλυσιδωτό πλέγμα  
CCA: τόξο από έγχυτο σκυρόδεμα  
(Sf) ενίσχυση με οπλισμό.
6. Σε περίπτωση διαφορετικών καταστάσεων στις ασυνέχειες μέσα στην ίδια βραχομάζα (π.χ. χωρίς υλικό πληρώσεως η μία οικογένεια και με παρουσία υλικού ή άλλη, ή τραχιά τοιχώματα σ'ορισμένες και λεία σ'άλλες) λαμβάνονται υπ' όψη, για λόγους ασφάλειας αυτές που αντιστοιχούν στην πιά μικρή τιμή του Jt/Ja. Εξαίρεση μπορεί να γίνει όταν οι ασυνέχειες αυτές έχουν εντελώς ευνοϊκό προσανατολισμό προς τη σήραγγα.
7. Η επιλογή της απόστασης των κοχλίων για συγκεκριμένο τύπο υποστηρίξεως που επιλέχθηκε, εκτιμάται με παρεμβολή στην τιμή του Q, μέσα στα όρια του δείκτη αυτού που αντιστοιχεί για τον συγκεκριμένο τύπο. Η εκτίμηση είναι προσεγγιστική και αποτελεί έλεγχο σε σχέση με την απαιτούμενη πίεση υποστηρίξεως.
8. Η θεωρητική βάση που χρησιμοποιήθηκε για την ορθολογιστική σύνταξη των χαρακτηριστικών τύπων υποστηρίξεως που αναφέρονται στους πίνακες 5.4 έχει ως εξής:  
**α) Κοχλίωση**  
Η ικανότητα των κοχλίων (με τάση ή ένεμα στην τοποθέτησή τους) ισούται με την ικανότητα διαρροής του κοχλίου δια του τετραγώνου της αποστάσεως αραιώσεως των κοχλίων. Αν υποθεθεί ένα ενεργό φορτίο 10 τόννων για 20mm διάμετρο του κοχλίου η πίεση υποστηρίξεως (ικανότητα) είναι  $P=1/a^2$  με P σε  $Kg/cm^2$  και a την απόσταση των κοχλίων σε μέτρα. Η εξίσωση αυτή σε συνδυασμό με

γ) Επένδυση με εκτοξευμένο σκυρόδεμα

Στις περιπτώσεις που χρησιμοποιείται απλή (2-3cm) ή διπλή (5cm) εφαρμογή gunite (συχνά σε συνδυασμό με ήλωση), ο τύπος που αναφέρθηκε προηγούμενα δεν εφαρμόζεται, από το γεγονός ότι τώρα, ο ρόλος του είναι η πρόληψη της χαλαρώσεως της μάζας (ιδίως ανάμεσα από τους κοχλίες). Ο μηχανισμός θραύσεως του μικρού πάχους gunite είναι διατμήσεως και όχι κάμψεως ή θλίψεως (Rabczewicz, 1969 και Mullet, 1970-in Barton et al, 1974). Για τις περιπτώσεις αυτές οι πίνακες βασίστηκαν σ'ένα πολύ μεγάλο αριθμό εμπειριών από πραγματικές καταστάσεις.

9. Παρατηρήσεις λατινικών αριθμών

- I. Για έντονες "εκτινάξεις" του πετρώματος (μεγάλα βάθη) χρησιμοποιούνται συχνά κοχλιώσεις με προένταση και διευρημένες φέρουσες πλάκες, σε αποστάσεις περίπου 1m (περιπτωσιακά < 0,8m).  
Η τελική υποστήριξη γίνεται αφού σταματήσεται η ενέργεια του φαινομένου.
- II. Διαφορετικά μήκη κοχλίων χρησιμοποιούνται συχνά στην (- δια εκκαφή, π.χ. 3, 5, 7 m.
- III. Ός ανωτέρω, π.χ. 2, 3 και 4m.
- IV. Αγκύρια (με καλώδια) με προένταση χρησιμοποιούνται συχνά για συμπλήρωση της υποστηρίξεως με κοχλιώσεις. Συνήθεις αποστάσεις αραιώσεως 2-4m (προσεγγιστική εκτίμηση-δυνατότητα αραιώσεως των κοχλίων).
- V. Όπως II π.χ. 6, 8 και 10m.
- VI. Όπως IV με συνήθεις αποστάσεις 4-6m (προσεγγιστική εκτίμηση).
- VII. Αναφέρονται από τον Barton ότι πολλοί υπόγειοι ενεργειακοί σταθμοί έχουν εφαρμόσει για μόνιμη υποστήριξη σημειακές κοχλιώσεις με περιοχές αλυσιδωτού πλέγματος και τόξο ελεύθερου ανοίγματος από σκυρόδεμα (25-40cm)
- VIII. Σε περιπτώσεις φαινομένων διογκώσεων (π.χ. μοντμοριλλονιτικοί άργιλοι). Χώρος για εντόνωση πίσω από την υποστήριξη σε περίπτωση έντονης διογκώσεως. Αποστάγγιση αν είναι δυνατό.

- IX. Περιπτώσεις που δεν αφορούν συμπιεστά ή διογκούμενα πετρώματα.
- X. Περιπτώσεις συμπιεστών πετρωμάτων. Συνήθως χρησιμοποιείται βαριά άκαμπτη υποστήριξη.
- XI. Σε περιπτώσεις συμπιεστών διογκούμενων πετρωμάτων, σύμφωνα με την εμπειρία των Barton et al, η προσωρινή υποστήριξη που απαιτείται, πριν από την επένδυση με τόξα σκυροδέματος ή εκτοξευμένο σκυρόδεμα, αποτελείται από κοχλιώσεις (με τάση) αν η τιμή του  $RQD/J_n$  είναι αρκετά υψηλή (π.χ.  $> 1,5$ ) συνδυασμένες ενδεχόμενα με εκτοξευμένο σκυρόδεμα. Αν το πέτρωμα είναι πολύ διακλασμένο ή θρυμματισμένο (π.χ.  $RQD/J_n < 1,5$ ) τότε η προσωρινή υποστήριξη μπορεί να αποτελείται από περισσότερες εφαρμογές εκτοξευμένου σκυροδέματος. Συστηματική κοχλίωση (με προένταση) μπορεί να προστεθεί ύστερα από τα έγχυτα τόξα σκυροδέματος (ή του εκτοξευμένου σκυροδέματος) η ήλωση για να είναι αποτελεσματική, όταν το  $RQD/J_n < 1,5$  ή υπάρχει αργιλικό υλικό, πρέπει να χρησιμοποιηθεί υλικό ενέματος πριν την προένταση. Σε περίπτωση σοβαρής παρουσίας διογκούμενου ή συμπιεστού πετρώματος θα πρέπει τα τόξα από σκυρόδεμα να κατασκευάζονται μέχρι το μέτωπο στις περιπτώσεις αυτές προσωρινή υποστήριξη χρειάζεται και σ' αυτό το ίδιο το μέτωπο.
- XXI. Για λόγους ασφαλείας συχνά μπορεί να απαιτείται η μέθοδος multiple drift κατά τη διάρκεια της εκσκαφής και υποστήριξης της οροφής (κατηγορίες 16, 20, 24, 28, 32, 35 - De > 15 μόνον).
- XIII. Το ίδιο κατά τη διάρκεια της εκσκαφής και υποστήριξης οροφής, τοιχωμάτων και δαπέδου σε περιπτώσεις εντόνων φαινομένων συνθλίψεων (συμπιεστά πετρώματα-squeezing) κατηγορία 38-De > 10 μόνον).

6. Γενική κριτική ταξινομήσεων Bieniawski και Barton

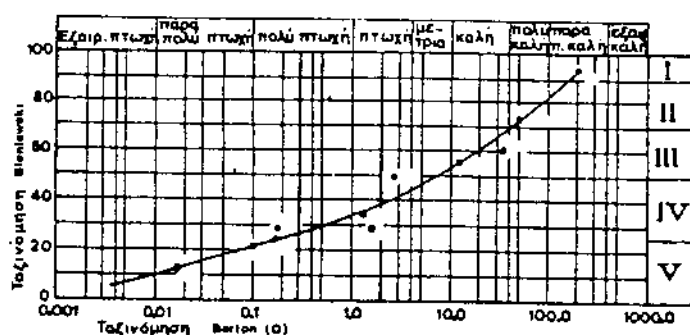
Οι δύο αυτές μέθοδοι, παρουσιάζονται σήμερα σαν οι πιο ολοκληρωμένες.

Εκτός από τα μεγάλο αριθμό των πραγματικών εμπειριών πάνω στις οποίες βασίσθηκαν οι συγγραφείς τους για να τις συνθέσουν, έχουν δοκιμασθεί σε πλήθος άλλων πραγματικών περιπτώσεων σπράγγων, ώστε να γίνουν τελικά αποδεκτές (βλ. αναφορές Gordon, 1975, Cording et al, 1978, Maeyens, A., 1978, Houghton, 1979, Geological Society Engineering Group - London 1977, Intern. Society for Rock Mechanics, 1978, in Tunneling und difficult condition, Tokyo 1979 in 4th Intern. Congr. Intern. Assoc. Engineering Geology, New Delhi, 1983 κ.α.).

Γενικά οι προβλέψεις έχουν αποδειχθεί ρεαλιστικές και οι αποκλίσεις, μικρές, εντοπίζονται συχνότερα σε μερικά χαρακτηριστικά του τρόπου υποστήριξης που χρησιμοποιήθηκε. Τουλάχιστο, οπωσδήποτε, δίνουν χρήσιμες κατευθύνσεις στις προβλέψεις.

Οι ταξινομήσεις αυτές λαμβάνουν υπ' όψη περισσότερους γεωλογικούς παράγοντες, που εύκολα μπορούν να μετρηθούν, τους οποίους βαθμολογούν με διαφορετική κάθε φορά βαρύτητα, όχι μόνο για τη βραχομάζα αλλά και για αυτό το ίδιο υλικό του πετρώματος. (Π.χ. μερικά στο SRF του Barton και στη μοναξονική θλιπτική αντοχή του Bieniawski). Εδώ όμως φαίνεται ότι, εκτός απ' όσα αναφέρθηκαν στην εισαγωγή, οπωσδήποτε οι ταξινομήσεις έχουν όρια εφαρμογής και δεν πρέπει να περιμένει κανείς ότι μπορούν να εφαρμοσθούν σ' όλες τις δυνατές γεωλογικές ή εντατικές καταστάσεις. Εξ άλλου το σύστημα του Bieniawski αναγνωρίζει το γεγονός αυτό και εφαρμόζεται κυρίως σε περιπτώσεις που η αστάθεια της εκσκαφής της σήραγγας προκαλείται από χαλάρωση της βραχομάζας· περιπτώσεις διολγκώσεων πετρώματος/υλικού πληρώσεως ασυνεχειών, ή θραύσεων από σύμπίεση αποκλείονται. Το σύστημα του Barton et al., αντίθετα παίρνει υπ' όψη και τις πιθανότητες αυτές (στο Ja και SRF). Ο Pells (1975) κάνοντας γενική κριτική της μεθόδου του Barton εκφράζει αμφιβολίες για την τελευταία αυτή περίπτωση. Επίσης παρατηρεί ότι δεν εκφράζεται ικανοποιητικά, μέσα από το

SRF, η αντοχή των "σκληρών" πετρωμάτων (σε αντίθεση με του Bieniawski)\*. Είναι φανερό επίσης η άγνοια, στο σύστημα Barton, του προσανατολισμού της σήραγγας. Η βαρύτητα του παράγοντα αυτού είναι φανερό στην ευστάθεια του έργου\* βέβαια εδώ σημειώνουμε ότι η σημασία της είναι ουσιαστική μόνο σε περίπτωση συχνών επιφανειακών στρώσεων του πετρώματος και για την περίπτωση, των διακλάσεων όταν αυτές έχουν σαφείς προσανατολισμούς και είναι συνεχείς στην ανάπτυξή τους\*.



ΣΧΗΜΑ 6 Συσχέτιση βαθμών ταξινομήσεων μεταξύ των μεθόδων Bieniawski και Barton για 12 πραγματικές περιπτώσεις (Pells, 1975).

Παρ' όλα τα μειονεκτήματα αυτά, ο ίδιος ο Pells σε 12 πραγματικές περιπτώσεις (για μή συμπιεστά πετρώματα) βρίσκει λογική συσχέτιση μεταξύ των δύο μεθόδων (σχ.6). Επίσης πύ πρόσφατα ο Maeyens (1978) συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους μετά την εμπειρία συγκεκριμένης σήραγγας (σε ψαμμίτη με οριζόντια στρώματα, ύψους 7m) και κοντά στην επιφάνεια βρίσκει τα συμπεράσματα της μεθόδου Barton πιο συντηρητικά από εκείνα της μεθόδου του Bieniawski. Ανάλογα συμπεράσματα αναφέρει και για περιπτώσεις γνευσίων και εκρηξιγενών πετρωμάτων και καταλήγει στη διαπίστωση ότι χρησιμότερο είναι να χρησιμοποιούνται και οι δύο μέθοδοι για τα καλύτερα δυνατά αποτελέσματα.

\* Όπως όμως αναφέρεται στη συνέχεια, η εφαρμογή των μεθόδων αυτών σε σήραγγες μέσα σε ασβεστόλιθους της κεντρικής Ελλάδας έδειξε αντίθετα, ότι οι παράγοντες αυτού όταν λαμβάνονται σχολαστικά υπ' όψη είναι δυνατό ορισμένες φορές να υποεκτιμήσουν την ευστάθεια της βραχομάζας (Μαρίνος 1979).

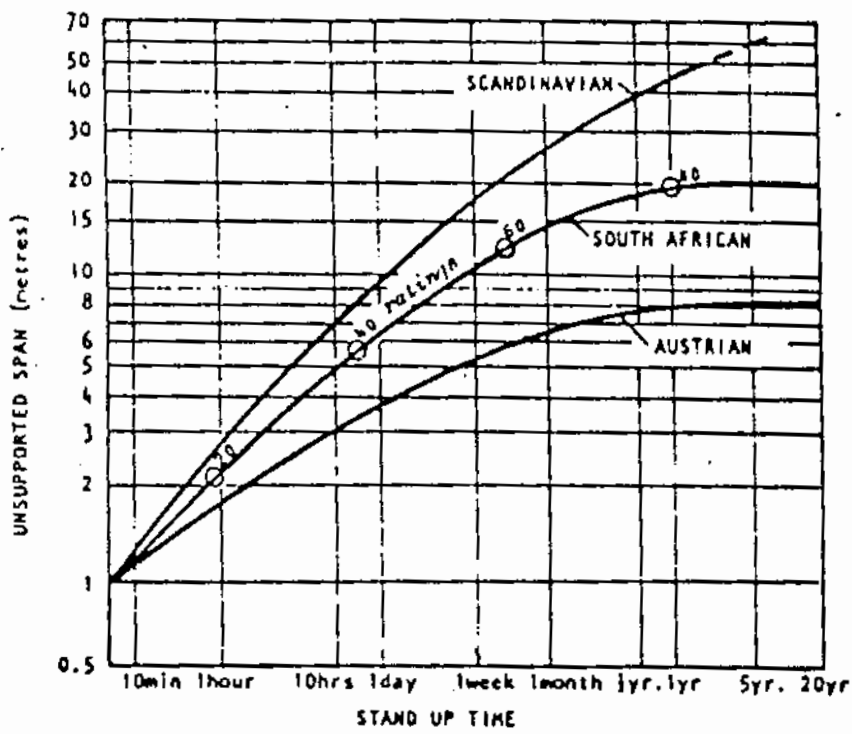


Fig. 1 Comparison between stand up times for unsupported excavation spans predicted by Scandinavian, South African and Austrian rock mass classification systems. Ratings are for CSIR Geomechanics Classification. After Bieniawski<sup>26</sup>.

## ΚΡΙΤΙΚΗ (συνέχεια)\*

Οι μέθοδοι βαθμονόμησης συντάσσονται έχοντας υπόψη ότι θα πρέπει να ικανοποιούν αντιτιθέμενες απαιτήσεις, όπως να είναι αφενός μεν πολλαπλής χρήσης, ώστε να ανταποκρίνονται σε όσον το δυνατόν περισσότερα έργα στον διεθνή χώρο, αφετέρου δε να είναι συνοπτικές, απλές και να απαιτούν περιορισμένο αριθμό στοιχείων, ώστε να είναι εύχρηστες κατά τα πρώτα στάδια του έργου, δηλαδή την επιτόπου έρευνα και την προμελέτη. Η επιλογή μίας εμπειρικής μεθόδου πρέπει να βασίζεται στην δυνατότητα απόκτησης των παραμέτρων μέσα στον διατιθέμενο χρόνο. Πριν από την χρήση οποιουδήποτε συστήματος ταξινόμησης της μάζας του πετρώματος ο χρήστης θα πρέπει να μελετήσει τις περιπτώσεις πάνω στις οποίες έχει βασισθεί το σύστημα ή κατά ελάχιστον να μελετήσει τις προϋποθέσεις ισχύος του συστήματος. Συστήματα βαθμονόμησης, που βασίζονται σε μικρό αριθμό παραμέτρων και σε μεγάλο αριθμό στοιχείων ανά παράμετρο δίνουν προς το παρόν ακριβέστερα αποτελέσματα, από τις πιο σύνθετες μεθόδους.

Ο χαρακτηρισμός του πετρώματος με ένα μόνο αριθμό αποτελεί οπωσδήποτε μία υπεραπλούστευση και ο ίδιος ο Bieniawski [1983] τονίζει ότι εμπειρικός σχεδιασμός με βάση τις διεθνείς γενικές βαθμονομήσεις θα πρέπει να εφαρμόζεται κριτικά σαν μία βοήθεια στην μελέτη και ποτέ σε αντικατάσταση της μελέτης. Η αξία τους έγκειται στη ποσοτικοποίηση των τεχνικών γεωλογικών περιγραφών, στην εκτίμηση της αντιστήριξης στην φάση σχεδιασμού του έργου και στην μεταφορά της εμπειρίας. Γι' αυτό θα πρέπει να αποτελούν μέρος της καταγραφής του έργου. Η περαιτέρω βελτίωση τους μπορεί να επιτευχθεί μόνο με την αύξηση της βάσης δεδομένων, που στηρίζεται στην παρακολούθηση των έργων και με την ενσωμάτωση της πραγματικής συμπεριφοράς στα συστήματα αυτά. Κατά τα επόμενα στάδια του έργου και ειδικότερα κατά την σύνταξη των προδιαγραφών, την εκτέλεση και τον απολογισμό απαιτείται συνήθως η χρήση ενός συστήματος ειδικά συνταγμένου για το συγκεκριμένο έργο.

Πληροφορίες για την αντοχή του πετρώματος στο βάθος της σήραγγας μπορούμε να αποκτήσουμε είτε από δείγματα από πυρηνοληψία, είτε από επίσκεψη σε ερευνητική στοιά, είτε από την επιφανειακή γεωλογία. Η πληροφόρηση που μπορούμε να πά-

ρουμε με κάθε ένα από τους πιο πάνω τρόπους δίδεται στον πίνακα 4.1. Οι παράμετροι που χρησιμοποιεί κάθε σύστημα ταξινόμησης δίδονται στον πίνακα 4.2. Για την βαθμονόμηση μιας υπόγειας διάνοιξης ο Bieniawski [1979] προτείνει την συλλογή των απαραίτητων στοιχείων με την συμπλήρωση του πίνακα Δ. Το ερώτημα το οποίο τίθεται είναι κατά πόσον τα στοιχεία που κατά το στάδιο της μελέτης είναι ανεπαρκή και βασίζονται κυρίως στην επιφανειακή γεωλογία και μερικά δείγματα από γεωτρήσεις, είναι αντιπροσωπευτικά με την κατάσταση της διάνοιξης. Οι Cameron and Budavari [1981] διερεύνησαν την σχέση που υπάρχει μεταξύ των παραμέτρων των κριτηρίων βαθμονόμησης κατά CSIR και NGI όπως αυτά καθορίζονται από παρατηρήσεις επιτόπου και από δείγματα γεωτρήσεων σε τρεις σήραγγες σε περιοχές γεωλογικά διάφορες μεταξύ τους. Όπως είναι φυσικό οι βαθμονομήσεις που βασίζονται σε γεωτρήσεις μόνο είναι λιγότερο αξιόπιστες από αυτές που βασίζονται σε επιτόπου μετρήσεις. Η γενική τάση είναι οι χαρακτηρισμοί με βάση τις γεωτρήσεις να δίνουν πτωχότερα αποτελέσματα από ότι δίνουν οι με βάση τις επιτόπου μετρήσεις. Τούτο ευρίσκεται σε αντίθεση με τα αποτελέσματα του Barton [1976] όπου οι τιμές του Q με βάση γεωτρήσεις είναι περίπου διπλάσιες από αυτές που υπολογίζονται με επιτόπου μετρήσεις. Τούτο πρέπει να οφείλεται στην συμπαγέστερη μορφή των πετρωμάτων που εξετάστηκαν από τον Barton. Κατά την εφαρμογή των συστημάτων CSIR και Q το 80% των περιπτώσεων βαθμονόμησης με βάση τις γεωτρήσεις ταξινομούν το πέτρωμα στην ίδια ή στην πρώτη γειτονική τάξη με αυτό που ταξινομήθηκε με βάση τις επιτόπου τιμές. Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι η με βάση δείγματα από γεωτρήσεις εκτίμηση της παραμέτρου της τραχύτητας, είναι η πιο δύσκολη για να γίνει, όπως είναι επίσης δύσκολο να εκτιμηθεί η παράμετρος της εξαλλοίωσης των διακλάσεων στις περιπτώσεις προχωρημένης εξαλλοίωσης.

Η παράμετρος της αντοχής που λαμβάνει υπόψη ο Bieniawski όταν χρησιμοποιείται σε πετρώματα, που δεν ενέχουν το πρόβλημα της θραύσης ή της σύνθλιψης θα έπρεπε κατά την γνώμη μας να είναι σταθερή. Αντίθετα σε πετρώματα που ενέχουν το πιο πάνω πρόβλημα η παράμετρος αυτή θα πρέπει να έχει σημαντικό ρόλο. Παρατηρούμε π.χ. ότι οι ασβεστόλιθοι που κυριαρχούν στον Ελλαδικό χώρο βαθμονομούνται ως προς την αντοχή με τέσσερις περίπου μονάδες (αντοχή σε μονοαξονική θλίψη 30 έως 50 MPa), ενώ η συμπεριφορά τους ως προς την αντοχή, κατά την διάνοιξη σηράγγων, δεν θα διέφερε από ένα πολύ υψηλής αντοχής πέτρωμα, που θα βαθμονομείτο με 12 ή και 15 μονάδες. Κατ' αυτόν τον τρόπο η μέθοδος του CSIR καταλήγει να είναι συντηρη-

τική γι' αυτά τα Ελληνικά πετρώματα. Επίσης οι μεταξύ τους εξαρτημένες παράμετροι του "RQD" και της απόστασης μεταξύ των ασυνεχειών "s<sub>j</sub>" κατά την γνώμη μας θα έπρεπε να ενσωματωθούν σε μία παράμετρο. Η μέθοδος του NGI ανταποκρίνεται στις πιο πάνω θέσεις.

Εφόσον δεν υπάρχουν δείγματα από γεωτρήσεις που φθάνουν στον ορίζοντα της σήραγγας δεν είναι δυνατή η άμεση εκτίμηση του RQD. Δυνάμεθα να εκτιμήσουμε το RQD έμμεσα από τις πιο κάτω σχέσεις που προτείνουν οι Palmström [Barton et al, 1974] και Priest and Hudson [1976] αντίστοιχα, όπου J<sub>v</sub> ο συνολικός αριθμός ασυνεχειών ανά m<sup>3</sup> και λ είναι ο αριθμός ασυνεχειών ανά μέτρο.

$$RQD = \max [10, \min (100, 115 - 3.3 \cdot J_v)] \quad (4.1)$$

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad (4.2a)$$

$$\lambda = \Sigma(1/s_j) \quad (4.2b)$$

Η διεύθυνση των ασυνεχειών σε σχέση με την διεύθυνση διάνοιξης της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη από τα συστήματα του RMR, του RSR και του Lauffer, όχι όμως και από το σύστημα του NGI. Εφόσον η γνώση του πετρώματος στο βάθος της σήραγγας δίνεται ουσιαστικά μόνον από γεωτρήσεις, που συνήθως δεν είναι προσανατολισμένες, δεν είναι εύκολη η εκτίμηση της διεύθυνσης των ασυνεχειών, ώστε να ληφθεί αυτή υπόψη κατά την βαθμονόμηση. Ο Bieniawski έχοντας υπόψη τις πιο πάνω δυσκολίες δίνει μέγιστη τιμή μείωσης 12 βαθμούς, ενώ το διάστημα μεταξύ των κατηγοριών υποστηρίξις είναι 20 βαθμοί. Έτσι είναι πολύ πιθανό ο παράγων αυτός να μην επηρεάσει τον χαρακτηρισμό της κατηγορίας του πετρώματος. Η διόρθωση αυτή του συνολικού βαθμού, όταν απαιτείται από το επιλεγμένο σύστημα θα πρέπει να γίνεται για κύρια επίπεδα ασυνεχειών, όπως είναι η στρώση η σχιστότητα ή άλλες μείζονες ασυνέχειες.

Οι οδηγίες που δίνουν οι ταξινομήσεις για την αντιστήριξη είναι συνήθως συντηρητικές, εφόσον όμως αυτή η υπερεκτίμηση των μέτρων δεν υπερβαίνει το 20% δυνάμεθα να τις χαρακτηρίσουμε επιτυχείς. Οι σχέσεις και οι πίνακες που δίνουν την πίεση πάνω στην αντιστήριξη πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνον εφόσον βασίζονται σε μετρήσεις σε παρόμοια πετρώματα, μεθοδολογίες εκσκαφής και κατασκευές. Όσον αφορά την καταλληλότητα των διαφόρων γενικών συστημάτων βαθμονόμησης για την πρόβλεψη της αντιστήριξης οι Trunk und Honisch [1990] εκτιμούν ότι σε πολύ καλές ποιότητες πετρώματος (RMR > 80) το σύστημα Q δίνει την καλύτερη εκτίμηση των μέτρων αντιστήριξης. Σε μέτριες ποιότητες πετρώματος (20 < RMR < 80) τα συστήματα RMR και Q δίνουν παρόμοια αποτελέσματα. Σε κακές ποιότητες πετρώματος (RMR < 20) το σύστημα

Q καθώς και αυτό των Bräutigam und Hesse [1983] δίνουν καλά αποτελέσματα, ενώ το σύστημα RMR αποτυγχάνει.

Ο συσχετισμός των διαφόρων συστημάτων βαθμονόμησης δεν είναι ούτε εύκολος ούτε απόλυτος, μια και κάθε ένα από αυτά βασίζεται εν μέρει σε διαφορετικές παραμέτρους και δίνει διαφορετική βαρύτητα στις κοινές από αυτές, έχει δε στηριχθεί σε διαφορετικά δεδομένα πετρωμάτων και ανοιγμάτων. Έτσι όσο μεγαλύτερη είναι η ποικιλία στην γεωλογία των ανοιγμάτων που έχει βασισθεί ο συσχετισμός τόσο μεγαλύτερη αναμένεται να είναι η διασπορά των αποτελεσμάτων, ενώ οι συσχετίσεις αναμένεται να διαφέρουν μεταξύ τους. Τα συστήματα βαθμονόμησης πετρωμάτων του R.S.R., του C.S.I.R. και του N.G.I. συσχετίζονται κατά τους Bieniawski [1976], Rutledge et al [1978], Cameron et al [1981], Udd and Wang [1985], Kaiser et al. [1986], Trunk und Honisch [1990] με τις ακόλουθες σχέσεις αντίστοιχα. Οι συσχετισμοί παρουσιάζονται γραφικά στα σχήματα 4.1, 4.2 και 4.3.

$$RMR = 9 \ln Q + 46.5 \quad (\pm 18 \text{ για } 90\% \text{ εμπιστοσύνη}) \quad (4.3)$$

$$RMR = 13.5 \log Q + 43 \quad (9.4 \text{ τυπική απόκλιση}) \quad (4.4a)$$

$$RSR = 0.77RMR + 12.4 \quad (8.9 \text{ τυπική απόκλιση}) \quad (4.4b)$$

$$RSR = 13.3 \log Q + 46.5 \quad (7.0 \text{ τυπική απόκλιση}) \quad (4.4\gamma)$$

$$RMR = 5 \ln Q + 60.8 \quad (\pm 27 \text{ για } 90\% \text{ εμπιστ., επιτόπου}) \quad (4.5a)$$

$$RMR = 4.6 \ln Q + 55 \quad (\pm 19 \text{ για } 90\% \text{ εμπιστ., πυρηνοληψία}) \quad (4.5b)$$

$$RMR = 12.1 \log Q + 50.8 \quad (4.6)$$

$$RMR = 8.7 \ln Q + 38 \quad (\pm 8 \text{ για } 90\% \text{ εμπιστοσύνη}) \quad (4.7)$$

$$RMR = 9.1 \ln Q + 45 \quad (\pm 6 \text{ για } 90\% \text{ εμπιστοσύνη}) \quad (4.8)$$

Η σημερινή εμπειρία από την επί τόσα χρόνια χρήση των διαφόρων μεθόδων βαθμονόμησης δίνει την δυνατότητα πιο εκλεπτισμένης χρήσης των κριτηρίων κάθε μεθόδου με την βοήθεια των εμπειρών συστημάτων. Είναι δυνατόν για παράδειγμα να δοθούν βαθμοί συμμετοχής στην τελική βαθμονόμηση σε κάθε χαρακτηρισμό μιας παραμέτρου μιας μεθόδου. Με βάση τα παραπάνω οι Nguyen and Ashworth [1985] προτείνουν τον χαρακτηρισμό της ποιότητας του πετρώματος με βάση τα κριτήρια των διαφόρων μεθόδων βαθμονόμησης και την εφαρμογή της θεωρίας ασαφών συνόλων.

## ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αν και η εφαρμογή των μεθόδων ταξινόμησης είναι ιδιαίτερα ελκυστική, έχει εντούτοις ένα αριθμό από ατέλειες και πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο με εξαιρετική προσοχή, ενώ σε καμιά περίπτωση δεν πρέπει να υποκαθιστά την γεωλογική και την τεχνική κρίση στην εκτίμηση της συμπεριφοράς της βραχομάζας, (*Brady and Brown, 1993, Kirsten, in Kirkaldie, 1988, Sinha, USBR, 1989, Μαρίνος, 1979*). Οι μέθοδοι δεν μπορούν πάντα να αξιολογήσουν, πλήρως, σημαντικές παραμέτρους ορισμένου προβλήματος με συνέπεια, αν εφαρμόζονται τυφλά χωρίς προσαρμογές, όταν αυτές απαιτούνται, να οδηγούν σε πλήρεις αστοχίες.

Είναι ιδιαίτερα σημαντικό να γνωρίζουμε, κάθε φορά, ότι οι μέθοδοι ταξινόμησης δίδουν αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο για τις βραχομάζες και για τις γεωλογικές καταστάσεις εκείνες που προσομοιάζουν με τις περιπτώσεις στις οποίες βασίσθηκε η ανάπτυξη τους (*Brady and Brown, 1993, Hoek and Brown, 1980*). Διαφορετικά η εφαρμογές τους σε περιπτώσεις χωρίς προηγούμενες εμπειρίες είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε λανθασμένα συμπεράσματα (*Hudson, 1989*). Συχνά απαιτούν προσαρμογές (όπως π.χ. έκανε για μεταλλευτικά υπόγεια έργα ο *Laubscher, 1977*).

Τέλος ο ίδιος ο *Bieniawski* όταν διατύπωνε την μεθοδό του (*Bieniawski, 1973*) επισημαίνει ότι είναι δυνατόν η μέθοδος να μην είναι πλήρως εφαρμόσιμη σ' όλες τις σήραγγες. Αργότερα (1988), υπογραμμίζει τις παγίδες που υπάρχουν αν οι ταξινομήσεις, γενικώς, θεωρηθούν ως πλήρες υποκατάστατο του τεχνικού σχεδιασμού. Πρέπει να συνδυάζονται με τις μεθόδους παρατήρησης ή και τις αναλυτικές μεθόδους ώστε το τελικό αποτέλεσμα να είναι συμβατό με τη γεωλογία της εκάστοτε περιοχής. Συνιστά, επίσης, όπως και πολλοί άλλοι ερευνητές, την χρησιμοποίηση περισσότερων της μιας μεθόδου ταξινόμησης.

B I B L I O Γ Ρ Α Φ Ι Α

- Barounis, A.-Modern Geological and Geomechanical Exploration in tunnel projects. Primo Convegno Int. Problemi Tecnici nella Construzione di Gallerie, 95-110, Torino, 1969.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.- Engineering Classification of Rock Masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, 6, 189-236, 1974.
- Bieniawski, Z.T.-Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. Proc. 3rd Congr. ISRM Denver, V2A, 27-32, 1974.
- Bieniawski, Z.T.-Engineering Classification of jointed rocks masses. Trans. S. Aft. Inst of civil Eng. July, 1974.
- Bieniawski, Z.T.- Case studies' Rediction on rock mass Behavior by the Geomechanics Classification. Proc. 2nd. Aust. N. Z. Conf. Geomech. 1975.
- Blyth, F.G.H. and de Freitas, M.H. - A Geology for Engineers Arnold, 6th Edit., p. 461-462, 1974.
- Cording, E.J. and Mahar, J.W.- Index properties and observations for desing of chambers in rock. Engineering Geology, 12, 2, 113-142, 1978.
- Deere, D.G. et al.- Desing of tunnel support systems. Highway Research Records, 339, 1970.
- Deere, D.U.- Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mech. Engn. Geol., 1, 17-12, 1964.
- Deere, D.- Indexing rock for Machine Tunnelling in rapid excavation. Am Inst. Mining Met. and Petr. Eng. Soc. Min. Eng. 32-38.
- Duffaut, P.- Discussion de l'article de N. Barton, R. Lien et J. Lunde. "Engineering Classification of Rock Masses" Rock Mechanics, 7, 4, 243-245, 1975.
- Dvorák, A.- Aufgaben der Felsmechanik bei neuzeitlichen Tunnelrekonstruktionen. Rock Mechanics, 2, 245-243, 1970.

- Ege, J.R. - Stability index for underground structures in granitic rock, in Nevada Test Site Mem, Geol. Soc. America, M110, 185-98, 1968.
- Goodman, R. - Methods of Geological Engineering. West Publishing Co, 1976.
- Gordon, F.R. - General report on the second Australia-N. Zealand Conference on geomechanics. Bull IAEG, 12, 3-11, 1975.
- Hansagi, I. - A method of determining the degree of fissuration of rock. Int. J. Rock Mech. Min Sci, 2, 219-223, 1965.
- Houghton, D.A. - Application of Engineering Geological mapping in hazard evaluation mining and other Underground structures. Bull. IAEG, 19, 152-158, 1979.
- Hobst, L and Zajic, J. - Anchoring in Rock. Elsevier, 1977.
- Ikeda, K. - A Classification of rock conditions for tunneling Ist. Inter. Congr. IAEG, Paris, 1258-1265, 1970.
- Kruse, G.H. et al. - Approach to classifying rock tunnel liner desing. Proc. 11th Symp. on Rock Mech. of the AIME, 169-192, 1970.
- Lama, R.Q and Vutukuri, V.S Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Vol IV Trans Tech Publ. 1978.
- Lauffer, H. - Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geologie und Bauwesen, 24, p46, 1958.
- La mecanique des roches appliquée aux ouvrages du Genie. Civils Association Amicale des Ingenieurs, Anciens Eleves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1976.
- Maeyens, A. - A comparison between the rock-mass conditions as predicted and measured after tunneling, 3rd Int. Cong. IAEG, Madrid, section III, 87-93, 1978.
- Mal Barna, B.D., Geological basis for the evaluation of rock loads on the Chemani Hydroelectric tunnels, India 4th Int. Eng. IAEG, New Delhi, 19 section 2 Vol V, 91-97, 1982.

- Μαρίνος, Π. - Ταξινόμηση βραχομάζας και υποστήριξη σηράγγων. Μία επισκόπηση και ένας έλεγχος και κριτική για τις ασβεστολιθικές μάζες του Παρνασσού-Γκιώνας Ορυκτός Πλούτος, 3, 1979.
- Pells, P. - Discussion the Paper "Engineering Classifications of Rock Masses", by N. Barton, R. Lien and J. Lunde. Rock Mechanics, 7, 4, 246-148, 1975.
- Rodriguez Ortiz, J.M. and Serrano, A.A. - Geotechnical ground evaluation for preliminary design of highway tunnels. 3rd Intern. Cong, IAEG, Madrid, section 3, 117-123, 1978.
- Stini, J. and Lauffer, H. - In "Functional Rock Classification" Rock Mech. Symp. IVA Swedish Acad. Eng. Sci, Stockholm Brochure 142, p 145, 1965.
- Stini, J. - Tunnelbau geologie. Springer - Verlag, 1950.
- Terzaghi, K. - Introduction to tunnel Geology. In "Rock Tunneling with Steel Supports" by Proctor, R and White, I. Commercial Shearing and Stamping Co, Yonngstown, Ohio, 1946.
- Terzaghi, K. and Ricnart, J. - Stresses in Rock about Cavities Geotechnique, 6, 1952.
- Wickham, G. F. Tiedemann, H. R and Skinner, E. H. - Support determination based on geological predictions. Proc. 1st North American Tunneling Conference. AIME, 43-64, 1972.
- Wood, A. M. Muir - Tunnels for road and motorways Q. J. Eng. Geol, 5, 111-126, 1972.
- The logging of rock cores for engineering purposes. Geological Society Engineering Group Working Party Report. Quart J. Eng. Geol. 3, 1, 1-24, 1970 και 10, 1, 45-52, 1977.
- The description of Rock Masses for engineering purposes. Report by the Geological Society Engineering Group. Working Party. Quart, J. Eng. Geol., 10, 4, 355-388, 1977.

1. Baroudi H. [1988] «Choix du soutènement en galerie a l' aide des classifications des massifs rocheux», Boulonage et renforcement des terrains, l' etat de l' art, l' apport de l' informati- que, text des conference du seminaire-formation, eds. Piguet J.P. et Pemey Y., pp. 41-71, Inst. Nat. Pol. de Lorraine, Nan- cy.
2. Barton N., Lien R. and Lunde J. [1974] «Engineering Classifi- cation of Rock Masses for the Design of Tunnel Support», Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp. 183-236.
3. Barton N. [1976] «Recent experiences with the Q system in tunnel support design», Proceedings of the symposium on ex- ploration for Rock Engineering, Johannesburg, Vol. 1, pp. 107-115.
4. Bieniawski Z.T. [1973] «Engineering Classification of Jointed Rock Masses», Transactions, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344.
5. Bieniawski Z.T. [1976] «Rock Mass classification in Rock En- gineering», Proceedings, Symposium on Exploration for Rock Engineering, ed. Z.T. Bieniawski, A.A Balkema, Rot- terdam, pp. 97-106.
6. Bieniawski Z.T. [1979] «The geomechanics classification in Rock Engineering applications», Proc. 4th Int. Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, 2, pp. 41-48.
7. Bieniawski Z.T., Rafia F. and Newman D.A. [1980] «Ground control investigations for assessment of roof conditions in coal mines», Proc. 21st U.S. Symposium on Rock Mechanics, Rolla, Mo., AIME, pp. 691-700.
8. Bieniawski Z.T. [1983] «The geomechanics classification (RMR system) in design applications to underground excava- tions», pp. 11.33-11.47.
9. Bieniawski Z.T. [1984] «Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, A.A. Balkema.
10. Bouvard-Lecoanet A., Colombet G. et Esteulle F. [1988] «Ouvrages souterrains; Conception - Realisation - Entree- tien», Presses de l' ecole nationale des ponts et Chaussees.
11. Brautigam, F., Hesse, K.H. [1983] «Ingenieurgeologische Gebirgstypisierung fur Tunnelbauten an der DB-Neubaustrec- ke Hannover-Wurzburg in Osthessen», Ber. 4. Nat. Tag. Ing. Geol., Goslar, pp. 151-165.
12. Brook N. and Dharmaratne P.G.R. [1985] «Simplified rock mass rating system for mine tunnel support», Trans. Instn Min. Metall. (Section A: Min. industry), 94, pp. A148-A154.
13. Cameron-Clarke I.S. and Budavari S. [1981] «Correlation of Rock mass classification parameters obtained from borecore and in-situ observations», Engineering Geology, 17, 1-2, pp. 19-53.
14. DaCruz A.A., Ferreira M.J.E. and Romeiro M.J.A.R. [1983] «Comparaison entre trois systemes de classification geotechni- ques pour le projet d' une galerie», Proc. Int. Symp. on Eng. Geology and underground construction, 1, pp. 2.53-2.68.
15. Dearman W.R. [1983] «Classification systems, design of underground structures based on classification systems», pp. 115-1147.
16. Deere D.U. [1964] «Technical description of Rock Cores for engineering purposes», Rock Mechanics and Engineering Ge- ology, Vol. 1, No. 1, pp. 17-22.
17. Deere D.U., Peck R.B., Parker H., Monson J.E. and Schmidt, B. [1970] «Design of Tunnel Support Systems», Highway Re- search Record, No. 339, pp. 26-33.
18. Einstein H.H., Steiner W. and Baecher G.B. [1979] «Asses- sment of empirical design methods for tunnels in Rock», Proc. RETC, 1, pp. 683-706.
19. Kaiser P.K., MacKay C. and Gale A.D. [1986] «Evaluation of Rock Classifications at B.C. Rail Tumbler Ridge Tunnels», Rock Mech. and Rock Eng. 19, pp. 205-234.
20. Kalteziotis N.A., Tsiambaos G.K. and Sabatakakis N.S. [1987] «The application of rock mass classification systems on tunnelling in greek limestones», International conference on foundations and tunnels, London 2, 11, 182-6.
21. Kendorski F.S., Cummings R.A., Bieniawski Z.T. and Skin- ner E.H. [1983], «Rock mass classification for block caving mine drift support», Proc. 5th Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, 1, pp. B51-B63.
22. Krauland N., Soder P. and Agmatm G. [1989] «Determina- tion of Rock mass Strength by Rock mass classification - Some experiences and questions from Boliden Mines», Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & G. A., 26, 1, pp. 115-123.
23. Laubscher D.H. [1977] «Geomechanics classification of joint- ed rock masses - mining applications. Trans. Instn. Min. Metall. (Section A: Min. industry), 86, A1-8.
24. Lauffer H. [1958] «Gebirgsklassifizierung fur den Stollen- bau», Geologie und Bauwesen, Vol. 24, No. 1, 1958, pp. 46-51.
25. Lauffer H., - Innsbruck [1988] «Zur Gebirgsklassifizierung bei Frasnortrieben, Felsbau, 6, 3, pp. 137-149.
26. Lokin P., Nijajilovic R., Vasic M. [1983] «Approach to rock mass classification for underground works», Proc. 5th Con- gress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, 1, pp. B87-B92.
27. Μαρίνος Π.Γ. [1979] «Γεωτεχνική ταξινόμηση βραχομάζας και υποστήριξη σπράγγων. Μία επισκόπηση και μία προσπά- θεια ελέγχου και κριτικής στις ασβεστολιθικές μάζες του Παρνασσού-Γκιώνα», Ορυκτός Πλούτος, 3, 13-40.
28. Marinos P.G. [1983] «Application of Rock mass classification systems to the support of tunnels crossing the limestone mas- ses of central Greece», Proc. Int. Symp. on Eng. Geology and underground construction, 1, pp. 2.11-2.23.
29. Μαρίνος Π.Γ. [1990] «Κεφάλαια τεχνικής γεωλογίας - Σημειώσεις από τις παραδόσεις στους φοιτητές του βου εξα- μήνου Πολιτικών Μηχανικών», Αθήνα.
30. Nguyen V.U. and Ashworth E. [1985] «Rock mass classifica- tion by fuzzy sets», Proc. 26th US Symposium on Rock Me- chanics, 2, pp. 937-945.
31. Pacher F., Rabcewicz L., Golser J. [1974] «Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung im Stollenund Tunnelbau», Bundes-ministerium fur Bauten und Technik, Strassenfor- schung, 18, pp. 51-58.
32. Priest, S.D. and Hudson J.A. [1976] «Discontinuity spacings in Rock», Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & G.A., 13, 5, pp. 135-148.
33. Rutledge, J.C. and Preston, R.L. [1978] «Experience with En- gineering Classifications of Rock for the Prediction of Tunnel Support», Proceedings, International Tunneling Symposium, Tokyo, pp. A3.1-7.
34. Sofianos, A.I. and Marinos, P.G. [1991] «Rock classification and primary support of a tunnel», 7th ISRM Congress, Aa- chen.
35. Stille, H. [1986] «Experiences of design of Large Caverns in Sweden», Proc. Int. Symp. on Large Rock Caverns, 20, pp. 231-241, Helsinki.
26. Terzaghi, K. [1946] «Rock defects and loads on Tunnel support», in Rock Tunneling with steel supports, eds R.V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co., Ohio, pp. 25-99.
37. Trunk, U. and Honisch, K. [1990] «Klassifizierungssysteme fur den Untertagebau - Analyse und Erfahrungen», Felsbau, 8, 1, pp. 9-16.
38. Udd, J. E. and Wang, H. [1985] «A comparison of some ap- proaches to the classification of rock masses for geotechnical purposes», Proc. 26th US Symposium on Rock Mechanics, pp. 69-78.
39. Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H. [1972] «Support determination based on Geologic predictions», Pro- ceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference, AIME, New York, pp. 43-64.
40. Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H. [1974] «Ground Support Prediction Model - RSR Concept», Pro- ceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference, AIME, New York, pp. 691-707.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ (συμπλήρωμα 2)**

AFROUZ, A. Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure. CRC Press, 1992 (p. 55).

BHAWANI SINGH, JETHWA, J. DUBE, A. B. SINGH - Correlation between observed support pressure and Rock Mass Quality. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7, 59-79, 1992.

BIENIAWSKI, Z. - Geomechanics classification on rock masses and its application in tunneling. *Proc. 3rd Int. Congress in Rock Mechanics, Denver*, 24, 27-32, 1974.

BIENIAWSKI, Z. - Rock mass classifications in rock engineering. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg*, 97-106, Balkema, 1976.

BIENIAWSKI, Z. - The geomechanics classification in rock engineering applications. *Proc. Int. Congress for Rock Mechanics, Montreux*, 2, 41-48, 1979.

BIENIAWSKI, Z. - The geomechanics classification (RMR system) in design applications to underground excavations. *Inter. Symp. Eng. Geol. Underg. Construction, Lisbon*, 11-33-47, 1983.

BIENIAWSKI, Z. - Rock mass classification as a design aid in tunnelling. *Tunnels and Tunnelling*, July, 1988.

BIENIAWSKI, Z. - Engineering Rock Mass Classifications. *Wiley*, 1989 (p. 52, 68, 207-219).

BRADY, B., BROWN, E. - Rock Mechanics for Underground Mining. 2nd ed. Chapman and Hall, 1993 (p. 78, 304).

CAMERON - CLARKE, I. - BUDAVARI, S. - Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and in situ observations. *Engineering Geology*, 17, 19-53, 1981.

COCKFORT, T. - Session report on: Rock mass classifications. *Proc. symp. Exploration for Rock Engineering Johannesburg*, 167-172, Balkema, 1976.

CORDING, E. MAHAR, J. Index properties and observations for design of chambers in rock. *Engineering Geology*, 12, 113-142, 1978.

COSTA-PEREIRA, A. PODRIGUES-CARVALHO, J. - Rock mass classifications for tunnel purposes. Correlations between the systems proposed by Wickham et al., Bieniawski and Rocha. *6th Int. Congress for Rock Mechanics*, 2, 841-844, Montreal, 1987.

- DEARMAN, W.R. Classification systems, design of underground structures based on classification systems. *Int. Symposium on Engin. Geol. and Underground Construction*, II.5 - II.30, Lisbon, 1983.
- DOUGLAS, T., ARTHUR, L. - A guide to the use of rock reinforcement in underground excavations. CIRIA, London, 101, 1983 (p. 13).
- EISTEIN, H. THOMPSON, P. AZZOUZ, A. et al. - Comparison of five empirical tunnel classification methods - accuracy, effect of subjectivity and available information. *Inter Congr. for Rock Mechanics, Melbourne*, (303-313).
- FRANKLIN, J. DUSSEAUULT, M. *Rock Engineering Applications*. McGraw Hill, 1991, (p. 241, 341).
- HOUGHTON, D. - The role of rock quality indices in the assesment of rock masses. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg*, 129-135, Balkema, 1976.
- HUDSON, J. - *Rock Mechanics Principles in Engineering Practice*. CIRIA, London, 1989 (p. 38).
- HUDSON, J. - *Rock Engineering Systems*. Ellis Horwood Ltd., 1992 (p. 115, 116).
- JETHWA, J., DUBE, A., B. SINGH, BHAWANI SINGH, MITHAL, R. - Evaluation of methods for tunnel support design in squeezing rock conditions. *Proc. IV Inter. Congress IAEG, New Delhi*, V. 121-134.
- KAIZER, P., MACKAY, C., GALE, A. - Evaluation of Rock Classifications at B.C. Rail Tumbler Ridge Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 19, 205-234, 1986.
- KIRKALDIE, L. (editor) *Rock Classifications Systems for Engineering Purposes*. ASTM, STP 989, 1988 (p. 17, 32).
- LAUBSCHER, D., TAYLOR, H., - The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operations *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, Johannesburg*, 119-128, Balkema, 1976.
- MAHTAB, M. GRASSO. P., *Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rocks*. Elsevier, 1992 (p. 38, 46).
- ΜΑΡΙΝΟΣ, Π. - Γεωτεχνική Ταξινόμηση βραχομάζας και υποστήριξη σπηραγγων. *Ορυκτός Πλούτος*, 3, 13-40, 1979.

- MELLO MENDES, F., OJIMA, L. - Geotechnical rock mass classifications applicable to tunnel design and construction. *Proc. IV Inter. Congress IAEG, New Delhi*, V 183-186, 1982.
- POOLE, D. - Ground classification: Continental and British practice. *Tunnels and Tunnelling*, 59-62, July 1980.
- PRIEST, S. - Discontinuity analysis for rock engineering. *Chapman and Hall*, 1993, (p. 59, 412).
- SERAFIM, J., PEREIRA, P. - Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Inter. Symp. Eng. Geol. Underground Construction, Lisbon*, II, 33-42, 1983.
- SINHA, R. (editor) - *Underground Structures. Design and Instrumentation. Elsevier*, 1989 (p. 65).
- SPEERS, C. - Support for tunnels subjected to changing rock loads: a comparison of design methods. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7, 25-32, 1992.
- STACEY, T. PAGE, C. - *Practical Handbook for Underground Mining, Trans Tech Publications*, 1986.
- TALLON, E. Comparison and Application of Geomechanics Classification Schemes in Tunnel Construction. *Proc. Tunnelling 82, IMM, London*, 241-246, 1982.
- VERMAN, M. JETHNA, J. BHAWAN SINGH. - System modified for squeezing grounds. *Tunnelling 91, IMM*, 117-122, 1991.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σεμινάριο: Μηχανική Διάτρηση Σηράγγων

**ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΙΛΟΓΗΣ  
ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.**

*Παύλος Γ. Μαρίνος*

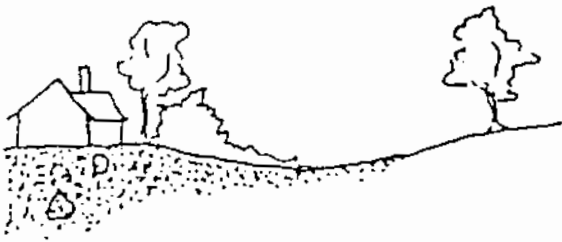
Νοέμβριος, 1993

"The geological facts are unalterable. Even if one closes his eyes and  
since they do not change. Therefore they have priority.

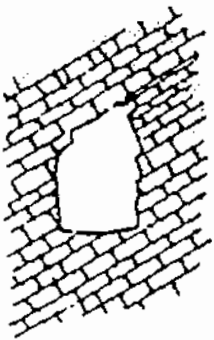
A really good engineer can be recognized by his admitting the priority of  
the geological restraints"

L. MULLER, 1979

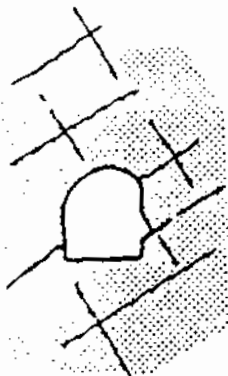
# ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΣΕ ΣΗΡΑΓΓΕΣ ΚΑΙ ΥΠΟΓΕΙΕΣ ΕΚΣΚΑΦΕΣ



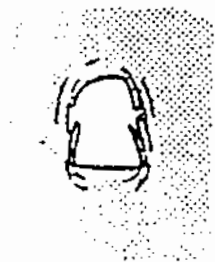
1. Εδαφος πάνω από το βραχώδες υπόβαθρο ή πολύ αποσθρωμένη βραχώμαζα → καταρρέον ή συνθλιβόμενο υλικό → πολύ μικρό χρονικό διάστημα αυτουποστήριξης.



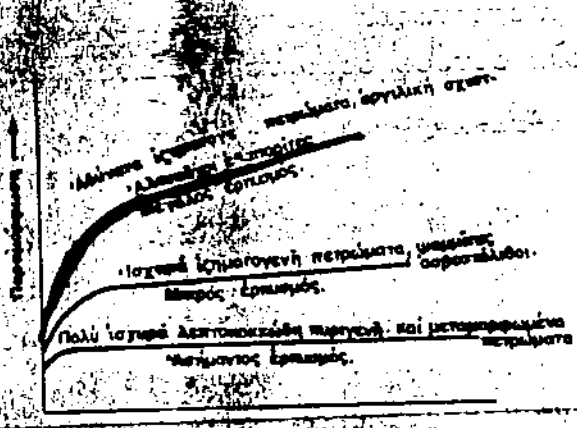
2. Μαζικά ρωγματωμένη βραχώμαζα → πτώσεις βαρύτητας από την οροφή ή τοίχιατα.



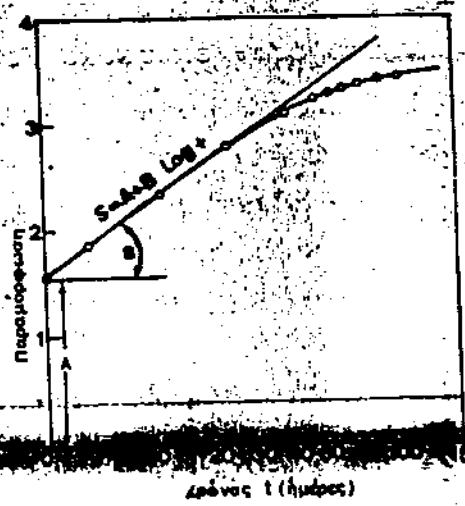
3. Συμπαγής βραχώμαζα με λίγες ασυνέχειες → όχι σοβαρά προβλήματα συστάθης.



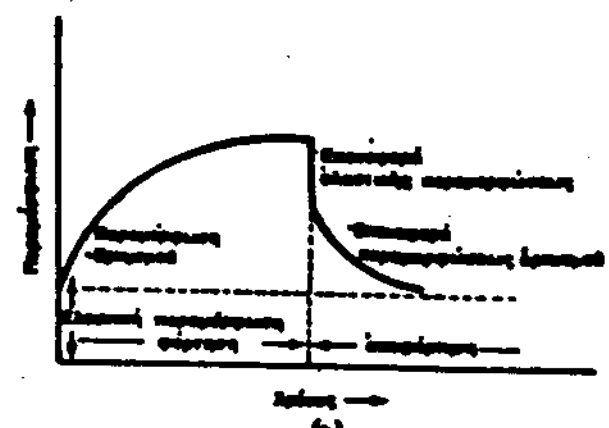
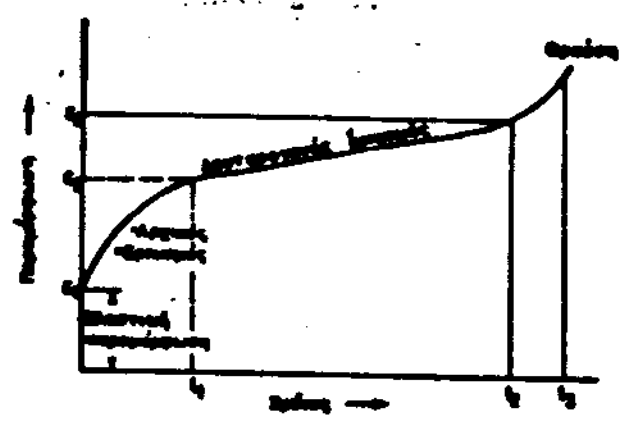
4. Συμπαγές πέτρωμα σε μεγάλα βάθη → αστοχίες από τις επικρατούσες τάσεις παραμορφώσεις, εκτινάξεις.



Σχ. 6. Συγκριτικοί χαρακτήρες για ίδια τάση σε διάφορους τύπους πετρωμάτων (από Roberts, 1977).



Σχ. 7. Προσδιορισμός της σταθερής ελαστικότητας.



Σχ. 8. Η επίδραση της σταθερής ελαστικότητας στην παραγωγή.

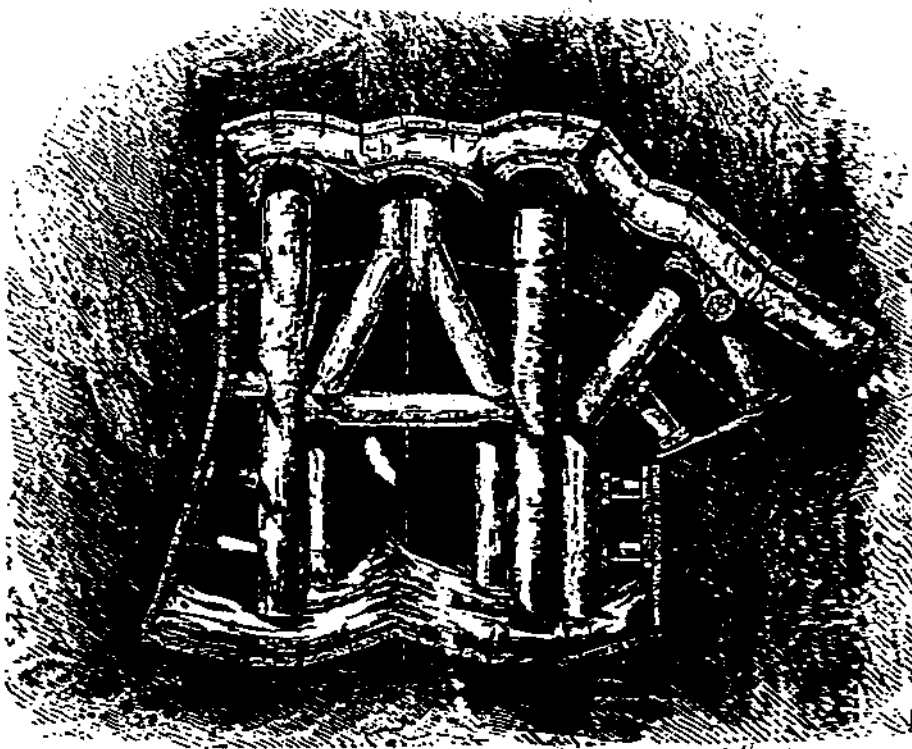


Fig. 6-2. Deformation in crown drift of the Czernitz Tunnel (from Rzeha, 1867).

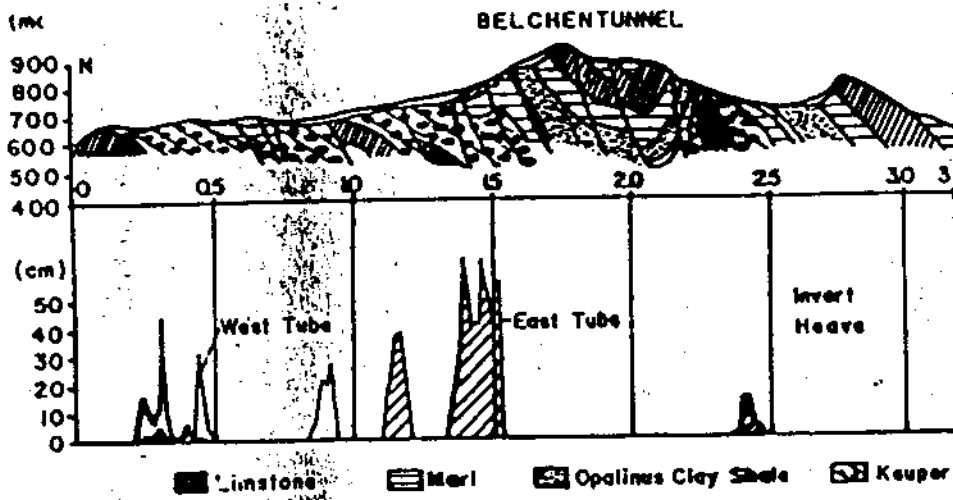


Fig. 6-6. Belchen Tunnel: Longitudinal cross section and invert heave (from: Crob, 1972).

# ΕΚΤΙΜΗΣΕΙΣ ΤΕΤΡΩΜΑΤΟΣ (Rockburst)

UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH, x 10<sup>3</sup> MPa

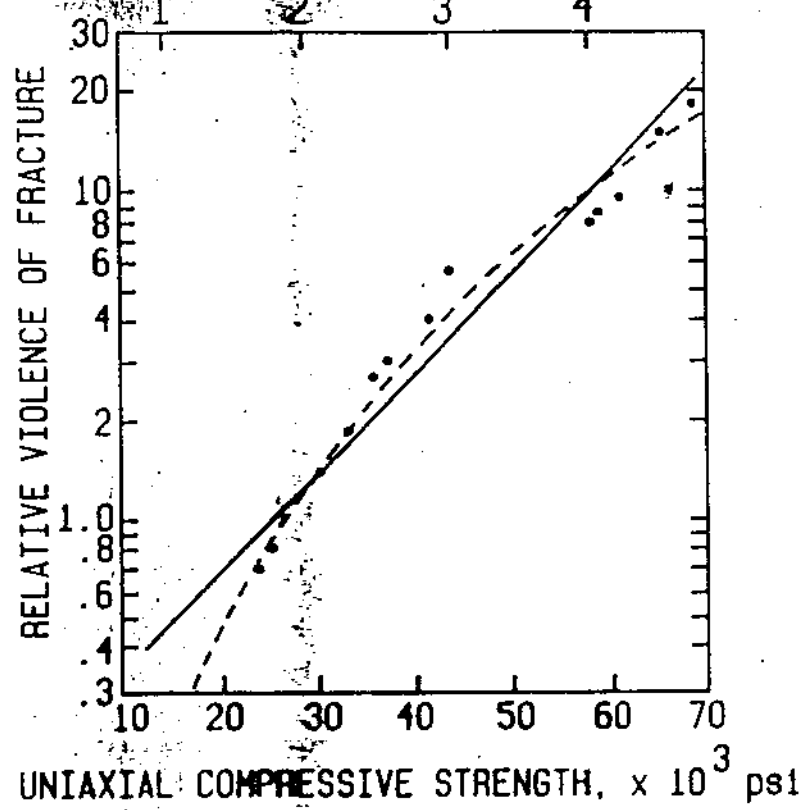


Fig. 7-3. Relationship between rock compressive strength and relative violence of fracture.

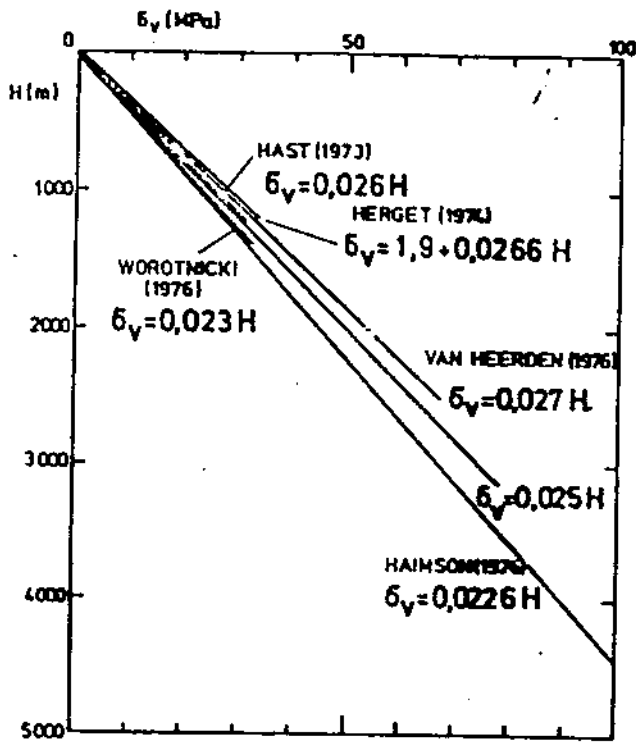


Figure 5.6. Plot of vertical stresses versus depth below surface.

AT. BIRNIAWSKI  
1989

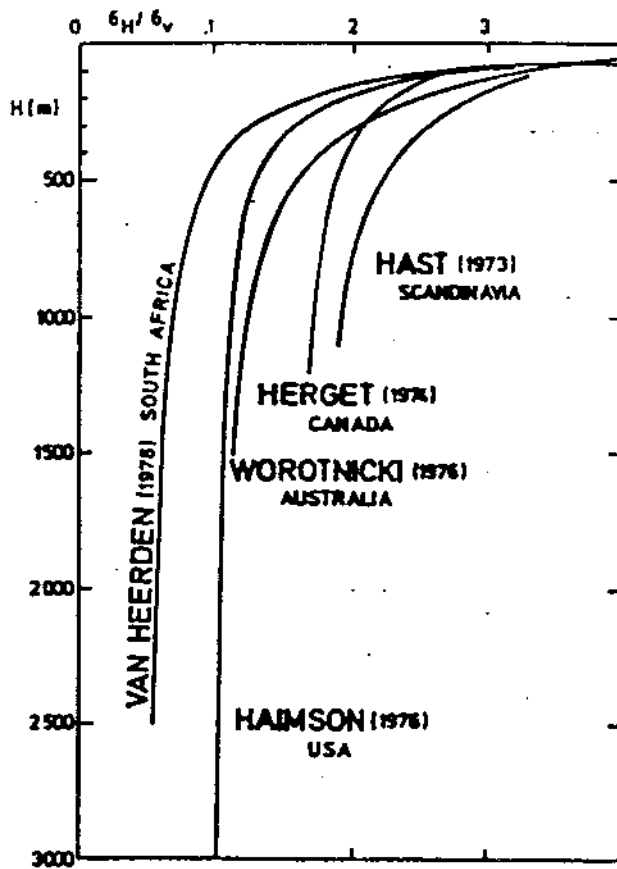


Figure 5.7. Variation of ratio of average horizontal stress to vertical stress with depth below surface.

Πίνακας 1.2. Ιστορικοί ρυθμοί προχώρησης σήραγγων (από Σίλχα, 1989)

75 m	την βδομάδα με 30.000 σκλάβους
3 m	την βδομάδα με χειρονακτική διάνοξη διατρημάτων και χρήση μαύρης πυρίτιδας.
65 m	τη βδομάδα με μηχανική διάνοξη διατρημάτων και χρήση σύγχρονων εκρηκτικών (AN/FO)
330 m	τη βδομάδα με χρήση μηχανής ολωμέτωπης εκσκαφής (TBM)
134 m	την ημέρα. Ο μεγαλύτερος ρυθμός προχώρησης σε σήραγγα διαμέτρου 4,5m σε αργίλιτη. Σήραγγα OSO, USA (USSR, 1967) (Πρόσφατα 128m οστ.)

Πίνακας 1.3. Μερικές από τις πιο γνωστές σήραγγες στον κόσμο

ΟΝΟΜΑ	ΧΩΡΑ	ΧΡΗΣΗ	ΜΗΚΟΣ (km)	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (m)	ΧΡΟΝΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
St. Gotthard	Ελβετία	Σιδηροδρομική	15	8X7,4	1872-1881
Simplon 1,2	Ιταλία/Ελβετία	Σιδηροδρομική	19,7	5 X 5,4	(1) 1895-1906 (2) 1912-1921
Mersey 1,2 <sup>(1)</sup>	U.K.	Οδική	4,2	14 (Διάμ.)	(1) 1886 (2) 1925-33
Loetschberg <sup>(2)</sup>	Ελβετία	Σιδηροδρομική	16	8X6,1	1906-1912
Tanna <sup>(3)</sup>	Ιαπωνία	Σιδηροδρομική	7,8	8,4X5,3	1918-1934
Mont Blanc	Γαλλία/Ιταλία	Οδική	12,7	9 X 12,5	1959-64
Alva B. Adams	ΗΠΑ	Μεταφορά νερού	19,5	-	1946
Moffat	ΗΠΑ	Σιδηροδρομική	9,9	-	1927
Seikan	Ιαπωνία	Σιδηροδρομική (υποθαλάσσια 23,3km)	53,9	5 X 4,2	1964-83
Eurotunnel	Αγγλία/Γαλλία	Σιδηροδρομική (υποθαλάσσια 36km)	52km	-	1987-90

(1) Λίβερπουλ. Η πρώτη σήραγγα κάτω από το νερό, 10 m βάθος, 3 m σκληρό πέτρωμα.

(2). Μία από τις κυριότερες σήραγγες στις Άλπεις. Κατά την κατασκευή είχε μεγάλα προβλήματα από εισροή νερού, άμμου και χαλκικών διότι ήρθε σε υδραυλική επικοινωνία με αποθέσεις ποταμού σε ύψος 180 m - 200 m πάνω από την οροφή της. Για να λυθεί το πρόβλημα έγινε εκτροπή της σήραγγας.

(3) Είχε προβλήματα κατάρρευσης της οροφής σε ύψος 60m. Εισροή νερού (υδραυλικό φορτίο 200 m), θερμοκρασία 31<sup>ο</sup> και γαιοσέρρα. Χρησιμοποιήθηκε επένδυση από σκυρόδεμα

# ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

- Διατρήματα - Εκρηκτικά
- Συρμοί ολομετώπιας κοπής (TBM) \*
- Μηχανήματα σημειακής (επιλεκτικής) κοπής (Roadheader) \*
- Cut and Cover.
- Βυθιζόμενα προκατασκευασμένα τμήματα (tubes σε υδάτινα περάσματα).

---

\* Με ή χωρίς ασπίδα. Υποβοήθηση με εκτόξευση νερού για πολύ σκληρά και φθοροποιά, των κοπτικών άκρων πετρώματα.

# ΕΠΙΛΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ

- Διαστάσεις και μήκος σήραγγας.
- Γνώση των συνθηκών υπεδάφους.
  - Εδάφη
  - Βράχοι
  - Η θέση του υδροφόρου ορίζοντα πάντα καθοριστική (φορτία - παροχή).

\* \* \* \* \*

Στους βράχους: σήμερα επιλογή:

- διατρήματα - εκρηκτικά
- TBM (υψηλής αντοχής πετρώματα δεν μπορούν σήμερα να εκσκαφθούν και ειδικές περιπτώσεις).
- Roadheaders.

Σε μαλακά γεωλογικά υλικά:

- Ασπίδες
- Ασπίδες + TBM
- Ασπίδες + R/H
- Ασπίδες "πολτού"

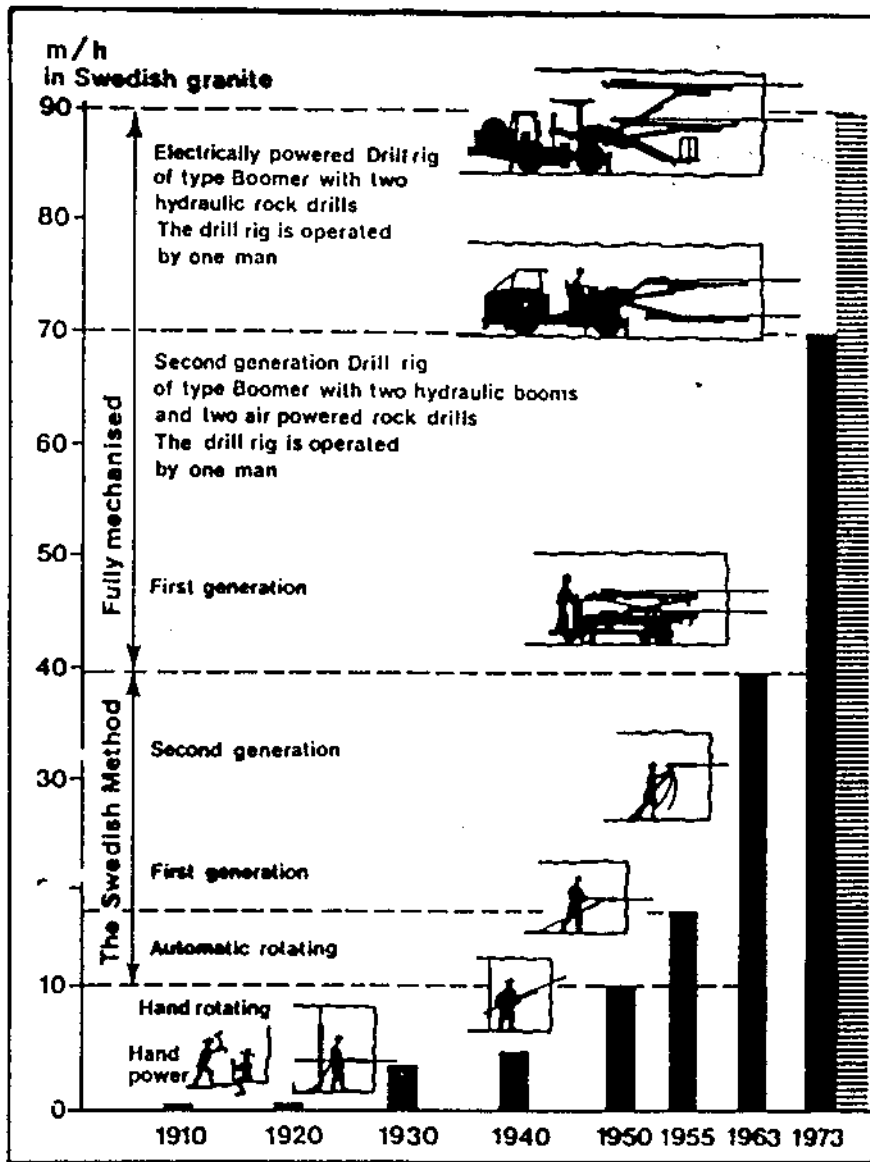


Fig. 2: Development of tunnel drilling speed.

King, 1990

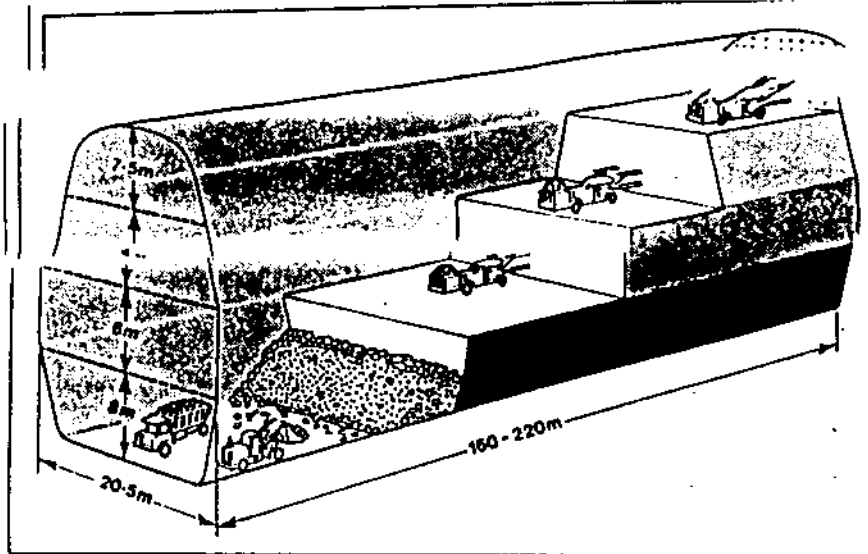


Fig. 4: Benching system for cavern excavation.

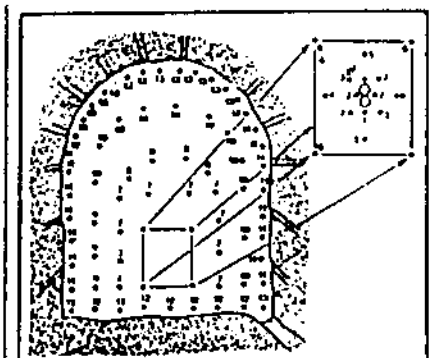


Fig. 3 shows a typical burn cut pattern.

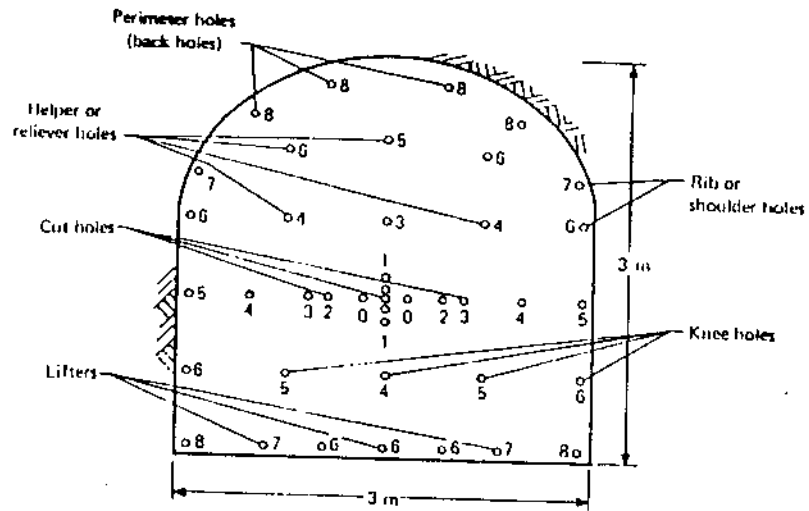


Figure 13.9 Typical 3-by-3-m mine heading with delay sequence. Also shown are some common terms for blastholes in the pattern.

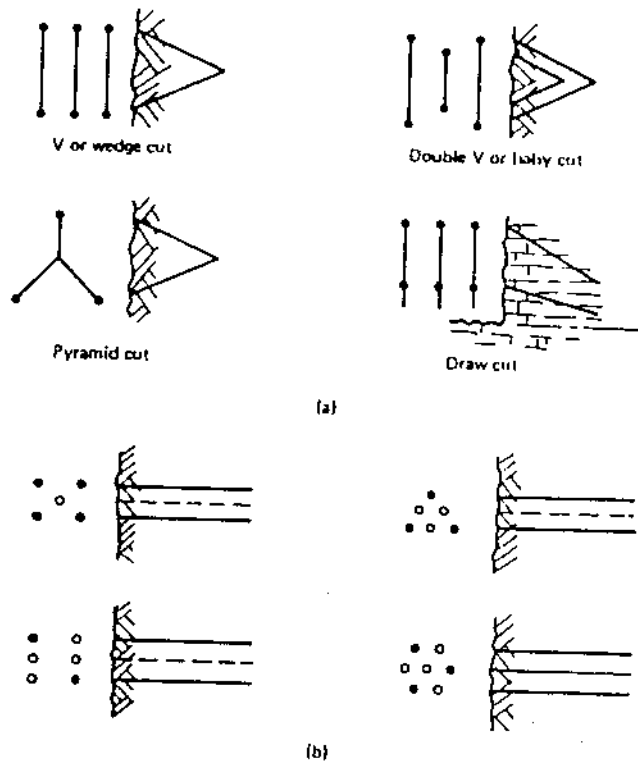
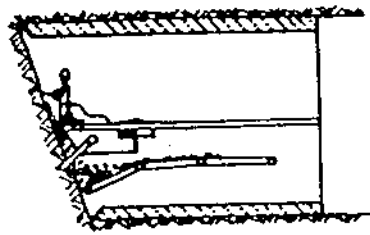


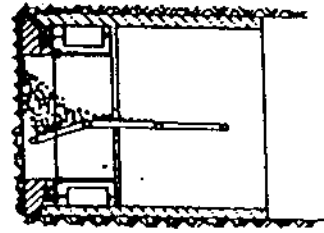
Figure 13.10 Angle and parallel cut configurations. (a) Various angle cuts. (b) Various parallel (cylinder or burn) cuts. (From Du Pont, 1980.)

# ATELIER

Bouclier manuel ou  
semi-mécanisé



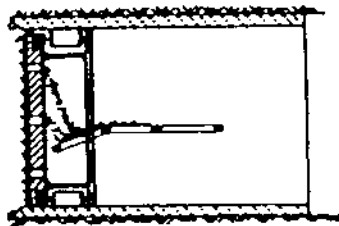
Bouclier mécanisé



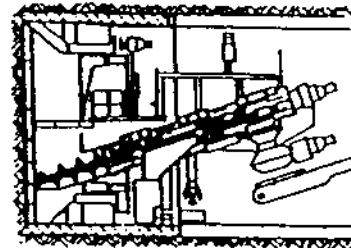
ATELIER

BOUCLIERS OUVERTS

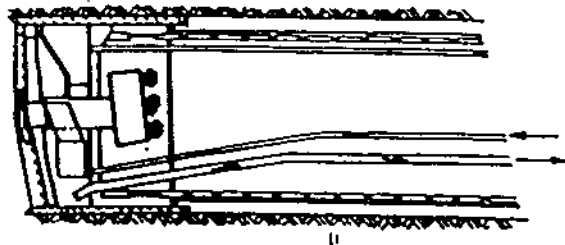
Bouclier aveugle



Bouclier à pression de terre



Bouclier à pression de boue

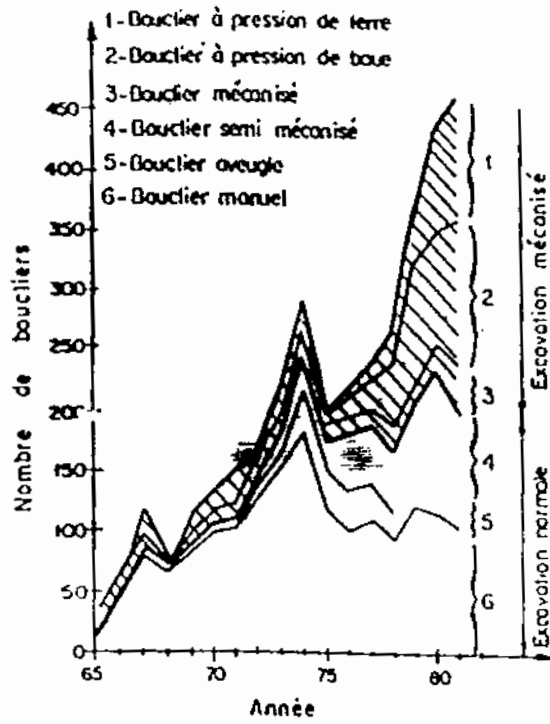


KAEIETES

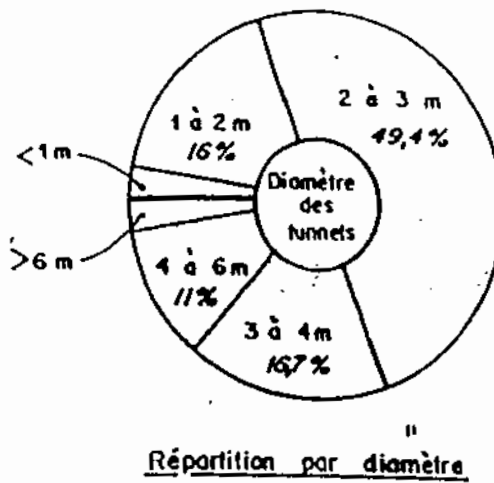
BOUCLIERS PRESSURISES

Fig. 4 : Principales catégories de boucliers

Bejui-Guilloux, 1982



Evolution du nombre de boucliers fabriqués



Bejui. Guillou  
 1980

Fig. 3 : Statistiques sur les boucliers Japonais

## ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΟΥ ΕΠΙΒΑΛΛΟΥΝ ΑΣΠΙΔΕΣ

(Σημασία γεωλογικής πρόβλεψης)

- Μη συνεκτικά εδάφη
- Μαλακοί άργιλοι
- Εδάφη με νερά
- Πολύ ασταθή πετρώματα (όχι συνθλίβοντα)

Τύποι ασπίδων:

- Ανοικτές
- Διπλές
- Τυφλές με πιέσεις
  - πεπιεσμένος αέρας ( $K < 10^{-5}$  m/sec)
  - μπεντονίτης
  - από το υλικό εσκαφής
  - από την ίδια την ασπίδα

### ΓΕΩΛΟΓΙΚΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ

- Παρουσία μπλοκ
- Μεταβάσεις από ένα υλικό σε άλλο
- Πρόσφυση αργιλικών στην ασπίδα

### Λύση

- Πολυδύναμες ασπίδες
- "Αργιλόφοβο" κάλυμμα

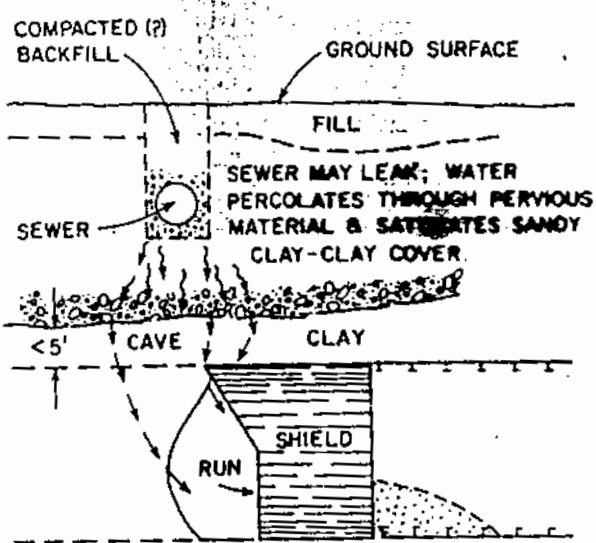


Figure 2.—Water seepage from sewer percolates through pervious material and saturates clay above shield; run may result, especially if clay cover is less than 5 ft thick.

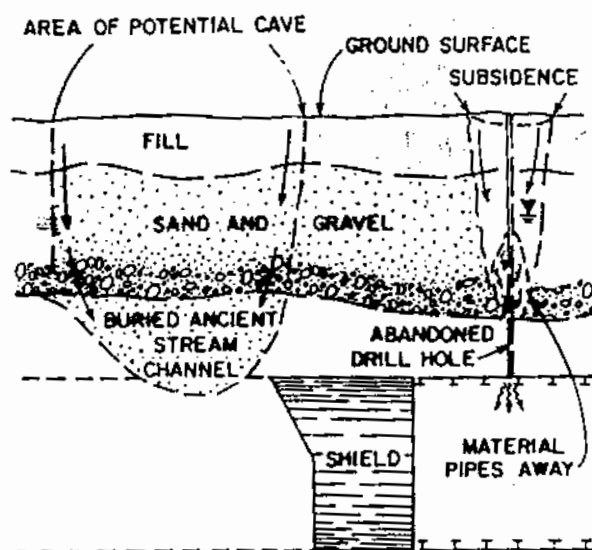
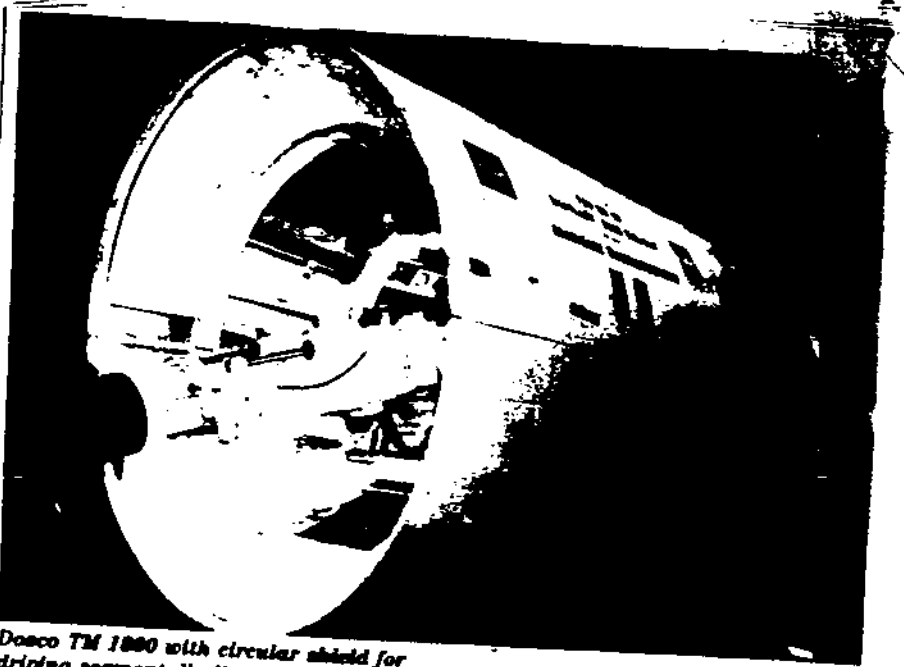


Figure 3.—Potential for cave-in or ground subsidence is high when shield encounters sandy buried ancient stream channel or unfilled drill holes permit water inflow which results in piping of ground.

## ROADHEADERS

- Ευκινησία
- Μη κυκλική διατομή σήραγγας
- Ευαίσθητο όμως στη σκληρότητα της βραχώμαζας.  
Ορια μεταβαλλόμενα:
  - αντοχές μικρές αν συμπαγής. (π.χ. 35 MPa)
  - αντοχές μεγάλες αν σχιστώδη ή διακλασμένα πετρώματα (π.χ. 140 MPa).
  - Συνήθως μέχρι 65 MPa.

ROADHEADERS



7  
he'artifa

*Doaco TM 1000 with circular shield for driving segmentally lined tunnels.*

*General purpose Doaco MD 1000.*



# T B M

## ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

1. Συνεχής λειτουργία.
2. Υψηλές ταχύτητες προχώρησης.
3. Αξιόπιστες προβλέψεις ολοκλήρωσης (σε καλά εκτιμώμενες γεωλογικές συνθήκες).
4. "Ηρεμη" λειτουργία - μειωμένες δονήσεις.
5. "Ηπια" εκσκαφή: περιορισμένες υπερσκαφές, οικονομικότερα συστήματα αερισμού.
6. Μειωμένη διαταραχή στη βραχόμαζα. Μικρότερα φορτία οροφής και απαιτήσεις υποστήριξης.
7. Ευκολώτερη αποκομιδή προϊόντων εκσκαφής - Επαναχρησιμοποίηση ως αδρανή ή υλικά οδοποιίας.
8. Ομοιόμορφη διατομή σήραγγας → τυποποίηση υποστήριξης.
9. Αυξημένη ασφάλεια των εργαζομένων.
10. Ολιγάριθμο προσωπικό (5-12/βάρδια).

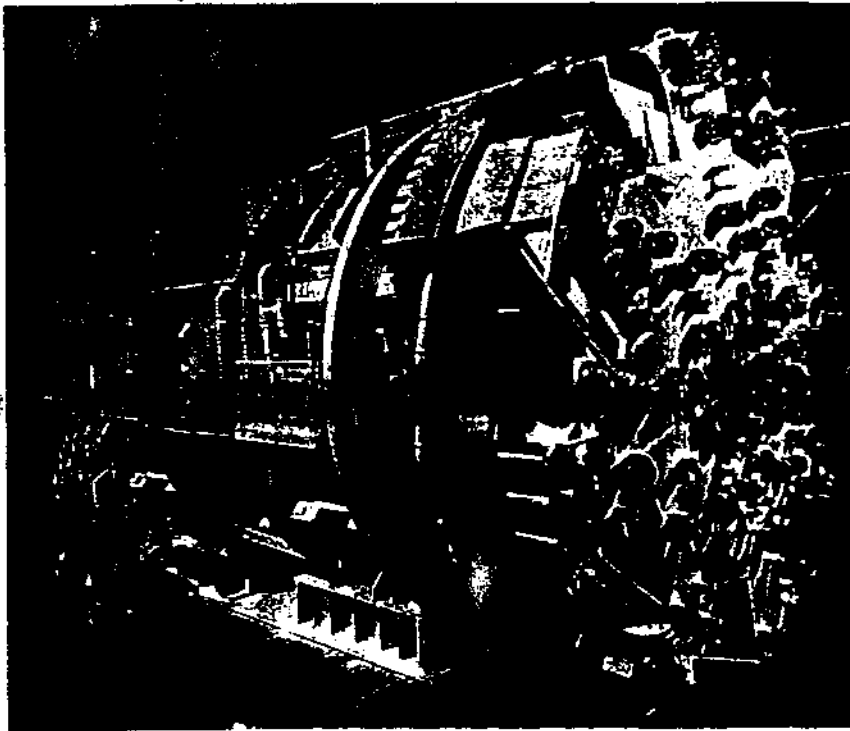
# T B M

## ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ

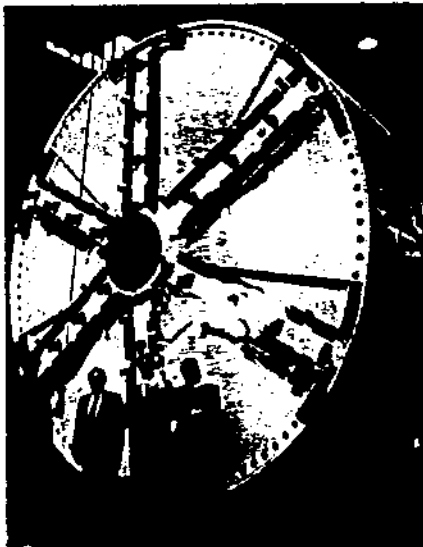
1. Αρχικό κόστος επένδυσης υψηλό.  
(Σήμερα μειωμένο λόγω ανακατασκευής μηχανημάτων)
2. Μακρύς χρόνος παράδοσης
3. Μακρύς χρόνος προετοιμασίας
4. Περιορισμένες δυνατότητες για μετατροπές → μειωμένη προχώρηση σε δυσμενείς γεωλογικές καταστάσεις (σήμερα με ρυθμιζόμενη πίεση αντιμετωπίζονται "μικτά" γεωλογικά μέτωπα).
5. Κίνδυνος νεκρών χρόνων λειτουργίας → μεγάλες συνέπειες για τους χρόνους ολοκλήρωσης.
6. Κυκλική διατομή μόνο - Όχι αλλαγή διαμέτρου.
7. Περιορισμένη οριζόντια ακτίνα καμπυλότητας (100 - 125 m για ανοικτή TBM / 225-300 για ασπίδες). Σήμερα και αρθρωτά.
8. Δυσκολίες εγκατάστασης υποστήριξης στο μέτωπο → Δυσκολίες σε συνθλιβόντα ή καταρρέοντα υλικά.
9. Μικρές ταχύτητες σε πολύ σκληρά πετρώματα.
10. Προβλήματα σε αιφνίδιες εισροές νερού αν δεν έχει γίνει ειδική πρόβλεψη.

Απαγορευτικά στοιχεία για μικρά μήκη σφράγγων

↓ ΤΒΜ ⇒ ΕΚΑΤΟ ΤΕΤΡΩΝΑ



(a)

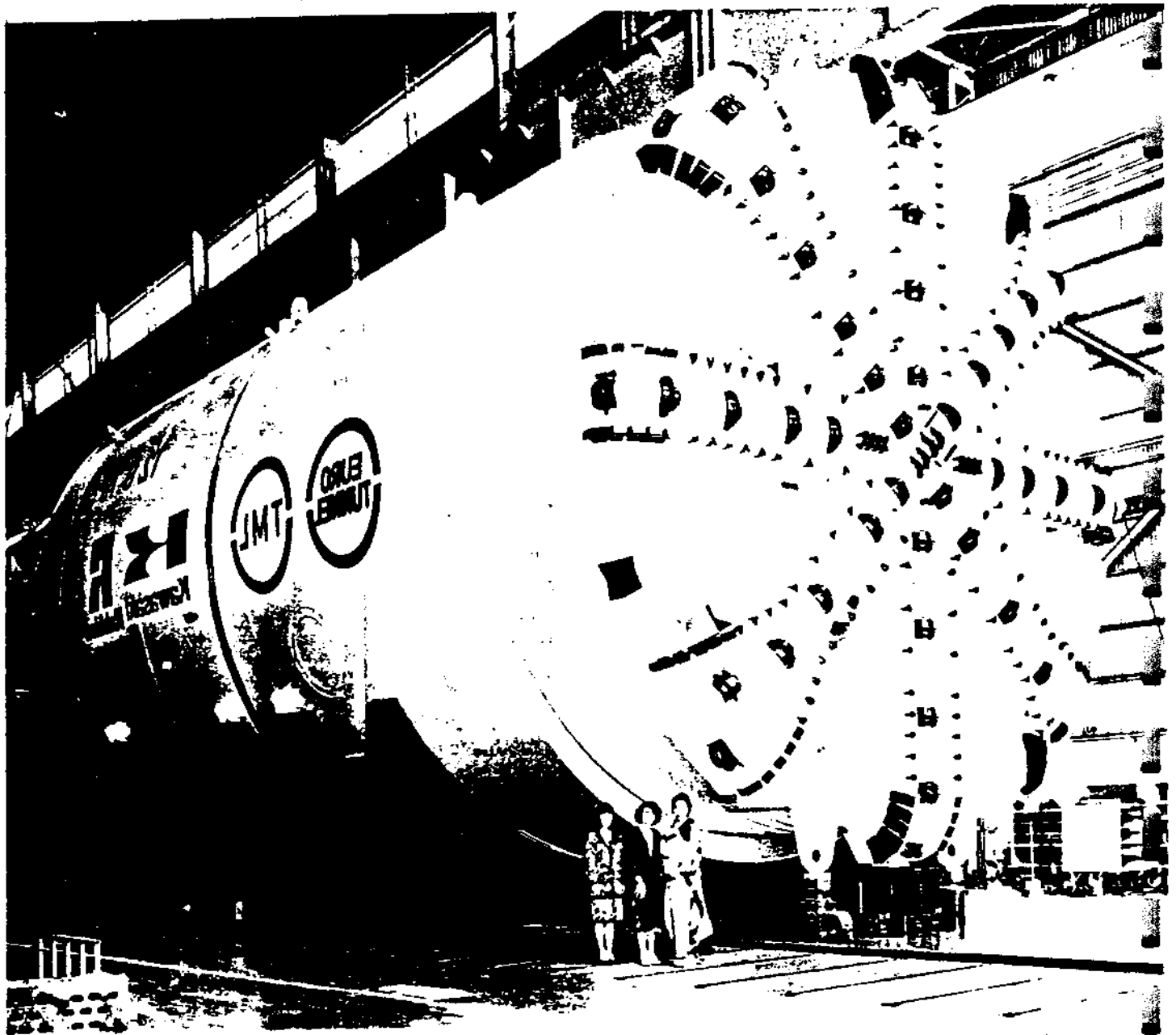


(b)

⇒ ΑΣΤΙΑ (ΜΕ ΟΥΡΟ-  
ΤΥΠΗ ΚΟΠΗ) ⇒

Figure 15.3 Full-face tunnel-boring machines. (a) 9.83-m-diameter Atlas Copco—Jarva hard rock TBM armed with disk cutters. This machine, weighing 900 t, bored a 7.7-km section of the TARP project through the Chicago limestone bedrock. Advance rate averaged 28.4 m/day in the last 2.5 km. (b) Typical soft rock boring machine, fully shielded and armed with chisel and pick cutters. (Courtesy of Louis Tunnel Equipment Inc., Toronto.)

⇒ ΜΑΛΑΚΑ ΤΕΤΡΩΝΑ  
— ΕΔΑΦΗ



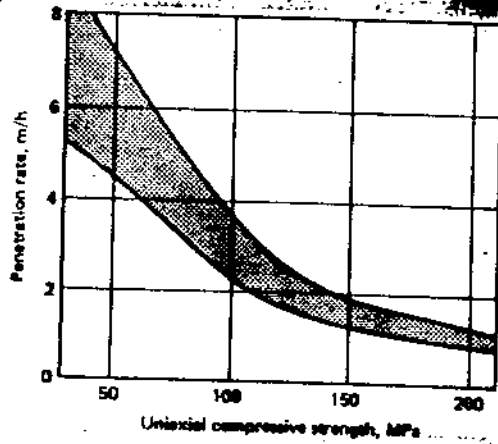


Figure 15.8 Penetration rate for typical full-face TBM as a function of rock strength.

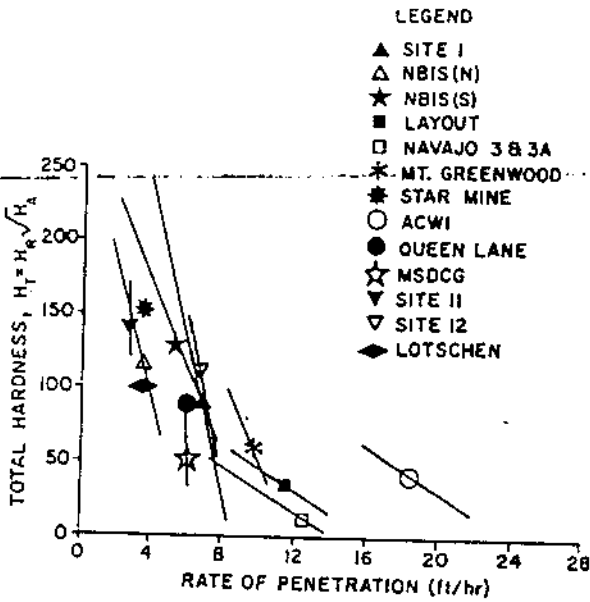


Figure 8.—Relationship between total hardness and TBM penetration rates for 13 sites. Only the regression lines are shown with the average values for each site (after Tarkoy, 1975).

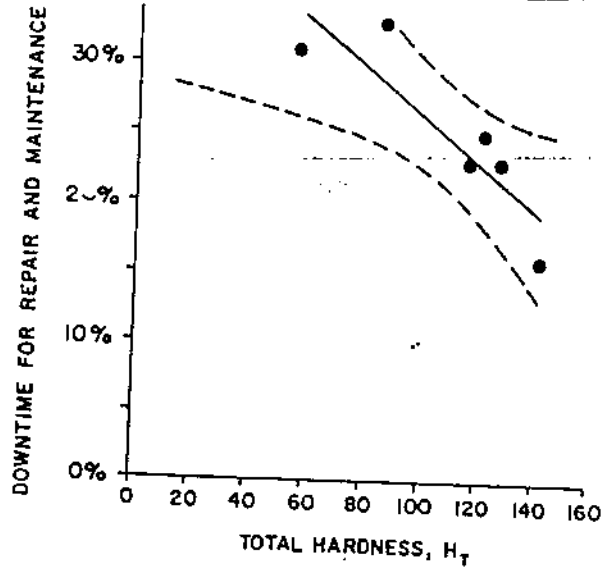


Figure 9.—Correlation between total hardness and TBM repair and maintenance (Tarkoy, 1979; personal files).

Figure 1. Costs and tunnel lengths for three tunnelling methods

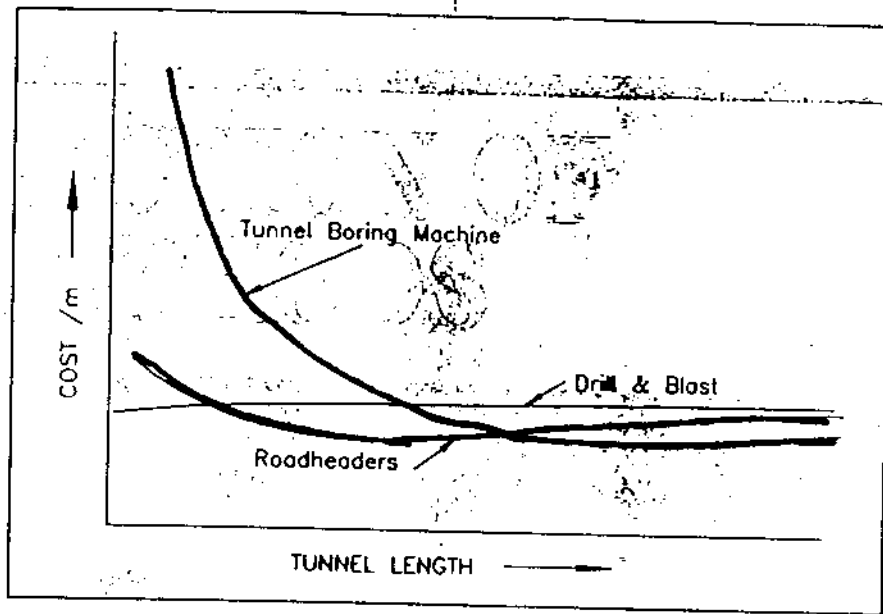


Table 3. TBM performance influences and potential tunnelling rates, after Parkes<sup>15</sup>

1288

TBM performance influences: Factor	Comments
1. Ground conditions	Geology, rock properties and groundwater.
2. Tunnel design	Tunnel dimensions — diameter and length.
3. Local practices	Labour regulations, working hours.
4. Management policies	Labour, TBM usage, planned maintenance, back-up systems.
5. Machine capability	Thrust, power, torque, disc diameter, provision of support.

Best TBM tunnelling rates from 65 tunnels in USA, Europe, Australia and South Africa:

Diameter (m)	TBM best advance rates (m/h)
2	1.0
4	1.9
5.5	1.55
8.6	1.0
9	0.95
11.5	0.7

TBM performance potential: Rock category	Projected performance (m/h)
Hard rock	2.5
Soft rock	5.1

Πίνακας 1.6. Παράγοντες που επηρεάζουν τον τρόπο εκσκαφής ενός Υπόγειου Έργου (Sinha, 1989)

Παράγοντας	Συμβατική μέθοδος* (εκρηκτικά)	TBM**	Roadheaded*** Roadheader
Ανατίναξη τεμαχίων πετρώματος και δημιουργία ωστικού κύματος.	ΝΑΙ Μειώνονται με τη σταδιακή καθυστέρηση των εκρήξεων (delay time)	ΟΧΙ	ΟΧΙ
Μέσος ρυθμός προχώρησης για μέσου μεγέθους σήραγγα	10 μέτρα την ημέρα	30 μέτρα την ημέρα	14 μέτρα την ημέρα
Δειγματοληπτικές Γεωτρήσεις	Οχι πολύ σημαντικές	Πολύ σημαντικές	Μέσης σημαντικότητας
Εκσκαφή παγετωδών αποθέσεων με κροκάλες (Τιλλίτες)	Δύσκολη η διάτρηση αλλά η μέθοδος είναι αποτελεσματική	Δυσκολίες όταν υπάρχουν μεγάλες κροκάλες. Για τιλλίτες συνήθως ικανοποιητική	Μικρές δυσκολίες όταν υπάρχουν κροκάλες. Για τιλλίτες ικανοποιητική
Εκσκαφή αργιλικών <i>Παρεμβούν</i> σε σκληρό πέτρωμα (clay gauges)	Οχι ιδιαίτερη δυσκολία	Πολλή μεγάλη δυσκολία χειρισμού της μηχανικής	Μικρή δυσκολία
Θλιπτική αντοχή πετρώματος	Ανεξάρτητα	Δεν είναι αποτελεσματική για πέτρωμα με αντοχή μεγαλύτερη των 270MPa	Δεν είναι αποτελεσματική για πέτρωμα με αντοχές μεγαλύτερες των 100MPa
Δυσκολίες κατά την κατασκευή λόγω αστάθειας εδάφους	Σημαντικές σε κακής ποιότητας εδάφη. Πολλή δύσκολη αντιμετώπιση	Μικρές. Ικανοποιητική η αντιμετώπιση	Μέσες ως σημαντικές. Δύσκολη αντιμετώπιση
Ακτίνα καμπυλότητας της σήραγγας	Μεγαλύτερη των 30m. Δυσκολίες στην απομάκρυνση των υλικών εκσκαφής	Μεγαλύτερη των 200m περίπου. Δυσκολίες λειτουργίας της μηχανής	Εφαρμόζεται και σε μικρές καμπυλότητες. Δυσκολία μόνο στην απομάκρυνση των υλικών εκσκαφής

ε. μ.

Τ. Β. Μ

R/H

Μεταβολές ποιότητας εδάφους	Όχι σημαντικό πρόβλημα	Πολύ ευαίσθητο	Όχι ιδιαίτερο πρόβλημα
Διάνοιξη διατρημάτων	Πολλή ευαίσθητη στην ποιότητα του εδάφους	Δεν απαιτείται	Δεν απαιτείται
Ποσότητα σκόνης	Πολλή μεγάλες ποσότητες	Ελάχιστη	Λίγη
Διερευνητικές γεωτρήσεις	Δεν υπάρχει πρόβλημα	Χρειάζεται ειδικά σχεδιασμένη μηχανή	Δεν υπάρχει πρόβλημα
Ρήγματα	Χρειάζεται προσοχή. Δυσκολίες στην υποστήριξη αλλά όχι στην εκσκαφή	Δεν μπορεί να διατρήσει ρηξιγενείς ζώνες πλάτους μεγαλύτερου των 10m. Ζώνες 1m-10m με μεγάλη δυσκολία εκσκαφής	Μέση δυσκολία
Βαθμός ευελιξίας	Πολύ μεγάλος	Πολύ μικρός	Μέσος
Συνθήκες μαλακού (ρέοντος) εδάφους (flowing ground)	Ακατάλληλη	Απαιτούνται ειδικά σχεδιασμένες μηχανές	Ακατάλληλη
Εκκλιση αερίων μέσα στη σήραγγα	Πολύ δύσκολη η εφαρμογή της	Δύσκολη η εφαρμογή της	Μέση δυσκολία
Κλίση σήραγγας	Για κλίσεις μικρότερες των 13°	Καλή για κλίσεις μικρότερες των 6°. Ειδικές μηχανές για κλίσεις μέχρι και 20°	Για κλίσεις μικρότερες των 6°
Προβλήματα υπόγειων νερών	Μπορούν να ελεγχθούν εύκολα	Πολύ δύσκολα να ελεγχθούν	Ελέγχονται
Αρχικό κόστος	Μέσου ύψους	Πολύ υψηλό. Λόγος ολικού κόστους, κόστος μηχανής 15 με 20	Μέσου ύψους
Βοήθεια εκσκαφής με jet νερού	Δεν απαιτείται	Απαιτείται για σκληρά πετρώματα αντοχής μεγαλύτερης των 250MPa	Απαιτείται για πετρώματα αντοχής μεγαλύτερης των 100MPa

Σ.Μ

Τ.Β.Μ

R/H

Απαιτούμενος χρόνος για έναρξη εκσκαφής	Ενας μήνας περίπου	Από 3 μέχρι 18 μήνες για την παραλαβή της μηχανής	Ενας μήνας περίπου
Μήκος σήραγγας	Ανεξάρτητα μήκους	Συνήθως όχι μικρότερο των 3km	Μικρότερο των 3 km
Μηχανοκίνηση	Όχι πολλή μεγάλη	Σε μεγάλο βαθμό	Μέσου βαθμού
Εκσκαφή μικτού μετώπου (σκληρού-μαλακού πετρώματος)	Όχι ιδιαίτερη δυσκολία (πολύ ευέλικτη)	Πολλή δύσκολη (ελάχιστα ευέλικτη)	Όχι ιδιαίτερη δυσκολία
Βαθμός τεμαχισμού του πετρώματος	Ελέγχεται από τον τύπο και την ποσότητα των εκρηκτικών και τη διάταξη των διατηρημάτων	Ελέγχεται από τον τύπο της κοπτικής κεφαλής, τη δύναμη ώθησης, την απόσταση και τη διάταξη των κοπιδίων	Ελέγχεται από τον τύπο και την απόσταση των κοπιδίων.
Έλεγχος της διεύθυνσης εκσκαφής	Όχι ιδιαίτερα σημαντικός	Πάρα πολύ σημαντικός	Μέτριας σημαντικότητας
Απομάκρυνση υλικών εκσκαφής (mucking)	Πολύ ευέλικτη. Διάφοροι μέθοδοι. (συρμός, φορτηγά, ταινία, κ.λ.π)	Απαιτείται ταπεία για τη μεταφορά των υλικών από το μέτωπο στο πίσω μέρος της μηχανής. Μετά συρμός, αυτοκίνητο κ.λ.π.	Απαιτείται ταπεία και ειδική βραχίονες για τη μεταφορά των υλικών εκσκαφής από το μέτωπο στο πίσω μέρος της μηχανής. Από εκεί με συρμό ή φορτηγά.
Εκσκαφή με πολλά ανοίγματα (γρίφου) (Multidrill).	ΝΑΙ	ΟΧΙ	Δύσκολο
Χαλάρωση του περιβάλλοντος εδάφους	Πολύ μεγάλη. Εξαρτάται από το είδος και την ποιότητα των εκρηκτικών	Μικρή	Μέση
Επίπεδο θορύβου	Πολύ μεγάλο κυρίως κατά την έκρηξη	Μικρό	Μέσο
Αριθμός κατασκευαστών ανά τον κόσμο	Μεγάλος	Μικρός 6-7 στον κόσμο	Μικρός 6-7 στον κόσμο

Σ.Μ.

Τ.Β.Μ.

R/H

Μερική εκσκαφή μετώπου (αναβαθμοί)	Πάντοτε δυνατή	Αδύνατη	Δυνατή σε ορισμένες περιπτώσεις
Προσέγγιση εισόδου σήραγγας	Όχι ιδιαίτερα σημαντική	Πάρα πολλή σημαντική λόγω του μεγάλου μεγέθους της μηχανής	Σημαντική
Προσταθεροποίηση και στεγανοποίηση του εδάφους	Όχι δύσκολη	Πολλή δύσκολη εκτός αν η μηχανή είναι ειδικά σχεδιασμένη	Όχι πολύ δύσκολη
Χρονική διάρκεια εκσκαφής	Σε κύκλους (Διάτρηση, γόμωση, έκρηξη, απομάκρυνση υλικών, κ.λ.π)	Συνεχής	Συνεχής
Η πρόοδος εξαρτάται από	το μήκος και τη διάταξη των διατρημάτων. Από το είδος και την ποιότητα του εκρηκτικού	Τη σκληρότητα και την ομοιογένεια του πετρώματος. Τη ροπή, την ισχύ, την ταχύτητα περιστροφής το βάρος και το είδος των κοπιδίων της μηχανής	Τη σκληρότητα και την ομοιογένεια του πετρώματος. Τη ροπή, την ισχύ, την ταχύτητα περιστροφής, το βάρος και το είδος των κοπιδίων της μηχανής.
Απαιτούμενος χρόνος αυτούποστήριξης εδάφους	Τουλάχιστο τρεις ώρες	Μηδέν. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί αέρας ή πολτός υπό πίεση στο μέτωπο.	Τέσσερις ώρες περίπου
Μήκος κύκλου	Περίπου 4m	Συνεχής διάτρηση	Συνεχής διάτρηση
RQD	Κατάλληλες για όλα τα RQD	Όχι κατάλληλη για πετρώματα με RQD μεταξύ 25% και 45%	Κατάλληλη για όλα τα RQD
Συνθήκες αμινών περιεχομένου εδάφους (Running ground)	Ακατάλληλη εκτός αν το έδαφος υποστεί προσταθεροποίηση (grouting)	Απαιτούνται ειδικά σχεδιασμένες μηχανές	Ακατάλληλη

Σ.Μ.

Τ.Β.Η.

R/H

Συνθλιβον υγρού (squeering ground)	Μικρές δυσκολίες	Σημαντικές δυσκολίες χρειάζονται ειδικά κοπτικά για να μην κολλά η μηχανή	Μικρές δυσκολίες
Διατομή σήραγγας	Οποιαδήποτε	Μόνο κυκλική (εκτός τις ειδικά σχεδιασμένες μηχανές)	Κυκλική, πεταλοειδής,τροπο- ποιημένη πεταλοειδής
Μέγεθος σήραγγας	Οποιοδήποτε μέγεθος. Για μεγάλα ανοίγματα μέθοδος αναβαθμίδων (Benches)	Σύγχρονες μηχανές από 2m μέχρι 15m διάμετρο	Εξαρτάται από το μήκος του βραχίονα. Γενικά μεταξύ 2m και 5m, χωρίς αναβαθμούς ,μεγαλύτερα με αναβαθμούς.
Ιλυο-αμμώδη εδάφη (χαλαρά)	Ακατάλληλη	Κατάλληλη με ειδική ασπίδα (δακτύλιο)	Ακατάλληλη
Προβλήματα αυτοϋποστήριξης εδάφους	Οχι σημαντικά	Πολύ σημαντικά. Χρειάζεται ειδική αντιμετώπιση	Οχι σημαντικά
Προβλήματα ευθυγράμμισης	Μικρά ως καθόλου	Σημαντικά. Εξαρτάται από τις συνθήκες του εδάφους. Αποκλίσεις συνήθεις	Μικρά ως καθόλου
Ανάγκη τοπογραφικής αποτύπωσης	Μεγάλη	Μικρή	Μέση
Ομοιομορφία της διατομής της σήραγγας	Οχι σημαντική. Μπορεί να υπάρχουν διασταυρώσεις, διακλαδώσεις κ.λ.π.	Εξαιρετικά σημαντική. Δεν επιτρέπονται διακλαδώσεις κ.λ.π.	Οχι σημαντική
Χρήση οργάνων,μηχανημά- των	35%	40%	60%
Εκκαφή πολλή στριφρής αργίλου	ΝΑΙ	Χρειάζονται ειδικά κοπίδια και ασπίδα	Ακατάλληλη
Δονήσεις	Πολλές κατά τις εκτινάξεις	Μικρού μεγέθους	Σημαντικές

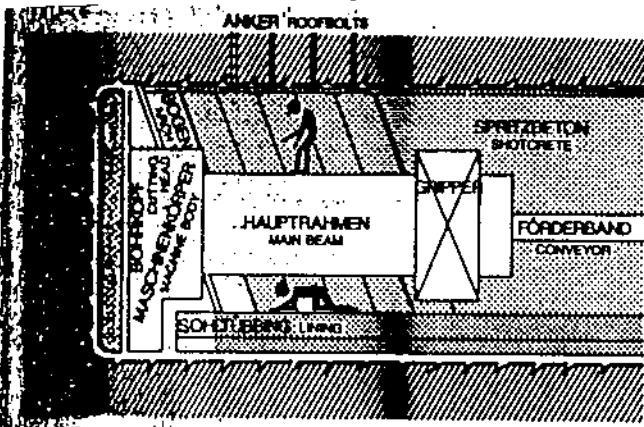


Fig. 2: TBM with immediate support behind the head.  
 Bild 2: TBM mit vorgezogener Sicherung

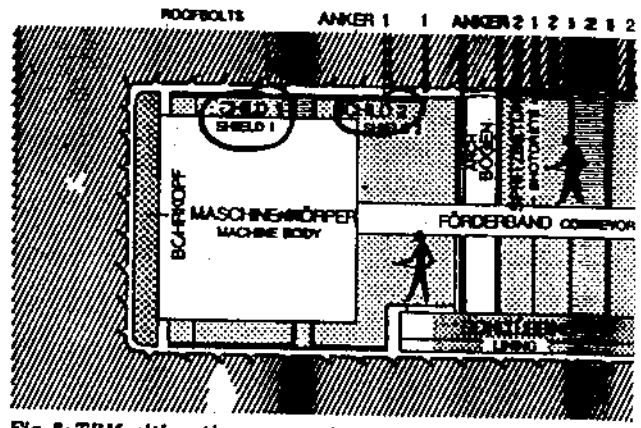


Fig. 3: TBM with active telescopic shield.  
 Bild 3: TBM mit aktivem Teleskopschild

ΕΕ ΤΕΡΑΙΑ ΥΨΗΛΟΝ ΤΑΧΕΩΝ  
 Η ΕΕ ΕΥΝΟΙΣΙΟΝ ΤΕΤΡΟΜΑ

ΕΛΛΗΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

# ΕΛΛΑΔΑ

## ΟΙ ΜΗ "ΦΙΛΙΚΕΣ" ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

### ΦΥΣΗ ΥΛΙΚΟΥ

- Καρστικοί ασβεστόλοφοι
- "Ασθενείς βράχοι" → φλύσχης
- Μολάσσειες, νεογενή
- Αποσαθρωμένα πετρώματα (π.χ. οφιόλιθοι)
- συντεντριμένες μάζες

### ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

- Λεπτοπλακώδεις σχηματισμοί
- Παρεμβολές πολύ ασθενών υλικών
- Εντονα διακλασμένες βραχώμαζες
- BIMROCK\* (melanges, τεκτονικά λατυποπαγή, χασοτικά συστήματα, κ.λπ.)

### ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

- Σύνθετη αλπική γεωμετρία συχνών αλλαγών
- Ρηγματογενής νεοτεκτονική γεωμετρία

### ΕΝΤΑΤΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ

- Σεισμική επικινδυνότητα
- Ενεργά ρήγματα
- Τεκτονικοί ερπυσμοί
- Εκτόνωση τάσεων

\* Block in matrix

# LITHOLOGY : MAIN FEATURES

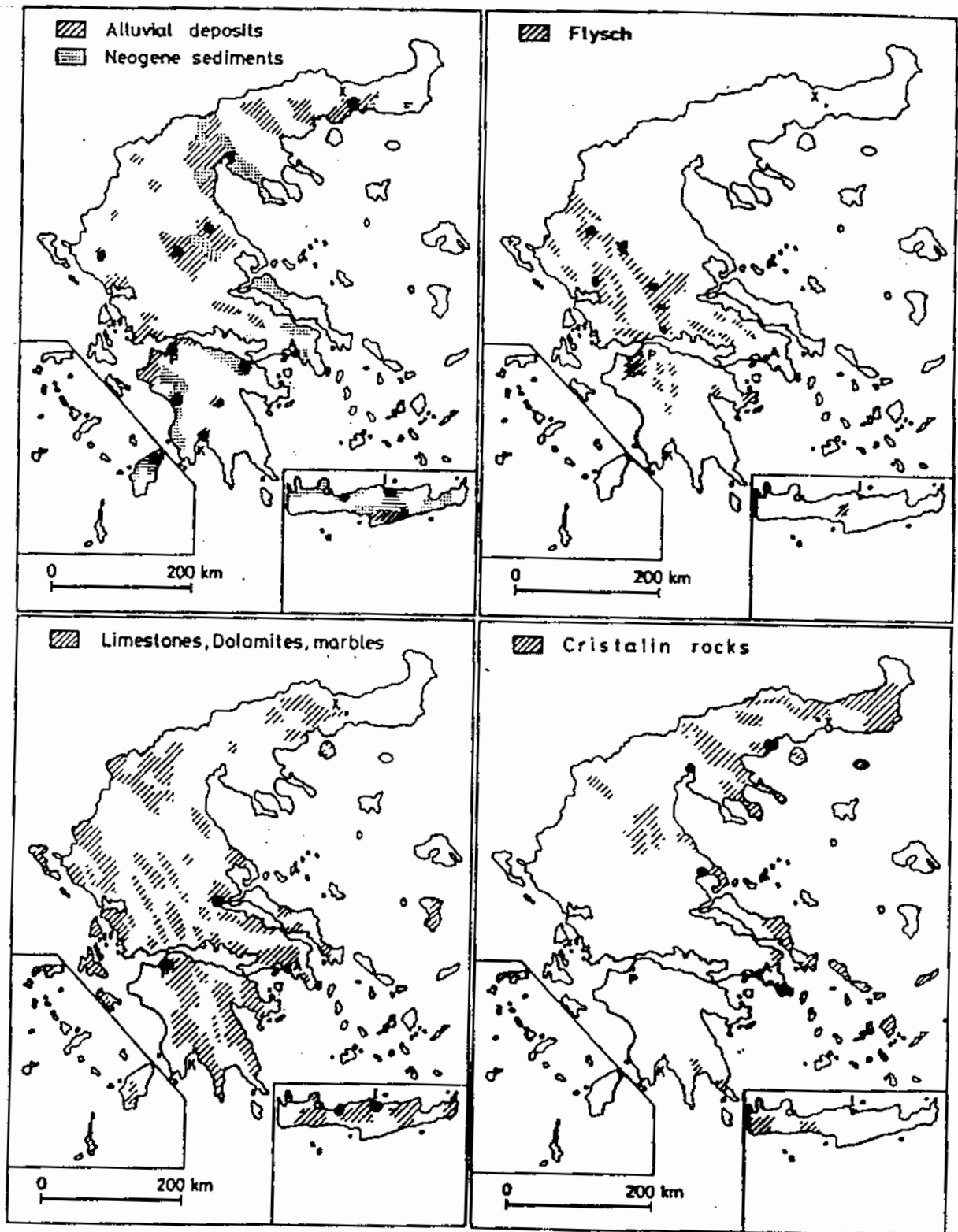


Fig. 7. Distribution of the Main geological formations in Greece.

A: Athens, P: Patras, X: Xanthi, I: Iraklio, K: Kalamata

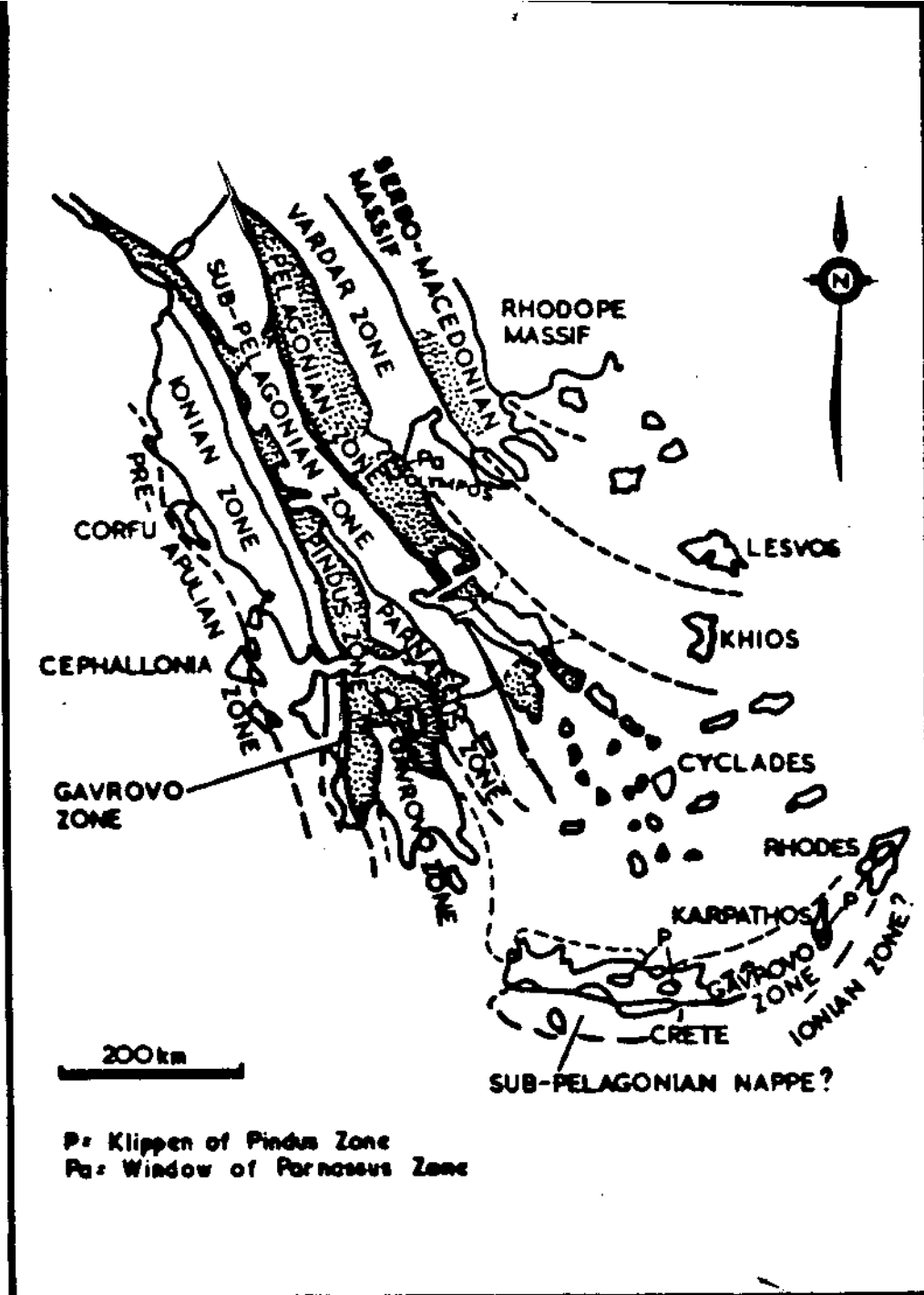


Fig. 18.9 Sketch-map of the main tectonic zones in the Hellenides (after Aubouin et al., 1982, by kind permission of Prof. Aubouin).

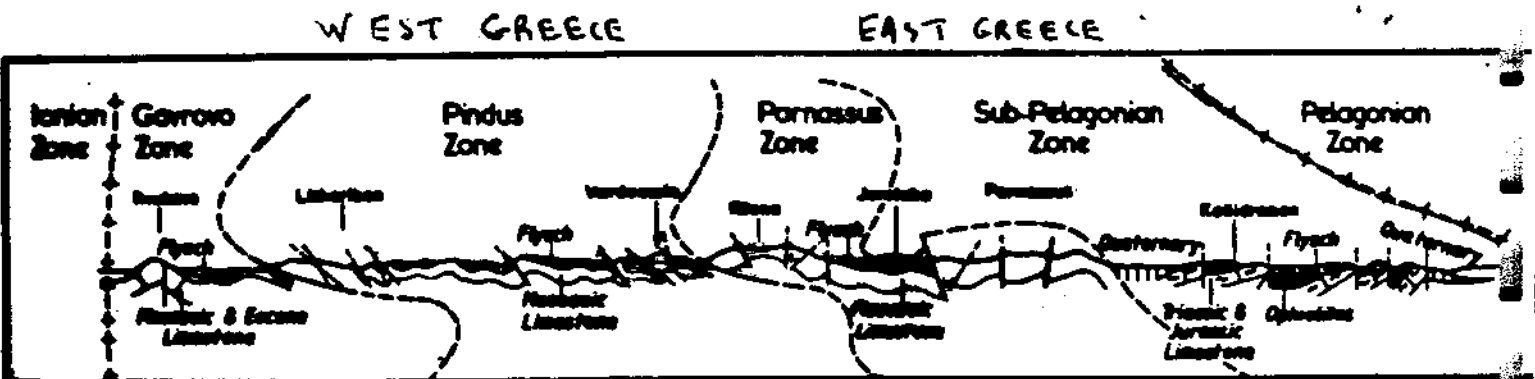


Fig. 18.10 Cross-section of the Hellenides (after Aubouin et al., 1982, by kind permission of Prof. Aubouin).



- ① Σερβομακεδονική μάζα (ζώνης Ροδόπης)  
 ② Ζώνη 'Αξιού.  
 ③ Πελαγονική ζώνη.  
 ④ Υποπελαγονική ζώνη.  
 ⑤ Ζώνη Πίνδου.  
 ⑥ Ζώνη Γαβρόβου.  
 ⑦ Ζώνη 'Ιόνιος.  
 ⑧ Ζώνη Παξών.

+++ : προαικικά μεταμορφωμένα πετρώματα

// : μάρμαρα

~ : φυλλίτες

γγγ : έβακορύτες (γύψου)

■ : ιδριόλιθου

□ : φλύσχης

□ : μολάσσα

Οι άλλοι συμβολισμοί : άσβεστόλιθοι (κυρίως), άργιλικού σχιστόλιθοι και άλλα έζηματογενή πετρώματα.

#### Σχ.4. Τομή των 'Ελληνίδων

( 'Από AWBOUIN, J.-Bulletin Societé Géologique de France, 15, 1

Σημείωση: 'Ο 'Όλυμπος φέρεται ότι είναι συνέχεια των πετρωμάτων της 'Ηκείρου (ζώνη Γαβρόβου) και προβάλλει μέσα από τό τεκτονικό κόλυμμα της Πίνδου (ζώνη Πίνδου) και της Πελαγονικής και 'Υποπελαγονικής ζώνης. (τεκτονικό παράθυρο).

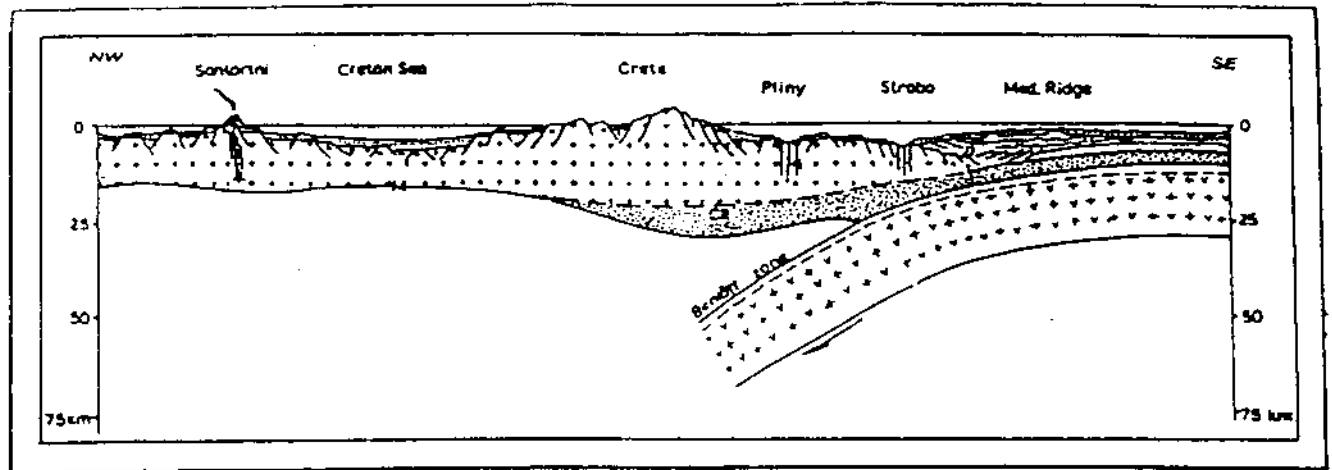
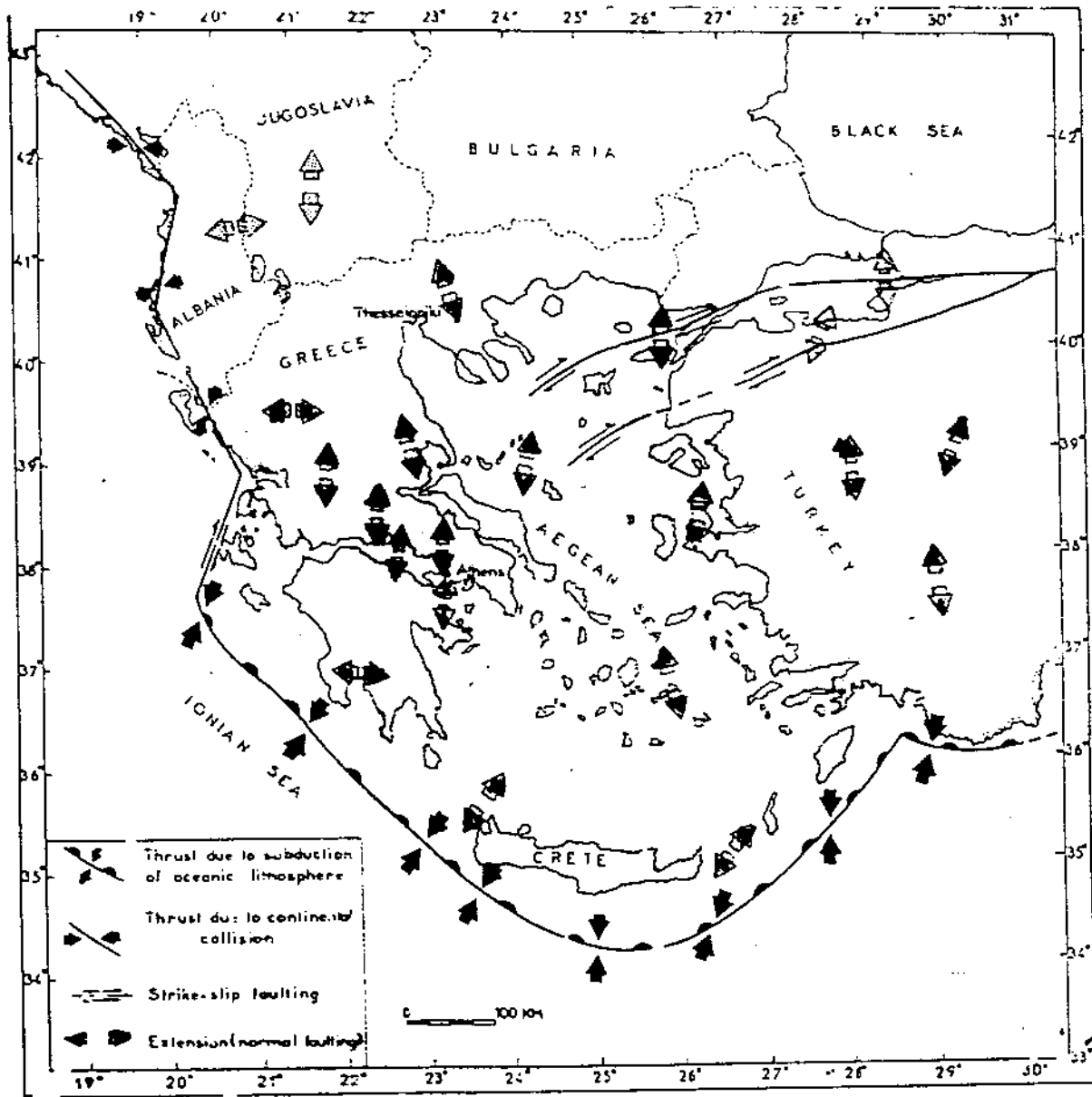
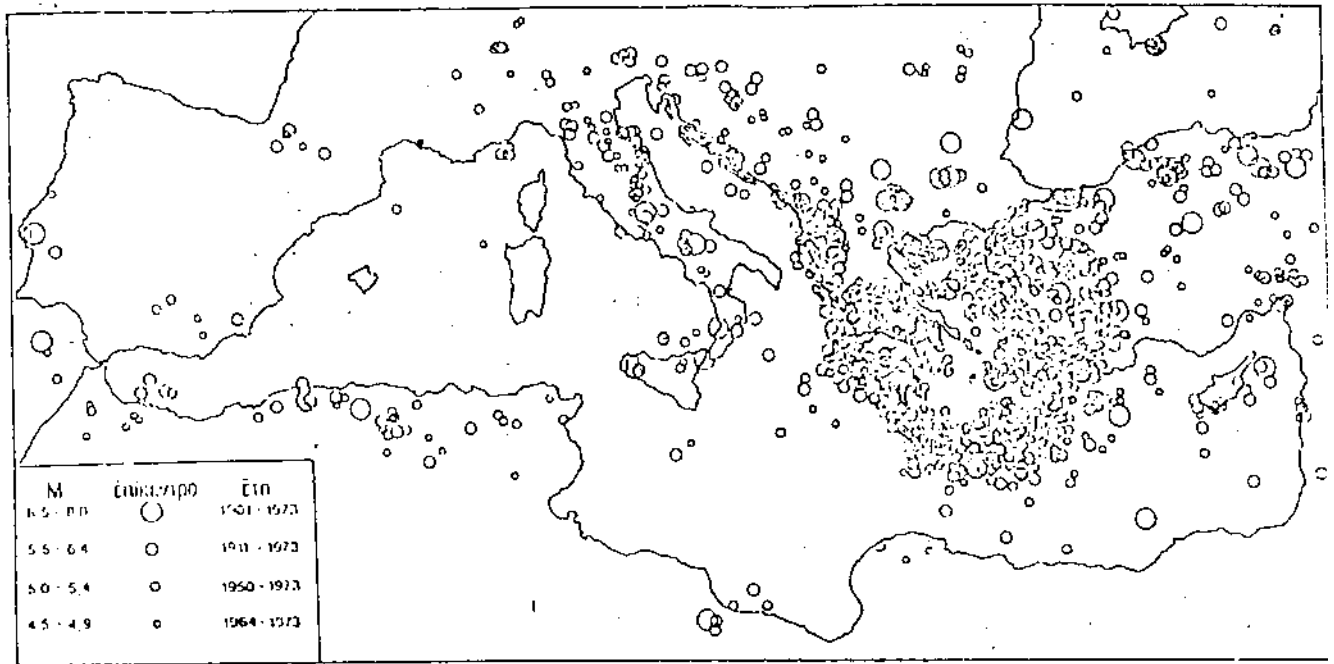


Fig. 1. Profile across the south Aegean region, illustrating the underthrusting of the oceanic or thinned continental African lithosphere beneath the stretching Aegean continental crust. The Moho-discontinuity is in a relatively elevated position beneath the Cretan Sea because crustal attenuation is highest in this area. Note the effect of the southern termination of the Aegean continental margin, which is dissected by penetrative fault zones defining the Pliny and Strabo trenches, on the deformation and offscraping of sediments from the lower plate. Underthrust sediments are either subcreted to form a crustal root (CR) or dragged to deeper levels with the lower plate (Peters 1985).



Σχ. 7.2. Κύριες σεισμοτεκτονικές ιδιότητες του χώρου του Αιγαίου και των γύρω περιοχών (Parazachos et al. 1986).



Σχ. 6. Χάρτης επικέντρων επιφανειακών σεισμών οι οποίοι έγιναν στη Μεσόγειο και τις γύρω περιοχές τον είκοστό αιώνα.

#### Κατακόρυφη διανομή των σεισμικών έστιών στον ελληνικό χώρο

Οι έστιες των σεισμών στον ελληνικό χώρο βρίσκονται σε διάφορα βάθη, τα οποία κυμαίνονται από μηδέν σχεδόν μέχρι 180 χιλιόμετρα περίπου. Οι σεισμοί ενδιάμεσου βάθους ( $h > 60$  km) βρίσκονται κατά κύριο λόγο στο νότιο μέρος του βάθους αυτού και σχετίζονται με την τεκτονική βάση του τόξου του Νότιου Αιγαίου. Οι σεισμοί αυτοί έχουν τις έστιες τους πάνω ή κοντά σε μία άμφιθεατρική επιφάνεια, η οποία κλίνει από τη Μεσόγειο προς το Αιγαίο.

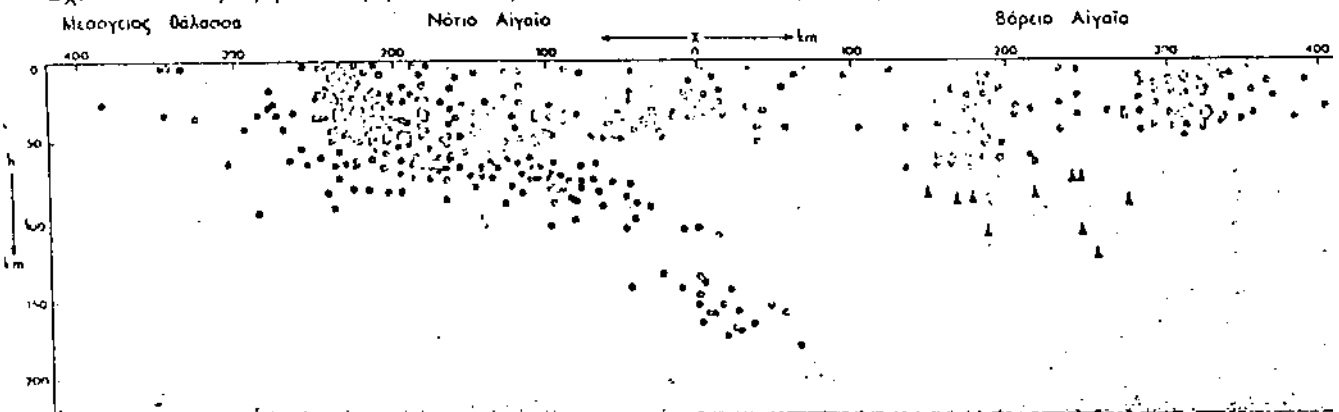
Τό σχήμα 7 είναι γραφική παράσταση του βάθους των σεισμικών έστιών σε συνάρτηση με την απόσταση των επικέντρων των σεισμών από το ήφαιστειακό τόξο του Νότιου Αιγαίου (Μέθυνα, Μήλος, Θήρα, Νίσυρος). Παρατηρούμε ότι υπάρχει μία ζώνη σεισμών ενδιάμεσου βάθους η οποία κλίνει από την Ανατολική Μεσόγειο προς το Αιγαίο

(Parazachos and Comninakis 1971).

Ζώνες σεισμών βάθους που παρουσιάζουν κλίση από τη θάλασσα προς την ήπειρο εμφανίζονται και σε άλλες περιοχές, όπως είναι τα νησιωτικά τόξα του Ειρηνικού Ωκεανού, και είναι γνωστές ως ζώνες Βενιόφφ. Οι ζώνες αυτές παρουσιάζουν μεγάλο ενδιαφέρον από γεωτεκτονική άποψη, γιατί παρατηρούνται σε περιοχές σύγκλισης δυό λιθόσφαιρικών πλακών και βρίσκονται στο καταδυόμενο τμήμα της ωκεάνιας πλάκας.

Έκτός από τους σεισμούς της ζώνης Βενιόφφ στο Νότιο Αιγαίο, υπάρχουν και ορισμένοι άλλοι σεισμοί ενδιάμεσου βάθους στο Βόρειο Αιγαίο. Έκφράστηκε η άποψη, ότι οι σεισμοί αυτοί δεχθούν την ύπαρξη μίας άλλης ζώνης Βενιόφφ στο Βόρειο Αιγαίο, της οποίας η σεισμική δράση σήμερα είναι άσθενής αλλά σε παλιότερη γεωλογική εποχή η ζώνη αυτή ήταν έντονα ενεργός (Parazachos and Papadopoulos 1977).

Σχ. 7. Κατακόρυφη διανομή των σεισμικών έστιών στον ελληνικό χώρο.



FAULT >

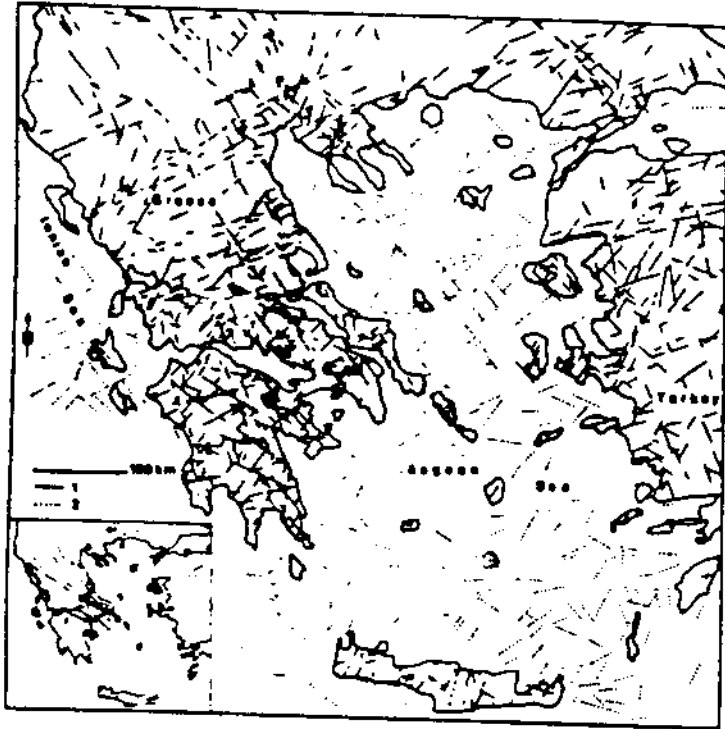


Fig. 1. The crustal fracture pattern of the Aegean region as mapped on a LANDSAT-mosaic and as deduced from bathymetric data. 1 = major linear structures on the LANDSAT-mosaic; 2 = structural trends of the seafloor morphology. The small map shows major structural trends of folding (after Jacobshagen 1976).



ΣΗΡΑΓΓΑ ΓΚΙΩΝΑΣ  
ΥΔΑΤΑΓΩΓΟΥ ΜΟΡΝΟΥ

# ΣΗΡΑΓΓΑ ΓΚΙΩΝΑΣ ΥΔΑΤΑΓΩΓΟΥ ΜΟΡΝΟΥ

## - ΤΟ ΚΑΡΣΤΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΓΚΙΩΝΑΣ

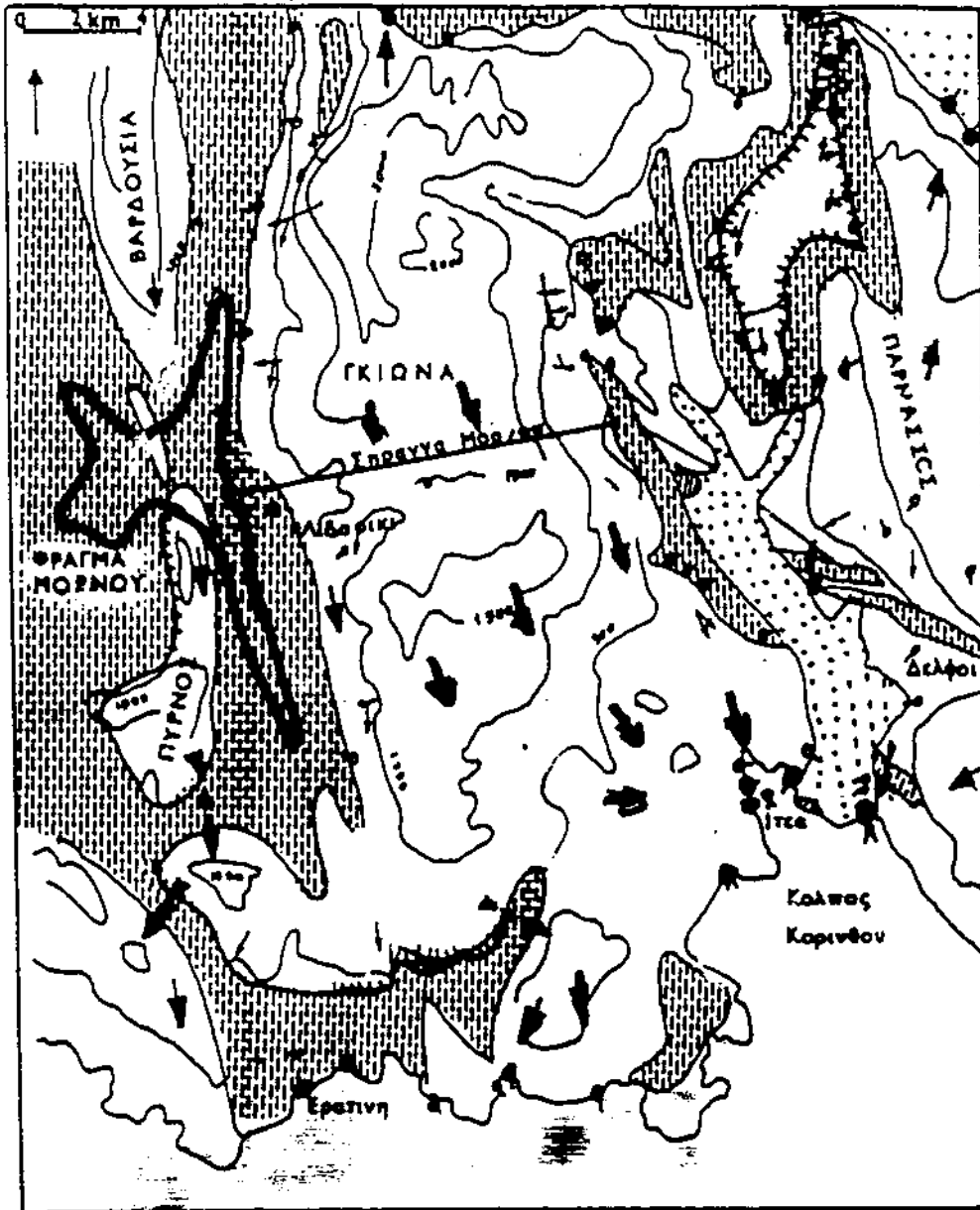
- ΜΟΡΦΕΣ
- ΠΗΓΕΣ

## - ΟΙ ΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΟΣ ΠΡΟΣ ΤΑ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ

## - ΤΟ ΥΠΟΓΕΙΟ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣ ΠΟΥ ΙΣΧΥΕΙ

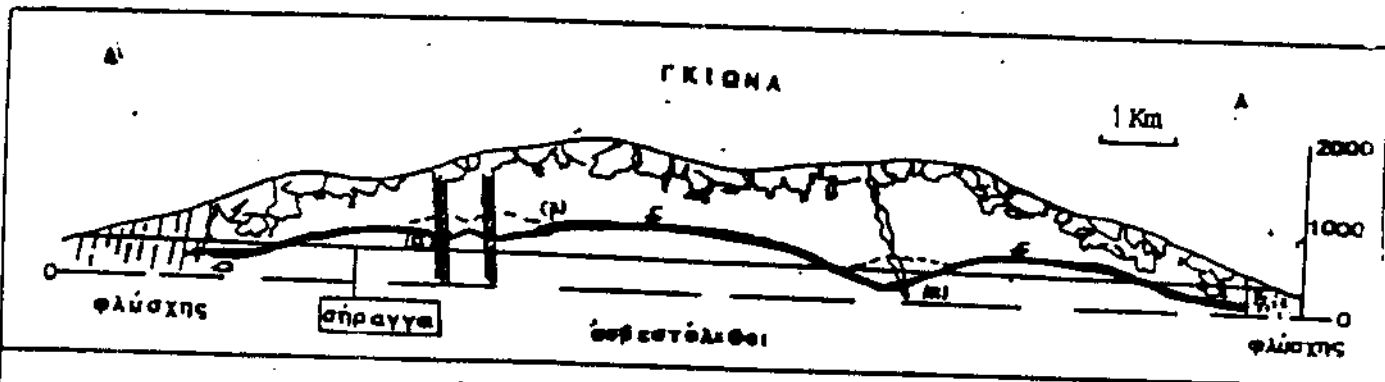
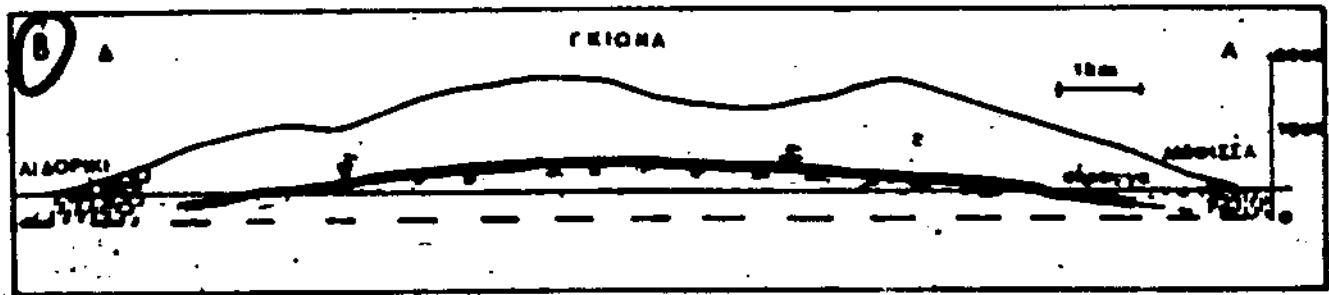
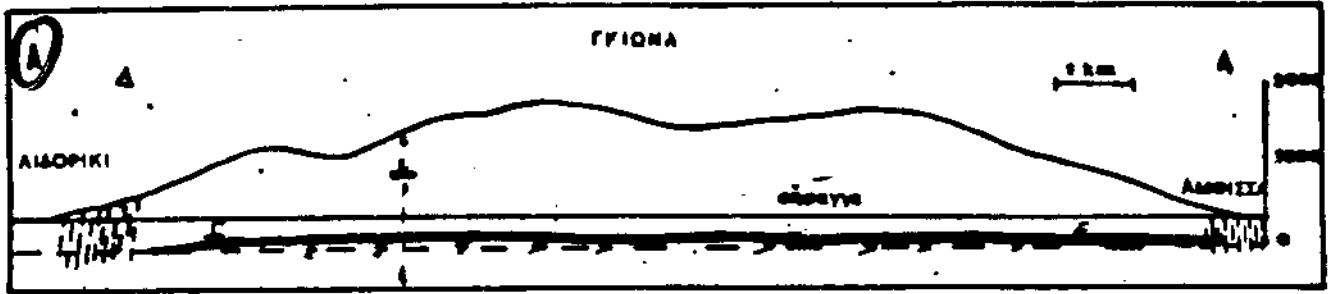
- Καρδιά βουνού με πολύ μικρή περατότητα
  - Ρόλος Παλαιογεωγραφικής εξέλιξης
- Εκλεκτικοί - Προνομιακοί αγωγοί αποστράγγισης

—Ζώνη Πύλου— —Ζώνη Παρνασσού-Γκιώνας







- κηγές κυρίας υπογειας ακοστραγγιζεως των ασβεστολιθικων μαζων (χαμηλότερα σημεία έπαφών)
- κηγές δευτερεύουσας ακοστραγγιζεως σε ύψηλότερα σημεία των έπαφών
- κύριες ροές ((κάτω από τό φλύσχη)
- δευτερεύουσες ροές
- έπαφή επικεύσεως (ο ασβεστόλιθος αν και καλύτερος βρύσκεται σαν κάλυμμα κάτω στό φλύσχη)
- ασβεστόλιθος      □ φλύσχη      □ άλλούβλια

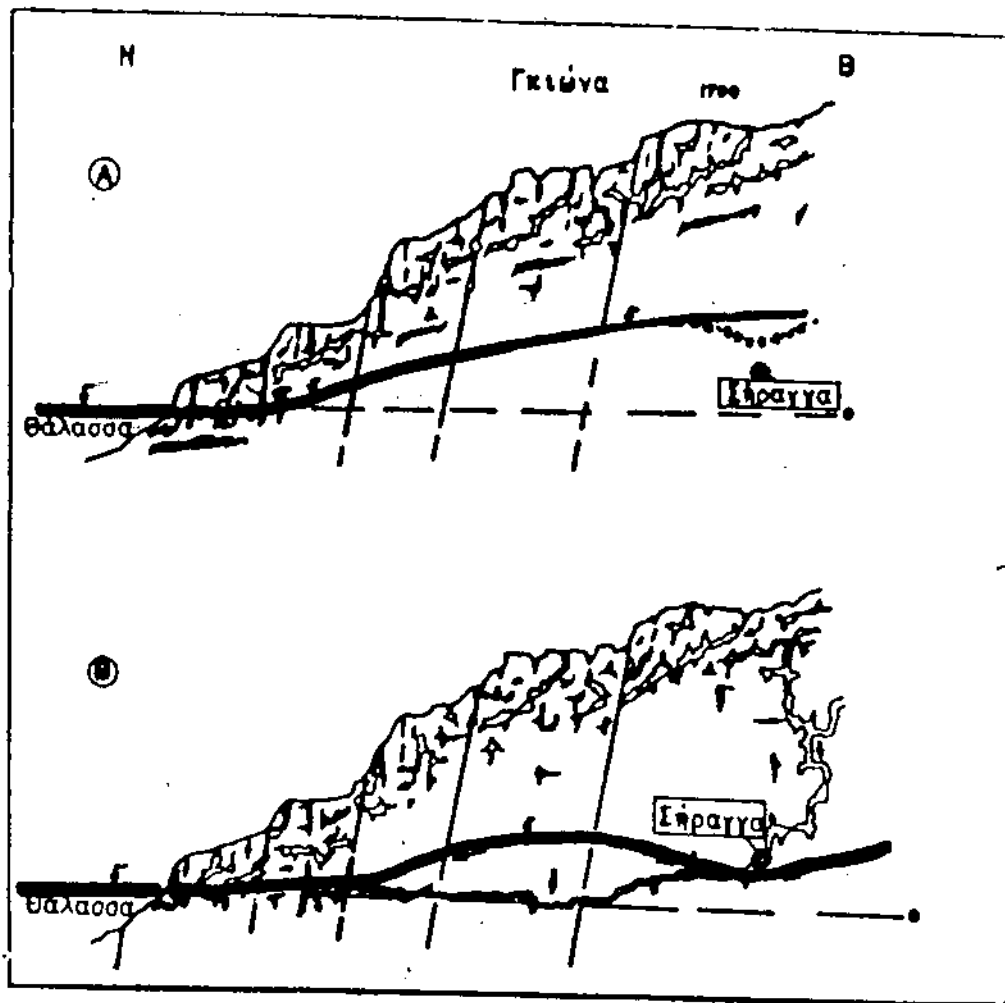
Σχ.41 Ύδρογεωλογικός χάρτης περιοχής Παρνασσού-Γκιώνας.



Σχ. 10. **ΥΠΟΓΕΙΟ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣ ΓΚΙΟΝΑΣ**

-  Ζώνη καρστικοποιημένου άβυσθόλιθου μέσης-μεγάλης περατότητας
-  άβυσθόλιθοι λεπτοδιακλασμένοι μόνο μικρής περατότητας
-  Ζώνη ρήγματος με άβυσθόλιθο μεγάλης περατότητας λόγω θρυμματισμού
-  έκλεκτικός καρστικός άγωγός βάθους
- (α) συνηθισμένη στάθμη
- (β) στάθμη ύψηλης τροφοδοσίας

Κατακόρυφες κλίμακες στή στάθμη ένδεικτικές



Σχ. 4

**ΥΠΟΓΕΩ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣΤΙΚΙΩΝΑΣ - ΕΓΚΑΡΣΙΩΣ ΤΟΜΕΣ**  
 Α: Γενική κατάσταση.  
 Β: Περίπτωση ανακτύξεως προνομαχού καρστικού αγωγού βάθους  
 : θέση επικέδου βάσεως του κυρίως καρσι  
 : υδροφόρος ορίζοντας - καρστικές λεπτών (μυημιών  
 : φορά κύριας κυκλοφορίας στη ζώνη μεταμειβάσιως του καρσι.  
 Κλίμακες ενδεικτικές. Καρστικές μορφές σχηματικές (Π. Ι. Λαρίνος, 1981).

## ΣΗΡΑΓΓΑ ΕΥΗΝΟΥ - ΜΟΡΝΟΥ

- Γεωμετρία Ζώνης Πίνδου
  - στρωματογραφική ετερογένεια.
  - τεκτονική πτυχών - λεπών
- Επιλογή μεθόδων διατρήσεως - TBM
- Ποιότητα βραχόμαζας σε βάθος
- Κατάσταση σε υπόγεια νερά
- Αποκλίσεις από κανονική συμπεριφορά
  - ερπυσμοί
  - καταρρέοντα εδάφη
  - εκτινάξεις βράχου (Rockburst)

54° ΕΒΡΥΟΛΙΚΟ ΧΩΔΗ ΙΛΩΣ

- ε. Ιβηρογενή ανακάλυψη
- δ. Ιονογενή σαρκαρογενή
- δ. Βαλκανογενή
- δ. σ. Φύλαχος
- δ. Βαλκανογενή
- δ. Μεσοβαρική ζώνη
- ι. Φύλαχος

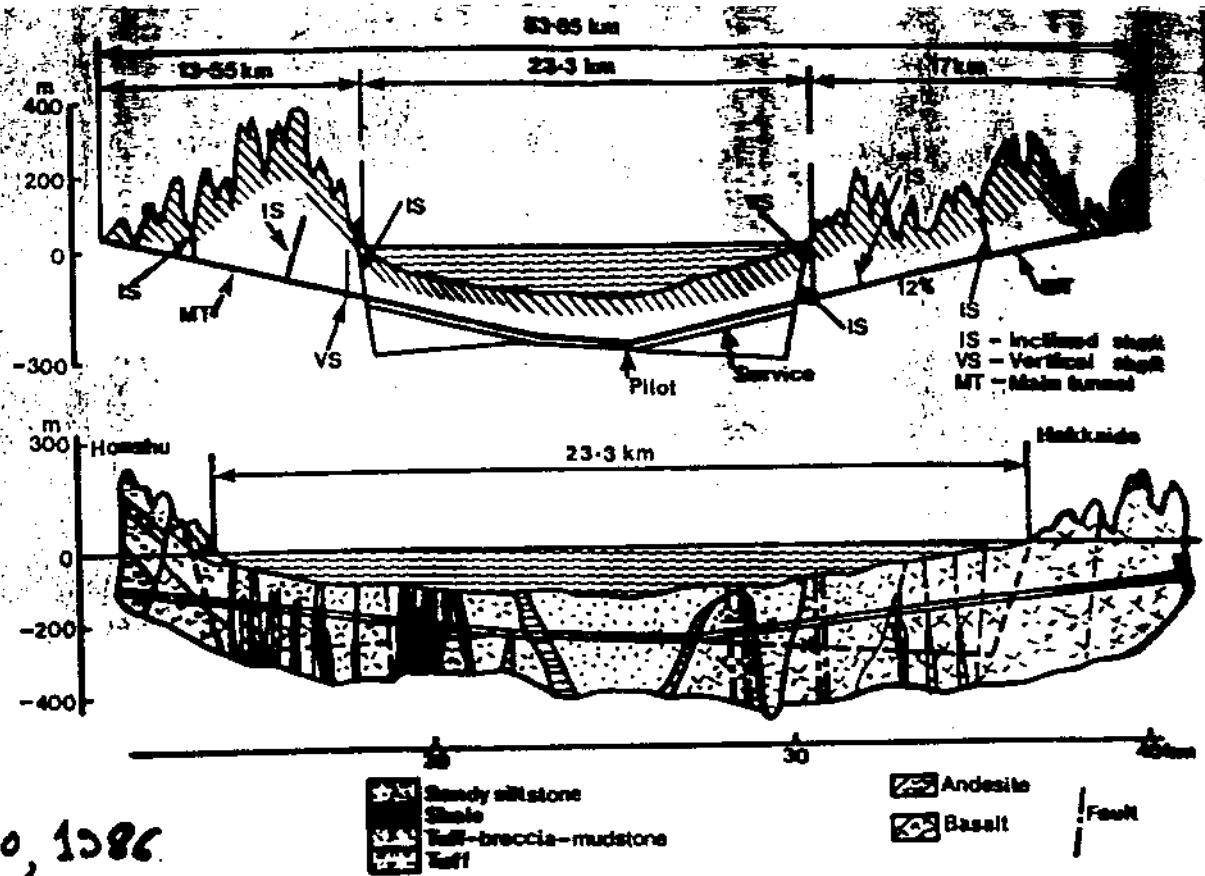


ΠΕΡΙΟΧΗ ΕΛΗΝΩΣ



**ΒΑΣΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ**

1. Ικανότης διάνοιξης σε σκληρές βραχώμαζες που να απαιτούν μεγάλη ώθηση στο κοπτικό άκρο χωρίς όμως η ώθηση να ασκείται στην επένδυση (σύστημα ενδιάμεσης αγκύρωσης).
2. Τοποθέτηση της επένδυσης και σε ασταθή βράχο.
3. Ταυτόχρονη προχώρηση - επένδυση.
4. Μεγίστη ακτινική απόσταση μεταξύ ασπίδος και βράχου για αντιμετώπιση φαινομένων σύνθλιψης.
5. Κινητήρας κοπτικής κεφαλής με μεγάλη ροπή στρέψεως για διάνοιξη σε ασταθή βράχο με μεγάλα τεμάχια, ή σε μαλακούς σχηματισμούς.



MATSOO, 1986

Figure 1.2 Section along Seikan Tunnel. (Source: [1.7],[1.13])

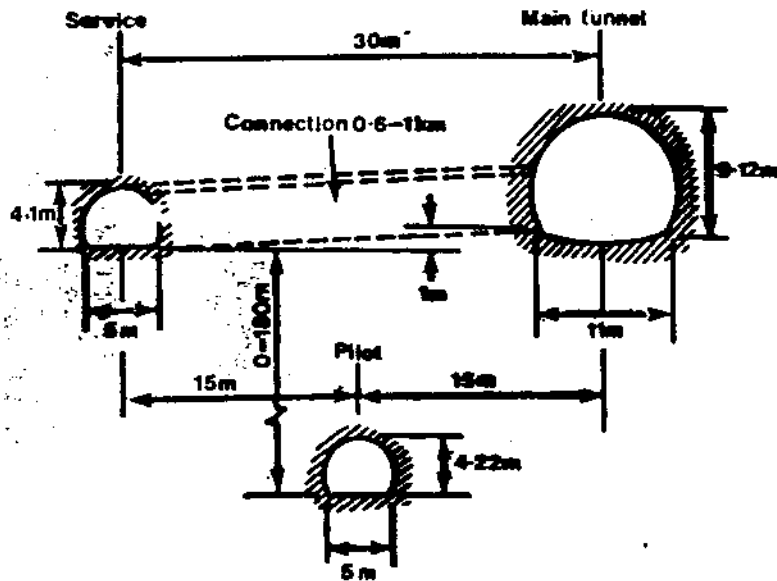
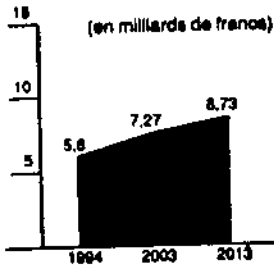


Figure 1.3 Cross-section of undersea portion of Seikan Tunnel [1.7]

# LE PLUS GRAND PÉAGE DU MONDE

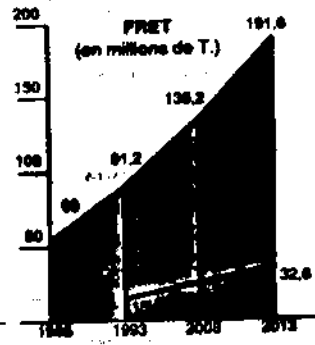
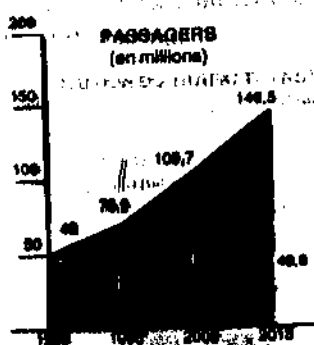
30 millions de voyageurs par an

REVENUS PREVISIONNELS D'EUROTUNNEL  
Dernière estimation 1988  
(Prix avril 1988)

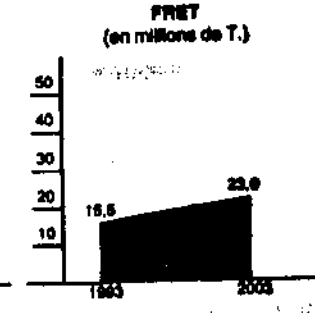
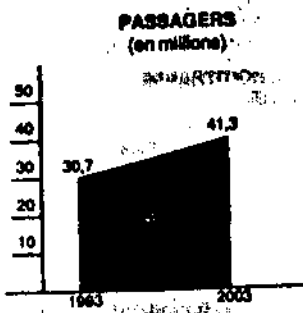


Chaque année, plus de 30 millions de voyageurs, et plus de 15 millions de tonnes de marchandises emprunteront Eurotunnel dès l'ouverture, d'après les estimations d'experts indépendants. Ce trafic Eurotunnel devrait s'accroître régulièrement, dans un marché en forte expansion.

EVOLUTION DU TRAFIC TRANSMANCHE ET PART D'EUROTUNNEL  
Estimations 1988



REPARTITION DU TRAFIC EUROTUNNEL  
Estimations 1988

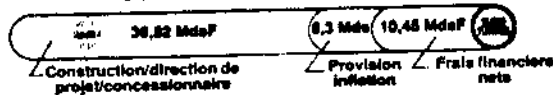


# UN PROJET ENTIEREMENT PRIVÉ

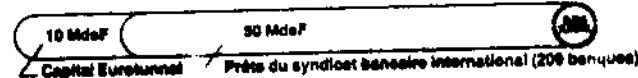
Un financement privé de 60 milliards de F

Eurotunnel a réuni 60 milliards de Francs pour financer le projet, sans aucune aide ni garantie des Etats. C'est le plus grand financement privé du siècle.

Besoin de financement : 52,27 Mds F



Financement disponible : 60 Mds F



## LE GROUPE EUROTUNNEL

Eurotunnel est un groupe privé franco-britannique, formé des sociétés France-Manche (F) et the Channel Tunnel Group (GB). Titulaire d'une Concession de 55 ans (expiration en 2042), il

est chargé de la conception, du financement, de la réalisation et de l'exploitation du Tunnel sous la Manche. Eurotunnel est coté à la Bourse de Paris et au Stock Exchange de Londres.

## Actionnaires

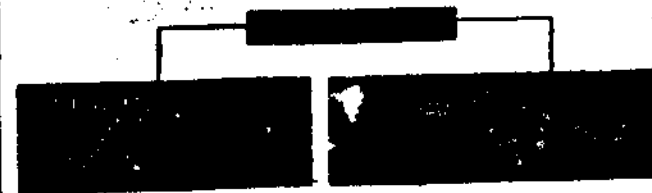
PUBLIC ET INVESTISSEURS INSTITUTIONNELS

Unités (Actions françaises et anglaises jumelées et Indivisibles)

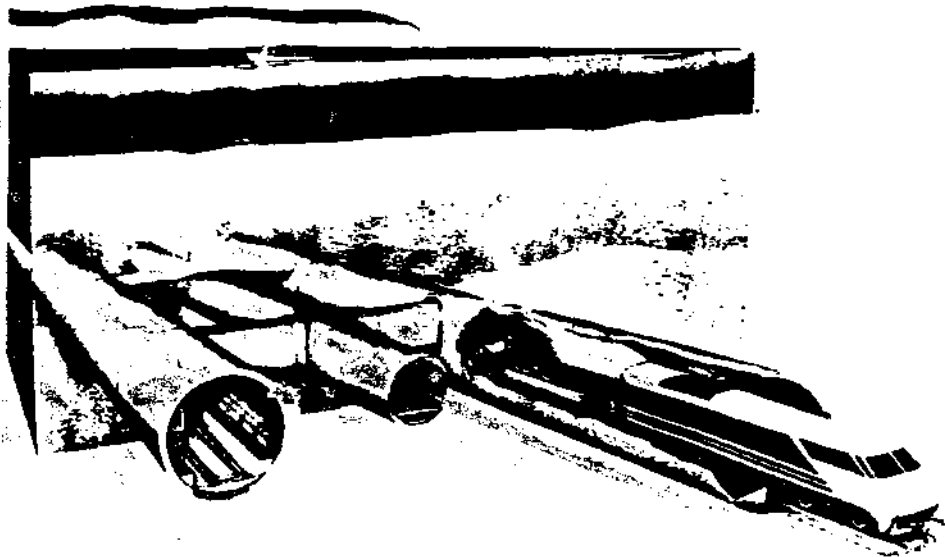
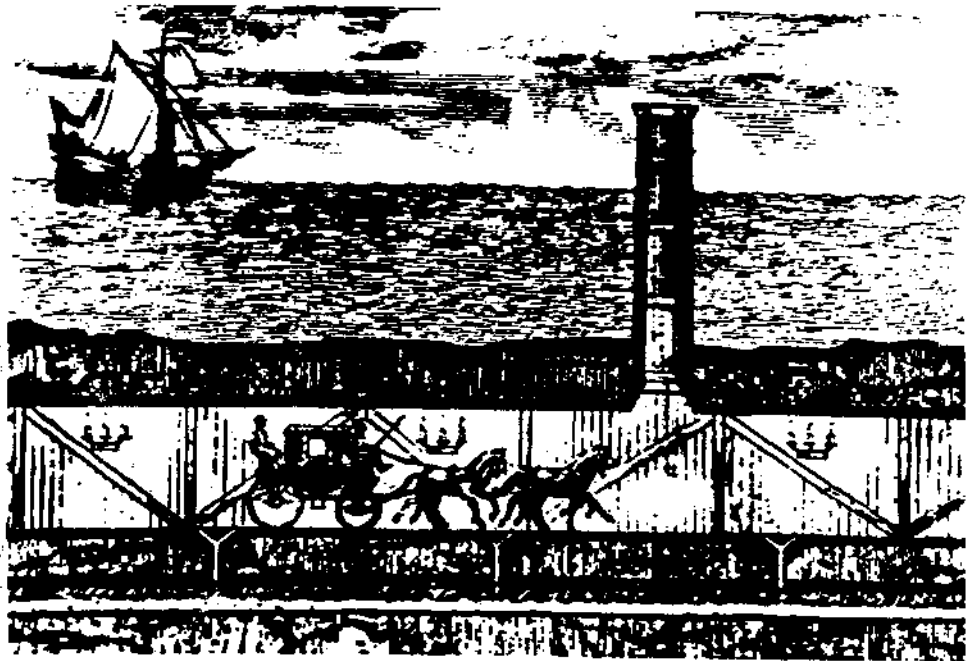


## Les constructeurs

10 grands constructeurs français et anglais sont chargés au sein du groupement Trans-Manche Link de réaliser le projet pour Eurotunnel (Maître d'ouvrage).

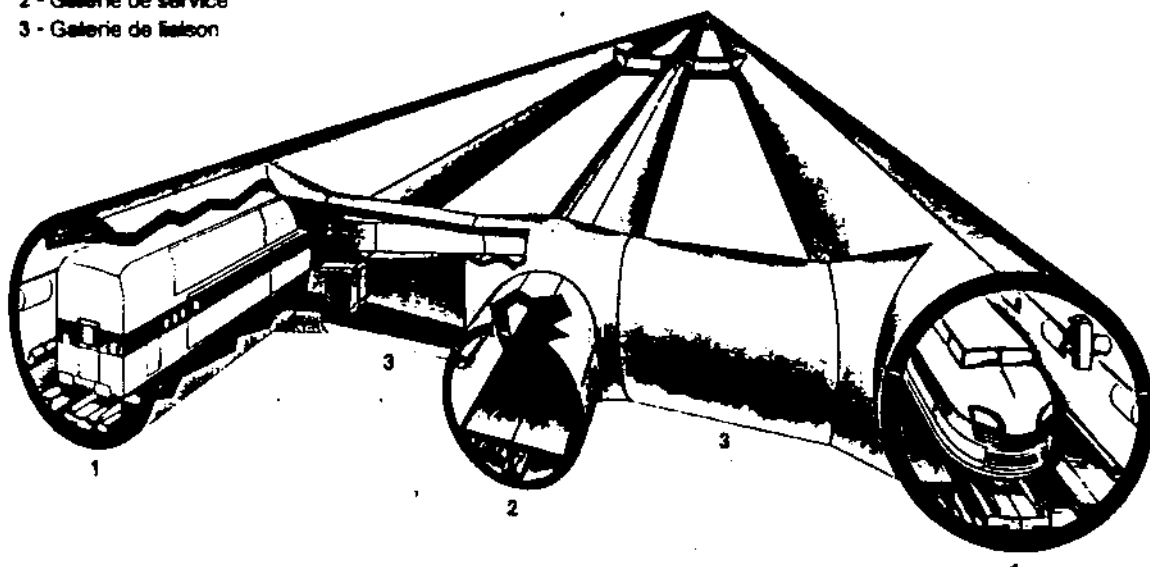


# Les grandes étapes du lien fixe transmanche d'hier à aujourd'hui

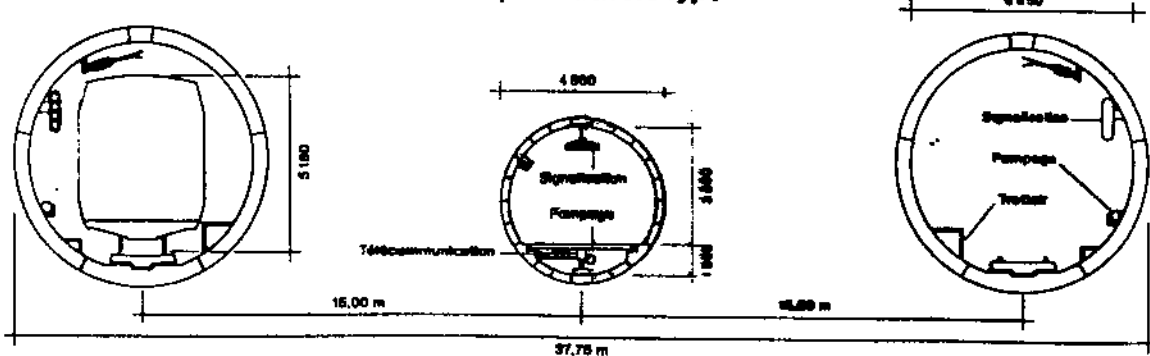


### Vue perspective du Tunnel

- 1 - Tunnel principal
- 2 - Galerie de service
- 3 - Galerie de liaison

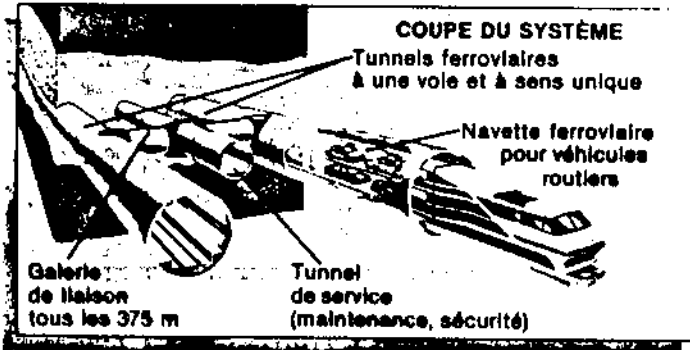


### Coupe en travers type



**50 KM DE LIAISON SOUTERRAINE ENTRE LA FRANCE ET LA GRANDE-BRETAGNE DÈS 1993**

EUROTUNNEL doit entrer en service en 1993. Calais et Folkestone seront alors directement reliés par une liaison entièrement souterraine de 50 km.



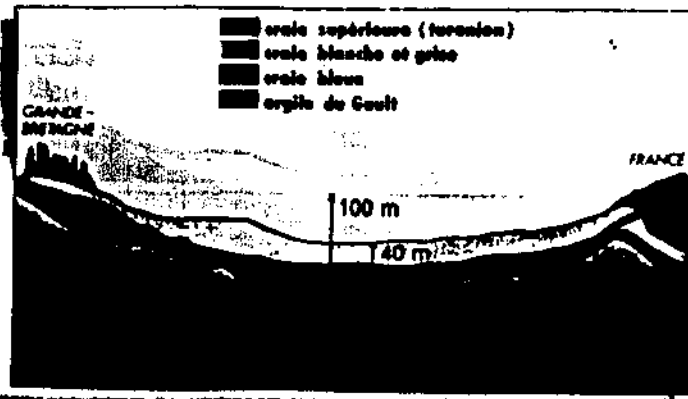
• La liaison fixe EUROTUNNEL sera forée dans une roche imperméable (craie bleue) à une profondeur moyenne de 40 m sous le fond de la Manche.

• EUROTUNNEL comprendra 3 tunnels ;

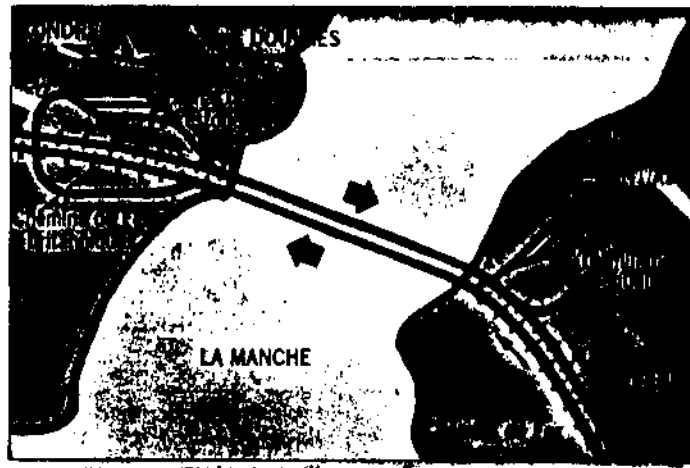
— 2 tunnels ferroviaires, de 7,60 m de diamètre, à voie unique (un pour chaque sens de circulation), distants de 30 m.

— 1 tunnel de «service» (maintenance, ventilation, sécurité) de 4,80 m de diamètre, relié tous les 375 m aux 2 tunnels principaux.

Ces tunnels, dont les parois seront revêtues de voussoirs en béton armé (ou en fonte) seront équipés des systèmes les plus modernes de télégestion, télécontrôle et de sécurité.



**PASSAGERS, VOITURES, CARS, POIDS LOURDS ET TRAINS CIRCULERONT À 160 KM/HEURE**



EUROTUNNEL est un système polyvalent qui permettra d'acheminer les trafics routiers et ferroviaires.

• Les véhicules routiers seront acheminés avec leurs passagers, à bord de trains spéciaux qui feront la «navette» d'un terminal à l'autre. Il y aura 2 types de navettes :

- Des navettes «touristes» pour les voitures et les 2 roues (wagons à 2 étages), les cars, caravanes et minibus (wagons à niveau unique), d'une capacité totale équivalente à 200 voitures ;
- Des navettes «fret» pour les poids lourds.

• Les trains de voyageurs et de marchandises des sociétés nationales emprunteront directement les tunnels, en alternance avec les «navettes».

• Navettes et trains circuleront à la vitesse de pointe de 160 km/heure.

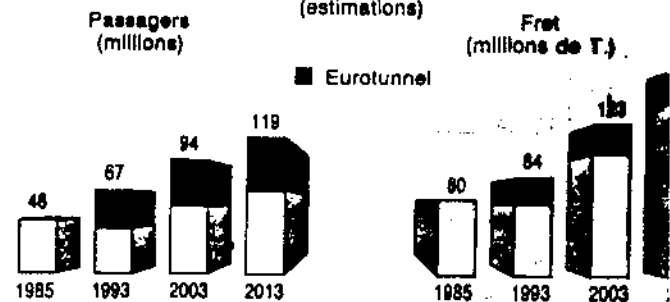
• La traversée durera 25 minutes dans les tunnels (et 33 d'un terminal à l'autre pour les navettes).

• La capacité du système sera celle d'une autoroute à 2 fois 2 voies, dès l'ouverture en 1993, soit 20 trains et navettes par heure dans chaque direction. Elle pourra être adaptée en fonction de la croissance du trafic, jusqu'à 30 navettes et trains à l'heure dans chaque sens.

**30 MILLIONS DE VOYAGEURS ATTENDUS LA 1<sup>re</sup> ANNÉE DE MISE EN SERVICE**

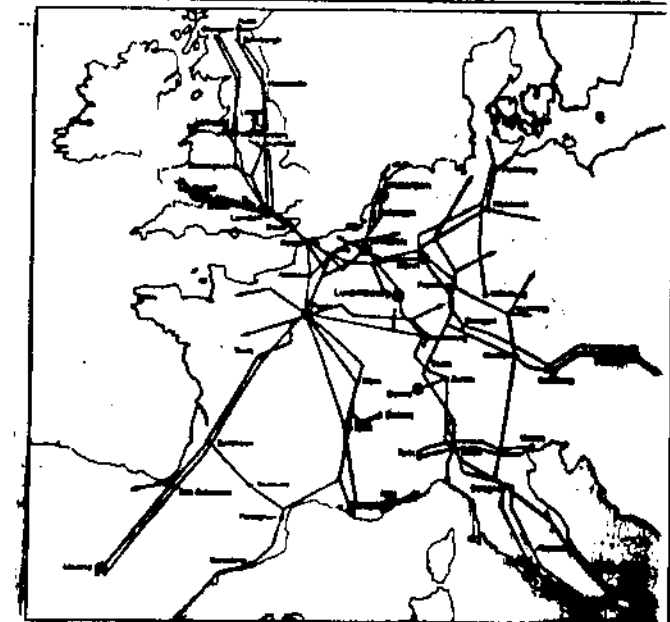
L'ouverture d'EUROTUNNEL en 1993 va permettre faire face à la forte croissance du trafic Transmanche (doit doubler d'ici les premières années 2000) et contribuer à l'accélération des échanges intercommunautaires.

**ÉVOLUTION DU TRAFIC TRANSMANCHE ET PART D'EUROTUNNEL**



**RÉPARTITION DU TRAFIC EUROTUNNEL PAR CATÉGORIES (estimation pour 1993, année d'ouverture)**

	Passagers (millions)		%	Fret (millions de T.)		%
	Voitures	Cars		Camions	Trains de marchandises	
Trafic routier	6,3	6,9	13,2	45 %	7,5	51 %
Rail	16,5		56 %	7,3		49 %



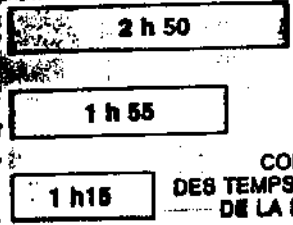
**LE PREMIER EUROTUNNEL FONCTIONNERA TOUTE L'ANNÉE, 24 HEURES SUR 24**

Avec EUROTUNNEL, trains et véhicules routiers pourront franchir sans délai le Déroit de la Manche, de jour comme de nuit, à l'abri du mauvais temps.

Pour les automobilistes et les trains, les avantages sont multiples : 1) Accès direct aux réseaux autoroutiers. 2) Remise inutile, ce qui permettra de rendre à l'improviste le tunnel cette «marge de sécurité». 3) Possibilité de franchir France-Bretagne et France-Britannique en une seule fois sans arrêt au départ. 4) Services destinés pour les



véhicules «touristes» et les poids lourds. 5) Des navettes en instance de départ 24 heures sur 24, avec un départ toutes les 12 minutes aux heures de pointe pour les navettes «touristes» et toutes les 15 minutes pour les navettes «fret». 6) 33 minutes de trajet, en toute tranquillité, d'un terminal à l'autre. 7) Et sortie libre à l'arrivée...



COMPARAISON DES TEMPS DE TRAJET DE LA M20 à la A26

Les voyageurs qui prendront le train bénéficieront de liaisons directes entre les principales villes du Continent et du Royaume-Uni. Le trajet Paris-Londres en TGV ne durera que 3 heures environ, de centre ville à centre ville, un temps comparable avec l'avion. La mise en service de trains de marchandises directs fera aussi gagner des heures et des heures aux transporteurs, en supprimant totalement les ruptures de charge.

**PICHE D'IDENTITE EUROTUNNEL**

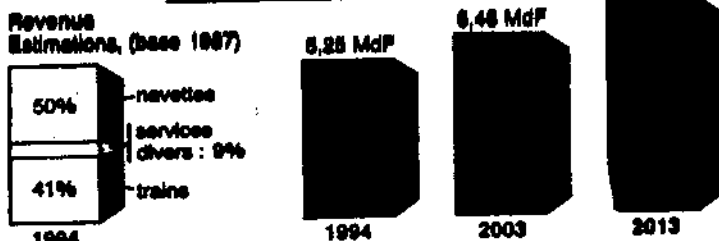
- Groupe privé franco-britannique formé des sociétés FRANCE MANCHE (France), et the CHANNEL TUNNEL GROUP (Grande-Bretagne).
- Lauréat d'une consultation internationale lancée en 1985 pour la réalisation d'une liaison fixe transManche.
- Titulaire d'une Concession de 55 ans (expiration en 2042).
- Actionnaires : plus de 100 investisseurs institutionnels internationaux; en 1986; de nouveaux investisseurs institutionnels et le Public en 1987.
- Mission : conception, financement, réalisation et exploitation du Tunnel sous la Manche.
- Financement entièrement privé, sans aucune aide des États.

**LES CHIFFRES-CLÉS EUROTUNNEL**

(en milliards de francs)

Besoin de financement (jusqu'en 1993)	Financement (sur fonds privés)		
Coût de réalisation	27,9	Capitaux propres	10
Frais généraux	6,4	Prêts bancaires	40
Frais financiers nets	9,7	• Prêt principal	40
Provision pour inflation	4,7	• Réserve (aléas)	10
<b>TOTAL</b>	<b>48,7</b>	<b>TOTAL</b>	<b>60</b>

**PRÉVISIONS D'EXPLOITATION**



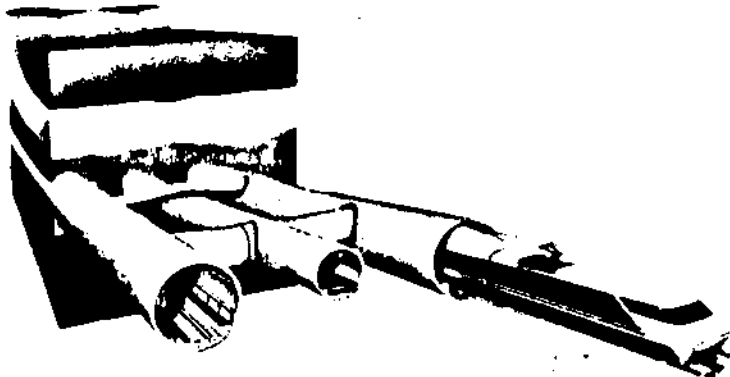
**LE CALENDRIER EUROTUNNEL**

- 1986 : choix d'EUROTUNNEL, signature du Traité et de la Concession, démarrage du projet.
- 1987 : ratification (Traité et Concession) ; mise en place des financements ; accords ferroviaires ; début des travaux.
- 1987-1991 : forage des tunnels.
- 1991-1993 : équipement du système (tunnels, terminaux, réseau, matériel roulant).
- 1993 : mise en service.

PARIS  
EUROTUNNEL INFORMATIONS  
TOUR FRANKLIN  
100, TERRASSE BOIELDIEU  
92081 PARIS LA DÉPENSE  
Cedex 11 - Tél. 47.76.42.80



SITE TRAVAUX  
CENTRE DE DOCUMENTATION  
ROUTE NATIONALE  
82231 SANGATTE  
Tél. 21.36.45.25



**EUROTUNNEL  
UN PAS  
DE GÉANT**

Information vérifiée par la COB, disponible auprès des intermédiaires financiers.

## ΣΗΡΑΓΓΕΣ ΚΑΙ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ

ΠΑΥΛΟΣ Γ. ΜΑΡΙΝΟΣ

1. Εισροές νερού σε σήραγγες.
2. Η Τεχνικο-γεωλογική έρευνα.
3. Υδραυλική των Πετρωμάτων - ορισμένα στοιχεία.
4. Η συμμετοχή του υπόγειου νερού στις ταξινουπίσεις βραχουιάς.
5. Οι ασβεστολιθικοί σχηματισμοί στην Ελλάδα. Η υπόγεια καρστική τους κατάσταση. Η περίπτωση της σήραγγας της Γκιώνας του υδαταγωγού Μόρνου. Σήραγγα κάτω από την Πίνδο.
6. Άλλα παραδείγματα (σήραγγα Τεμπών, Μετρό Αθηνών, κ.α. - δεν περιλαμβάνονται στις σπουδές).

## ΕΙΣΡΟΕΣ ΝΕΡΟΥ ΣΕ ΣΗΡΑΓΓΕΣ

### Γενικά

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή σήραγγας πρέπει, σε σχέση με τα υπόγεια νερά, να λάβει υπόψη τα εξής:

1. Ποσότητες και θέσεις εισροών νερού στη διάρκεια της κατασκευής.
2. Επιδράσεις στις επιφανειακές κατασκευές της ενδεχόμενης "αφαίρεσης υποστήριξης", με την ταπείνωση του υδροφόρου ορίζοντα κατά τη διάρκεια της κατασκευής της σήραγγας.
3. Τις σχέσεις του νερού που θα μεταφέρει η σήραγγα, εφ' όσον πρόκειται για υδραυλική σήραγγα, με το επικρατούν υδρογεωλογικό καθεστώς γύρω απ' αυτή.
4. Επίδραση της υδροστατικής πίεσης στην επένδυση της σήραγγας.

Η πρόβλεψη των ποσοτήτων και των θέσεων των εισροών είναι εξαιρετικής - προφανώς - σημασίας, όχι μόνο για το κόστος του έργου αλλά κυρίως για λόγους ασφαλείας. Σωστά συστήματα αποστραγγίσεως ή αντιμετώπισεως, μπορούν να σχεδιαστούν σωστά, όταν οι (αθροιστικές) εισροές μπορούν να έχουν προβλεφθεί. Αιφνίδιες εισροές υψηλών ποσοτήτων νερού οφείλονται σε διάκριτες γεωλογικές μεταβολές και γεγονότα, η συνάντηση των οποίων μπορεί να προσεγγισθεί ικανοποιητικά από μια σωστή υδρογεωλογική-γεωτεχνική μελέτη.

### Πρόβλεψη εισροών

Στην εξαιρετικά απλή θεώρηση μιας σήραγγας που δημιουργεί ένα αποστραγγιστήριο, σε καθεστώς μόνιμης ροής, σ' ένα ομογενές και ισότροπο μέσο, η παροχή των εισροών ανά μονάδα μήκους της σήραγγας προσεγγίζεται ως:

$$Q = \frac{2\pi K h_0}{2,3 \log(2h_0/z)}$$

όπου:  $K$  η περατότητα (υδραυλική αγωγιμότητα) του γεωλογικού μέσου  
 $h_0$  το βάθος της σήραγγας από την επιφάνεια του υδροφόρου ορίζοντα  
 $z$  η ακτίνα της σήραγγας

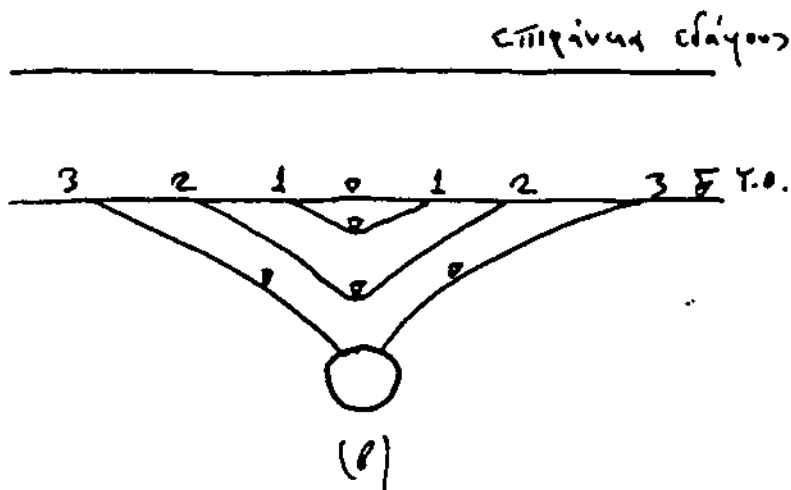
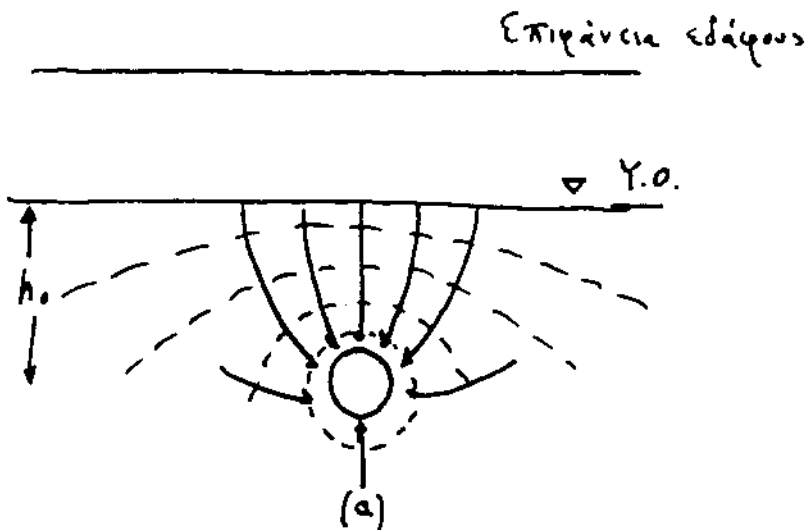
Η απλή αυτή περίπτωση είναι απίθανη ακόμη και όταν το πέτρωμα είναι ομογενές και ισότροπο, εκτός αν υπάρχει μόνιμη τροφοδοσία του υδροφορέα από μόνιμα εξωτερικά νερά επιφανείας.

Στην πραγματικότητα μετά κάποιο χρόνο, ο υδροφόρος ορίζοντας θα υποβιβάζεται, με εγκατάσταση καθεστώτος μη μόνιμης ροής. Στη περίπτωση αυτή ο ρυθμός εισροών  $Q(t)$  ανά μονάδα μήκους σήραγγας, σε κάθε στιγμή  $t$ , μετά από την ταπείνωση της

επιφάνειας του υδροφόρου ορίζοντα, στο επίπεδο της σήραγγας, προσεγγίζεται ως:

$$Q(t) = \left[ \frac{8C}{3} K h_0^3 S t \right]^{1/2}$$

όπου: S το ενεργό πορώδες (specific yield) και C μια αυθαίρετη σταθερά που πειραματικά ευρίσκεται περί τα 0,75



Αποστράγγιση σε σήραγγα.

(α) Απλή στράγγιση σε καθεστώς μόνιμης ροής.

(β) Μη μόνιμη ροή. Εξέλιξη σε διάφορες χρονικές φάσεις.

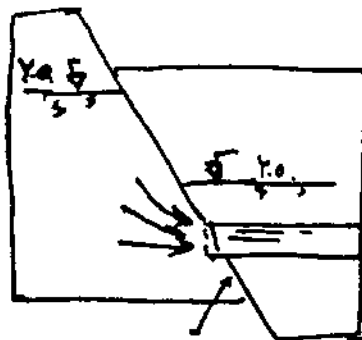
Φυσικά υπάρχουν πολλές περαιτέρω παραδοχές για την διατύπωση της ανωτέρω προσέγγισης, (άπειρη πλευρική έκταση υδροφορέα κλπ), που δεν μπορεί παρά να δίνει "τάξεις μεγέθους" για τις εισροές. Πετρώματα που ισχύουν τα ανωτέρω είναι εκείνα με αξιόλογο  $S$ , δηλαδή με συνεχές υψηλό πορώδες ή με πυκνό συνεχές δίκτυο ασυνεχειών. Μεγάλες ποσότητες νερού μπορούν να αφαιρεθούν από αυτού του είδους τους υδροφορείς για μεγάλη χρονική διάρκεια.

Αντίθετα, πετρώματα με μη ανεπτυγμένο σύστημα ρωγμών, έχουν πολύ μικρό  $S$  (πορώδες). Από αυτούς τους υδροφορείς το νερό θα αποστραγγισθεί πλήρως και σύντομα από τη σήραγγα.

Η ακρίβεια όλων των ανωτέρω εξαρτάται από την ακρίβεια των γεωλογικών πληροφοριών και την διάκριση των επί μέρους διαφορετικών υδρογεωλογικών ενοτήτων, (τύπος και ανάπτυξη πετρώματος και για το ίδιο πέτρωμα, διαφοροποίηση ως προς την πυκνότητα και τον προσανατολισμό των ασυνεχειών, και την αποσάθρωση· ιδιαιτερότης στις ζώνες ρηγμάτων ή στα κορυφαία τμήματα πτυχών). Η ακρίβεια βέβαια αυτή είναι δυσκολότερο να αποκτηθεί για σήραγγες σε μεγάλα βάθη σε περιοχές με μεγάλη λιθολογική και τεκτονική ποικιλία, όπου η έρευνα γίνεται ιδιαίτερα δαπανηρή.

Σε τέτοιες περιπτώσεις απαιτείται η γεωλογική-υδρογεωλογική θεώρηση να απλώνεται σε μια περιοχή πολύ ευρύτερη της περιοχής της σήραγγας και που τα όριά της επιβάλλονται από τη "γεωλογική λογική" που επικράτησε στην κατασκευή της.

Ένα ρήγμα εκτός από το ότι μπορεί να προσφέρει άξονες εκλεκτικής υπόγειας αποστράγγισης των υψηλών ποσοτήτων υπογείων νερών, μπορεί, αν η λιθολογία των δύο τεμαχών, που μετακινήθηκαν το επιτρέπει, να χωρίζουν ένα υψηλό (μεγάλου φορτίου) υδροφόρο ορίζοντα από ένα χαμηλό. Οι κίνδυνοι πλημμυρικών εισροών είναι λοιπόν προφανείς.



### Βιβλιογραφία (ενδεικτική)

TODD, D.K.: Groundwater hydrology, 2nd edition, Wiley, 1980.

KRUSEMAN, G.P. and De RIDDER, N.A.: Analysis and evaluation of pumping test data. Bulletin 11, Intern. Inst. Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands.

HUNT, R.: Geotechnical Engineering: Investigation Manual. McGraw Hill, 1984.

LEGGET, R. and HATHEWAY, A.: Geology and Engineering. McGraw Hill, 3rd Edition, 1988.

IAEG: International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction. Lisbon, 1983, 1982.

WAHLSTROM, E.: Tunneling in Rock. Elsevier, 1973.

LETOURNEUR, J. et MICHEL, R.: Géologie du Génie Civil, Arman Colin, Paris 1971.

KITAMURA, I. (ed). Tunneling under difficult conditions. Pergamos 1979.

Symposium International Water in Mines and Underground Openings SIAMOS, Granada 1978.

Tunnels et microtunnels en terrain meuble. Presses Ponts et Chaussées, 1989.

## Η ΤΕΧΝΙΚΟ-ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

1. Γεωλογικές συνθήκες στον άξονα χαράξεως - λιθολογικές, τεκτονικές μορφές, χαρακτηριστικά ασυνεχειών (προσανατολισμοί, πυκνότητα, τραχύτητα, υλικά πληρώσεως κλπ). Σύνταξη γεωλογικής τομής προβλέψεων.
2. Γεωτεχνικές ιδιότητες των πετρωμάτων που θα εκσκαφθούν και υποστηριχθούν (αντοχή, παραμορφωσιμότητα, προσβολή κοπτικών, διογκωσιμότητα).
3. Υδρογεωλογία της ζώνης χαράξεως της σήραγγας και μαζών που την περιβάλλουν - Υδρογεωλογική τομή προβλέψεων.
4. Ευστάθεια περιοχών εισόδου-εξόδου, παραθύρων προσβολής.
5. Φυσικοί κίνδυνοι (σεισμοί, υπόγειες θερμοκρασίες, επικίνδυνα αέρια, κατολισθήσεις στις περιοχές εισόδου).

### Υδρογεωλογική μελέτη

Για σήραγγες που ευρίσκονται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, ευάριθμα ερευνητικά έργα μπορούν να δώσουν άμεσες πληροφορίες και μετρήσεις (πιεζομετρικές στάθμες, περατότητες, παροχές).

Για τις σήραγγες όμως μεγάλου μήκους και σε μεγαλύτερα βάθη, οι ερευνητικές εργασίες βάθους περιορίζονται, για προφανείς λόγους κόστους. Εδώ η υδρογεωλογική έρευνα ακολουθεί το κλασσικό σχήμα μιας υδρογεωλογικής μελέτης:

- Διάκριση και ταξινόμηση υδροφορέων (μέσων)
- Διάκριση υδροφοριών - υδρογεωλογικών ενοτήτων και λεκανών
- Ζώνες τροφοδοσίας, διαφυγών, Ισοζύγια
- Πηγές, υψόμετρά τους, παροχές και καθεστώς λειτουργίας τους
- Πιεζομετρία
- Υδραυλικοί παράμετροι
- Ποιότητα υπόγειου νερού
- Σύνταξη έκθεσης με ορισμό των οριακών συνθηκών τόσο των γεωμετρικών όσο και των υδρογεωλογικών, για κάθε ενότητα που θα διατρήσει η σήραγγα. Εκτίμηση δηλαδή των φορτίων και παροχών εισροής υπόγειου νερού, εντοπισμός(;) ειδικών γεωλογικών καταστάσεων επικίνδυνων για αιφνίδιες εισροές (ρήγματα, καρστικοί αγωγοί στη ζώνη μεταβιβάσεως καρστικής υδροφορίας).

## Σήραγγες σε καρστικά πετρώματα

Σήραγγες σε περιβάλλον καρστικών πετρωμάτων έχουν να αντιμετωπίσουν την υδρογεωλογική ιδιαιτερότητα των σχηματισμών αυτών και πυξημένους κινδύνους εισροών.

Η ιδιαιτερότητα πηγάζει από:

1. Τους υψηλούς συντελεστές κατεισδύσεως του επιφανειακού νερού στα καρστικά πετρώματα.
2. Τις πολύ μεγάλες περατότητες των καρστικών μέσων. Ροή μη γραμμική.
3. Την διατήρηση υψηλών τιμών περατότητας και σε μεγάλα βάθη.
4. Την δυνατή ανάπτυξη λεκανών τροφοδοσίας (υδρογεωλογικών λεκανών) και πολύ πέραν των ορίων της υδρολογικής λεκάνης της περιοχής που ενδιαφέρει.
5. Τις πλημμυρικές διακινήσεις νερού στη ζώνη μεταβιβάσεως.

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΤΩΝ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ-ΟΡΙΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Περατότητα ρωγματωμένων πετρωμάτων

Η περατότητα των πετρωμάτων όταν είναι συμπαγή και άθικτα είναι πολύ μικρή. Για την αναζήτηση υπόγειου νερού προκειμένου να έκμεταλλευθεί, θεωρούνται πρακτικά άδιαπέρατα. Στα τεχνικά έργα παρουσιάζουν πολύ πτωχή αποστράγγιση. Αντίθετα όταν παρουσιάζονται με ασυνέχειες σαν αποτέλεσμα της παρουσίας διακλάσεων και ρωγμών, η περατότητα μπορεί να είναι σημαντική αφού οι ασυνέχειες αυτές προσφέρουν κανάλια στην υπόγεια ροή.

Όπωςδήποτε η ροή αυτή δεν μπορεί να παρομοιασθεί με τη ροή μέσα στα πορώδη μέσα όπως είναι τα έδαφη. Τά προσεγγίζει μόνο όταν η βραχομάζα παρουσιάζεται πολύ πυκνά διακλασμένη. Επί πλέον η ροή στην περίπτωση αυτή δεν μπορεί να είναι ή να προσεγγίζει τη γραμμική παρά μόνο όταν τα ανοίγματα των ασυνεχειών παρουσιάζουν μικρό εύρος (βλ. κριτήρια γραμμικής ροής, π.χ. αριθμό Reynolds της ροής στα πορώδη μέσα).

Ο πίνακας 1 δίνει συγκριτικά τις περατότητες άθικτου πετρώματος, ρωγματωμένου πετρώματος στη βραχομάζα και των συνηθισμένων εδαφών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1. Περατότητες για τυπικά πετρώματα και έδαφη (από Hoek και Bray, 1977).

	K(cm/s)	Άθικτο πέτρωμα(πχ)	Ρωγματωμένο πέτρωμα	Έδαφος
Πρακτικά άδιαπέρατα	10 <sup>-10</sup> 10 <sup>-9</sup> 10 <sup>-8</sup> 10 <sup>-7</sup>	Άργιλικός σχιστόλιθος Δολομίτης Γρανύτης		Όμοιογενής άργιλος κάτω από την επιφανειακή χαλαρωμένη ζώνη
Μικρή παροχή πτωχή αποστράγγιση	10 <sup>-6</sup> 10 <sup>-5</sup> 10 <sup>-4</sup> 10 <sup>-3</sup>	ψαμμίτης	Ρωγμές πληρωμένες με άργιλο	Πολύ λεπτή άμμος, ύλης, μύγματα άμμου και άργιλου στρωματώμενη άργιλος
Ύψηλή παροχή ελεύθερη αποστράγγιση	10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-1</sup> 1,0 10 <sup>1</sup> 10 <sup>2</sup>		πέτρωμα με διακλάσεις  πέτρωμα με ανοικτές διακλάσεις πολύ ρωγματωμένο πέτρωμα	Καθαρή άμμος, μύγματα καθαρής άμμου και χαλικών  Καθαρού χάλικες

Στά θέματα τεχνικῶν ἔργων (ὄχι ὑδρογεωλογίας) ἡ ροή τοῦ νεροῦ σέ βραχομάζα ἔχει μελετηθεῖ ὡς ἓνα μόνον βαθμὸ καὶ σχετικές πηγές· γιὰ πιο λεπτομερῆ μελέτη δίνονται στὴ βιβλιογραφία.

Ἐδῶ θὰ περιορισθοῦμε στὸν προσδιορισμὸ τῆς ἰσοδύναμης περατότητας ἑνός συστήματος ἀπὸ παράλληλες ἐπίπεδες λεῖες ρωγμές (Louis, 1979).\*

Ἡ περατότητα, παράλληλα στὸ σύστημα αὐτὸ δίνεται:

$$K = \frac{g e^3}{12\nu b}$$

μέ  $g$  τὴν ἐπιτάχυνση βαρύτητας ( $981 \text{ cm/s}^2$ )

$e$  τὸ ἀνοίγμα τῆς ρωγμῆς

$b$  τὴν ἀπόσταση (ἀραιώση) ἀνάμεσα στὶς ρωγμές καὶ

$\nu$  τὸ συντελεστὴ κινηματικῆς ἠξώσεως ( $0,0101 \text{ cm}^2/\text{s}$  γιὰ καθαρὸ νερὸ  $20^\circ\text{C}$ ).

Ἡ ἰσοδύναμη περατότητα  $K$  γιὰ τέτοιο σύστημα μέ διαφορετικὰ ἀνοίγματα ρωγμῶν δίνεται στὸ σχ. 1 ὅπου φαίνεται πόσο εὐαίσθητη εἶναι ἡ περατότητα τῆς βραχομάζας στὸ μέγεθος τοῦ ἀνοίγματος. Κατ'ἐπέκταση ἡ περατότητα τῆς μάζας εἶναι καὶ εὐαίσθητη στὶς τάσεις, ἀφοῦ τὰ ἀνοίγματα ἀλλάζουν μέ τὸ μέγεθός τους.

Ἡ σχέση αὐτὴ ἰσχύει γιὰ γραμμικὴ ροή \* σέ ἀντίθετη περίπτωση, ἂν ἡ ροή ἔχει π.χ. μεγάλη ταχύτητα τὰ σφάλματα εἶναι σημαντικά. Σφάλματα ἐπίσης συνοδεύουν τὴν ἐφαρμογὴ τῆς σέ τραχεῖς ἐπιφάνειες ρωγμῶν καὶ σέ πληρωμένες ρωγμές.

Ἡ προηγούμενη ἐξίσωση δίνει τὴν πιο μεγάλη ἰσοδύναμη περατότητα γιὰ ρωγμές. Ἡ πιο χαμηλὴ ἰσοδύναμη περατότητα γιὰ πληρωμένη ρωγμὴ δίνεται πάλι:

$$K = \frac{e}{b} K_F + K_T$$

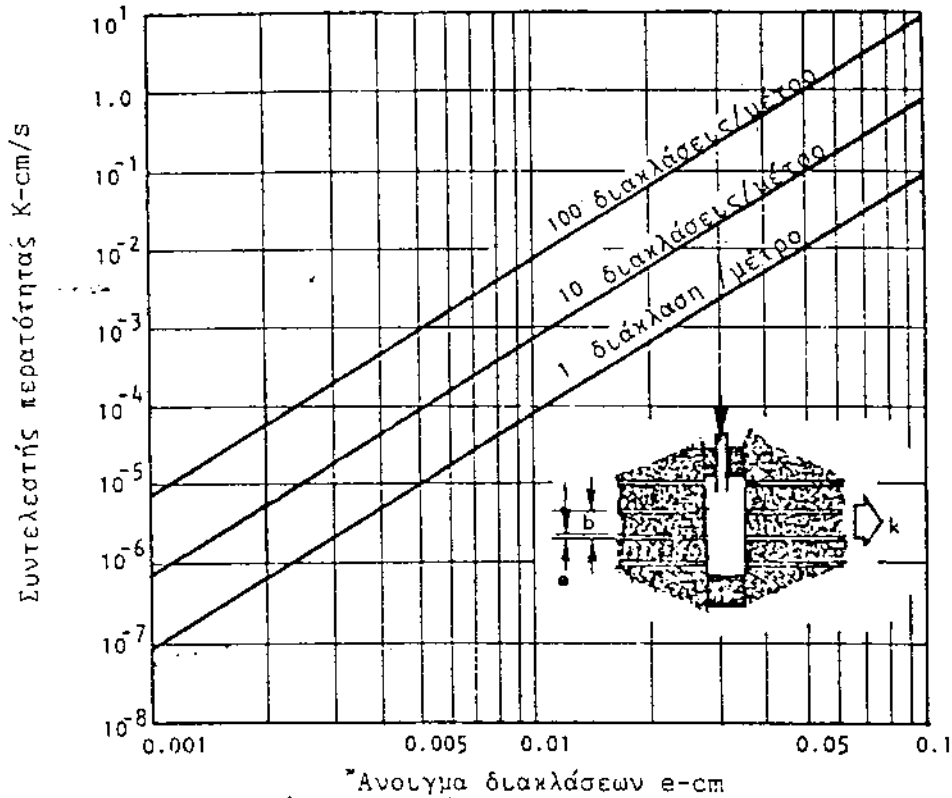
ὅπου  $K_F$  εἶναι ἡ περατότητα τοῦ ὑλικοῦ πληρώσεως καὶ

$K_T$  ἡ περατότητα τοῦ ἀθίκτου πετρώματος. Ἡ περατότητα αὐτὴ ἔχει ἀγνοηθεῖ στὴν προηγούμενη ἐξίσωση ἀφοῦ εἶναι πιο χαμηλὴ σέ σύγκριση μέ τὴν περατότητα ἀνοικτῶν ρωγμῶν.

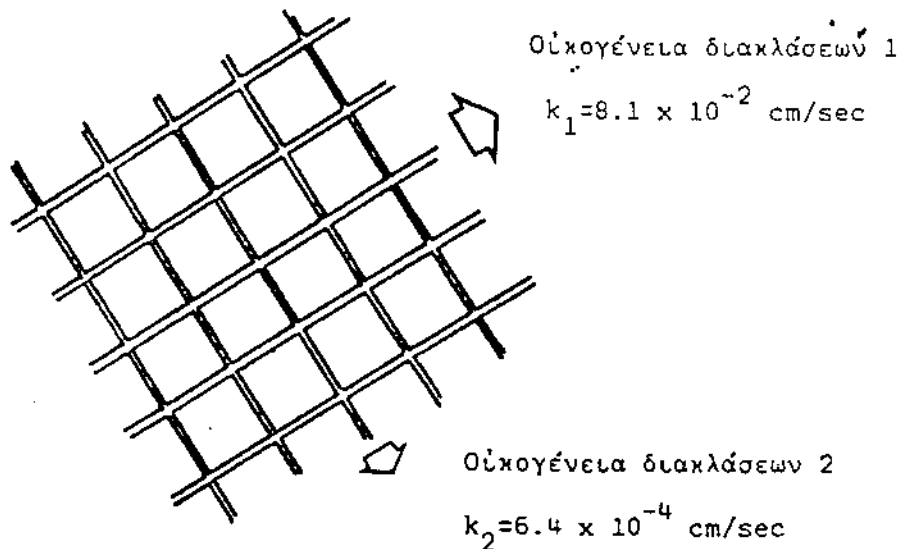
Τὸ σχ. 2 δίνει μιὰ ἐφαρμογὴ τῆς πρώτης ἐξισώσεως σέ βραχομάζα μέ δύο ὀρθογώνιες οἰκογένειες διακλάσεων σέ ἀποστάσεις  $1\text{m}$  ἀνάμεσα σέ κάθε διάκλαση καὶ ἀνοίγματα  $0,1\text{cm}$  καὶ  $0,02\text{cm}$  ἀντιστοίχως. Ἡ ἰσοδύναμη περατότητα γιὰ τὴν πρώτη οἰκογένεια εἶναι  $8,1 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$  καὶ, γιὰ τὴν δευτέρη,  $6,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$ ,

Βλέπε καὶ Hock and Bray, Rock Slope Engineering, IMM 1976, ἀπὸ ὅπου ελήφθησαν καὶ τὰ σχήματα καὶ τὰ κύρια στοιχεῖα τοῦ κειμένου.

δηλαδή δύο τάξεις μεγέθους μικρότερη τής πρώτης. Είναι φανερό λοιπόν ότι ή υπόγεια ροή καί ή χαρακτηριστική άποστράγγιση μιās βραχομάζας έλέγχονται ούσιωδώς από τόν προσανατολισμό τών οίκογενειών τών διακλάσεων.



Σχ. 1. Επίδραση άνούγματος καί συχνότητας διακλάσεων στό συντελεστή περατότητας κατά τή διεύθυνση μιās οίκογένειας λείων παραλλήλων διακλάσεων σέ βραχομάζα.



Σχ. 2. Ίδεατή παράσταση ροής σέ ένα σύστημα όρθογώνιων διακλάσεων (βλ. κείμενο). Υποτίθεται ότι δέν ύπάρχει διασταυρούμενη ροή άπό ή μία οίκογένεια σέ ή άλλη.

## Προσδιορισμός της περατότητας στο υπαιθρο.

Ο προσδιορισμός της περατότητας μιας βραχομάζας είναι απαραίτητος αν απαιτείται ο υπολογισμός ή η εκτίμηση της παροχής του νερού που κυκλοφορεί (πχ. είσοδη νερού σε έκσκαφη ή διαφυγές νερού κάτω από φράγμα).

Για την εκτίμηση όμως της ευστάθειας ενός πρανούς ή για την εκτίμηση των επιπτώσεων σε μια κωπημένη πυλότητα η σημασία έχει η πίεση του νερού παρά η ποσότητα του νερού που διέρχεται από τη βραχομάζα\*. Η πίεση του νερού σε κάθε σημείο είναι ανεξάρτητη από τη περατότητα της βραχομάζας στο σημείο αυτό αλλά εξαρτάται από τη διαδρομή (γραμμή ροής) που ακολουθεί το νερό για να έρθει στο σημείο αυτό. Συνεπώς ενδιαφέρει η γωνία της ανισοτροπίας και της διανομής και μεταβολής της περατότητας για την εκτίμηση της πίεσης αυτής.

Για τη μέτρηση της περατότητας σε κάποιο σημείο της βραχομάζας είναι απαραίτητο να επιβληθεί μια αλλαγή στις συνθήκες του υπόγειου νερού στο σημείο αυτό και να μετρηθεί ή ο χρόνος που απαιτείται για να αποκατασταθούν οι αρχικές συνθήκες, ή η ποσότητα του νερού που χρειάζεται για να διατηρηθούν οι νέες συνθήκες. Οι δοκιμές αυτές γίνονται σε γεωτρήσεις με κατάλληλη απομόνωση κάποιου τμήματός τους.

### Μέτρηση της πίεσης του νερού

Η πίεση του νερού μέσα σε μια βραχομάζα πρέπει να μετριέται αν απαιτείται η εκτίμηση της ευστάθειας ενός πρανούς, σπράγγας ή μιας θεμελιώσεως. Επίσης πρέπει να είναι γνωστή και στις περιπτώσεις αποστραγγίσεως της βραχομάζας στις άνω

\* Ένα συχνό σφάλμα στην εξέταση της ευστάθειας στα πρανή, βραχώδη ή έδαφικά, είναι ότι υποθέτουμε κομμάτι φερά ότι δεν υπάρχει υπόγειο νερό μέσα στο πρανές, αν δεν φαίνεται ή έξοδος του πάνω στην επιφάνεια του πρανούς (πχ. διύδρωση, ύγρασία, στάγδην ροή). Πράγματι σε πολλές περιπτώσεις ο ρυθμός εξέδου του νερού μπορεί να είναι μικρότερος από το ρυθμό εξατμίσεως ώστε η επιφάνεια του πρανούς να φαίνεται εντελώς ξερή, ενώ μπορεί να υπάρχει αξιοσημείωτη πίεση νερού μέσα στο πρανές που να επηρεάζει έτσι την ευστάθειά του. Σ' άλλη περίπτωση η κλίση της κλινομετρικής επιφανείας μπορεί να είναι τέτοια, ώστε, αν και υπάρχει υπόγειο νερό μέσα στο πρανές ή κλινομετρική επιφάνειά του να βυθίζεται κάτω από τη βάση του πρανούς χωρίς να τό κόβει.

τέρω περιπτώσεις. Οι μετρήσεις γίνονται συνήθως με πιεζόμετρα που εγκαθίστανται σε γεωτρήσεις.

Υπάρχει ποικιλία στους τύπους των πιεζομέτρων και η επιλογή εξαρτάται από ένα αριθμό πρακτικών θεωρήσεων. Λεπτομέρειες μπορεί κανείς να βρει στον Terzaghi και Peck. Πάντως ο πιο σημαντικός παράγοντας στην επιλογή είναι το χρονικό διάστημα που απαιτείται ώστε η πίεση στο σύστημα του πιεζομέτρου να φθάσει την ισορροπία ύστερα από αλλαγή της πιέσεως. Αυτό εξαρτάται από την περατότητα της μάζας και την αλλαγή του όγκου που συνδέεται με την αλλαγή αυτή της πιέσεως. Άνοικτες όπες μπορεί, π.χ., να χρησιμοποιούνται για μετρήσεις της πιέσεως (θέση στάθμης του νερού) όταν η περατότητα είναι μεγαλύτερη από  $10^{-4}$  cm/s. Για μικρότερες όμως περατότητες ο χρόνος που απαιτείται είναι αρκετά μεγάλος. Στις περιπτώσεις αυτές χρησιμοποιείται μετρητική διάταξη σε σφραγισμένο (άπομονωμένο) τμήμα της γεωτρήσεως. Η αλλαγή του όγκου μέσα στο τμήμα αυτό, που προκαλείται από τη λειτουργία του πιεζομέτρου, πρέπει να είναι πολύ μικρή για να μπορεί να αποκριθεί γρήγορα η διάταξη στις αλλαγές πιέσεως του περιβάλλοντος πετρώματος. Αν χρησιμοποιείται διάταξη που για να λειτουργήσει απαιτεί αλλαγή μεγάλης ποσότητας, η αλλαγή τότε στην πίεση που προκαλείται από την αλλαγή αυτή του όγκου μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικά σφάλματα στις μετρήσεις.

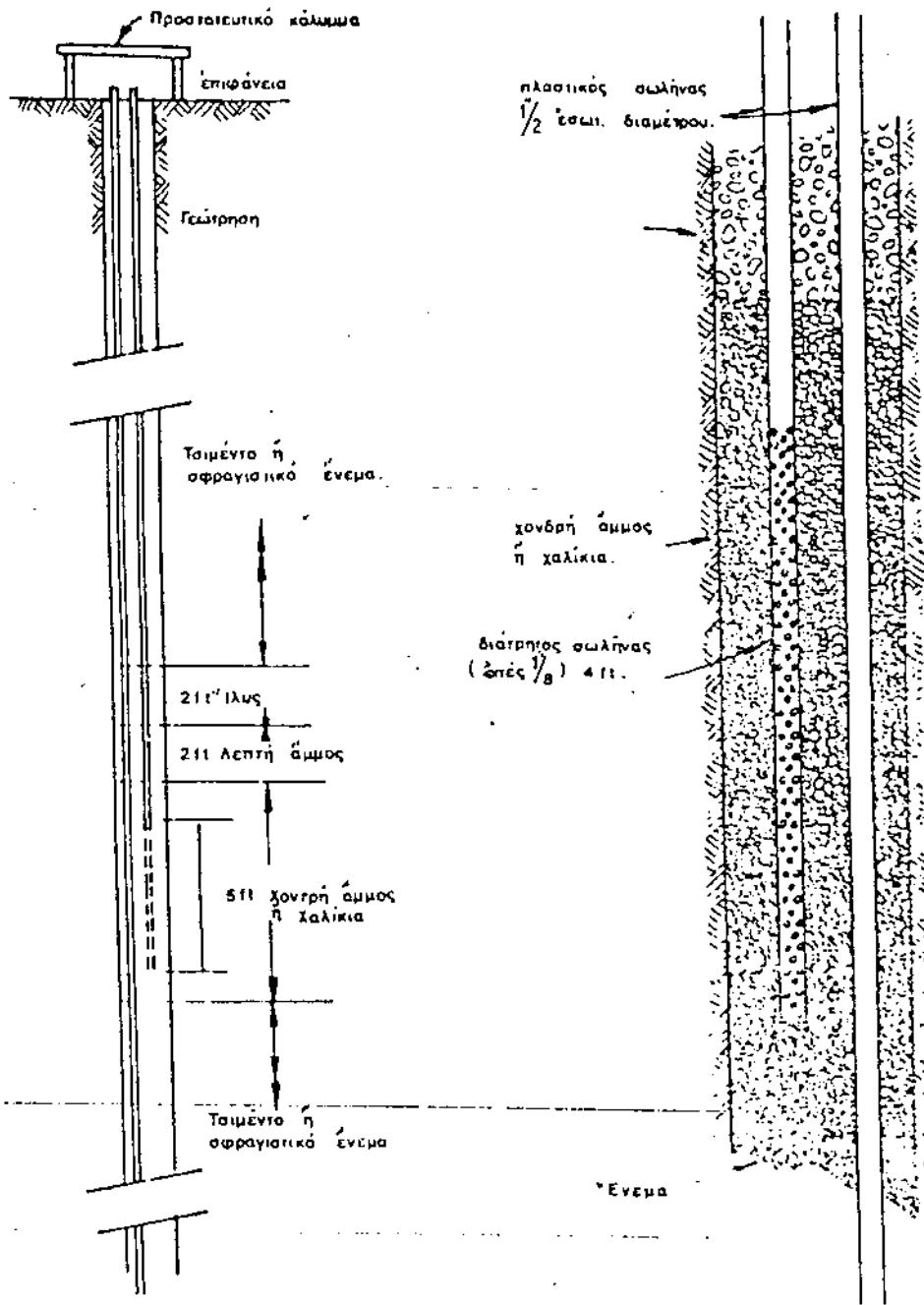
Μερικοί από τους πιο συνηθισμένους τύπους πιεζομέτρων περιγράφονται σύντομα κατωτέρω:

#### α. Άνοικτά πιεζόμετρα ή φορέα παρατηρήσεως

Όπως ήδη αναφέρθηκε όπες σωληνομένες με άνοικτο τόν πυθμένα τους μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη μέτρησή της πιέσεως του νερού όταν η περατότητα είναι μεγαλύτερη από  $10^{-4}$  cm/s. Για τη μέτρηση αρκεί η μέτρηση της στάθμης του νερού μέσα στην όπή με τη βοήθεια ενός σταθμήμετρου.

#### β. Πιεζόμετρα σωλήνα

Αν η περατότητα είναι μικρότερη από  $10^{-4}$  cm/s το χρονικό κενό που υπάρχει στον προηγούμενο τύπο πιεζομέτρου δεν είναι επιτρεπτό για σωστές μετρήσεις και χρησιμοποιείται διάταξη σαν αυτή του σχ.



Σχ3 Τυπικά πιεζόμετρο σωλήνα.

τοποθετείται δηλαδή σωλήνας μικρής διαμέτρου μέσα στη γεώτρηση με διάτρητο τμήμα στη θέση μετρήσεως. Το τμήμα αυτό απομονώνεται με τσιμέντο ή δογίλο ενώ του τοποθετείται καθαρό άμμοχάλικο για την προστασία του από τυχόν φράξιμο των όπων του σωλήνα. Η πίεση του νερού μετρείται με τη θέση της στάθμης μέσα στο σωλήνα ή με τη βοήθεια σταθμήμετρου. Επειδή ο όγκος του νερού

μέσα στο σωλήνα είναι μικρός, ο χρόνος απόκρισεως του πιεζομέτρου αυτού είναι κατάλληλος για τις περισσότερες μελέτες Τεχνικών Έργων.

Έδω επί πλέον υπάρχει και το πλεονέκτημα της εγκαταστάσεως μέσα στην ίδια γεώτρηση περισσότερων πιεζομέτρων σε διαδοχικά απομονωμένα τμήματα της γεωτρήσεως. Τα διπλά ή πολλαπλά πιεζόμετρα χρησιμοποιούνται όταν υποψιαζόμαστε ότι η υπόγεια ροή είναι υπό πίεση σ'όρισμένες περιοχές της βραχομάζας.

#### γ. Κλειστά υδραυλικά πιεζόμετρα

Αν η περατότητα είναι κάτω από  $10^{-6}$  cm/s, το χρονικό διάστημα των προηγούμενων πιεζομέτρων δεν είναι ικανοποιητικό για ακριβείς μετρήσεις. Χρειάζονται π.χ. 5 μέρες για να φθάσει ένα πιεζόμετρο σωλήνα την ισορροπία ύστερα από κάποια αλλαγή της πιέσεως του νερού σε μία βραχομάζα ή σε κάποιο έδαφος με περατότητα  $10^{-7}$  cm/s. Στις περιπτώσεις αυτές χρησιμοποιούνται κλειστά υδραυλικά πιεζόμετρα (Bishop et al, 1960) και χρησιμοποιούνται για μέτρηση της πιέσεως πόρων μέσα σε αναχώματα ή χωμάτινα φράγματα όπου εγκαθίστανται κατά τη διάρκεια της κατασκευής τους.

#### δ. Πνευματικά πιεζόμετρα

Πολύ γρήγορη απόκριση μπορεί να επιτευχθεί με πιεζόμετρα όπου η πίεση του νερού μετριέται με μεταβολή μιας πιέσεως αέρα πάνω σ'ένα διάφραγμα.

#### ε. Ηλεκτρικά πιεζόμετρα

Σχεδόν άμεση απόκριση έχουν πιεζόμετρα όπου η απόκλιση ενός διαφράγματος λόγω της πιέσεως του νερού μετριέται ηλεκτρικά μέσω ενός είδους ηλεκτρικής αντίστασης (strain gauge) προσηρτημένου στο διάφραγμα. Λόγω του υψηλού τους κόστους και τα ένδεχόμενα άνωμαλιών στο ηλεκτρικό κύκλωμα, τα πιεζόμετρα αυτά δεν χρησιμοποιούνται συνήθως σε μόνιμες εγκαταστάσεις στα πιεζόμετρα.

Bibliography

Bishop, A.W. et al. Pore pressure observations at Selsset Dam. Proc Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth, 91-102, 1960.

Cedergren, H.R. Seepage drainage and flow nets. J. Wiley, 1976

Davis, S.N. and De Wiest, R.J. M. Hydrogeology J. Wiley, 1966.

Hoek, Bray, Rock Slope Engineering I. Min Metal, London 1976

Instruments and apparatus for soil and rock mechanics. Amer. Soc, Test. Mater, Sp, Techn Publ, 392, 1965

Louis, C.A Study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Imp. College Rock Mech Res. Rep. 10, 1969

Louis, C. Rock hydraulics in Rock Mechanics, Springer Verlag, 1974

Maini, Y.N. In situ parameters in jointed rock-their measurement and interpretation. Th.D. Thesis, Imperial College, 1971

Morgenstern, N.R. The influence of groundwater on stability. Proc. 1st Symposium on Stability of open Pit Mining, Vancouver, 1970 AIME, 1971.

Sharp, J.C. Fluid flow through fissured media. Ph.D. Thes. Imperial College, 1970

Sharp, J.C., Maini, YN and Itarper, T.R. Influence of groundwater on the stability of rock masses. Trans. Int. Mining and Metallurgy, London, 81, 782, A13-20, 1972.

Snow, D.T. Rock fracture spacing, openings and porosities. J. Soil Mech. Found Div. Proc. ASCE, 94, 73-91, 1968.

U.S. Dept Int. Bureau of Reclamation. Earth Manual, 2nd edition, 1974

## 1. ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ

1.1. ΓΕΝΙΚΗ ΑΡΧΗ ΔΟΚΙΜΩΝ ΕΙΣΠΙΕΣΕΩΝ: Σε απομονωμένο τμήμα της γεωτρήσεως διοχετεύεται νερό και μετρίεται, άμεσα ή έμμεσα, η ποσότητα που απορροφάται από το έδαφος, σε συνάρτηση με τη φόρτιση (πίεση) που εφαρμόζεται.

1.2. ΣΚΟΠΟΣ: Προσδιορισμός της περατότητας του εδάφους είτε στη μορφή του γνωστού συντελεστή K, είτε σε άλλη τυποποιημένη και συγκρίσιμη μορφή, άκόμα και έμπειρική. Η γνώση της περατότητας αυτής είναι απόλυτα απαραίτητη στις μελέτες και εφαρμογές της Τεχνικής Γεωλογίας.

1.3. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΔΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ: Μελέτες στεγανότητας υπόβαθρου τεχνικών έργων, κυρίως φραγμάτων και προβλήματα άποστραγγίσεων. Αντίθετα στις μελέτες έκμεταλλεύσεως υπόγειων νερών χρησιμοποιούνται πολύ λιγώτερο. Στις τελευταίες, κυρίως χρησιμοποιούνται οι δοκιμαστικές άντλήσεις. Εδώ δεν πρέπει να γίνεται σύγχυση με τις δοκιμές με άφαιρηση νερού από τη γεώτρηση που έχουν αντίθετα απόλυτη αναλογία με όρισμένες δοκιμές εισπίεσεων.

Οι άντλήσεις είναι πιο ακριβείς σάν μέθοδοι και έχουν άκόμα τη δυνατότητα να αναφέρονται σε μεγαλύτερη έκταση του υπεδάφους, άρα η τιμή της περατότητας που προέρχεται απ' αυτές είναι πιο αντιπροσωπευτική και όχι σημειακή. Δεν εφαρμόζονται πάντα στην Τεχνική Γεωλογία τόσο για λόγους κόστους (γεωτρήσεις με μεγαλύτερη διάμετρο για τη δυνατότητα τοποθέτησεως άντλίας), όσο και γιατί, εδώ επιδιώκεται η γνώση των επί μέρους περατοτήτων του υπεδάφους σε διάφορα βάθη συγχρόνως οι

άντλήσεις δεν είναι δυνατές σε πετρώματα που είναι μόνον περατά αλλά που βρίσκονται πάνω από τη στάθμη του ύδροφόρου όριζοντα (μικρότερη ζώνη). Οι δοκιμαστικές άντλήσεις βασίζονται στη μελέτη της ισορροπίας ή του ρυθμού ταπεινώσεως της στάθμης του υπόγειου ύδροφόρου όριζοντα, σε συνάρτηση με την άντλούμενη παροχή ή και το χρόνο άντλήσεως.

1.4. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΔΟΚΙΜΩΝ ΕΙΣΠΙΕΣΕΩΝ. Τρεις είναι οι πιο βασικές κατηγορίες:

- Δοκιμές «σταθερού φορτίου». Σ' αυτές μετρίεται η ποσότητα του νερού που διοχετεύεται για να διατηρηθή κάποια σταθερή στάθμη (φόρτιση) πάνω απ' το δοκιμαζόμενο τμήμα της γεωτρήσεως (δοκιμή Lefranc - κατάσταση ισορροπίας).

- Δοκιμές μεταβλητού φορτίου. Σ' αυτές διοχετεύεται νερό μέσα στη γεώτρηση και μετρίεται ο χρόνος που χρειάζεται για να κατέβη ή νέα πιο ψηλή στάθμη που δημιουργήθηκε, σε μία πιο χαμηλή θέση (π.χ. δοκιμή Maag - κατάσταση μη ισορροπίας).

- Δοκιμές με παρέμβυσμα. Εισπνέζεται νερό με πίεση, σε τμήμα της γεωτρήσεως απομονωμένο μεταξύ παρεμβύσματος (packer) και κυβμένα ή μεταξύ δύο παρεμβυσμάτων. Μετρίεται η ποσότητα νερού που απορροφάται σε συνάρτηση με την πίεση εισπίεσεως του νερού (π.χ. δοκιμή Lugeon).

1.5. ΠΕΔΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΚΑΤΗΓΟΡΙΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ. Οι δύο πρώτες μέθοδοι είναι κατάλληλες σε έδαφικά υλικά (πορώδη μέσα). Η δεύτερη χρησιμοποιείται συχνότερα σε έδαφη μικρότερης περατότητας. Η τρίτη δοκιμή είναι κατάλληλη για δοκιμές περατότητας σε πετρώματα (βράχοι-περατότητα ρωγμών) και σε έδαφη (πορώδη μέσα) μεγάλης συνεκτικότητας όταν τα τελευταία μπορούν να άντέξουν στις απαραίτητες πιέσεις της μεθόδου.

## 3. ΔΟΚΙΜΗ ΜΕ ΠΑΡΕΜΒΥΣΜΑ- ΔΟΚΙΜΗ LUGEON

### 3.1. ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΔΟΚΙΜΗΣ

Η δοκιμή αυτή, που στην ουσία είναι ανάλογη

της δοκιμής σταθερού φορτίου (Lefranc), γίνεται τις περισσότερες φορές με την εξέλιξη της διατρήσεως. Το δοκιμαζόμενο τμήμα, που έχει συνήθως μήκος  $L = 3-5m$  από τον κυβμένα της γεωτρήσεως (ανάλογα με την περατότητα του πετρώματος), απομονώνεται από πάνω μ' ένα παρέμβυσμα (packer) που διογκώνεται με κατάλληλη τεχνική (υδραυλικά ή μηχανικά), έφάπτεται έρμητικά με τα τοιχώματα της γεωτρήσεως, ώστε να μην επιτρέψει διαφυγές νερού προς τα πάνω κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

Η γενική διάταξη της δοκιμής φαίνεται στο σχήμα. Μετά την απομόνωση εισπνέζεται νερό με τη βοήθεια άντλίας. Ένα μανόμετρο, ένας ύδρομετρητής και μία βαλβίδα ανάκουφίσεως επιτρέπουν τη μέτρηση της ποσότητας που απορροφήθηκε, για κάθε πίεση που εφαρμόστηκε. Τέλος ένα αεροφυλάκιο επιτρέπει την εξασφάλιση της σταθερότητας της πίεσεως.

Γενικά η δοκιμή τύπου Lugeon εκτελείται με την εφαρμογή πίεσεως κατά βαθμίδες. Για κάθε σταθερή πίεση, η ποσότητα που απορροφάται μετρίεται σε μία διάρκεια 5 ή πιο καλά 10 λεπτών. Στη συνέχεια μεγαλώνει η πίεση και μετρίεται πάλι η καινούργια απορρόφηση των 5 ή 10 λεπτών. Η δοκιμή συνεχίζεται και με άλλες πιέσεις, με αύξουσα σειρά μέχρι

\* Αποσπάσματα από Π. Μαρίνου: Δοκιμές εισπίεσεως και διαφράγματα φραγμάτων Ορυκτός Πλούτος, 1, 23, 38, 1579, όπου υπάρχουν πολλές πρόσθετες τεχνικές λεπτομέρειες.

μιάς μέγιστης πίεσως. Μετά την μέγιστη πίεση ή δοκιμή συνεχίζεται πάλι σε μικρότερες πιέσεις με φθίνουσα σειρά (κυκλική εξέλιξη με βαθμίδες). Ο αριθμός των ενδοιασμών πιέσεων, από μία ελάχιστη πίεση μέχρι την μέγιστη πίεση και απ' αυτήν ξανά μέχρι την ελάχιστη, εξαρτάται από την κατάσταση

αριθμόν του πετρώματος. Γενικά δεν πρέπει να είναι λιγότερες από 3 ως 4 για κάθε σειρά (αύξουσα-φθίνουσα).

Η μακ. πίεση σπάνια περνάει τά 10Kg/cm<sup>2</sup>.

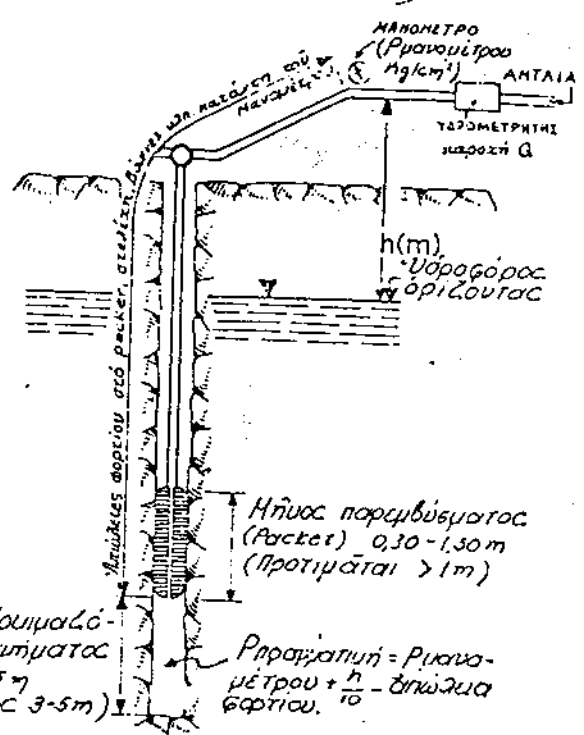
12. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Τά αποτελέσματα των άπορροφήσεων, για κάθε πίεση, που αντιστοιχούν σε δεκάλεπτη διάρκεια και σε ένα μήκος L, μετατρέπονται σε λίτρα ανά μέτρο και ανά λεπτό (l/m.min.).

Η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων των άπορροφήσεων, τόσο στις αύξουσες πιέσεις όσο και στις φθίνουσες (άφου αυτές διορθωθούν -

είναι πολύ χρήσιμη για τη μελέτη της συμπεριφοράς του υπεδάφους απέναντι στο νερό. Επίσης η σύγκριση δίνει και ένα μέτρο για τον έλεγχο της σωστής εκτελέσεως της δοκιμής.

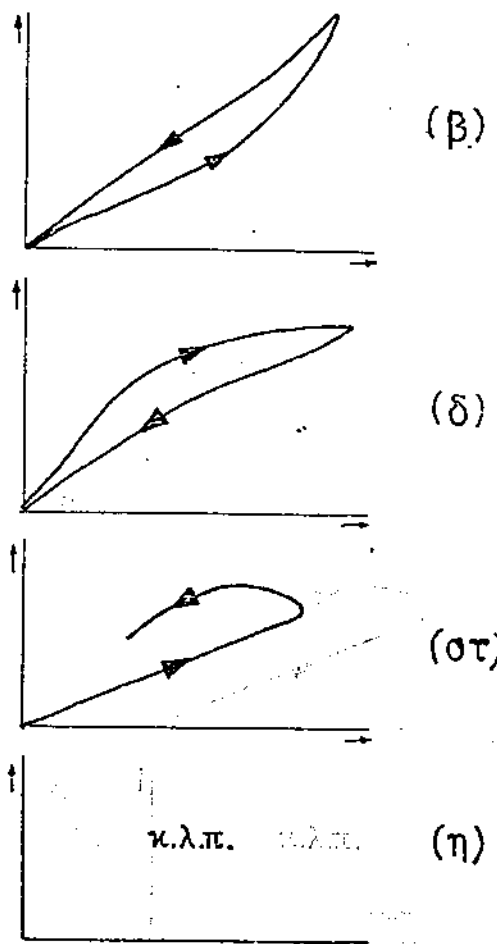
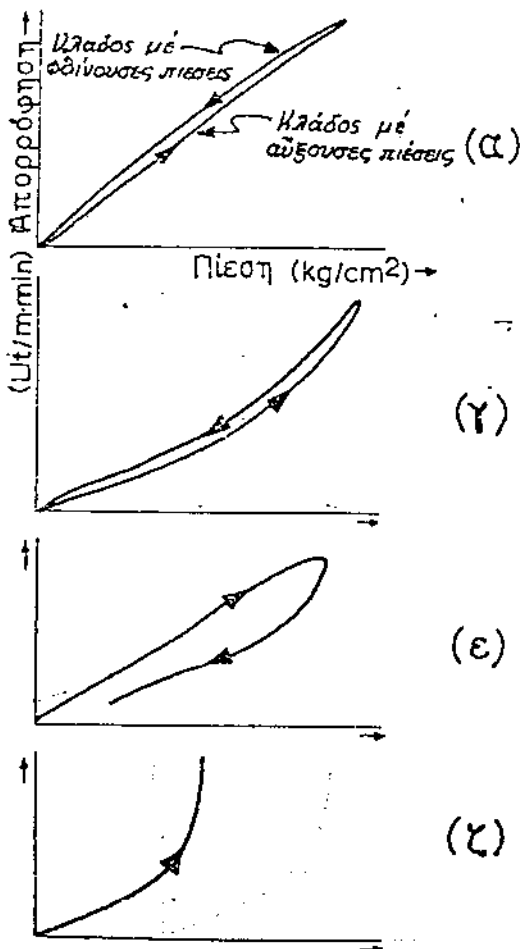
Στό σχήμα φαίνονται μερικά ένδεικτικά παραδείγματα της σύγκρισης των διαφόρων άπορροφήσεων κατά την διάρκεια μιάς κυκλικής δοκιμής Lugeon.



ΜΗΝΟΣ ΔΟΙΜΑΖΟΜΕΝΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ 0,50m-5m (Συνήθως 3-5m)

1 μονάδα Lugeon (υ.λ.) = 1L/m. min. σε 10 Kg/cm<sup>2</sup> πραγματική πίεση από 10 λεπτή δοκιμή.

Διάταξη δοκιμής Lugeon



Περιπτώσεις συμπεριφοράς υπεδάφους σε δοκιμή Lugeon

(α) Θεωρητική περίπτωση. Η αύξηση της παροχής είναι ανάλογη της αύξησεως της πίεσεως στον κλάδο με τις φθίνουσες πιέσεις οι τιμές απορροφήσεως είναι ίδιες. Ροή γραμμική.

(β) Καθαρισμός ρωγμών ή διαστολή (μή ελαστική) ρωγμών από την πίεση για τον λόγο αυτό ο υθίνοντας κλάδος δείχνει μεγαλύτερες περατότητες. Ένδιαφέρουν πιο πολύ οι απορροφήσεις της καμπύλης επιστροφής.

(γ) Όπως και η περίπτωση (β) αλλά εδώ οι παραμορφώσεις είναι ελαστικές. Η τιμή Lugeon μπορεί να είναι απαισιόδοξη για μεγάλες πιέσεις. Μπορεί να ληφθεί η Lugeon που βγαίνει από γραμμική προεκβολή στα 10kg/cm<sup>2</sup> της απορροφήσεως σε ενδιάμεση πίεση.

(δ) Προοδευτικός κορεσμός του πετρώματος (περιορισμένης εκτάσεως δίκτυο ρωγμών) ή πλήρωση από φερτά υλικά. Για το λόγο αυτό οι περατότητες μικραίνουν στο φθίνοντα κλάδο. Ακόμα, η εδώ μορφή του αυξοντα κλάδου μπορεί να οφείλεται και σε απώλειες φορτίου από τυρβώδη ροή στο δοκιμαζόμενο τμήμα. Λαμβάνονται υπ' όψη οι απορροφήσεις της καμπύλης επιστροφής.

(ε) Ροή γραμμική στην αρχή και στη συνέχεια πλήρωση των ρωγμών σε μεγάλη πίεση.

(στ) Ροή γραμμική στην αρχή και στη συνέχεια απόφραξη ή διαστολή των ρωγμών σε μεγάλη πίεση.

(ζ) Απότομη αύξηση της απορροφήσεως μετά από κάποια πίεση. Είτε «εσπασε» το πέτρωμα από την πίεση (υδραυλική θραύση), είτε, μετά από απόφραξη των κοντινών με τη γεώτρηση ρωγμών, το νερό ήλθε σε επαφή με δίκτυο μεγάλης περατότητας. Είναι πιθανό τέλος να οφείλεται και σε «σπάσιμο» της υπομονώσεως του packer με τα τοιχώματα της γεωτρήσεως μετά από την κάποια πίεση (λάθος δοκιμή).

Σε περίπτωση σπασίματος δεν λαμβάνεται υπ' όψη η απορρόφηση που σημειώθηκε μετά το σπάσιμο.

### 3.3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ

Στά πετρώματα περατότητας ρωγμών ή έκξεργασία των δοκιμών βασίζεται τόσο στην παραπάνω αξιολόγηση, όσο και στον υπολογισμό της περατότητας, όχι πάντα στη μορφή του γνωστού συντελεστή K (m/s), αλλά συχνά σε μία άλλη μορφή της μονάδας Lugeon (U.L.). Το γεγονός αυτό οφείλεται στην έλλειψη ομοιογένειας, αφού το μέσο δεν είναι κορώδες, και συνεπώς η έκφραση της περατότητας με τη μορφή του συντελεστή K μπορεί να οδηγήσει σε λάθος εκτιμήσεις.

Η μονάδα Lugeon έχει κατά κάποιο τρόπο τυποποιηθεί σαν μονάδα ενδεικτική της περατότητας και παρ' όλο που δεν την εκφράζει απόλυτα, επιτρέπει ικανοποιητικές συγκρίσεις. Αποτελεί επίσης δοκιμασμένο μέτρο στη πράξη για την εκτίμηση της ανάγκης και της εκτάσεως εκτελέσεως στεγανού διαφράγματος κάτω από τά φράγματα.

Η μειωμένη ακρίβεια οφείλεται στο ότι δεν παίρνεται υπ' όψη ο συντελεστής θύλακα, ούτε και οι δοκιμές γίνονται υποχρεωτικά μόνο κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, επίσης οι μεγάλες πιέσεις δημιουργούν άλλες καταστάσεις στο υπέδαφος και σε συνέπεια στην περατότητά του. Όπωςδήποτε το τελευταίο έχει και το πλεονέκτημά του, αφού έτσι είναι δυνατό να μελετηθεί η δυναμική συμπεριφορά του υπεδάφους κάτω απ' τη δράση του τεχνικού έργου.

Στις συγκρίσεις μεταξύ αποτελεσμάτων σε Lugeon, πρέπει να συνεκτιμώνται οι διαστάσεις του εισπνεζόμενου τμήματος, ή όλη συμπεριφορά του πετρώματος στον κύκλο της δοκιμής, ή υδρολογική κατάστασή του, ή γεωμετρία του δικτύου ρωγμών του, ή αποκατάσταση ή όχι της ισοροπίας στην υπόγεια ροή κ.λπ.

Όπωςδήποτε οι συγκρίσεις έχουν περισσότερη αξιοπιστία μεταξύ αποτελεσμάτων από την ίδια περιοχή, παρά από διαφορετικές περιοχές.

Σαν 1.U.L. εννοείται η απορρόφηση από το πέτρωμα 1 l/min. σε πίεση 10 Kg/cm<sup>2</sup>, σε διάρκεια 10 λεπτών. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι 1.U.L. μπορεί να ισούται περίπου με 1.2·10<sup>-7</sup>m/s (για διάμετρο γεωτρήσεως 50-100mm - προσοχή δεν υπάρχει άμεση αναλογική προέκταση στη σχέση αυτή).

Σε περίπτωση εδαφών συνεκτικών, ή πετρωμάτων με περατότητα κορώδους, ή άκομη σε πετρώματα με πολύ πυκνό δίκτυο λεπτών ρωγμών, (άναλογια με κορώδες μέσο), είναι δυνατό να γίνει χρήση εδαφικών τύπων κατά μία σχετική αναλογία, με τη μέθοδο Lefranc, όπου το αποτέλεσμα δίνεται σε περατότητα K (m/s) (προσοχή στον έλεγχο υπωλειών φορτίου όπως του σχ. 1δ), π.χ.

$$K = \frac{Q}{2\pi LP} \cdot \ln \frac{2L}{D} \quad \text{για } L > 4D$$

Ο τύπος αυτός δεν είναι άλλος από τον τύπο της δοκιμής Lefranc με συντελεστή θύλακα της μορφής (2) του πίνακα της 2.1. και με P την εφαρμοζόμενη πραγματική πίεση σε μέτρα.

Στην περίπτωση αυτή καλύτερο αποτέλεσμα επιτυγχάνεται όταν υπάρχει, σε απόσταση R από τη γεώτρηση της δοκιμής, πιεζόμετρο, που μπορεί να παρακολουθηθεί ή μεταβολή της στάθμης του νερού, όσο γίνεται ή δοκιμή στην κυρίως γεώτρηση. Τότε η προηγούμενη εξίσωση γίνεται:

$$K = \frac{Q}{2\pi L(P-h_2)} \ln \frac{2R}{D}$$

με R την απόσταση γεωτρήσεως-πιεζόμετρου και h<sub>2</sub> την ανύψωση της στάθμης πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα του πιεζόμετρου.

Η ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΝΕΡΟΥ ΣΤΙΣ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΕΙΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ  
ΓΙΑ ΣΗΡΑΓΓΕΣ

- Το υπόγειο νερό αλλοιώνει τα χαρακτηριστικά ευστάθειας των πετρωμάτων γύρω από τη σήραγγα (φορτία, μείωση διατμητικής αντοχής, διογκούμενα ρέοντα υλικά).
- Περί ταξινομήσεων βραχομάζας και εκτιμήσεων των αναγκών προσωρινής και μόνιμης υποστήριξης σηράγγων. (Διάδοση-κριτική).
- Ο ρόλος του νερού στις ταξινομήσεις. Η εκτίμηση της παραμέτρου με την οποία εισέρχεται σ' αυτές.  
(α) Εκτίμηση εμπειρική (β) με την παροχή εισροής (γ) με το φορτίο του νερού πάνω από τη σήραγγα.
- Ταξινόμηση RMR (Bieniawski).
- Ταξινόμηση Q (N.G.I., Barton et al).

Βιβλιογραφία

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.: Engineering classification of Rock Masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, 6, 189-236, 1974.
- Bieniawski, Z.T.: Rock mass classification in Rock Engineering. Proc. Symp. on Exploration for rock Engineering. Johannesburg, 97-106, 1976.
- Bieniawski, Z.T.: The Geomechanics classification in rock engineering applications, Proc. 4th I.C.R.M. 1979.
- Hock, E. and Brown, E.T.: Underground Excavations in Rock. IMM, London 1980.
- Μαρίνος, Π.: Ταξινόμηση βραχομάζας και υποστήριξη σηράγγων. Ορυκτός Πλούτος, 3, 13-39, 1979.

1. ΟΙ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ. Η ΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΤΟΥΣ ΘΕΣΗ. ΓΕΝΙΚΕΣ ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΤΑ ΕΡΓΑ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ

Οι περιοχές με ασβεστόλιθους καλύπτουν περίπου το 30% της επιφάνειας της Ελλάδας. Πρόκειται κυρίως για ασβεστόλιθους Μεσοζωϊκής ηλικίας της Αλπικής σειράς οι οποίοι τελειώνουν κάτω από φλύσχη του Ανώτερου Κρητιδικού (Ανατολική Ελλάδα) ή του Μειόκαινου (Δυτική Ελλάδα). Μερικές φορές και οι μεταλπικοί σχηματισμοί του Νεογενούς περιέχουν αξιόλογα στρώματα ασβεστόλιθων περισσότερο ή λιγότερο ασυνεχή τα οποία μπορούν να παρουσιάζουν και αυτά μία έντονη καρστικοποίηση. Μέσα στις μεταμορφωμένες ζώνες (Αττική, Κυκλάδες, τμήματα της Μακεδονίας και Θράκης) τα μάρμαρα μπορούν να καλύπτουν μεγάλες επιφάνειες αλλά γενικά αυτές δεν υπερτερούν σε σύγκριση με τις περιοχές σχιστολιθικών ή γνευσιακών πετρωμάτων.

Στην Δυτική Ελλάδα οι ασβεστόλιθοι είναι λεπτοπλακώδεις και αναπτύσσονται σε ζώνες με διεύθυνση Β.ΒΔ-N.NΑ, παράλληλες με τους άξονες των πτυχώσεων (ζώνες των Ισοκλινών ζωνών των γεωσύγκλιων των Ελληνίδων). Στις ζώνες αυτές και κυρίως μέσα στη ζώνη της Πίνδου η μονοτονία της ιζηματογένεσης των ασβεστόλιθων που δεσπόζει στην Κεντρική Ελλάδα (περιοχή Παρνασσού-Γκιώνας) έχει διακοπεί από την παρέμβαση των σειρών με ραδιολαρίτες ή από την παρουσία ενός αρχικού φλύσχη. Οι τεκτονικές σχέσεις αυτών των στεγανών σχηματισμών με τους ασβεστόλιθους είναι εφαπτομενικές, (ισοκλινείς πτυχές, επιππεύσεις, καλύμματα από ανατολικά προς τα δυτικά) και εντελώς σαφείς με όρια γεωμετρικά καλά προσδιορισμένα (διεύθυνση των πτυχών). Η μελέτη της τεκτονικής σε μεγάλη κλίμακα, σ' αυτές τις περιοχές, είναι το κλειδί που επιτρέπει τον προσδιορισμό

των διαδρομών και των διευθύνσεων της υπόγειας κυκλοφορίας του νερού και τα όρια των κύριων υδρογεωλογικών λεκανών.

Η παρουσία σε ορισμένους ασβεστόλιθους των ζωνών της Δυτικής Ελλάδας, μικρών οριζόντων ή στρωμάτων μαργαϊκών πετρωμάτων ή πυριτικών ενστρώσεων επιδρά στην καρστικοποίηση και στη διασπορά της υπόγειας υδροφορίας των νερών σε μικρές υδρογεωλογικές λεκάνες.

Στην Κεντρική Ελλάδα (Ζώνη Παρνασσού-Γκιώνας) η ιζηματογένεση υφαλογενών ασβεστόλιθων η οποία καλύπτει όλο το Μεσοζωϊκό, χαρακτηρίζεται από ένα ορισμένο αριθμό ασυμφωνιών οι οποίες σημειώνονται από την παρουσία βωξιτικών οριζόντων. Οι υδρογεωλογικές μελέτες δεν επιβεβαιώνουν ενδείξεις για παλαιοκάρστα οποία να είναι ενεργά από υδρογεωλογική άποψη. Επίσης οι εργασίες των σφράγγων προσαγωγής νερού στην Αθήνα οι οποίες διασχίζουν αυτή την περιοχή (έργα Μόρνου) δεν έχουν σημειώσει αξιόλογα παλαιοκάρστα. Το γεγονός ότι το υλικό αυτής της περιοχής είναι άκαμπτο έχει επηρεάσει την τεκτονική μορφή της περιοχής που δεν είναι "ελαστική". Η καρστικοποίηση και η υδρογεωλογική συμπεριφορά της περιοχής επηρεάστηκαν από τους διαφορετικούς επαναλαμβανόμενους κύκλους διάβρωσης και από τις αλλαγές του επιπέδου βάσης κατά τη διάρκεια της μεταλπικής περιόδου. Το μεγάλο πάχος των ασβεστόλιθων και η τεκτονική αυτής της περιοχής καθιστούν τις υδρογεωλογικές μελέτες και την οριοθέτηση των υδρογεωλογικών λεκανών περισσότερο δύσκολες. Στο ανατολικό τμήμα της Κεντρικής Ελλάδος υδατοστεγείς σχηματισμοί παρεμβάλλονται στην ιζηματογένεση των ασβεστόλιθων αλλά η τεκτονική

δεν επιτρέπει να υπάρχουν όρια κανονικά με σαφή γεωμετρικά σχήματα όπως στη δυτική Ελλάδα ώστε οι υδρογεωλογικές συνθήκες να είναι περισσότερο ομαλές.

Στην Πελοπόννησο στο Δυτικό τμήμα στο οποίο συνεχίζει να αναπτύσσεται η γεωτεκτονική ζώνη της Πίνδου εμφανίζεται λιγότερο ή περισσότερο ομαλούς χαρακτήρες με αυτούς που έχουν περιγραφεί προηγουμένως για τη Δυτική Ελλάδα.

Οι ασβεστόλιθοι της ζώνης της Τρίπολης βρίσκονται, εξαιτίας της τεκτονικής, πάνω στο σύστημα του υπόβαθρου από τους ημιμεταμορφωμένους σχιστόλιθους, καλυπτόμενοι με τη σειρά τους κατά ένα τμήμα τους από τεκτονικά καλύματα των σχηματισμών της Πίνδου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία ενός σύνθετου συστήματος του οποίου η μελέτη της τεκτονικής και της στρωματογραφίας του με λεπτομέρειες είναι ο μόνος τρόπος για τον προσδιορισμό της διαδρομής της κυκλοφορίας των υπόγειων νερών και των σχέσεων μεταξύ των νερών που κατεισδύουν και των εξόδων τους στις μεγάλες πηγές (μέχρι και περισσότερες των  $10\text{m}^3/\text{s}$ ) οι οποίες αποστραγγίζουν τα όροπέδια και τις μεγάλες κλειστές λεκάνες της κεντρικής και νότιας Πελοποννήσου (πηγές συχνά παράκτιες ή υποθαλάσσιες κυρίως μέσα στον κόλπο του Άργους).

Τα ασβεστολιθικά λατυποπαγή πετρώματα του Τριαδικού (Ζώνη Ιόνιος-Ακαρνανία-Κέρκυρα) που η δημιουργία τους οφείλεται στο διαπείρισμό της περιοχής παρουσιάζουν μία συμπεριφορά πολύ δυσμενή στα έργα του μηχανικού.

Αυτά τα πετρώματα παρουσιάζουν μεγάλη υδατοπερατότητα σε ολόκληρη τη μάζα τους εξαιτίας του πρωτογενούς τους πόρωδους, του κατακερματισμού τους και της παρουσίας συγκεντρώσεων γύψου διαφόρων διαστάσεων.

Ο συντελεστής ενεργού κατείσδυσης του νερού της βροχής για τις ασβεστολιθικές περιοχές τις περισσότερο χαρακτηριστικές της Ελλάδας, μετά από μελέτη των πηγών και του υδρολογικού ισοζυγίου κυμαίνεται μεταξύ 0,40 έως 0,55 των βροχοπτώσεων κατ'έτος μέσης μηνιαίας κατανομής της βροχής. Είναι ενδιαφέρον επίσης να σημειωθεί ότι στην περιοχή των ασβεστόλιθων της Πελοποννήσου και της Κεντρικής Ελλάδας οι υδρογεωλογικές μελέτες και η εμπειρία της κατασκευής των σπράγγων του Μόρνου, έδειξαν ότι ενώ αυτοί οι ασβεστόλιθοι είναι πολύ καρστικοποιημένοι στην επιφάνεια, αντίθετα είναι ~~ελάχιστα~~ ή καθόλου σε βάθος στην κλίμακα των διαφόρων ασ-

βεστολιθικών όγκων. Μέσα στους ίδιους αυτούς όγκους υπάρχει μία υδρογεωλογική ετερογένεια και μία ποικιλία στα υπόγεια υδραυλικά συστήματα. Στην περίπτωση αυτή οι διαδρομές της υπόγειας αποστράγγισης σε βάθος, των υπόγειων νερών ακολουθούν περισσότερο ή λιγότερο τη μορφολογία του βουνού ενώ υπάρχει μία έντονη σύγκλιση προς άξονες προνομιούχους που τονίζονται συχνά με ρήγματα τα οποία δεν παρουσιάζουν πάντοτε μία καρστικοποίηση καθαρή. Η ομογενοποίηση των ροών, αν και βελτιώνεται, δεν γίνεται σαφής ούτε στις περιοχές των εξόδων τους στην επιφάνεια, επομένως τα, συνεχή μέτωπα πηγών είναι σπάνια. Η ικανότητα της συγκέντρωσης του νερού από τους άξονες αυτούς και από τις ζώνες με μικρορωγμές που τους περιβάλλουν σε συνδυασμό με το μέγεθος της ικανότητάς τους να εκκενώνουν το νερό έχουν σαν αποτέλεσμα η στάθμη του νερού μέσα στους ασβεστολιθικούς ορεινούς όγκους να μπορεί να βρεθεί σε μεγαλύτερο υψόμετρο από εκείνο που θα αναμένετο μέσα σε τέτοια πετρώματα μεγάλης υδατοπερατότητας. Αυτή η κατάσταση δεν επιδρά πολύ πάνω στις συνθήκες στεγανότητας στις λίμνες των φραγμάτων αλλά παίζει σπουδαίο ρόλο όταν πρόκειται για μεγάλες σήραγγες. Δηλαδή ακόμη και αν ο κίνδυνος να συναντηθούν καρστικά έγκοιλα είναι ελαττωμένος, μπορούν να υπάρχουν περιοχές στις οποίες η στάθμη του νερού να βρίσκεται πάνω από τη σήραγγα. Επίσης όταν πρόκειται για υδραυλικές σήραγγες υπό πίεση, αυτά τα στοιχεία της ετερογένειας ρυθμίζουν την αναγκαιότητα ή την έκταση τωντσιμεντενέσεων στεγανοποίησης της επένδυσης.

Στο αρχικό στάδιο μελέτης των μεγάλων έργων του μηχανικού η υδρογεωλογική μελέτη βασισμένη πάνω σε μία καλή μελέτη της τεκτονικής και της παλαιογεωγραφίας ολόκληρης της περιοχής είναι λοιπόν η βάση για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των ασβεστολίθων, τουλάχιστο όταν πρόκειται για φράγματα, λεκάνες κατακλύσεων, μεγάλες σήραγγες.

Η ΥΠΟΓΕΙΑ ΚΑΡΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΕ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΕΣ ΟΡΕΙΝΕΣ ΜΑΖΕΣ  
ΕΝΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ.

ΟΙ ΕΜΠΕΙΡΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗ ΕΠΙΡΑΓΓΑ ΤΗΣ ΓΚΙΩΝΑΣ  
ΤΟΥ ΧΑΤΑΓΓΡΟΥ ΤΟΥ ΜΟΡΝΟΥ \*

#### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εργασία που ακολουθεί διακρίνεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο, με βάση γνωστά περί κάρσι και τις προσωπικές μας εμπειρίες, επιχειρείται μία ταξινόμηση και τυποποίηση της μορφής και υδρογεωλογικής λειτουργίας του υπόγειου καρστικού δικτύου, μιας συνεχούς ασβεστολιθικής μάζας, όπως μπορεί να αναγνωρισθεί από την διασπορά, τη διανομή και τη θέση των πηγών και τόκαδωσώς των παροχών τους. Στο δεύτερο έχουν συγκεντρωθεί και περαιτέρω έξετασθεί, τα αποτελέσματα παλαιότερων έρευνών μας σχετικά με την κατάσταση των ασβεστόλιθων στο έσωτερικό μεγάλων ολοκαρστικών ορεινών μαζών (HARRIS 1978a, 1978b). Στις εργασίες αυτές μπορεί να αναζητηθούν λεπτομέρειες για τις συγκεκριμένες καρστικές μάζες που αναφέρονται, όπως και η λεπτομερής βιβλιογραφία.

#### 1. ΥΠΟΓΕΙΟ ΚΑΡΣΤΙΚΟ ΔΙΚΤΥΟ ΚΑΙ ΚΑΡΤΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ

Η υπόγεια καρστική κατάσταση των ασβεστολιθικών περιοχών μπορεί να εκτιμηθεί από την επιφάνεια, με τη μελέτη των πηγών που τις αποστραγγίζουν. Η μελέτη αυτή αφορά κυρίως στη διασπορά ή διανομή των πηγών πάνω στην ασβεστολιθική εξέλιξη, στην ύψομετρική τους θέση, στο μέγεθος και στο ρυθμό μεταβολής των παροχών τους. Αν προσπαθήσουμε να τυποποιήσουμε σε μία κάποια ταξινόμηση τις καταστάσεις αυτές, μπορούν να διακριθούν οι έξής περιπτώσεις:

\* Το κείμενο προέρχεται από εργασία του Π. Μαρτίου στο Δελτίο της Ελλην. Γεωλογικής Εταιρείας, Τ. 18, 1981.

#### 1.1. ΜΟΝΤΕΛΛΟ Υ: ΠΗΓΕΣ ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΑ ΥΨΟΜΕΤΡΑ

1.1.1. Μοντέλλο Ια: Πολλές, με μικρές παροχές σε μη καρστικό έπιφανειακό ανάγλυφο.

Οι πηγές στην περίπτωση αυτή παρουσιάζουν μία διασπορά ως προς τις θέσεις που εκδηλώνονται πάνω στην ασβεστολιθική μάζα. Η διασπορά αυτή αφορά διάφορα ύψομετρα πηγών, συχνά και στα ύψηλά σημεία του ασβεστολιθικού ανάγλυφου. (σχ. 1). Η περίπτωση αυτή αντιστοιχεί σε ένα φτωχό σε ανάπτυξη υπόγειο καρστικό δίκτυο άγωγων χωρίς συστηματική διασύνδεση και συνεπώς άσυνεχες και με μικρές διατομές. Οι παροχές είναι πάντοτε μικρές και όριομένες από τις πηγές είναι δυνατό να στερεούνται στις έξρες περιόδους του έτους.



Οι ασβεστολιθικές περιοχές οι οποίες χαρακτηρίζονται από ένα τέτοιο καδωσώς παρουσιάζουν πτωχή καρστική ανάπτυξη με καρστικά φαινόμενα υπό εξέλιξη και συνεπώς περιορισμένα σε έκταση και ένταση. Το τοπογραφικό ανάγλυφο στερεείται έξομαλύνσεων και έπιπεδώσεων σε ένδιάμεσα ή ύψηλά ύψομετρα, δέν παρουσιάζει στρογγυλεμένες μορφές και έμφανίζει άξείολογο άριθμό σε μισοάγγειες χαρακτηριστικό μιας περιορισμένης κατελιόσεως του νερού της βροχής και παρουσίας κάποιας έπιφανειακής άπορροής ή τελευταία έπιτρέπει την ανάπτυξη και άξείολογης, για ασβεστολιθικά πετρώματα, βλάστησης. Χαρακτηριστική μπορεί να είναι έδα ή παρουσία έφήμερων πηγών, ύστερα από καταλιόδες σε διάφορες θέσεις στις ασβεστολιθικές πλαγιές, ένδεικτική της άπουσίας βαθιάς άποστραγγίσεως, λόγω του μη αναπτυγμένου υπόγειου καρσι-

κοσ δικτύου. Αίτια αυτής της καρστικής εξέλιξης μπορεί να αποτελεί η λιθολογική σύσταση, με παρεμβολές ενδιαστρώσεων μικρής περατότητας (κερατόλιθοι, άργιλικοί σχιστόλιθοι, μάργες, κ.ά. - π.χ. όρισμένοι άσβεστόλιθοι των Σεινιών στην Ίονιο ζώνη και άσβεστολιθικές σειρές στη ζώνη της Πίνδου). Άλλη αίτια μπορεί να είναι η τεκτονική ή και στρωματογραφική θέση των άσβεστόλιθων ανάμεσα σε στεγανούς σχηματισμούς (π.χ. τεκτονικά λέπη της ζώνης της Πίνδου), που προβάλλει στενές σε εύρος εμφανίσεις σε ένα πρόσφατα, γεωλογικά, διαμορφωμένο τοπογραφικό ανάγλυφο.

**1.1.2. Μοντέλλο Ιβ: Πηγές σε διάφορα ύψόμετρα σε καρστικοποιημένο επιφανειακό ανάγλυφο**

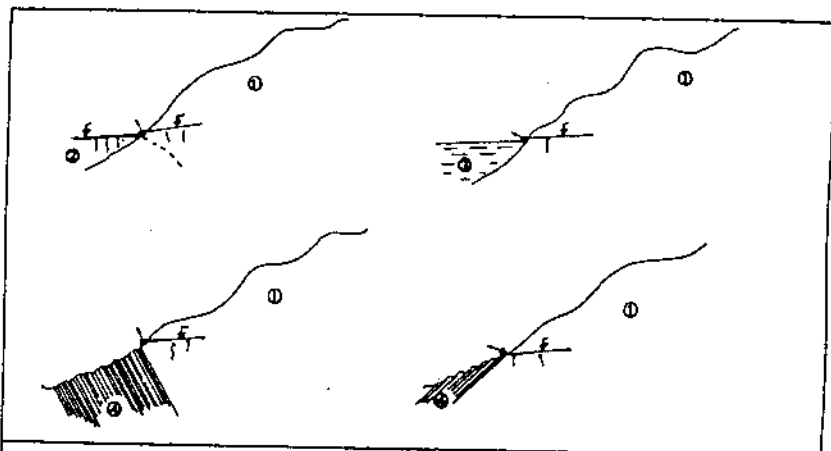
Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, εμφανίζονται πηγές σε διάφορα ύψόμετρα του άσβεστολιθικού ανάγλυφου δείχνοντας την άπουσία μιας γενικευμένης βαθιάς υπόγειας άποστραγγίσσεως. Η αίτια δέν είναι έδω η μη υπόγεια καρστική εξέλιξη, αλλά αντίθετα η παρουσία ενός κάρστ άνενεργού πιά, μερικά ή στο συνόλο του, λόγω έμφορξσεως των άγωγών του από άπόθεση άργιλικών, συνήθως, φερτών ύλων, (σχ.2). Ένα ώριμο ως γερασμένο καρστικό ανάγλυφο χαρακτηρίζει την έπιφάνεια τέτοιων άσβεστολιθικών μαζών. Τό καθεστώς τέτοιων πηγών δέν είναι βέβαια συνηθισμένο και συχνά άρκετοί υπόγειοι άγωγοί μιας άσβεστολιθικής μάζας με τά άνωτέρω χαρακτηριστικά δέν βουλώνουν έντελώς ώστε, στο σύνολό της, η μάζα να έλέγχεται ύδρογεωλογικά από βαθιά στράγγιση προς τά πιο χαμηλά ύψόμετρα της περιφέρειάς της. Οι όποιες πηγές, πάντως, σε ψηλά ύψόμετρα δέν είναι έδω πολλές σε άριθμό αλλά έχουν παροχές πολύ πιο άξιόλογες από την προηγούμενη περίπτωση. Στη χώρα μας παταστάσεις που μερικά προσεγγίζουν αυτό τό μοντέλλο μπορούμε να βρούμε σε πηγές όλοκαρστικών περιοχών όπως της Γκιώνας, ή των άνατολικών καρστικών περιοχών της Πελοποννήσου.



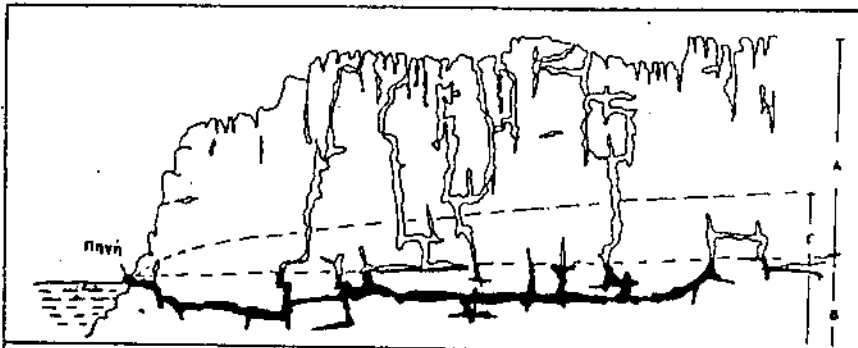
Σχ.2. ΠΗΓΕΣ ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΑ ΥΨΟΜΕΤΡΑ-ΜΟΝΤΕΛΛΟ ΙΒ  
Κλίμακες κάρστ σχηματισμός

**1.2. ΜΟΝΤΕΛΛΟ ΙΙ: ΠΗΓΕΣ ΣΕ ΧΑΜΗΛΑ ΥΨΟΜΕΤΡΑ**

Η περίπτωση αυτή είναι η πιο συνηθισμένη. Οι πηγές εμφανίζονται στα χαμηλά ύψομετρικά σημεΐα των άσβεστολιθικών μαζών εκεί όπου η έπιφανειακή συνέχεια του άσβεστόλιθου διακόπτεται από την παρεμβολή στεγανών σχηματισμών, ή των προσχώσεων των πεδινών περιοχών με σαφώς μικρότερη περατότητα, ή άκόμη από τη θάλασσα, στις παράκτιες περιοχές, (σχ.3α). Η άποστράγγιση των νερών που κατεισδύουν είναι, έδω, βαθιά και η έξοδος του νερού στις πηγές γίνεται με ύπερπλήρωση του καρστικού δικτύου άγωγού. Οι καρστικοί άγωγοί είναι συνεπώς άνεπτυγμένοι, παρουσιάζουν συνέχεια, διασυνδέονται και προχωρούν σε βάθος. Η ανάπτυξή τους συνεχίζεται και κάτω από τό επίπεδο της σημερινής έκφορτίσεως των υπόγειων νερών, στις περιπτώσεις κυρίως που τό επίπεδο αυτό άντιστοιχεί στις προσχώσεις της πεδινής περιοχής στις βάσεις των άσβεστολιθικών βουνών, ή στη θάλασσα. Έδω αναφέρεται δηλ. τό επίπεδο βάσεως του κάρστ, σε βάθος άνάλογο με τη παλαιογεωγραφική εξέλιξη της περιοχής και τις άνοδικές και καθοδικές κινήσεις των πρόσφατων τεκτονικών και εϋστατικών μεταβολών.



Σχ.3α. ΠΗΓΕΣ ΣΤΑ ΧΑΜΗΛΑ ΣΗΜΕΙΑ ΑΛΙΟ ΎΠΕΡΠΛΗΡΩΣΗ ΤΟΥ ΚΑΡΣΤΙΚΟΥ ΥΔΡΟΦΟΡΕΑ  
Ένδεικτικά παραδείγματα 1: καρστικός άσβεστόλιθος, 2: θάλασσα, 3: προσχώσεις κάμψου ή κοιλάδας, 4: ύποκείμενο ή ύπερκείμενα άδιαπέρατα πέτραμα.

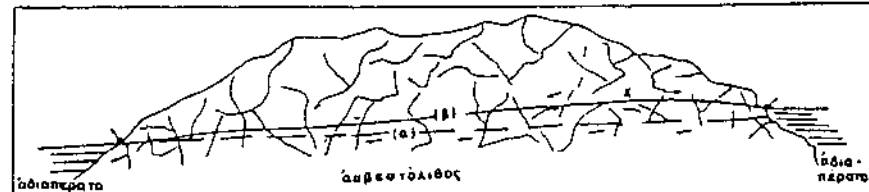


Σχ. 3β. ΖΩΝΟΓΡΑΦΙΑ ΣΕ ΕΝΑ ΤΥΠΙΚΟ ΚΑΡΣΤΙΚΟ ΥΔΡΟΦΟΡΕΑ

A: Ζώνη μεταβιβάσεως, B: Ζώνη κορεσμού, Γ: Ζώνη κορεσμού στις υψηλές τροφοδοσίες (πηλημύρες). Κλίμακες κάρστ σχηματικές

Επίς ασβεστολιθικές μάζες είναι δυνατό να υπάρχουν, σε αντίποδες της περιοχής με τα πιο χαμηλά σημεία του ασβεστολιθικού ανάγλυφου και άλλα λιγότερο αλλά οπωσδήποτε επίσης χαμηλά.

Ανάλογα με την τροφοδοσία από βροχοπτώσεις της ασβεστολιθικής μάζας, αλλά και τη διοχετευτική ικανότητα των υπόγειων καρστικών αγωγών (μέτριες διατομές ή συστηματικοί στραγγαλισμοί της υπόγειας ροής σε στενώσεις των αγωγών) δημιουργείται μία υπερύψωση της υπόγειας στάθμης με αποτέλεσμα τη δημιουργία υπόγειου υδροκρίτη και την εμφάνιση πηγών και στα δεύτερα χαμηλά αυτά σημεία (σχ. 4). Οι τελευταίες αυτές πηγές είναι εύκολωτερα να παρουσιάζουν διαλείποντα χαρακτήρα λειτουργίας, ή σημαντικώτερη και γρηγορότερη μείωση των παροχών τους στη ξερή περίοδο του έτους. Πάντως η περίπτωση αυτή δεν αντιστοιχεί υποχρεωτικά στα μεγάλα ασβεστολιθικά βουνά με πηγές στα δεύτερα χαμηλά σημεία τους (π.χ. Παρυασός-Γκιώνα) όπου ο διαμερισμός των υπόγειων νερών μπορεί να οφείλεται σ' άλλες αιτίες και όχι σε άδυναμία των υπόγειων αγωγών να παροχετεύσουν όλες τις παροχές αποκλειστικά προς τα πιο χαμηλά σημεία του βουνού.



Σχ. 4. ΠΗΓΕΣ ΣΕ ΧΑΜΗΛΑ ΣΗΜΕΙΑ - ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ ΒΑΘΕΙΑ ΚΑΡΣΤΙΚΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ

Οι πηγές στα δεύτερα χαμηλά σημεία (β) εκδηλώνονται αν το καρστικό δίκτυο δεν μπορεί να εκκενώσει όλη τη παροχή προς α. Είναι μικρότερης παροχής ή και έποχιακές.

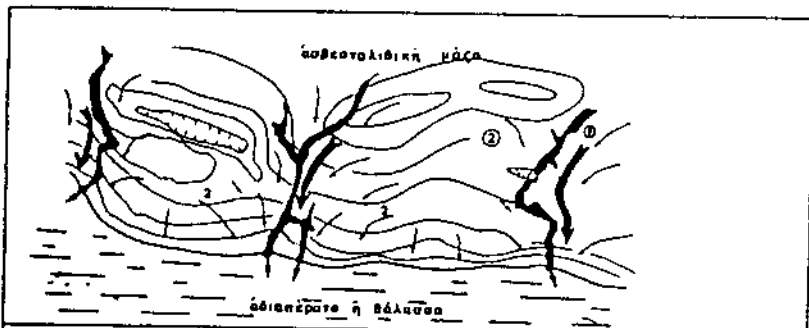
Χ: υπόγειος υδροκρίτης. Κατάσταση σε μικρές συνήθως μάζες.

Τομή σχηματική

Περαιτέρω εικόνα για την κατάσταση του υπόγειου καρστικού δικτύου στην περίπτωση του 2ου αυτού μοντέλλου είναι η εξέταση της διανομής των πηγών στα χαμηλά ύψόμετρα των ασβεστολιθικών μαζών όπως επίσης και η μελέτη των υδρογραφημάτων τους.

#### 1.2.1. Μοντέλλο ΙΙα. Πηγές σημειακές

Επὶν περίπτωση αυτή και όταν τα χαμηλά σημεία της καρστικής μάζας αναπτύσσονται γραμμικά στο ίδιο περίπου ύψόμετρο (σχ. 5) (γραμμή άκτων ή έδαφών με τις προσχώσεις), οι πηγές εμφανίζονται σημειακά σε ορισμένες μόνο, λίγες ή περισσότερες, αλλά μεμονωμένες θέσεις. Οι ενδιάμεσες εκφορτίσεις είναι αδιόρατες και περιορισμένων παροχών. Η καρστική κατάσταση που αντιστοιχεί είναι η ύπαρξη συγκεκριμένων, βασικών, μεγάλων καρστικών αγωγών κύριας υπόγειας αποστραγγίσεως που συνοδεύονται από δορυφόρο δίκτυο στενών μικρών αγωγών και ρωγμών (σχ. 6). Οι άξονες αυτοί αναπτύσσονται σε κατακόρυφη έννοια χωρίς σημαντική πλευρική ανάπτυξη και συνεπώς άτελη υπόγεια πλευρική διασύνδεση μεταξύ τους, με αποτέλεσμα η περατότητα των ασβεστολιθών έξω από τους άξονες αυτούς να είναι αισθητά περιορισμένη ή ενδιάμεση αποστράγγιση βραδεία και η στάθμη του υπόγειου νερού υπερυψωμένη με μεγάλες, για κάρστ, υδραυλικές κλίσεις. Έτσι μπορεί να εξηγηθεί η αποτυχία ή η με μικρές παροχές απόδοση, υδρογεωτρήσεων που έχουν γίνει σε περιοχές άνθρακα από εξόδους σημειακών καρστικών πηγών.

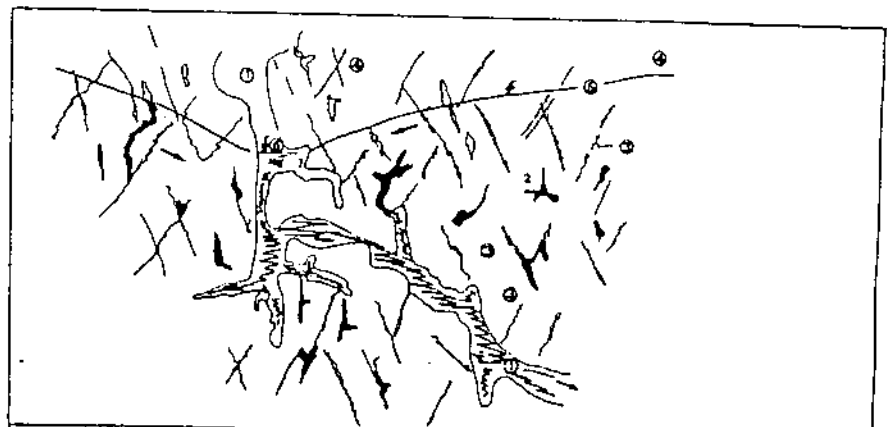


Σχ.5. ΠΗΓΕΣ ΣΗΜΕΙΑΚΕΣ ΣΕ ΣΑΜΗΛΑ ΥΨΟΜΕΤΡΑ - Μοντέλλο ΙΙα

- 1: κύριος καρστικός άγωγός και άξονας ύπόγειας άποστραγγίσεως
- 2: δορυφόρα στράγγιση περιβάλλοντος μικρών άγωγών και ρωγμών
- 3: Όριζοντιογραφία-Κλίμακες σχηματικές. Άποστάσεις μεταξύ πηγών κλίμακας δεκάδων ως εκατοντάδων μέτρων. Βλέπε και Σχ.6.

Οι βασικοί άξονες άποστραγγίσεως είναι δυνατό νά αντιστοιχούν σέ έντυπωσιακούς σπηλαιώδεις άχετούς, πολλές φορές επισκέψιμους-π.χ. άχετός πηγής Μαρσά άρμας επισκέψιμος άρκετές εκατοντάδες μέτρα άνάπτυξη τοσ σημείου έξόδου του (πηγής). Η ύπόγεια ροή μέσα στους άξονες αύτούς είναι τυρβώδης μέ πολύ μεγάλες ταχύτητες όπως π.χ. μερικά χιλιόμετρα τήν ημέρα. Ευχνά ύπάρχει μονοσήμαντη σύνδεση τους μέ καταβόθρες τών ύψηλών περιοχών τροφοδοσίας τών άβεστολιθικών μαζών τους (Μαρσά-Νευροκόπι, πηγές Άργολικού κάλπου-ύψιπεδο Τρίπολης). Τό ύδραυλικό καθεστώς τής ζώνης τών μικρότερων άγωγών και ρωγμών πού άποστραγγίζει ό βασικός καρστικός άχετός έχει ροή τυρβώδη, μεταβατική ή γραμμική, άνάλογα μέ τά μεγέθη τών διατομών, και παρομοιάζεται μέ τό συνηθισμένο καθεστώς τής ύπόγειας ροής σέ ρωγματωμένα ή κορώδη μέσα.

Τό μοντέλλο αύτό ακολουθούν ή προσεγγίζουν οι περισσότερες μεγάλες άνθρακικές μάζες τής Κεντρικής και Άνατολικής Ελλάδας: Παρνασσός-Γκιώνα-Άν. Πελοπόννησος, Ύμητός, τμήματα Όρθρυος, Οίτη, Φαλακρό κ.ά. Η καρστική



Σχ. 6. ΥΠΟΓΕΙΑ ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ ΚΑΡΣΤΙΚΟΥ ΑΙΒΕΣΤΟΛΙΘΟΥ ΑΠΟ ΚΑΠΟΙΟ ΤΥΠΙΚΟ ΑΓΩΓΟ ΤΟΥ ΚΑΡΣΤΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ

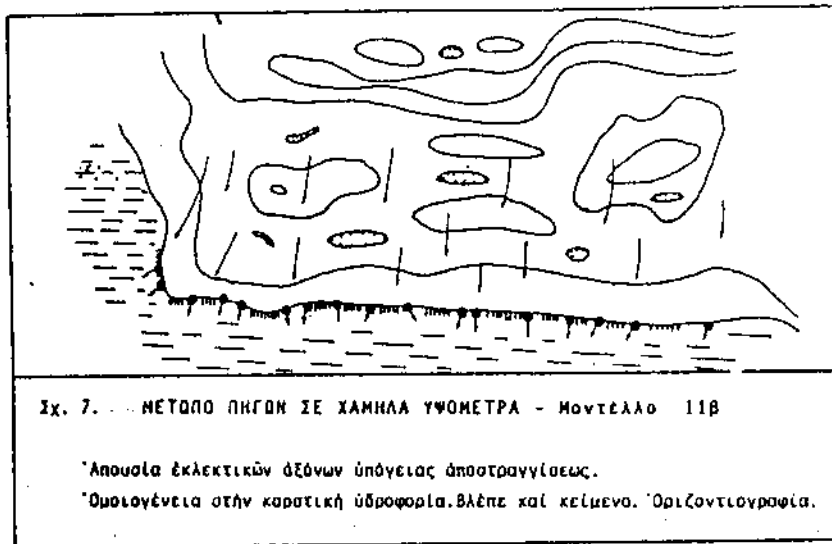
- 1: κύριος καρστικός άγωγός, 2: καρστικοί άγωγοί μικρών ανοιγμάτων,
  - 3: διακλάσεις (ρωγμές) κορεσμένες (κλειστές-μικρή περατότητα),
  - 4: διακλάσεις στήν άκόρεστη ζώνη, 5: στάθμη καρστικής ύδροφορίας
- Τμήμα κατακόρυφη. Διαστάσεις διατομών κύριου άγωγού: cm ως m.

μάζα του Βέρμιοιου και άλλων μεγάλων καρστικών μονάδων τής Άν. Μακεδονίας πρέπει επίσης νά προσεγγίζει σ' αύτό τό μοντέλλο-οι πηγές είναι μεμονωμένες τίς περισσότερες φορές, αλλά οι θέσεις έκδηλώσεως τους δέν αντιστοιχούν σέ γραμμικά, άναπτυγμένα, χαμηλά σημεία φραγμού (πηγές Άγ. Νικολάου Νάουσας, Νερσίδας κ.ά.), ώστε νά βγει μέ βεβαιότητα ή μορφή του μοντέλλου αύτου.

#### 1.2.2. Μοντέλλο ΙΙβ. Μέτωπο πηγών

Ετήν περίπτωση αύτή, κατά μήκος μεγάλων τμημάτων τής γραμμικής άνάπτυξης τών χαμηλών σημείων τής άβεστολιθικής μάζας έμφανίζονται πηγές, ή μία άμέσως μετά τήν άλλη, μέ διακεκριμένες έξόδους σ' όρισμένα σημεία και διάχυτες σέ πολλά άλλα. Η επί μέρους προχές, άνάλογα πάντοτε και μέ τό μέγεθος τών άβεστολιθικών μαζών πού τίς τροφοδοτεί, δέν είναι ύψηλές αλλά

στο σύνολο ή τελική παροχή του μετώπου εφόδου των υπόγειων νερών μπορεί να είναι πολύ μεγάλη (σχ.7).



Σχ. 7. ΜΕΤΩΠΟ ΠΗΓΩΝ ΣΕ ΧΑΜΗΛΑ ΥΨΟΜΕΤΡΑ - Μοντέλλο ΙΙβ

Απουσία εκλεκτικών δέσμων υπόγειας αποστραγγίσεως.

Όμοιογένεια στην καρστική υδροφορία. Βλέπε και κείμενο. Όριζοντιογραφία.

Στην περίπτωση αυτή το υπόγειο καρστικό δίκτυο είναι πιά αναπτυγμένο ως προς τή συνέχεια, τή πυκνότητα και τή διασύνδεση των άγωγών του, τόσο στην κατακόρυφη όσο και τήν οριζόντια έννοια. Οί άγωγοί λόγω τής καλύτερης διανομής τής υπόγειας ροής δέν πρέπει να είναι τές περισσότερες φορές μεγάλων διατομών, χωρίς αυτό να είναι όμως άπόλυτο.

Σέ αντίθεση μέ τό προηγούμενο, στο έδώ μοντέλλο υπάρχουν πολλοί αποστραγγίζοντες άγωγοί που αποστραγγίζουν τήν περιβάλλουσα μάζα μικρών άγωγών και ρωγμών. Η μέση περατότητα του άσβεστόλιθου είναι συνεπώς μεγαλύτερη και ή καρστική υδροφορία άποικιά κάποια έννοια υδροφόρου ορίζοντα μέ σχετική όμοιογένεια. Η υδραυλική του κλίση είναι μικρή-μερικά % - και ή έκροή του υπόγειου νερού πιά κανονική χωρίς πολύ μεγάλες διαφορές στις παροχές μεταξύ τής ύγρης και τής ξερής περιόδου του έτους.

Η κατάσταση αυτή παρατηρείται συνήθως σε όχι πολύ μεγάλες άσβεστόλιθικές μορφολογικές ενότητες και μπορούμε να τήν άποδώσουμε είτε στην εύκολη υπόγεια διάβρωση του πετρώματος είτε σε έπιμονή και στην παραμονή του επιπέδου έκφορτίσεως (έπίπεδο βάσης) στην ίδια θέση κατά τή διάρκεια τής παλααιογεωγραφικής εξέλιξεως τής περιοχής. Μάζες που άποστραγγίζονται μέ τόν τρόπο αυτό αναπτύσσονται κυρίως στη άυτική Ελλάδα, Κέρκυρα, άυτική Πελοπόννησο (κυρίως τριαδικά, άσβεστολιθικά, λατυποπαγή και άλλοι άσβεστόλιθοί τής Ίόνιας ζώνης κ.λ.π.: Πηγές λάμπρας Λεσινίου, άνατολικές άκτές Κέρκυρας, Παντοκράτωρ Κέρκυρας, Κρύας κ.λ.π. Μιτσικέλι κ.ά.).

Ο ρυθμός έκκενώσεως του καρστικού δικτύου παρ'όλες τές διαφορές που παρουσιάζει στα δύο τελευταία μοντάλλα, έξαρτάται και από τές λεπτομέρειες τής γεωμετρίας του καρστικού δικτύου. Ειδικότερα τά στενώματα των υπόγειων όχετών αύξάνουν τήν ικανότητα ρυθμισμένης έκκενώσεως τής καρστικής άποθήκης και ύπερυψώνουν τοπικά τήν καρστική στάθμη ύψηλότερα άπ'ότι δικαιολογεί ή περατότητα του πετρώματος. Μέσα στην ίδια καρστική περιοχή, όπως εκείνη τής νότιας πλευράς του Άργολικού κόλπου είναι δυνατό τό καρστικό δίκτυο (του μοντέλλου ΙΙα) να έχει διάφορους άποχετευτικούς ρυθμούς. Π.χ. ή πηγή Κεφαλαρίου άποκρίνεται πιά άμεσα στις βροχοπτώσεις και τό ύδρόγραμμα τής πηγής "είχνει γρήγορη έκκένωση τής μεγαλύτερης ποσότητας" του νερού που κατεισδύει. Οί άκρατες μεταβολές των παροχών έχουν μεγάλη διαφορά και δέν είναι λίγες οί φορές που ή πηγή φτάνει να στερεύει πρακτικά κάποια στιγμή τής ξερής περιόδου του έτους. (παροχές και μεγαλύτερες των  $6m^3/s$  μέχρι και μηδενικές). Αντίθετα οί γειτονικές πηγές τής λέρνης και Κρόης έχουν μία πιά ρυθμισμένη λειτουργία μέ άκρατες παροχές μεταξύ  $500m^3/h$  ως  $1-2m^3/s$ . Η πηγή του Άγ. Γεωργίου Κιβερίου όπως δείχνουν μετρήσεις του φυσικού τριτίου που έγιναν παλαιότερα (Λενάκης et Παράκας, 1969) έμφανίζει και παλαιότερα νερά στη διάρκεια τής λειτουργίας της κατά τήν ξερή περίοδο του έτους. Προφανώς πρόκειται για άποστράγγιση νερών του μικρής περατότητας άσβεστόλιθου που περιβάλλει τόν κύριο καρστικό άξονα, σύμφωνα μέ τό μοντέλλο ΙΙα.

Τέλος είναι φανερό ότι ή αναρύθμιση, μέσω γεωτρήσεων, τής λειτουργίας των πηγών που επιτρέπει έντατικώτερη έκμετάλλευσή τους τό καλοκαίρι (ά-επιποίηση χειμερινών πλεονασμάτων) γίνεται άσφαλέστερα και οίκονομικώτερα στις περιπτώσεις αναρύθμισεως τής λειτουργίας πηγών του μοντέλλου ΙΙβ.

## 2.Η ΚΑΡΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΜΕΓΑΛΩΝ ΔΕΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ

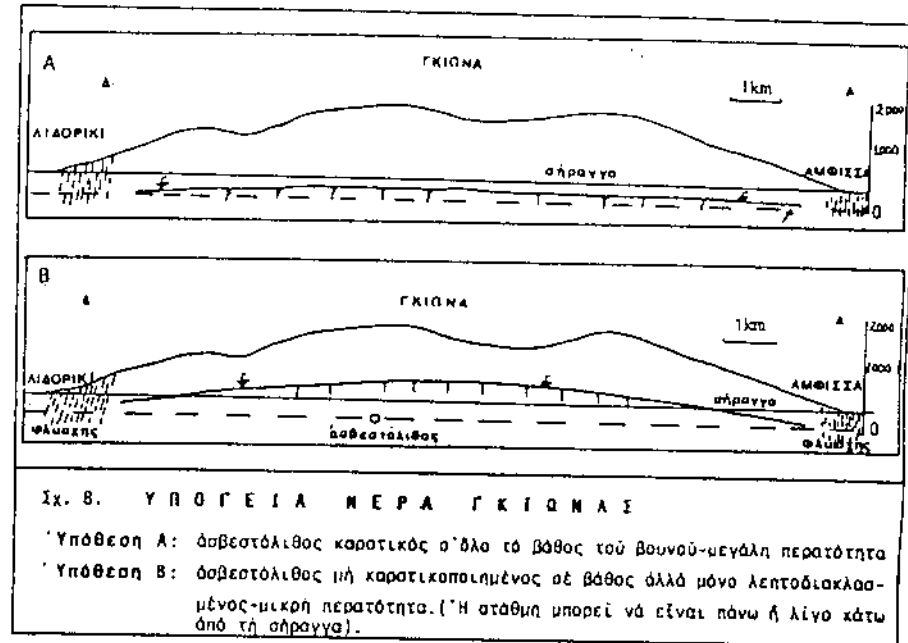
Μεγάλες συνεχείς δοβεστολιθικές μάζες παρουσιάζονται κυρίως στην Κεντρική Ελλάδα και την Πελοπόννησο, χωρίς φυσικά να λείπουν και από άλλες ζώνες του Ελληνικού χώρου. Οι μάζες αυτές που μπορεί να συγκροτούν μια πλήρη όρεινη ενότητα, αποστραγγίζονται υπόγεια σύμφωνα με το δεύτερο μοντέλλο και κατά προτίμηση με το ΙΙα. Ένα ερώτημα όμως που προκύπτει είναι πια άκριβως κατάσταση επικρατεί στο εσωτερικό αυτών των καρστικών βουνών σε μεγάλα βάθη και μακριά από τις περιοχές που εκδηλώνονται οι πηγές.

Το ερώτημα αυτό τέθηκε όταν εκτελείτο η κατασκευή της μεγάλης σήραγγας της Γκιώνας του ύδαταγωγού Μόρνου-Αθηνών, αφού αφορούσε άμεσα τα προβλήματα κατασκευής και λειτουργίας της. Η σήραγγα διασχίζει σήμερα το βουνό αυτό με μήκος 14,6 Km (διευθύνσεως περίπου Α-Α, παράλληλης με τις άκτες), σε ύψομετρο 377, κάτω από κάλυψη 1500m και με τα κεντρικά της τμήματα 14-20 χιλιόμετρα μακριά από τις άκτες του Κορινθιακού, όπου η Γκιώνα αποστραγγίζει το μέγιστο μέρος των υπόγειων νερών της σε μορφές που αντιστοιχούν στο μοντέλλο ΙΙα.

Στην αρχή η έντονη καρστική κατάσταση της επιφάνειας του βουνού και η αποστράγγιση προς τα χαμηλά σημεία των άκτων οδηγούσε στην υπόθεση ότι η σήραγγα θα περνούσε μέσα από ένα καρστικό δοβεστόλιθο πάνω, όμως, λίγο ή πολύ από την καρστική στάθμη (σχ. 8α) θα εύρισκετο δηλαδή μέσα στη ζώνη μεταβιβάσεως των υπόγειων νερών (σοβαροί κίνδυνοι από αίφνιδες εισροές στις πλημμύρες, αλλά όχι μόνιμα υπόγεια νερά). Η στάθμη αυτή θα ήταν τόσο πιο χαμηλά σε περίπτωση που υπήρχαν προσεγγίσεις στο μοντέλλο ΙΙβ.

Αντίθετα, όρισμένες φορές, στην τυπική περίπτωση ανάπτυξεως του τύπου ΙΙα, η στάθμη θα μπορούσε να έφτανε στη σήραγγα ή και λίγο πιο πάνω απ' αυτή, στα τμήματα της δοβεστολιθικής μάζας που έχουν άπλωες ρωγμές και λεπτούς μόνο καρστικούς αγωγούς (τμήματα μεταξύ των κυρίων καρστικών δικτύων).

Όμως κάποιες περιορισμένες σ' αριθμό έρευνητικές γεωτρήσεις που έγιναν έδωσαν ενδείξεις ότι, στο βάθος, ο δοβεστόλιθος δεν είναι καρστικοποιημένος αλλά μόνο άπλω ρωγματομένος. Σε μία τέτοια περίπτωση η στάθμη του υπόγειου ύδροφώρου όρίζοντα θα ήταν δυνατό να αναπτύσσεται πολύ πιο πάνω από το επίπεδο της σήραγγας (πολλές δεκάδες ή και πολύ πιο πάνω από 100m - μόνιμη αποστράγγιση από τη σήραγγα αλλά με μικρές παροχές) (σχ. 8β).



Στην πραγματικότητα η κατάσταση που παρουσιάζεται μέσα και βαθιά στο βουνό είναι πιο σύνθετη και συνδυάζει σ' ένα βαθμό τις δύο αυτές περιπτώσεις, όπως προκύπτει τελικά από τις παρατηρήσεις και μελέτη των φαινομένων στη διάρκεια κατασκευής της σήραγγας (MARINOS 1978).

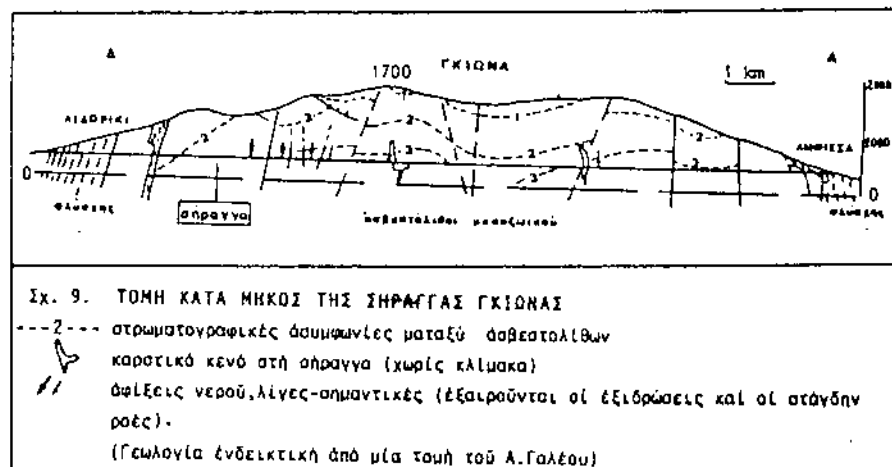
Μετά από τα άκρα τμήματα της σήραγγας και τον εκεί φλύσχη, ο δοβεστόλιθος παρουσιάζεται σε καρστικοποιημένη κατάσταση με μικρούς ή και μεγαλύτερους αγωγούς, όχι όμως για μεγάλο διάστημα (σχ. 9). Μόλις απομακρυνθεί η σήραγγα από την επιφάνεια προς το εσωτερικό του βουνού και μεγαλώσει το κάλυμμά της ο δοβεστόλιθος εμφανίζεται με απόλυτως καμιά καρστικότητα. Η μάζα του διατρέχεται από ένα δίκτυο λεπτών ρωγμών που δεν εμφανίζουν ούτε την ελάχιστη καρστική διεύρυνση. Η καρστικοποιημένη μάζα περι-

ορίζεται συνεπώς σε μία ζώνη που το πάχος της, από την επιφάνεια του εδάφους, δεν της επιτρέπει να φθάνει στο εσωτερικό του βουνού: άκρη ούτε και σε θέσεις με ύψομετρο πολύ μεγαλύτερο από εκείνο των καρστικών πηγών που αποστραγγίζουν το βουνό στα άκρα του.

Η στάθμη του υπόγειου νερού στην αρχή, εκεί όπου υπάρχει καρστικοποίηση, είναι κάτω από τη θέση της σήραγγας και στη συνέχεια ανέρχεται αρκετά πάνω απ'αυτή. Ο ασβεστόλιθος όμως παρουσιάζει εδώ μία μικρή ως πολύ μικρή περατότητα και μία ροή που μοιάζει με ροή πορώδους μέσου, ώστε η αποστράγγιση του από τη σήραγγα να είναι είτε αδιάρατη, είτε υπό μορφή εξιδρώσεων ή στάγδην ροών.

Η σήραγγα ο'όλο το μήκος της στο εσωτερικό του βουνού, διέσχισε τελικά μόνο δύο καρστικά κενά (σχ.9) που αν ληφθεί υπ'όψη ο προσανατολισμός της, έγκάρσιος προς τις υπόγειες ροές, δεν αποτελούν παρά κάποια εξαίρεση και δεν αλλάζουν καθόλου τη γενική, απόλυτα μη καρστική, εικόνα του συνόλου. Τα κενά αυτά, με άνοιγμα λίγες δεκάδες μέτρα, συναντήθηκαν στα 9,8 και 6,5 Km από την δυτική είσοδο της σήραγγας. Στο πρώτο, όταν διατρήθηκε, έλευσε νερό υπό πίεση και στη συνέχεια η ροή ισορρόπησε σε μικρές παροχές. Το δεύτερο ήταν γεμισμένο μερικά, με άργιλους, άμμους, χάλικες, χωρίς νερά αλλά με σαφείς ένδείξεις υπόγειας ροής. Πράγματι ύστερα από μία πολύ έντονη καταιγίδα, μία πλημμύρα έφθασε στη γαλαρία με μία ύστέρηση 8-10 ωρών. Τα νερά εξατλήθηκαν προοδευτικά μέσα σε μία εβδομάδα περίπου. Ο ενεργός υδρογεωλογικός τους ρόλος-ρόλος ζώνης μεταβιβάσεως των νερών προς υποκείμενη ζώνη κορεσμού-φάνηκε και άλλη φορά, όταν άρνήθηκε κάποια στιγμή να δεχθεί τα νερά που αποχέτευε εκεί μέχρι τότε η σήραγγα. Ήταν στην περίπτωση μιας χρονιάς (1978) με υψηλές βροχοπτώσεις που είχε υπερυψώσει φαίνεται την υποκείμενη στάθμη σε σημεία κοντά ή και πάνω από το επίπεδο της σήραγγας.

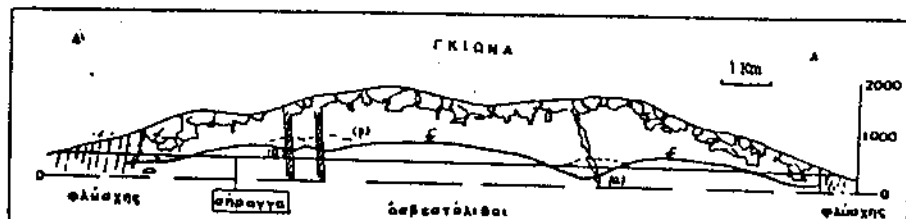
Τό καρστικό αυτό κενό αποτελεί δηλαδή ένα άξονα στραγγίσεως, σύμφωνα με το μοντέλλο ΙΙα, που κατεβάσει σημαντικά την υψηλή στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα της μάζας που τον περιβάλλει. Η διαφορά εδώ όμως είναι ότι στο εσωτερικό του βουνού ή παρουσία τέτοιων άξόνων είναι σπανιστάτη και ή περιβάλλουσα μάζα είναι, στην ουσία, ή αποκλειστικά επικρατούσα, χωρίς καμία καρστικοποίηση, έστω και σε επίπεδο λεπών άγωγών.



Η εικόνα του εσωτερικού του βουνού ολοκληρώνεται και με την παρουσία ρηγμάτων, περίπου κατακόρυφων χωρίς ή με μυλονιτωμένη ή κερματισμένη ζώνη, που όμως δεν εμφάνισαν καρστικές μορφές και κενά κατά μήκος των ασυμφωνιών τους. Λίγα από τα ρήγματα αυτά παρουσιάστηκαν με προβλήματα νερού, (ιδιαίτερα σε τμήματα μεταξύ 9,3 και 10 Km από την πλευρά της Άμφισσας (σχ.9). Συνολικά πάνω από 1,500m<sup>3</sup>/h νερού εκπαίγαν στη σήραγγα, από τα οποία τα 400m<sup>3</sup>/h περίπου τα έδινε ένα μόνο ρήγμα και ή μυλονιτωμένη, χαλαρή ζώνη του (πάχος λίγα μέτρα). Ο μεταξύ των υδροφόρων ρηγμάτων λεπτοδιακλασμένος ασβεστόλιθος ήταν πάντα πολύ μικρής περατότητας με αποστράγγιση, μέσα στη σήραγγα υπό μορφή εξιδρώσεων ή στάγδην ροών.

Τά υδροφόρα ρήγματα αυτής της μορφής αξιάνουν την υπόγεια υδραυλική ετερογένεια στο εσωτερικό του βουνού. Τά ρήγματα αυτά τροφοδοτούνται από τά καρστικά και μεγάλης περατότητας τμήματα της επιφάνειας του βουνού. Δημιουργείται μία στήλη νερού που ανάλογα με τη γεωμετρία των ρηγμάτων και τη διοχετευτική ικανότητα τόσο αυτών των (δίων, όσο και των καρστικών όχετών που ξανασυναντούν σε χαμηλά ύψομετρα στα άκρα του βουνού, μπορεί να

διατηρεί μία σημαντική υπερωσμένη στάθμη πάρ' όλη τήν ύψηλή έδω περατότητα. Η στήλη αυτή ανάλογα μέ τήν τροφοδοσία καί έτήσια λειτουργία της πότε φορτίζει καί τήν περιβάλλουσα μάζα του λεπτοδιακλασμένου μόνο άσβεστόλιθου (περίοδοι ύψηλης τροφοδοσίας καί στάθμης) καί τότε τήν άποστραγγίζει.



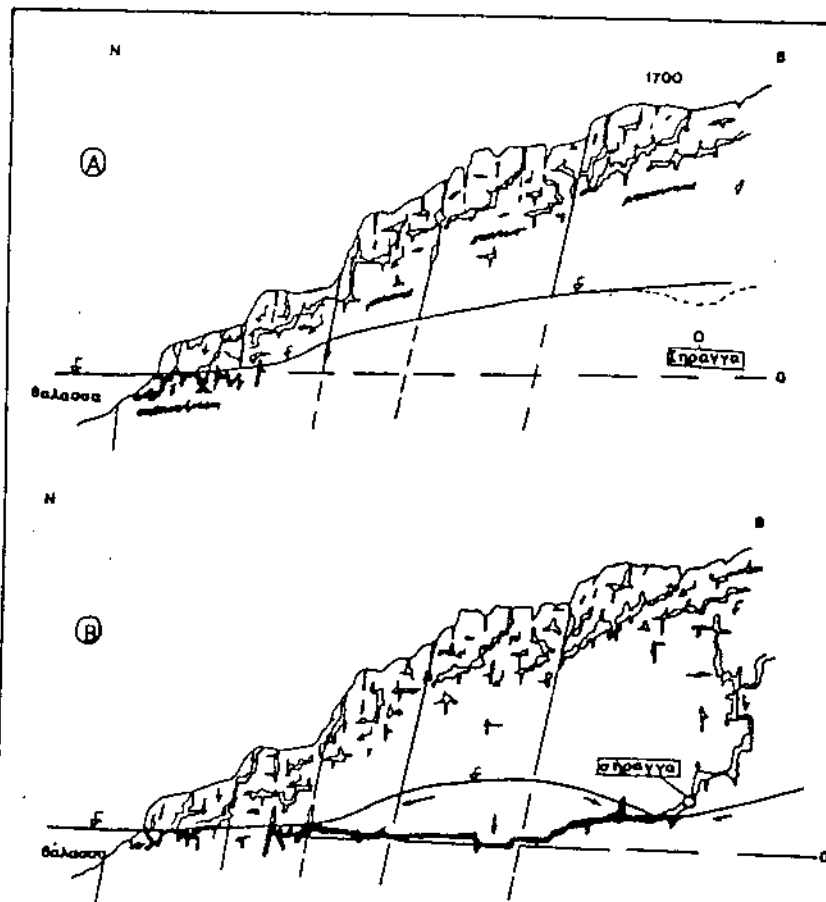
Σχ. 10. ΥΠΟΓΕΙΟ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣ ΓΚΙΩΜΑΣ

- Ζώνη καρστικοποιημένου άσβεστόλιθου μέσης-μεγάλης περατότητας
  - άσβεστόλιθοι λεπτοδιακλασμένοι μόνο μικρής περατότητας
  - Ζώνη ρήγματος μέ άσβεστόλιθο μεγάλης περατότητας λόγω θρυμματισμού
  - έκλεκτικός καρστικός άγωγός βάθους
  - συνηθισμένη στάθμη
  - στάθμη ύψηλης τροφοδοσίας
- Κατακόρυφες κλίμακες στή στάθμη ένδεικτικές

Συγκετρώνοντας όλες αυτές τίς παρατηρήσεις ή καρστική καί ύδρογεωλογική κατάσταση στό έσωτερικό του βουνού παρουσιάζεται ως έξής. (σχ. 10, 11).

Τό άσβεστολιθικό βουνό στό έσωτερικό του δέν έμφανίζεται καθόλου καρστικοποιημένο. Η καρστικοποίηση φαίνεται ότι σταματά σέ βάθος λίγων εκατοντάδων μέτρων καί δημιουργεί μία καρστική ζώνη πού προχωρά κλιμακωτά, παράλληλα μέ τήν έπιφάνεια του βουνού. Η παλαιογεωγραφική εξέλιξη τής περιοχής μέ τίς κλιμακωτές έπιφάνειες διαβρώσεων καί έπιπεδώσεων καί τίς μεταβολές τής σχετικής στάθμης τής θάλασσας, βοηθούν σέ μία τέτοια ύπόγεια καρστική γεωμετρία.

Κάτω άπό τήν καρστική ζώνη ό άσβεστόλιθος δέν είναι καθόλου καρστικοποιημένος αλλά διατρέχεται άπό ένα δίκτυο λεπτών κλειστών διακλάσεων μέ πολύ μικρή περατότητα.



Σχ. 11. ΥΠΟΓΕΙΟ ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΚΑΘΕΣΤΩΣ ΓΚΙΩΜΑΣ-ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΤΟΜΕΣ

- A : Γενική κατάσταση, Β: Περίπτωση ανάπτυξης έκλεκτικού καρστικού άγωγού βάθους
  - : θέση έπιπέδου βάσεως του κυρίως κάρστ
  - : ύδροφόρος όρίζοντας-καρστικός / λεπτών ρωγμών
  - : φορά κύριας κυκλοφορίας στή ζώνη μεταβιβάσεως του κάρστ
- Βλέπε καί σχ. 10. Κλίμακες ένδεικτικές. Καρστικές μορφές σχηματικές

