

Μ. ΑΦΤΙΑΣ  
ΛΕΚΤΟΡΑΣ

# ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΙΟΥΛΙΟΣ 1992

Μ. ΑΦΤΙΑΣ  
ΛΕΚΤΟΡΑΣ

# ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΙΟΥΛΙΟΣ 1992

ΕΚΔΟΣΗ ΕΘΝΙΚΟΥ ΜΕΤΣΟΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ  
ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ ΕΚΔΟΣΗΣ:

Γ. ΚΑΡΑΓΚΙΟΖΟΠΟΥΛΟΣ, Ν. ΓΚΑΝΗΣ  
Μ. ΣΑΚΕΛΛΑΡΗΣ, Α. ΧΡΥΣΑΝΘΟΠΟΥΛΟΣ  
Κ. ΗΛΙΑΣ

Η παρούσα εργασία γράφεται με την ελπίδα να χρησιμοποιηθεί από άλλους φοιτητές και εκπαιδευτικούς κείμενα που θα βοηθήσουν στην γνωστική περιοχή όπου τα Υδραυλικά έργα και ειδικότερα οι Υδρεύσεις αποτελούν ανεγχείρητο σύνθετο και απαιτητικό αντικείμενο.

Αναφορά σε περιεκτικό, αλλά σπυρτατό, υπόβαθρο της θεωρητικής Υδραυλικής ειδικά επιλεγμένο και βασισμένο στην εξειδίκευση εφαρμοσμένων λύσεων, στο συγκεκριμένο τομέα των Υδρεύσεων.

Ενημερότητα σε σχέση με τις εφαρμοζόμενες στον υπόλοιπο κόσμο τεχνολογίες Υδρευσης, μάλιστα με ιδιαίτερη έμφαση στην τεχνογνωσία των άλλων κοινοτικών εταίρων και το σύγχρονο κοινοτικό κεκτημένο οδηγιών και προδιαγραφών, σε αντίστιξη και σύνθεση με πρακτικές, που η εντόπια εμπειρία προσάρμοσε και υιοθετεί.

Ευρύτατη βιβλιογραφική αποθησαύριση από αντίστοιχα δόκιμα αλλά και πρόσφατα κείμενα, με κριτική προσέγγιση και συνεισφορά σε προσωπικές γνώσεις και εμπειρίες.

Αναγνώριση της γεωγραφικής διαφοροποίησης, της εξέλιξης, της σημερινής κατάστασης των πραγμάτων, και των μελλοντικών τάσεων στο συγκεκριμένο τομέα των Υδρεύσεων, ιδιαίτερα στη χώρα και γενικότερα στην Κοινότητα και τον υπόλοιπο κόσμο.

Επαφή με τους φορείς, που μελετούν, κατασκευάζουν, λειτουργούν και συντηρούν έργα Υδρευσης και γιαυτό αντανakλούν τη ζώσα τεχνολογική εμπειρία στον τομέα αυτό.

Εξ άλλου επειδή γενικότερα ένα βιβλίο, που απευθύνεται σε φοιτητές αποτελεί θεμελιώδες παιδαγωγικό εργαλείο, πρέπει παράλληλα να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή:

Στη σκόπιμη επιλογή επαγωγικής και παραγωγικής κατά περίπτωση μεθοδολογίας προσέγγισης των θεμάτων. (Προεισαγωγική συνόψιση, ολιστική θεώρηση, αναλυτική ανέλιξη των συλλογισμών από το μερικό, στο ολικό, συμπερασματική ανακεφαλαίωση, γεφύρωση των επόμενων με τα προηγούμενα κλπ).

Σε συστηματική αναφορά στις πηγές με συγκεκριμένες βιβλιογραφικές παραπομπές, που διδάσκουν το σεβασμό στην πατρότητα της επιστημονικής παραγωγής, τη διαφάνεια ως προς τις πηγές και παράλληλα προκαλούν το ενδιαφέρον στον αναγνώστη για παραπέρα εμβάθυνση.

Στη μεθοδική και με ενιαία σήμανση δόμηση του κειμένου σε κεφάλαια και παραγράφους.

Στη χρήση σχημάτων με πληρότητα τεχνικού σχεδίου.

Στη συμπερίληψη παραδειγμάτων απλών εφαρμογών εμπέδωσης της θεωρείας.

Στην τήρηση της ορολογίας και ιδιαίτερα στην καλή μεταχείριση της Ελληνικής γλώσσας.



Όπως είναι εύκολα αντιληπτό όλες αυτές οι ποιοτικές απαιτήσεις, συνεπάγονται την καταβολή σημαντικής προσπάθειας και την αφιέρωση κανού χρόνου.(Σύμφωνα με μια πρόχειρη στατιστική για την προετοιμασία, την πληκτρολόγηση, την διαμόρφωση των σχεδίων, τις απαραίτητες διορθώσεις, την οργάνωση της εκτύπωσης κλπ, αντιστοιχούν τουλάχιστο τρεις ώρες εργασίας ανά σελίδα). Και βέβαια το οικονομικό κίνητρο ουσιαστικά απουσιάζει αφού οι δυνατότητες της ελληνικής αγοράς είναι περιορισμένες, τόσο ως προς την έκταση της ζήτησης όσο και ως προς το ύψος της τιμής (χαρακτηριστικά οι τιμές ελληνικών τεχνικών εκδόσεων κυμαίνονται στο 1/10 έως 1/5 των αντίστοιχων ξένων), ενώ η προβλεπόμενη από το Υπουργείο Παιδείας αμοιβή μάλλον συμβολικό χαρακτήρα έχει.

Ετσι αφού και στην περίπτωση αυτή, όπως και σε πολλές άλλες, η συναγωγή ενός συντελεστή κόστους - οφέλους με τη στενή έννοια, μάλλον αποτρέπει παρά προτρέπει, τελικά, που μπορεί να στηριχθεί μια θετική απόφαση συγγραφής ενός εγχειριδίου για τις Υδρεύσεις;

Με αναφορά στην ακαδημαϊκή δεοντολογία ή, στο άλλο άκρο, από προδιάθεση προς την επιστημονική "περιπέτεια";

Ασφαλώς σε κάποιο βαθμό και οι δυο αυτές ακραίες εξηγήσεις συνυπάρχουν. Παράλληλα, ισχυρό κίνητρο αποτέλεσε η ελπίδα, πως η διανομή στους σπουδαστές ενός εγχειριδίου Υδρεύσεων θα επιτρέψει να ξεφύγουμε από την *ex cathedra* διδασκαλία (η απόδοση του όρου στη μητρική του γλώσσα είναι σκόπιμη) και να επιστρέψουμε στη θαριά αλλά πάντα τόσο ζωντανή παράδοση επιστημονικής μεθόδου, του επιστημονικού διαλόγου και της κριτικής σύνθεσης.

Η σημερινή έκδοση του Πρώτου Μέρους των "Υδρεύσεων" σπεύδει να καλύψει επείγουσες ανάγκες του μαθήματος των "Τυπικών Συστημάτων Υδραυλικών Εργων", που θα διδαχθεί στο 7ο Εξάμηνο του προγράμματος του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, το φθινόπωρο του 1992.

Ακριβώς εξ αιτίας της χρονικής αυτής πίεσης, δεν έχουν περιληφθεί το Έκτο και το Ογδοο Κεφάλαιο, που αντίστοιχα αναφέρονται στην εξασφάλιση υδρευτικού νερού από επιφανειακά νερά και τη μεταφορά νερού με άντληση. Τα κεφάλαια αυτά ολοκληρώνουν το Πρώτο Μέρος και έχει προγραμματισθεί να περιληφθούν στην επόμενη έκδοση το 1993.

Δεν αποτελεί τυπική αβροφροσύνη αλλά απροφάσιστη αναγνώριση της πολύτιμης συμβολής τους, η δημόσια διατύπωση των ευχαριστιών μου, προς τις Κυρίες Θάλεια Στρατάκου και Κατερίνα Μπάμπαλη, που επιμελήθηκαν την διαμόρφωση του τελικού κειμένου και των σχεδίων.

**M. ΑΦΤΙΑΣ**

Αθήνα Ιούλιος 1992.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Σελίδα

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ Ι

#### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1.	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ	1-2
1.2.	ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ	1-4
1.2.1.	Οι υδρεύσεις στην αρχαία Ελλάδα	1-4
1.2.2.	Η Ρωμαϊκή εποχή	1-5
1.2.3.	Μεσαίωνας - Αναγέννηση	1-5
1.2.4.	Η στροφή του 19ου αιώνα	1-5
1.2.5.	Η σύγχρονη εποχή	1-6
1.2.6.	Η υδρευτική υποδομή στη σύγχρονη Αθήνα	1-7
1.2.7.	Οι υδρεύσεις σε συνθήκες στενότητας των υδατικών πόρων	1-8
1.3.	Η ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΤΗΣ ΥΔΡΕΥΤΙΚΗΣ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ	1-10
1.3.1.	Το θεσμικό πλαίσιο	1-10
1.3.2.	Το επίπεδο των υπηρεσιών ύδρευσης	1-11
1.3.3.	Η τεχνική υποδομή των ΔΕΥΑ	1-14
1.3.4.	Καταναλώσεις και τιμολόγηση	1-14
1.3.5.	Η συνολική εικόνα	1-17

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΙΙ

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΠΟΣΙΜΟΥ ΝΕΡΟΥ

2.1.	ΦΥΣΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ	11-2
2.1.1.	Μοριακή δομή	11-2
2.1.2.	Πυκνότητα	11-4
2.1.3.	Συνεκτικότητα	11-6
2.2.	ΠΟΙΟΤΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΠΟΣΙΜΟΥ ΝΕΡΟΥ	11-8
2.2.A.	Οργανοληπτικές παράμετροι ποιότητας του πόσιμου νερού	11-9
2.2.A.1.	Χρώμα	11-9
2.2.A.2.	Θολότητα	11-10
2.2.A.3.4.	Οσμή και γεύση	11-10
2.2.B.	Φυσικοχημικές παράμετροι του πόσιμου νερού	11-11
2.2.B.1.	Θερμοκρασία	11-11
2.2.B.2.	Συγκέντρωση σε ιόντα Υδρογόνου	11-11
2.2.B.3.	Αγωγιμότητα	11-13
2.2.B.4.	Χλώριο	11-13
2.2.B.5.	Θειικά	11-14
2.2.B.6.	Πυρίτιο	11-15
2.2.B.7.	Ασβέστιο	11-15

2.2.B.8. Μαγνήσιο	II-15
2.2.B.9. Νάτριο	II-15
2.2.B.10. Κάλιο	II-16
2.2.B.11. Αργίλιο	II-16
2.2.B.12. Σκληρότητα	II-16
2.2.B.13. Ξηρό υπόλειμμα	II-18
2.2.B.14. Διαλυμένο Οξυγόνο	II-18
2.2.B.15. Ελεύθερο Διοξειδίο του Άνθρακα	II-19
2.2.Γ. Παράμετροι, που αφορούν στις ανεπιθύμητες ουσίες	II-20
2.2.Γ.1. Νιτρικά, Νιτρώδη	II-20
2.2.Γ.2. Φωσφόρος	II-21
2.2.Δ. Παράμετροι, που αφορούν στις τοξικές ουσίες	II-21
2.2.Δ.1. Παρασιτοκτόνα	II-21
2.2.Δ.2. Αρωματικοί Πολυκυκλικοί Υδρογονάνθρακες	II-22
2.2.Ε. Μικροβιολογικές Παράμετροι	II-23
2.3. ΠΡΟΤΥΠΑ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΦΥΣΙΚΩΝ ΝΕΡΩΝ	II-25
2.3.1. Ποιοτικές Παράμετροι των Υπόγειων Νερών	II-25
2.3.2. Ποιοτικές Παράμετροι των Επιφανειακών Νερών	II-26

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ III

#### ΟΙ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ

3.1. ΟΙ ΥΔΑΤΙΚΕΣ ΧΡΗΣΕΙΣ	III-2
3.1.1. Οι Οικιακές χρήσεις	III-2
3.1.2. Οι Εμπορικές και Βιομηχανικές χρήσεις	III-5
3.1.3. Οι γεωργακτηνοτροφικές χρήσεις	III-6
3.1.4. Οι Δημόσιες και Δημοτικές χρήσεις	III-6
3.1.5. Οι απώλειες	III-7
3.2. Η ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΖΗΤΗΣΗ	III-9
3.3. Η ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗΣ	III-10
3.3.1. Η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση	III-10
3.3.2. Η μηνιαία διακύμανση	III-11
3.3.3. Η μέγιστη ωριαία κατανάλωση	III-11
3.4. Η ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΩΝ	III-13
3.4.1. Η διάρκεια σχεδιασμού	III-13
3.4.2. Συνολικά μοντέλα εξέλιξης των καταναλώσεων	III-14
3.4.3. Αναλυτικά μοντέλα εξέλιξης των καταναλώσεων	III-15
3.4.3.1. Η ανάλυση της προηγούμενης και της παρούσας κατάστασης	III-15
3.4.3.2. Η μελέτη των αναμενόμενων εξελίξεων	III-16
3.4.3.3. Οι υποθέσεις για τις καταναλώσεις των διαφόρων συνιστωσών	III-17
3.4.3.4. Διατύπωση εναλλακτικών σεναρίων	III-17

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ IV

## ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΥΔΑΤΙΚΟΙ ΠΟΡΟΙ

## 4.1. ΟΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ

IV-2

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ V

## ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ ΑΠΟ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ

## 5.1. ΑΠΟΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ

V-2

## 5.2. Η ΕΜΦΑΝΙΣΗ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ

V-4

## 5.2.1. Το πορώδες

V-6

## 5.2.2. Το ενεργό πορώδες

V-7

## 5.2.3. Η Αποθηκευτικότητα

V-8

## 5.2.4. Η Υδραυλική Αγωγιμότητα

V-9

## 5.2.5. Η Μεταφορικότητα

V-10

## 5.3. ΟΙ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΠΟΡΩΔΕΣ ΜΕΣΟ

V-11

## 5.3.1. Ο νόμος του Darcy

V-11

## 5.3.2. Η εξίσωση συνέχειας

V-14

## 5.3.2.1. Η εξίσωση συνέχειας σε υδροφορέα υπό πίεση

V-14

## 5.3.2.2. Η εξίσωση συνέχειας σε ελεύθερο υδροφορέα

V-16

## 5.4. ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΤΩΝ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ

V-19

## 5.4.1. Μεταβλητή, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Στεγανό, Αρτεσιανό Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διείσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

V-19

## 5.4.2. Μεταβλητή, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Φρεάτιο, Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διείσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

V-22

## 5.4.3. Μόνιμη, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Στεγανό, Αρτεσιανό Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διείσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

V-23

## 5.4.4. Μόνιμη, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Φρεάτιο, Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διείσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

V-28

## 5.4.5. Ροή προς Υδρογεώτρηση, σε Υδροφορέα με Διαρροή

V-31

## 5.4.6. Ροή προς Ατελή Υδρογεώτρηση

V-33

## 5.4.7. Συστήματα Υδρογεωτρήσεων

V-34

## α. Υδροφορέας Περιορισμένος

V-34

## α1. Ροή Μεταβλητή

V-34

## α2. Ροή Μόνιμη

V-35

## β. Υδροφορέας Ελεύθερος

V-36

## β1. Ροή Μεταβλητή

V-36

	<b>Σελίδα</b>
β2. Ροή Μόνιμη	V-36
5.4.8. Υδρογεωτρήσεις κοντά σε επιφανειακά νερά ή φυσικά όρια του υδροφορέα. Η μέθοδος των εικόνων	V-37
5.4.9. Η δοκιμαστική άντληση. Πειραματικός προσδιορισμός της απόδοσης μιας υδρογεώτρησης	V-38
α. Θεωρητική απόδοση υδρογεώτρησης. Η ανάγκη δοκιμαστικής άντλησης	V-38
β. Η ερευνητική γεώτρηση	V-39
γ. Τα πιεζόμετρα	V-40
δ. Η δοκιμαστική άντληση	V-42
ε. Απόδοση υδρογεώτρησης. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών του υδροφορέα	V-42
5.5. ΑΠΟΔΟΣΗ ΥΔΡΟΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΥΔΡΟΛΟΓΙΚΗΣ ΛΕΚΑΝΗΣ	V-43
5.5.1. Απόδοση Υδροφορέα	V-43
i. Μέθοδος Smreker-Holler	V-44
ii. Μέθοδος υπολογισμού της απόδοσης υδροφορέα με το Νόμο του Darcy	V-46
iii. Μέθοδος της Ακτίνας του Κώνου Πτώσης	V-46
5.5.2. Απόδοση Υπόγειας Υδρολογικής Λεκάνης	V-48
5.6. ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΕΡΓΩΝ ΥΔΡΟΛΗΨΙΑΣ ΑΠΟ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ	V-52
5.6.1. Κατασκευή υδρογεωτρήσεων	V-52
α. Μέθοδοι διάνοιξης υδρογεωτρήσεων	V-53
β. Η εγκατάσταση φιλτροσωλήνα	V-55
γ. Η εγκατάσταση χαλκικόφιλτρου	V-57
δ. Ανάπτυξη της υδρογεώτρησης	V-58
ε. Εγκατάσταση του αντλητικού συγκροτήματος	V-59
ζ. Κεφαλή και φρεάτιο επίσκεψης της υδρογεώτρησης	V-59
5.6.2. Σύλληψη πηγών	V-59
α. Τυπολογία των πηγών	V-59
β. Ταξινόμηση των πηγών με βάση την αποδιδόμενη παροχή	V-61
γ. Τα έργα υδρομάστευσης	V-61
5.7. ΠΕΡΙΟΧΕΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ	V-66

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ VI** Θα συμπληρωθεί μελλοντικά

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ VII**

**ΤΟ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ**

**7.1. ΟΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ**

VII-2

	Σελίδα
7.2. ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΜΕ ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ	VII-4
7.2.1. Υδραυλική των Ανοικτών Αγωγών. Εξωτερικού Υδραγωγείου	VII-4
α. Η ροή στους ανοικτούς αγωγούς	VII-4
α1. Η ροή στους ανοικτούς αγωγούς στο χρόνο και στο χώρο	VII-4
α2. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και συνεκτικότητας	VII-5
α3. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και βαρύτητας	VII-5
α4. Συγκριτικά σχήματα ροής σε ανοικτούς και κλειστούς αγωγούς	VII-5
α5. Η γενική σχέση γραμμικών απωλειών	VII-6
β. Υδραυλική της ομοιόμορφης ροής	VII-7
β1. Ο πρισματικός ανοικτός αγωγός	VII-7
β2. Γενική εξίσωση της ομοιόμορφης ροής	VII-7
β3. Οι εμπειρικές σχέσεις. Chezy, Manning	VII-7
β4. Υπολογισμός του ομοιόμορφου βάθους	VII-9
β5. Η βέλτιστη υδραυλικά διατομή	VII-10
γ. Υδραυλική της Μόνιμης, Βαθμιαία Μεταβαλλόμενης Ροής	VII-12
γ1. Οι απώλειες ενέργειας σε καθεστώς MBMP	VII-12
γ2. Η κρίσιμη ροή	VII-13
γ3. Η επίλυση της MBMP	VII-15
γ4. Τυπολογία των καμπυλών ελεύθερης επιφάνειας σε καθεστώς MBMP	VII-16
i. Καμπύλη Π1	VII-17
ii. Καμπύλη Π2	VII-18
iii. Καμπύλη Π3	VII-20
γ5. Ολοκλήρωση της BMBP. Μέθοδος βήμα προς βήμα	VII-21
7.2.2. Σχεδιασμός των Ανοικτών Αγωγών, Εξωτερικού Υδραγωγείου	VII-22
α. Χάραξη του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή	VII-23
β. Το σχήμα και τα υδραυλικά μεγέθη της διατομής του υδραγωγείου	VII-23
γ. Η κατασκευαστική διαμόρφωση της διατομής	VII-24
γ1. Κατασκευή διωρύγων σε μαλακά εδάφη	VII-24
γ2. Κατασκευή διωρύγων σε βραχώδη εδάφη	VII-27
δ. Τεχνικά έργα	VII-28
δ1. Εναλλαγή διατομών και έργα συναρμογής σε ανοικτό υδραγωγείο	VII-28
δ2. Παρεμβολή ανεστραμμένου σίφωνα	VII-32
ε. Έργα ρύθμισης	VII-32
ε1. Ρύθμιση εκ των ανάντι	VII-32
ε2. Ρύθμιση εκ των κατάντι	VII-33
ε3. Δυναμική ρύθμιση	VII-36
7.3. ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ	VII-37
7.3.1. Υδραυλική των Κλειστών Αγωγών Εξωτερικού Υδραγωγείου	VII-37
α. Η ροή στους κλειστούς αγωγούς	VII-37
α1. Η ροή στους κλειστούς αγωγούς στο χρόνο και στο χώρο	VII-37
α2. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και συνεκτικότητας	VII-37

β.	Γραμμικές απώλειες ενέργειας σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς. Η γενική σχέση του Darcy	VII-38
β1.	Απώλειες ενέργειας σε κυκλικούς αγωγούς σε καθεστώς στρωτής ροής	VII-39
β2.	Απώλειες ενέργειας σε κυκλικούς, αγωγούς σε καθεστώς τυρβώδους ροής	VII-39
	i. Τυρβώδης ροή σε αγωγούς λείους ή "υδραυλικά λείους"	VII-39
	ii. Η μεταβατική περιοχή	VII-41
	iii. Τυρβώδης ροή σε τραχείς αγωγούς	VII-42
γ.	Γραμμικές απώλειες ενέργειας σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς. Εμπειρικές σχέσεις	VII-44
δ.	Τοπικές απώλειες σε κλειστούς, υπό πίεση, κυκλικούς αγωγούς	VII-44
δ1.	Απότομη συστολή ( $D1 > D2$ )	VII-44
δ2.	Απώλειες εξόδου από δεξαμενή	VII-44
δ3.	Απότομη διεύρυνση ( $D1 < D2$ )	VII-46
δ4.	Απώλειες εισόδου σε δεξαμενή	VII-46
δ5.	Απώλειες σε καμπύλες	VII-46
δ6.	Απώλειες σε δικλείδες	VII-46
ε.	Χαρακτηριστικές περιπτώσεις μόνιμης ροής σε κλειστούς, κυκλικούς αγωγούς, υπό πίεση	VII-47
ε1.	Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, που εκρέει ελεύθερα στο κατάντι άκρο του	VII-47
ε2.	Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, στο κατάντι άκρο του οποίου έχουν εγκαταστήσει δικλείδα	VII-49
ε3.	Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, σε ενδιάμεσο σημείο του οποίου έχουμε εγκαταστήσει δικλείδα	VII-50
ε4.	Κλειστός αγωγός συνδέει δύο δεξαμενές	VII-51
ζ.	Μη μόνιμη ροή σε κλειστούς αγωγούς. Το υδραυλικό πλήγμα	VII-52
ζ1.	Ποιοτική περιγραφή του φαινομένου	VII-52
ζ2.	Αναλυτική επίλυση της μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς	VII-57
ζ3.	Απότομη διακοπή της ροής	VII-59
ζ4.	Αργό κλείσιμο της δικλείδας	VII-62
ζ5.	Το υδραυλικό πλήγμα με συνυπολογισμό των τριβών	VII-64
7.3.2.	Σχεδιασμός των Κλειστών Αγωγών, Εξωτερικού Υδραγωγείου	VII-69
α.	Χάραξη κλειστού υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή	VII-69
β.	Ο σχεδιασμός του αγωγού	VII-71
β1.	Υπολογισμός της εσωτερικής διαμέτρου του σωλήνα	VII-71
β2.	Επιλογή του υλικού κατασκευής, της ονομαστικής πίεσης και του πάχους των τειχωμάτων, του αγωγού	VII-72
	i. Σωλήνες από χυτοσίδηρο	VII-73
	ii. Σωλήνες από χυτοχάλυβα	VII-73
	iii. Σωλήνες από σκυρόδεμα	VII-73
	iv. Σωλήνες από αμιαντοσιμέντο	VII-74
	v. Σωλήνες από χάλυβα	VII-74
	vi. Σωλήνες από σκληρό χλωριωμένο πολυβινύλιο (PVC)	VII-77
	vii. Σωλήνες από σκληρό χλωριωμένο πολυβινύλιο (PVC)	VII-79

γ.	Το σκάμμα τοποθέτησης του αγωγού	VII-84
	i. Το εύρος κατάληψης των εργασιών	VII-84
	ii. Το βάθος εκσκαφής	VII-85
	iii. Το πλάτος εκσκαφής και η κλίση των πρανών	VII-85
	iv. Ο έλεγχος των υπόγειων νερών	VII-86
	v. Τα μέτρα αντιστήριξης	VII-86
	vi. Οι προδιαγραφές επανεπίχωσης	VII-86
δ.	Συσκευές ασφαλείας	VII-87
	i. Οι δικλείδες	VII-87
	ii. Οι βαλβίδες αντεπιστροφής	VII-91
	iii. Οι βαλβίδες ελέγχου	VII-91
	iv. Οι αερεξαγωγοί	VII-92
	v. Οι εκκενωτές	VII-94
ε.	Ειδικά τεχνικά έργα	VII-94
	i. Φρεάτια συσκευών ασφαλείας	VII-94
	ii. Πιεζοθραυστικά φρεάτια	VII-94
	iii. Σώματα αγκύρωσης	VII-96
ζ.	Η δοκιμή στεγανότητας	VII-98



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ Ι**

### **ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Στο πρώτο Κεφάλαιο, ορίζεται το αντικείμενο και επισημαίνεται η συνθετότητά του, καταγράφονται οι κυριότεροι σταθμοί στην ιστορική εξέλιξη των έργων ύδρευσης και τέλος απογράφεται και αξιολογείται η οργάνωση της σύγχρονης υδρευτικής υποδομής στην Ελλάδα.

## 1.1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ

Το πόσιμο νερό αποτελεί απαραίτητο συστατικό της ανθρώπινης διατροφής και η συστηματική και αυστηρή παρακολούθηση της ποιότητας του, αναγκαία συνθήκη διασφάλισης της ανθρώπινης υγείας. Παράλληλα οι σύγχρονες απαιτήσεις ποιότητας ζωής προϋποθέτουν την εξασφάλιση παροχής νερού στις κατοικίες, ανάλογης ποσότητας και ποιότητας, για ατομική και οικιακή καθαριότητα, καθώς και άρδευση επιφανειών πρασίνου. Σε συλλογικό επίπεδο, σημαντικές ποσότητες νερού απαιτούνται για τη λειτουργία κτιρίων δημόσιου χαρακτήρα, όπως σχολεία, νοσοκομεία κλπ, για την καθαριότητα δρόμων και πλατειών, για την άρδευση πάρκων, για τη κατάσβεση πυρκαγιών. Τέλος αντίστοιχες κατά περίπτωση ποσότητες νερού απαιτούνται σε όλες τις παραγωγικές δραστηριότητες: τις γεωργικές επιχειρήσεις, τη μεταποίηση (βιοτεχνία, βιομηχανία), τις υπηρεσίες (εμπόριο, γραφεία, τουρισμός κλπ).

Στις σύγχρονες, πολύπλοκες κοινωνίες, το νερό κυριολεκτικά διαποτίζει όλες τις ανθρώπινες δραστηριότητες και γιαυτό ο προγραμματισμός, ο σχεδιασμός, η χρηματοδότηση, η κατασκευή η λειτουργία και η συντήρηση σύγχρονων αστικών συστημάτων ύδρευσης (και αποχέτευσης), αποτελούν εγχειρήματα υψηλής συνθετότητας. Η πραγματοποίησή τους απαιτεί αφ' ενός διαδικασίες δημόσιου διαλόγου και ενημέρωσης και αφ' ετέρου σύγχρονα υλικά, εξοπλισμό, τεχνογνωσία, που πλήρως, μόνο στα πλαίσια μιας ανεπτυγμένης πολιτικά, κοινωνικά, οικονομικά, διοικητικά και τεχνολογικά κοινωνικής δομής, με υψηλό βαθμό διαφοροποίησης, μπορεί να εξασφαλισθούν.

Και εδώ, όπως χαρακτηριστικά επισημαίνουν οι Fair, Geyer, Okun 1966, κυρίαρχος παράγων δεν είναι η τεχνολογία, παρ' όλο ότι αναμφίβολα είναι σημαντικός, αλλά ο βαθμός πολιτικής, κοινωνικής και παραγωγικής ωριμότητας μιας χώρας [1/4]<sup>1</sup>

Προϋπόθεση για ορθολογική ανάπτυξη υδρευτικού συστήματος είναι η προηγούμενη συστηματική καταγραφή, ανάλυση και αξιολόγηση στατιστικών και μετρητικών στοιχείων πολλών δεκαετιών στις περιοχές της δημογραφίας, της υδρολογίας, της γεωδαισίας, της γεωλογίας. Περαιτέρω, κατά περίπτωση, πρέπει να ιεραρχείται η χρήση υδατικών και άλλων φυσικών ή οικονομικών πόρων και οι σχετικές αποφάσεις να ικανοποιούν κριτήρια νομικά, υγιεινής, αισθητικά, οικονομικά, οικολογικά κ.ά. Αποβλέποντας στη προστασία του δημόσιου συμφέροντος, την κοινή ωφέλεια και την κοινωνική αποδοχή των έργων, οι φορείς ύδρευσης, δημόσιοι ή δημοτικοί πρέπει να διασφαλίζουν καταστατικά και λειτουργικά το δημόσιο έλεγχο. Απαραίτητη είναι επίσης η επιστημονική υποστήριξη από πανεπιστημιακά και ερευνητικά κέντρα καθώς και από επαγγελματικές επιστημονικές εταιρείες και επιμελητήρια, που αποβλέπουν στην επιστημονική και τεχνολογική εξέλιξη. Τέλος αναγκαία είναι η ύπαρξη εμπειρών, εξειδικευμένων μελετητικών γραφείων, καθώς και κατασκευαστικών εταιρειών.

Ο συνεργιστικός συνδυασμός όλων των παραπάνω συντελεστών μπορεί να εξασφαλίσει την πραγματοποίηση συστημάτων ύδρευσης υψηλής ποιότητας ώστε να συνεχίσει να έχει ισχύ και στον σύγχρονο κόσμο ο λόγος του Πινδάρου: **"Αριστον μεν ύδωρ"** (Το καλλίτερο πράγμα στον κόσμο είναι το νερό).

1. Οι αριθμοί σε αγκύλη παραπέμπουν στη βιβλιογραφία που δίδεται στο τέλος κάθε κεφαλαίου.

Οι σύγχρονες απαιτήσεις παροχής νερού άριστης ποιότητας μέσα στις κατοικίες, ακόμη και στους μικρότερους οικισμούς, προϋποθέτουν την κατασκευή ολοκληρωμένων συστημάτων ύδρευσης, με επί μέρους συνιστώσες τα έργα σύλληψης, μεταφοράς, επεξεργασίας, αποθήκευσης και διανομής. Αυτή ακριβώς τη λογική σειρά ακολουθεί και η παρουσίαση της ύλης, όπου βέβαια προηγούνται οι προδιαγραφές ποιότητας του πόσιμου νερού και η ανάλυση εκτίμησης των αναγκών κατά χρήση. Το κείμενο ολοκληρώνεται με την οικονομική ανάλυση και τον προγραμματισμό των έργων ύδρευσης και συμπληρώνεται με παραρτήματα προδιαγραφών και πινάκων.

## 1.2. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ.

Είναι χαρακτηριστική η επισήμανση του Αμερικανού ιστορικού J.C.Stobart [1/4], ότι η ανθρωπότητα, μόλις στα τέλη του 19ου αιώνα κατάφερε να φθάσει σε επίπεδο υγιεινής, συγκρίσιμο με εκείνο των υδραυλικών εγκαταστάσεων της Μινωικής εποχής, στην Κνωσό (19ος αιώνας π.Χ.), όπου αποκαλύφθηκαν λουτρά και τουαλέτες με υδραυλική εγκατάσταση βρόχινου νερού.

### 1.2.1. Οι υδρεύσεις στην αρχαία Ελλάδα.

Τον 6ο π.Χ. αιώνα, ο Ευπαλίνος κατασκευάζει στη Σάμο, εξωτερικό υδραγωγείο, σε σήραγγα, μήκους 7 σταδίων (ενός περίπου χιλιομέτρου) για τη μεταφορά πόσιμου νερού στην αρχαία πρωτεύουσα του Πολυκράτη, το σημερινό Πυθαγόρειο. Ο Ηρόδοτος αναφέρεται με λεπτομέρειες στο "Ευπαλίνειον Ορυγμα", ύψους και πλάτους οκτώ ποδών, που διατρέχεται από παράλληλο πλευρικό σκάμμα με κατακόρυφα τειχώματα, πλάτους τριών ποδών και βάθους δέκα περίπου μέτρων, όπου και είχαν τοποθετηθεί πήλινοι αγωγοί για τη μεταφορά του νερού με βαρύτητα. Όπως ισχυρίζονται ορισμένοι αρχαιολόγοι η διάνοιξη έγινε συγχρόνως από δύο μέτωπα με εντυπωσιακή ακρίβεια στο σημείο συνάντησης των δύο συνεργείων.

Ο Αριστοτέλης δεν παρέλειψε, στην "Πολιτική" του, να προσδιορίσει κανόνες σχεδιασμού έργων ύδρευσης: " Η Πολιτεία πρέπει να διαθέτει μέσα στα τείχη της νερά και φυσικές πηγές σε ποσότητες ικανοποιητικές και σε αντίθετη περίπτωση, πολλές, μεγάλες δεξαμενές αποθήκευσης βρόχινου νερού, ώστε η πόλη να μη στερηθεί το νερό, σε περίπτωση πολιορκίας. Επειδή πρέπει να αποδίδεται απόλυτη προτεραιότητα στην προστασία της υγείας των πολιτών (πράγμα που εξαρτάται από την τοποθεσία τον προσανατολισμό και από την ποιότητα του νερού της πόλης), τα θέματα αυτά απαιτούν τη μεγαλύτερη προσοχή: διότι τα σημαντικότερα πράγματα για την υγεία είναι εκείνα, όπως ο αέρας και το νερό, που η χρήση τους είναι καθημερινή και συνεχής. Αν λοιπόν τα νερά σπανίζουν, ή είναι διαφόρων ποιοτήτων, πρέπει, όπως ακριβώς γίνεται στις καλά οργανωμένες πόλεις, να διαχωρίζεται το πόσιμο από τα άλλα νερά, που μπορούν να καλύψουν άλλες χρήσεις." [1/9] Υπάρχουν άραγε πολλές πόλεις στο σύγχρονο κόσμο που καλύπτουν τις αριστοτελικές προδιαγραφές ποιότητας αέρα και νερού, με αυτάρκεια απέναντι στην ενδοχώρα και ταξινομημένη χρήση πηγών και ποιοτήτων;

Στην αρχαία, Αθήνα το νερό ήταν πάντα λιγοστό και προέρχονταν από πηγές, όπως η Καλλιρρόη, στην αρχή της ομώνυμης σημερινής λεωφόρου, η Κλεψύδρα, δίπλα στην Ακρόπολη και από πολλά ιδιωτικά πηγάδια για τα οποία μάλιστα, νόμος του Σόλωνα όριζε ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ τους για αποφυγή αλληλοεπηρεασμού. Ο στωικός φιλόσοφος Κλεάνθης, επωνομάσθηκε "Φρεάντλης" επειδή όταν ήλθε στην Αθήνα για να σπουδάσει, προκειμένου να αντεπεξέλθει στα έξοδα της ζωής, δούλευε τις νύχτες βγάζοντας νερό από πηγάδια. Ας σημειωθεί, ότι την κλασική εποχή (5ος π.Χ. αιώνας ), ο πληθυσμός της πόλης έφθανε τους 400.000 κατοίκους. Τελικά το υδρευτικό πρόβλημα της αρχαίας Αθήνας λύθηκε με Ρωμαϊκή τεχνολογία. Το 138 μ.Χ. ολοκληρώνεται το Αδριάνειο υδραγωγείο, μήκους 19 χιλιομέτρων μεταφέροντας το νερό με βαρύτητα, από πηγές κοντά στην Γάρνηθα, σε δεξαμενή στο Λυκαβηττό. Μετά την απελευθέρωση και την εγκατάσταση το 1834 της πρωτεύουσας στην Αθήνα, το υπεραιωνόβιο Αδριάνειο θα αποτελέσει την κύρια πηγή υδροδότησης. Το 1900 μετά από έργα συντήρησης αποδίδει 1400 m<sup>3</sup>/ημ. για τους 150.000 κατοίκους της πόλης.[1/1]

### 1.2.2. Η Ρωμαϊκή εποχή.

Οι Ρωμαίοι διακρίθηκαν στην κατασκευή έργων ύδρευσης και στο τέλος του 1ου μ.Χ. αιώνα η Ρώμη διέθετε 10 υδραγωγεία και 247 υδατόπυργους, που τροφοδοτούσαν με βαρύτητα, τους κήπους, τα αυτοκρατορικά ανάκτορα και τις βίλλες ορισμένων προνομιούχων (δωρεάν), τα δημόσια λουτρά, γυμνάσια, αμφιθέατρα και τις κρήνες για την εξυπηρέτηση του πληθυσμού. Η συνολική μέση ημερήσια κατανάλωση έφθανε το 1.000.000 m<sup>3</sup> και η ανηγμένη τα 600 l/κατ.ημ. Η αιώνια πόλη διέθετε πυροσβεστική υπηρεσία από 7.000 άνδρες, κατανεμημένους σε 7 στρατώνες και εξοπλισμένους με ειδικούς σίφωνες για τη μεταφορά του νερού.<sup>[1/9]</sup> Οι Ρωμαίοι κατεσκεύασαν αξιοθαύμαστα υδραγωγεία σε όλη την αυτοκρατορία: στην Ιταλία, τη νότια Γαλλία, την Ισπανία, τη Βρετανία, τη Μικρά Ασία και την Ελλάδα (Αδριάνειο Αθηνών, Αδριάνειο Κορίνθου, υδραγωγείο της Νικόπολης, κοντά στην Αρτα, υδραγωγείο στη Καβάλα κ. ά.)<sup>[1/10]</sup>.

### 1.2.3. Μεσαίωνας - Αναγέννηση.

Η γενικότερη μεσαιωνική πολιτιστική οπισθοδρόμηση, αναπόφευκτα επηρέασε αρνητικά το επίπεδο υγιεινής, αφού σε ανατολή και δύση, οι άνθρωποι απέφευγαν το λουτρό από το φόβο της αμαρτίας και του κρουολογήματος. Υπό τις συνθήκες αυτές η ανάπτυξη έργων ύδρευσης ήταν περιττή αν όχι επιζήμια, ενώ παραμελήθηκε και η συντήρηση των υπαρχόντων. Δυστυχώς οι συνέπειες ήσαν άμεσες, οι επιδημίες της χολέρας και της πανώλης εστοίχησαν εκατομμύρια ζωές και οι τυφοειδείς πυρετοί πήραν ενδημικό χαρακτήρα.

Βέβαια στην τουρκοκρατούμενη Ελλάδα ο μεσαίωνας συνεχίζεται μέχρι το 1827 (ή το 1912 για τη Θεσσαλία, Ηπειρο, Μακεδονία, και νησιά ) και όπως συνέβη και με τους υπόλοιπους τομείς έργων υποδομής, η στασιμότητα αν όχι η οπισθοδρόμηση, χαρακτηρίζει την πολιτική της Οθωμανικής διοίκησης και στην περιοχή των έργων ύδρευσης. Στα χωριά και τις κωμοπόλεις (γιατί μεγάλες πόλεις δεν υπήρχαν) η ύδρευση εξασφαλιζόταν από δημόσιες κρήνες, εγκατεστημένες συνήθως δίπλα σε πηγαίες εμφανίσεις νερού, ή από πηγάδια. Οι υδραυλικές εγκαταστάσεις μέσα στα σπίτια περιοριζόνταν, όπου δεν υπήρχε καλλίτερη λύση, στη συλλογή και αποθήκευση νερού σε στέρνες, ενώ η παραδοσιακή συστηματική χρήση ασβέστη, διέσωζε ένα ελάχιστο επίπεδο υγιεινής.

Αν με την Αναγέννηση, ο φόβος της κόλασης περιορίστηκε, φαίνεται, όμως πως η πολιτισμική αδράνεια στον τομέα της υγιεινής και κατά συνέπεια στην ανάπτυξη εγκαταστάσεων ύδρευσης και αποχέτευσης υπήρξε μεγάλη. Είναι χαρακτηριστικό ότι με την ανέγερση του ανακτόρου των Βερσαλλιών επί Λουδοβίκου 14ου (1670), κατασκευάστηκε το πρώτο σύγχρονο δίκτυο ύδρευσης υπό πίεση, με χυτοσιδηρούς σωλήνες.<sup>[1/9]</sup> Παρ'όλα αυτά το ανάκτορο δεν διέθετε λουτρά ή τουαλέτες.

### 1.2.4. Η στροφή του 19ου αιώνα.

Τον 19ο αιώνα, η βιομηχανική επανάσταση προκαλεί την απότομη συσσώρευση πληθυσμού σε πόλεις, που ακόμη δεν διαθέτουν δίκτυα ύδρευσης, ούτε αποχέτευσης. Οι συνθήκες υγιεινής ιδιαίτερα στις εργατικές συνοικίες ξεπερνούν κάθε προηγούμενο αθλιότητας.<sup>2</sup> Την ίδια

2. Χαρακτηριστικές είναι οι αναφορές του V. Hugo και του C. Dickens, για την αθλιότητα των εργατικών συνοικιών στο Παρίσι και το Λονδίνο.

περίοδο, η επιστημονική έρευνα στην βιολογία και την ιατρική, αποκαλύπτει το ρόλο των μικροβίων και εντοπίζοντας εκείνα που προκαλούν τη χολέρα και τον τυφοειδή πυρετό, διαπιστώνει ότι μεταδίδονται μέσα από την επαφή του νερού, που χρησιμοποιείται για πόση, με τις ακαθαρσίες του ανύπαρκτου συστήματος αποχέτευσης<sup>3</sup> Έτσι ξακινά η κατασκευή έργων διήθησης (φίλτρων) του νερού, κλειστών δικτύων ύδρευσης υπό πίεση, χώρων υγιεινής με υδραυλική εγκατάσταση, κλειστών δικτύων αποχέτευσης ακαθάρτων (κατά κανόνα σε συνδυασμό με την αποχέτευση των ομβρίων) και όπως ήταν επόμενο, η υποχώρηση των ασθενειών υδατικής προέλευσης είναι εντυπωσιακή.

### 1.2.5. Η σύγχρονη εποχή.

Με την τεχνολογική πρόοδο που χαρακτηρίζει τον 20ό αιώνα τα συστήματα ύδρευσης θα αξιοποιήσουν αποτελεσματικότερες μεθόδους, τεχνικές και υλικά για :

**A.** Την ορθολογικότερη διαχείριση και σύλληψη επιφανειακών και υπόγειων υδατικών πόρων μέσα από :

- φυσικά και μαθηματικά μοντέλλα διαχείρισης και προσομοίωσης υδρολογικών μεγεθών και παραμέτρων ποιότητας,
- κατασκευή τεχνητών ταμιευτήρων με τη βοήθεια φραγμάτων χωμάτων, λιθόρριπτων, από σκυρόδεμα, τσιμεντοκονιάματα, αντηριδιωτών, βαρύτητας,
- υδρογεωτρήσεις σε μικροπερατούς και καρστικούς υδροφορείς με ανοξειδωτά φίλτρα και βυθισμένες αντλίες,

**B.** Τη μεταφορά νερού σε μεγάλες αποστάσεις και υψομετρικές διαφορές μέσα από :

- σήραγγες,
- ανεστραμμένους σίφωνες,
- αγωγούς υπό πίεση χυτοσιδηρούς, χαλύβδινους, από χυτοχάλυβα, συνθετικούς από PVC, GRP, πολυαιθυλένιο, αμιαντοτσιμεντό, από σκυρόδεμα, οπλισμένο ή προεντεταμένο
- υδατογέφυρες,
- διώρυγες ορθογωνικές από οπλισμένο σκυρόδεμα, τραπεζοειδείς με επένδυση σκυροδέματος ή πλαστικής μεμβράνης,
- αντλίες φυγοκεντρικές, εμβολοφόρες, πολυβάθμιες, δηζελοκίνητες, ηλεκτροκίνητες,
- συστήματα ρύθμισης χειροκίνητα, ηλεκτροκίνητα, τηλεχειριζόμενα

**Γ.** Την επεξεργασία επιφανειακών και υπόγειων "γλυκών νερών", μέσα από :

- καθίζηση απλή ή χημικά υποβοηθούμενη από κροκυδιωτικά ανόργανα, οργανικά ή πολυηλεκτρολύτες,
- ταχυδιυλιστήρια,
- αφαίρεση ιχνοστοιχείων,

3. Ο L. Pasteur (1822-1895) θεμελιώνει τη σύγχρονη μικροβιολογία, ερευνά τους μηχανισμούς της ανοσίας και δοκιμάζει με επιτυχία τη χρήση εμβολίων. Από το 1857 ο W. Budd ερευνά τους τυφοειδείς (παθολογία, διάγνωση, πρόληψη), ενώ το 1883, ο R. Koch εντοπίζει το δονάκιο της χολέρας.

- απολύμανση με φθόριο, χλώριο, όζον, υπερϊώδεις,

Δ. Την αφαλάτωση του θαλασσινού νερού, με :

- αντίστροφη όσμωση,
- ιοντοανταλλαγή και ρητίνες,
- χωριστικές μεμβράνες,

Ε. Την αποθήκευση σε δεξαμενές και υδατόπυργους από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα

Ζ. Τη διανομή με ελεύθερη ζήτηση και ικανοποιητική πίεση με τη βοήθεια :

- μαθηματικών μοντέλων προσομοίωσης κλειστών δικτύων,
- εκτεταμένων δικτύων υπό πίεση,
- αυτόματων ή τηλεχειριζόμενων συστημάτων ασφαλείας και διαχείρισης.

### 1.2.6. Η υδρευτική υποδομή στη σύγχρονη Αθήνα.

Για να επανέλθουμε στην Ελλάδα, ας σημειωθεί, ότι η εγκατάσταση σύγχρονης υδρευτικής υποδομής σε όλη την επικράτεια δεν έχει ακόμη ολοκληρωθεί αν και η πρόοδος που πραγματοποιήθηκε, ιδιαίτερα μετά το 1945 υπήρξε μεγάλη. Το σημερινό επίπεδο ανάπτυξης υδρευτικών έργων στη χώρα παρουσιάζεται στην επόμενη παράγραφο. Για την ολοκλήρωση όμως της αναδρομής αυτής, στην εξέλιξη των συστημάτων ύδρευσης, κρίθηκε ενδιαφέρον να υπάρξει ιδιαίτερη αναφορά στην πορεία εξέλιξης της υδρευτικής υποδομής της πρωτεύουσας.

Από το 1900 μέχρι σήμερα, στην ευρύτερη περιφέρεια Αθηνών παρουσιάζεται μία σχεδόν συνεχής αύξηση:

- του πληθυσμού
- του αριθμού των συνδεδεμένων στο δίκτυο ύδρευσης καταναλωτών
- του μήκους του δικτύου διανομής
- των χρήσεων νερού
- των απωλειών του δικτύου

και κατά συνέπεια της συνολικής κατανάλωσης, που το 1989 έφθασε τα 370.000.000.m<sup>3</sup>

Για την αντιμετώπιση της συνεχιζόμενης αυτής αύξησης των καταναλώσεων θα κατασκευασθούν σε χρονολογική σειρά:

- το φράγμα του Μαραθώνα (1925-1931)
- το υδραγωγείο της Υλίκης(1952 -1958)
- το φράγμα και το υδραγωγείο του Μόρνου(1961 -1981)

και παράλληλα τα διυλιστήρια στο Γαλάτσι, το Μενίδι και τα Κιούρκα, μέγιστης ημερήσιας δυναμικότητας διύλισης αντίστοιχα 500.000, 400.000 και 200.000 m<sup>3</sup>, καθώς και μερικά μικρότερα έργα.

Λεπτομερή στοιχεία για τα παραπάνω έργα δίδονται στο Παράρτημα Ι, όπως συγκεντρώθηκαν στα πλαίσια ερευνητικού προγράμματος που εκπονήθηκε από τον τομέα ΥΠΥΘΕ του ΕΜΠ, για λογαριασμό του ΥΠΕΧΩΔΕ. Στο ίδιο πρόγραμμα γίνεται η διαπίστωση ότι, η ετήσια δυναμικότητα του σημερινού συστήματος, ανέρχεται σε  $461 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  με επίπεδο αξιοπιστίας 99 % ,που σημαίνει ότι, στην περίπτωση διατήρησης των ρυθμών αύξησης των καταναλώσεων σε επίπεδα ανάλογα με εκείνα της τελευταίας δεκαετίας, η κρίση λειψυδρίας είναι αναπόφευκτη, χωρίς την προσφυγή σε νέες πηγές υδροληψίας και σε αντίστοιχα νέα έργα.

### 1.2.7. Οι υδρεύσεις σε συνθήκες στενότητας των υδατικών πόρων

Το υδρολογικό έτος 1989-1990 καταγράφηκε στην Ελλάδα, αλλά και στην υπόλοιπη Ευρώπη, μια εξαιρετικά ασυνήθιστη ξηρασία, που έβαλε σε δοκιμασία τα υδρευτικά συστήματα πολλών πόλεων. Κατά περίπτωση, χρειάστηκε να γίνουν απότομες τιμολογιακές αναπροσαρμογές, εφαρμογή διακεκομμένου ωραρίου παροχής νερού, περιορισμός ορισμένων χρήσεων κ.ά.

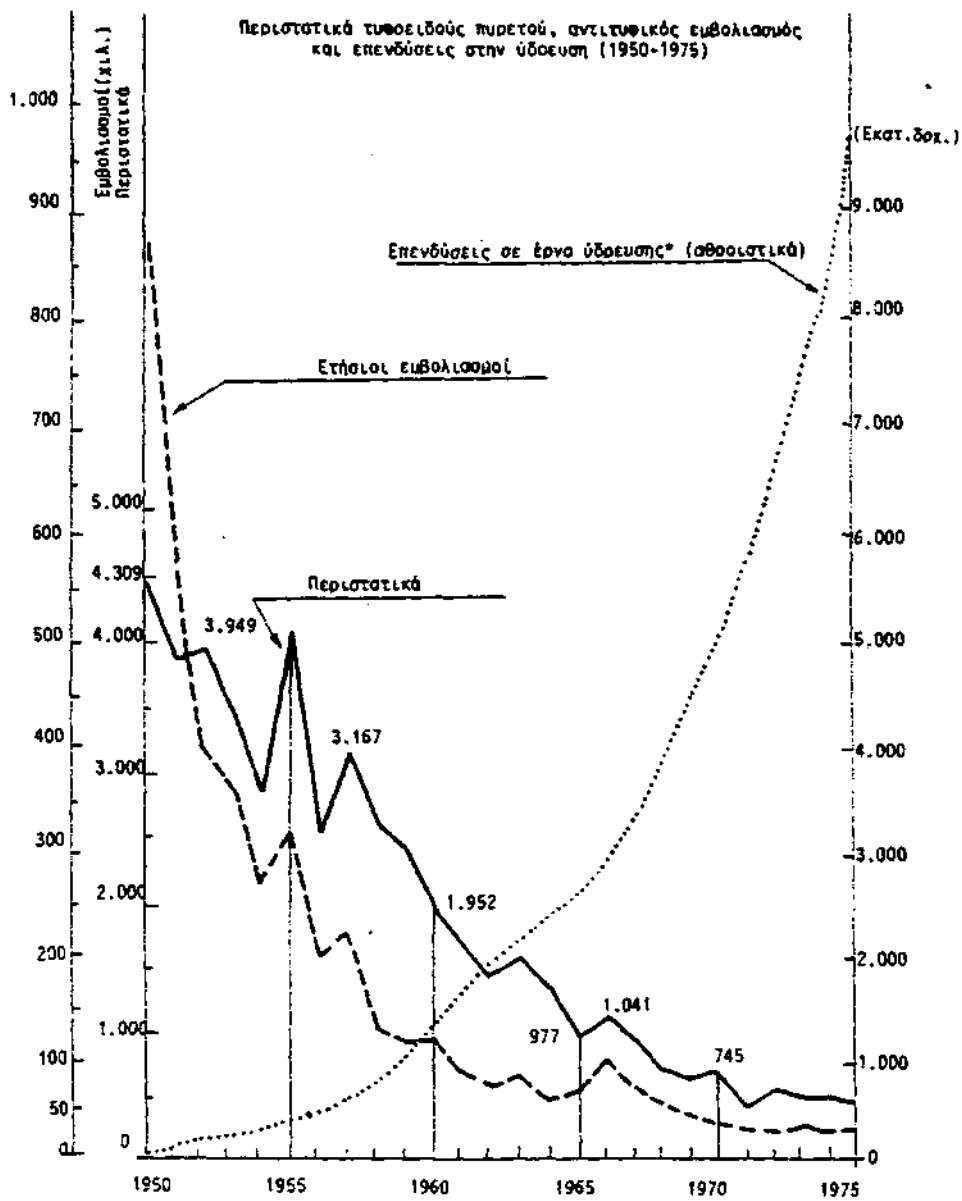
Πάντως παράλληλα, η κρίση ξηρασίας είχε και θετικές συνέπειες, όπως:

- υπενθύμισε στους πολίτες, τη σημασία, που έχει για τη ζωή μας, η συνεχής παροχή πόσιμου νερού, άριστης ποιότητας και την ανάγκη περιστολής κάθε σπατάλης,
- παρότρυνε όσους έχουν αναλάβει τη διαχείριση, γενικότερα των υδατικών πόρων και ειδικότερα του υδρευτικού νερού, να επιδιώξουν το βέλτιστο συνδυασμό και αξιοποίηση των υδατικών διαθεσίμων, καθώς και τον αποτελεσματικό περιορισμό των απωλειών,
- ανέδειξε τη σημασία της συνεχούς και συστηματικής ενημέρωσης των πολιτών για συλλογική αντιμετώπιση παρόμοιων κρίσεων
- πρόβαλε τη σκοπιμότητα της ανακύκλωσης και των δικτύων διαφόρων ποιοτήτων, όπου οι χρήσεις το επιτρέπουν
- κίνησε το ενδιαφέρον των ερευνητών, αλλά και όσων έχουν τη δυνατότητα χρηματοδότησης της έρευνας, στον τομέα αυτό και το σημαντικότερο,
- απέδειξε έμπρακτα ότι δεν είναι επιτρεπτή η εξάντληση, αλλά η χρήση των υδατικών και των άλλων φυσικών πόρων και μάλιστα κατά συγκρατημένο τρόπο, ώστε να υφίστανται και στο μέλλον, στα πλαίσια μιας **συνεχιζόμενης ανάπτυξης**.<sup>4</sup>

-----  
 4. Ο αγγλοσαξωνικός όρος **sustainable development**, ή ο αντίστοιχος **developpement durable** στα γαλλικά, που μπορεί να αποδοθεί στα ελληνικά σαν ανθεκτική ή συνεχιζόμενη ανάπτυξη, προέρχεται από την έκθεση "Our common world" που συντάχθηκε το 1986 από τη Διεθνή Επιτροπή για την Ανάπτυξη και το Περιβάλλον, γνωστή και σαν Επιτροπή Brundtland από το όνομα της Νορβηγίδας Πρωθυπουργού, Προέδρου της επιτροπής αυτής.



Διάγραμμα 1.3.1



Πηγή: OECD, Review of Environmental Policies in Greece. Supplement, Paris, 1982.

\* Εκτός περιοχής Αθηνών.

### 1.3. Η ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΤΗΣ ΥΔΡΕΥΤΙΚΗΣ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ.

Στην Ελλάδα, οι ποσότητες νερού, που καταναλώνονται για υδρευτικούς σκοπούς, αντιπροσωπεύουν το 13-15 % του συνόλου των χρήσεων, έναντι ποσοστού 2,5-4 %, που αντιστοιχεί σε βιομηχανικές χρήσεις και την παραγωγή ενέργειας και 80-84 %, που διατίθεται στις αρδεύσεις. Η κατανομή αυτή των υδατικών χρήσεων, σε εκατομμύρια κυβικά μέτρα ανά έτος, σύμφωνα με στοιχεία των Υπουργείων Βιομηχανίας, Γεωργίας και Εσωτερικών για τα έτη αντίστοιχα 1980, 1985 και 1987 [1/5], φαίνεται στον Πίνακα 1.3.1.

Ας σημειωθεί, ότι σύμφωνα με τις υπάρχουσες προσεγγιστικές εκτιμήσεις [1/5], το μέσο ετήσιο υδατικό δυναμικό της χώρας ανέρχεται σε 63-69 δισεκατομμύρια κυβικά μέτρα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3.1.  
Η ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΧΡΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Εκτίμηση [10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> /έτος]	Αρδευση	Υδρευση	Βιομηχανία- Ενέργεια	Σύνολο
ΥΒΕΤ/1980	4 220	696	121	5 037
ΥΓ /1985	4 767	-	-	-
ΥΠΕΣ/1987	-	762	-	-

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η μεταπολεμική εξέλιξη της υδρευτικής υποδομής στην Ελλάδα υπήρξε σημαντική. Σύμφωνα με σχετική Έκθεση του Κέντρου Προγραμματισμού και Οικονομικών Ερευνών (ΚΕΠΕ, 1990), ενώ το 1950 το ποσοστό των νυκοκυριών, που συνδέονταν με κάποιο σύστημα ύδρευσης, υπολείπονταν του 30 %, σήμερα το ίδιο ποσοστό εκτιμάται σε 90 % περίπου.[1/6] Χαρακτηριστική είναι άλλωστε και η υποχώρηση ασθενειών, όπως οι τυφοειδείς, που συνδέονται και με την ποιότητα του νερού.(Διάγραμμα 1.3.1)

Στις επόμενες παραγράφους συνοψίζεται το θεσμικό πλαίσιο και η τεχνική υποδομή των Επιχειρήσεων Υδρευσης-Αποχέτευσης, αξιολογείται το επίπεδο των παρεχόμενων υπηρεσιών, δίδονται συγκριτικά στοιχεία καταναλώσεων και τιμολόγησης και επιχειρείται μια συνολική εκτίμηση των προβλημάτων και των προοπτικών του τομέα.

#### 1.3.1. Το θεσμικό πλαίσιο.

Το σημερινό οργανωτικό πλαίσιο του τομέα της ύδρευσης (και αποχέτευσης) στην Ελλάδα, ανάγεται στους νόμους 1068 και 1069 του 1980. Με τον πρώτο, συστήθηκε (μετά από συγχώνευση της ΕΕΥ<sup>5</sup> και του ΟΑΠ) ενιαίος φορέας ύδρευσης-αποχέτευσης της πρωτεύουσας, η ΕΥΔΑΠ, με το δεύτερο, δόθηκε το απαραίτητο θεσμικό πλαίσιο και θεσπίστηκαν κίνητρα για την ίδρυση, σε πόλεις με πληθυσμό άνω των 10.000 κατοίκων, Δημοτικών Επιχειρήσεων Υδρευσης και Αποχέτευσης, των ΔΕΥΑ. (Στη Θεσσαλονίκη την ευθύνη ύδρευσης συνεχίζει να έχει ο ομώνυμος οργανισμός ΟΥΘ, που ιδρύθηκε με το νόμο

5. Συντομογραφίες του Οργανισμού Υδρευσης Θεσσαλονίκης και του Οργανισμού Αποχέτευσης Θεσσαλονίκης.

787 του 1970). Τέλος με το Π.Δ.76 του 1986, δίδονται κίνητρα σε μικρούς Δήμους και Κοινότητες, για τη σύσταση Αναπτυξιακών Συνδέσμων με αντικείμενο την κατασκευή και λειτουργία συστημάτων ύδρευσης και αποχέτευσης.

Η φιλοσοφία των δύο νόμων είναι κοινή και βασίζεται στις αρχές:

- της ενότητας του αντικειμένου της ύδρευσης και της αποχέτευσης,
- της εξασφάλισης σχετικής αυτονομίας των οργανισμών, υπό το καθεστώς ιδιωτικού δικαίου, που υπήχθησαν,
- της διασφάλισης του δημόσιου συμφέροντος, μέσω της σύνδεσής τους με την Τοπική Αυτοδιοίκηση,
- της ανταποδοτικότητας, αφού θεσπίζεται ότι η εφαρμοζόμενη τιμολογιακή πολιτική οφείλει να καλύπτει όλες τις δαπάνες των οργανισμών ( λειτουργικές, αποσβέσεις, τοκοχρεωλύσια )
- του παρεμβατικού κράτους, αναγνωρίζοντας το χαρακτήρα κοινής ωφέλειας των έργων ύδρευσης και αποχέτευσης, και επιχορηγώντας μέσα από το Πρόγραμμα Δημοσίων Επενδύσεων κατά ποσοστό μέχρι 35 % τις μελέτες και τα έργα των Επιχειρήσεων. Για την κάλυψη του 65 % ,οι ΔΕΥΑ, εφόσον δεν έχουν ίδιους πόρους, μπορούν να απευθύνονται στο Ταμείο Παρακαταθηκών και Δανείων συνάπτοντας δάνεια υπό ευνοϊκούς όρους: επιτόκιο 17 % (1989), διάρκεια 15 χρόνια, περίοδος χάρητος μέχρι 4 χρόνια για την κατασκευή των έργων, με κεφαλαιοποίηση ή καταβολή των τόκων, προαιρετικά.

Παρά την πρόδηλη επιθυμία του νομοθέτη, για συγκρότηση αυτόνομων επιχειρήσεων ύδρευσης και αποχέτευσης, χαρακτηριστικά υψηλός παραμένει ο αριθμός των συναρμόδιων φορέων, που εμπλέκονται στον τομέα, οι σημαντικότεροι από τους οποίους είναι:

- Τα Υπουργεία ΠΕΧΩΔΕ και Εσωτερικών, οι Νομαρχίες, οι Δήμοι, ή/και οι Κοινότητες σε θέματα προγραμματισμού, μελέτης κατασκευής,
- το υπουργείο Εθνικής Οικονομίας σε θέματα χρηματοδότησης και δανείων εξωτερικού,
- το Υπουργείο Οικονομικών για τη δανειοδότηση, είσπραξη και απόδοση στους οργανισμούς των ειδικών τελών ύδρευσης και αποχέτευσης,
- το Υπουργείο Υγείας και Πρόνοιας, σε θέματα δημόσιας υγείας,
- το Υπουργείο ΠΕΧΩΔΕ, σε θέματα προστασίας του περιβάλλοντος,
- το Ταμείο Παρακαταθηκών και Δανείων για τη χρηματοδότηση,
- κατά περίπτωση η ΕΥΔΑΠ, ο ΟΥΘ, οι ΔΕΥΑ, οι Σύνδεσμοι ΟΤΑ.

Μέχρι το 1990 είχαν συσταθεί 48 ΔΕΥΑ, που εξυπηρετούν 1.900.000 κατοίκους, 220 Σύνδεσμοι που καλύπτουν 1.500.000 κατοίκους [1/2] και παράλληλα η ΕΥΔΑΠ για περίπου 3.500.000 κατοίκους της ευρύτερης περιοχής της πρωτεύουσας και ο ΟΥΘ για 900.000 κατοίκους της μεζονος Θεσσαλονίκης. Συνολικά οι πιο πάνω φορείς,αντιστοιχούν στο 80 % περίπου του πληθυσμού της χώρας.

### 1.3.2. Το επίπεδο των υπηρεσιών ύδρευσης.

Τρεις δείκτες χαρακτηριστικοί του επιπέδου των προσφερόμενων υπηρεσιων ύδρευσης σε ένα οικισμό είναι, η ποιότητα του πόσιμου νερού, ο αριθμός των ιδιωτικών παροχετεύσεων, τα μέτρα απολύμανσης.

Σε ότι αφορά την ποιότητα, σύμφωνα με έρευνα-απογραφή του 1982, του Υπουργείου Εσωτερικών[1/11] που εξέτασε τις συνθήκες ύδρευσης των οικισμών όλων των νομών της χώρας, (συμπληρωμένη με το τμήμα του νομού Αττικής, που τότε υδρεύονταν από την ΕΥΔΑΠ), προέκυψε ότι:

- σε ποσοστό 88 % του πληθυσμού, αντιστοιχεί ποιότητα πόσιμου νερού που μπορεί να χαρακτηριστεί ως καλή. Καλή θεωρήθηκε η ποιότητα που περιλαμβάνεται μέσα στα όρια, που καθόριζε τότε η υγειονομική διάταξη Γ3α/761/6-3-68, για το πόσιμο νερό.
- σε ποσοστό 6 % του πληθυσμού, το προσφερόμενο νερό είναι μέτριας ποιότητας. Ως μέτρια ορίσθηκε η ποιότητα νερού, που είναι έξω από τα πιο πάνω όρια, αλλά που θεωρήθηκε ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί χωρίς κίνδυνο για τη δημόσια υγεία. ( Στην κατηγορία αυτή κατατάχθηκαν νερά στα οποία οι διαλυμένες ουσίες δεν υπερέβαιναν το 150 % της περιεκτικότητας που όριζε ο κανονισμός, με σύνολο διαλυμένων ουσιών μικρότερο από 1000 mg/l).
- σε ποσοστό 1 % του πληθυσμού αντιστοιχεί νερό κακής ποιότητας, δηλαδή ποιότητας που βρίσκεται έξω από τα πιο πάνω όρια ή όπου υπάρχει κίνδυνος μόλυνσης.
- για ποσοστό 5 % δεν υπήρξαν απαντήσεις.

Από την ίδια ανάλυση προέκυψε ότι, 11 νομοί συνεδύαζαν (1982), το χαμηλότερο ποσοστό πληθυσμού, που διέθετε νερό καλής ποιότητας και το υψηλότερο κακής. Οι νομοί αυτοί ήταν: Λασηθίου, Μαγνησίας, Ηλείας, Χαλκιδικής, Κυκλάδων, Δωδεκανήσου, Λέσβου, Ροδόπης, Χανίων, Ευβοίας, Έβρου.

Σχετικά με την κάλυψη όλων των καταναλωτών της χώρας με ιδιωτικές παροχетеύσεις και μετρητές, η ίδια έρευνα (1982), διεπίστωσε ότι ποσοστό 93 % των καταναλωτών, καλύπτονταν από ιδιωτικές παροχетеύσεις και αντίστοιχα ποσοστό 83 % από μετρητές παροχής. Τέλος σε ότι αφορά, τα μέτρα απολύμανσης, προέκυψε ότι, ποσοστό μόνον 70 % του πληθυσμού, εξυπηρετούνταν με νερό, που απολυμαίνονταν με χλωρίωση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3.2.1.  
ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΠΑΡΕΧΟΜΕΝΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΑΠΟ ΤΙΣ ΔΕΥΑ (1986)

ΔΕΥΑ	Εξυπηρέτηση Πληθυσμού*			Κατανάλωση [l/κάτ.ημ.]
	Επαρκής	Μέτρια	Ελλιπής	
Αγρίνιο			35 774	110
Αιγίνιο		4 700		
Αλεξάνδρεια		11 889		
Αλεξανδρούπολη			35 799	130
Αρτα	20 004			130
Βέροια			37 966	145
Βόλος	97 821			132
Γιαννιτσά			23 966	135
Δράμα		37 118		
Ηράκλειο			102 398	102
Θήβα			18 712	
Ιωάννινα			44 829	218**
Καβάλα		56 705		132
Καλαμάτα	42 075			150
Κάλυμνος		10 118		
Καρδίτσα			27 532	
Καστοριά	20 273			124
Κατερίνη			38 404	
Κέρκυρα			36 901	
Κοζάνη			31 333	
Κόρινθος			22 658	
Κως			11 851	240**
Λαμία			41 846	150
Λάρισα		102 426		180
Λειβαδιά		17 769		
Μυτιλήνη			24 991	
Ξάνθη			33 897	105
Ορεστιάδα			14 727	
Πρέβεζα		13 624		
Πτολεμαΐδα		22 109		117
Πύργος			21 958	
Ρέθυμνο			18 190	
Ρόδος		41 425		
Σπάρτη			12 975	
Τρίκαλα	45 160			100
Φλώρινα			12 573	
Χαλκίδα		44 867		160
Χανιά		47 451		
Χίος			24 070	110
ΣΥΝΟΛΟ	225 333 17,2 %	410 201 31,4 %	673 350 51,4 %	

Πηγή [1/3], \* Απογραφή 1981, \*\* Υψηλές απώλειες.

Σε μεταγενέστερη (1986), διαγνωστική έρευνα του τομέα Υδρευσης Αποχέτευσης [1/3], επιχειρείται μία διαφορετική κατάταξη του επιπέδου υπηρεσιών μόνο των 40 ΔΕΥΑ, που είχαν μέχρι τότε συσταθεί. Η επιχειρούμενη ταξινόμηση βασίζεται στην εξής διαβάθμιση:

- Επαρκής, θεωρήθηκε η εξυπηρέτηση όταν υπάρχει επάρκεια του εξωτερικού και εσωτερικού υδραγωγείου, δεν απαιτούνται σημαντικές επεμβάσεις και συμπληρώσεις στα δίκτυα και η ποιότητα του νερού είναι καλή,
- Ελλιπής, όπου διαζευκτικά, η παροχή προς τους καταναλωτές είναι χαμηλή, παρεμβάλλονται διακοπές στην εξυπηρέτηση, οι απώλειες στο εσωτερικό δίκτυο ξεπερνούν το 40 %,
- Μέτρια, στις υπόλοιπες περιπτώσεις.

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.3.2.1., με τα κριτήρια αυτά, μόνο 17 % του πληθυσμού, που το 1986 καλύπτονταν από ΔΕΥΑ, είχε επαρκή εξυπηρέτηση, 31 % μέτρια και 52 % ελλιπή.

### 1.3.3. Η τεχνική υποδομή των ΔΕΥΑ.

Σε ότι αφορά την τεχνική υποδομή των ΔΕΥΑ :

- στις περισσότερες περιπτώσεις, η υδροληψία γίνεται από πηγές ή/και από γεωτρήσεις. Η προσφυγή σε νερά ποταμών, ή τεχνητών λιμνών είναι περιορισμένη. (Λάρισα - Πηνειός, Ξάνθη - Κόσσιθος, Καρδίτσα - Λίμνη φράγματος Μέγδοβα, Αγρίνιο - Λίμνη φράγματος Αχελώου στο Καστράκι )
- η συνηθέστερη επεξεργασία είναι η χλωρίωση, ενώ η διύλιση (Ξάνθη) και η συνδυασμένη χρήση διύλισης και καθίζησης (Λάρισα), σε μεμονωμένες περιπτώσεις μόνο περιπτώσεις χρησιμοποιούνται,
- για τα εξωτερικά υδραγωγεία χρησιμοποιούνται κατά κανόνα χαλυβδοσωλήνες. Όπου η υδροληψία γίνεται από πηγές, συνήθως η ροή είναι με βαρύτητα, ενώ στις περιπτώσεις των γεωτρήσεων οι βυθισμένες αντλίες καταθλίβουν το νερό απ'ευθείας σε δεξαμενή,
- οι ρυθμιστικές δεξαμενές, ποικίλουν ως προς τον όγκο,
- για τα εσωτερικά υδραγωγεία έχουν χρησιμοποιηθεί σωλήνες από χυτοσίδηρο, χάλυβα, αμιαντοσιμέντο, PVC, ανάλογα με την περίοδο κατασκευής. Συνήθως, τα νεώτερα παρουσιάζουν περιορισμένες απώλειες και εξασφαλίζουν επαρκείς πιέσεις ( Αρτα, Καλαμάτα, Καστοριά ), ενώ το αντίθετο συμβαίνει σε παλαιότερα (Ιωάννινα, Γιαννιτσά, Κως, Σπάρτη )

### 1.3.4. Καταναλώσεις και τιμολόγηση.

Στον Πίνακα 1.3.2.1., έχουν περιληφθεί οι μέσες, ημερήσιες, ανηγμένες κατά κεφαλή, καταναλώσεις 19 ΔΕΥΑ, με στοιχεία του 1986 [1/3]. Εξαιρώντας τις περιπτώσεις των Ιωαννίνων και της Κω, γνωστές για τις ηυξημένες απώλειες, που παρουσιάζουν, διαπιστώνουμε ότι οι καταναλώσεις των υπολοίπων κυμαίνονται μεταξύ των ακραίων τιμών, 100 και 180 l/κάτ.ημ., με μέση τιμή 130 και τυπική απόκλιση 22 l/κάτ.ημ. Από δειγματοληπτική έρευνα του 1990 σε πέντε αντιπροσωπευτικές περιφερειακές πόλεις, πήραμε τα στοιχεία, που φαίνονται στον Πίνακα 1.3.4.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3.4.1.  
ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΩΝ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΠΟΛΕΩΝ

ΔΕΥΑ	Εξυπηρετούμενος Πληθυσμός	Ετήσια Καταγáλωση [m <sup>3</sup> ]	Ανηγγένη Κατανάλωση [l/κάτ.ημ.]	Εκτιμώμενο Ποσοστό Απωλειών
Αγρινίου(*)	65 000	2,5x10 <sup>6</sup>	105	30 %
Βόλου(**)	100 000	7,5x10 <sup>6</sup>	205	25 %
Ηρακλείου	120 000	5,4x10 <sup>6</sup>	123	30 %
Ιωαννίνων	90 000	8,0x10 <sup>6</sup>	243	100 %
Λάρισας	150 000	8,0x10 <sup>6</sup>	146	35-40 %

(\*) Στο Αγρίνιο το νερό προέρχεται από τον ταμιευτήρα του ΥΗ Σταθμού στο Καστράκι, στις άλλες τέσσερες πόλεις από γεωτρήσεις.

(\*\*) Περιλαμβάνεται και η ύδρευση της Βιομηχανικής Περιοχής Βόλου.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3.4.2.  
ΟΙ ΥΔΑΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΕΥΡΥΤΕΡΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΘΗΝΩΝ (1989)

Χρήσεις	[l/κάτ.ημ.]	[l/κάτ.ημ.]	[m <sup>3</sup> /έτος]
Καθαρή οικιακή κατανάλωση	105		
Επαγγελματικές καταναλώσεις	35		
Σύνολο		140	170x10 <sup>6</sup>
Ενίσχυση ΟΤΑ			34x10 <sup>6</sup>
Βιομηχανική κατανάλωση			32x10 <sup>6</sup>
Δημόσιες και ιδιωτικές χρήσεις			25x10 <sup>6</sup>
Απώλειες δικτύου και σφάλματα μετρητών			106x10 <sup>6</sup>
Λοιπά			9x10 <sup>6</sup>
ΣΥΝΟΛΟ		280	376x10 <sup>6</sup>

Σε ότι αφορά στην Αθήνα, η ανάλυση των καταναλώσεων του έτους 1989 σύμφωνα με τα στοιχεία και τις εκτιμήσεις του Ερευνητικού Προγράμματος [1/7], δίδεται στον Πίνακα 1.3.4.2. Ο εξυπηρετούμενος πληθυσμός εκτιμάται σε 3 350 000 κατοίκους, συνδεδεμένους με το δίκτυο της ΕΥΔΑΠ συν 330 000, που αντιστοιχούν στους ενισχυόμενους ΟΤΑ.

Η ακολουθούμενη κατά περίπτωση τιμολογιακή πολιτική, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το κόστος αντλήσεων, το κόστος επεξεργασίας, οι αποσβέσεις έργων, το ποσοστό απωλειών, οι διοικητικές δαπάνες, η διαθεσιμότητα νερού κ. ά. Ενδεικτικά, αναφέρουμε την εφαρμοζόμενη σήμερα (1990), τιμολόγηση από τις πέντε ΔΕΥΑ, που ήδη αναφέρθηκαν και την ΕΥΔΑΠ.

i) ΔΕΥΑ Αγρινίου

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /3μηνο]	1-20	21-80	>80
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	56,16	62,10	102,60

ii) ΔΕΥΑ Βόλου

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /3μηνο]	15 <sup>(*)</sup>	16-38	>39
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	44	50	60
(*) Πάγιο			

iii) ΔΕΥΑ Ηρακλείου

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /3μηνο]	0-24	25-50	50-100	>100
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	35	63	94	125

iv) ΔΕΥΑ Ιωαννίνων

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /3μηνο]	0-20	21-40	>40
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	46	60	90

v) ΔΕΥΑ Λαρίσης

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /2μηνο]	0-50	>50
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	58	70 <sup>(*)</sup>
(*) Για όλα τα m <sup>3</sup> , αν η κατανάλωση υπερβεί τα 50 [m <sup>3</sup> /2μηνο]		

ΕΥΔΑΠ

## 1. Γενικό Τιμολόγιο

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /μηνια]	0-5	6-20	21-27	28-35	>35
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	60	90	200	300	350

## 2. Βιομηχανικό Τιμολόγιο

Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /μηνια]	0-1000	>1000
Τιμολόγιο [Δρχ./m <sup>3</sup> ]	120	140

3. Δημόσια-Κοινοτικά 100 [Δρχ./m<sup>3</sup>]4.α. Φιλανθρωπικά Ιδρύματα 60 [Δρχ./m<sup>3</sup>]4.β. Κοινόχρηστοι κρουνοί, ΟΛΠ 150 [Δρχ./m<sup>3</sup>]5. Ενίσχυση δικτύων ΟΤΑ 100 [Δρχ./m<sup>3</sup>]6. Εφοδιασμός πλοίων 350 [Δρχ./m<sup>3</sup>]



### 1.3.5. Η συνολική εικόνα.

Η κατά κάποιο τρόπο "μικροθεώρηση" του προβλήματος, που παρουσιάστηκε μέχρι εδώ, με ανάλυση των επί μέρους στοιχείων του τομέα ύδρευσης στην Ελλάδα, είναι σκόπιμο να συμπληρωθεί και να συνοψισθεί με μια συνολική προσέγγιση, ώστε να προκύψουν και τα γενικότερα συμπεράσματα. Για το σκοπό αυτό, μπορούμε να διακρίνομε τρία υποσύνολα:

- τις δύο μεγαλύτερες πόλεις της χώρας, Αθήνα και Θεσσαλονίκη, με την ευρύτερη περιοχή τους,
- τις πρωτεύουσες νομών και τις υπόλοιπες πόλεις που διαθέτουν ΔΕΥΑ ή Συνδέσμους
- ορισμένες ειδικές ζώνες, όπως απομακρυσμένες, μικρές, ορεινές κοινότητες, ή νησιά.

Η πρώτη ενότητα χαρακτηρίζεται από:

- σημαντικά, σχεδόν γιγαντιαία, προηγμένης τεχνολογίας εξωτερικά έργα υδροληψίας και μεταφοράς,
- πλήρεις εγκαταστάσεις επεξεργασίας νερού (θα ακολουθήσει και η Θεσσαλονίκη εφόσον υπάρξει προσφυγή και στα νερά του Αλιάκμονα),
- συστηματικά ελεγχόμενη ποιότητα νερού,
- εκτεταμένο δίκτυο διανομής με επάρκεια πίεσης και παροχευτικότητας αλλά και υψηλό ποσοστό απωλειών,
- αυξημένες, ανηγμένες κατά κεφαλή καταναλώσεις και
- επαπειλούμενη λειψυδρία, λόγω της διαρκώς αυξανόμενης ζήτησης.

Η δεύτερη ενότητα παρουσιάζει έναντι της πρώτης χαρακτηριστικές διαφορές κλίμακας, που γενικότερα διαμορφώνουν ευνοϊκότερες συνθήκες αντιμετώπισης των προβλημάτων, παράλληλα όμως έχουν να καλύψουν, σημαντική απόσταση τεχνολογικής καθυστέρησης, πράγμα που αντανακλάται στην ποιότητα του νερού και τις συνθήκες λειτουργίας. Και εδώ διαπιστώνεται ανεπάρκεια των υφιστάμενων έργων υδροληψίας, οξύτερη μάλιστα στους τρεις μεγαλύτερους Δήμους, Ηράκλειο, Πάτρα, Λάρισα.

Στην τρίτη ενότητα δεν περιλαμβάνεται μόνο αυτό που ονομάζεται ξεχασμένη Ελλάδα αλλά και περιοχές με σημαντικά συγκριτικά πλεονεκτήματα, όπως η Μύκονος, η Ύδρα, που εξ αιτίας ιδιαίτερων κλιματολογικών, ή και γεωλογικών συνθηκών αντιμετωπίζουν σοβαρά προβλήματα εξασφάλισης επαρκών ποσοτήτων πόσιμου νερού. Αναγκαστικά εδώ απαιτείται διεύρυνση της έννοιας της οικονομικής σκοπιμότητας και της ανταποδοτικότητας και παράλληλα προσφυγή σε σύγχρονες τεχνολογίες, όπως η αφαλάτωση και οι υποθαλάσσιοι αγωγοί.

Όπως ήδη αναφέρθηκε, ο τρόπος με τον οποίο θα αντιμετωπισθούν τα προβλήματα του τομέα δεν εξαρτάται μόνο από το επίπεδο τεχνολογικής ανάπτυξης, αλλά από το γενικότερο βαθμό πολιτικής, κοινωνικής και παραγωγικής ωριμότητας της χώρας. Συνδυάζοντας την παρατήρηση αυτή, με την πολυπλοκότητα και την έκταση των προβλημάτων, που διαπιστώθηκαν, μπορεί εύλογα κανείς να προβλέψει, ότι τα θέματα, που σχετίζονται με τη μελέτη, κατασκευή και λειτουργία έργων ύδρευσης, θα συνεχίσουν να βρίσκονται μέσα στις κρίσιμες προτεραιότητες της χώρας, τουλάχιστο στα 25 επόμενα χρόνια.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ**

- 1/1. Αλτηγός Ν., Κυριακός Σ., Μαχαίρας Α., "Υδρευσις Αθηνών, Προκαταρκτική Εκθέσις", τ. 7, Αθήνα 1964.
- 1/2. Βαρδάκου Ε. "Χρηματοδότηση-Προγραμματισμός έργων Υδρευσης-Αποχέτευσης εγκαταστάσεων καθαρισμού λυμάτων". Τριήμερη Συνάντηση για το ποσιμο νερό, 7, 8 και 9 Φεβρουαρίου. Αθήνα, 1989. ΕΥΔΑΠ, Πανελλήνιος Σύλλογος Χημικών Μηχανικών, Σύλλογος Υγιεινολόγων Μηχανικών και Μηχανικών Τεχνολογίας Περιβάλλοντος.
- 1/3. Γιαννόπουλος Ν., Κάρτσωνας Ν., Κατσαράκης Γ., "Προκαταρκτική Διαγνωστική Μελέτη του Τομέα Υδρευσης-Αποχέτευσης Αρμοδιότητας ΔΕΥΑ". Αθήνα, 1986. ΕΕΤΑΑ.
- 1/4. Fair G. M., Geyer J. C., Okun D. A., "Water and Wastewater Engineering", Vol. 1, J. Willey and Sons, New York, 1966.
- 1/5. ΚΕΠΕ, "Εκθέσεις για το Πρόγραμμα 1988-1992, 4, Υδατικοί πόροι", Αθήνα, 1990.
- 1/6. ΚΕΠΕ, "Εκθέσεις για το Πρόγραμμα 1988-1992, 14, Υδρευση-Αποχέτευση", Αθήνα, 1990.
- 1/7. Ξανθόπουλος Θ., Αφτιάς Ε., Τσολακίδης Κ., Μαρμάσης Ν., "Ερευνητικό Έργο: Διερεύνηση Προσφερομένων Δυνατοτήτων για την Ενίσχυση της Υδρευσης Μείζονος Περιοχής Αθηνών". τ. 12, "Υδατικές Καταναλώσεις Μείζονος Περιοχής Αθηνών", Αθήνα, 1990. ΥΠΕΧΩΔΕ - ΕΜΠ / ΤΥΠΥΘΕ.
- 1/8. Ξανθόπουλος Θ., Κουτσογιάννης Δ., Αφτιάς Ε., "Ερευνητικό Έργο: Διερεύνηση Προσφερομένων Δυνατοτήτων για την Ενίσχυση της Υδρευσης Μείζονος Περιοχής Αθηνών" τ. 18, "Τελική Εκθεση" Αθήνα, 1990. ΥΠΕΧΩΔΕ - ΕΜΠ / ΤΥΠΥΘΕ.
- 1/9. Prat F. "Hydraulique Urbaine", ENSEEHT Toulouse, 1963.
- 1/10. Τριανταφυλλίδης Σ., "Τεχνικά Υδραυλικά Έργα, Υδρεύσεις", Αθήνα 1974.
- 1/11. Υπουργείο Εσωτερικών, Διεύθυνση Προγραμματισμού και Μελετών, "Έρευνα των συνθηκών ύδρευσης των οικισμών της χώρας και απαιτούμενες δαπάνες", Αθήνα, 1982.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΙΙ**

### **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ**

### **ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ**

### **ΤΟΥ ΠΟΣΙΜΟΥ ΝΕΡΟΥ**

Στο δεύτερο Κεφάλαιο, υπενθυμίζονται οι κυριώτερες φυσικές ιδιότητες του νερού και αναλύονται οι ποιοτικές παράμετροι του πόσιμου και των φυσικών νερών, υπόγειων και επιφανειακών, που προορίζονται για την κάλυψη υδρευτικών αναγκών, με σκόπιμη αναφορά στις ήδη ισχύουσες και στην Ελλάδα, αντίστοιχες Κοινοτικές Οδηγίες.

## 2.1. ΦΥΣΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ.

Οι κυριότερες φυσικές ιδιότητες του νερού, αναφέρονται στη μοριακή δομή, την πυκνότητα και το ιξώδες και επηρεάζονται από τη μεταβολή της θερμοκρασίας και τις ενδεχόμενες προσμίξεις.

### 2.1.1. Μοριακή δομή

Το νερό είναι το αποτέλεσμα της ένωσης του Υδρογόνου και του Οξυγόνου, που στη φύση συναντώνται υπό τη μορφή δύο ομάδων ισotόπων:<sup>[2/2]</sup>

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.1.1.  
ΤΑ ΙΣΟΤΟΠΑ ΤΟΥ ΥΔΡΟΓΟΝΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ ΟΞΥΓΟΝΟΥ

Υδρογόνο $H^1$ (ή H)	με συχνότητα εμφάνισης	99,986 %
Δευτέριο $H^2$ (ή D) <sup>1(1)</sup>		0,014 %
Οξυγόνο $O^{16}$		99,760 %
$O^{17}$		0,040 %
$O^{18}$		0,200 %

Πηγή: Bischofsberger (1974)

Έτσι προκύπτουν 6 τύποι μορίων νερού με αντίστοιχη συχνότητα εμφάνισης, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.1.1.2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.1.2.  
ΟΙ ΤΥΠΟΙ ΜΟΡΙΩΝ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ

$H_2O^{16}$	με συχνότητα εμφάνισης	99,746 034 %
$H_2O^{18}$		0,199 972 %
$H_2O^{17}$		0,039 994 %
$D_2O^{16}$ (βαρύ ύδωρ)		0,013 966 %
$D_2O^{18}$		0,000 028 %
$D_2O^{17}$		0,000 006 %
ΣΥΝΟΛΟ		100,000 000 %

Πηγή: Bischofsberger (1974)

1. Ισότοπο σπάνιο του Υδρογόνου είναι και το Τρίτιο  $H^3$  ή (T) που σχηματίζεται τεχνητά μέσα στους πυρηνικούς αντιδραστήρες.

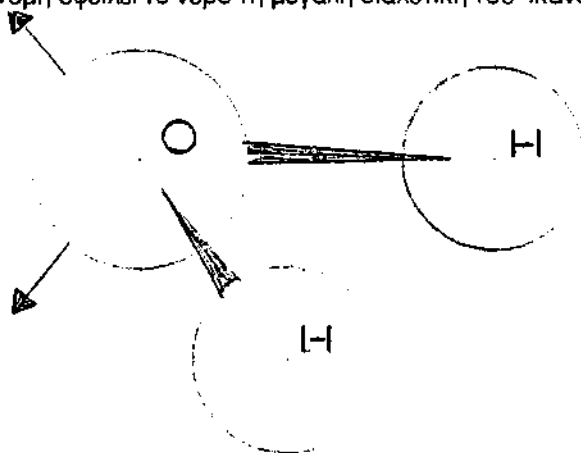
Οι φυσικές ιδιότητες των διαφόρων τύπων μορίων νερού διαφέρουν ελαφρά, όπως φαίνεται από τον Πίνακα 2.1.1.3. σύγκρισης του  $\text{H}_2\text{O}^{16}$  και  $\text{D}_2\text{O}^{16}$  [2/2]

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.1.3.  
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΜΟΡΙΩΝ ΝΕΡΟΥ

ΤΥΠΟΣ ΜΟΡΙΟΥ	ΤΗΞΗ		$\Delta V[\%]$	ΒΡΑΣΜΟΣ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ
	$\theta[^\circ\text{C}]$			$\theta[^\circ\text{C}]$	$\rho[\text{kg}/\text{m}^3]$
	$\rho[\text{kg}/\text{cm}^2]$			$p=760\text{mm Hg}$	$\theta=20^\circ\text{C}$
	1	500			$p=760\text{mm Hg}$
$\text{H}_2\text{O}^{16}$	0,00	-4,47	+8,99	100,00	998
$\text{D}_2\text{O}^{16}$	+3,82	-0,07	+7,79	101,42	1106

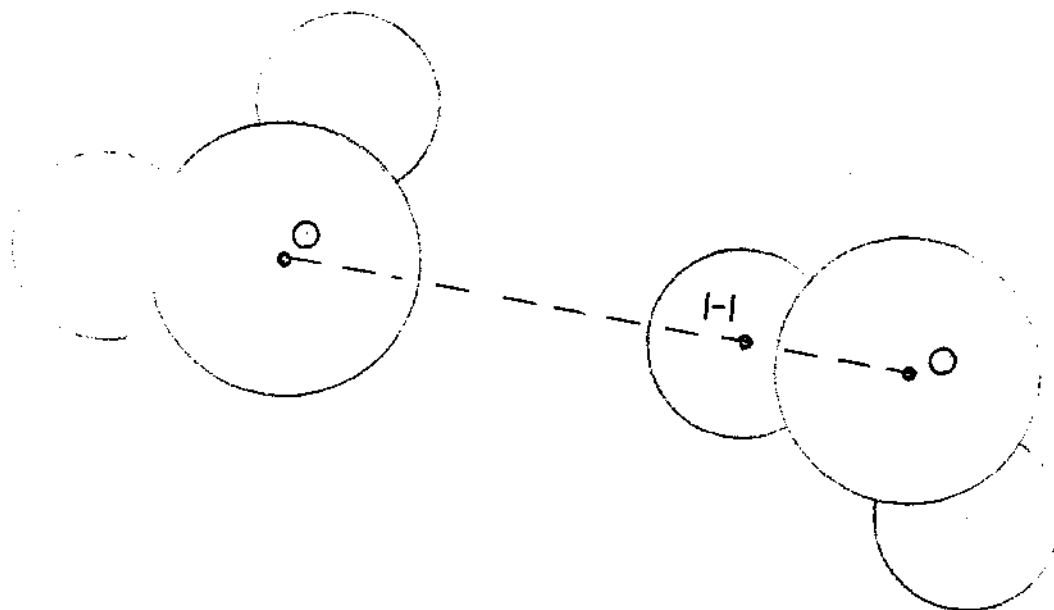
Πηγή: Bischofsberger (1974)

Μέσα σε ένα μόριο νερού, κάθε άτομο υδρογόνου ενώνεται με ένα άτομο οξυγόνου με ομοιοπολικό δεσμό, όπου κάθε άτομο συνεισφέρει από ένα ηλεκτρόνιο. Ετσι συμπληρώνονται οι εξωτερικές ηλεκτρονικές στοιβάδες και των δύο στοιχείων, εξασφαλίζοντας μεγάλη σταθερότητα στο μόριο. Η κατανομή όμως των ηλεκτρονίων στον ομοιοπολικό δεσμό δεν είναι συμμετρική, τα ηλεκτρόνια έλκονται ισχυρότερα προς το άτομο του οξυγόνου, με αποτέλεσμα το οξυγόνο να φορτίζεται αρνητικά και τα υδρογόνα θετικά. Ο συνδυασμός της ανισοκατανομής των ηλεκτρικών φορτίων με τη μη γραμμική γεωμετρία του μορίου (Σχ.2.1.1.1.), διαμορφώνει μια ισχυρή "ηλεκτρική διπολική ροπή". Σ' αυτήν ακριβώς την ηλεκτρική ανισοκατανομή οφείλει το νερό τη μεγάλη διαλυτική του ικανότητα.



Σχ.2.1.1.1. Σχηματική παράσταση της τετραεδρικής δομής του νερού. Οι δυο ομοιοπολικοί δεσμοί O-H και τα δυο ζεύγη ελεύθερων ηλεκτρονίων (που εδώ αναπαριστώνται με δυο βέλη) κατευθύνονται προς τις κορυφές ενός τετραέδρου, που στο κέντρο του βρίσκεται το άτομο του Οξυγόνου. Πηγή: Eagland (1990)

Με τη σειρά τους όμως και μόρια του νερού σχηματίζουν μεταξύ τους δεσμούς, ηλεκτροστατικού τύπου, που ονομάζονται "δεσμοί υδρογόνου". Οι δεσμοί αυτοί σχηματίζονται ανάμεσα στο άτομο υδρογόνου ενός μορίου και στο άτομο οξυγόνου, ενός γειτονικού του, εδώ όμως η διάταξη των ατόμων O-H..O είναι γραμμική (Σχ.2.1.1.2.).



Σχ.2.1.1.2. Σχηματική παράσταση των δεσμών Υδρογόνου.  
Πηγή: Eagland (1990)

Στους δεσμούς υδρογόνου, οφείλεται και μια από τις πιο περίεργες ιδιότητες του νερού, η μεγιστοποίηση της πυκνότητας στους  $4^{\circ}\text{C}$ . Είναι γνωστό ότι το νερό στη στερεά φάση, τον πάγο, παρουσιάζει τετραεδρική κρυσταλλική δομή, όπου τα μόριά του συνδέονται μεταξύ τους με δεσμούς υδρογόνου. Κατά την τήξη, ένα μέρος των δεσμών υδρογόνου σπάει οδηγώντας σε συμπαγέστερη δομή και αύξηση της πυκνότητας. Ας σημειωθεί πάντως, ότι μέχρι σήμερα δεν έχει διατυπωθεί ενιαίο μοντέλο ικανό να εξηγήσει όλες τις φυσικές και χημικές ιδιότητες του νερού.<sup>[2/6]</sup>

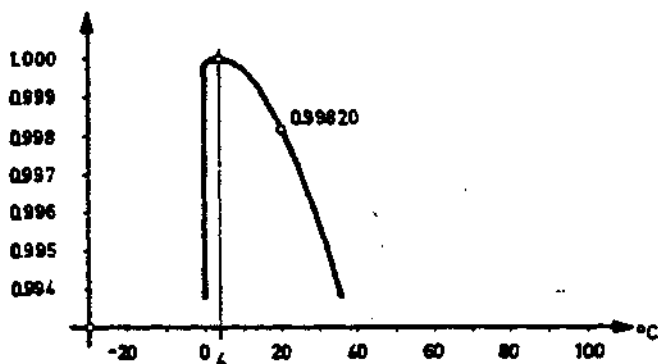
### 2.1.2. Πυκνότητα

Η πυκνότητα  $\rho$  του νερού εκφράζεται σε  $\text{kg/m}^3$  ή  $\text{kg/l}$  ή  $\text{g/cm}^3$  ή αδιάστατα:  $s = \rho/\rho_0$  όπου  $\rho_0$  η πυκνότητα του νερού σε θερμοκρασία  $4^{\circ}\text{C}$  και πίεση 760 mm Hg. Αντίστοιχα το ειδικό βάρος  $\gamma$  του νερού εκφράζεται σε  $\text{N/m}^3$  στο σύστημα S.I ή σε  $\text{kp/m}^3$  ή σε  $\text{kp/l}$  ή ακόμη σε  $\rho/\text{cm}^3$  (υπενθυμίζεται ότι:  $1 \text{ kp} = 9.81 \text{ N}$ ).

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η πυκνότητα του νερού μεταβάλλεται κατά τρόπο ιδιαίτερο συναρτήσει της θερμοκρασίας, παίρνοντας τη μέγιστη τιμή της στους  $4^{\circ}\text{C}$ . Το νερό ψυχόμενο κάτω από τους  $0^{\circ}\text{C}$  περνά από την υγρή φάση στη στερεά, γίνεται πάγος και διαστέλλεται κατά το 1/11 περίπου του όγκου του. Η σχέση πυκνότητας και θερμοκρασίας φαίνεται στον Πίνακα 2.1.2.1. και το Σχ.2.1.2.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.2.1.

θ [° C]		ρ [kg/l] γ [kp/l] s
0	πάγος	0,916 70
0	νερό	0,999 87
4		1,000 00
10		0,999 70
15		0,999 10
20		0,998 20
25		0,997 04
30		0,995 65
50		0,988 09
100		0,958 63



Πηγή: Bischofsberger (1974)

Σχ. 2.1.2.1.

Η πυκνότητα του φυσικού νερού επηρεάζεται από την περιεκτικότητά του σε διαλυμένες ουσίες. Θαλασσινό νερό, με αλατότητα 35 g/l παρουσιάζει σε θερμοκρασία 4° C, πυκνότητα 1,028 kg/l. (Μεταβολή της αλατότητας κατά 1g/l προκαλεί μεταβολή της πυκνότητας περίπου κατά 0,000 8 kg/l).<sup>[2/3]</sup>

Η πυκνότητα του νερού, στην υγρή φάση, ελάχιστα επηρεάζεται από τις συνήθεις μεταβολές της πίεσης εξ αιτίας της πολύ μικρής συμπίεστότητας  $k$  του νερού (ή του μεγάλου μέτρου ελαστικότητας  $E=1/k$ ). Υπενθυμίζεται ότι:

$$-dU/U = k \cdot dp \quad \text{ή} \quad dp/\rho = k \cdot dp$$

όπου:  $U$  ο όγκος,  $p$  η πίεση,  $\rho$  η πυκνότητα, μάζας νερού.

Λαμβάνοντας υπόψιν ότι η μέση τιμή του  $k$  είναι της τάξης των  $47 \times 10^{-6} \text{ atm}^{-1}$ ,<sup>[2/3]</sup> προκύπτει ότι για αύξηση της πίεσης κατά 1atm, η αύξηση της πυκνότητας είναι μόλις 0,0047%. Γιαυτό, με μόνη εξαίρεση το φαινόμενο του υδραυλικού πλήγματος, το νερό αντιμετωπίζεται ως πρακτικά ασυμπίεστο υγρό. Αν όμως οι υπερπίεσεις πρακτικά δεν επηρεάζουν την πυκνότητα του νερού, πρέπει να προσεχθούν ιδιαίτερα τυχόν περιπτώσεις υποπίεσεων.

Το νερό σε κάθε θερμοκρασία, εφόσον υπάρχει προσφορά θερμότητας από το περιβάλλον, εξατμίζεται, όταν μάλιστα η εξωτερική πίεση εξισωθεί με την τάση των κορεσμένων ατμών (στη θερμοκρασία που επικρατεί), παρατηρείται το φαινόμενο του βρασμού. Είναι γνωστό ότι με εξωτερική πίεση 760 mm Hg το νερό βράζει σε θερμοκρασία 100° C. Πρέπει όμως να επισημανθεί, ότι και στη συνήθη θερμοκρασία π.χ. των 20° C το νερό βράζει, αρκεί η εξωτερική πίεση να κατέβη στα 17,35 mm Hg<sup>[2/3]</sup> ή στα 0,24 m στήλης νερού. Περιπτώσεις καταγραφής υποπίεσεων μπορεί να υπάρξουν κατά τη διάρκεια υδραυλικού πλήγματος, κατόπι δικλειδών, σε ψηλά σημεία κλειστών αγωγών που τέμνονται από την πιεζομετρική γραμμή με προφανείς κινδύνους, διακοπής της ροής, κραδασμών, σπηλαιώσης κλπ.

### 2.1.3. Συνεκτικότητα.

Σύμφωνα με το νόμο του Νεύτωνα, η διατμητική τάση  $\tau$  που αναπτύσσεται ανάμεσα σε δύο γειτονικές, παράλληλες προς τη ροή, στρώσεις ρευστού σε κίνηση, είναι ανάλογη προς τη μεταβολή της ταχύτητας κατά διεύθυνση κάθετη προς τη ροή:

$$\tau = \mu \frac{dV}{dy}$$

Ο συντελεστής αναλογίας  $\mu$  ονομάζεται δυναμικός συντελεστής συνεκτικότητας του ρευστού, επειδή η πιο πάνω εξίσωση είναι μια δυναμική σχέση ανάμεσα σε μια δύναμη και τη μεταβολή της ταχύτητας. Συχνά στις εξισώσεις κίνησης εμφανίζεται ο συντελεστής  $\nu$  κινηματικής συνεκτικότητας όπου:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

Ο συντελεστής  $\mu$  έχει διαστάσεις  $[M^1, L^{-1}, T^{-1}]$  και ο  $\nu$   $[M^0, L^2, T^{-1}]$ . Στο παλιό σύστημα C.G.S. και στο S.I. οι μονάδες μέτρησης των  $\mu$  και  $\nu$  είναι αντίστοιχα:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.3.1.  
ΜΟΝΑΔΕΣ ΜΕΤΡΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗΣ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

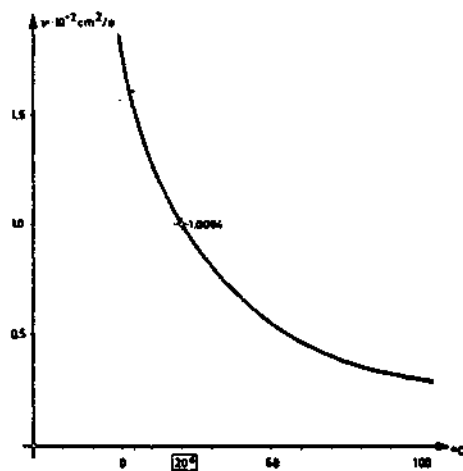
Σύστημα	$\mu$	$\nu$
C.G.S.	$1 \frac{\text{dyn} \times \text{s}}{\text{cm}^2} = 1 \frac{\text{g}}{\text{cm} \times \text{s}} = 1 \text{ Poise}$	$1 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} = 1 \text{ Stoke}$
S.I.	$1 \frac{\text{N} \times \text{s}}{\text{m}^2} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{m} \times \text{s}} = 10 \text{ Poise}$	$1 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} = 10^4 \text{ Stoke}$

Η συνεκτικότητα του νερού επηρεάζεται έντονα από τις μεταβολές της θερμοκρασίας, όπως φαίνεται από τον Πίνακα 2.1.3.2. και το Σχ. 2.1.3.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.3.2.

$\theta$ [°C]	$\nu \times 10^6$ [m <sup>2</sup> /s]
0	1,789 0
5	1,515 6
10	1,306 5
15	1,141 6
20	1,006 4
25	0,896 8
30	0,805 4
50	0,556 4
100	0,294 4





Σχ. 2.1.3.1.

Η συνεκτικότητα του νερού αυξάνεται με την περιεκτικότητά του σε διαλυμένα άλατα. Ετσι η συνεκτικότητα του θαλασσινού νερού είναι κατά πολύ υψηλότερη, από εκείνη του νερού των ποταμών<sup>[2/7]</sup>, όπως φαίνεται από τον Πίνακα 2.1.3.3. <sup>[2/7]</sup>, μεταβολής της συνεκτικότητας συναρτήσει της συγκέντρωσης  $C_s$ , σε γραμμάρια NaCl ανά λίτρο διαλύματος, σε θερμοκρασία 20° C :

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1.3.3.  
ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΑΛΑΤΟΤΗΤΑ

$C_s$ [g/l]	5,0	10,1	15,1	20,3	25,4	30,6	35,8
$\nu \times 10^6$ [m <sup>2</sup> /s]	1,008	1,012	1,017	1,022	1,029	1,036	1,044

Πηγή: Fair/Geyer/Okun (1968)

Ας σημειωθεί ότι η συνεκτικότητα του ανεπεξέργαστου νερού, αλλά και των λιμάτων, ελάχιστα διαφέρει από εκείνη του καθαρού νερού στην ίδια θερμοκρασία.<sup>[2/7]</sup>

## 2.2 ΠΟΙΟΤΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΠΟΣΙΜΟΥ ΝΕΡΟΥ.

Εμπειρικά, πόσιμο, μπορεί να χαρακτηριστεί ένα νερό, όταν έχει ευχάριστη γεύση και δεν προκαλεί καμιά βλάβη στην υγεία των καταναλωτών. Ο έλεγχος και η επιβεβαίωση της καταλληλότητας ενός πόσιμου νερού, στηρίζεται στον ποσοτικό προσδιορισμό μίας σειράς, οργανοληπτικών, φυσικοχημικών και μικροβιολογικών παραμέτρων και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων με προδιαγεγραμμένες ενδεικτικές και ανώτατες τιμές.

Από τον Ιανουάριο του 1986, ισχύει και στην Ελλάδα, η Κοινοτική Οδηγία 80/778, της 15-7-80, που αφορά στην ποιότητα του πόσιμου νερού (Υπουργική Απόφαση Α5/288/23-1-86, ΦΕΚ379/Β/86-53/Β/86). Το πλήρες κείμενο της Οδηγίας αυτής περιλαμβάνεται στο Παράρτημα ΙΙ. Οι νέες προδιαγραφές είναι λεπτομερέστερες, πληρέστερες και αυστηρότερες από εκείνες, που προέβλεπε η Υγειονομική Διάταξη Γ3α/761/68. Αλλά και γενικότερα σε σύγκριση με το προηγούμενο καθεστώς και στις άλλες χώρες της Κοινότητας, οι νέες απαιτήσεις ποιότητας χαρακτηρίζονται σχεδόν δρακόντιες, [2/10] λόγω της αυστηρότητας των Ανώτατων Παραδεκτών Συγκεντρώσεων (ΑΠΣ), των ιδιαίτερα ευαίσθητων αναλυτικών μεθόδων που προδιαγράφονται και τέλος λόγω της τεχνολογίας επεξεργασίας που πρέπει να εφαρμοσθεί, ώστε τα φυσικά νερά, να μετατραπούν σε πόσιμο νερό, συμβατό με τις πιο πάνω προδιαγραφές.

Σε σχέση με το τελευταίο αυτό θέμα πρέπει να επισημανθεί, ότι ενώ οι προδιαγραφές του τελικού προϊόντος γίνονται αυστηρότερες, παράλληλα, η πρώτη ύλη, τα φυσικά νερά συνεχώς υποβαθμίζονται ποιοτικά. Τα υπόγεια νερά, που μέχρι πρόσφατα εθεωρείτο ότι μετά από στοιχειώδη επεξεργασία, μπορούσαν να ανταποκριθούν στις προδιαγραφές του πόσιμου νερού, όλο και συχνότερα επιβαρύνονται με νιτρικά, παρασιτοκτόνα και ζιζανιοκτόνα. Από την άλλη πλευρά, τα επιφανειακά, προς τα οποία στρεφόμεθα όλο και περισσότερο επειδή σε πολλές περιοχές, οι απαιτήσεις υπερβαίνουν τη δυναμικότητα του υπόγειου υδροφορέα, παρουσιάζουν όπως είναι επόμενο, εντονότερα προβλήματα ποιότητας, αφού ευκολότερα από τα υπόγεια, γίνονται αποδέκτες εκτός των άλλων, φωσφορικών, νιτρικών, παρασιτοκτόνων, βαριών μετάλλων, που δύσκολα συγκρατούνται στις συνήθεις εγκαταστάσεις επεξεργασίας αποβλήτων.

Υπό τις συνθήκες αυτές, είναι επόμενο να ενταθεί η επιστημονική έρευνα προς την ανάπτυξη τεχνολογιών αιχμής, στα κατάντι, στον τομέα της επεξεργασίας του πόσιμου νερού, όπως οι διαχωριστικές μεμβράνες κ.ά. Παράλληλα όμως, είναι απαραίτητο να ασκηθεί μια ορθολογιστική πολιτική διαχείρισης των υδατικών πόρων και προστασίας του περιβάλλοντος στα ανάντι.

Στη συνέχεια, ακολουθώντας τη σειρά της Κ.Ο.80/778, αναλύονται οι οργανοληπτικές και οι φυσικοχημικές παράμετροι ποιότητας, οι παράμετροι, που αφορούν σε ανεπιθύμητες και τοξικές ουσίες και τέλος οι μικροβιολογικές παράμετροι. Η ίδια Οδηγία ολοκληρώνεται με υποδείγματα ελέγχων, τις ελάχιστες συνιστώμενες συχνότητες αναλύσεων και τις αναλυτικές μεθόδους μέτρησης των αντιστοιχών παραμέτρων, που όπως ήδη αναφέρθηκε, περιλαμβάνονται στο Παράρτημα ΙΙ.

Συγκεκριμένα, προβλέπονται τέσσερες τύποι ελέγχων:

- Ένας Ελάχιστος Έλεγχος (E<sub>1</sub>), των παραμέτρων της οσμής, της γεύσης, της αγωγιμότητας, του παραμένουστος χλωρίου (εφόσον βέβαια το νερό χλωριώνεται), των ολικών κολοβακτηριδίων ή των συνολικών βακτηριδίων και των βακτηριδίων κοπράνων,

- Ενας Ελεγχος Ρουτίνας ( $E_2$ ), των παραμέτρων της οσμής, της γεύσης, της θολότητας, της θερμοκρασίας, της αγωγιμότητας, του ΡΗ, του παραμένουτος χλωρίου, των νιτρικών, των νιτρικών, της αμμωνίας, των βακτηριδίων κοπράνων και των συνολικών βακτηριδίων,
- Ενας Περιοδικός Ελεγχος ( $E_3$ ), των παραμέτρων του ελέγχου  $E_2$  και επί πλέον παραμέτρων, ανάλογα με τις ιδιαίτερες συνθήκες υδροληψίας, μεταφοράς, επεξεργασίας και διανομής, που επικρατούν στο συγκεκριμένο υδραγωγείο,
- Ενας Έκτακτος Ελεγχος ( $E_4$ ), για έκτακτες περιπτώσεις και ατυχήματα, οπότε κατά περίπτωση θα επιλέγονται οι παράμετροι, που πρέπει να ελεγχθούν, ώστε να αντιμετωπισθούν όλες οι περιπτώσεις, που θα μπορούσαν να έχουν ολέθριες επιπτώσεις στην ποιότητα του πόσιμου νερού.

Σε ότι αφορά στις ελάχιστες προβλεπόμενες συχνότητες των πιο πάνω Ελέγχων, αυτές εκφράζονται σε αριθμό δειγματοληψιών ανά έτος και είναι συνάρτηση της μέσης ημερήσιας κατανάλωσης και του ισοδύναμου πληθυσμού (στη βάση κατανάλωσης 200 l/κάτοικο). Ετσι για παράδειγμα, στην περίπτωση της Αθήνας, προβλέπονται 360 Ελεγχοι  $E_1$ , 120  $E_2$  και 20  $E_3$  κατ'έτος.

Τέλος σε σχέση με τις τεχνικές ανάλυσης, πρέπει να σημειωθεί ότι σε περιπτώσεις όπου για παράδειγμα προβλέπεται ατομική απορρόφηση ή φασματοφωτομετρία απορροφήσεως σε αέρια φάση, η απαιτούμενη εργαστηριακή υποδομή ασφαλώς ξεπερνά τις δυνατότητες ενός συνήθους εργαστηρίου αναλυσεων.

## 2.2.A. Οργανοληπτικές παράμετροι ποιότητας του πόσιμου νερού.

Με τον όρο αυτό χαρακτηρίζονται παράμετροι ποιότητας, όπως το χρώμα, η θολότητα, (ή θολερότητα) η οσμή και η γεύση του πόσιμου νερού, που αντιστοιχούν σε ανθρώπινα αισθητήρια όργανα (Πίνακας Α της Κ.Ο.80/778)

### 2.2.A.1. Χρώμα.

Το χημικά καθαρό νερό είναι άχρωμο. Κίτρινες ή καστανές αποχρώσεις, που συχνά παρατηρούνται σε επιφανειακά νερά με ελώδη προέλευση, μαρτυρούν την παρουσία οργανικών ουσιών. Ακόμη και όταν η χρώση του πόσιμου νερού δεν αποτελεί κίνδυνο για την υγεία, η αισθητική εντύπωση είναι έντονα αρνητική. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, το ενδεικτικό επίπεδο χρώματος είναι 1 μονάδα και το ανώτατο παραδεκτό 20 μονάδες της κλίμακας λευκόχρυσου/κοβαλτίου<sup>2</sup>

-----  
2. Μια μονάδα της κλίμακας Pt/Co αντιστοιχεί στο χρώμα υδατικού διαλύματος  $K_2PtCl_6$  με συγκέντρωση 1mg/l [2/1]

### 2.2.A.2. Θολότητα.

Το χημικά καθαρό νερό είναι και διαυγές. Θολότητα (ή θολερότητα) παρατηρείται συνήθως σε επιφανειακά νερά, που περιέχουν ουσίες σε αιώρηση, με αποτέλεσμα την παρεμπόδιση του φωτός και τον περιορισμό της ορατότητας σε βάθος. Υπεύθυνες για την ύπαρξη θολότητας μπορεί να είναι κολλοειδείς ή αδρομερείς, ανόργανες ή οργανικές αιωρήσεις. Η υγιεινολογική σημασία ελέγχου της θολότητας είναι τριπλή και αφορά στην:

- αισθητική, όπου αντανακλάται η δικαιολογημένη από την εμπειρία εντύπωση, ότι το θολό νερό είναι και επικίνδυνο,
- τη διηθησιμότητα, αφού η ύπαρξη υψηλής θολότητας, δυσχεραίνει τη λειτουργία των φίλτρων και ανεβάζει το κόστος της διύλισης
- και την απολύμανση, επειδή μεγάλες συγκεντρώσεις αιωρημάτων περιορίζουν την αποτελεσματικότητα της συνηθέστερα χρησιμοποιούμενης μεθόδου απολύμανσης, της χλωρίωσης. [2/14]

Σύμφωνα πάντα με την Κ. Ο. 80/778 το ενδεικτικό επίπεδο θολότητας ορίζεται σε 1 και το ανώτατο σε 10 μονάδες, με πρότυπη μονάδα θολότητας εκείνη που αντιστοιχεί σε συγκέντρωση  $1 \text{mg/l SiO}_2^3$

### 2.2.A.3.4. Οσμή και γεύση

Το πόσιμο νερό πρέπει να είναι απαλλαγμένο από οποιαδήποτε οσμή ή γεύση. Την απαίτηση αυτή έχουν τόσο οι άμεσοι καταναλωτές πόσιμου νερού, όσο και βιομηχανικοί χρήστες παραγωγής τροφίμων, ποτών και φαρμάκων.

Γεύση ή/και οσμή στο πόσιμο νερό προσδίδουν οι περισσότερες οργανικές και ορισμένες ανόργανες χημικές ουσίες, που μπορεί να προέρχονται από αστικά ή βιομηχανικά υγρά απόβλητα, τη φύση (άλγη, φυτικές ύλες σε αποσύνθεση), μικροβιολογική δράση συνδυασμένη με τις πιο πάνω πηγές, ή από προϊόντα της χλωρίωσης. Συχνά είναι αδύνατο να προσδιορισθεί η υπεύθυνη χημική ουσία επειδή η ύπαρξη γεύσης ή οσμής γίνεται αντιληπτή από τις αντίστοιχες ανθρώπινες αισθήσεις ακόμη και σε συγκεντρώσεις μερικών μικρογραμμαρίων ανά λίτρο.

Δεν υπάρχουν κλίμακες μέτρησης της οσμής ή της γεύσης. Προσδιορίζεται μόνο το "κατώφλι" οσμής ή γεύσης, ως η ελάχιστη συγκέντρωση κάτω από την οποία η οσμή ή η γεύση που προκαλεί κάποια ουσία σε διάλυση, παύει να είναι αντιληπτή. Για τον καθορισμό της ελάχιστης αυτής συγκέντρωσης χρησιμοποιούνται πρότυπα διαλύματα και δοκιμαστές, σύμφωνα με πρότυπες μεθόδους που δίδονται αναλυτικά στη βιβλιογραφία. [2/1] Ας σημειωθεί ότι η Κοινοτική Οδηγία 80/788 απαιτεί την απουσία οποιασδήποτε οσμής ή γεύσης στο πόσιμο νερό.

3. Ανάλογα με το βαθμό θολότητας, χρησιμοποιούνται διάφορες πρότυποι μέθοδοι: Η οπτική, με το κερί του Jackson για τιμές θολότητας από 1000 μέχρι 25 μονάδες και η νεφελομετρική για μικρότερες. Για λεπτομερή παρουσίαση των προτύπων μεθόδων εξέτασης του νερού παραπέμπουμε στις "Πρότυπες Μεθόδους" [2/1].

## 2.2.B. Φυσικοχημικές παράμετροι του πόσιμου νερού.

Με τη σειρά πάντα της Κ.Ο.80/778 εξετάζονται οι φυσικοχημικές παράμετροι της θερμοκρασίας, της συγκέντρωσης σε ιόντα Υδρογόνου, η αγωγιμότητα, η περιεκτικότητα σε Χλώριο, Θειικά, Πυρίτιο, Ασβέστιο, Μαγνήσιο, Νάτριο, Κάλιο, Αργίλιο, διαλυμένο Οξυγόνο, ελεύθερο Διοξείδιο του Ανθρακα, η σκληρότητα και το ξηρό υπόλειμμα.

### 2.2.B.1. Θερμοκρασία.

Επιθυμητό είναι, η θερμοκρασία του πόσιμου νερού να κυμαίνεται μεταξύ 7<sup>ο</sup> και 12<sup>ο</sup> C, ή έστω μεταξύ 5<sup>ο</sup> και 15<sup>ο</sup> C. Νερό θερμοκρασίας κάτω των 5<sup>ο</sup> C είναι βλαβερό για την υγεία (στομάχι, έντερα, νεφρά), άνω των 15<sup>ο</sup> C δύσγευστο[2/11]. Πάντως, η Κ.Ο. 80/778 προτείνει ως ενδεικτικό επίπεδο θερμοκρασίας του πόσιμου νερού τους 12<sup>ο</sup> C και ως ανώτατη τιμή τους 25<sup>ο</sup> C.

Η θερμοκρασία του φυσικού νερού επηρεάζει σημαντικά ορισμένα στάδια της επεξεργασίας, που εφαρμόζεται ώστε να γίνει πόσιμο. Μόλις η θερμοκρασία κατέβει κάτω από τους 10<sup>ο</sup> C, διαδικασίες όπως η χημικά προκαλούμενη κροκίδωση δυσχεραίνονται και επιβραδύνονται.

### 2.2.B.2. Συγκέντρωση σε ιόντα Υδρογόνου

Η διάσταση του χημικά καθαρού νερού σε ιόντα H<sup>+</sup> και OH<sup>-</sup> είναι περιορισμένη, γεγονός που διαπιστώνεται από τη χαμηλή του ηλεκτραγωγιμότητα. Σε 24<sup>ο</sup> C, οι αντίστοιχες συγκεντρώσεις είναι:

$$[H^+] = [OH^-] = 1,00 \times 10^{-7} \text{ mole/l}$$

και γιαυτό:

$$K_w = [H^+] \times [OH^-] = 10^{-14}$$

Η τιμή αυτή K<sub>w</sub> είναι γνωστή ως σταθερά ιονισμού του νερού και είναι συνάρτηση της θερμοκρασίας όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.2.B.2.1..[2/3]

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.B.2.1.

θ [ <sup>ο</sup> C]	[H <sup>+</sup> ] ή [OH <sup>-</sup> ] [mole/l]	K <sub>w</sub>
0	0,34 x 10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-14,9435</sup>
24	1,00 x 10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-14,0000</sup>
50	2,44 x 10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-13,2617</sup>

Πηγή: CRC (1972)

Προσθέτοντας στο νερό ένα οξύ η συγκέντρωση ιόντων  $H^+$  αυξάνει και αντίστοιχα μειώνεται η συγκέντρωση  $OH^-$  αφού το γινόμενο τους παραμένει σταθερό και ίσο με τη σταθερά ιονισμού  $K_w$ . Το αντίστροφο βέβαια συμβαίνει αν προστεθεί μια βάση. Η οξύτητα ή η βασικότητα ενός διαλύματος εκφράζεται συχνά με το δεκαδικό λογάριθμο του αντίστροφου της συγκέντρωσης ιόντων Υδρογόνου.

$$pH = \log \frac{1}{[H^+]} = -\log[H^+] \quad \text{ή} \quad [H^+] = 10^{-pH}$$

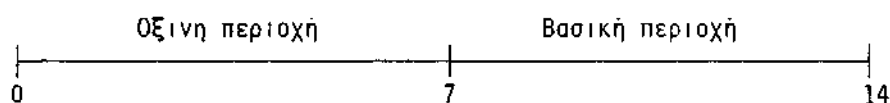
Όσο πιο μικρή είναι η τιμή του pH, τόσο μεγαλύτερη είναι η συγκέντρωση ιόντων Υδρογόνου και επομένως τόσο περισσότερο όξινο είναι ένα διάλυμα.

Με ανάλογο τρόπο μπορούμε να ορίσουμε το δείκτη pOH:

$$pOH = \log \frac{1}{[OH^-]} = -\log[OH^-] \quad \text{ή} \quad [OH^-] = 10^{-pOH}$$

και βέβαια:  $pH + pOH = 14$  στους  $24^\circ C$ .

Έτσι διαμορφώνεται η κλίμακα pH, με τιμές, που κυμαίνονται μεταξύ 0 και 14 χωρίς όμως ποτέ να τις φθάνουν και όπου η τιμή 7 αντιστοιχεί στην απόλυτη ουδετερότητα.



Η οξύτητα των φυσικών νερών οφείλεται σχεδόν αποκλειστικά στην παρουσία Διοξειδίου του Ανθρακα, που προέρχεται από την ατμόσφαιρα ή τη βακτηριακή (αερόβια ή αναερόβια) οξείδωση οργανικής ύλης. Η περιεκτικότητα των επιφανειακών νερών σε Διοξείδιο του Ανθρακα είναι χαμηλή εξαιτίας της χαμηλής μερικής πίεσης του αερίου αυτού στην ατμόσφαιρα. Αντίθετα υπόγεια νερά, ή νερά λιμνών που παρουσιάζουν θερμική στρωμάτωση, συχνά χαρακτηρίζονται από ψηλές συγκεντρώσεις Διοξειδίου του Ανθρακα της τάξης των 30-50 mg/l. Το φυσικό "Ξυνό" νερό, δεν μπορεί να θεωρηθεί βλαβερό για την υγεία, αφού δεν φθάνει σε οξύτητα τα ανθρακούχα ποτά, αλκοολούχα και μη, στα οποία ποτέ δεν αναγνωρίσθηκε βλαπτική επίδραση στην υγεία (οφειλόμενη στο Διοξείδιο του Ανθρακα). Αντίθετα, τα όξινα νερά αποτελούν πρόβλημα για τα δίκτυα και τις συσκευές εξαιτίας της διαβρωτικότητάς τους, όπως αναλυτικότερα εξηγείται στην παρ.2.2.Β.15.

Η αλκαλικότητα των φυσικών νερών, οφείλεται κατά κύριο λόγο σε Δισανθρακικά άλατα που προκύπτουν από τη δράση του Διοξειδίου του Ανθρακα σε βασικές ενώσεις, που βρίσκονται στο έδαφος. Από όσο είναι γνωστό, [2/14] από υγιεινολογική άποψη, η αλκαλικότητα ελάχιστα ενδιαφέρει. Αλλωστε, το έντονα αλκαλικό νερό έχει συνήθως δυσάρεστη γεύση, με αποτέλεσμα να μη προτιμάται για πόσιμο.

Σύμφωνα πάντα με την Κ.Ο. 80/778 το προτεινόμενο ενδεικτικό επίπεδο του pH κυμαίνεται μεταξύ 6,50 και 8,50 με ανώτατη παραδεκτή τιμή 9,50.

### 2.2.B.3. Αγωγιμότητα

Η αγωγιμότητα υδατικού διαλύματος εκφράζει την ικανότητά του να μεταφέρει ηλεκτρικό ρεύμα και εξαρτάται από τη συγκέντρωση και τον τύπο των ιόντων, που περιέχονται στο διάλυμα. Όπως είναι γνωστό, σε ένα ηλεκτρολυτικό διάλυμα ισχύει ο νόμος του Ohm :

$$V = R \cdot I$$

Η αντίσταση R εξαρτάται από τις διαστάσεις του αγωγού :

$$R = \rho \frac{l}{A}$$

όπου l το μήκος, A η εγκάρσια διατομή και ρ (ohm.cm) η ειδική αντίσταση του ηλεκτραγωγού διαλύματος.

Το αντίστροφο της ειδικής αντίστασης ρ ονομάζεται ειδική αγωγιμότητα κ :

$$\kappa = \frac{1}{\rho}$$

και μετράται σε  $\text{ohm}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}$ , ή S/cm (S είναι το σύμβολο της μονάδας αγωγιμότητας, που ονομάζεται Siemens και ισούται με 1/ohm), ή όπως συχνά γράφεται, σε mho/cm.

Η ειδική αγωγιμότητα αποτελεί το άθροισμα των αγωγιμοτήτων των επί μέρους ιόντων, που είναι σχεδόν γραμμικά ανάλογες προς τη συγκέντρωση κάθε ιόντος. Έτσι η μέτρηση της ειδικής αγωγιμότητας αποτελεί μια γρήγορη κατά προσέγγιση εκτίμηση του συνόλου των διαλυμένων αλάτων στο νερό. Για διαλύματα με pH μεταξύ 5 και 9 .σε θερμοκρασία θ, 10 μέχρι 40ο C, με διαλυμένα άλατα λιγότερα από 1000 mg/l και ειδική αγωγιμότητα ρ σε mho/cm, ισχύει η προσεγγιστική σχέση:

$$\text{Διαλυμένα άλατα (mg/l)} = 4,50 \times 10^5 \times (1,02)^{\theta-25} \times \rho \quad \text{με ακρίβεια περίπου 20 \%}$$

Σύμφωνα με την Κ.Ο. 80/778 το ενδεικτικό επίπεδο ειδικής αγωγιμότητας του πόσιμου νερού τοποθετείται στα 400  $\mu\text{S/cm}$  σε θερμοκρασία 20<sup>ο</sup> C.

### 2.2.B.4. Χλωρίο.

Χλωριούχα άλατα είναι παρόντα σε όλα σχεδόν τα φυσικά νερά. Οι καταγραφόμενες συγκεντρώσεις, (μετρούμενες συνήθως σε mg/l Cl<sup>-</sup>) κατά κανόνα είναι χαμηλότερες σε ορεινά, μεγαλύτερες σε πεδινά τμήματα ποταμών και σε υπόγεια νερά. Η θάλασσα, αποδέκτης των επιφανειακών απορροών, παρουσιάζει συγκεντρώσεις της τάξης των 20.000 mg/l και εμπλουτίζεται συνεχώς σε χλωριούχα αφού το εξαιμιζόμενο στα πλαίσια του υδρολογικού κύκλου θαλασσίνο νερό είναι πρακτικά απαλλαγμένο από άλατα.

Η παρουσία χλωριούχων αλάτων σε φυσικά νερά μπορεί να οφείλεται σε:

- διάλυση ορυκτών αλάτων, σε επιφανειακά και κύρια σε υπόγεια νερά
- διείσδυση θαλασσίνο νερού, σε υπόγειους υδροφορείς, που υποβάλλονται σε υπεράντληση, ή σε πεδινά τμήματα ποταμών με αρνητική στάθμη κοίτης
- διάθεση αστικών ή βιομηχανικών λυμάτων

Από υγιεινολογική άποψη, ιδιαίτερη σημασία έχει η περίπτωση των αστικών λυμάτων. Σε ημερήσια βάση, ο ανθρώπινος οργανισμός αποβάλλει μέσα από τα ούρα 6 έως 9 γραμμάρια χλωριούχων (μετρούμενα πάντα σε  $\text{Cl}^-$ ). Υποθέτοντας μια μέση, ημερήσια, ανηγμένη κατά κάτοικο, κατανάλωση νερού 200 λίτρων (με αντίστοιχη παροχή λυμάτων 140 l/κάτ.ημ.), επιβεβαιώνεται ότι τα αστικά λύματα επιβαρύνονται με συγκεντρώσεις χλωριούχων της τάξης των 50 mg/l, πέρα από την αρχική περιεκτικότητα του χρησιμοποιούμενου πόσιμου νερού. Έτσι, ο εντοπισμός συγκεντρώσεων χλωριούχων σε υδρευτικό σύστημα, πρέπει να συμπληρώνεται με μικροβιολογική ανάλυση, ώστε να ελέγχεται η ενδεχόμενη μόλυνση του συστήματος, από αστικά απόβλητα.

Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, το ενδεικτικό επίπεδο περιεκτικότητας χλωριούχων στο πόσιμο νερό ορίζεται σε 25 mg/l  $\text{Cl}^-$  και χωρίς να ορίζεται ανώτατη παραδεκτή συγκέντρωση, επισημαίνεται ότι με συγκεντρώσεις μεγαλύτερες από 200 mg/l, υπάρχει κίνδυνος να προκληθούν συνέπειες. Συνήθως, οι ψηλές συγκεντρώσεις χλωριόντων οφείλονται σε διάλυση  $\text{NaCl}$ , κοινού δηλαδή αλατιού, που βέβαια δεν είναι δηλητηριώδες. Γιαυτό και σύμφωνα με τα διεθνή πρότυπα της Παγκόσμιας Οργάνωσης Υγείας, το ανώτερο εμποτρεπτό όριο χλωριούχων ορίζεται σε 600 mg/l, ενώ αναφέρονται περιπτώσεις προσαρμογής του ανθρώπινου οργανισμού σε συγκεντρώσεις 1000, ή ακόμη και 2000 mg/l [2/17], χωρίς συνέπειες στην υγεία των καταναλωτών. Βέβαια, ψηλές συγκεντρώσεις χλωριούχων, αυξάνουν τη διαβρωτικότητα του νερού και δημιουργούν προβλήματα στα δίκτυα και τις συσκευές.

Η παρουσία χλωριούχων δεν πρέπει να συγχέεται με την περιεκτικότητα ελεύθερου αερίου χλωρίου, που εισάγεται στο πόσιμο νερό, με σκοπό, την απολύμανση. Το μέγιστο επιτρεπτό όριο αερίου χλωρίου στο νερό, εξαρτάται από τις απαιτήσεις γεύσης και οσμής των καταναλωτών και στις συνήθεις περιπτώσεις, υπόλειμμα ελεύθερου χλωρίου μέχρι 0.20 mg/l, δεν πρέπει να θεωρείται ότι δημιουργεί πρόβλημα.[2/14] Ας σημειωθεί ότι σε περιπτώσεις έκτακτης ανάγκης αποστείρωσης του πόσιμου νερού, μπορεί να επιτραπούν συγκεντρώσεις υπόλοιπου ελεύθερου χλωρίου μέχρι και 2 mg/l.

### 2.2.B.5. Θειικά.

Η παρουσία Θειικού Ασβεστίου έχει συνήθως ορυκτή προέλευση και συμβάλλει στη μόνιμη σκληρότητα του νερού. Χαρακτηριστική είναι η περίπτωση της Κέρκυρας, όπου η διέλευση του νερού μέσα από εκτεταμένους γεωλογικούς σχηματισμούς γύψου προκαλεί τόσο έντονη σκληρότητα ώστε το νερό αυτό να είναι ακατάλληλο για ύδρευση. Εξ άλλου συγκεντρώσεις Θειικού Μαγνησίου ή Νατρίου μεγαλύτερες από 250 mg/l (μετρούμενες σε ιόντα  $\text{SO}_4$ ), προσδίδουν στο νερό πικρή γεύση και προκαλούν διάρροιες. Η διάλυση φυσικού αερίου Υδροθείου στο νερό προκαλεί τη γνωστή δυσάρεστη οσμή (ιαματικές πηγές Μεθάνων, Θερμοπηλών κ.ά), που εύκολα όμως απομακρύνεται με αερισμό.

Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778 το ενδεικτικό επίπεδο θειικών στο πόσιμο νερό ορίζεται σε 25 και το ανώτατο σε 250 mg/l.

Ας σημειωθεί ότι η ατμοσφαιρική ρύπανση σε βιομηχανικές περιοχές, μεταφέροντας σημαντικές ποσότητες θειικών στην ατμόσφαιρα, είναι υπεύθυνη για την όξινη βροχή.



### 2.2.B.6. Πυρίτιο.

Το πυρίτιο, εμφανιζόμενο υπό τη μορφή οξειδίου ( $\text{SiO}_2$ ), δεν έχει ποτέ θεωρηθεί βλαβερό για την υγεία και γι'αυτό δεν υπάρχουν προδιαγραφές επιτρεπτών ορίων. Δημιουργεί όμως σοβαρά προβλήματα στους βιομηχανικούς χρήστες εξ αιτίας του πολύ σκληρού λεβητόλιθου που προκαλεί.

### 2.2.B.7. Ασβέστιο.

Το Ασβέστιο εμφανίζεται στο νερό υπό τη μορφή διαλυτών αλάτων :

- Δισσάνθρακικών  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ , που προκαλούν παροδική σκληρότητα και
- Θειικών  $\text{CaSO}_4$ , Χλωριούχων  $\text{CaCl}_2$  και Νιτρικών  $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ , που προκαλούν μόνιμη σκληρότητα. Το Ανθρακικό Ασβέστιο είναι πρακτικά αδιάλυτο και γι'αυτό, όταν υπάρχει στο νερό, ή βρίσκεται σε αιώρηση ή καθιζάνει.

Από υγεινολογική άποψη, η παρουσία στο πόσιμο νερό Ασβεστίου, δεν αποτελεί πρόβλημα, γι'αυτό και η Κ.Ο. 80/778 περιορίζεται στον προσδιορισμό ενδεικτικού μόνο επιπέδου 100 mg/l Ca στο πόσιμο νερό. Όπως αναλυτικά αναφέρεται στη παράγραφο 2.2.B.16. η σκληρότητα, αν δεν ωφελεί, πάντως δεν βλάπτει την υγεία, ενώ ακόμη και ως προς τη γευστικότητα, πολλοί βρίσκουν τα σκληρά νερά γευστικότερα και ανώτερα από τα μαλακά.[2/16]

Αντίθετα, τα άλατα του Ασβεστίου και γενικότερα η υψηλή σκληρότητα, σε ότι αφορά τις οικιακές χρήσεις, συνεπάγεται δυσανάλογα μεγάλη κατανάλωση σαπουνιού. Επίσης προκαλεί πρόωρη βλάβη σε ηλεκτρικές συσκευές, όπου θερμαίνεται νερό, όπως τα πλυντήρια και ο θερμοσίφωνας λόγω του σκληρού, αδιάλυτου ιζήματος (πέτρα), που αποτίθεται. Στη βιομηχανία, για τον ίδιο λόγο, το σκληρό νερό δημιουργεί προβλήματα στα δίκτυα θερμού νερού λόγω της σταδιακής απόφραξης των διατομών και στους λέβητες εξαιτίας του σχηματιζόμενου λεβητόλιθου (ασβεστολιθικού, στην προκειμένη περίπτωση).

### 2.2.B.8. Μαγνήσιο.

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η παρουσία θειικών αλάτων του Μαγνησίου στο νερό, προκαλεί δυσάρεστη γεύση, διαταραχές του πεπτικού και μόνιμη σκληρότητα, με τις γνωστές συνέπειες. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, το ενδεικτικό επίπεδο Μαγνησίου στο νερό, ορίζεται στα 30 mg/l και η ανώτατη παραδεκτή συγκέντρωση σε 50 mg/l.

### 2.2.B.9. Νάτριο

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η συνηθέστερη εμφάνιση κατιόντων Νατρίου στο νερό, οφείλεται στη διάλυση του κοινού  $\text{NaCl}$ . Αποβλέποντας στον περιορισμό της συνολικής ημερήσιας πρόσληψης Χλωριούχου Νατρίου στα 6 γραμμάρια, όπως προβλέπει εισήγηση μιας Ομάδας Έργασίας της Παγκόσμιας Οργάνωσης Υγείας (Χάγη, Μάιος 1978), η Κ.Ο. 80/778, προτείνει ως ενδεικτικό επίπεδο τα 20 και ως μέγιστη παραδεκτή συγκέντρωση τα 150 mg/l Na.

### 2.2.B.10. Κάλιο.

Οι συγκεντρώσεις Καλίου στα περισσότερα φυσικά νερά είναι πολύ χαμηλές. Αντίθετα στα αστικά λύματα, η συγκέντρωση Καλίου κυμαίνεται γύρω στα 20 mg/l και γιαυτό η παρουσία Καλίου αποτελεί προειδοποιητική ένδειξη ενδεχόμενης μόλυνσης των φυσικών νερών. Σύμφωνα με την Κ.Ο. 80/778, το ενδεικτικό επίπεδο Καλίου στο πόσιμο νερό ορίζεται σε 10 και η ανώτατη παραδεκτή συγκέντρωση σε 12 mg/l.

### 2.2.B.11. Αργίλιο.

Η παρουσία Αργιλίου, σε ανιχνεύσιμες ποσότητες, στα φυσικά νερά δεν είναι συχνή. Αντίθετα, το Αργίλιο βρίσκεται στο πόσιμο, όπου χρησιμοποιούνται μαγειρικά σκεύη αλουμινίου και πάντως δεν έχει αποδειχθεί, αν η χρήση των σκευών αυτών προκαλεί οποιαδήποτε βλάβη στους καταλωτές. [2/16] Τέλος, η παρουσία Αργιλίου στο πόσιμο νερό μπορεί να οφείλεται σε υπερδοσολόγηση Θεικού Αργιλίου, που χρησιμοποιείται ως κροκιδωτικό, στην επεξεργασία επιφανειακού νερού. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, το ενδεικτικό επίπεδο Αργιλίου στο πόσιμο νερό ορίζεται σε 0,05 και η ανώτατη παραδεκτή συγκέντρωση σε 0,20 mg/l.

### 2.2.B.12. Σκληρότητα

Ονομάζουμε σκληρά, ορισμένα φυσικά νερά, με τα οποία απαιτούνται σημαντικές ποσότητες σαπουνιού για να σχηματισθεί αφρός, ενώ τα ίδια αυτά νερά, θερμαινόμενα, αφήνουν σκληρό αδιάλυτο "πουρί" σε δίκτυα, λέβητες, ηλεκτρικά πλυντήρια, θερμοσίφωνες, μαγειρικά σκεύη.

Υπεύθυνη για τη σκληρότητα, είναι η παρουσία στο νερό διασθινών μεταλλικών κατιόντων, συνθηθέστερα του Ασβεστίου και του Μαγνησίου, αλλά και άλλων πολυσθενών μετάλλων όπως του Στροντίου, του Σιδήρου, του Μανγκανίου του Αργιλίου και του Ψευδαργύρου. Τα κατιόντα αυτά, σχηματίζουν δυσδιάλυτα άλατα με τα οξέα του σαπουνιού και με ορισμένα ανιόντα συμπαγές κατακρήμνισμα. Στον Πίνακα 2.2.B.12.1., δίδονται τα κυριώτερα κατιόντα που προκαλούν σκληρότητα και τα ανιόντα με τα οποία ενώνονται, κατά σειρά συχνότητας εμφάνισής τους στα φυσικά νερά.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.B.12.1.

Κυριότερα Κατιόντα, που προκαλούν σκληρότητα	Κυριότερα Ανιόντα, που ενώνονται μαζί τους
Ca <sup>++</sup>	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>
Mg <sup>++</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>=</sup>
Sr <sup>++</sup>	Cl <sup>-</sup>
Fe <sup>++</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>
Mn <sup>++</sup>	SiO <sub>3</sub> <sup>=</sup>

Πηγή: Sawyer/McCarty (1967)

Για τη μέτρηση της σκληρότητας έχουν προταθεί διάφορες κλίμακες. Η Κ.Ο. 80/778 περιλαμβάνει πίνακα με τις αντιστοιχίες μεταξύ των Γαλλικών, Αγγλικών και Γερμανικών βαθμών σκληρότητας και της συγκέντρωσης Ασβεστίου σε mg/l και σε mmoles/l. Συχνά ως μέτρο σκληρότητας, χρησιμοποιείται η ισοδύναμη συγκέντρωση Ανθρακικού Ασβεστίου σε mg/l (ή ppm), που υπολογίζεται ως εξής: Πολλαπλασιάζουμε τις συγκεντρώσεις σε mg/l, των κατιόντων των πολυσθενών μετάλλων, που προκαλούν σκληρότητα, με τους αντίστοιχους συντελεστές ισοδύναμης συγκέντρωσης Ανθρακικού Ασβεστίου, του Πίνακα 2.2.Β.12.2. και αθροίζουμε.[2/1]

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.Β.12.2.

Κατιόν	Ca	Mg	Sr	Fe	Al	Zn	Mn
λ	2,497	4,126	1,142	1,792	5,564	1,531	1,822

Η αντιστοιχία της ισοδύναμης συγκέντρωσης Ανθρακικού Ασβεστίου προς τις άλλες μονάδες του πίνακα της Κ.Ο.80/778, έχει ως εξής:

1 mg/l  $\text{CaCO}_3$  = 0,10 Γαλλικοί = 0,07 Αγγλικοί = 0,056 Γερμανικοί

Βαθμοί Σκληρότητας = 0,40 mg/l Ca = 0,01 mmoles Ca.

Η κατάταξη των φυσικών νερών ως προς τη σκληρότητα, με βάση την ισοδύναμη συγκέντρωσή τους σε mg/l  $\text{CaCO}_3$ , μπορεί να γίνει σύμφωνα με τη διαβάθμιση του Πίνακα 2.2.Β.12.3.: [2/4]

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.Β.12.3  
ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑΣ

Ισοδύναμη Συγκέντρωση $\text{CaCO}_3$ [mg/l]	Χαρακτηρισμός νερού
0 - 50	μαλακό
50 - 100	μετρίως μαλακό
100 - 150	ελαφρώς σκληρό
150 - 200	μετρίως σκληρό
200 - 300	σκληρό
> 300	πολύ σκληρό

Ο μηχανισμός σχηματισμού της σκληρότητας στο νερό είναι σχετικά απλός. Το νερό της βροχής, διηθούμενο στο έδαφος, εμπλουτίζεται σε Διοξειδίο του Ανθρακα, που απελευθερώνεται από τη δράση των βακτηριδίων. Στις όξινες συνθήκες, που αναπτύσσονται, βασικές ενώσεις, όπως οι ασβεστολιθικοί σχηματισμοί, διαλύονται, δίδοντας ευδιάλυτα δισσάνθρακικά άλατα. Επειδή εξάλλου οι ασβεστολιθοί δεν είναι αμιγώς ανθρακικοί, αλλά περιέχουν θειικές, χλωριούχες, πυριτικές προσμίξεις, ανάλογα σχηματίζονται αντίστοιχα διαλυτά άλατα. Γενικά, σκληρά νερά σχηματίζονται εκεί όπου το επιφανειακό εδαφικό στρώμα έχει σημαντικό πάχος και το μητρικό πέτρωμα είναι ασβεστολιθικό, ενώ μαλακά, εκεί όπου το επιφανειακό έδαφος είναι λεπτό και οι ασβεστολιθικοί σχηματισμοί σποραδικοί ή απουσιάζουν.

Ανάλογα με το ανιόν που συμμετέχει διακρίνονται δύο βασικές κατηγορίες σκληρότητας: η ανθρακική και η μη ανθρακική. Η ανθρακική χαρακτηρίζεται ως παροδική, επειδή τα αντίστοιχα δισσάνθρακικά άλατα κατακρημνίζονται με παρατεταμένο βρασμό. Αντίθετα, η μη ανθρακική χαρακτηρίζεται και ως μόνιμη, επειδή δεν είναι δυνατόν να καταργηθεί απλά με βρασμό αλλά με ειδικές μεθόδους αποσκληρυνσης.

Από υγιεινολογική άποψη, τα σκληρά νερά είναι για τον ανθρώπινο οργανισμό τουλάχιστον εξ ίσου ικανοποιητικά όσο και τα μαλακά.[2/16] Αντίθετα, έχει διαπιστωθεί μια εντυπωσιακά ισχυρή συσχέτιση ανάμεσα στη χρήση μαλακού νερού και τη θνησιμότητα από καρδιαγγειακές παθήσεις.[2/16] Αν και δεν έχει διατυπωθεί σχέση αιτιότητας, ήδη η αποσκληρυνση νερού για οικιακή χρήση τείνει να περιορισθεί μόνο στις περιπτώσεις των πολύ σκληρών φυσικών νερών και τότε ακόμη να μην είναι πλήρης. Αλλωστε με τη διάδοση των συνθετικών απορρυπαντικών, η σημασία της δυσχέρειας χρήσης σκληρού νερού στο πλύσιμο έχει περιορισθεί. Έτσι η Κ.Ο. 80/778, δεν θέτει ενδεικτικό ή ανώτερο όριο ολικής σκληρότητας, αντίθετα μάλιστα, σε πόσιμο νερό, που έχει υποστεί κατεργασία αποσκληρυνσης καθορίζει ελάχιστη απαιτούμενη συγκέντρωση 60 mg/l Ca ή ισοδύναμων κατιόντων (Κ.Ο. 80/778, Πίνακας ΣΤ). Πάντως, αν και γενική είναι η πεποίθηση, ότι δεν είναι δυνατόν να καθορισθεί για το πόσιμο νερό ενιαία τιμή ανώτατης επιτρεπτής σκληρότητας, σκληρότητα μεγαλύτερη από 300-500 mg/l CaCO<sub>3</sub>, πρέπει να θεωρείται υπερβολική για υδρευτική χρήση.[2/4]

### 2.2.B.13. Ξηρό υπόλειμμα.

Όπως ήδη αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.2.B.7., με τη μέτρηση της αγωγιμότητας σε δείγμα νερού αποκτούμε μια γρήγορη εκτίμηση της συνολικής ποσότητας των διαλυμένων στο δείγμα στερεών. Ακριβή μέτρηση του συνόλου των διαλυμένων και μη στερεών, μπορούμε να αποκτήσουμε μετά από εξάτμιση δείγματος νερού και ζύγιση του ξηρού υπολείμματος. Η εφαρμογή της δοκιμής αυτής σε πόσιμο νερό, ουσιαστικά δίδει το μέγεθος των διαλυμένων στερεών, αφού το ποσοστό των ουσιών σε αιώρηση είναι πολύ μικρό και όπως ήδη αναφέρθηκε μέτρο προσδιορισμού του δίδει η δοκιμή της θολότητας. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, στο πόσιμο νερό, η ανώτατη παραδεκτή ποσότητα ξηρού υπολείμματος μετά από ξήρανση στους 180ο C, ορίζεται σε 1500 mg/l.

### 2.2.B.14. Διαλυμένο Οξυγόνο.

Η διαλυτότητα του Οξυγόνου στο νερό είναι χαμηλή, μειώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας και της αλατότητας και αυξάνεται με την αύξηση της πίεσης. Στον Πίνακα 2.2.B.14.1.,[2/3] δίδονται οι συγκεντρώσεις κορεσμού C του διαλυμένου στο νερό Οξυγόνου σε mg/l, συνάρτησι της θερμοκρασίας Θ σε βαθμούς Κελσίου, κάτω από πίεση 760 mm Hg.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.B.14.1.

θ [ο C]	0	5	10	15	20	25	30
C [mg/l]	14,7	12,8	11,3	10,0	9,0	8,2	7,4

Πηγή: CRC (1972)

Η παρουσία στο νερό διαλυμένου Οξυγόνου, οφείλεται στη διάλυση του ατμοσφαιρικού οξυγόνου ή στη βιολογική δραστηριότητα φωτοσυνθετικών οργανισμών. Από υγιεινολογική άποψη, το διαλυμένο στο νερό Οξυγόνο αποτελεί καθοριστικό παράγοντα της αυτοκαθαριστικής ικανότητας κάθε υδάτινου αποδέκτη, στην περίπτωση όμως του πόσιμου νερού, η σημασία του περιορίζεται στο ζήτημα της γεύσης, που επηρεάζεται αρνητικά στις χαμηλές συγκεντρώσεις. Σημαντικότερες είναι οι επιπτώσεις της χαμηλής περιεκτικότητας Οξυγόνου στη διαβρωτικότητα του νερού στα αστικά δίκτυα χαλυβδοσωλήνων. Εκεί, σε συγκεντρώσεις κατώτερες των 5 mg/l, παρεμποδίζεται ο φυσικός μηχανισμός σχηματισμού εσωτερικής προστατευτικής αντιδιαβρωτικής στρώσης, με αποτέλεσμα την ενίσχυση της διαβρωτικής δράσης του διαλυμένου στο νερό Διοξειδίου του Ανθρακα και την πρόωρη καταστροφή των χαλύβδινων αγωγών.[2/14]

Συνήθως, τα επιφανειακά νερά παρουσιάζουν ικανοποιητικές συγκεντρώσεις διαλυμένου Οξυγόνου. Αντίθετα, συχνά υπόγεια νερά εμφανίζουν χαμηλές συγκεντρώσεις (κάτω των 2 mg/l), λόγω της κατανάλωσης του διαλυμένου Οξυγόνου στην οξειδωση διαλυμένων στο νερό μετάλλων. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, η περιεκτικότητα σε διαλυμένο Οξυγόνο οφείλει να ξεπερνά το 75 % της συγκέντρωσης κορεσμού.

#### **2.2.B.15. Ελεύθερο Διοξείδιο του Ανθρακα**

Η ισορροπία μεταξύ του διαλυμένου στο νερό Δισσάνθρακικού Ασβεστίου και στερεού Ανθρακικού Ασβεστίου με το οποίο το νερό έρχεται σε επαφή, εξαρτάται από την περίσσεια ή μη ελεύθερου Διοξειδίου του Ανθρακα. Στην περίπτωση ελλείματος, μέρος του διαλυμένου Δισσάνθρακικού Ασβεστίου τείνει να κατακρημνισθεί δίδοντας στερεές αποθέσεις Ανθρακικού Ασβεστίου, τη γνωστή πέτρα. Οι αρνητικές συνέπειες των ασβεστολιθικών αποθέσεων σε δίκτυα και συσκευές έχουν ήδη αναφερθεί, αλλά σε μικρά πάχη, η σχηματιζόμενη ασβεστολιθική στρώση συμβάλλει στην εσωτερική αντιδιαβρωτική προστασία των αγωγών. Αντίθετα, στην περίπτωση περίσσειας ελεύθερου Διοξειδίου του Ανθρακα, το νερό αποκτά διαβρωτική, όπως λέγεται, συμπεριφορά και με το γνωστό μηχανισμό σχηματίζει τα καρστ, προκαλεί την παροδική σκληρότητα, αλλά και διαλύει τυχόν προϋπάρχον εσωτερικό προστατευτικό ασβεστολιθικό στρώμα με αποτέλεσμα την ταχύτερη καταστροφή των δικτύων από χάλυβα.

Γενικότερα, ο συνδιασμός χαμηλού pH, υψηλής συγκέντρωσης ελεύθερου Διοξειδίου του Ανθρακα και χαμηλής ανθρακικής σκληρότητας, αυξάνει τη διαβρωτικότητα (ή δραστικότητα, όπως αλλιώς λέγεται) του νερού.

Από υγιεινολογική άποψη, η περίσσεια ελεύθερου Διοξειδίου του Ανθρακα σε δίκτυα, που περιλαμβάνουν τμήματα από μόλυβδο, αποτελεί σοβαρό κίνδυνο, επειδή συνεπάγεται τη διάλυση του μολύβδου στο πόσιμο νερό και όπως είναι γνωστό, ο μόλυβδος αποτελεί για τον ανθρώπινο οργανισμό, τοξική ουσία με συσσωρευτική δράση.

Για όλους τους πιο πάνω λόγους, σε σχέση με την περιεκτικότητα του πόσιμου νερού σε ελεύθερο Διοξείδιο του Ανθρακα, η Κ.Ο.80/778 ορίζει ότι το νερό δεν πρέπει να είναι διαβρωτικό (ή δραστικό).

## 2.2.Γ. Παράμετροι, που αφορούν στις ανεπιθύμητες ουσίες

Στον Πίνακα Γ, του Παραρτήματος II, της Κ.Ο.80/778 περιλαμβάνονται 23 παράμετροι ποιότητας, που αφορούν σε ανεπιθύμητες ουσίες και για κάθε μια προσδιορίζεται Ενδεικτικό Επίπεδο και Ανώτατη Παραδεκτή Συγκέντρωση. Στη συνέχεια, εξετάζονται επιλεκτικά οι παράμετροι των Νιτρικών, των Νιτρωδών, τόσο λόγω της συχνότητας εμφάνισης, όσο και της υγιεινολογικής τους σημασίας και του Φωσφορικού Φωσφόρου, λόγω της γενικότερης σημασίας του στη διατήρηση της ισορροπίας των υδατικών οικοσυστημάτων.

### 2.2.Γ.1. Νιτρικά, Νιτρώδη.

Τα Νιτρώδη αποτελούν την ενδιάμεση, τα Νιτρικά την τελική φάση της οξειδωσης της Αμμωνίας και του οργανικού Αζώτου. Η οξειδωση αυτή ονομάζεται Νιτροποίηση και πραγματοποιείται μέσα στο έδαφος ή το νερό, σε αερόβιες συνθήκες, δηλαδή παρουσία περίσσειας Οξυγόνου, με τη βιολογική δράση αυτοτροφικών, αυστηρά αερόβιων, βακτηριδίων.<sup>4</sup> Εξ άλλου, στον κύκλο του Αζώτου συμμετέχουν και ορισμένα αζωτοσυλεκτικά βακτηρίδια, που ζούν σε καλά αεριζόμενο έδαφος, τα οποία έχουν την ικανότητα να συνθέτουν και αυτά Νιτρικά άλατα με απ' ευθείας δέσμευση του ατμοσφαιρικού Αζώτου.

Η επέκταση των καλλιεργιών και η εκτεταμένη χρήση Αζωτούχων λιπασμάτων, έχει ως συνέπεια τη μεταφορά της περίσσειας των διαλυτών Νιτρικών αλάτων, που δεν απορροφώνται από τα φυτά, στα υπόγεια νερά.<sup>5</sup> Αντίστοιχη επιβάρυνση προκύπτει και από τα οργανικά απόβλητα σε περιοχές έντονης ανάπτυξης της κτηνοτροφίας, με αποδέκτη της ρύπανσης τα υπόγεια ή τα επιφανειακά νερά. Τέλος, αστικά ή βιομηχανικά απόβλητα, που υποβάλλονται μεν σε πρωτοβάθμια και δευτεροβάθμια επεξεργασία, αλλά όχι και σε επεξεργασία αφαίρεσης του Αζώτου (Νιτροποίηση-Απονιτροποίηση), συνεχίζουν να επιβαρύνονται με σημαντικές συγκεντρώσεις Νιτρικού Αζώτου, που ανάλογα καταλήγουν σε επιφανειακούς αποδέκτες ή στα υπόγεια νερά.

Από υγιεινολογική άποψη, η κατανάλωση μέσω του πόσιμου νερού νιτρικών, μπορεί να προκαλέσει την εμφάνιση καρκινογόνων ουσιών, όπως οι Νιτροσαμίνες και την Μεθαιμοσφαιριναιμία, δυσλειτουργία του αίματος, που προσβάλλει τα παιδιά, προκαλώντας Κυάνωση.

Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, στο πόσιμο νερό, το ενδεικτικό επίπεδο Νιτρικών ορίζεται σε 25 mg/l και η ΑΠΣ σε 50mg/l  $\text{NO}_3^-$ . Τα αντίστοιχα όρια για τα Νιτρώδη ορίζονται σε 0,0 και 0,1 mg/l  $\text{NO}_2^-$ .

4. Στο σχηματισμό των Νιτρωδών συμβάλλουν βακτηρίδια όπως, η Νιτρωδομονάς, η Νιτρόσπειρα κ.ά., στο σχηματισμό των Νιτρικών, το Νιτροβακτηρίδιο, το Βακτόδερμα, το Μικρόδερμα κ.ά.[2/5]

5. Σύμφωνα με Γαλλικές στατιστικές, σε σύνολο 9 εκατομμυρίων τόννων νιτρικών λιπασμάτων που διατίθενται στη φυτική παραγωγή, 2 εκατομμύρια διεισδύουν στο έδαφος, επιβαρύνοντας σε νιτρικά τα υπόγεια νερά.[2/9]

## 2.2.Γ.2. Φωσφόρος.

Φωσφορικά άλατα περιέχονται στα λιπάσματα, τα οργανικά απόβλητα και στα προϊόντα αποσύνθεσης της οργανικής ύλης. Από την εισαγωγή όμως των συνθετικών απορρυπαντικών υπολογίζεται ότι, οι συγκεντρώσεις Φωσφορικού Φωσφόρου στα αστικά λύματα έχουν τριπλασιασθεί. Πράγματι, τα συνθετικά απορρυπαντικά περιέχουν Φωσφόρο σε ποσοστό 12-13 %, ή περισσότερο από 50 % Πολυφωσφορικά [2/14]

Το Άζωτο και ο φώσφορος (πάντοτε εννοείται φωσφορικός) αποτελούν ουσιώδη συστατικά του φυτοπλαγκτού και γιαυτό και τους κύριους παράγοντες ελέγχου της ανάπτυξης του (περιοριστικοί παράγοντες). Φυσιολογικά, οι συγκεντρώσεις του Φωσφόρου στα νερά ποταμών και λιμνών, περιορίζονται σε μερικά μικρογραμμάρια ανά λίτρο, διότι αντίθετα από το Άζωτο, το Κάλιο και τον Ανθρακα, η διάδοσή του στη φύση είναι περιορισμένη και κατακρατείται έντονα από το έδαφος. Έτσι σε πολλές περιπτώσεις ο Φωσφόρος αποτελεί τον αποκλειστικό περιοριστικό παράγοντα ανάπτυξης αλγών (μορφής φυτοπλαγκτού) και σε ενδεχόμενη άφθονη διάθεσή του, προκαλείται απότομη ανάπτυξη των, που αν δεν ελεγχθεί αναπόφευκτα οδηγεί σε ευτροφισμό, ιδιαίτερα των στάσιμων νερών (φυσικές και τεχνητές λίμνες) . Το κρίσιμο επίπεδο συγκέντρωσης Φωσφόρου, για αποφυγή ευτροφικών καταστάσεων, εκτιμάται μόνο σε 10 περίπου  $\mu\text{g/l}$ . [2/14]

Από αυστηρά υγιεινολογική άποψη, η σημασία της περιεκτικότητας του πόσιμου νερού σε Φωσφορικά είναι περιορισμένη. Σε ορισμένα δίκτυα χρησιμοποιούνται πολυφωσφορικά άλατα με σκοπό τον έλεγχο της διαβρωτικότητας του νερού, ενώ σε περιπτώσεις νερών, που έχουν υποστεί αποσκλήρυνση, για τη σταθεροποίηση του Ανθρακικού Ασβεστίου. Τέλος, ο Φώσφορος υπό την οργανική του μορφή, συμμετέχει στη σύνθεση σειράς παρασιτοκτόνων, μερικά από τα οποία είναι ιδιαίτερα τοξικά, όπως το Παραθειό, στα οποία όμως αναφερόμεθα αναλυτικότερα στην παράγραφο 2.2.Δ.1. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, το ενδεικτικό επίπεδο περιεκτικότητας Φωσφόρου σε  $\mu\text{g/l P}_2\text{O}_5$ , ορίζεται σε 400 και η ΑΠΣ, σε 5.000.

## 2.2.Δ. Παράμετροι, που αφορούν στις τοξικές ουσίες.

Γενικά, τοξικές, ή δηλητηριώδεις ονομάζονται ουσίες, που όταν μπουόν, με οποιοδήποτε τρόπο στον ανθρώπινο οργανισμό, προκαλούν δυσλειτουργίες, ή ακόμη και το θάνατο. Στον Πίνακα Δ της Κ.Ο.80/778, ορίζονται για το πόσιμο νερό Ανώτατες Παραδεκτές Συγκεντρώσεις, για 13 ουσίες, που χαρακτηρίζονται ως τοξικές. Εκτός από τις γνωστές και σχετικά περιορισμένης διάδοσης τοξικές ουσίες, όπως το Αρσενικό, τα Κυανιούχα, ο Υδράργυρος, ο Μόλυβδος, (στον οποίο ήδη αναφερθήκαμε στην παράγραφο 2.2.Β.15.) και άλλες σπανιότερες, όπως το Βηρύλλιο, το Κάδμιο, το Χρώμιο, το Νικέλιο, το Αντιμόνιο, το Σελήνιο και το Βανάδιο, ιδιαίτερη προσοχή, πρέπει να δοθεί σήμερα, στις δυο τελευταίες ομάδες τοξικών ουσιών του Πίνακα Δ: τα Παρασιτοκτόνα και τους Αρωματικούς Πολυκυκλικούς Υδρογονάνθρακες.

### 2.2.Δ.1. Παρασιτοκτόνα.

Τα παρασιτοκτόνα είναι ουσίες, που χρησιμοποιούνται για να απομακρύνουν, να εμποδίσουν, να εξοντώσουν και οπωσδήποτε να ελέγξουν την ανάπτυξη ανεπιθύμητων μορφών ζωής, που κρίνονται επικίνδυνες για την ανθρώπινη υγεία, την κτηνοτροφία, τη γεωργική παραγωγή κ.ά. Έτσι, ανάλογα με τη χρήση τα παρασιτοκτόνα διακρίνονται σε εντομοκτόνα, ζιζανιοκτόνα, μυκητοκτόνα, αλγοκτόνα κ.λ.π., ενώ ως προς τη σύνθεση, σε ανόργανα, φυσικά οργανικά και

συνθετικά οργανικά.

Τα συνθετικά οργανικά παρασιτοκτόνα αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια του Δευτέρου Παγκοσμίου Πολέμου, στην προσπάθειά ανάπτυξης χημικού οπλοστασίου και στη συνέχεια διαδόθηκαν ταχύτατα και ευρύτατα, ιδιαίτερα στην καταπολέμηση εντόμων, φορέων ασθενειών και στη γεωργία. Διακρίνονται σε τρεις ομάδες: τα οργανοχλωριούχα, τα οργανοφωσφορικά και τα ανθρακαμιδικά (carbamates).

Στην κατηγορία των οργανοχλωριούχων ανήκουν τα εντομοκτόνα DDT, BHC, Endrin, Dieldrin, Toxarthen, DDD, τα ζιζανιοκτόνα 2,4-D και 2,4,5-T, τα πολυχλωριωμένα διφενύλια και τριφενύλια (PCB και PCT) κ.ά. Ιδιαίτερα γνωστό το DDT, που μετά το 1945 χρησιμοποιήθηκε με αναμφισβήτητη αποτελεσματικότητα και στην Ελλάδα ιδιαίτερα στην καταπολέμηση των κουνουπιών και των φθειρών, φορέων αντίστοιχα των μικροβίων της ελονοσίας και του εξανθηματικού τύφου. Τα οργανοχλωριούχα, διακρίνονται σε σχέση με τις άλλες ομάδες παρασιτοκτόνων, για τη χημική τους ευστάθεια και την αντίστασή τους στη βιολογική αποικοδόμηση με αποτέλεσμα να είναι ανιχνεύσιμα ακόμη και μετά από χρόνια, από την εφαρμογή τους. Γιαυτό άλλωστε, ήδη από το 1972, έχει απαγορευθεί στην Ελλάδα η χρήση των περισσότερων από τα οργανοχλωριούχα παρασιτοκτόνα, DDT, BHC, Endrin, Dieldrin, καθώς και μια ευρύτερη κατάσταση επικίνδυνων ουσιών, που περιλαμβάνονται στην Κοινοτική Οδηγία 79/117 του 1979.

Στα οργανοφωσφορικά συγκαταλέγεται το έντονα τοξικό και για τον άνθρωπο Παραθίο, το Μαλαθίο, το Systox, το Di-syston, το Metasystox κ.ά.

Τα ανθρακαμιδικά, ή καρβαμιδικά είναι αμιδία και περιλαμβάνουν το ζιζανιοκτόνο IPC, το μυκητοκτόνο Captan, τα εντομοκτόνα Ferbam, Sevin, Aldicarbe κ.ά.

Σύμφωνα με στοιχεία του Γαλλικού Υπουργείου Υγείας,[2/9] μεταξύ 1974 και 1987 η κατανάλωση παρασιτοκτόνων στη Γαλλία τετραπλασιάστηκε, ώστε σήμερα να αντιστοιχούν τρία περίπου κιλά παρασιτοκτόνων ανά εκτάριο καλλιεργούμενης γης. Όπως είναι επόμενο, η βροχή ή/και το αρδευτικό νερό, μεταφέρουν τα παρασιτοκτόνα στο έδαφος και από εκεί στα υπόγεια και τα επιφανειακά νερά. Τη μεταφορά αυτή επηρεάζουν η διαλυτότητα και η ανθεκτικότητα των παρασιτοκτόνων στη φυσική και βιολογική διάσπαση, η υφή του εδάφους, η μέθοδος άρδευσης και ο όγκος και η ένταση της βροχής. Είναι χαρακτηριστικό ότι έχει εντοπισθεί Παραθίο σε υπόγειους οριζόντες, 60 μέτρα κάτω από την επιφάνεια του εδάφους,[2/9] ενώ το Aldicarbe, λόγω της υψηλής διαλυτότητάς του, βρέθηκε παρόν σε 1 400 γεωτρήσεις επί συνόλου 20 000, που εξετάστηκαν στην Πολιτεία της Νέας Υόρκης.

Από υγιεινολογική άποψη, η παρουσία παρασιτοκτόνων στο πόσιμο νερό, έχει για τον άνθρωπο χρόνια, συσσωρευτική, τοξική δράση. Ιδιαίτερα τα οργανοχλωριούχα συσσωρεύονται στους λιποίσιτους. Το ήπαρ και τα νεφρά είναι ευαίσθητα στο DDT,[2/9] ενώ τα οργανοφωσφορικά χαρακτηρίζονται από εξαιρετικά επικίνδυνες νευροτροπικές και νευροτοξικές ιδιότητες. Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, η ΑΠΣ παρασιτοκτόνων στο πόσιμο νερό ορίζεται σε 0,1 μg/l ανά μεμονωμένη περιεχόμενη ουσία και 0,5 μg/l συνολικά.

### 2.2.Δ.2. Αρωματικοί Πολυκυκλικοί Υδρογονάνθρακες

Η παρουσία Αρωματικών Πολυκυκλικών Υδρογονανθράκων (ΑΠΥ) σε επιφανειακά ή υπόγεια νερά, οφείλεται στη διάθεση αποβλήτων χημικών βιομηχανιών ή εγκαταστάσεων επεξεργασίας



πετρελαιοειδών. Ορισμένοι ΑΠΥ, συμπεριλαμβανομένου του βενζο(α)πυρένιου, του ινδενο(1,2,3-*cd*)πυρένιου, του βενζο(β)φθοριοανθένιου, αποδείχθηκαν καρκινογόνοι σε πειραματόζωα και μπορεί να είναι καρκινογόνοι και για τον άνθρωπο. Οι ερευνητικές εργασίες σχετικά με τις επιπτώσεις της περιεκτικότητας του νερού σε ΑΠΥ βασίσθηκαν σε έξη ουσίες, για τις οποίες η Κ.Ο.80/778, ορίζει ως ανώτατη παραδεκτή συγκέντρωση τα 0.2 μg/l (ή 200 vg/l).

Κατά κανόνα οι ουσίες αυτές απομακρύνονται με συμβατικές μεθόδους επεξεργασίας, στις περιπτώσεις όμως, που το δίκτυο διανομής περιλαμβάνει χαλύβδινους αγωγούς με εσωτερική προστατευτική επάλειψη από λιθανθρακόπισσα, οι συγκεντρώσεις ΑΠΥ και ιδιαίτερα φθοριοανθένιου στο πόσιμο νερό εμφανίζονται και πάλι ηυξημένες. Αν και η πρόσληψη μέσω του πόσιμου νερού περιορίζεται σε 0,1-0,3 % της συνολικής ποσότητας ΑΠΥ, που εισάγονται στον ανθρώπινο οργανισμό, πάντως η έκθεση στις ουσίες αυτές είναι παρακινδυνευμένη και γιαυτό σκόπιμο είναι να περιορίζεται στο ελάχιστο. Με βάση την αρχή αυτή, η Παγκόσμια Οργάνωση Υγείας συνιστά την αποφυγή στο μέλλον χρήσης λιθανθρακόπισσας και παρόμοιων ουσιών για την εσωτερική επάλειψη αγωγών ή δεξαμενών και παράλληλα τη συστηματική παρακολούθηση, ώστε να επισημαίνεται έγκαιρα και να αναζητείται η αιτία κάθε ενδεχόμενης αύξησης της συγκέντρωσης ΑΠΥ [2/17].

## 2.2.Ε. Μικροβιολογικές Παράμετροι.

Η μόλυνση του πόσιμου νερού με παθογόνα βακτηρίδια, ιούς, πρωτόζωα ή παράσιτα προκαλεί ασθένειες, οι κυριότερες από τις οποίες φαίνονται στον Πίνακα 2.2.Ε.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2.Ε.1.  
ΑΣΘΕΝΕΙΕΣ ΠΟΥ ΠΡΟΚΑΛΕΙ Η ΜΟΛΥΝΣΗ ΤΟΥ ΠΟΣΙΜΟΥ ΝΕΡΟΥ

ΑΣΘΕΝΕΙΑ	ΑΙΤΙΟ	ΣΥΜΠΤΩΜΑΤΑ	ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ
Χολέρα	Το Δονάκιο της Χολέρας (Βακτηρίδιο)	Διάρροια	Αφυδάτωση, Ηλεκτρολυτικές Διαταραχές, Θάνατος
Τυφοειδής Πυρετός	Η Σαλμονέλα του Τύφου (Βακτηρίδιο)	Πυρετός, Διαταραχές του ΚΝΣ, Διάρροια	Βαρεία Νόσηση, ενίοτε θάνατος
Παρατυφικές Λοιμώξεις	Η Σαλμονέλα του Παράτυφου Α, Β ή C (Βακτηρίδια)	Πυρετός, Διάρροια	Νόσηση συνήθως αυτοϊώμενη
Βακτηριακή Δυσεντερία	Η Σιγκέλα (Βακτηρίδιο)	Πυρετός, Αιμοραγική Διάρροια	Νόσηση συνήθως αυτοϊώμενη
Αμοιβάδωση	Η Ιστολυτική Αμοιβάδα (Πρωτόζωο)	Κοιλιακά άλγη, Περιοδικές Διάρροιες	Χρόνια Νόσος
Πολιομυελίτις	Ο Ιός της Πολιομυελίτιδος	Πυρετός, Διαταραχές του Αναπνευστικού	Παραλύσεις, ενίοτε θάνατος
Λοιμώδης Ηπατίτις	Ο Ιός της Ηπατίτιδας Α	Ατονία, Ικτερος	Νόσηση συνήθως Αυτοϊώμενη

Θεωρητικά, ο μικροβιολογικός έλεγχος του πόσιμου νερού θα μπορούσε να συνίσταται στην επιβεβαίωση της απουσίας παθογόνων αιτιών. Στην πραγματικότητα όμως, ο απευθείας εντοπισμός στο πόσιμο νερό παθογόνων μικροοργανισμών, όπως οι πιο πάνω, είναι ιδιαίτερα δύσκολος λόγω των μικρών συγκεντρώσεων, της μεταβλητής συχνότητας εμφάνισής τους και των πολύπλοκων και εξειδικευμένων εργαστηριακών μεθόδων που απαιτούνται.

Γιαυτό, ο μικροβιολογικός έλεγχος ακολουθεί άλλη μεθοδολογία, που βασίζεται στις εξής διαπιστώσεις:

- Σχεδόν αποκλειστικά, η μόλυνση του πόσιμου νερού οφείλεται σε επικοινωνία του με ανθρώπινα ή ζωικά περιττώματα,
- Σε κάθε γραμμάριο ανθρώπινων ή ζωικών κοπράνων, περιέχονται μερικά εκατομμύρια βακτηριδίων. Από αυτά, τα περισσότερα ανήκουν στην κατηγορία, που έχει το λατινικό όνομα *Escherichia coli*. Πρόκειται για φυσιολογικούς ξενιστές του κόλου τμήματος του παχέος εντέρου, που γιαυτό το λόγο ονομάζονται και κολοβακτηρίδια ή κολοβακτηριοειδή.
- Η απουσία κολοβακτηριδίων, μας επιτρέπει να συμπεράνουμε ότι το πόσιμο νερό δεν εμφανίζει ίχνη επαφής με ανθρώπινα ή ζωικά λύματα, επομένως και ο κίνδυνος να περιέχει παθογόνους μικροοργανισμούς είναι εξαιρετικά περιορισμένος.

Δύο μέθοδοι χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της παρουσίας κολοβακτηριδίων στο πόσιμο νερό: Η μέθοδος της διηθητικής μεμβράνης και των πολλαπλών σωλήνων. Στην πρώτη, έχουμε απ'ευθείας καταμέτρηση του αριθμού αποικιών των κολοβακτηριδίων. Στη δεύτερη, ανάλογα με τον αριθμό των σωλήνων, που έδωσαν θετικό αποτέλεσμα, επί του συνόλου των σωλήνων δοκιμής, υπολογίζεται με τη βοήθεια στατιστικών πινάκων, για επίπεδο εμπιστοσύνης 95 %, Δείκτης, που ονομάζεται Μέγιστος Πιθανός Αριθμός (ΜΠΑ). Για τη λεπτομερή περιγραφή των μεθόδων αυτών (προετοιμασία δειγμάτων, χρησιμοποιούμενος εξοπλισμός, υλικά και μέθοδοι ανάπτυξης καλλιεργιών, εκτέλεση δοκιμών, παρουσίαση αποτελεσμάτων), παραπέμπουμε στις "Πρότυπες Μεθόδους.[2/1]

Σύμφωνα με την Κ.Ο.80/778, σε δείγμα 100 ml, ο ανώτερος επιτρεπτός αριθμός τόσο ολικών κολοβακτηριοειδών, όσο και κολοβακτηριοειδών κοπράνων ορίζεται σε Μηδέν, όταν η μέθοδος δοκιμής είναι εκείνη των διηθητικών μεμβρανών, ή αντίστοιχος ΜΠΑ μικρότερος της Μονάδας, για την περίπτωση εφαρμογής της μεθόδου των πολλαπλών σωλήνων. Επίσης, σε δοκιμή καταμέτρησης των συνολικών βακτηριδίων, σε δείγμα πόσιμου νερού, σε θερμοκρασίες 37 και 22°C, η ίδια Οδηγία ορίζει το ενδεικτικό επίπεδο βακτηριδίων ανά ml δείγματος, αντίστοιχα σε 10 και 100, παρατηρώντας ότι για νερά, που έχουν υποστεί απολύμανση, οι αντίστοιχες τιμές στην έξοδο του σταθμού κατεργασίας πρέπει να είναι ασφαλώς κατώτερες. Στα πλαίσια του μικροβιολογικού ελέγχου του πόσιμου νερού, η Κ.Ο.80/778, περιλαμβάνει την παρακολούθηση δύο ακόμη παραμέτρων, των Στρεπτοκόκκων κοπράνων και των Κλωστηριδίων αναγωγικών θειωδών αλάτων με έκτακτες μετρήσεις. Τέλος επισημαίνεται ρητά ότι το πόσιμο νερό δεν πρέπει να περιέχει παθογόνους μικροοργανισμούς, άλλη (ή φύκη), ούτε άλλα μορφοποιημένα στοιχεία (ζωάρια).

## 2.3. ΠΡΟΤΥΠΑ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΦΥΣΙΚΩΝ ΝΕΡΩΝ

Το νερό όπως εμφανίζεται στη φύση, σε υπόγειους υδροφορείς, πηγές, ποταμούς και λίμνες, περιέχει προσμίξεις, ανόργανες, ή/και οργανικές, σε διάλυση ή/και αιώρηση και χαρακτηρίζεται από διαφορετικές, οργανοληπτικές, φυσικοχημικές και μικροβιολογικές παραμέτρους, που επιτρέπουν την κατάταξή του και προσδιορίζουν τις αναγκαίες διαδικασίες επεξεργασίας, ώστε να καταστεί πόσιμο.

### 2.3.1 .Ποιοτικές Παράμετροι των Υπόγειων Νερών

Εάν υποθέσουμε, ότι ένα υπόγειο υδατικό κοίτασμα προέρχεται από τη φυσική διήθηση μαλακού, ουδέτερου νερού της βροχής, μέσα από αδρανείς χημικά, χωρίς διαλυτές προσμίξεις, εδαφικές στρώσεις σημαντικού πάχους, τότε το νερό αυτό θα είναι απαλλαγμένο από αιωρήματα, ολιγομεταλλικό, χωρίς μικροοργανισμούς και επομένως κατάλληλο για ύδρευση χωρίς καμιά επεξεργασία.

Ασφαλώς, η πιο πάνω περιγραφή αντιστοιχεί σε ιδανικές συνθήκες, αφού συχνά, φυσικά αίτια και σήμερα όλο και συνθηέστερα ανθρωπογενείς παράγοντες, ή συνδυασμός των δύο, επηρεάζουν τις ποιοτικές παραμέτρους των υπόγειων νερών, έτσι ώστε κατά περίπτωση, να απαιτείται αντίστοιχο τύπου και βαθμού επεξεργασία, πριν κριθούν κατάλληλα για ύδρευση.

Στα φυσικά αίτια, που επιδρούν στην ποιότητα των υπόγειων νερών, μπορεί να διακρίνει κανείς:

- Τη γεωλογική σύσταση των στρωμάτων.  
Νερό, που προέρχεται από εκρηξιγενή πετρώματα, παρουσιάζει συνήθως περίσσεια Διοξειδίου του Ανθρακα, οπότε είναι όξινο, ενώ όταν διέρχεται από ασβεστολιθικά είναι, όπως ήδη αναφέρθηκε, συνήθως αλκαλικό και σκληρό . Αντίστοιχα απαιτείται επεξεργασία διόρθωσης του PH, που όπως ήδη ορίσθηκε οφείλει να κυμαίνεται μεταξύ 6,50 και 8,50 και ενδεχομένως αποσκλήρυνση.
- Την περιεκτικότητα των επιφανειακών στρωμάτων σε οργανικά .  
Καθώς το νερό, που προέρχεται από τη βροχή ή την τήξη του χιονιού, διηθείται στο έδαφος, διαθέτει αρχικά, υψηλό οξειδοαναγωγικό δυναμικό σαν αποτέλεσμα της έκθεσής του στο ατμοσφαιρικό οξυγόνο. Η οξειδωση όμως της οργανικής ύλης, που συχνά αφθονεί στα επιφανειακά στρώματα εξαντλεί το διαθέσιμο διαλυμένο Οξυγόνο, που όπως ήδη ορίσθηκε δεν πρέπει να κατεβαίνει στο πόσιμο νερό κάτω από το 75 % της συγκέντρωσης κορεσμού. Εξ άλλου, έτσι διαμορφώνονται αναγωγικές συνθήκες, κάτω από τις οποίες μέταλλα, όπως ο Σίδηρος και το Μαγγάνιο μεταπίπτουν από δυσδιάλυτες πολυσθενείς καταστάσεις, σε διαλυτές δισθενείς, τα θειικά ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) ανάγονται σε Υδρόθειο ( $\text{H}_2\text{S}$ ) και Υδροθειούχα ( $\text{HS}^-$ ) και τέλος η οργανική ύλη σε Διοξείδιο του Ανθρακα ( $\text{CO}_2$ ) και Μεθάνιο ( $\text{CH}_4$ ) επιβαρύνοντας τις αντίστοιχες οργανοληπτικές και φυσικοχημικές παραμέτρους του νερού.

Στους ανθρωπογενείς παράγοντες, που επηρεάζουν την ποιότητα των υπόγειων νερών, μπορεί να αναφέρει κανείς:

- Τη ρύπανση με Νιτρικά.  
Όπως αναλυτικά αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.2.Γ.1., λόγω των γεωργικών, κτηνοτροφικών και βιομηχανικών δραστηριοτήτων, αλλά και την κακή λειτουργία σηπτικών βόθρων.

- Τη ρύπανση με Παρασιτοκτόνα.  
Όπως επίσης αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.2.Δ.1., από την ευρύτατη διάδοσή τους ιδιαίτερα στη γεωργία.
- Τη ρύπανση από τις χωματερές.  
Η δημιουργία εγκαταστάσεων υγιεινής ταφής σκουπιδιών πάνω σε διαπερατό υπόστρωμα, έχει σαν αποτέλεσμα τη ρύπανση των υπόγειων νερών με διηθήματα περιεκτικά σε οργανικό φορτίο, νιτρικά, βαρέα μέταλλα.
- Την υπεράντληση.  
Η υπεράντληση σε υπόγειους υδροφορείς, που γειτνιάζουν με τη θάλασσα έχει σαν συνέπεια την διείσδυση αλμυρού νερού, που μεταφράζεται σε υψηλές συγκεντρώσεις χλωριόντων.
- Την αποθήκευση στο έδαφος χημικών, τοξικών ή ραδιενεργών αποβλήτων.
- Τις διαρροές από αστικά αποχετευτικά δίκτυα.
- Τη μικροβιολογική μόλυνση από ανθρώπινα ή ζωικά περιττώματα.

Γενικά, σε συμπαγή ή λεπτόκοκα εδάφη η μετακίνηση μικροοργανισμών μέσω διηθημάτων είναι αρκετά περιορισμένη (10-30 μέτρα)[2/12]. Πρέπει να σημειωθεί, ότι ιδιαίτερα ευάλωτοι σε εξωτερικούς παράγοντες ρύπανσης και μόλυνσης, είναι υδροφορείς, που αναπτύσσονται σε χονδρόκοκκους διαπερατούς σχηματισμούς, και ακόμη περισσότερο σε ρωγμώδη ή καρστικά εδάφη, που όπως είναι γνωστό είναι ιδιαίτερα διαδεδομένα στην Ελλάδα. Επίσης, ότι η χημική ρύπανση κινείται σε πολύ μεγαλύτερες αποστάσεις, από ότι η μικροβιολογική. Έτσι αναφέρονται χαρακτηριστικές περιπτώσεις προχώρησης χημικής ρύπανσης μέσω διηθημάτων από χωματερή ή επιφανειακή απόθεση χημικών αποβλήτων, σε απόσταση 1-3 km [2/12].

### 2.3.2. Ποιοτικές παράμετροι των επιφανειακών νερών

Όπως ήδη αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.2., όλο και περισσότερο οι υδρευτικές ανάγκες υπερβαίνουν τη δυναμικότητα των διαθέσιμων υπόγειων υδροφορέων, με αποτέλεσμα να προσφεύγουμε σε επιφανειακά νερά, ποταμών και φυσικών ή τεχνητών λιμνών. Σε σύγκριση με τα υπόγεια, τα επιφανειακά νερά εμφανίζονται γενικά επιβαρυμένα με αιωρούμενα στερεά, κατά περίπτωση περιεκτικά σε διαλυτές οργανικές και ανόργανες ουσίες με προέλευση αστική, γεωργική, κτηνοτροφική ή βιομηχανική, και συνήθως μολυσμένα με μικροοργανισμούς, ακόμη και παθογόνους. Έτσι, επιφανειακά νερά, που προορίζονται για την παραγωγή πόσιμου νερού πρέπει προηγουμένως να υποβάλλονται σε περισσότερο ή λιγώτερο πολύπλοκες διαδικασίες επεξεργασίας, αντίστοιχες με το βαθμό ρύπανσης και μόλυνσης, που τα χαρακτηρίζει. Ενδέχεται μάλιστα στην περίπτωση, που η ρύπανση ή/και η μόλυνση είναι ιδιαίτερα υψηλή, η μετατροπή του επιφανειακού αυτού νερού σε πόσιμο με τις συνήθειες μεθόδους επεξεργασίας να είναι ανέφικτη ή οικονομικά ασύμφορη.

Από το 1986 και η Ελλάδα, έχει υιοθετήσει την Κοινοτική Οδηγία 75/440, που αναφέρεται "στην απαιτούμενη ποιότητα των υδάτων επιφάνειας, που προορίζονται για την παραγωγή ποσίου ύδατος στα Κράτη μέλη" και 79/369, "περί των μεθόδων μετρήσεως και περί της συχνότητας των δειγματοληψιών και των αναλύσεων των επιφανειακών υδάτων που προορίζονται για την παραγωγή ποσίου ύδατος στα Κράτη μέλη", με την Υπουργική Απόφαση με αριθμό

46399/1352/86 (ΦΕΚ 438/τ.β./3-7-86). Αντίγραφο πλήρες της Απόφασης αυτής, δίδεται στο Παράρτημα III.

Σύμφωνα με την Απόφαση αυτή, τα νερά, που προορίζονται για την παραγωγή πόσιμου νερού κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες, ανάλογα με την προβλεπόμενη επεξεργασίας τους:

- **Κατηγορία Α1.** Περιλαμβάνει τα επιφανειακά νερά, που μετατρέπονται σε πόσιμο μετά από απλή φυσική επεξεργασία (π.χ. ταχεία διύλιση) και απολύμανση.
- **Κατηγορία Α2.** Περιλαμβάνει τα επιφανειακά νερά, που μετατρέπονται σε πόσιμο μετά από κανονική φυσική και χημική επεξεργασία (π.χ. προχλωρίωση, συσσωμάτωση, κροκύδωση, καθίζηση, διύλιση) και απολύμανση.
- **Κατηγορία Α3.** Περιλαμβάνει τα επιφανειακά νερά, που μετατρέπονται σε πόσιμο μετά από εντατική φυσική και χημική επεξεργασία και απολύμανση (π.χ χλωρίωση μέχρι του σημείου θραύσεως, συσσωμάτωση, κροκύδωση, καθίζηση, διύλιση, προσρόφηση από ενεργό άνθρακα, όζον, τελική χλωρίωση)

Η κατηγοροποίηση αυτή πραγματοποιείται με βάση πρότυπα ποιότητας των ανεπεξεργαστων επιφανειακών νερών, που περιλαμβάνουν 39 παραμέτρους, οργανοληπτικές, φυσικοχημικές, μικροβιολογικές, για τις οποίες η Κ.Ο.75/440 ορίζει επιθυμητά και ανώτερα επιτρεπτά όρια, όπως φαίνεται στο Παράρτημα III. Η ίδια Οδηγία προδιαγράφει τη συχνότητα δειγματοληψίας, τη μέθοδο ανάλυσης και τους όρους κάτω από τους οποίους τα νερά θεωρούνται ότι ανταποκρίνονται στην ταξινόμηση Α1, Α2, ή Α3, ανάλογα με τον αριθμό των δειγμάτων, που υπερβαίνουν ή όχι τα προβλεπόμενα για κάθε ποιοτική παράμετρο, επιθυμητά ή ανώτατα επιτρεπτά όρια.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 2/1. APHA-AWWA-WPCF, "Standard Methods for the examination of water and wastewater", Washington D.C., 1971.
- 2/2. Bischofsberger W., "Wasserwirtschaft und Gesundheits-ingenieurwesen", Technische Universitaet Muenchen, 1974
- 2/3. CRC, "Handbook of Chemistry and Physics", CRC Press, Cleveland, Ohio, 1972.
- 2/4. CRC, "Handbook of Environmental Control", Vol. 2, Water Supply, CRC Press, Cleveland, Ohio, 1972
- 2/5. Degremont, "Memento technique de l'eau", Technique & Documentation, Paris, 1979
- 2/6. Eagland D., "La structure de l'eau", La Recherche n<sup>o</sup> 221, 1990.
- 2/7. Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., "Water and wastewater engineering", Vol. 2, John Wiley & Sons, Inc., N.Y., 1968.
- 2/8. Freeze R.A., Cherry J.A., "Groundwater", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1979.
- 2/9. Lemarchand F., "Nitrates et pesticides infiltrent les eaux du robinet", La Recherche n<sup>o</sup> 221, 1990.
- 2/10. Mallevalle J., Chamboile T., "La qualite de l'eau", La Recherche n<sup>o</sup> 221, 1990.
- 2/11. Mutschmann J., Stimmelmayr F., "Taschenbuch der Wasserversorgung", Frankh'sche Verlagshandlung, Stuttgart, 1983
- 2/12. Πετρακάκης Γ., "Υγειονομική Προστασία Συστημάτων Υδρευσης", Τριήμερη Συνάντηση για το ποσιμο νερό, 7, 8 και 9 Φεβρουαρίου. Αθήνα, 1989. ΕΥΔΑΠ, Πανελλήνιος Σύλλογος Χημικών Μηχανικών, Σύλλογος Υγιεινολόγων Μηχανικών και Μηχανικών Τεχνολογίας Περιβάλλοντος
- 2/13. Σαμπατακάκης Μ., "Περιπτώσεις συστημάτων επεξεργασίας ποσιμου νερού, Προβλήματα από υπόγεια και επιφανειακά νερά", Τριήμερη Συνάντηση για το ποσιμο νερό, 7, 8 και 9 Φεβρουαρίου. Αθήνα, 1989. ΕΥΔΑΠ, Πανελλήνιος Σύλλογος Χημικών Μηχανικών, Σύλλογος Υγιεινολόγων Μηχανικών και Μηχανικών Τεχνολογίας Περιβάλλοντος
- 2/14. Sawyer C.N., McCarty P.L., "Chemistry for sanitary engineers", McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, 1967.
- 2/15. Thurston R.V. et al., "A review of the EPA Red Book", American Fisheries Society, Water Quality Section, Bethesda, MD. 1979
- 2/16. Twort A.C., Hoather R.C., Law F.M., "Water Supply", Edward Arnold Ltd., London, 1974.
- 2/17. World Health Organisation, "Guidelines for drinking-water Quality", Vol.1, Recommendations, Geneva 1984.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ III

### ΟΙ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ

Στο τρίτο Κεφάλαιο, αναλύονται ανά κατηγορία υδατικής χρήσης, οι καταναλώσεις, που διαμορφώνουν τη συνολική ζήτηση, μελετώνται οι χρονικές διακυμάνσεις της και αναπτύσσονται μεθοδολογίες πρόβλεψης των μελλοντικών τιμών της.

### 3.1. ΟΙ ΥΔΑΤΙΚΕΣ ΧΡΗΣΕΙΣ.

Η συνολική κατανάλωση σε ένα οικισμό, μπορεί να περιλαμβάνει τις εξής επί μέρους χρήσεις ή συνιστώσες:

- **Οικιακές** χρήσεις, για όλες τις ανάγκες ενός νοικοκυριού, συμπεριλαμβανομένης της άρδευσης ιδιωτικού κήπου και του πλυσίματος αυτοκινήτου.
- **Εμπορικές και Βιομηχανικές**, σε γραφεία, καταστήματα, αγορές, ξενοδοχεία, εργοτάξια, βιοτεχνίες, εργοστάσια κ.λ.π.
- **Γεωργοκτηνοτροφικές**, για περιορισμένη άρδευση και λειτουργία κτηνοτροφικών μονάδων, σφαγείων κ.λ.π.
- **Δημόσιες και Δημοτικές**, για δημόσια κτίρια, όπως σχολεία, νοσοκομεία, ιδρύματα, κτίρια διοίκησης, για λιμενικές εγκαταστάσεις, αεροδρόμια, σιδηροδρομικούς σταθμούς, για την κατάσβεση πυρκαϊών, για το πλύσιμο των δρόμων, για σιντριβάνια και δημόσιες κρήνες, την άρδευση δημοτικών κήπων κ.λ.π.
- **Απώλειες**, οφειλόμενες σε διαρροές ή θραύσεις του δικτύου, διαρροές ή υπερχειλίσεις δεξαμενών, σε ποσότητες που καταναλώνονται αλλά δεν καταγράφονται λόγω ανακρίβειών των μετρητών, σε πειρατικές παροχές, σε καταναλώσεις των ίδιων των εγκαταστάσεων ύδρευσης κ.λ.π.

Οι επί μέρους καταγεγραμμένες τιμές κατανάλωσης κατά κατηγορία χρήσης, παρουσιάζουν συχνά σημαντικές διακυμάνσεις από οικισμό σε οικισμό, επειδή αφ' ενός η ζήτηση και αφ' ετέρου οι απώλειες, επηρεάζονται ανάλογα, από τοπικές συνθήκες και πολλαπλές παραμέτρους λειτουργίας, που μπορεί να διαφέρουν κατά περίπτωση, όπως :

- Η ηλικία του δικτύου
- Το επίπεδο συντήρησής του
- Η ποιότητα κατασκευής των οικιακών εγκαταστάσεων
- Η ακρίβεια των συστημάτων μέτρησης παροχών στα έργα κεφαλής και των επί μέρους υδρομετρητών στους καταναλωτές
- Η έκταση τυχόν παρανόμων παροχών ή υδροληψιών χωρίς υδρομετρητή
- Το εφαρμοζόμενο σύστημα τιμολόγησης
- Οι πολιτιστικές σηνήθειες και οι οικονομικές δυνατότητες των καταναλωτών
- Το τεχνολογικό επίπεδο βιομηχανικής παραγωγής
- Η διαθεσιμότητα υδατικών πόρων

Ετσι, η προεκτίμηση των υδρευτικών αναγκών οικισμού, απαιτεί λεπτομερή ανάλυση κατά χρήση, με παράλληλη αξιολόγηση των τοπικών συνθηκών και ειδικών λειτουργικών παραμέτρων, όπως αυτές που ήδη αναφέρθηκαν. Για τους ίδιους λόγους, τα μεγέθη κατανάλωσης, που θα δοθούν στις επόμενες παραγράφους, δεν αποτελούν παρά ενδεικτικές τιμές και τυχόν μηχανιστική και ασχολίαστα γενικευμένη υιοθέτησή τους, μπορεί να οδηγήσει σε χονδροειδή σφάλματα σε σχέση με την πραγματική σε κάθε περίπτωση ζήτηση και τις αναμενόμενες αντίστοιχα καταναλώσεις.

#### 3.1.1. Οι Οικιακές χρήσεις.

Στις Οικιακές χρήσεις περιλαμβάνεται το πόσιμο νερό, η ατομική καθαριότητα (ντους ή λουτρό, πλύσιμο χεριών, δοντιών, ξύρισμα), οι ανάγκες της κουζίνας (μαγείρεμα, πλύσιμο πιάτων), το πλύσιμο των ρούχων, το καζανάκι της τουαλέτας, η καθαριότητα του σπιτιού, το



πλύσιμο του αυτοκινήτου, η άρδευση ιδιωτικού κήπου. Συγκριτικά στοιχεία για τις τιμές, που μπορεί να αντιστοιχούν στις επί μέρους αυτές χρήσεις δίδονται στον Πίνακα 3.1.1.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.1.1.  
ΟΙ ΟΙΚΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΕΠΙ ΜΕΡΟΥΣ ΧΡΗΣΕΙΣ

ΧΡΗΣΗ	Α (ΕΥΔΑΠ) Σπάταλη	Β (ΕΥΔΑΠ) Οικονομική	Γ [3/11]	Δ [3/8]
ΝΤΟΥΣ [1]	Με το ντους να τρέχει συνέχεια 120	Με το ντους κλειστό όταν σαπουνίζετε 30	100	50
ΛΟΥΤΡΟ ΣΤΗ ΜΠΑΝΙΕΡΑ [1]	180		150 - 200	350
ΠΛΥΣΙΜΟ ΧΕΡΙΩΝ [1]			10	
ΠΛΥΣΙΜΟ ΔΟΝΤΙΩΝ [1]	Με βρύση ανοιχτή 20	Προσεκτική χρήση 2		
ΞΥΡΙΣΜΑ [1]	Με βρύση ανοιχτή 25	Προσεκτική χρήση 3		
ΠΛΥΣΙΜΟ ΠΙΑΤΩΝ ΣΤΟ ΧΕΡΙ [1/ημ]	Με βρύση ανοιχτή 150	Πλύσιμο και ξεβγάλμα σε λεκάνη 25		
ΠΛΥΝΤΗΡΙΟ ΠΙΑΤΩΝ [1/ημ]	Μεγάλο πρόγραμμα 150	Οικονομικό πρόγραμμα 35	106	
ΠΛΥΝΤΗΡΙΟ ΡΟΥΧΩΝ [1]	Μεγάλο πρόγραμμα 300	Οικονομικό πρόγραμμα 135	122-222	
ΚΑΖΑΝΑΚΙ [1]	10	8	8- 10	10
ΠΛΥΣΙΜΟ ΑΥΤΟΚ/ΤΟΥ [1]				50-200
ΠΟΣΙΜΟ ΜΑΓΕΙΡΕΜΑ ΚΑΘΑΡ/ΤΑ [1/κατ.ημ]				25-40

Πηγή: [3/8] Mutschmann/Stimmelmayer (1983), [3/11] Valiron (1990)

Οι στήλες Α και Β προέρχονται από την "επιχείρηση ενημέρωσης των καταναλωτών" της ΕΥΔΑΠ για την ανάγκη εξοικονόμησης νερού το 1990, η στήλη Γ από μελέτη των καταναλώσεων στο "Υδατικό Διαμέρισμα Σηκουάνα-Νορμανδίας" στη Γαλλία το 1980 [3/11] και η στήλη Δ από το τεύχος 410 της Γερμανικής Επαγγελματικής Ένωσης για το Υγραέριο και το Νερό (DVGW) [3/8]. Βέβαια, η ανάγκη για πόση δεν ξεπερνά στον άνθρωπο τα 2 l/ημ.

Σε ότι αφορά την κατανάλωση, που αντιστοιχεί στην άρδευση ιδιωτικών κήπων, με βάση τα μέσα κλιματολογικά στοιχεία της χώρας, αυτή κυμαίνεται γύρω στα 600 m<sup>3</sup>/έτος, στρέμμα και κατά τον μήνα αιχμής (Ιούλιο ή Αύγουστο) φθάνει τα 200 m<sup>3</sup>/στρ.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.1.2.  
ΜΕΣΗ ΟΙΚΙΑΚΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ ΜΕΓΑΛΩΝ ΠΟΛΕΩΝ

ΠΟΛΗ	ΜΕΣΗ ΟΙΚΙΑΚΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ [l/κατ.ημ.]
Κατανάλωση σχεδιασμού Βρετανικών πόλεων [3/10]	115
Βαρκελώνη	115
Μόναχο	120
Αμστερνταμ	120
Αθήνα (1990)	132
Βιέννη	133
Βερολίνο	135
Ρότερνταμ	138
Κοπεγχάγη	150
Παρίσι	154
Βουδαπέστη	164
Ντύσελντορφ	179
Οσλο	185
Μέση οικιακή κατανάλωση Αμερικανικών πόλεων [3/6]	190
Ζυρίχη	217
Ελσίνκι	217
Στοκχόλμη	237

Πηγή: Coe (1978)

Με βάση τα στατιστικά στοιχεία, που ήδη αναφέρθηκαν στις παραγράφους 1.3.2. και 1.3.4. του πρώτου Κεφαλαίου συμπεραίνουμε, ότι σήμερα, στις Ελληνικές πόλεις, οι οικιακές καταναλώσεις δεν ξεπερνούν τα 100 l/κατ.ημ, ενώ στην Πρωτεύουσα κυμαίνονται γύρω στα 132 l/κατ.ημ. [3/3] Συγκριτικά στοιχεία της μέσης οικιακής κατανάλωσης μεγάλων πόλεων, δίδονται στον Πίνακα 3.1.1.2.[3/10].

### 3.1.2. Οι Εμπορικές και Βιομηχανικές χρήσεις.

Στις Εμπορικές χρήσεις περιλαμβάνονται οι καταναλώσεις σε γραφεία, εμπορικά καταστήματα, κρεπωλεία, αρτοποιεία, εστιατόρια, ζαχαροπλαστεία, κουρεία, ξενοδοχεία κ.λ.π. Συνήθως οι αντίστοιχες τιμές εκφράζονται σε λίτρα ανά απασχολούμενο και ημέρα (l/απ.ημ) και ειδικότερα για μεν τα εστιατόρια σε λίτρα ανά πελάτη και ημέρα (l/πελ.ημ.), για δε τα ξενοδοχεία σε λίτρα ανά κλίνη και ημέρα (l/κλ.ημ.). Ενδεικτικές τιμές από τη βιβλιογραφία[3/11,3/8] δίδονται στον Πίνακα 3.1.2.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.2.1.  
ΤΙΜΕΣ ΕΜΠΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΩΝ

ΧΡΗΣΗ	ΠΗΓΗ	
	A [3/11]	B [3/8]
Γραφεία (l/απ.ημ)	10- 30	
Αγορές (l/m <sup>2</sup> )		5/ 3(*)
Καταστήματα (l/απ.ημ)	100-400	
Κρεπωλεία (")	250-400	400/100
Αρτοποιεία (")	150-250	450/150
Ζαχαροπλαστεία (")		250/200
Κουρεία (")		300/100
Εστιατόρια (l/πελ.ημ.)	15- 20	20/ 15
Ξενοδοχεία (l/κλ.ημ.)	200-600	

(\*) Μεγίστη προς Μέση τιμή

Πηγή:[3/8] Mutschmann/Stimmelmayer (1983), [3/11] Valiron (1990)

Με βάση πρόσφατες εκτιμήσεις,[3/3] στην κατηγορία "οικιακή κατανάλωση" της Αθήνας, περιλαμβάνεται σημαντικός αριθμός επαγγελματικών και βιοτεχνικών χρήσεων, που ανηγμένες στο σύνολο του πληθυσμού φθάνουν τα 35 l/κατ.ημ.

Στις Βιομηχανικές χρήσεις, οι ανάγκες κυμαίνονται έντονα, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.2.2.[3/11] εξαρτώμενες από πολλούς παράγοντες, τεχνικούς, οικονομικούς και ιδιαίτερα από τη διαθεσιμότητα του νερού και την εισαγωγή μεθόδων ανακύκλωσης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.2.2.  
ΤΙΜΕΣ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΩΝ

Προϊόν	Κατανάλωση [m <sup>3</sup> /t]
Βενζίνη	7 - 35
Ζάχαρη	3 - 400
Μπύρα	8 - 25
Πλαστικά	1 - 2
Σαπούνι	1 - 35
Συνθετικό μετάξι (Rayonne)	400 - 1000
Χάλυβας	6 - 300
Χαρτί	60 - 400

Πηγή: Valiron (1990)

Στην Αθήνα, οι Βιομηχανικές χρήσεις, προκαλούν καταναλώσεις, που φθάνουν τα  $32 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>, σε συνολική ετήσια κατανάλωση  $376 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup> (1989) και είναι χαρακτηριστικό ότι δεν παρουσιάζουν τάση αύξησης.

### 3.1.3. Οι γεωργοκτηνοτροφικές χρήσεις.

Σε γεωργικούς οικισμούς, συχνά δίπλα στις κατοικίες λειτουργεί μικρός λαχανόκηπος, που αρδεύεται από το δίκτυο ύδρευσης. Για τις περιπτώσεις αυτές, μπορεί να υπολογισθεί ότι η ετήσια κατανάλωση κυμαίνεται γύρω στα 600 m<sup>3</sup>/στρ., ενώ κατά το μήνα αιχμής στα 200 m<sup>3</sup>/στρ.

Σχετικά με τις ανάγκες σε νερό κτηνοτροφικών μονάδων, εκτιμάται ότι ανέρχονται στις ημέρες αιχμής σε 140 και κατά μέσο όρο σε 70 l/ημ. κατά κεφαλή μεγάλου ζώου, ή ανά 5 μικρά ζώα.[3/8]

### 3.1.4. Οι Δημόσιες και Δημοτικές χρήσεις.

Τα βιβλιογραφικά μεγέθη Δημόσιων και Δημοτικών καταναλώσεων προέρχονται από πραγματικά στοιχεία, συχνά επιβαρυμένα με σπατάλη νερού, γιατί άλλωστε και διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους.

Όπως προκύπτει από στατιστικά στοιχεία της ΕΥΔΑΠ, η Δημόσια και Δημοτική κατανάλωση παρουσίασε μεταξύ 1975 και 1990 σταθερή αύξηση, περνώντας από  $11 \cdot 10^6$  το 1975, σε  $25 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>/έτος (20 l/κατ.ημ), με ρυθμούς, που συνεπάγονται διπλασιασμό κάθε δεκαετία.

Σύμφωνα με βιβλιογραφικά στοιχεία,[3/10] σε πόλεις της Κοινοπολιτείας με ανάλογο κλίμα, οι Δημόσιες και Δημοτικές καταναλώσεις κυμαίνονται γύρω στα 45 l/κατ.ημ, ενώ, σε

Αμερικανικές πόλεις καταγράφονται αντίστοιχες τιμές μεταξύ 20 και 80 l/κατ.ημ.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.4.1.  
ΔΗΜΟΣΙΕΣ ΚΑΙ ΔΗΜΟΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ

Χρήστης	Πηγή		
	A[3/11]	B[3/11]	Γ[3/8] <sup>(*)</sup>
Κτίρια Διοίκ/σης [l/απ.ημ]		40-60	25/20
Σχολεία [l/μαθ.ημ]	100	100	15/10
Νοσοκομεία [l/κλ.ημ]	150	250-600	600/400
Σφαγεία			
Μεγάλα Ζώα [l/κεφ]	400-500	300-400	400
Μικρά Ζώα [l/κεφ]	220-300		
Πλύσιμο Δρόμων [l/m <sup>2</sup> .ημ]	1		1.5/0.1
Αρδευση Πάρκων [l/m <sup>2</sup> .ημ]	6	5-10	
Πισίνες [l/επισκ.ημ]		100-200	

(\*) Μεγίστη προς Μέση τιμή  
Πηγή:[3/8] Mutschmann/Stimmelmayer (1983), [3/11] Valiron (1990)

Στην Ελλάδα, σύμφωνα με στοιχεία, που μας διέθεσε το Αρχηγείο του Πυροσβεστικού Σώματος, η πυροπροστασία οικισμών βασίζεται στη χωροθέτηση πυροσβεστικών κρουνών, συγκεκριμένων προδιαγραφών, σε ελάχιστες αποστάσεις, ανάλογα με την πυκνότητα δόμησης και το λειτουργικό χαρακτήρα του προστατευόμενου τομέα, χωρίς να καθορίζεται ελάχιστη εξασφαλίσιμη παροχή, από το δίκτυο.

Αντίστοιχα οι Γαλλικοί κανονισμοί [3/11] προβλέπουν για κάθε κρουνό ετοιμότητα διάθεσης 60 m<sup>3</sup>/h (1000 l/min) επί 2 ώρες.

Οι Γερμανικοί[3/8] επαύξηση της παροχетеυτικότητας των αγωγών του δικτύου, ανάλογα με το μέγεθος του οικισμού κατά 400, 800 και 1500 l/min (πλευρικά δίκτυα, μικροί οικισμοί, μεγάλοι οικισμοί).[3/8]

Οι Βρετανικοί αντίστοιχα κρουνούς ελάχιστης παροχής 1400 l/min και οι Αμερικανικοί 1000 l/min [3/10]

Σύμφωνα με Γερμανικά στατιστικά στοιχεία, η ετήσια κατανάλωση νερού για τις ανάγκες πυρόσβεσης κυμαίνεται μεταξύ 0,20 και 0,50 % της συνολικής.[3/8]

### 3.1.5. Οι απώλειες.

Οι απώλειες δικτύου ύδρευσης μπορεί να διακριθούν σε πραγματικές και πλασματικές. Οι πραγματικές οφείλονται σε θραύση αγωγών, μη στεγανές συνδέσεις σωληνώσεων ή ειδικών

τεμαχίων, διαρροές δεξαμενών. Οι πλασματικές, σε πλημελή καταμέτρηση, σφάλματα μετρητών στο δίκτυο ή στα έργα κεφαλής, σε παροχές, που δεν μετρώνται, όπως ενίοτε συμβαίνει με ορισμένες περιπτώσεις δημόσιων ή δημοτικών χρηστών, σε μη μετρούμενες δωρεάν παροχές λ.χ. σε ιδρύματα, σε μη εντοπισμένες παράνομες παροχές.

Συχνά, στις μη καταμετρούμενες περιλαμβάνονται και ποσότητες νερού, που καταναλώνονται στα διυλιστήρια ή για τον καθαρισμό ή συντήρηση του δικτύου ύδρευσης. Οι ποσότητες αυτές μπορεί να φθάνουν σε ποσοστό μέχρι και 1,50 % της συνολικής κατανάλωσης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1.5.1.  
ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Πόλη	Απώλειες [ % ]
Αθήνα	28,3
Βιέννη	22
Ρώμη	22
Παρίσι	20
Βρυξέλλες	12,5
Ζυρίχη	11,2
Μόναχο	11
Βαρκελώνη	10
Βουδαπέστη	10
Κοπεγχάγη	5,7
Ελσίνκι	5

Πηγή: Coe (1978)

Οι συνολικές απώλειες δικτύου στις Ελληνικές πόλεις, είναι κατά κανόνα αρκετά υψηλές, όπως ήδη παρουσιάστηκε στον Πίνακα 1.3.4.1., όπου η ελάχιστη τιμή είναι 25 %, η μέγιστη 100 % και στην πλειονότητα μεταξύ 30-40 % του ετήσια καταναλισκόμενου όγκου.

Στην Αθήνα, η συνολική διαφορά καταμέτρησης έφθασε το 1989 τα 106.500.000 m<sup>3</sup>, ήτοι ποσοστό 28,3 % της συνολικής κατανάλωσης, ή τα 87 l/κατ.ημ. Συγκριτικές τιμές από στατιστικές Ευρωπαϊκών πόλεων δίδονται στον Πίνακα 3.1.5.1.[3/4]

Αξιζει να σημειωθεί, ότι ο περιορισμός των απωλειών δικτύου αποτελεί σύνθετη επιχείρηση και προσπάθεια μείωσής των κάτω από το επίπεδο των 36-48 l/κατ.ημ. θεωρείται στη Βρετανία δυσανάλογα δαπανηρή σε έρευνες και επισκευές.[3/10] Αντίστοιχα στη Γαλλία, περιορισμός των απωλειών κάτω του 10 % θεωρείται ιδιαίτερα δύσκολος, απώλειες μέχρι 15 % κρίνονται ότι χαρακτηρίζουν δίκτυα σε καλή κατάσταση με πολύ καλά οργανωμένη συντήρηση και μόνον όταν το ποσοστό απωλειών υπερβαίνει το 20 % δικαιολογείται η ανάληψη εργασιών στεγάνωσης ή αντικατάστασης αγωγών.[3/11].

### 3.2. Η ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΖΗΤΗΣΗ.

Όπως αναλυτικά παρουσιάσθηκε στις προηγούμενες παραγράφους, η πολλαπλότητα και συνθετότητα των παραγόντων, που υπεισέρχονται διαμορφώνουν κατά κατηγορία χρήσης, τόσο μεγάλα περιθώρια διακύμανσης της κατανάλωσης νερού, ώστε συχνά η συνολικά διαμορφούμενη ζήτηση να διαφέρει σημαντικά από πόλη σε πόλη ή ακόμη ανάμεσα και σε μικρότερους οικισμούς.

Παραπέμποντας στα στοιχεία κατανάλωσης 21 Ελληνικών πόλεων της παραγράφου 1.3.4., υπενθυμίζεται ότι οι συνολικές καταναλώσεις κυμαίνονται μεταξύ των ακραίων τιμών 100 και 180 l/κατ.ημ. με μέση τιμή 130 l/κατ.ημ. και τυπική απόκλιση 22 l/κατ.ημ., ενώ σε δύο πόλεις, τα Ιωάννινα και την Κω, γνωστές για τα υψηλά ποσοστά απωλειών των δικτύων τους, οι αντίστοιχες τιμές φθάνουν αντίστοιχα τα 218 και 240 l/κατ.ημ.

Στην Αθήνα, με στοιχεία του 1988 (συνολική κατανάλωση  $376 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , εξυπηρετούμενος πληθυσμός  $3,7 \cdot 10^6$  κάτοικοι), η συνολική ανηγμένη κατανάλωση έφθασε τα 280 l/κατ.ημ.

Για λόγους γενικότερης σύγκρισης, στον Πίνακα 3.2.1. παρουσιάζονται συγκριτικά στοιχεία ανηγμένης συνολικής κατανάλωσης Ευρωπαϊκών πόλεων[3/4]. Και στις ΗΠΑ οι αντίστοιχες τιμές κυμαίνονται ευρύτατα και μάλιστα μεταξύ 130 και 1900 l/κατ.ημ., ανάλογα με τη συμμετοχή της βιομηχανίας. Μέσες τιμές μεταξύ 380 και 760 l/κατ.ημ. είναι συνήθεις ενώ η τιμή των 570 l/κατ.ημ. θεωρείται ότι αποτελεί ένα γενικό μέσο όρο και χρησιμοποιείται για εφαρμογές σε κανονικές συνθήκες ζήτησης.[3/6].

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2.1.  
ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΑΝΗΓΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΙΣ ΕΥΡΩΠΑΙΚΩΝ ΠΟΛΕΩΝ

Πόλη	Συνολική Ανηγμένη Κατανάλωση [l/κατ.ημ.]
Κοπεγχάγη	270
Αθήνα	280
Μόναχο	288
Βιέννη	296
Λισαβόνα	300
Βαρκελώνη	303
Ντύσελντορφ	332
Ελσίνκι, Παρίσι	410
Ρώμη	423
Ζυρίχη	444
Στοκχόλμη	462
Οσλο	616

Πηγή: Coe (1978)

### 3.3 Η ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗΣ.

Η κατανάλωση υδρευτικού νερού, δεν διατηρείται χρονικά σταθερή, αλλά παρουσιάζει τόσο κατά τη διάρκεια του έτους, όσο και της ημέρας διακυμάνσεις, των οποίων το εύρος εξαρτάται από τις τοπικές συνθήκες, που επικρατούν σε κάθε οικισμό.

Οι εποχιακές διακυμάνσεις συναρτώνται κύρια με το κλίμα, και προσδιορίζουν τη **μέγιστη ημερήσια** και τη **μέγιστη μηνιαία κατανάλωση**, ενώ μέσα σε ένα 24ωρο, η επαλληλία των χρήσεων, συντελεί ώστε η ζήτηση να εμφανίζεται μεγαλύτερη ορισμένες ώρες της ημέρας, διαμορφώνοντας τη **μέγιστη ωριαία κατανάλωση** και σημαντικά μειωμένη κατά τις νυκτερινές.

#### 3.3.1. Η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση.

Το εύρος των εποχιακών διακυμάνσεων μεταβάλλεται αντιστρόφως ανάλογα με το μέγεθος του υδρευόμενου οικισμού και ευθέως ανάλογα με τη συμμετοχή στη διαμόρφωση της συνολικής ζήτησης, χρήσεων με εξάρτηση από τις κλιματικές μεταβολές, όπως η άρδευση κήπων, το κατάβρεγμα δρόμων ή βεραντών κ.λ.π. Αντίστοιχα η παρουσία επαγγελματικών και βιομηχανικών καταναλώσεων επιδρά εξισωτικά.

Χαρακτηριστικό δείκτη αποτελεί ο συντελεστής μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης  $\lambda_1$  :

$$\lambda_1 = \frac{\text{μέγιστη ημερήσια κατανάλωση}}{\text{μέση ημερήσια κατανάλωση}}$$

Οι τιμές του  $\lambda_1$  κυμαίνονται μεταξύ:

- 1,3 - 1,8 για μεγάλα έως μεσαία αστικά κέντρα
- 2,0 - 2,5 για μικρούς οικισμούς
- 2,0 - 3,0 για συνοικίες με σημαντική ανάπτυξη κήπων

Βεβαίως σε περιοχές με θερινό τουρισμό ο  $\lambda_1$  μπορεί να ξεπερνά κατά πολύ τις πιο πάνω τιμές. Επίσης διαχρονικά οι τιμές του  $\lambda_1$  μπορεί να διαφέρουν επηρεαζόμενες από κλιματικά συμβάντα χαμηλής συχνότητας, όπως ασυνήθεις καύσωνες, ξηρασίες κ.λ.π. Χαρακτηριστική είναι η περίπτωση του καύσωνα του Ιουλίου του 1987, όταν στην Αθήνα η ζήτηση ξεπέρασε την δυναμικότητα των εγκαταστάσεων διύλισης, καθώς και την παροχетеυτικότητα του εσωτερικού δικτύου της πόλης, με αποτέλεσμα να πέσει η πίεση στο δίκτυο και να διακοπεί η ροή σε πολλές συνοικίες.

Ο προσδιορισμός του  $\lambda_1$  και της μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης αποτελεί κρίσιμη επιλογή, καθοριστική για το σχεδιασμό της δυναμικότητας του εξωτερικού υδραγωγείου (απόδοση γεωτρήσεων, παροχетеυτικότητα εξωτερικών έργων μεταφοράς, δυναμικότητα διυλιστηρίων, χωρητικότητα δεξαμενών) ενός οικισμού, αφού η αδιάκοπη λειτουργία του δικτύου ύδρευσης, αποτελεί σήμερα πρωταρχική ποιοτική απαίτηση. Βεβαίως η απαίτηση υψηλής αξιοπιστίας του συστήματος δεν δικαιολογεί την ανεξέλεγκτη υπερδιαστασιολόγηση και η αντιμετώπιση ακραίων μεγεθών ζήτησης χαμηλής συχνότητας, όπως αυτά που



προαναφέρθηκαν, πρέπει να περιλαμβάνει και τη συστηματική ενημέρωση και εξασφάλιση της συνεργασίας των χρηστών.

### 3.3.2. Η μηνιαία διακύμανση.

Και η μηνιαία διακύμανση ενισχύεται από τη συμμετοχή στη συνολική κατανάλωση χρήσεων με κλιματική εξάρτηση, ενώ οι επαγγελματικές και βιομηχανικές χρήσεις επιδρούν εξισωτικά.

Η συνήθης διατύπωση της μηνιαίας διακύμανσης δίδεται για κάθε μήνα σε ποσοστά % της συνολικής ετήσιας κατανάλωσης (με  $\mu = 100 / 12 = 8,3\%$ ). Στον Πίνακα 3.3.2.1., δίδεται η μηνιαία διακύμανση, που παρατηρείται στην κατανάλωση της Αθήνας[3/9] καθώς και μέσες τιμές στατιστικών στοιχείων μηνιαίας διακύμανσης από Γερμανικές Πόλεις και Κωμοπόλεις.[3/8].

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3.2.1.  
ΜΗΝΙΑΙΑ ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗΣ

Οικισμός	Ποσοστό % της μηνιαίας προς την ετήσια κατανάλωση											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Αθήνα [3/9]	6,2	6	7,1	7,4	8,8	9,9	11,7	10,9	9,3	8,5	7,3	6,9
Πόλεις(*)	6	6	7	8	9	10	11,0	11,0	10	9	7	6
Κωμοπόλεις(*)	5	5	6	8	10	12	12,5	12,5	10	8	6	5

(\*) Γερμανικά στατιστικά στοιχεία [3/8].

Πηγή:[3/8] Mutschmann/Stimmelmayer (1983), Τριανταφυλλίδης (1974)

Η γνώση της μηνιαίας διακύμανσης είναι χρήσιμη για τον υπολογισμό της καταναλισκόμενης ανά μήνα ενέργειας σε αντλήσεις στο εξωτερικό δίκτυο και την προσομοίωση της ζήτησης.

### 3.3.3. Η μέγιστη ωριαία κατανάλωση.

Το εύρος της ωριαίας διακύμανσης μεταβάλλεται αντιστρόφως ανάλογα με το μέγεθος του υδρευόμενου οικισμού και ευθέως ανάλογα με τη συμμετοχή στη διαμόρφωση της συνολικής ζήτησης, χρήσεων που συμπίπτουν χρονικά. Και εδώ η ύπαρξη επαγγελματικών και βιομηχανικών χρήσεων επιδρά εξισωτικά. Οι ώρες εμφάνισης των αιχμών στη διάρκεια του 24ώρου, διαφέρουν κατά περίπτωση.

Ανάλογα με τον συντελεστή μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης  $\lambda_1$ , ο συντελεστής μέγιστης ωριαίας κατανάλωσης  $\lambda_2$ , σε ένα συγκεκριμένο 24ωρο, ορίζεται ως:

$$\lambda_2 = \frac{\text{μέγιστη ωριαία κατανάλωση}}{\text{μέση ωριαία κατανάλωση}}$$

Σε σημαντικά αστικά κέντρα η τιμή του  $\lambda_2$  κυμαίνεται γύρω στο 1,50 ενώ σε μικρούς οικισμούς μπορεί να ξεπερνά και το 3,00

Ο συνδιασμός των  $\lambda_1$  και  $\lambda_2$  δίδει τη μέγιστη ωριαία κατανάλωση κατά την ημέρα αιχμής  $Q_{\max \omega\rho}$  [l/s], όταν είναι γνωστός ο όγκος της μέσης ημερήσιας κατανάλωσης  $V_{\mu\epsilon\sigma.\eta\mu}$  [m<sup>3</sup>]

$$Q_{\mu\alpha\chi\omega\rho} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot V_{\mu\epsilon\sigma.\eta\mu} \cdot \frac{1000}{86.400}$$

Η  $Q_{\max \omega\rho}$  αποτελεί την παροχή σχεδιασμού των αγωγών του εσωτερικού δικτύου ύδρευσης.

### 3.4. Η ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΕΩΝ.

Το πρόβλημα της εξέλιξης στο χρόνο και πρόβλεψης των μελλοντικών καταναλώσεων παρουσιάζεται τόσο κατά το σχεδιασμό εξ υπαρχής νέων συστημάτων ύδρευσης, όσο και για την έγκαιρη επέκταση ή ανανέωση εγκαταστάσεων, που ήδη λειτουργούν. Σε κάθε περίπτωση, τα προγραμματιζόμενα τεχνικά έργα θα πρέπει, πριν αντικατασταθούν ή συμπληρωθούν, να εξασφαλίζουν λειτουργική επάρκεια, για ένα αριθμό ετών, που ορίζεται σαν **διάρκεια σχεδιασμού** τους (σκόπιμα δεν υιοθετείται ο όρος διάρκεια ζωής επειδή οδηγεί σε παρερμηνίες).

Η πρόβλεψη της εξέλιξης των καταναλώσεων μέχρι τον ορίζοντα της διάρκειας σχεδιασμού των προγραμματιζόμενων έργων, μπορεί να γίνει με τη βοήθεια μοντέλων, που γενικότερα κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες: τα **συνολικά** και τα **αναλυτικά**.

Σε κάθε περίπτωση, η πρόβλεψη των μελλοντικών εξελίξεων και στην περίπτωση της κατανάλωσης υδρευτικού νερού, αναπόφευκτα εμπεριέχει το στοιχείο της αβεβαιότητας και γι'αυτό η ρεαλιστικότερη προσέγγιση συνίσταται στη διατύπωση **εναλλακτικών σεναρίων** και στην παραγωγή, με τη βοήθεια του επιλεγμένου μοντέλου, αποτελεσμάτων, που κινούνται στα όρια μιας ψαλίδας εύλογων ενδεχομένων.

#### 3.4.1. Η διάρκεια σχεδιασμού.

Η διάρκεια σχεδιασμού ενός έργου εξαρτάται από:

- την παλαίωση και αντικατάσταση της εφαρμοζόμενης τεχνολογίας
- το κόστος συντήρησης και αντικατάστασης του έργου,
- τη δυνατότητα σπονδυλωτής και σταδιακής επέκτασής του,
- τους προβλεπόμενους ρυθμούς αύξησης της κατανάλωσης,
- το κόστος και τη διάρκεια απόσβεσης των επενδυόμενων κεφαλαίων,

και όπως είναι επόμενο, μπορεί να παρουσιάζει σημαντικές διακυμάνσεις ανάλογα με την τεχνικοοικονομική συγκυρία και διαφορές από έργο σε έργο. Στον Πίνακα 3.4.1.1. δίδονται τιμές της διάρκειας σχεδιασμού προερχόμενες από δύο πηγές Α [3/6] και Β [3/7].

Συνοπτικότερα, σύμφωνα με Γερμανική βιβλιογραφία,[3/5] συνιστάται η υιοθέτηση των πιο κάτω τιμών για τη διάρκεια σχεδιασμού έργων ύδρευσης:

- Εξωτερικά και εσωτερικά δίκτυα: 50 χρόνια
- Δεξαμενές, κτίρια αντλιοστασίων, εγκαταστάσεις επεξεργασίας νερού: 25 χρόνια
- Αντλίες, κινητήρες, συστήματα ελέγχου και αυτοματισμού, γεωτρήσεις: 10 χρόνια

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4.1.1.  
ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τύπος κατασκευής	Διάρκεια σχεδιασμού [έτη]	
	Πηγή	
	A [3/6]	B [3/7]
Αντλίες		18 - 25
Γεωτρήσεις	20 - 25(*) 10 - 15	40 - 50
Δεξαμενές από σκυρόδεμα		50
Διυλιστήρια	20 - 25(*) 10 - 15	50
Διώρυγες	25 - 50	75
Σήραγγες		100
Σωληνώσεις από:		
χυτοσίδηρο	Φ50-100	50
	100-150	65
	200-250	75
	> 300	100
Σκυρόδεμα		20
Χάλυβα	Φ< 100	30
	> 100	40
Φράγματα	25 - 50	150

(\*) Οι μεγάλες τιμές αντιστοιχούν σε υψηλά επιτόκια και ποσοστά ανάπτυξης, οι μικρές αντίστοιχα σε μικρά, με διαχωριστικό όριο κοντά στο 3 % .  
Πηγή: [3/6] Fair/Geyer/Okun (1966), [3/7] Linsley/Franzini (1964)

### 3.4.2. Συνολικά μοντέλα εξέλιξης των καταναλώσεων.

Στα συνολικά μοντέλα πρόβλεψης της εξέλιξης των καταναλώσεων  $Q_t$  κατατάσσονται αναλυτικές διατυπώσεις πολυωνυμικών καμπυλών πρώτου, δευτέρου κ.λ.π. βαθμού, καμπύλες Gompertz, ή λογιστικές καμπύλες.

Η καμπύλη Gompertz δίδεται από τη σχέση:

$$\log Q_t = a - br^t \quad \text{με } 0 < r < 1$$

και η λογιστική από τη σχέση:

$$Q_t = \frac{a}{1 + b \exp(-ct)}$$

όπου τα  $a, b, c, r$ , παράμετροι.

Και οι δύο αυτές σχέσεις αντιστοιχούν σε καμπύλες μορφής S και τείνουν προς μια ασυμπτωτική τιμή κορεσμού, όταν το  $t$  τείνει προς το άπειρο.

Γενικά, η προσαρμογή των καμπυλών αυτών στα διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και ο προσδιορισμός των παραμέτρων μπορεί να γίνει με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων, όπου όμως ενδέχεται να καταλήγουμε σε μη γραμμικά συστήματα εξισώσεων, όπως ακριβώς συμβαίνει στις δυο τελευταίες περιπτώσεις.[3/2].

Μπορεί επίσης να επιχειρηθεί μια προσομοίωση πλησιέστερη προς την πραγματικότητα με την εισαγωγή σε μοντέλο πολλαπλής παλινδρόμησης, περισσότερων παραγόντων, που επηρεάζουν τη ζήτηση, όπως η εξέλιξη του πληθυσμού, της απασχόλησης, των μακροοικονομικών δεικτών κ.λ.π. με ευνόητες δυσκολίες ρύθμισης.

Γενικά η αξιοπιστία των συνολικών μοντέλων περιορίζεται από την υπόθεση διατήρησης και στο μέλλον των τάσεων, που επικράτησαν στο παρελθόν και διαμόρφωσαν την καταγραφείσα εξέλιξη της ζήτησης.

### 3.4.3. Αναλυτικά μοντέλα εξέλιξης των καταναλώσεων

Η αναλυτική μέθοδος προσομοίωσης της εξέλιξης των καταναλώσεων, συνίσταται στη χωριστή ανάλυση των επί μέρους παραγόντων, που διαμορφώνουν τη ζήτηση, όπως η δημογραφική εξέλιξη, η ανάπτυξη των διαφόρων χρήσεων, των απωλειών κ.λ.π. και διακρίνεται σε τέσσερα στάδια: την ανάλυση της προηγούμενης και της παρούσας κατάστασης, τη μελέτη των αναμενόμενων εξελίξεων, τις υποθέσεις για τις καταναλώσεις των διαφόρων συνιστωσών, τη διατύπωση εναλλακτικών σεναρίων.[3/11].

#### 3.4.3.1. Η ανάλυση της προηγούμενης και της παρούσας κατάστασης.

Η ανάλυση αυτή είναι θεμελιώδης για την ανάπτυξη της μεθόδου, επειδή η κατανόηση της εξέλιξης των διαφόρων παραμέτρων μέχρι "το σήμερα", αποτελεί δικαιολογημένα προϋπόθεση για τη διατύπωση υποθέσεων πρόβλεψης, για τις ίδιες παραμέτρους στο μέλλον.

Σημεία αναφοράς της ανάλυσης είναι:

##### = Στοιχεία κατανάλωσης

- Συνολική κατανάλωση
- Συνολική τιμολογημένη κατανάλωση
- Κατανάλωση κατά κατηγορία χρηστών
- Κατανάλωση των μεγάλων καταναλωτών
- Χωροταξική κατανομή των καταναλωτών
- Χρονική κατανομή των καταναλώσεων

##### = Στοιχεία παραγωγής

- Παραγωγή στα διυλιστήρια, ημερήσια, μηνιαία, ετήσια
- Μεταβολές στις παροχές, που φθάνουν στις δεξαμενές

##### = Στοιχεία δημογραφικής και κοινωνικοοικονομικής κατάστασης

- Απογραφικά στοιχεία πληθυσμού

- Φυσική κίνηση πληθυσμού, γεννήσεις, θάνατοι
- Εσωτερική και εξωτερική μετανάστευση
- Απασχόληση, εισόδημα
- Οικιστική εξέλιξη
- Πολεοδομικός σχεδιασμός, οικοδομική δραστηριότητα
- Βιομηχανικές ζώνες
- Τουριστική δραστηριότητα
- Γεωργική δραστηριότητα

Η επεξεργασία των στοιχείων αυτών μπορεί να επιτρέψει τον προσδιορισμό:

- της μέσης οικιακής κατανάλωσης ανά κάτοικο και ημέρα
- των επαγγελματικών και βιομηχανικών καταναλώσεων
- των δημόσιων και δημοτικών καταναλώσεων
- των αγροτικών καταναλώσεων
- των απωλειών του συστήματος
- τους συντελεστές μηνιαίας, ημερήσιας και ωριαίας αιχμής
- την ημερήσια διακύμανση των καταναλώσεων

#### 3.4.3.2. Η μελέτη των αναμενόμενων εξελίξεων.

Πραγματοποιείται σε δύο στάδια :

##### = Βραχυπρόθεσμα

- Απογραφή των οικιστικών και βιομηχανικών μονάδων υπό κατασκευή
- Απογραφή των κατατιθέμενων αιτήσεων έκδοσης οικοδομικών αδειών
- Διαπίστωση των τάσεων, που επικρατούν στους μεγάλους καταναλωτές, σε σχέση με την εξοικονόμηση νερού και τον περιορισμό των απωλειών.

##### = Μακροπρόθεσμα

- Προβολές πληθυσμιακής εξέλιξης
- Προβλέψεις πολεοδομικής επέκτασης
- Προβολές εξέλιξης στη γεωργία, τη βιομηχανία/βιοτεχνία, τον τουρισμό, τις άλλες υπηρεσίες

Να επισημανθεί, ότι η άκριτη επιλογή "στρογγυλεμένων" και σταθερών για μακρές περιόδους ποσοστών αύξησης του πληθυσμού (της τάξης του 2 % για 20-50 χρόνια) και η εφαρμογή του τύπου του ανατοκισμού, καμιά σχέση δεν έχει με τη σύγχρονη Ελληνική δημογραφική πραγματικότητα, όπως τεκμηριωμένα προκύπτει από τις απογραφές του 1971, 1981 και 1991 και τα δημοσιευμένα στοιχεία της Εθνικής Στατιστικής Υπηρεσίας.

Γενικότερα και στην περίπτωση της πληθυσμιακής προβολής, τα συνολικά μοντέλα, αντίστοιχα με εκείνα, που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.4.2., συνιστούν αναπόφευκτα χονδροειδή προσέγγιση ενός σύνθετου φαινομένου. Εύλογα η απαίτηση ηυξημένης αξιοπιστίας ευνοεί τη χρήση ανάλογων αναλυτικών μεθόδων, που εξετάζουν χωριστά

- τη φυσική κίνηση του πληθυσμού (σχέση γεννήσεων - θανάτων),
- τις πυραμίδες των ηλικιών,
- την εσωτερική και εξωτερική μετακίνηση (αστυφιλία, μετανάστευση, παλινόστηση, εγκατάσταση αλλοδαπών),
- την ενδεχόμενη ύπαρξη διερχόμενου πληθυσμού (περιηγητές, εποχιακοί εργαζόμενοι)

- και τέλος
- την ανάλυση πολιτικο οικονομικο κοινωνικών παραγόντων (εισόδημα, απασχόληση, πολιτική σε σχέση με τις γεννήσεις, πολιτιστικές συνήθειες, πολιτική υγείας και κοινωνικής πρόνοιας),

που επηρεάζουν έμεσα τη δημογραφική εξέλιξη.

#### **3.4.3.3. Οι υποθέσεις για τις καταναλώσεις των διαφόρων συνιστωσών**

Αναφέρονται σε χαρακτηριστικές παραμέτρους κατανάλωσης νερού όπως:

- Η Οικιακή κατανάλωση ανά κάτοικο και ημέρα. Όπως φαίνεται και από τα στοιχεία της παραγράφου 3.1.1., σε κατοικίες με όλες τις σύγχρονες ανέσεις τα 150 l/κατ.ημ .αποτελούν οροφή, που δύσκολα ξεπερνιέται, χωρίς βέβαια να περιλαμβάνεται στη τιμή αυτή άρδευση κήπων.
- Οι βιομηχανικές καταναλώσεις σε σχέση με την παραγωγή
- Οι επαγγελματικές καταναλώσεις
- Οι καταναλώσεις Ξενοδοχείων, camping
- Οι τυχόν γεωργικές καταναλώσεις
- Οι αναμενόμενες απώλειες
- Οι συντελεστές αιχμής

Κατά τη διατύπωση των προβολών αυτών πρέπει να λαμβάνεται επίσης υπ' όψιν και η πολιτική τιμολόγησης, που εκτιμάται ότι θα ακολουθηθεί και που ανάλογα θα επηρεάσει τη συμπεριφορά των καταναλωτών.

#### **3.4.3.4. Διατύπωση εναλλακτικών σεναρίων.**

Τόσο η μελέτη των αναμενόμενων εξελίξεων, όσο και οι υποθέσεις για τις καταναλώσεις των διαφόρων συνιστωσών δεν είναι δυνατόν να καταλήγουν σε μοναδικές ή ακριβείς τιμές. Αντίθετα, είναι λογικότερο να κυμαίνονται μέσα σε εύλογα όρια, αντίστοιχα με σχετικές , συντηρητικότερες ή τολμηρότερες υποθέσεις εξέλιξης των διαφόρων παραμέτρων.

Η ενδεχομενική αυτή προσέγγιση του προβλήματος επιτρέπει το συνδυασμό των επί μέρους, συμβατών μεταξύ τους, υποθέσεων και τη διατύπωση εναλλακτικών σεναρίων, χρήσιμων στους αρμόδιους για τη λήψη αποφάσεων. Σχετικά πρέπει να επισημανθεί, ότι οι οργανισμοί ύδρευσης σημαντικών αστικών συγκροτημάτων, είναι απαραίτητο να πραγματοποιούν κατά συνεχή και κυλιόμενο τρόπο, την άσκηση αυτή πρόβλεψης των μελλοντικών καταναλώσεων, ώστε να είναι σε θέση να προγραμματίζουν και να αποφασίζουν έγκαιρα τις απαραίτητες επεκτάσεις των υφιστάμενων έργων.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 3/1. Αφτιάς Ε., Τσολακίδης Κ., Ξανθόπουλος Θ., "Εναλλακτικές προοπτικές της εξέλιξης των καταναλώσεων στην Αθήνα", Ημερίδα της Ε.Ε.Δ.Υ.Π., Αθήνα 1990.
- 3/2. Chatfield C., "The analysis of time series: An introduction", Chapman and Hall, London 1980
- 3/3. Γερμανόπουλος Γ., "Ερευνητικό ¼ργο: Διερεύνηση δυνατοτήτων οργάνωσης και επιθεώρησης των δικτύων αποχέτευσης περιοχής ευθύνης Ε.Υ.Δ.Α.Π., Έρευνα της εξέλιξης της κατανάλωσης νερού στην Πρωτεύουσα" Αθήνα 1990.
- 3/4. Coe A.L., "Water Supply and Plumbing Practices in Continental Europe", Hutchinson Benham, London 1978.
- 3/5. Dalhaus C., Damrath H., "Wasserversorgung", B.G. Teubner, Stuttgart 1987.
- 3/6. Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., "Water and wastewater engineering", Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1966.
- 3/7. Linsley R.K., Franzini J.B., "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo 1964.
- 3/8. Mutschmann J., Stimmelmayer F., "Taschenbuch der Wasser-versorgung", Frankh'sche Verlagshandlung, Stuttgart 1983.
- 3/9. Τριανταφυλλίδης Σ., "Γενικά Υδραυλικά Έργα, Υδρεύσεις", Αθήνα 1974.
- 3/10. Twort A.c., Hoather R.C., Law F.M., "Water Supply", Edward Arnold Ltd., London 1974.
- 3/11. Valiron F., "Gestion des eaux", Vol. 1, Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris 1990.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ IV

### ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ

### ΚΑΙ ΥΔΑΤΙΚΟΙ ΠΟΡΟΙ

Στο Τέταρτο Κεφάλαιο, πάντα με την προοπτική εξασφάλισης του απαραίτητου ποσοτικά και κατάλληλου ποιοτικά πόσιμου νερού για τις ανάγκες των οικισμών, επιχειρείται μια συγκριτική ανάλυση των βασικών χαρακτηριστικών, που παρουσιάζουν αντίστοιχα οι δύο κύριες εμφανίσεις των υδατικών πόρων, τα υπόγεια και τα επιφανειακά νερά.

#### 4.1. ΟΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ.

Προκειμένου να καλύψουμε τις ανάγκες ενός οικισμού σε υδρευτικό νερό μπορεί να χρησιμοποιήσουμε **υπόγεια** ή/και **επιφανειακά** νερά, που συνολικά αποτελούν τους διαθέσιμους υδατικούς πόρους, με την κατασκευή των κατάλληλων έργων υδροληψίας και επεξεργασίας.

Υπόγεια ονομάζουμε τα νερά, που αποθηκεύονται και κινούνται μέσα σε κορεσμένους, διαπερατούς γεωλογικούς σχηματισμούς του εδάφους, τους **υδροφορείς**. Στα επιφανειακά κατατάσσονται τα νερά των **ποταμών**, των **λιμνών** και της **θάλασσας**.

Βέβαια ο διαχωρισμός αυτός δεν είναι απόλυτος. Οι πηγές αποτελούν επιφανειακές εμφανίσεις υπόγειων νερών. Η βασική ροή των ποταμών, οφείλεται στη στράγγιση υδροφορέα, σε επαφή με το επιφανειακό ρεύμα. Αντίστροφα, τα νερά ποταμών και λιμνών ενδέχεται να τροφοδοτούν άμεσα, υπόγειους υδροφορείς κ.λ.π.

Στα έργα σύλληψης των υπόγειων νερών μπορεί να κατατάξει κανείς τα **έργα υδρομάστευσης των πηγών**, τα **πηγάδια**, τις **γεωτρήσεις**. Στα επιφανειακά νερά, τις **"στέρνες"** **αποθήκευσης των νερών της βροχής**, τα **έργα υδροληψίας σε φυσικές λίμνες και ποταμούς** χωρίς ή με παρεμβολή **ταμιευτήρα**. Για τις περιπτώσεις **αφαλάτωσης** θαλασσινού νερού τα έργα σύλληψης αρκεί να διασφαλίζουν την τροφοδοσία των εγκαταστάσεων αφαλάτωσης από τις καιρικές εναλλαγές, τους κυματισμούς και τη ρύπανση.

Σήμερα, από τη μία πλευρά η στενότητα των διαθέσιμων υδατικών πόρων, η ποιοτική επιβάρυνσή τους, η ανταγωνιστικότητα των χρήσεων και από την άλλη η ανάπτυξη αυξανόμενα αποτελεσματικών και οικονομικά σύμφωνων νέων τεχνολογιών σύλληψης, επεξεργασίας και διανομής του νερού, συντελούν ώστε η απάντηση στο δίλημμα :

- "για την κάλυψη υδρευτικών αναγκών θα προτιμηθούν επιφανειακά ή υπόγεια νερά ;"

να μην είναι αυτονόητη αλλά να προϋποθέτει λεπτομερή ανάλυση και αξιολόγηση **εναλλακτικών λύσεων**, στα πλαίσια της ασκούμενης στη συγκεκριμένη περιοχή (υδρολογική λεκάνη, υδατικό διαμέρισμα) και γενικότερα στη χώρα **πολιτικής διαχείρισης των υδατικών πόρων**.

Ο Πίνακας 4.1.1., συνοψίζει τα συγκριτικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των υπόγειων και επιφανειακών νερών και μπορεί να διευκολύνει στη σύγκριση συγκεκριμένων εναλλακτικών λύσεων. [4/7]

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1.1.  
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΚΑΙ  
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΝΕΡΩΝ

Χαρακτηριστικά	Νερά	
	Υπόγεια	Επιφανειακά
Κατανομή στο χώρο	<ul style="list-style-type: none"> <li>Εκτεταμένες εμφανίσεις</li> <li>+Δυνατότητες σύλληψης κοντά στην κατανάλωση</li> <li>+Ελαχιστοποίηση κόστους μεταφοράς.</li> <li>-Περιορισμένη παροχή ανά σημείο υδροληψίας</li> <li>-Διάνοιξη πολλών γεωτρήσεων για κάλυψη αναγκών</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ποταμοί, λίμνες</li> <li>+Εξασφάλιση σημαντικών παροχών σε μια θέση</li> <li>-Σημαντικά έργα μεταφοράς.</li> </ul>
Διαθεσιμότητα στο χρόνο	<ul style="list-style-type: none"> <li>φυσικός ταμιευτήρας</li> <li>+Ικανότητα εξίσωσης</li> <li>+Σταθερότητα παροχής</li> <li>+Λειτουργική αξιοπιστία</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Εποχιακή και ετήσια διακύμανση με εξάρτηση κλιματική</li> <li>-Ανάγκη κατασκευής έργων εξίσωσης (ταμιευτήρες)</li> </ul>
Ποσοτική εκτίμηση διαθεσίμων	<ul style="list-style-type: none"> <li>Τα υπόγεια διαθέσιμα δεν είναι άμεσα ορατά</li> <li>-Σύνθετες μέθοδοι ποσοτικής εκτίμησης</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ορατά διαθέσιμα</li> <li>+Ευχερέστερες μετρήσεις</li> <li>-Ανάγκη ύπαρξης μετρήσεων πολλών ετών</li> </ul>
Συμπεριφορά απέναντι στη ρύπανση	<ul style="list-style-type: none"> <li>+Απόλυτη προστασία ωρισμένων υδροφορέων από τη ρύπανση</li> <li>+Άλλοι υδροφορείς μπορεί να προστατευθούν αν ληφθούν μέτρα</li> <li>-Η αποκατάσταση υδροφορέα, που ρυπάνθηκε απαιτεί διάρκεια πολλών ετών ή και δεκαετιών</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>+Τα μέτρα απορρύπανσης ποταμών αποδίδουν γρήγορα</li> <li>-Η απορρύπανση λιμνών είναι μακρόχρονη</li> <li>-Μεγάλη ευαισθησία στην εισαγωγή ρύπων σε οποιοδήποτε σημείο της ανάντι λεκάνης</li> <li>-Τα ατυχήματα ρύπανσης μπορεί να απαγορεύσουν για ωρισμένη διάρκεια τη χρήση των διαθεσίμων</li> </ul>

Πηγή: Lefrou-Margat, Valiron (1990)

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1.1. (Συνέχεια)  
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΚΑΙ  
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΝΕΡΩΝ

Χαρακτηριστικά	Νερά	
	Υπόγεια	Επιφανειακά
Κόστος	+Συγκριτικά μειωμένο κόστος κατασκευής και λειτουργίας ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του υδροφορέα (βάθος, αποδοτικότητα κ.λ.π.) -Σημαντική εξάρτηση των εξόδων λειτουργίας από το κόστος της ενέργειας -Δαπανηρότερες οι μελέτες αξιολόγησης των διαθεσίμων	+Οι μελέτες αξιολόγησης λιγώτερο δαπανηρές αλλά μεγαλύτερης διάρκειας -Υψηλότερο κόστος επένδυσης και λειτουργίας ανάλογα αν απαιτείται: περίπλοκη επεξεργασία μεγάλη μεταφορά ρύθμιση μέσω ταμιευτήρα
Ευελιξία στην κατασκευή	+Δυνατότητα προοδευτικής και σπονδυλωτής κατασκευής με σταδιακή προσαρμογή στην εξέλιξη της ζήτησης	-Μεγάλη δυσκαμψία έως αδυναμία στην σταδιακή επέκταση έργων ρύθμισης μεταφοράς, επεξεργασίας -Σημαντικές αρχικές περίοδοι υπολειτουργίας των εγκαταστάσεων

Πηγή: Lefrou-Margat, Valiron (1990)

ατά τη μελέτη της **εμφάνισης**, της **κίνησης**, της **σύλληψης** και **διαχείρισης** των υπόγειων και επιφανειακών υδατικών πόρων, διαπλέκονται θέματα περισσότερων επιστημών όπως η Οικολογία, η Υδρολογία, η Υδρογεωλογία, η Μηχανική των Ρευστών (Ροή σε πορώδες μέσο, Ροή με ελεύθερη επιφάνεια), η Εδαφομηχανική, η Επιχειρησιακή Έρευνα. Στα επόμενα δύο Κεφάλαια, αποβλέπουμε στην οριοθέτηση των αρχών σχεδιασμού και των μεθόδων κατασκευής των έργων υδροληψίας για εξασφάλιση του υδρευτικού νερού, αντίστοιχα από υπόγεια και επιφανειακά υδατικά διαθέσιμα. Ανάλογα, θα αναφερθούμε, όπου απαιτείται, κατ'ανάγκη περιεκτικά, στις βασικότερες έννοιες της ευρύτερης επιστημονικής περιοχής, παραπέμποντας κατά περίπτωση στην αντίστοιχη θεματική βιβλιογραφία.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ**

- 4/1. Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., "Water and wastewater engineering", Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1966.
- 4/2. Καλλέργης Γ.Α., "Εφαρμοσμένη Υδρογεωλογία", ΤΕΕ, Αθήνα, 1986.
- 4/3. Linsley R.K., Franzini J.B., "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo 1964.
- 4/4. Mutschmann J., Stimmelmayer F., "Taschenbuch der Wasser-versorgung", Frankh'sche Verlagshandlung, Stuttgart 1983.
- 4/5. Τριανταφυλλίδης Σ., "Γενικά Υδραυλικά Έργα, Υδρεύσεις", Αθήνα, 1974
- 4/6. Twort A.c., Hoather R.C., Law F.M., "Water Supply", Edward Arnold Ltd., London 1974.
- 4/7. Vallron F., "Gestion des eaux", Vol. 1, Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris 1990.
- 4/8. Walton W.C., "Groundwater Resource Evaluation", McGraw-Hill, New York, 1970.

## **Κεφάλαιο V**

### **ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ**

#### **ΑΠΟ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ**

Το Πέμπτο Κεφάλαιο αναφέρεται στην αξιοποίηση των υπόγειων υδατικών διαθεσίμων για κάλυψη υδρευτικών αναγκών. Περιλαμβάνει την απογραφή, τη μελέτη της εμφάνισης και κίνησης του νερού μέσα στους υπόγειους υδροφορείς και ιδιαίτερα προς τα έργα υδροληψίας, την ανάλυση του προβλήματος εκτίμησης της απόδοσης υδροφορέα και υπόγειας λεκάνης, την παρουσίαση της τεχνολογίας κατασκευής υδρογεωτρήσεων και έργων υδρομάστευσης πηγών και ολοκληρώνεται με την οριοθέτηση των ζωνών υγειονομολογικής προστασίας των έργων αυτών.

### 5.1. ΑΠΟΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ.

Τα παγκόσμια υδατικά διαθέσιμα ανέρχονται συνολικά περίπου σε  $1386 \times 10^6 \text{ km}^3$ . Από αυτά μόλις  $35 \times 10^6 \text{ km}^3$  ή ποσοστό 2,53 % αντιστοιχεί σε "γλυκό" νερό, που με τη σειρά του κατανέμεται, όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.1.1.[5/12].

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1.1.  
Η ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΟΥ "ΓΛΥΚΟΥ" ΝΕΡΟΥ ΣΤΗ ΓΗ

Εμφάνιση	Ποσότητα	
	%	[ $\text{km}^3$ ]
Πολικοί Πάγοι και Παγετώνες	68,70	24 064 100
Υπόγεια νερά	30,10	10 530 000
Μόνιμα Παγωμένο Υπόγειο Νερό	0,86	300 000
Λίμνες (Γλυκού Νερού)	0,26	91 000
Εδαφική Υγρασία	0,05	16 500
Ατμόσφαιρα	0,040	12 900
Ελη	0,030	11 470
Ποταμοί	0,006	2 120
Βιολογικό Νερό	0,003	1 120
Σύνολο	100	35 029 210

Πηγή: Dyck (1980)

Εξαιρώντας τους πολικούς πάγους και παγετώνες, το μόνιμα παγωμένο υπόγειο νερό, την εδαφική και ατμοσφαιρική υγρασία και το βιολογικό νερό, τα συνολικά, πραγματικά διαθέσιμα "γλυκού" νερού, περιορίζονται σε  $10\,634\,590 \text{ km}^3$  και αποτελούνται κατά ποσοστό περίπου 99 % από υπόγεια νερά.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1.2.  
ΠΑΓΚΟΣΜΙΟ ΕΤΗΣΙΟ ΥΔΑΤΙΚΟ ΙΣΟΖΥΓΙΟ

		Θάλασσα	Ξηρά
Επιφάνεια γης	[ $\text{km}^3$ ]	361 300 000	148 800 000
Βροχόπτωση	[ $\text{km}^3/\text{έτος}$ ] [mm/έτος]	458 000 1 270	119 000 800
Εξάτμιση	[ $\text{km}^3/\text{έτος}$ ] [mm/έτος]	505 000 1 400	72 000 484
Απορροή προς τη θάλασσα	[ $\text{km}^3/\text{έτος}$ ] [mm/έτος]	- -	47 000 316
Ποταμοί	[ $\text{km}^3/\text{έτος}$ ]	-	44 700
Υπόγεια Νερά	[ $\text{km}^3/\text{έτος}$ ]	-	2 200

Πηγή: Chow/Maidment/Mays (1988)

Αντίθετα, ιδιαίτερα μικρό είναι το μερίδιο των υπόγειων νερών στο παγκόσμιο ετήσιο υδατικό ισοζύγιο. Όπως φαίνεται από τα στοιχεία του Πίνακα 5.1.2.[5/5], η εξάτμιση από την επιφάνεια των ηπείρων, απορροφά το 61 % της ετήσιας βροχόπτωσης, η επιφανειακή απορροή το 37 % και η τροφοδοσία και αποφόρτιση προς τη θάλασσα των υπόγειων νερών, ποσοστό λιγότερο από 2 % (2 200 km<sup>3</sup>/έτος)

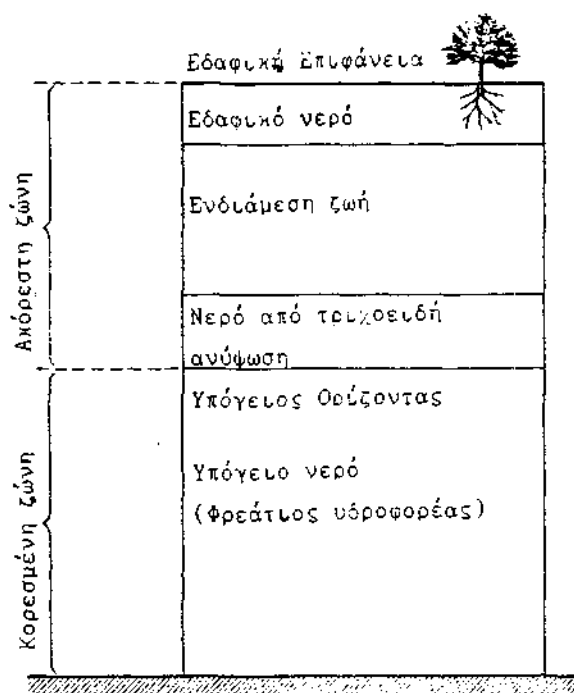
Στην Ελλάδα, σύμφωνα με εκτιμήσεις περιορισμένης ασφαλώς ακρίβειας αφού τα αξιόπιστα στοιχεία μέτρησης είναι περιορισμένα, το συνολικό ετήσιο υδατικό δυναμικό της χώρας, συνυπολογίζοντας και τη συνεισφορά των διεθνών ποταμών, που καταλήγουν στη Βόρεια Ελλάδα, ανέρχεται σε 65 - 69 x 10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> νερού και από αυτά περίπου 10 x 10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> είναι υπόγεια (ή 10 km<sup>3</sup> ή 75 mm, λαμβάνοντας υπ'όψιν ότι η επιφάνεια της χώρας είναι 132 000 km<sup>2</sup>).[5/21]



## 5.2. Η ΕΜΦΑΝΙΣΗ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ.

Οι περισσότεροι γεωλογικοί σχηματισμοί παρουσιάζουν **διάκενα**, μέσα στα οποία μπορεί να αποθηκευθεί και μέσα από τα οποία μπορεί να κινηθεί το νερό και ανάλογα χαρακτηρίζονται σαν **περατοί, ημιπερατοί ή πρακτικά αδιαπέρατοι**.

Αμέσως κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, τα εδαφικά διάκενα περιέχουν αέρα και νερό σε κυμαινόμενες ποσότητες. Η **ακόρεστη** αυτή περιοχή ονομάζεται **ζώνη αερισμού** και το νερό, που περιέχεται σ'αυτήν συγκρατείται από τριχοειδείς και μοριακές δυνάμεις. Το νερό των ανώτερων στρώσεων της ζώνης αερισμού ονομάζεται **εδαφική υγρασία**. Καλούμε **κατεισδυση** την καθοδική κίνηση του νερού μέσα από ακόρεστες υδραυλικά εδαφικές στρώσεις. Μετά από μια βροχή, το νερό κατεισδύει μέσα από τη ζώνη αερισμού και φθάνοντας σε στρώματα, που περιορίζονται εκ των κάτω από αδιαπέρατους σχηματισμούς, γεμίζει τα διάκενά τους. Το νερό, που περιέχεται σε **κορεσμένη** ζώνη, ονομάζεται **υπόγειο νερό**. Με τον όρο **δήθηση** εννοούμε την κίνηση του υπόγειου νερού μέσα στην κορεσμένη ζώνη.



Σχ.5.2.1. Οι ζώνες του νερού στο έδαφος.

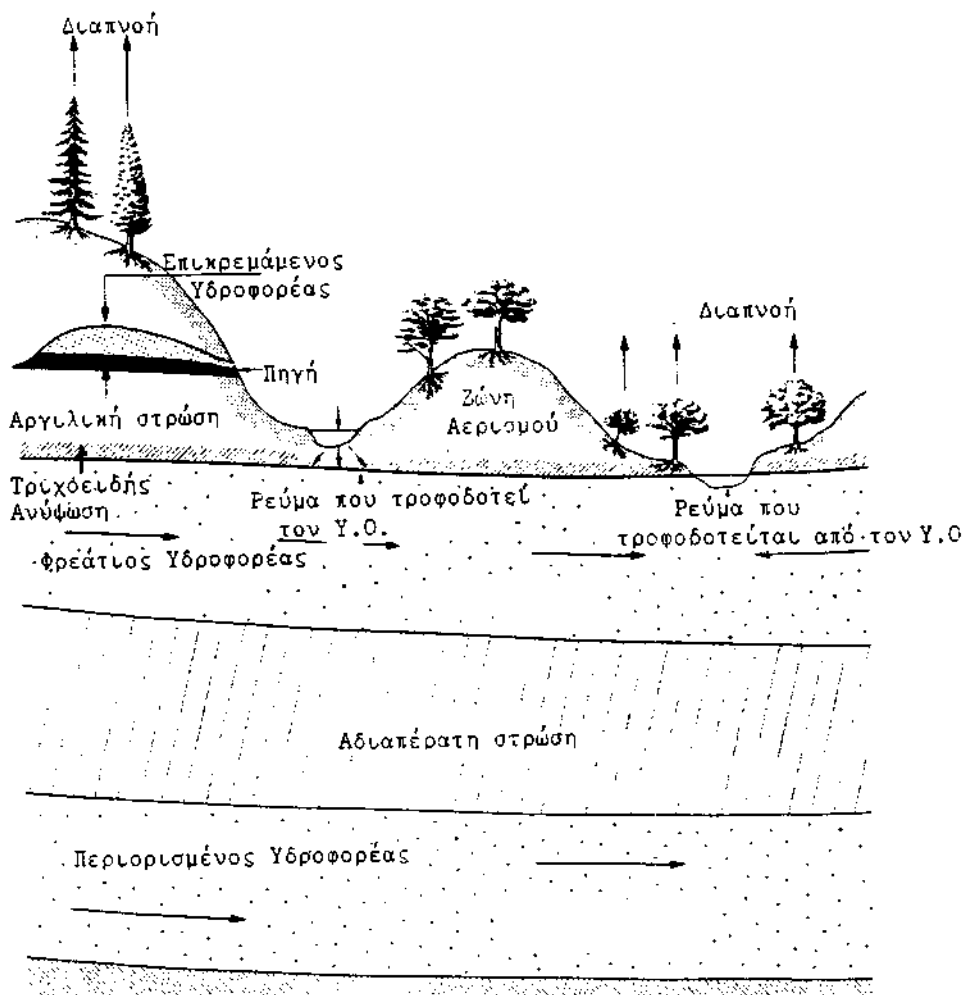
Πηγή: Brown et al., Unesco (1972)

Το υπόγειο νερό αποτελεί μέρος της αέναης υδατικής κυκλοφορίας, που ονομάζουμε **Υδρολογικό Κύκλο**. Κύρια πηγή προέλευσής του το νερό της βροχής, που είτε κατεισδύει απ'ευθείας στο έδαφος, είτε έμμεσα από ρεύματα, που το νερό της βροχής σχηματίζει απορρέοντας επιφανειακά. Να επισημανθεί, ότι σε σχέση με τις άλλες συνιστώσες του υδρολογικού κύκλου, η επανατροφοδότηση των διαθεσίμων σε υπόγειο νερό, παρουσιάζει χαμηλή προτεραιότητα. Πριν να κινηθούν σημαντικές ποσότητες του νερού της βροχής προς τους υπόγειους υδροφορείς, πρέπει πρώτα να καλυφθεί το δυναμικό κατακράτησης (σε φυλλώματα και εδαφικές κοιλότητες) και εδαφικής υγρασίας της λεκάνης και γιαυτό

απαιτούνται παρατεταμένες, σημαντικής έντασης βροχοπτώσεις.

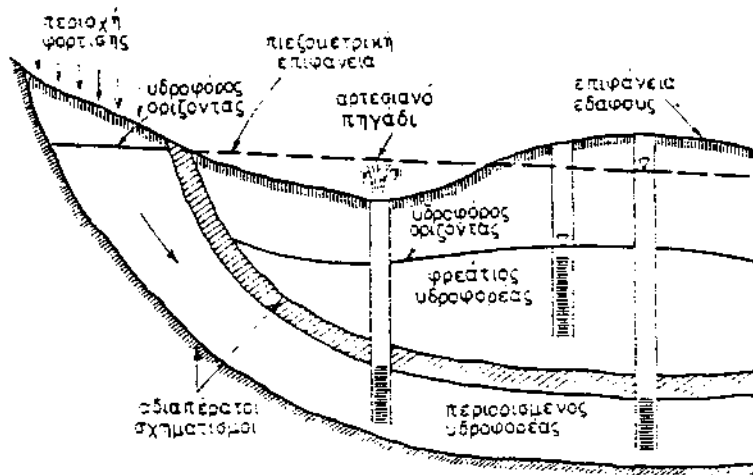
Περατοί γεωλογικοί σχηματισμοί, υδραυλικά κορεσμένοι, πρακτικά εκμεταλλεύσιμοι, ονομάζονται **υδροφορείς**. Οι υδροφορείς ταξινομούνται σε:

- **Περιορισμένους** ή **υπό πίεση**, όταν περιορίζονται από πάνω και από κάτω από αδιαπέρατα στρώματα
- **Αρτεσιανούς**, όταν είναι περιορισμένοι και η πιεζομετρική τους επιφάνεια ευρίσκεται πάνω από την εδαφική
- **Φρεάτιους**, ή **ελεύθερους**, ή **με ελεύθερη επιφάνεια**, όταν κάτω όριό τους είναι αδιαπέρατο στρώμα, ενώ πάνω όριό τους, η ελεύθερη επιφάνεια του υπόγειου νερού
- **Περιορισμένους με διαρροή**, όταν το ένα ή και τα δύο όριά τους δεν είναι τελείως αδιαπέρατα
- **Φρεάτιους με διαρροή**, όταν το κάτω όριό τους δεν είναι τελείως αδιαπέρατο
- **Μικροπερατούς**, ή **πρωτογενούς πορώδους**, που αντιστοιχούν κύρια σε χαλαρούς γεωλογικούς σχηματισμούς



Σχ. 5.2.2. Η εμφάνιση του υπόγειου νερού.

Πηγή: Brown et al., Unesco (1972)



Σχ.5.2.3. Ταξινόμηση των υπόγειων υδροφορέων.

Πηγή: Λατινόπουλος (1983)

- **Δευτερογενούς πορώδους**, που παρατηρούνται σε συμπαγείς σχηματισμούς με ασυνέχειες οφειλόμενες σε τεκτονική δράση ή τη διαλυτική ικανότητα του υπόγειου νερού (**καρστικοί υδροφορείς**)

Οι κυριότερες παράμετροι των υδροφορέων είναι το πορώδες, το ενεργό πορώδες, η αποθηκευτικότητα, η υδραυλική αγωγιμότητα και η μεταφορικότητα.

### 5.2.1. Το πορώδες.

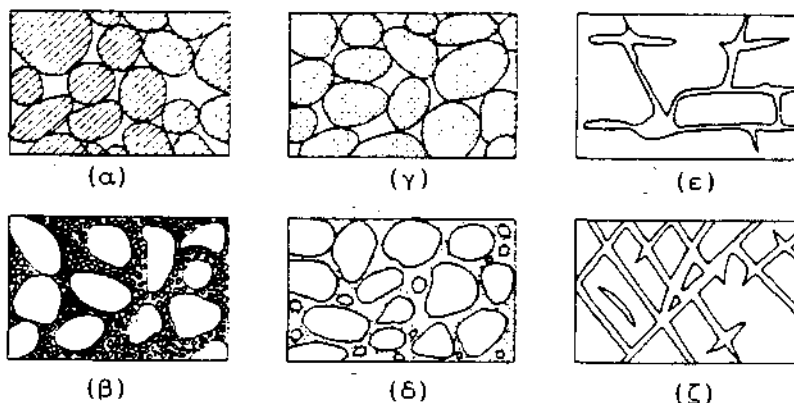
Το **πορώδες**  $n$  αποτελεί μέτρο των διακένων ενός στρώματος και ποσοτικά εκφράζεται σαν εκατοστιαίο ποσοστό του όγκου τους  $\Omega_n$  προς το συνολικό όγκο αναφοράς  $\Omega$  του στρώματος.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2.1.1.  
ΤΑΞΗ ΜΕΓΕΘΟΥΣ ΤΙΜΩΝ ΤΟΥ ΠΟΡΩΔΟΥΣ

Στρώμα	$n$ [%]
Χαλίκια	25 - 40
Αμμος	25 - 50
Ιλύς	35 - 50
Αργίλος	40 - 70
Ρηγματωμένος Βασάλτης	5 - 50
Καρστικοποιημένος Ασβεστόλιθος	5 - 50
Ψαμμίτης	5 - 30
Ασβεστόλιθος, Δολομίτης	0 - 20
Σχιστόλιθοι	0 - 10
Ρηγματωμένο Κρυσταλλικό Πέτρωμα	0 - 10
Συμπαγές Κρυσταλλικό Πέτρωμα	0 - 5

$$n = \frac{\Omega_n}{\Omega} \quad (5.1)$$

Πηγή: Freeze/Cherry (1979)



Σχ. 5.2.1.1. Γεωλογική δομή και πορώδες.

- (α) Ιζηματογενείς αποθέσεις καλά διαβαθμισμένες, με υψηλό πορώδες,
- (β) Ιζηματογενείς αποθέσεις ελάχιστα διαβαθμισμένες, με χαμηλό πορώδες,
- (γ) Ιζηματογενείς αποθέσεις καλά διαβαθμισμένες, που αποτελούνται από διαπερατά χαλίκια με αποτέλεσμα να παρουσιάζουν υψηλό πορώδες,
- (δ) Ιζηματογενείς αποθέσεις καλά διαβαθμισμένες, με περιορισμένο πορώδες, εξ αιτίας της πλήρωσης των διακένων με ορυκτή ύλη,
- (ε) Πέτρωμα, που έγινε διαπερατό μετά από διάλυση,
- (ζ) Πέτρωμα, που έγινε διαπερατό μετά από ρηγμάτωση.

Πηγή Meinzer (1923).

Γενικά, τιμές του πορώδους μεγαλύτερες από 20 % θεωρούνται μεγάλες, μεταξύ 5 και 20 % μέσες και κάτω του 5 % μικρές. [5/34]

### 5.2.2. Το ενεργό πορώδες.

Το **ενεργό πορώδες** ή **ειδική απόδοση**  $n_e$  αποτελεί μέτρο της ποσότητας του νερού, που μπορεί να κινηθεί μέσα στα διάκενα στρώματος, υπό την επίδραση δυνάμεων βαρύτητας και ποσοτικά εκφράζεται σαν εκατοστιαίο ποσοστό του όγκου  $\Omega_e$  του αποδιδόμενου νερού προς το συνολικό όγκο αναφοράς  $\Omega$ .

Το νερό, που παραμένει στα διάκενα συγκρατείται από μοριακές δυνάμεις, ισχυρότερες στα λεπτόκοκκα και συνεκτικά εδάφη. Μέτρο του η **ειδική κατακράτηση**  $n_r$ , που ποσοτικά εκφράζεται σαν εκατοστιαίο ποσοστό του όγκου  $\Omega_r$  του νερού, που παρακρατείται προς το συνολικό όγκο αναφοράς  $\Omega$ .

$$\text{Έτσι } n_e = \frac{\Omega_e}{\Omega} \quad (5.2)$$

$$\text{και } n_r = \frac{\Omega_r}{\Omega} \quad (5.3)$$

και επειδή

$$\Omega_e + \Omega_r = \Omega_n \quad (5.4)$$

$$\text{και } n_e + n_r = n \quad (5.5)$$

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2.2.1  
ΤΑΞΗ ΜΕΓΕΘΟΥΣ ΤΙΜΩΝ ΤΟΥ ΕΝΕΡΓΟΥ  
ΠΟΡΩΔΟΥΣ

Στρώμα	$n_e$ [%]
Αργίλος	1 - 10
Άμμος	10 - 30
Χαλίκια	15 - 30
Αμμοχάλικα	15 - 25
Ψαμμίτης	5 - 15
Σχιστόλιθοι	0,5 - 5
Ασβεστόλιθος	0,5 - 5

Πηγή: Walton (1970)

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των τιμών των Πινάκων 5.2.1.1. και 5.2.2.1., η εκμεταλλευσιμότητα αποθεμάτων υπόγειου νερού σε συνεκτικά εδάφη, παρά το μεγάλο δυναμικό που παρουσιάζουν είναι περιορισμένη.

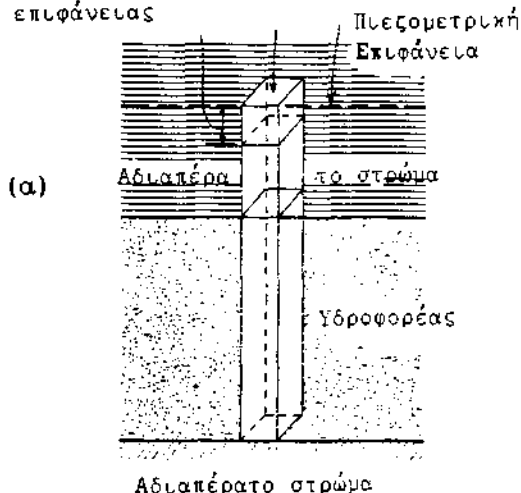
### 5.2.3. Η Αποθηκευτικότητα.

Ο **συντελεστής αποθηκευτικότητας S** ορίζεται σαν τον ανηγμένο στη μονάδα επιφάνειας όγκο νερού, που:

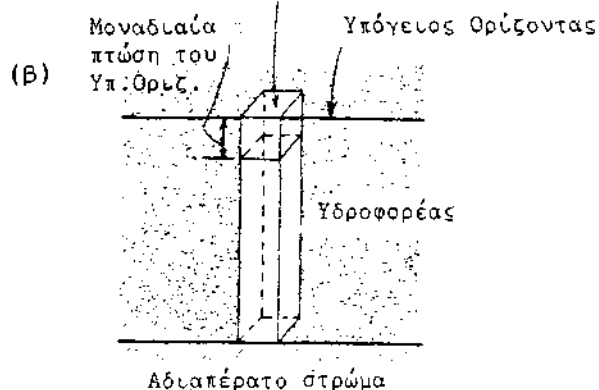
- ένας υπό πίεση υδροφόρας απελευθερώνει ή αποθηκεύει, για μοναδιαία μείωση ή αύξηση του πιεζομετρικού φορτίου.
- ένας ελεύθερος υδροφόρας απελευθερώνει ή αποθηκεύει, για μοναδιαία μείωση ή αύξηση της στάθμης της ελεύθερης επιφάνειάς του.

Μοναδιαία πτώση  
της πιεζομετρικής  
επιφάνειας

Μοναδιαία  
επιφάνεια  
Πιεζομετρική  
Επιφάνεια



Μοναδιαία Επιφάνεια



Σχ.5.2.3.1. Σχηματική παρουσίαση της Αποθηκευτικότητας  
(α) σε υδροφόρα υπό πίεση και (β) σε υδροφόρα ελεύθερο.  
Πηγή: Ferris κ.ά. (1962)

Στην περίπτωση ενός φρεάτιου υδροφορέα, η έννοια του πιεζομετρικού φορτίου ταυτίζεται με την ελεύθερη επιφάνειά του και ο συντελεστής αποθηκευτικότητας συμπίπτει με το ενεργό πορώδες, παίρνοντας τιμές μεταξύ 0,02 και 0,30. [5/34]

$$S = \frac{\Delta\Omega}{A \cdot \Delta h} \quad (5.6)$$

Σε υδροφορείς υπό πίεση, η αποθηκευτικότητα εξαρτάται από τη συμπιεστότητα τόσο του νερού, όσο και του μέσου, που συνιστά τον υδροφορέα και γιαυτό παρουσιάζει σημαντικά μικρότερες τιμές από το ενεργό πορώδες του συγκεκριμένου γεωλογικού σχηματισμού, κυμαινόμενες μεταξύ 0,00001 και 0,001. [5/34]

$$S = \frac{\Delta\Omega}{A \cdot \Delta\varphi} \quad (5.7)$$

Ο όγκος νερού, που απελευθερώνεται από μοναδιαίο όγκο υδροφορέα υπό πίεση, για μοναδιαία μείωση του πιεζομετρικού φορτίου, ορίζει την **Ειδική Αποθηκευτικότητα  $S_s$** .

Το νερό, που έτσι αποδίδεται, διέπεται από δύο μηχανισμούς:

- της συμπίεσης του **στερεού ιστού** εξ αιτίας της αύξησης της γνωστής από την Εδαφομηχανική **ενεργού τάσης**,
- της διαστολής του νερού λόγω μείωσης της **πίεσης των πόρων**, ανάλογα με την **συμπιεστότητα  $\alpha$  του στερεού και  $\beta$  του ρευστού**.

Έτσι προκύπτει ότι:

$$S_s = \rho g(\alpha + \eta\beta) \quad (5.8)$$

ενώ με βάση και τον ορισμό της Αποθηκευτικότητας, πάντα για περιορισμένους υδροφορείς, πάχους  $b$ :

$$S = S_s b = b\rho g(\alpha + \eta\beta) \quad (5.9)$$

Η Ειδική Αποθηκευτικότητα έχει διαστάσεις  $[L^{-1}]$  και συνήθως χρησιμοποιείται σαν παράμετρος ρύθμισης.

#### 5.2.4. Η Υδραυλική Αγωγιμότητα.

Η **Υδραυλική Αγωγιμότητα ή Διαπερατότητα  $K$** , αποτελεί μέτρο της ευχέρειας με την οποία το νερό, σε συγκεκριμένη θερμοκρασία, κινείται σε κορεσμένο πορώδες μέσο και ορίζεται σαν ελαστής αναλογίας στη σχέση του Darcy, που αναλυτικά παρουσιάζεται στην Παράγραφο 5.3.1.

Ποσοτικά, εκφράζει την ανηγμένη στη μονάδα επιφανείας (κάθετα προς τη ροή) **παροχή**, μέσα από κορεσμένο με νερό, σε συγκεκριμένη θερμοκρασία, πορώδες μέσο, για **μοναδιαία υδραυλική κλίση** και έχει διαστάσεις ταχύτητας. Οι τιμές του  $K$  κυμαίνονται κατά Casagrande: [5/13]

- για καθαρά χαλίκια από	1 έως $10^2$ cm/s
- για καθαρές άμμους και μίγματα καθαρής άμμου και χαλίκιων που αποτελούν καλούς υδροφορείς από	$10^{-3}$ έως 1 cm/s
- για πολύ λεπτόκοκκες άμμους, ιλύες και μίγματα άμμου, ιλύος και αργίλου, που αποτελούν φτωχούς υδροφορείς από	$10^{-7}$ έως $10^{-3}$ cm/s

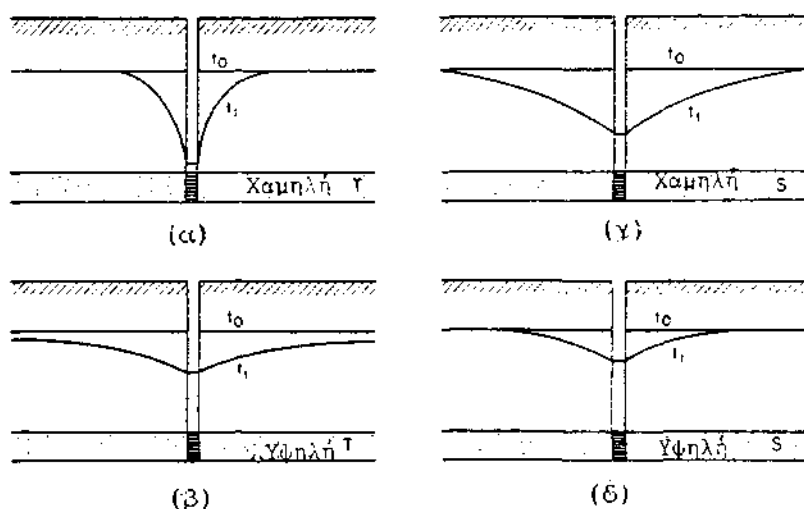
Πηγή: Casagrande-Fair/Geyer/Okun (1966)

### 5.2.5. Η Μεταφορικότητα.

Παράμετρος σχετική με την υδραυλική αγωγιμότητα είναι και η **Μεταφορικότητα T**, που υποδηλώνει την ικανότητα ενός υδροφορέα να μεταφέρει με όλο του το πάχος νερό και εκφράζεται με το γινόμενο της υδραυλικής αγωγιμότητας K του υδροφορέα επί το κορεσμένο πάχος του b

$$T = K \cdot b \quad (5.10)$$

με διαστάσεις  $[L^2, T]$  και συνήθεις μονάδες μέτρησης  $[m^2/ημ.]$ .



Σχ.5.2.5.1. Συγκριτική διαμόρφωση του κώνου πτώσης υδρογεώτρησης σε υδροφορείς, (α) χαμηλής Μεταφορικότητας, (β) υψηλής Μεταφορικότητας, (γ) χαμηλής Αποθηκευτικότητας, (δ) υψηλής Αποθηκευτικότητας.

Πηγή: Freeze/Cherry (1979)

### 5.3. ΟΙ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΠΟΡΩΔΕΣ ΜΕΣΟ.

Η μελέτη της κίνησης του νερού στους υπόγειους υδροφορείς αποβλέπει κατ'αρχήν στον προσδιορισμό της **απολήψιμης παροχής** των σχεδιαζόμενων σ'αυτούς έργων υδροληψίας (γεωτρήσεων, πηγαδιών κ.λ.π.). Αφ'ετέρου, η **μαθηματική επίλυση και προσομοίωση** της διαχρονικής εξέλιξης των υπόγειων διαθεσίμων, για διάφορα εξεταζόμενα εναλλακτικά ενδεχόμενα εισροών και απολήψεων, αποτελεί, σε συνδυασμό με αντίστοιχη ανάλυση των επιφανειακών νερών, προϋπόθεση για τη **διαχείριση των υδατικών πόρων** σε επίπεδο υδρολογικής λεκάνης, υδατικού διαμερίσματος κ.λ.π.

Στις επόμενες παραγράφους υπενθυμίζουμε περιεκτικά τις βασικές έννοιες υπόγειας υδραυλικής, που είναι απαραίτητες για το σχεδιασμό έργων υδροληψίας και τη διαχείριση των υπόγειων υδατικών διαθεσίμων.

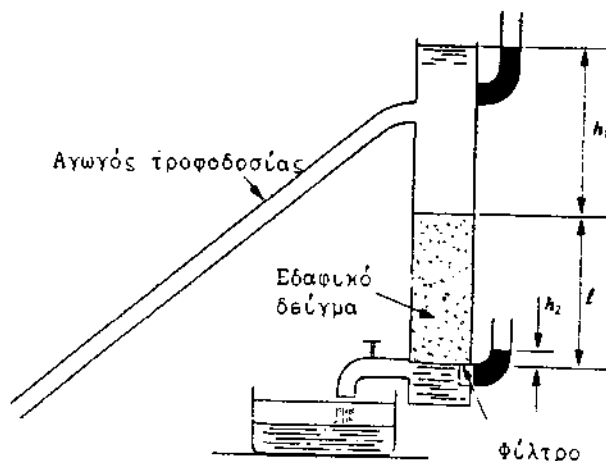
Σε κορεσμένο πορώδες μέσο, η δυναμική εξίσωση της ροής παίρνει τη μορφή του νόμου του Darcy, ενώ η αρχή διατήρησης της μάζας οδηγεί στην εξίσωση συνέχειας, με τις παραλλαγές της, αντίστοιχα για τις περιπτώσεις αρτεσιανού ή ελεύθερου υδροφορέα.

#### 5.3.1. Ο νόμος του Darcy.

Το 1856 ο Darcy πειραματιζόμενος με μια συσκευή, όπως αυτή του σχήματος 5.3.1.1. διατύπωσε τον ομώνυμο θεμελιώδη νόμο της ροής σε κορεσμένο πορώδες μέσο:

$$\Omega = K A \frac{[(h_1 + l) - h_2]}{l} t \quad (5.11)$$

όπου  $\Omega$  ο όγκος του νερού, που διέρχεται από πορώδες μέσο με διατομή  $A$  και μήκος  $l$ , σε χρόνο  $t$ , υπό σταθερό υδραυλικό φορτίο  $\Delta h = [h_1 - h_2]$ . Το  $K$  είναι ένας συντελεστής αναλογίας, που όπως ήδη ορίστηκε στην Παράγραφο 5.2.4. ονομάζεται Υδραυλική Αγωγιμότητα ή Διαπερατότητα με διαστάσεις ταχύτητας.



Σχ.5.3.1.1. Η συσκευή του Darcy. Πηγή: Gray (1973)



Η πλασματική, ανηγμένη σε όλη τη διατομή A ταχύτητα ροής ή όπερ το αυτό, η ανηγμένη σε όλη τη διατομή A παροχή  $q = \Omega / At$  είναι:

$$q = K \frac{\Delta h}{l}$$

Γενικότερα, ο νόμος του Darcy δηλώνει ότι σε πορώδες μέσο, η ανηγμένη σε όλη τη διατομή ταχύτητα ροής,  $q$ , είναι ευθέως ανάλογη προς την κλίση της πιεζομετρικής γραμμής:

$$q = - K \frac{d\phi}{dl} \quad (5.12)$$

όπου

$$\phi = \frac{P}{\rho g} + z \quad (5.13)$$

το πιεζομετρικό φορτίο  $\phi$ ,  $l$  η διεύθυνση ροής,  $K$  η Υδραυλική Αγωγιμότητα του μέσου σε δεδομένη θερμοκρασία,  $P$  η πίεση,  $\rho$  η πυκνότητα του νερού και  $z$  το υψόμετρο του συγκεκριμένου σημείου.

Αξιοποιώντας την έννοια του Ενεργού Πορώδους  $n_e$ , που εισήχθη στην Παράγραφο 5.2.2., μπορούμε να περάσουμε στη **μέση πραγματική ταχύτητα  $v$**  του νερού στα διάκενα του πορώδους μέσου

$$v = \frac{q}{n_e} = - \frac{1}{n_e} K \frac{d\phi}{dl} \quad (5.14)$$

Με την εξαίρεση των περιπτώσεων κίνησης του υπόγειου νερού μέσα από μεγάλες κοιλότητες ή ρωγμές, η ροή στους υπόγειους υδροφορείς είναι σχεδόν αποκλειστικά **στρωτή**. Έτσι και ο νόμος του Darcy υπάγεται και επιβεβαιώνει το νόμο της στρωτής ροής των Hagen - Poiseuille, που όπως είναι γνωστό ισχύει εφ'όσον οι δυνάμεις τριβής προέχουν σε σύγκριση με τις δυνάμεις αδράνειας, που διέπουν τη ροή. Κριτήριο και εδώ ο **αριθμός του Reynolds**, που στην περίπτωση της ροής σε πορώδες μέσο γράφεται:

$$Re = \frac{q d}{\nu} \quad (5.15)$$

όπου  $d$  η μέση διάμετρος των κόκκων και  $\nu$  ο γνωστός κινηματικός συντελεστής ιξώδους του νερού. Όπως έδειξαν παλαιότερες πειραματικές εργασίες, που με λεπτομέρεια αναλύουν οι Todd(1959) και Bear(1972), ο νόμος του Darcy ισχύει εφ'όσον ο αριθμός του Reynolds, όπως ορίσθηκε, δεν υπερβαίνει κάποια τιμή μεταξύ 1 και 10, (ανάλογα με το μέγεθος και το σχήμα των κόκκων) συνθήκη, που καλύπτεται στη πλειονότητα των περιπτώσεων ροής σε μικροπερατούς υδροφορείς. Αναλυτικό σχολιασμό των περιορισμών ισχύος της "Νταρσιανής" προσέγγισης δίνουν οι Freeze/Cherry (1979)

Στη γενικότερη περίπτωση τρισδιάστατης ροής σε πορώδες μέσο, ο νόμος του Darcy παίρνει συνθετότερη έκφραση:

$$\begin{aligned}
 q_x &= -K_{xx} \frac{\theta\phi}{\theta x} - K_{xy} \frac{\theta\phi}{\theta y} - K_{xz} \frac{\theta\phi}{\theta z} \\
 q_y &= -K_{yx} \frac{\theta\phi}{\theta x} - K_{yy} \frac{\theta\phi}{\theta y} - K_{yz} \frac{\theta\phi}{\theta z} \\
 q_z &= -K_{zx} \frac{\theta\phi}{\theta x} - K_{zy} \frac{\theta\phi}{\theta y} - K_{zz} \frac{\theta\phi}{\theta z}
 \end{aligned}
 \tag{5.16}$$

Στρέφοντας το σύστημα συντεταγμένων, ώστε να συμπίσει με τις προτιμησιακές κατευθύνσεις ροής (δηλαδή τις κύριες κατευθύνσεις ανισοτροπίας όπου  $K_{xy} = K_{xz} = K_{yx} = K_{yz} = K_{zx} = K_{zy} = 0$ ) μέσα στο συγκεκριμένο γεωλογικό σχηματισμό, σύμφωνα με τον προσανατολισμό της στρωμάτωσης, ο νόμος του Darcy μπορεί να γραφεί απλούστερα :

$$q_x = -K_x \frac{\theta\phi}{\theta x} \quad q_y = -K_y \frac{\theta\phi}{\theta y} \quad q_z = -K_z \frac{\theta\phi}{\theta z}
 \tag{5.17}$$

όπου  $K_x, K_y, K_z$  οι τιμές της υδραυλικής αγωγιμότητας κατά τις τρεις κατευθύνσεις  $xyz$ .

$$\text{Αν ειδικότερα} \quad K_x = K_y = K_z
 \tag{5.18}$$

τότε το πορώδες μέσο ονομάζεται **ισότροπο**.

$$\text{Αν ακόμη} \quad \frac{\theta K_i}{\theta x} = \frac{\theta K_i}{\theta y} = \frac{\theta K_i}{\theta z} = 0
 \tag{5.19}$$

όπου  $K_i$  η υδραυλική αγωγιμότητα κατά την κατεύθυνση  $i$ , τότε το πορώδες μέσο ονομάζεται **ομογενές**.

Σε ισότροπο και ομογενές μέσο, η επέκταση του νόμου του Darcy σε τρεις διαστάσεις απλά δίνει:

$$q_x = -K \frac{\theta\phi}{\theta x} \quad q_y = -K \frac{\theta\phi}{\theta y} \quad q_z = -K \frac{\theta\phi}{\theta z}
 \tag{5.20}$$

$$\text{ή} \quad q = -\text{grad}(K\phi)
 \tag{5.21}$$

$$\text{και θέτοντας} \quad K\phi = \Phi$$

$$\text{έχουμε} \quad q = -\text{grad}\Phi
 \tag{5.22}$$

που σημαίνει ότι το πεδίο ταχυτήτων είναι απόρροια της δυναμικής συνάρτησης  $\Phi$  και κατά συνέπεια ο νόμος του Darcy ισχύει σε ισότροπο και ομογενές πορώδες μέσο, εφ' όσον η ροή είναι **δυναμικά στρωτή** ( $Re < 1$  έως  $10$ ) και επιπλέον **κινητικά ασύστροφη** ( $rotq = 0$ )

Όταν οι προϋποθέσεις ιστροπίας και ομοιογένειας δεν ισχύουν και μάλιστα οι κύριες κατευθύνσεις ανιστροπίας αλλάζουν από θέση σε θέση, η στροφή των αξόνων, που αναφέραμε είναι αδύνατη. Τότε υποχρεωτικά, ο **Τανυστής Υδραυλικής Αγωγιμότητας K** διατηρεί και τις εννέα συνιστώσες του

$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \quad (5.23)$$

και ο νόμος του Darcy την αρχική γενική διατύπωσή του (5.14) έως (5.16).

Η επίλυση του μαθηματικού προβλήματος ροής σε πορώδες μέσο, ανάγεται στον υπολογισμό του πεδίου ταχυτήτων,  $q_x$ ,  $q_y$ ,  $q_z$  και της πιεζομετρικής επιφάνειας  $\psi$  σε κάθε σημείο  $\Sigma(x,y,z)$  και χρονική στιγμή  $t$ . Ηδη έχουν διατυπωθεί τρεις εξισώσεις. Η τέταρτη θα προκύψει σαν εξίσωση συνέχειας.

### 5.3.2. Η εξίσωση συνέχειας.

Για τη διατύπωση της εξίσωσης συνέχειας, διακρίνουμε χωριστά τις περιπτώσεις υδροφορέα υπό πίεση και ελεύθερου υδροφορέα.

#### 5.3.2.1. Η εξίσωση συνέχειας σε υδροφορέα υπό πίεση.

Στο Σχέδιο 5.3.2.1.1. δίδεται η μεταβολή της ροής μέσα από ένα στοιχειώδη όγκο  $\Delta\Omega = \Delta x \Delta y \Delta z$ , σε κορεσμένο, υπό πίεση υδροφορέα, όταν στο κέντρο του στοιχείου, οι ανηγμένες ταχύτητες ροής είναι  $q_x, q_y, q_z$ . Παραλείποντας τα απειροστά ανώτερης τάξης, η συνθήκη συνέχειας κατά την κατεύθυνση  $x$  δίνει:

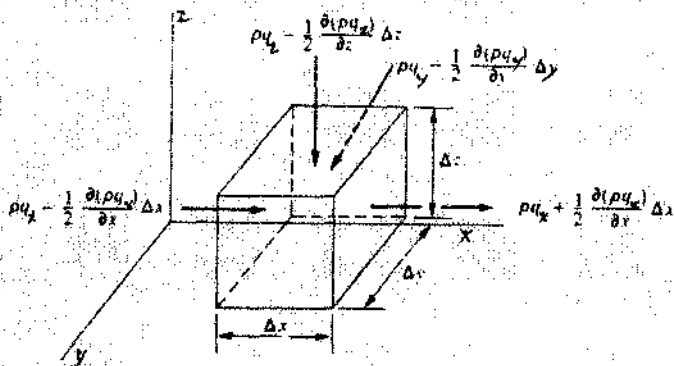
$$\left[ \rho q_x - \frac{1}{2} \frac{\theta}{\theta x} (\rho q_x) \Delta x \right] - \left[ \rho q_x + \frac{1}{2} \frac{\theta}{\theta x} (\rho q_x) \Delta x \right] \Delta y \Delta z = - \frac{\theta}{\theta x} (\rho q_x) \Delta \Omega \quad (5.24)$$

όπου  $\rho$  η πικνότητα του νερού. Προσθέτοντας τα ανάλογα αποτελέσματα, όπως προκύπτουν και κατά τις κατευθύνσεις  $y$  και  $z$ , το άθροισμά τους πρέπει να ισούται με τη μεταβολή  $\theta M/\theta t$  της μάζας του νερού στο σύστημα, οπότε:

$$- \left[ \frac{\theta}{\theta x} (\rho q_x) + \frac{\theta}{\theta y} (\rho q_y) + \frac{\theta}{\theta z} (\rho q_z) \right] \Delta \Omega = \frac{\theta M}{\theta t} \quad (5.25)$$

και επειδή  $M = \rho \eta_e \Delta \Omega$ , η (4.25) γράφεται:

$$-\left[ \frac{\theta}{\theta x} (\rho q_x) + \frac{\theta}{\theta y} (\rho q_y) + \frac{\theta}{\theta z} (\rho q_z) \right] \Delta\Omega = \frac{\theta}{\theta t} (\rho n_e \Delta\Omega) \quad (5.26)$$



Σχ.5.3.2.1.1. Η ροή μέσα από στοιχειώδη όγκο κορεσμένου εδάφους.

Η μεταβολή της μάζας του νερού, που περιέχεται στο στοιχειώδη όγκο  $\Delta\Omega$ , δηλαδή της ποσότητας  $(\rho n_e \Delta\Omega)$  μπορεί να αποδοθεί είτε σε μεταβολή της πυκνότητας  $\rho$  του νερού, είτε σε αλλαγή του στερεού ιστού και επομένως του πορώδους του στρώματος. Συγκριτικά, οι μεταβολές του  $\rho$  είναι αμελητέες απέναντι στη συμπίεση του στερεού ιστού. Υπενθυμίζοντας την έννοια του συντελεστή Ειδικής Αποθηκευτικότητας  $S_s$  και υποθέτοντας υδροστατική κατανομή των πιέσεων, δηλαδή  $P = \rho g(\phi - z_0)$ , όπου  $\phi$  το πιεζομετρικό φορτίο και  $z_0$  η απόσταση του θεωρουμένου σημείου από συγκεκριμένη στάθμη αναφοράς, η (5.26) γράφεται απλούστερα:

$$-\left[ \frac{\theta}{\theta x} q_x + \frac{\theta}{\theta y} q_y + \frac{\theta}{\theta z} q_z \right] = \frac{S_s}{\rho g} \frac{\theta P}{\theta t} \quad (5.27)$$

ή

$$-\left[ \frac{\theta}{\theta x} q_x + \frac{\theta}{\theta y} q_y + \frac{\theta}{\theta z} q_z \right] = S_s \frac{\theta \phi}{\theta t} \quad (5.28)$$

Η θεωρητική ανάλυση, που οδηγεί στη διατύπωση της (5.27), έχει δοθεί από τον Jacob (1949).

Εισάγοντας στην (5.28) τις τιμές των  $q_x, q_y, q_z$ , από τη διατύπωση (5.17) του νόμου του Darcy έχουμε:

$$\frac{\theta}{\theta x} \left[ K_x \frac{\theta \phi}{\theta x} \right] + \frac{\theta}{\theta y} \left[ K_y \frac{\theta \phi}{\theta y} \right] + \frac{\theta}{\theta z} \left[ K_z \frac{\theta \phi}{\theta z} \right] = S_s \frac{\theta \phi}{\theta t} \quad (5.29)$$

Αν υποθεθεί ότι το πορώδες μέσο είναι ισότροπο και ομογενές, η (5.29) δίνει:

$$\frac{\theta^2 \phi}{\theta x^2} + \frac{\theta^2 \phi}{\theta y^2} + \frac{\theta^2 \phi}{\theta z^2} = \frac{S_s}{K} \frac{\theta \phi}{\theta t} \quad (5.30)$$

Η εξίσωση (5.30) είναι γνωστή σαν **εξίσωση διάχυσης** και η λύση της οδηγεί στη συνάρτηση  $\phi = \phi(x,y,z,t)$ , της τιμής του πιεζομετρικού φορτίου σε κάθε σημείο  $\Sigma(x,y,z)$  του υδροφορέα, σε κάθε χρονική στιγμή  $t$ .

Για την περίπτωση οριζώντιου υπό πίεση υδροφορέα πάχους  $b$ , υπενθυμίζοντας ότι  $S_s = S/b$  και  $K = T/b$  η (5.30) δίνει:

$$\frac{\theta^2 \phi}{\theta x^2} + \frac{\theta^2 \phi}{\theta y^2} = \frac{S}{T} \frac{\theta \phi}{\theta t} \quad (5.31)$$

Αν υποθεθεί, ότι η ροή είναι **μόνιμη**, τότε η (5.27) δίνει:

$$\frac{\theta}{\theta x} q_x + \frac{\theta}{\theta y} q_y + \frac{\theta}{\theta z} q_z = 0 \quad \text{ή} \quad \text{div } q = 0 \quad (5.32)$$

Εισάγοντας και εδώ τις τιμές των  $q_x$ ,  $q_y$ ,  $q_z$ , από τη διατύπωση (5.17) του νόμου του Darcy έχουμε:

$$\frac{\theta}{\theta x} \left[ K_x \frac{\theta \phi}{\theta x} \right] + \frac{\theta}{\theta y} \left[ K_y \frac{\theta \phi}{\theta y} \right] + \frac{\theta}{\theta z} \left[ K_z \frac{\theta \phi}{\theta z} \right] = 0 \quad (5.33)$$

που για την περίπτωση ισότροπου και ομογενούς μέσου καταλήγει στη γνωστή εξίσωση του Laplace:

$$\frac{\theta^2 \phi}{\theta x^2} + \frac{\theta^2 \phi}{\theta y^2} + \frac{\theta^2 \phi}{\theta z^2} = 0 \quad (5.34)$$

Η λύση της εξίσωσης (4.34) οδηγεί στη συνάρτηση  $\phi = \phi(x,y,z)$ , της τιμής του πιεζομετρικού φορτίου σε κάθε σημείο του υδροφορέα.

### 5.3.2.2. Η εξίσωση συνέχειας σε ελεύθερο υδροφορέα.

Στους ελεύθερους υδροφορείς, η εξίσωση (4.28) συνεχίζει να ισχύει. Για την επίλυσή της όμως πρέπει να ληφθεί υπόψη η συνθήκη ατμοσφαιρικής πίεσης στην **άγνωστη και**

**μεταβλητή ελεύθερη επιφάνεια.** Επί πλέον η οριακή αυτή συνθήκη, δεν είναι γραμμική. Έτσι καταλήγουμε σε ένα ιδιαίτερα πολύπλοκο μαθηματικό πρόβλημα.

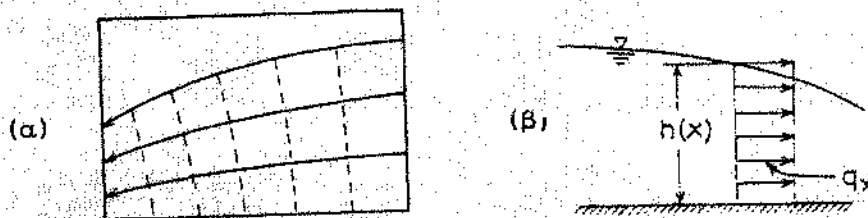
Η μη οριζοντιότητα της ελεύθερης επιφάνειας, αναδεικνύει την ύπαρξη και κατακόρυφης συνιστώσας της ταχύτητας. Παρ' όλα αυτά, στις περιπτώσεις όπου η κλίση της ελεύθερης επιφάνειας είναι συγκριτικά μικρή, μπορούμε να υιοθετήσουμε την προσεγγιστική, απλοποιητική υπόθεση **οριζόντιας ροής**, που σημαίνει

$$q_z = 0 \quad \frac{\theta q_x}{\theta z} = \frac{\theta q_y}{\theta z} = 0 \quad (5.35)$$

όπου σε κάθε κατακόρυφη διατομή η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής είναι σταθερή και ίση με την κλίση της ελεύθερης επιφάνειας, οπότε

$$h = h(x, y) \quad \text{και} \quad q_x = -K_x \frac{\theta h}{\theta x} \quad q_y = -K_y \frac{\theta h}{\theta y} \quad (5.36)$$

Η υπόθεση αυτή είναι γνωστή σαν **υπόθεση του Dupuit (1863)**



Σχ. 5.3.2.2.1. Το δίκτυο ισοδυναμικών και γραμμών ροής σε ελεύθερο υδροφόρα (α) θεωρητικά, (β) σύμφωνα με την υπόθεση Dupuit.

Με βάση τις συνθήκες της υπόθεσης του Dupuit καθώς και την οριακή συνθήκη ατμοσφαιρικής πίεσης, που ισχύει στην ελεύθερη επιφάνεια, είναι δυνατή η ολοκλήρωση της (5.28) κατά την κατακόρυφη έννοια, οπότε καταλήγουμε στη διαφορική εξίσωση (Bear, 1979):

$$\frac{\theta}{\theta x} \left[ Kh \frac{\theta h}{\theta x} \right] + \frac{\theta}{\theta y} \left[ Kh \frac{\theta h}{\theta y} \right] = S \frac{\theta h}{\theta t} - Q \quad (5.37)$$

όπου  $Q$  ενδεχόμενη θετική παροχή που **αντλείται** ή αρνητική, που **επαναφορτίζει** τον υδροφόρα.

Αν ο υδροφόρας υποτεθεί ισότροπος και ομογενής, η (5.37) γράφεται

$$K \left[ \frac{\theta}{\theta x} \left[ h - \frac{\theta h}{\theta x} \right] + \frac{\theta}{\theta y} \left[ h - \frac{\theta h}{\theta y} \right] \right] = S \frac{\theta h}{\theta t} - Q \quad (5.38)$$

Πρέπει να επισημανθεί ότι τόσο η (5.37), όσο και η (5.38) δεν είναι γραμμικές ως προς  $h$ , αφού περιέχουν το γινόμενο ( $h \theta h / \theta x$ ). Ο Bear (1979) προτείνει δύο προσεγγιστικές μεθόδους γραμμικοποίησης:

- α. Ας θεωρήσουμε ότι το γινόμενο  $Kh$  παριστά την μεταφορικότητα  $T$  του φρεάτιου υδροφορέα, που βέβαια δεν παραμένει σταθερή ούτε στο χώρο ούτε στο χρόνο αφού  $h = h(x, y, z, t)$ . Αν τώρα υποθέσουμε ότι η μεταφορικότητα  $T$  σε κάθε σημείο και χρονική στιγμή ισούται με:

$$T = T_{\mu} + \tau = K h_{\mu} + \tau \quad \text{και} \quad T_{\mu} \gg \tau$$

όπου  $T_{\mu}$  μέση σταθερή τιμή της μεταφορικότητας και  $\tau$  η απόκλιση κάθε φορά από τη μέση τιμή τότε η (5.38) μετασχηματίζεται στη γραμμική σχέση:

$$\frac{\theta^2 h}{\theta x^2} + \frac{\theta^2 h}{\theta y^2} = \frac{S}{T_{\mu}} \frac{\theta h}{\theta t} - \frac{Q}{T_{\mu}} \quad (5.39a)$$

σχέση ανάλογη με την (5.31) για περιορισμένο υδροφορέα.

- β. Ας θεωρήσουμε όπως προηγουμένως ότι για όλο τον υδροφορέα ισχύει μια μέση τιμή μεταφορικότητας  $T = K h_{\mu}$  και επίσης μια μέση σταθερή τιμή του μεγέθους  $S/h = S/h_{\mu}$ . Τότε η (5.37) γραμμικοποιείται ως προς  $h^2$  και δίνει:

$$\frac{\theta^2 h^2}{\theta x^2} + \frac{\theta^2 h^2}{\theta y^2} = \frac{S}{T} \frac{\theta h^2}{\theta t} - \frac{2Q}{K} \quad (5.39\beta)$$

#### 5.4. ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΤΩΝ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ.

Εχοντας διατυπώσει τις γενικές εξισώσεις κίνησης του νερού στους υπόγειους υδροφορείς, μπορούμε να προχωρήσουμε στην ανάλυση των περιπτώσεων ροής προς τα έργα υδροληψίας, τις υδρογεωτρήσεις.

Οι περιπτώσεις ροής προς τις υδρογεωτρήσεις ταξινομούνται ανάλογα με:

- τη ροή, που μπορεί να είναι **μόνιμη ή μεταβλητή**
- την κατηγορία του τροφοδότη υδροφορέα, που μπορεί να είναι **περιορισμένος ή ελεύθερος, με ή χωρίς διαρροή, ομογενής, ισότροπος ή τα αντίθετα, εκτεταμένος ή περιορισμένος από υδρολογικά όρια, με οριζόντιο ή κεκλιμένο κάτω όριο**
- τον τύπο της υδρογεώτρησης, που μπορεί να είναι **πλήρης ή ατελής** δηλαδή να διεισδύει σε όλο το πάχος του υδροφορέα ή μερικά
- τη διάταξη των υδρογεωτρήσεων, που μπορεί να είναι **μεμονωμένες ή κατά συστήματα**.

Οι δυνατοί συνδυασμοί, είναι προφανώς πάρα πολλοί ώστε να επιχειρήσουμε την εξαντλητική κάλυψή τους. Η επιλεκτική παρουσίαση, που ακολουθεί, αντιστοιχεί στις χαρακτηριστικότερες περιπτώσεις και περιέχει τις βασικές υποθέσεις, που είναι απαραίτητες για την επίλυση και άλλων ειδικότερων.

##### 5.4.1. Μεταβλητή, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Στεγανό, Αρτεσιανό Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Δεισδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

Πιο συγκεκριμένα, ο υδροφορέας υποτίθεται:

- Περιορισμένος, πάνω και κάτω, από αδιαπέρατα στρώματα
- Οριζόντιος
- Απεριόριστος κατά την οριζόντια έννοια
- Σταθερού πάχους
- Ομογενής και ισότροπος
- Με εννιαίο πιεζομετρικό φορτίο πριν από την έναρξη της άντλησης.

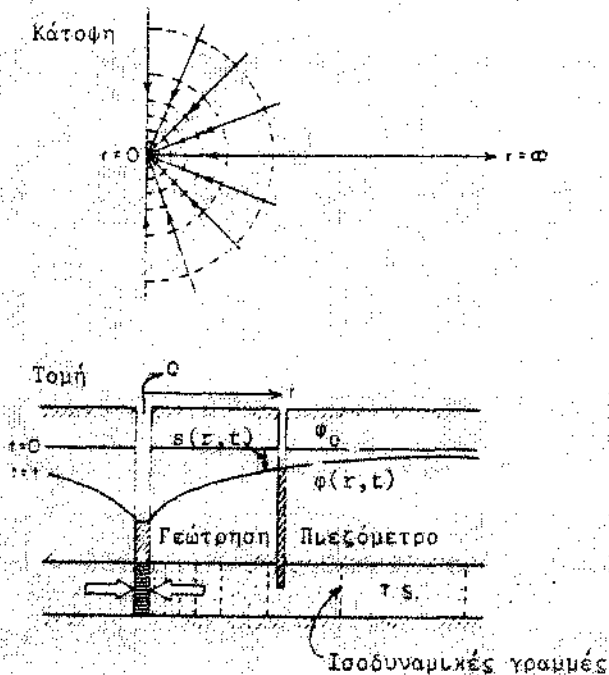
Επίσης, σε σχέση με την υδρογεώτρηση, υποτίθεται ότι:

- Είναι η μοναδική σε όλο τον υδροφορέα
- Η διάμετρος της είναι συγκριτικά πολύ μικρή
- Δεισδύει σε όλο το βάθος του υδροφορέα
- Η αντλούμενη παροχή είναι σταθερή

Η άντληση νερού σε υδρογεώτρηση, που διαπερνά περιορισμένο υδροφορέα, προκαλεί **αυστηρά οριζόντια, ακτινική ροή** προς τη γεώτρηση, γεγονός, που με τη σειρά του προκαλεί πτώση της πιεζομετρικής επιφάνειας. Οπως ήδη εξηγήθηκε στην Παράγραφο 4.2.2.3., η απόδοση νερού από το αποθηκευμένο στον περιορισμένο υδροφορέα, οφείλεται αφ' ενός στην διαστολή του νερού, λόγω της μείωσης της πίεσής του (πίεση των πόρων) και



αφ'ετέρου στη συμπίκνωση του στερεού σκελετού λόγω αύξησης της ενεργού τάσης. Όσο ο υδροφόρος γεωλογικός σχηματισμός παραμένει υπό πίεση, συνεχίζει να είναι κορεσμένος.



Σχ. 5.4.1.1. Ακτινική ροή σε οριζόντιο, περιορισμένο υδροφόρα. Πηγή: Freeze/Cherry (1979)

Η συνέχιση της άντλησης, διαμορφώνει ένα **ανεστραμμένο κώνο πτώσης** του πιεζομετρικού φορτίου, που προχωρεί ακτινικά προς τα έξω. Εφόσον δεν έχει προβλεφθεί μηχανισμός εμπλουτισμού του υδροφόρα, η σταθεροποίηση του κώνου πτώσης είναι **θεωρητικά αδύνατη** και η επέκτασή του συνεχής στον απεριόριστο, όπως υποθέσαμε, κατά την οριζόντια έννοια υδροφόρα. Βέβαια, ο ρυθμός πτώσης του πιεζομετρικού φορτίου συνεχώς μειώνεται, καθώς ο κώνος πτώσης επεκτείνεται.

Με βάση την ανάλυση της Παραγράφου 5.3.2.1., η γενική διαφορική εξίσωση της διαστάτης, μεταβλητής ροής σε περιορισμένο, οριζόντιο υδροφόρα με αποθηκευτικότητα  $S$  και μεταφορικότητα  $T$  είναι η (5.31) :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.31)$$

που σε πολικές συντεταγμένες, λόγω και της ακτινικής συμμετρίας γράφεται:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.40)$$

Με αρχική συνθήκη:

$$\phi(r, t=0) = \phi_0 \quad (5.41)$$

και οριακές συνθήκες:

$$\varphi(r \rightarrow \infty, t) = \varphi_0 \quad (5.42)$$

και

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left[ r \frac{\partial \varphi}{\partial r} \right] = \frac{Q}{2\pi T} \quad (5.43)$$

η λύση της (5.40), όπως την έδωσε το 1935 ο Theis είναι:

$$s(r, t) = \varphi_0 - \varphi(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5.44)$$

όπου

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.45)$$

και

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u} du}{u} \quad (5.46)$$

Τιμές του γνωστού από τα μαθηματικά, εκθετικού ολοκληρώματος  $W(u)$  συναρτήσεως του  $u$  δίδονται στον Πίνακα 5.4.1.1.

Αναπτύσσοντας το εκθετικό ολοκλήρωμα σε συγκλίνουσα σειρά, η (5.44) δίνει:

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} \left[ 1n \frac{0,562}{u} + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \right] \quad (5.47)$$

γραφή, που προσφέρεται για την εκτέλεση υπολογισμών σε Η/Υ.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4.1.1.  
ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΕΚΘΕΤΙΚΟΥ ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΑΤΟΣ  $W(u)$ .

$u$	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
$\times 1$	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
$\times 10^{-1}$	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
$\times 10^{-2}$	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
$\times 10^{-3}$	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
$\times 10^{-4}$	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
$\times 10^{-5}$	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
$\times 10^{-6}$	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
$\times 10^{-7}$	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
$\times 10^{-8}$	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
$\times 10^{-9}$	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
$\times 10^{-10}$	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
$\times 10^{-11}$	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
$\times 10^{-12}$	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
$\times 10^{-13}$	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
$\times 10^{-14}$	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
$\times 10^{-15}$	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

Πηγή: Wenzel (1942)/Walton (1970)

Η εφαρμογή της (5.44) ή της (5.47) επιτρέπει τη χάραξη του κώνου πτώσης σε διαδοχικές χρονικές στιγμές, όταν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του υδροφορέα. Επιτρέπει αντιστρόφως, τον υπολογισμό των παραμέτρων  $S$  και  $T$  του υδροφορέα, όταν κατά τη διάρκεια άντλησης καταγράφεται η μεταβολή του κώνου πτώσης, με τη βοήθεια πιεζομέτρων, δηλαδή μέσω βοηθητικών γεωτρήσεων καταγραφής της πιεζομετρικής στάθμης. Εξ αιτίας της μαθηματικής πολυπλοκότητας της (5.44) και της (5.47), για τον υπολογισμό των παραμέτρων  $S$  και  $T$  του υδροφορέα, έχουν προταθεί απλουστευμένες προσεγγιστικές λύσεις, γνωστότερες από τις οποίες είναι η γραφική του Theis και οι μέθοδοι των Jacob και Chow. Για μια περιεκτική παρουσίαση των μεθόδων αυτών, παραπέμπουμε στην "Υδρολογία" του R. Bras (1990).

#### 5.4.2. Μεταβλητή, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Φρεάτιο, Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διεϊσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

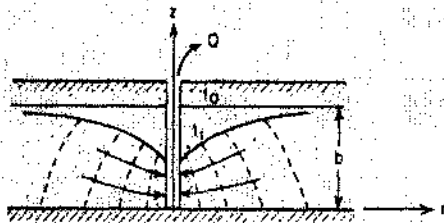
Ισχύουν και εδώ ανάλογες απλοποιητικές παραδοχές. Σε ότι αφορά τον υδροφορέα υποτίθεται, πως είναι:

- Ελεύθερος, εδραζόμενος σε αδιαπέρατο στρώμα
- Οριζόντιος
- Απεριόριστος κατά την οριζόντια έννοια
- Σταθερού πάχους
- Ομογενής και ισότροπος
- Με εννιαίο πιεζομετρικό φορτίο πριν από την έναρξη της άντλησης.

Επίσης, σε σχέση με την υδρογεώτρηση, υποτίθεται ότι:

- Είναι η μοναδική σε όλο τον υδροφορέα
- Η διάμετρος της είναι συγκριτικά πολύ μικρή
- Διεϊσδύει σε όλο το βάθος του υδροφορέα
- Η αντλούμενη παροχή είναι σταθερή

Η άντληση νερού σε υδρογεώτρηση, που διαπερνά ελεύθερο υδροφορέα, προκαλεί τρισδιάστατη ροή προς τη γεώτρηση, γεγονός, που με τη σειρά του προκαλεί πτώση της ελεύθερης επιφάνειας. Έτσι εδώ, ο αντλούμενος όγκος νερού προέρχεται, όπως και στην περίπτωση του περιορισμένου υδροφορέα, τόσο από τη διαστολή του νερού και τη συμπύκνωση του στερεού σκελετού, όσο και από την αποστράγγιση του τμήματος εκείνου του γεωλογικού σχηματισμού, που αντιστοιχεί στο σχηματιζόμενο κώνο πτώσης.



Σχ.5.4.2.1. Ροή προς υδρογεώτρηση σε ελεύθερο υδροφορέα.  
Πηγή: Freeze/Cherry (1979)

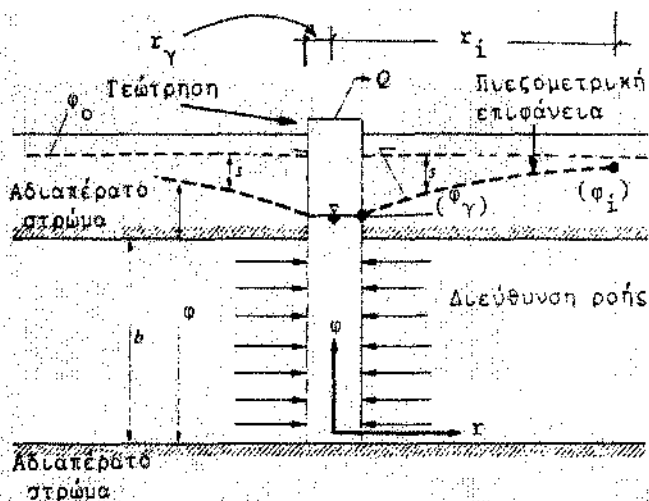
Η συνεπέστερη εννοιολογικά προσέγγιση στο πρόβλημα, αντιστοιχεί σε πλήρη ανάλυση της αλληλεπίδρασης ανάμεσα στην ελεύθερη επιφάνεια και την ακόρεστη περιοχή. Παρ'όλα αυτά, το πρακτικό όφελος από την επίλυση του σύνθετου μαθηματικού προβλήματος, που προκύπτει είναι αμφίβολο, επειδή οι επί τόπου μετρήσεις των παραμέτρων της ακόρεστης ζώνης είναι εξαιρετικά δύσκολες και γιαυτό, σπάνια εφαρμόζεται. [5/15].

Με την υπόθεση ότι η προκαλούμενη από την άντληση πτώση της ελεύθερης επιφάνειας είναι συγκριτικά μικρή σε σχέση με το πάχος του υδροφορέα, συνθήκη, που ισχύει στις περισσότερες εφαρμογές, η εφαρμογή και εδώ της σχέσης του Theis συνιστά την απλούστερη και όπως έχει αποδείξει ο Jacob (1950), ικανοποιητικά ακριβή επίλυση. Βεβαίως στη θέση της αποθηκευτικότητας  $S$  μπαίνει το ενεργό πορώδες  $\eta_e$  και για τον υπολογισμό της μεταφορικότητας  $T=K.b$ , το  $b$  αντιστοιχεί στο αρχικό κορεσμένο πάχος του υδροφορέα.

#### 5.4.3. Μόνιμη, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Στεγανό, Αρτεσιανό Υδροφορέα, προς Υδρογεώτρηση Πλήρους Διείσδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

Όπως αναλυτικά εξηγήθηκε στις δυο προηγούμενες Παραγράφους, η αποκατάσταση συνθηκών μόνιμης ροής προς υδρογεώτρηση σε απεριόριστο κατά την οριζόντια έννοια υδροφορέα, αδιάφορα περιορισμένο ή φρεατίο, είναι **θεωρητικά αδύνατη**. Πρακτικά όμως, επειδή μετά από ένα χρονικό διάστημα, η μεταβολή του κώνου πτώσης και μάλιστα μέχρι εύλογη απόσταση από τη γεώτρηση είναι βραδύτατη, στην πραγματικότητα η ροή είναι **ψευδομόνιμη** και προσεγγιστικά μπορεί να επιλυθεί σαν μόνιμη.

Κατά τα άλλα η ροή θεωρείται **οριζόντια**, λόγω των οριζόντιων αδιαπέτατων ορίων και της πλήρους διείσδυσης της υδρογεώτρησης στον υδροφορέα με **ακτινική συμμετρία** λόγω της ιστροπίας και της ομογένειας.



Σχ.5.4.3.1. Μόνιμη, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Στεγανό, Αρτεσιανό Υδροφόρα.  
Πηγή: Gray (1973).

Κάτω από τις παραδοχές αυτές η εξίσωση συνέχειας θα ισχύει με τη Λαπλασιανή μορφή της (4.31), που σε πολικές συντεταγμένες γράφεται:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left[ r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \omega^2} = 0 \quad (5.48)$$

και επειδή η ροή είναι ακτινικά συμμετρική,

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega} = 0$$

και η (4.48) γίνεται:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left[ r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] = 0 \quad (5.49)$$

Η πρώτη ολοκλήρωση δίνει:

$$r \frac{\partial \phi}{\partial r} = C_1$$

και η δεύτερη:

$$\phi = C_1 \ln r + C_2 \quad (5.50)$$

Αν  $\phi_\gamma$  η στάθμη της πιεζομετρικής γραμμής στο όριο της υδρογείωσης και  $r_\gamma$  η ακτίνα της και αντίστοιχα  $\phi_i$  η στάθμη σε απόσταση  $r_i$ , τότε εφαρμόζοντας τις οριακές αυτές συνθήκες στην (5.50) παίρνουμε:

$$C_1 = \frac{\phi_i - \phi_Y}{\ln(r_i/r_Y)} \quad \text{και} \quad C_2 = \phi_Y - \frac{(\phi_i - \phi_Y)}{\ln(r_i/r_Y)} \quad (5.51)$$

οπότε η (5.50) γράφεται:

$$\phi = \frac{\phi_i - \phi_Y}{\ln(r_i/r_w)} \ln r + \phi_Y - \frac{(\phi_i - \phi_Y) \ln r_Y}{\ln(r_i/r_w)} \quad (5.52)$$

Να σημειώσουμε ότι οι παραπάνω παραδοχές για τις οριακές συνθήκες είναι θεωρητικές διότι στην πραγματικότητα, ο κώνος πώσης σχηματίζει γύρω από τη γεώτρηση κύκλο με ακτίνα μεγαλύτερη από  $r_Y$  και η στάθμη μέσα στη γεώτρηση είναι χαμηλότερη από τη στάθμη στα όρια του κώνου. Αιτία είναι οι αναπόφευκτες απώλειες ενέργειας της ροής στο πέρασμά της μέσα από το φιλτροσωλήνα και το χαλκόφιλτρο, που μία σωστά κατασκευασμένη υδρογεώτρηση διαθέτει.

Αν εφαρμόσουμε τώρα την εξίσωση του Darcy σε ένα τυχόντα ομόκεντρο με τη γεώτρηση κύλινδρο με ακτίνα  $r$ , η παροχή  $Q$ , που διαπερνά κάθε τέτοιο κύλινδρο θα είναι:

$$Q = - 2\pi r b K \frac{\theta \phi}{\theta r} \quad (5.53)$$

Διαφορίζοντας την (5.52) παίρνουμε:

$$\frac{\theta \phi}{\theta r} = \frac{\phi_i - \phi_Y}{\ln(r_i/r_Y)} \frac{1}{r} \quad (5.54)$$

οπότε αντικαθιστώντας στην (5.53) και αγνοώντας το αρνητικό πρόσημο έχουμε:

$$Q = 2\pi b K \frac{\phi_i - \phi_Y}{\ln(r_i/r_Y)} = 2\pi T \frac{\phi_i - \phi_Y}{\ln(r_i/r_Y)} \quad (5.55)$$

ή

$$Q = 2\pi T \frac{\phi_i - \phi_0}{\ln(r_i/R)} = 2\pi T \frac{s_i}{\ln(r_i/R)} \quad (5.56)$$

όπου  $R$  η ακτίνα επιρροής, για την οποία η πιεζομετρική στάθμη του υδροφορέα παραμένει ουσιαστικά ανεπηρέαστη από την άντληση και ίση με  $\phi_0$ .

Η (5.55) ή η (5.56), γνωστή και σαν εξίσωση του Thiem (1906) μας επιτρέπει τον υπολογισμό της παροχής, που ένας περιορισμένος υδροφορέας με γνωστά χαρακτηριστικά,  $K$ ,  $b$ ,  $T$ , μπορεί να αποδώσει σε μία υδρογεώτρηση διαμέτρου  $2r_Y$ , όταν είναι γνωστές οι στάθμες του κώνου πώσης στο όριο της γεώτρησης και σε ένα ακόμη σημείο μέτρησης της στάθμης (πιεζόμετρο). Με βάση την προηγούμενη παρατήρηση σε σχέση με την πραγματική πώση και ακτίνα του κώνου κοντά στη γεώτρηση, καλό είναι η εξίσωση του Thiem να εφαρμόζεται για τις μετρήσεις στάθμης  $\phi_1$  και  $\phi_2$  σε δύο πιεζόμετρα, σε αποστάσεις  $r_1$  και  $r_2$  από τον άξονα της υδρογεώτρησης, οπότε και γράφεται:

$$Q = 2\pi T \frac{\phi_2 - \phi_1}{\ln(r_2/r_1)} \quad (5.57)$$

Να σημειωθεί ότι, για δεδομένη παροχή, όταν η τιμή του  $r_2$  τείνει στο άπειρο τότε η (5.57) δίνει ότι και η διαφορά  $\phi_2 - \phi_1$ , τείνει στο άπειρο, δηλαδή η τιμή του  $\phi_2$  τείνει στο άπειρο, πράγμα αδύνατο. Αντίθετα η παραδοχή μόνιμης ροής έχει όπως είπαμε σαν προϋπόθεση την αποκατάσταση μιας ακτίνας επιρροής  $R$ , όπου η πιεζομετρική στάθμη του υδροφορέα παραμένει ουσιαστικά ανεπηρέαστη από την άντληση και ίση με  $\phi_0$ . Το μέγεθος της ακτίνας επιρροής  $R$  εξαρτάται από τον τύπο και τη σύνθεση του υδροφορέα και ενδεικτικές τιμές για τα όρια μέσα στα οποία μπορεί να κυμαίνεται δίδονται στον Πίνακα 5.4.3.1. [5/4]

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4.3.1.  
ΟΡΙΑ ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗΣ ΤΗΣ ΑΚΤΙΝΑΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ  $R$

Σύνθεση Υδροφορέα	$R$ [m]	
	Τύπος Υδροφορέα	
	Φρεάτιος	Περιορισμένος
Λεπτόκοκκοι και Μεσόκοκκοι Αμμοί	100 - 200	250 - 500
Χονδρόκοκκοι Αμμοί και Χαλίκια	300 - 500	750 - 1500
Ρηγματωμένα Πετρώματα	500 - 1000	1000 - 1500

Πηγή: Brown et al. UNESCO, 1972.

Σε σχέση πάντα με την ακτίνα επιρροής  $R$ , οι Dahlhaus/Damrath (1987), χρησιμοποιούν την εμπειρική σχέση του Siechart

$$R = 3000 s K^{0,5} \quad (5.58)$$

όπου  $R$  η ακτίνα επιρροής σε [m],

$s$  η πτώση στάθμης στην υδρογείωση σε [m]

$K$  ο συντελεστής διαπερατότητας του υδροφορέα σε [m/s],

αδιακρίτως για φρεάτιο ή περιορισμένο υδροφορέα. Αντίθετα ο Γ.Α.Καλλέργης (1986), συνιστά την αποφυγή των εμπειρικών σχέσεων και προτείνει σαν πλέον αξιόπιστη μέθοδο εκτίμησης της ακτίνας επιρροής  $R$ , την προσεγγιστική επίλυση της σχέσης του Theis, που χρησιμοποίησαν οι Cooper-Jacob (1946) για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών του υδροφορέα. Ο ενδιαφερόμενος αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει σε ένα εξειδικευμένο βιβλίο Υδρογεωλογίας, όπως του Γ.Α.Καλλέργη (1986), για μια αναλυτική παρουσίαση της μεθόδου.

Η σχέση του Theis οδηγεί όμως και σε ένα ακόμη παράλογο συμπέρασμα: η αντλούμενη παροχή μεγιστοποιείται για  $\phi_y = 0$ , πράγμα βέβαια αδύνατο, αφού τότε η υδρογείωση θα είναι στεγνή. Φυσικά κάτω από ανάλογες συνθήκες, ανατρέπονται όλες οι παραδοχές, που οδήγησαν στη σχέση του Theis, αφού οι καταγεγραμμένες πτώσεις δεν είναι πλέον μικρές σε σχέση με το πάχος του υδροφορέα, ο υδροφορέας παύει να είναι περιορισμένος, η οριζοντιότητα της ροής είναι αδύνατη, ο ίδιος ο νόμος του Darcy δεν ισχύει λόγω των μεγάλων τιμών της κλίσης του πιεζομετρικού φορτίου, άρα και της ανηγμένης

ταχύτητας, άρα και του αριθμού του Reynolds.

Μια εμπειρική σχέση της πρακτικά απολήψιμης παροχής  $Q_f$ , αδιακρίτως σε περιορισμένο υδροφόρα πάχους  $b$ , δίνει ο Siechardt [5/7], προτείνοντας σαν μέγιστη επιτρεπόμενη κλίση  $J_c$  της πιεζομετρικής γραμμής την :

$$J_c = \frac{1}{15 K^{0,5}} \quad (5.59)$$

οπότε

$$Q_f = K J_c 2\pi r b \quad (5.60)$$

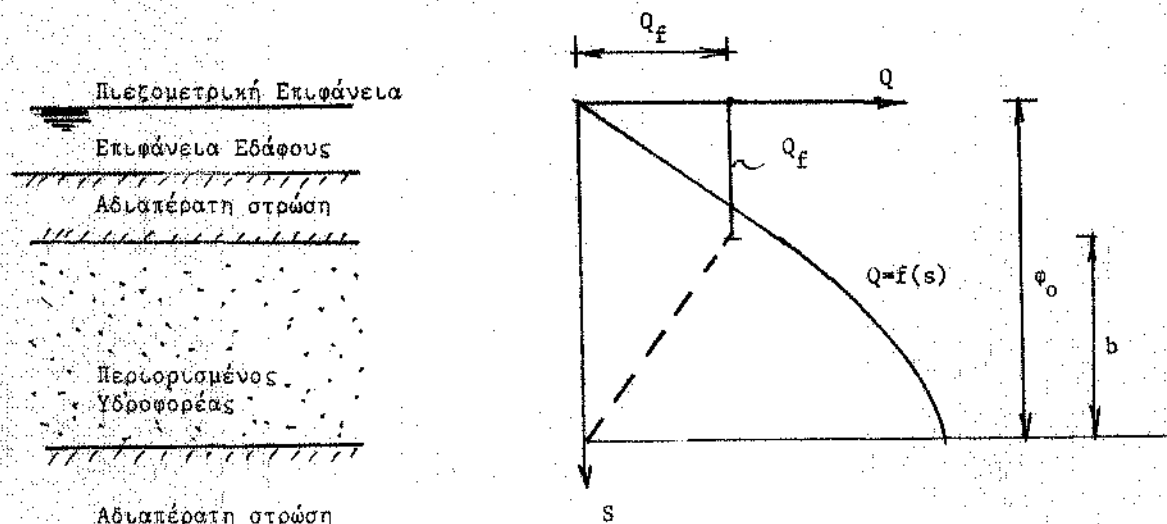
ή

$$Q_f = \frac{2}{15} \pi r b K^{0,5} \quad (5.61)$$

με διαστάσεις  $Q_f$  [ $m^3/s$ ],  $r$ ,  $b$  [ $m$ ],  $K$  [ $m/s$ ].

Αν η γεώτρηση εκτός του φιλτροσωλήνα ακτίνας  $r_\phi$  διαθέτει και χαλκόφιλτρο σε ακτίνα  $r_\psi$  από το κέντρο της τότε  $r = (r_\phi + r_\psi)/2$ .

Ο Siechardt κάνει την παραδοχή ότι η  $Q_f$  αποδίδεται σταθερά στη γεώτρηση για πύση στάθμης μέσα στη γεώτρηση  $s = 0$  έως  $s = \phi_0 - b$ . Για  $s = \phi_0$ , η  $Q_f$  μηδενίζεται και για ενδιάμεσες τιμές η μεταβολή της συνάρτησής του  $s$  είναι γραμμική. Έτσι χαράζοντας την ευθεία  $Q = f(s)$  σύμφωνα με την (5.56) και τις ευθείες, που ορίζονται από τα σημεία : ( $Q=Q_f$ ,  $s=0$ ), ( $Q=Q_f$ ,  $s=\phi_0 - b$ ) και ( $Q_f=0$ ,  $s=\phi_0$ ), παίρνουμε την τομή τους, που αντιστοιχεί στη μέγιστη πρακτικά απολήψιμη παροχή, κατά Siechardt, όπως φαίνεται στο Σχ.5.4.3.2. [5/7].



Σχ.5.4.3.2. Υπολογισμός της μέγιστης πρακτικά απολήψιμης παροχής, κατά Siechardt, σε περιορισμένο υδροφόρα.

Πηγή: Dählhaus/Damrath (1987).



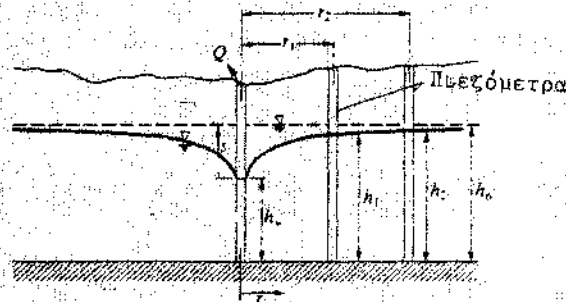
Καταλήγοντας να πούμε ότι η σχέση του Theim, μάλιστα με τη γραφή της (5.57), επιτρέπει με τη βοήθεια δοκιμαστικής άντλησης και σταθμών σε δύο πιεζόμετρα, την εκτίμηση των παραμέτρων T και K του υδροφόρα.

#### 5.4.4. Μόνιμη, Ακτινική ροή σε Ισότροπο, Ομογενή, Φρεάτιο, Υδροφόρα, προς Υδρογέωτρωση Πλήρους Διείδυσης, με Σταθερή τιμή της αντλούμενης Παροχής

Να επισημόνουμε επιγραμματικά, ότι και εδώ ότι για τους ίδιους λόγους, που αναφέραμε στην προηγούμενη Παράγραφο, η ροή δεν μπορεί να είναι παρά **ψευδομόνιμη**.

Θα μπορούσαμε επίσης και εδώ να επιδιώξουμε την επίλυση της εξίσωσης συνέχειας (5.39). Η παραδοχή όμως ότι ισχύει η υπόθεση Dupuit, μας επιτρέπει να θεωρήσουμε ότι η παροχή που περνάει από κάθε ομόκεντρο με την υδρογέωτρωση κύλινδρο είναι η ίδια και ίση με την παροχή Q, που αντλούμε:

$$Q = - 2\pi r h K \frac{\theta h}{\theta r} \quad (5.62)$$



Σχ.5.4.4.1. Μόνιμη, Ακτινική ροή, προς υδρογέωτρωση Πλήρους Διάτρησης, σε Ισότροπο, Ομογενή, Φρεάτιο Υδροφόρα.

Πηγή: Bras (1990).

Ολοκληρώνοντας την (4.62) έχουμε:

$$\int_{r_1}^{r_2} Q \frac{\theta r}{r} = - 2\pi K \int_{h_1}^{h_2} h \theta h \quad (5.63)$$

που δίνει:

$$Q = \frac{\pi K (h_2^2 - h_1^2)}{\ln(r_1/r_2)} \quad (5.64a)$$

ή

$$Q = \frac{\pi K (h_0^2 - h^2)}{\ln(R/r)} \quad (5.64\beta)$$

ή θέτοντας

$$s = h_0 - h$$

$$Q = \frac{\pi K (2sh_0 - s^2)}{\ln(R/r)} \quad (5.64\gamma)$$

Με βάση την (5.64a) και τις αντίστοιχες στάθμες σε δύο πιεζόμετρα, είναι δυνατός ο υπολογισμός και των χαρακτηριστικών του υδροφορέα, όταν είναι γνωστή η αντλούμενη παροχή.

Να σημειωθεί ότι ισχύουν και εδώ οι παρατηρήσεις της προηγούμενης Παραγράφου, σε σχέση με την ακτίνα επιρροής  $R$  και την απολήψιμη παροχή κατά Siechart [5/7], που προτείνει:

- για το μέγεθος της ακτίνας επιρροής  $R$  τη σχέση:

$$R = 3000 s K^{0,5} \quad (5.58)$$

- σαν μέγιστη επιτρεπόμενη κλίση  $J_c$  της πιεζομετρικής γραμμής την:

$$J_c = \frac{1}{15 K^{0,5}} \quad (5.59)$$

- σαν απολήψιμη παροχή  $Q_f$  την:

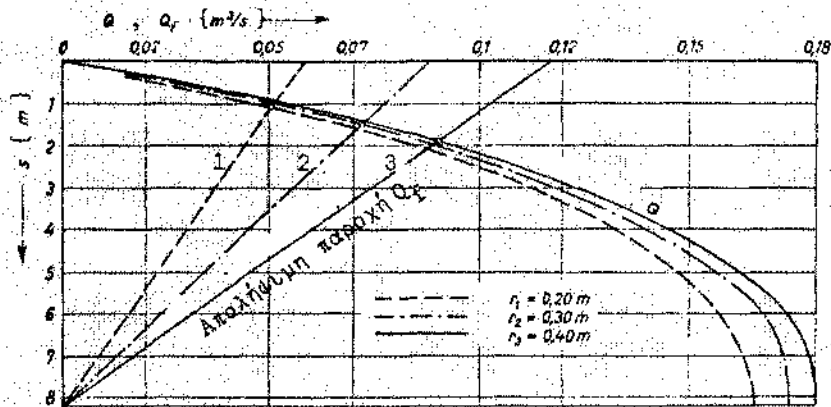
$$Q_f = K J_c 2\pi r h \quad (5.60)$$

ή

$$Q_f = \frac{2}{15} \pi r h K^{0,5} \quad (5.61)$$

με διαστάσεις  $Q_f$  [m<sup>3</sup>/s],  $r, h$  [m],  $K$  [m/s].

Και εδώ ανάλογα, η μέγιστη πρακτικά απολήψιμη παροχή, κατά Siechart, προκύπτει από το σημείο τομής της καμπύλης  $Q = f(s)$ , που αντιστοιχεί στην (5.64γ) με την ευθεία, που ορίζουν τα σημεία ( $Q=Q_f, s=0$ ) και ( $Q_f=0, s=h_0$ ), όπως φαίνεται στο Σχ.5.4.4.2.



Σχ.5.4.4.2. Υπολογισμός της μέγιστης πρακτικά απολήψιμης παροχής, κατά Siechardt, σε φρεσάτιο υδροφόροα.

Πηγή: Dahlhaus/Damrath (1987).

### Παράδειγμα.

Φρεσάτιος υδροφόροα έχει πάχος  $h_0 = 8,20$  m και υδραυλική ανηγμότητα  $K = 0,73$  cm/s. Να συγκριθούν τα ενδεικνυόμενα κατά Siechardt ζεύγη τιμών  $(Q_r, s)$  για τις περιπτώσεις κατασκευής υδρογέωτρησης διαμέτρου α)  $\Phi 400$ , β)  $\Phi 600$ , γ)  $\Phi 800$ .

i. Υπολογισμός της  $Q_r$ .

$$Q_r = \frac{2}{15} \pi r h K^{0.5} = 0,0357 r h$$

και για:

$$2r = 0,400 \text{ m} \quad Q_{r\alpha} = 0,0357 \cdot 0,20 \cdot 8,20 = 0,0586 \text{ m}^3/\text{s} = 211 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$2r = 0,600 \text{ m} \quad Q_{r\beta} = 0,0357 \cdot 0,30 \cdot 8,20 = 0,0879 \text{ m}^3/\text{s} = 316 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$2r = 0,800 \text{ m} \quad Q_{r\gamma} = 0,0357 \cdot 0,40 \cdot 8,20 = 0,1170 \text{ m}^3/\text{s} = 421 \text{ m}^3/\text{h}$$

ii. Υπολογισμός της ακτίνας επιρροής R.

$$R = 3000 \cdot s \sqrt{K} = 3000 \cdot s \cdot (0,0073)^{1/2} = 256 \cdot s \text{ m}$$

iii. Χορήξη της σχέσης  $Q = f(s)$ , που αντιστοιχεί στην (4.64γ) για

$$2r = 0,400 \text{ m}$$

$$Q = \frac{\pi K (2sh_0 - s^2)}{\ln(R/r)} = \frac{3,14 \cdot 0,0073 \cdot (2 \cdot s \cdot 8,20 - s^2)}{\ln(256 \cdot s / 0,200)}$$

$$2r = 0,600 \text{ m}$$

$$Q = \frac{n K (2sh_0 - s^2)}{\ln(R/r)} = \frac{3,14 \cdot 0,0073 \cdot (2 \cdot s \cdot 8,20 - s^2)}{\ln(256 \cdot s / 0,300)}$$

$$2r = 0,800 \text{ m}$$

$$Q = \frac{n K (2sh_0 - s^2)}{\ln(R/r)} = \frac{3,14 \cdot 0,0073 \cdot (2 \cdot s \cdot 8,20 - s^2)}{\ln(256 \cdot s / 0,400)}$$

iv. Τα αποτελέσματα της σχεδίασης των καμπυλών  $Q = f(s)$  και των ευθειών  $Qf = f(s)$  δίνουν τα αντίστοιχα ζεύγη των μεγίστων πρακτικά απολήξιμων παροχών  $Q$  και μεγίστων επιτρεπτών τιμών της πύσης  $s$  για τις τρεις εξεταζόμενες διαμέτρους, όπως φαίνεται στο Σχ.5.3.3.4.3. και είναι:

- για $2r = 0,400 \text{ m}$ ,	$s = 1,05 \text{ m}$	$Q = 51 \text{ l/s}$
- για $2r = 0,600 \text{ m}$ ,	$s = 1,52 \text{ m}$	$Q = 72 \text{ l/s}$
- για $2r = 0,800 \text{ m}$ ,	$s = 1,83 \text{ m}$	$Q = 90 \text{ l/s}$

#### 5.4.5. Ροή προς Υδρογείωση, σε Υδροφορέα με Διαρροή.

Διαρροή, δηλαδή επικοινωνία με γειτονικά στρώματα, μπορεί να παρουσιάζει ένας φρεάτιος ή ένας περιορισμένος υδροφορέας. Στην πρώτη περίπτωση το κάτω όριο του φρεάτιου υδροφορέα δεν είναι στεγανό. Στη δεύτερη, στεγανό μπορεί να μην είναι το άνω ή το κάτω ή και τα δύο όρια που περιορίζουν τον υδροφορέα.

Με διαδικασία ανάλογη με εκείνη του Theis, οι Hantush και Jacob (1955), επέλυσαν τη μεταβλητή ροή προς υδρογείωση, σε υδροφορέα με διαρροή. Η λύση είναι ανάλογη με την (5.44):

$$s(r, t) = \phi_0 - \phi(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/\lambda) \quad (5.65)$$

όπου

$$u = \frac{s \cdot r^2}{4 T t} \quad (5.66)$$

και

$$\lambda = (T c)^{1/2} \quad (5.67)$$

Το  $c$  ονομάζεται συντελεστής αντίστασης του ημιπερατού ορίου και εξαρτάται από το πάχος  $b$  και τη διαπερατότητα του  $K$ :

$$c = b / K \quad (5.68)$$

Τιμές της συνάρτησης  $W(u, r/\lambda)$  δίδονται στον Πίνακα 5.4.5.1.

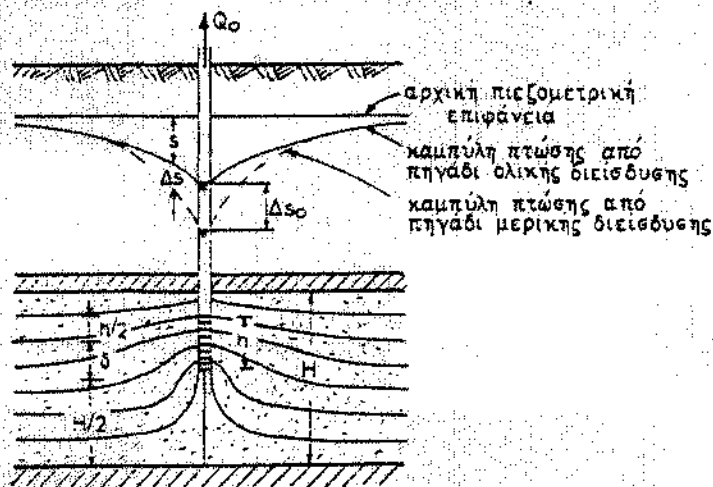
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4.1.  
ΤΙΜΕΣ ΤΗΣ ΣΥΝΑΡΤΗΣΗΣ  $W(u, r/\lambda)$  . ΓΙΑ ΥΔΡΟΦΟΡΕΙΣ ΜΕ ΔΙΑΡΡΟΗ

$u$	$r/\lambda$	0	0.002	0.004	0.005	0.007	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
0			12.6611	14.2748	10.8286	10.1557	9.4425	8.0569	6.6731	5.8456	5.2950	4.8541
$1 \times 10^{-6}$		13.2383	12.4417	11.2711	10.8283	10.1557						
$2 \times 10^{-6}$		12.5451	11.2359	10.8174	10.1554							
$5 \times 10^{-6}$		11.6289	10.9642	10.6622	10.1290		9.4425					
$8 \times 10^{-6}$		11.1589	11.0377	10.7151	10.0602		9.4313					
$1 \times 10^{-5}$		10.9157	10.8382	10.5725	10.3963		9.4176	8.0569				
$2 \times 10^{-5}$		10.2426	10.1932	10.0522	9.9430	9.9430	9.7126	8.0558				
$7 \times 10^{-5}$		8.9899	8.9756	9.2480	8.9027	8.8224	8.6425	7.9456	6.6730			
$1 \times 10^{-4}$		8.6332	8.6233	8.5937	8.5717	8.5145	8.3983	6.6828	6.2748	5.7658	5.2749	4.8510
$2 \times 10^{-4}$		7.9402	7.9352	7.9203	7.8958	7.8600	7.8192	6.5508	6.1917	5.7274	5.2618	4.8478
$5 \times 10^{-4}$		7.0242	7.0222	7.0163	7.0118	6.9969	6.9750	6.8346	6.3626	5.8011	5.2848	4.8530
$7 \times 10^{-4}$		6.6879	6.6865	6.6823	6.6790	6.6706	6.6527	6.5508	6.1917	5.7274	5.2618	4.8478
$1 \times 10^{-3}$		6.3315	6.3305	6.3276	6.3253	6.3194	6.3089	6.2347	5.9711	5.6058	5.2087	4.8392
$2 \times 10^{-3}$		5.6394	5.6389	5.6374	5.6363	5.6334	5.6271	5.5907	5.4516	5.2641	4.9688	4.7079
$5 \times 10^{-3}$		4.7261	4.7259	4.7253	4.7249	4.7237	4.7212	4.7068	4.6499	4.5590	4.4389	4.2990
$7 \times 10^{-3}$		4.3916	4.3915	4.3910	4.3908	4.3899	4.3882	4.3779	4.3374	4.2719	4.1839	4.0771
0.01		4.0379	4.0378	4.0375	4.0371	4.0368	4.0351	4.0285	4.0003	3.9544	3.8920	3.8190
0.02		3.3547	3.3547	3.3545	3.3544	3.3542	3.3536	3.3502	3.3365	3.3141	3.2832	3.2442
0.05		2.4679	2.4679	2.4678	2.4678	2.4677	2.4675	2.4662	2.4613	2.4531	2.4416	2.4271
0.07		2.1508	2.1508	2.1508	2.1508	2.1507	2.1506	2.1497	2.1464	2.1408	2.1331	2.1232
0.10		1.8329	1.8329	1.8329	1.8329	1.8328	1.8327	1.8222	1.8200	1.8164	1.8114	1.8050
0.20		1.2227	1.2226	1.2226	1.2226	1.2226	1.2226	1.2224	1.2215	1.2201	1.2181	1.2155
0.50		0.5598	0.5598	0.5598	0.5598	0.5598	0.5598	0.5597	0.5595	0.5592	0.5587	0.5581
0.70		0.3738	0.3738	0.3738	0.3738	0.3738	0.3738	0.3737	0.3736	0.3734	0.3732	0.3729
1.00		0.2194	0.2194	0.2194	0.2194	0.2194	0.2194	0.2194	0.2193	0.2192	0.2191	0.2190
2.00		0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0489	0.0488
5.00		0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
7.00		0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
8.00		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Πηγή: Hantush (1956)

#### 5.4.6. Ροή προς Ατελή Υδρογέωση.

Όπως ήδη αναφέρθηκε, σαν ατελείς ή μερικής διείσδυσης χαρακτηρίζουμε εκείνες τις υδρογεωτρήσεις, των οποίων το διάτρητο τμήμα εισόδου του νερού, έχει μήκος μικρότερο, από το κορεσμένο πάχος του υδροφορέα. Στην περίπτωση αυτή η ροή δεν είναι οριζόντια αλλά **τρισδιάστατη**, ενδεχόμενα με ακτινική συμμετρία. Η σύγκλιση των γραμμών ροής προς την υδρογέωση και το μεγαλύτερο μήκος τους, σε σύγκριση με την περίπτωση της υδρογέωσης πλήρους διείσδυσης, προκαλεί για την ίδια τιμή της αντλούμενης παροχής  $Q$ , μια πρόσθετη πύση φορτίου.



Σχ.5.4.6.1. Ροή προς ατελή υδρογέωση.

Πηγή: Huisman και Olsthoorn (1963), Λατινόπουλος (1987)

Ειδικά στην παρεία της υδρογέωσης, η πρόσθετη αυτή πύση στάθμης σύμφωνα με τους Huisman και Olsthoorn (1963) είναι:

$$\Delta s = \frac{Q}{2\pi T} \frac{1-p}{p} \ln \frac{\alpha h}{r_w} \quad (5.69)$$

όπου (Σχ.5.4.6.1.)

$$p = h/H \quad (5.70)$$

το ποσοστό διείσδυσης,

$$e = \delta/H \quad (5.71)$$

η εκκεντρότητα και

$$\alpha = f(p,e) \quad (5.72)$$

συντελεστής, που εξαρτάται από τις τιμές του ποσοστού διείσδυσης και της εκκεντρότητας. Τιμές του  $\alpha$  συναρτήσει των  $p$  και  $e$  δίδονται στον Πίνακα 5.4.6.1. Ας σημειωθεί ότι για  $p > 0.20$ , προσεγγιστικά  $\alpha = 1 - p$ .

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4.6.1.  
ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ  $\alpha = f(p, e)$  ΓΙΑ ΡΟΗ ΠΡΟΣ ΑΤΕΛΗ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΗ

	$e=0$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
$p=0.1$	$\alpha=0.54$	0.54	0.55	0.55	0.56	0.57	0.59	0.61	0.67	1.09
0.2	0.44	0.44	0.45	0.46	0.47	0.49	0.52	0.59	0.89	
0.3	0.37	0.37	0.38	0.39	0.41	0.43	0.50	0.74		
0.4	0.31	0.31	0.32	0.34	0.36	0.42	0.62			
0.5	0.25	0.26	0.27	0.29	0.34	0.51				
0.6	0.21	0.21	0.23	0.27	0.41					
0.7	0.16	0.17	0.20	0.32						
0.8	0.11	0.13	0.22							
0.9	0.06	0.12								

Πηγή: Huisman και Oisthoorn (1983). Λατινόπουλος (1987)

#### 5.4.7. Συστήματα Υδρογεωτρήσεων.

Ονομάζουμε σύστημα υδρογεωτρήσεων μια ομάδα υδρογεωτρήσεων, που είναι εγκατεστημένες στον ίδιο υδροφορέα και μάλιστα σε τέτοιες αποστάσεις μεταξύ τους, ώστε να αλληλεπηρεάζονται. Αναζητώντας λύση σε ένα τέτοιο πρόβλημα, ένα εύλογο ερώτημα, που μπαίνει είναι:

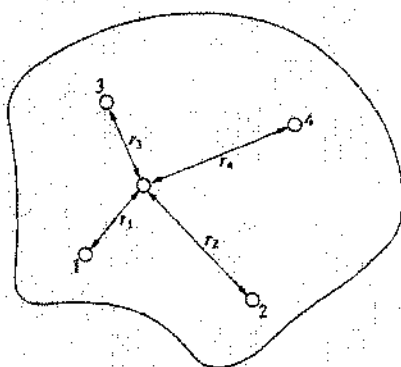
Μήπως μπορούμε να επαλληλίσουμε τα επί μέρους αποτελέσματα και κάτω από ποιές προϋποθέσεις;

Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

##### α. Υδροφορέας Περιορισμένος.

###### α1. Ροή Μεταβλητή.

Λαμβάνοντας υπόψιν ότι η εξίσωση συνέχειας (5.31) σε περιορισμένο υδροφορέα είναι γραμμική ως προς  $\phi$ , αν  $\phi_1$  και  $\phi_2$  αποτελούν λύσεις για την εξίσωση συνέχειας, τότε και κάθε γραμμικός συνδυασμός τους θα είναι επίσης λύση. Γιαυτό, στην περίπτωση περιορισμένων υδροφορέων ισχύει η αρχή της επαλληλίας των φορτίων  $\phi$ . Ισχύει επίσης και για τις πτώσεις  $s = \phi_0 - \phi(t)$ , αρκεί οι αρχικές και οριακές συνθήκες, που διέπουν το πρόβλημα να είναι ομογενείς (π.χ.  $\phi = 0, \theta\phi/\theta\eta = 0, s = 0$ ).



Σχ.5.4.7.1. Σύστημα Υδρογεωτρήσεων.

Ετσι αν σε περιορισμένο υδροφορέα είναι εγκατεστημένες  $N$  υδρογεωτρήσεις  $Y_j$ , από όπου αντλούνται από διαφορετικές χρονικές αφετηρίες  $t_{0j}$ , αντίστοιχα οι σταθερές παροχές  $Q_j, j=1,2,\dots,N$ , τότε με βάση τη σχέση (5.44) του Theis και την αρχή της επαλληλίας, η πτώση στάθμης  $s_i(x_i, y_i, t)$  σε τυχόν σημείο  $A(x_i, y_i)$ , που απέχει αποστάσεις  $r_{ij}$  από τις αντίστοιχες υδρογεωτρήσεις, για ορισμένη χρονική στιγμή  $t$  θα είναι:

$$s_i(x_i, y_i, t) = \sum_{j=1}^N s_{ij}(t) = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{4\pi T} W(u_{ij}) \quad (5.73)$$

όπου  $s_{ij}(t)$  η πτώση στάθμης, που θα είχαμε στο σημείο  $A(x_i, y_i)$ , κατά τη χρονική στιγμή  $t$ , μόνο εξ αιτίας της άντλησης της παροχής  $Q_j$  στην υδρογεώτρηση  $Y_j$ .

$$u_{ij} = \frac{r_{ij}^2 S}{4 T (t - t_{0j})} \quad (5.74)$$

## α2. Ροή Μόνιμη.

Και εδώ η γραμμικότητα επιτρέπει την επαλληλία. Ετσι με τους ίδιους συμβολισμούς, όπως προηγουμένως και με βάση τη σχέση (5.56) του Theis για περιορισμένο υδροφορέα, σε ψευδομόνιμη ροή έχουμε:

$$s_i(x_i, y_i) = \sum_{j=1}^N s_{ij}(t) = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{2\pi T} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} \quad (5.75)$$

που ειδικότερα αν η αντλούμενη παροχή έχει σταθερή τιμή  $Q$  σε όλες τις υδρογεωτρήσεις γράφεται:



$$s_j(x_i, y_i) = \sum_{j=1}^N s_{ij}(t) = \sum_{j=1}^N \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} = \frac{NQ}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_i^*} \quad (5.76)$$

όπου

$$r_i^* = (r_{i1} \cdot r_{i2} \cdot \dots \cdot r_{iN})^{1/N} \quad (5.77)$$

## β. Υδροφόρας Ελεύθερος.

### β1. Ροή Μεταβλητή.

Όπως ήδη επισημάνθηκε στην Παράγραφο 5.3.2.2. οι σχέσεις (5.37) και (5.38), που περιγράφουν τη ροή σε ελεύθερο υδροφόρα, δεν είναι γραμμικές ως προς  $h$  και γιαυτό, η αρχή της επαλληλίας δεν είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί, όπως προηγουμένως. Παρόλα αυτά, όπως ήδη αναφέρθηκε στην ίδια Παράγραφο, όταν οι μεταβολές του  $h$  είναι μικρές σε σχέση με το ίδιο το  $h$ , τότε η γραμμικοποίηση είναι δυνατή και οδηγεί στη σχέση (5.39α), που είναι γραμμική ως προς  $h$  ή την (5.39β), που είναι γραμμική ως προς  $h^2$ .

Ετσι, εφόσον η επίλυση της ροής έχει προκύψει προσεγγιστικά από την γραμμικοποιημένη εξίσωση (5.39α), η εφαρμογή της αρχής της επαλληλίας των  $h$ , όπως προηγουμένως, είναι επιτρεπτή.

### β2. Ροή Μόνιμη.

Στην περίπτωση, που η ροή προς σύστημα υδρογεωτρήσεων μπορεί να θεωρηθεί μόνιμη, ή ορθότερα ψευδομόνιμη, όπως εξηγήθηκε στην Παράγραφο 5.3.3.3., τότε σε συνδυασμό πάντοτε με την υπόθεση Dupuit, η εξίσωση (5.38) γίνεται γραμμική ως προς  $h^2$ . Πρέπει όμως να λάβουμε υπόψη, ότι αν  $h_0$  η αρχική στάθμη σε φρεάτιο υδροφόρα, επειδή ξεκινάμε από τη μη ομογενή αρχική συνθήκη  $h = h_0$  (και όχι  $h = 0$ ), η εφαρμογή της αρχής της επαλληλίας δεν γίνεται ως προς  $h^2$ , αλλά ως προς  $h_0^2 - h_i^2$ . Ετσι, με τους ίδιους όπως προηγουμένως συμβολισμούς, εφαρμόζοντας την (5.64β) και την αρχή της επαλληλίας ως προς  $h_0^2 - h_i^2$ , έχουμε:

$$h_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{nK} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} \quad (5.78)$$

και αν η αντλούμενη παροχή είναι σε όλες τις υδρογεωτρήσεις σταθερή και ίση με  $Q$ , τότε:

$$h_0^2 - h_i^2 = \frac{NQ}{nK} \ln \frac{R}{r_i^*} \quad (5.79)$$

όπου όπως προηγουμένως:

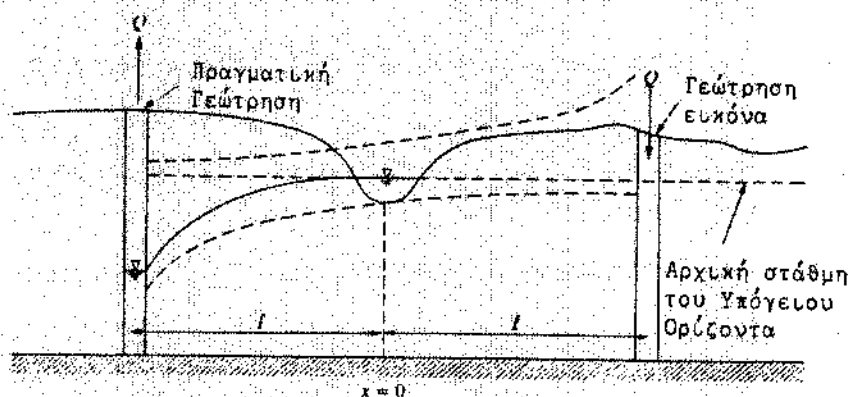
$$r_i^* = (r_{i1} \cdot r_{i2} \cdot \dots \cdot r_{iN})^{1/N} \quad (5.80)$$

#### 5.4.8. Υδρογεωτρήσεις κοντά σε επιφανειακά νερά ή φυσικά όρια του υδροφορέα. Η μέθοδος των εικόνων.

Στις προηγούμενες παραγράφους βασισθήκαμε στην παραδοχή ότι ο υδροφορέας, όπου έχουμε εγκαταστήσει τις υδρογεωτρήσεις μας είναι πλευρικά απεριόριστος. Στην πραγματικότητα, γεωλογικές ασυνεχειές, όπως ρήγματα, παρεμβολή αδιαπέρατων στρώσεων, στρώσεων με διαφορετική υδραυλική αγωγιμότητα, ή επιφανειακά νερά σε επικοινωνία με τον υδροφορέα, όπως ποταμοί, λίμνες, θάλασσες, διαμορφώνουν **υποχρεωτικά σύνορα** στον υδροφορέα και επηρεάζουν τη ροή προς υδρογεωτρήσεις, που συμβαίνει να λειτουργούν κοντά τους.

Υποθέτοντας απλοποιητικά, ότι τα όρια αυτά είναι επίπεδα ή ευθύγραμμα και αξιοποιώντας την δυνατότητα εφαρμογής της αρχής της επαλληλίας, κάτω βέβαια από τις προϋποθέσεις ισχύος της, που αναλύθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, η επίλυση της ροής προς υδρογεωτρήσεις εγκατεστημένες κοντά στα σύνορα μπορεί πολύ εύκολα να γίνει με τη λεγόμενη **μέθοδο των εικόνων**.

Η μέθοδος συνίσταται στην εγκατάσταση φανταστικών υδρογεωτρήσεων "ειδώλων" και μάλιστα κατά τέτοιο τρόπο, ώστε επαλληλίζοντας τις ροές των πραγματικών και των γεωτρήσεων ειδώλων να προσομοιώνονται οι συνθήκες, που επιβάλλει η ύπαρξη του συνόρου. Η μέθοδος εξηγείται απλούστερα, με την εφαρμογή της στις δυο πιο χαρακτηριστικές περιπτώσεις: του **επιφανειακού ρεύματος με σταθερή στάθμη** και του **αδιαπέρατου ορίου**. Και στα δυο παραδείγματα η μέθοδος εφαρμόζεται σε φρεάτιο υδροφορέα, επειδή εκεί η εποπτεία είναι καλλίτερη, παραμένει όμως πάντα η αναγκαία παραδοχή ότι οι καταγραφόμενες πτώσεις  $s$  είναι μικρές σε σχέση με το πάχος  $h$  του υδροφορέα, ώστε να επιτρέπεται προσεγγιστικά, η εφαρμογή της αρχής της επαλληλίας.



Σχ. 5.4.8.1. Η μέθοδος των εικόνων. Περίπτωση οριακής συνθήκης σταθερού φορτίου. Πηγή Bras (1990).

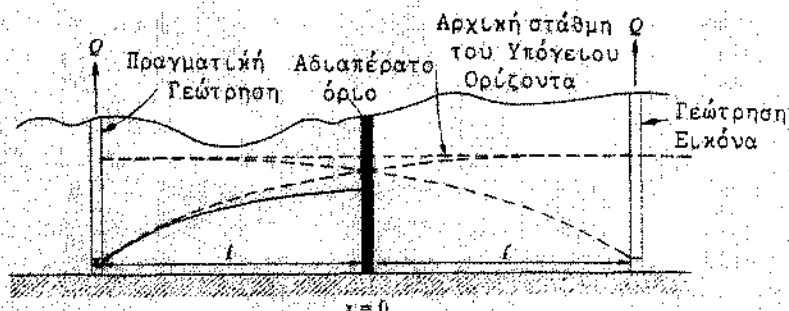
Στην πρώτη περίπτωση, το παρεμβαλλόμενο ποτάμι επιβάλλει, για  $x=0$  μια οριακή συνθήκη σταθερού φορτίου. Στο Σχ. 5.4.8.1, η κάτω διακεκομμένη αντιστοιχεί στον κώνο πτώσης, που έχουμε αν από την πραγματική υδρογεώτρηση αντλείται παροχή  $Q$  και δεν υπάρχει το ποτάμι. Η άνω διακεκομμένη στον κώνο επαναφόρτισης, αν έχουμε μόνο την φανταστική υδρογεώτρηση, στην οποία εισάγεται παροχή ίση με  $Q$ . Η συνεχής καμπύλη, αποτέλεσμα της επαλληλίας των δύο προηγούμενων, αντιστοιχεί στον πραγματικό κώνο

πτώσης, όπου η στάθμη της επιφάνειας του ποταμού είναι υποχρεωτικό σημείο.

Στη δεύτερη περίπτωση, όπως φαίνεται στο Σχ. 5.4.8.2., κοντά σε υδρογεώτρηση από όπου αντλείται παροχή  $Q$ , παρεμβάλλεται ένα κατακόρυφο, αδιαπέρατο σύνορο, όπου αναγκαστικά ο πραγματικός κώνος πτώσης πρέπει να παρουσιάζει οριζόντια επαπτομένη. Δηλαδή για  $x=0$ , πρέπει  $\partial h/\partial x=0$ . Η πραγματική αυτή κατάσταση προκύπτει σαν επαλληλία της ροής :

- προς την πραγματική υδρογεώτρηση, από όπου αντλείται παροχή  $Q$  και
- προς μια φανταστική υδρογεώτρηση, όμοια με την πραγματική, σε συμμετρική θέση ως προς το αδιαπέρατο όριο, από όπου αντλείται επίσης παροχή  $Q$ .

Και στις δυο περιπτώσεις αγνοείται η ύπαρξη του αδιαπέρατου ορίου.



Σχ. 5.4.8.2. Η μέθοδος των εικόνων. Περίπτωση αδιαπέρατου ορίου. Πηγή Bras (1990).

#### 5.4.9. Η δοκιμαστική άντληση. Πειραματικός προσδιορισμός της απόδοσης μιας υδρογεώτρησης.

##### α. Θεωρητική απόδοση υδρογεώτρησης. Η ανάγκη δοκιμαστικής άντλησης

Στις Παραγράφους 5.3.3.1. έως 5.3.3.8. επιχειρήθηκε μια συνοπτική παρουσίαση των αναλυτικών λύσεων της ροής προς μια υδρογεώτρηση. Τα αποτελέσματα, που προέκυψαν μπορεί να αξιοποιηθούν είτε:

- για τη συσχέτιση της γεωμετρίας της ροής [ $h(x,y,z,t)$  ή  $s(x,y,z,t)$ ], με την παροχή  $Q$ , που αντλείται από την υδρογεώτρηση, όταν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά ( $K$ ,  $T$ , κατηγορία κ.λ.π) του υδροφορέα, (**ευθύ πρόβλημα**) είτε
- για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του υδροφορέα, όταν σε υδρογεώτρηση, ερευνητική ή παραγωγική, συσχετίζονται, μετά από μετρήσεις, η γεωμετρία της ροής με την αντλούμενη παροχή (**αντίστροφο πρόβλημα**).

Τα αποτελέσματα, που προκύπτουν στην πρώτη περίπτωση, αποτελούν βέβαια θεωρητική προσέγγιση της πραγματικής ροής, που θα έχουμε αν κατασκευασθούν οι

σχεδιαζόμενες υδρογεωτρήσεις και απέχουν από την πραγματικότητα, κατά το μέτρο των απλοποιητικών παραδοχών, που έχει χρειασθεί να γίνουν, για την επίλυση των εξισώσεων. Ετσι η θεωρητική σχέση  $Q = f(h)$  ή  $Q = f(s)$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό μεμονωμένων υδρογεωτρήσεων περιορισμένης σημασίας ή για την προεκτίμηση, σε φάση προκαταρκτικής μελέτης, της απόδοσης υδρογεωτρήσεων, που σκοπεύουμε να κατασκευάσουμε, των οποίων όμως η πραγματική απόδοση, μόνο μετά από δοκιμαστική άντληση, μπορεί να προσδιορισθεί με βεβαιότητα.

Συμπερασματικά, η δοκιμαστική άντληση επιτρέπει τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του υδροφορέα και τον ασφαλή καθορισμό της απόδοσης μιας γεώτρησης.

## β. Η ερευνητική γεώτρηση.

Η δοκιμαστική άντληση, μπορεί να γίνει στην τελική, ή σε ερευνητική γεώτρηση. Η επιλογή θα στηριχθεί σε τεχνικοοικονομικά στοιχεία. Αν δηλαδή, ο υδροφορέας βρίσκεται σε μεγάλο βάθος (>50m) και ο αριθμός των σχεδιαζόμενων γεωτρήσεων είναι μικρός, τότε η διάνοιξη ερευνητικής γεώτρησης μπορεί να κριθεί ασύμφορη και να αποφασισθεί απ'ευθείας κατασκευή της πρώτης από τις οριστικές γεωτρήσεις. Αντίθετα, αν προβλέπεται σειρά γεωτρήσεων, ανάλογα και με το βάθος του υδροφορέα, η πρόταξη μιας ερευνητικής γεώτρησης είναι εύλογη.

Η ερευνητική γεώτρηση αποτελεί προσωρινή κατασκευή, που ενδεχόμενα θα εγκαταλειφθεί, ιδίως αν τα αποτελέσματα της άντλησης δεν είναι ικανοποιητικά, ή αντίθετα θα μετατραπεί σε οριστική. Ετσι συνήθως έχει μικρότερη διάμετρο σωλήνωσης και φίλτρου και γενικότερα αντιστοιχεί σε περιορισμένες προδιαγραφές. Οι Mutschmann-Stimmelmayer (1983), συνιστούν για τις ερευνητικές γεωτρήσεις, ανάλογα με την αναμενόμενη παροχή, τις διαμέτρους σωλήνωσης και φίλτρου του Πίνακα 5.4.9.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4.9.1.  
ΔΙΑΜΕΤΡΟΙ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΦΙΛΤΡΟΥ ΣΕ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΕΣ ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ

Προβλεπόμενη Παροχή [l/s]	4	7	10	20	50
Διάμετρος Φίλτρου [mm]	150	200	200	250	300
Τελική Διάμετρος Σωλήνωσης [mm]	300	350	350	450	500

Πηγή: Mutschmann-Stimmelmayer (1983)

Το διάτρητο, μεταλλικό φίλτρο, που θα χρησιμοποιηθεί πρέπει να φθάνει μέχρι το άνω και το κάτω όριο του υδροφορέα, έστω και αν ενδιάμεσα παρεμβάλλονται "τυφλά" τμήματα σωλήνωσης. Για τον προσδιορισμό του χαλκόφιλτρου, που περιβάλλει το μεταλλικό φίλτρο, στην περίπτωση της ερευνητικής γεώτρησης, δεν απαιτείται κοκκομετρική ανάλυση του περιβάλλοντος εδάφους, απλά μπορούμε να τοποθετήσουμε:

- σε χαλκοεδάφη φίλτρο διαβάθμισης 4/6 mm
- σε αμμώδη εδάφη " " 3/4 mm
- σε λεπτές αμμούς " " 1/1,5 mm [5/25]

Με τη διάνοιξη της ερευνητικής γεώτρησης, είναι ευκαιρία να συγκεντρωθούν οι πληρέστερες δυνατές πληροφορίες για τη γεωλογία της περιοχής, με την καταγραφή των διαδοχικών στρώσεων, που συναντά το γεωτρήπανο, τη λήψη και φύλαξη σε ειδικά κατασκευασμένα ξύλινα κυβώτια των δειγμάτων του εδάφους (καρότα), τη μέτρηση της στάθμης του νερού μέσα στη γεώτρηση, την εκτέλεση δοκιμών εισπίεσως κ.λ.π.

Το βάθος της ερευνητικής γεώτρησης, προσδιορίζεται από τη στάθμη του κατώτερου αδιαπέρατου ορίου του υδροφορέα, πέρα από το οποίο η γεώτρηση πρέπει να προχωρεί 1,50 - 2,00 m.

#### **γ. Τα πιεζόμετρα.**

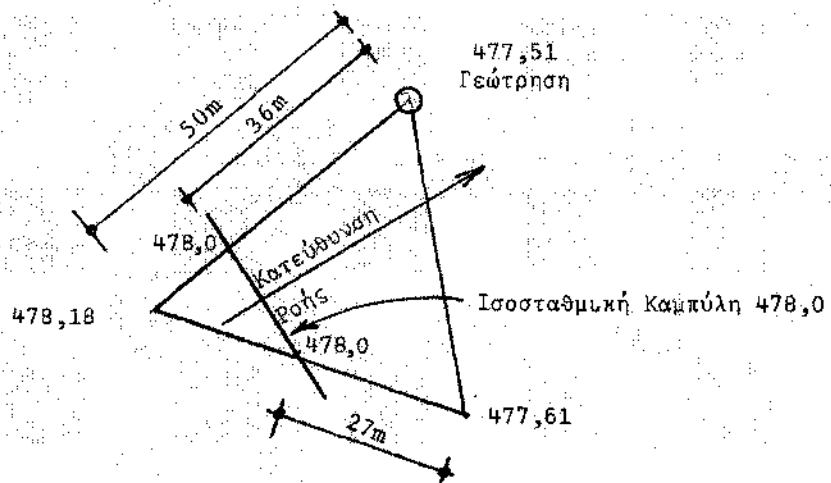
Πρόκειται για σωληνώσεις ελάχιστης διαμέτρου 40mm, ανοιχτές μόνο στο κάτω άκρο τους, που εγκαθίστανται σε κατακόρυφη γεώτρηση. Η στάθμη του νερού σε ένα πιεζόμετρο προφανώς αντιστοιχεί στο πιεζομετρικό φορτίο, που επικρατεί στο σημείο όπου καταλήγει το πιεζόμετρο.

Τα πιεζόμετρα εγκαθίστανται είτε με σκοπό τη γενικότερη παρακολούθηση της διακύμανσης του πιεζομετρικού φορτίου σε ένα υδροφορέα, είτε στα πλαίσια δοκιμαστικής άντλησης.

Στην πρώτη περίπτωση, οι αναγνώσεις στάθμης επιτρέπουν τη χάραξη των **ισοσταθμικών καμπυλών** του υδροφορέα, στη δεύτερη την καταγραφή του κώνου πτώσης και τη μεταβολή του στο χώρο και το χρόνο. Στο Παράδειγμα, που ακολουθεί, φαίνεται πώς ο συνδυασμός μιας υδρογεώτρησης και δύο πιεζομέτρων, μας επιτρέπει να χαράξουμε ισοσταθμικές καμπύλες και να υπολογίσουμε την κλίση και τη φορά ροής υδροφορέα.

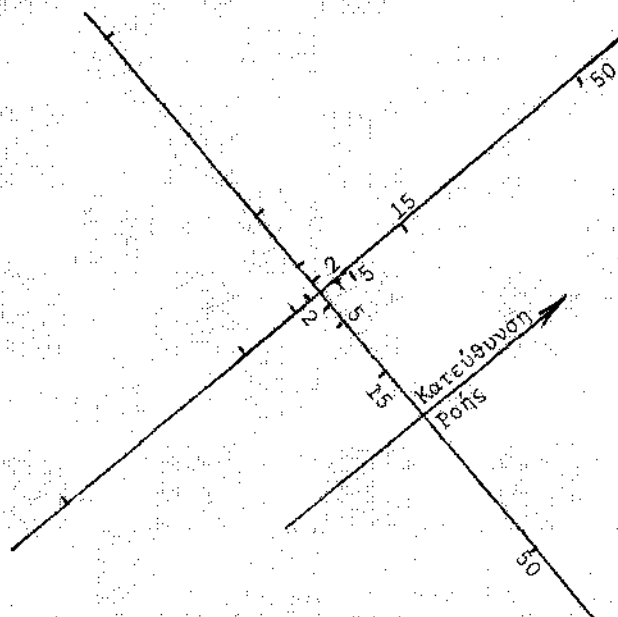
### Παράδειγμα.

Η στάθμη ηρεμίας σε υδρογείωση είναι +477,51. Εγκαθίσταμε δύο πιεζόμετρα, που με την υδρογείωση σχηματίζουν ισοπλευρο τρίγωνο με πλευρές μήκους 50 m. Οι αντίστοιχες στάθμες στα δύο πιεζόμετρα είναι +478,18 και 477,61. Με γραμμική παρεμβολή, προσδιορίζουμε τα σημεία όπου η ισοσταθμική καμπύλη +478, τέμνει τις πλευρές του τριγώνου. Η διεύθυνση της ροής του υπόγειου νερού είναι κάθετος στην ισοσταθμική καμπύλη με φορά από τα ψηλότερα προς τα χαμηλότερα υψόμετρα στάθμης, όπως φαίνεται στο Σχ.5.4.9.1. Αν η κάθετη απόσταση της υδρογείωσης από την ισοσταθμική +478 είναι 35m, τότε η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής του υδροφωρέα είναι  $i = (478 - 477,51)/35 = 0,014$  ή  $14^\circ/\alpha\alpha$ .



Σχ.5.4.9.1.

Στην περίπτωση της δοκιμαστικής άντλησης, οι Mutschmann-Stimmelmayer (1983), συνιστούν την εγκατάσταση πιεζομέτρων σε δύο κάθετους άξονες με σημείο τομής τους τη γεώτρηση, παράλληλα και κάθετα στη φορά ροής του υπόγειου νερού, σε αποστάσεις 2, 5, 15 και 50 m, όπως στο Σχ.5.4.9.2. Συχνά, εγκαθίσταται επίσης ένα πιεζόμετρο μέσα στο χαλκόφιλο, ώστε να μετρηθούν οι τοπικές απώλειες, που οφείλονται σ' αυτό.



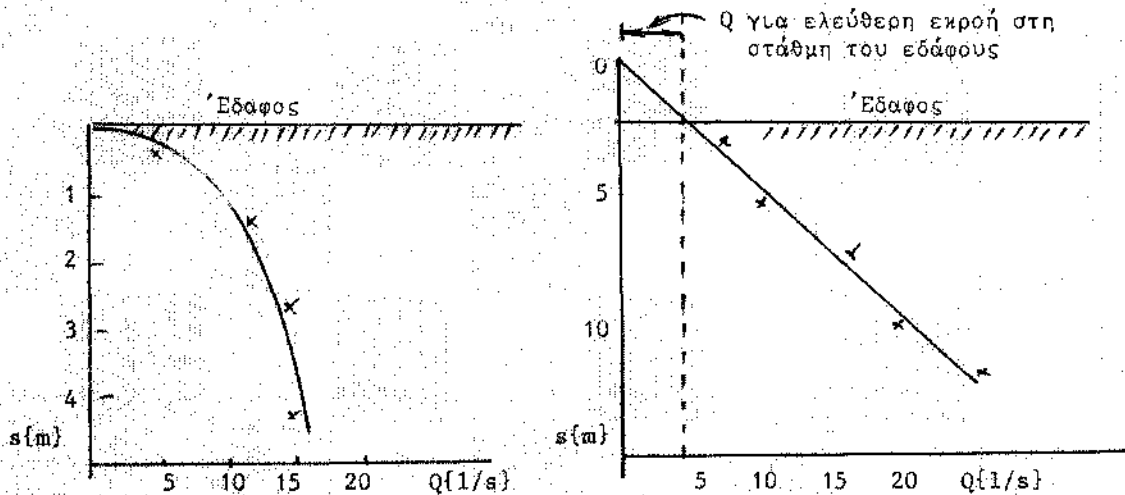
Σχ.5.4.9.2.

### δ. Η δοκιμαστική άντληση.

Αν η αναμενόμενη απόδοση της γεώτρησης είναι  $Q$ , η άντληση πρέπει να αρχίζει από χαμηλά, έστω από  $0,20 Q$  και να αυξάνεται αργά περίπου σε  $0,50 Q$ ,  $Q$  και μέχρι  $1,20 Q$ . Με κάθε αύξηση της παροχής, η θολότητα του αντλούμενου νερού αυξάνει απότομα και η επόμενη αύξηση δεν επιτρέπεται να αρχίσει πριν το νερό ξαναγίνει διαυγές.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη πτώση στάθμης συνδυάζεται με τη συγκράτηση της ταχύτητας ροής σε επίπεδα, που εξασφαλίζουν απέναντι στην παράσυρση των λεπτόκοκκων υλικών του υδροφορέα και την απόφραξη του χαλκικόφιλτρου. Πρακτικά, αυτό αντιστοιχεί σε υποβιβασμό της στάθμης ηρεμίας περίπου κατά 50 %.

Η διάρκεια της άντλησης είναι συνάρτηση του χρόνου, που απαιτείται για την αποκατάσταση μόνιμης (θεωρητικά βέβαια ψευδομόνιμης) διαπτας σε κάθε βαθμίδα παροχής και ασφαλώς διαφέρει από περίπτωση σε περίπτωση.



Σχ.5.4.9.3. Πειραματική καμπύλη  $Q=f(s)$  από δοκιμαστική άντληση σε υδρογεώτρηση α) σε φρεάτιο, β) σε περιορισμένο υδροφορέα.

Χαράζοντας σε σύστημα αξόνων  $Q,s$  τις αντλούμενες παροχές και τις αντίστοιχες πτώσεις στάθμης, παίρνουμε την πειραματική καμπύλη  $Q=f(s)$ , που στην περίπτωση φρεατίου οριζόντια είναι παραβολή με τα κοίλα προς τα κάτω, ενώ στην περίπτωση περιορισμένου υδροφορέα είναι ευθεία, όπως φαίνεται στο Σχ.5.4.9.3.

### ε. Απόδοση υδρογεώτρησης. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών του υδροφορέα.

Εφαρμόζοντας και εδώ τη μεθοδολογία των Παραγράφων 5.4.3. και 5.4.4. μπορούμε να προσδιορίσουμε την απολήψιμη παροχή. Εξ άλλου, συνδυάζοντας τα πειραματικά αποτελέσματα με τη θεωρητική σχέση, που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη περίπτωση του υδροφορέα και της υδρογεώτρησης, (Παράγραφοι 5.4.1. έως 5.4.8.) μπορούμε να προσδιορίσουμε και τα χαρακτηριστικά του υδροφορέα (αντίστροφο πρόβλημα).

## 5.5. ΑΠΟΔΟΣΗ ΥΔΡΟΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΥΔΡΟΛΟΓΙΚΗΣ ΛΕΚΑΝΗΣ.

Μέχρι τώρα η απολήπιμη παροχή από τις υδρογεωτρήσεις εξετάσθηκε ανεξάρτητα από τις δυνατότητες του υδροφορέα ή του ευρύτερου υδρολογικού συστήματος. Όμως, τα υπόγεια υδατικά διαθέσιμα δεν είναι ανεξάντλητα και γιαυτό εύλογα τίθεται το πρόβλημα προσδιορισμού ορίου στον απολήπιμο όγκο, ειδικότερα σε κλίμακα Υδροφορέα και γενικότερα Υδρολογικής λεκάνης.

### 5.5.1. Απόδοση Υδροφορέα.

Η αύξηση  $\Delta S_U$  του όγκου υπόγειου νερού, που είναι αποθηκευμένος σε ένα υδροφορέα ή τμήμα του, σε μια συγκεκριμένη χρονική περίοδο, εκφράζεται με το ισοζύγιο ανάμεσα στις εισροές και τις εκροές, που καταγράφονται κατά την περίοδο αυτή.

Από την πλευρά τους οι εισροές μπορεί να οφείλονται στη:

- Φυσική επαναφόρτιση  $I_p$  από τις κατακρημνίσεις (καταισδυση).
- Διήθηση  $I_e$  από τη στράγγιση επιφανειακών ρευμάτων ή λιμνών.
- Είσοδο υπόγειου νερού  $U_+$ , μέσα από τα όρια του υδροφορέα ή από διαρροή από υπερκείμενο ή υποκείμενο υδροφορέα.
- Επιστροφή στραγγισμάτων  $D_+$ , από τα περισσεύματα αρδεύσεων, ή από απορροφητικούς βόθρους, ή διαρροές δικτύων ύδρευσης ή αποχέτευσης.
- Τεχνητή επαναφόρτιση  $R_T$ .

Εξ άλλου οι εισροές μπορεί να οφείλονται στην:

- Εξατμισοδιαπνοή  $ET$ .
- Τροφοδότηση  $Q_B$  με υπόγειο νερό, ποταμών (βασική ροή) ή λιμνών.
- Εξοδο υπόγειου νερού  $U_-$  μέσα από τα όρια του υδροφορέα, ή διαρροή προς υπερκείμενα ή υποκείμενα στρώματα.
- Εκφόρτιση πηγών  $Q_{\Pi}$ .
- Αντληση  $Q_Y$  σε πηγάδια ή γεωτρήσεις.
- Τεχνητή αποστράγγιση  $D_-$ .

Και έτσι η εξίσωση του ισοζυγίου γράφεται:

$$\Delta S_U = \{ I_p + I_e + U_+ + D_+ + R_T \} - \{ ET + Q_B + U_- + Q_{\Pi} + Q_Y + D_- \} \quad (5.81)$$

Σύμφωνα με τους Freeze/Cherry (1979), η απόδοση ενός υδροφορέα ορίζεται σαν τη μέγιστη απολήπιμη ποσότητα, που μπορεί να αποδώσει ο υδροφορέας, χωρίς να προκληθεί



απαράδεκτη πώση στο υδραυλικό φορτίο του. Ο ορισμός αυτός είναι βέβαια ποιοτικός και όχι ποσοτικός, αφού πρέπει σε κάθε ξεχωριστή περίπτωση να προσδιορισθεί η μέγιστη παραδεκτή πώση φορτίου, όπως αναλυτικότερα εξετάζεται για την περίπτωση της υδρολογικής λεκάνης, στην επόμενη Παράγραφο. Παράλληλα όμως με την πιο πάνω, γενικότερη, θεωρητική αρχή, σε συγκεκριμένες πρακτικές περιπτώσεις, είναι χρήσιμη η προσεγγιστική, ποσοτική εκτίμηση της συνολικής δυναμικότητας ενός υδροφορέα. Για το σκοπό αυτό θα αναφερθούμε σε τρεις μεθόδους: Του Smreker-Holler, της εφαρμογής του νόμου του Darcy και της Ακτίνας του Κώνου Πτώσης [5/25]. Και στις τρεις μεθόδους, η ροή στον υδροφορέα θεωρείται μόνιμη.

### 1. Μέθοδος Smreker-Holler.

Εστω  $J$  η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής υδροφορέα,

$H$  το συνολικό φορτίο του υδροφορέα σε [m], σε κατάσταση ηρεμίας,

$Q$  η αντλούμενη παροχή σε [l/s],

$s$  η πώση του φορτίου μέσα στη γεώτρηση σε [m],

$d_{\phi}$  η διάμετρος του φίλτροσωλήνα σε [mm],

$d_{\gamma}$  η διάμετρος της γεώτρησης σε [mm],

$d$  η μέση διάμετρος της υδρογεώτρησης,  $d = (d_{\phi} + d_{\gamma})/2$ ,

$\alpha$  παραμετρος, που υπολογίζεται συνάρτηση της τιμής του λόγου  $s/H$ , από τον επόμενο Πίνακα:

$s/H$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
$\alpha$	0,97	0,93	0,89	0,85	0,82	0,79	0,76	0,72	0,69	0,66

$$\text{Στη συνέχεια υπολογίζουμε την παράμετρο } \frac{\alpha \cdot s}{1000 \cdot J} \quad (4.82)$$

και με βάση τον Πίνακα 5.5.1.1. προκύπτει το πλάτος  $B$  του υδροφορέα, που αποδίδει την παροχή  $Q$ .

$$\text{Αντίστοιχα προκύπτει η ακτίνα επιρροής } R = \frac{B}{2\pi} \quad \text{σε [m]} \quad (5.83)$$

και η απόδοση του υδροφορέα ανά μέτρο πλάτους του

$$q^* = \frac{Q}{B} \quad \text{σε [l/s.m]} \quad (5.84)$$

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.5.1.1.  
ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΠΛΑΤΟΥΣ Β ΣΕ [m] ΥΔΡΟΦΟΡΕΑ ΠΟΥ ΑΠΟΔΙΔΕΙ ΣΕ  
ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΗ ΠΑΡΟΧΗ Q

$\alpha \cdot \beta$ 1000 · J	d [mm]			
	200	300	500	700
0,005	7	8	10	12
0,01	10	12	15	18
0,02	15	18	22	26
0,03	20	24	29	33
0,04	24	28	34	39
0,05	27	32	39	45
0,06	31	36	44	51
0,07	34	40	48	55
0,08	37	44	53	60
0,09	40	47	57	65
0,1	43	50	61	70
0,2	66	78	94	105
0,3	86	101	121	135
0,4	103	121	145	162
0,5	120	140	168	188
0,6	136	158	190	214
0,7	151	175	210	235
0,8	163	190	228	255
0,9	176	204	245	275
1,0	188	219	261	294
1,2	213	248	295	334
1,4	236	275	325	366
1,6	259	300	355	400
1,8	280	324	385	432
2,0	298	346	410	463
2,2	319	368	438	493
2,4	336	390	465	523
2,6	353	410	490	551
2,8	371	430	515	578
3,0	388	450	540	605
3,2	406	470	562	632
3,4	423	490	585	658
3,6	438	510	605	683
3,8	452	526	628	708
4,0	466	542	650	732
4,2	481	560	672	756
4,4	497	578	695	780
4,6	513	596	715	803
4,8	529	614	735	825
5,0	545	632	755	846

## ii. Μέθοδος υπολογισμού της απόδοσης υδροφορέα με το Νόμο του Darcy.

Όπως ήδη αναφέραμε στην Παράγραφο 5.4.9.α. η επίλυση του αντίστροφου προβλήματος με βάση τα αποτελέσματα της δοκιμαστικής άντλησης μας επιτρέπει τον υπολογισμό της υδραυλικής αγωγιμότητας  $K$ , του υδροφορέα. Εφαρμόζοντας το Νόμο του Darcy έχουμε:

- για την περίπτωση περιορισμένου υδροφορέα πάχους  $b$  σε [m]

$$Q = q \cdot b \cdot B = K \cdot J \cdot b \cdot B \quad (5.85)$$

- για την περίπτωση φρεάτιου υδροφορέα πάχους  $h_0$  σε [m] πριν από την έναρξη οποιασδήποτε άντλησης

$$Q = q \cdot h_0 \cdot B = K \cdot J \cdot h_0 \cdot B \quad (5.86)$$

όπου

$Q$  η συνολική παροχή, που διατρέχει τον υδροφορέα σε πλάτος  $B$

$q$  η ανηγμένη ανά μονάδα επιφάνειας κατακόρυφης τομής του υδροφορέα παροχή υπόγειου νερού

$K$  η υδραυλική αγωγιμότητα του υδροφορέα

$J$  η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής του

Αν από υδρογέωτρηση, εγκατεστημένη στον υπόγειο υδροφορέα αντλούμε όλη την παροχή  $Q$ , που αποδίδει το πλάτος  $B$  του υδροφορέα, τότε το πλάτος αυτό  $B$  είναι:

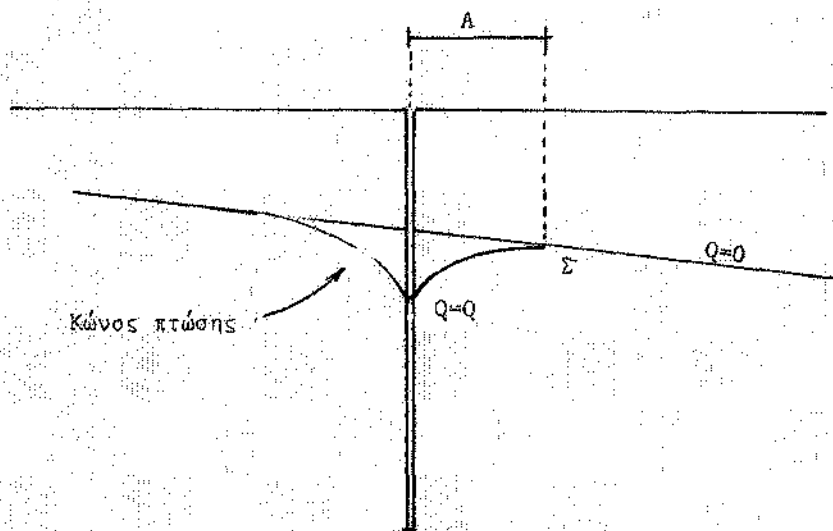
$$B = \frac{Q}{K \cdot J \cdot b} \quad \eta \quad B = \frac{Q}{K \cdot J \cdot h_0} \quad (5.87)$$

αντίστοιχα για την περίπτωση περιορισμένου ή ελεύθερου υδροφορέα και σε κάθε περίπτωση, η ανηγμένη ανά μονάδα πλάτους του υδροφορέα απολήψιμη παροχή  $q^*$

$$q^* = \frac{Q}{B} \quad (5.88)$$

## iii Μέθοδος της Ακτίνας του Κώνου Πτώσης.

Η καταγραφή της πτώσης στάθμης στα πιεζόμετρα, που κατά την εκτέλεση της δοκιμαστικής άντλησης είναι εγκατεστημένα γύρω από την υδρογέωτρησή μας επιτρέπει τον προσδιορισμό της απόστασης  $A$ , του σημείου  $\Sigma$  από το κέντρο της γέωτρησης όπως φαίνεται στο Σχ.5.5.1.1. Το σημείο  $\Sigma$  αντιστοιχεί στην κατάντι τομή του κώνου πτώσης, με το κατακόρυφο επίπεδο, που ορίζει ο άξονας της γέωτρησης και είναι παράλληλο προς την κατεύθυνση ροής του υδροφορέα.



### Σχ.5.5.1.1.

Το πλάτος  $B$  του υδροφόρου, που θεωρείται ότι αποδίδει την αντλούμενη στην υπ' όψη υδρογεώτρηση παροχή  $Q$  εκτιμάται, προσεγγιστικά, ότι είναι :

$$B = 2\pi A \quad (5.89)$$

και η ανηγμένη ανά μονάδα πλάτους του υδροφόρου απολήψιμη παροχή  $q^*$

$$q^* = Q/B \quad (5.90)$$

### Παράδειγμα.

Η εκτέλεση δοκιμαστικής άντλησης με αντλούμενη παροχή  $Q = 30 \text{ l/s}$ , σε υδρογεώτρηση με διάμετρο  $d = 900 \text{ mm}$ , σε φρεάτιο υδροφόρου έδωσε τα εξής στοιχεία:

- Κλίση υδροφόρου  $J = 4,00 \text{ }^\circ/\sigma\sigma$
- Πάχος υδροφόρου πριν την άντληση  $h_0 = 12,40 \text{ m}$
- Υδραυλική αγωγιμότητα του υδροφόρου  $K = 0,004 \text{ m/s}$
- Πτώση στάθμης  $s = 1,03 \text{ m}$
- Απόσταση  $A = 25 \text{ m}$

Υπολογισμός της απόδοσης του υδροφόρου:

i. Κατά Smeaker-Holler.

$$H/s = h_0/s = 1,03/12,40 = 0,083 \quad \text{απότο } \alpha = 0,94 \quad \text{και } \text{έτσι}$$

$$\frac{\alpha \cdot s}{1000 \text{ J}} = \frac{0,94 \cdot 1,03}{1000 \cdot 0,004} = 0,24$$

και με παρεμβολή στον Πίνακα 5.5.1.1: παίρνουμε για  $d=900 \text{ mm}$

$$B=140 \text{ m}$$

και

$$q^* = Q/B = 30/140 = 0,211 \text{ l/s.m}$$

ii. Σύμφωνα με το Νόμο του Darcy.

$$q^* = K \cdot h_0 \cdot J = 0,004 \cdot 12,40 \cdot 0,004 = 0,20 \text{ l/s.m}$$

Το αντίστοιχο πλάτος  $B$  του υδροφορέα, που αποδίδει 30 l/s ισούται με  $30/0,20 = 150 \text{ m}$ .

iii. Με τη μέθοδο της Ακτίνας του Κώνου Πτώσης

$$\text{Αφού } A = 25 \text{ m} \quad \text{και} \quad B = 2hA = 6,28 \cdot 25 = 157 \text{ m}$$

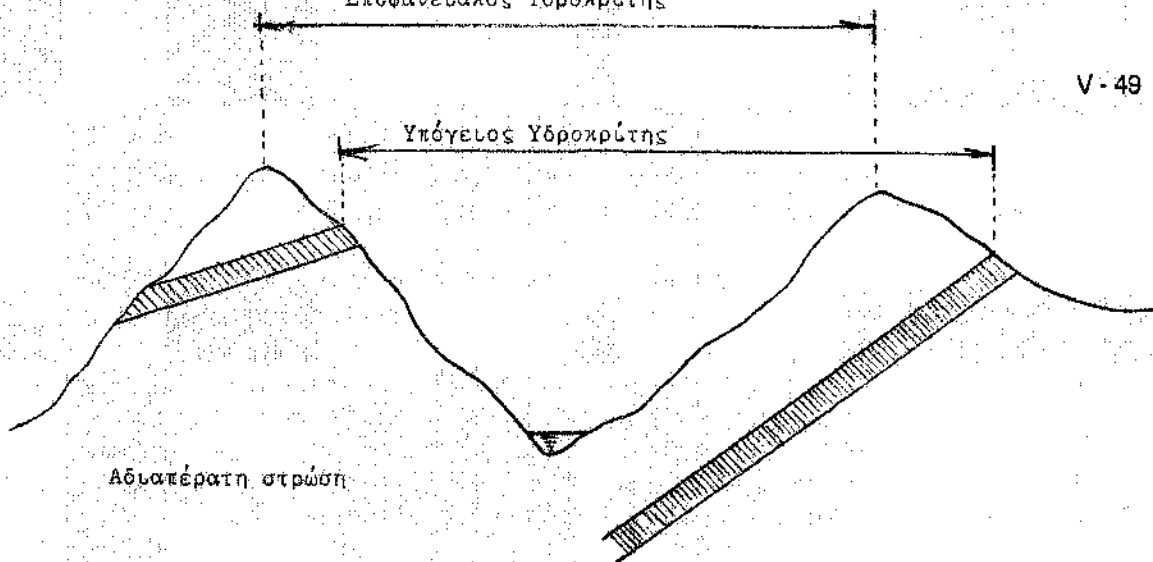
$$\text{απότο και } q^* = Q/B = 30/157 = 0,19 \text{ l/s.m}$$

Συμπερασματικά θεωρούμε ότι η απόδοση του συγκεκριμένου υδροφορέα ανέρχεται σε 0,20 l/s.m και οι υδρογεωτρήσεις των 30 l/s μπορούν να τοποθετηθούν κάθετα στην κατεύθυνση της ροής, σε ελάχιστες αποστάσεις 150 m.

## 5.5.2. Απόδοση Υπόγειας Υδρολογικής Λεκάνης.

Με αναφορά πάντα σε συγκεκριμένη διατομή ενός επιφανειακού ρεύματος, η Υδρολογική Λεκάνη ορίζεται σαν την γεωγραφική επιφάνεια, της οποίας η επιφανειακή απορροή καταλήγει στη διατομή αυτή. Όριο της Υδρολογικής Λεκάνης, ο Υδροκρίτης.

Η κατείσδυση μέρους των κατακρημνίσεων στο έδαφος, είναι υπεύθυνη, όπως εξηγήθηκε στην Παράγραφο 5.2., για το σχηματισμό των υπόγειων υδατικών διαθεσίμων, που αντίστοιχα αναπτύσσονται σε μια Υπόγεια Υδρολογική Λεκάνη. Το όριο πάντως της Υπόγειας Υδρολογικής Λεκάνης δεν συμπίπτει αναγκαστικά με τον επιφανειακό Υδροκρίτη, όπως φαίνεται και στο Σχ.5.5.2.1.



Σχ.5.5.2.1. Επιφανειακός και Υπόγειος Υδροκρίτης.

Είναι αυτονόητο ότι το υπόγειο νερό κινείται από τα ορεινά προς τα πεδινά, ξεκινώντας από **περιοχές φόρτισης** και καταλήγοντας σε **περιοχές αποφόρτισης**. Χαρακτηριστικά, οι περιοχές αποφόρτισης δεν ξεπερνούν το 5-30 % της συνολικής επιφάνειας οριζόντιας προβολής της Υπόγειας Υδρολογικής Λεκάνης.

Η κίνηση του υπόγειου νερού, **αυστηρά δεν είναι ποτέ μόνιμη**. Παρ'όλα αυτά, αν για συγκεκριμένη χρονική περίοδο, οι διακυμάνσεις της πιεζομετρικής στάθμης στους υπόγειους υδροφόρους παραμένουν μικρές σε σχέση με το πάχος τους, τότε η παραδοχή μόνιμης ροής είναι επιτρεπτή και είναι γεγονός ότι ανάλογες συνθήκες ισχύουν σε πολλές Υπόγειες Υδρολογικές Λεκάνες. Στην περίπτωση ακριβώς, παραδοχής μόνιμης διαίας και υποθέτοντας επίσης ότι τα όρια επιφανειακής και υπόγειας λεκάνης συμπίπτουν, μπορούμε να διατυπώσουμε μια εξίσωση υδρολογικού ισοζυγίου, για συγκεκριμένη περίοδο αναφοράς :

$$P = Q + ET + U + \Delta S_E + \Delta S_U \quad (5.91)$$

όπου  $P$  οι κατακρημνίσεις,  $Q$  η απορροή,  $ET$  η εξατμισοδιαπνοή,  $U$  η υπόγεια εκροή από τη λεκάνη,  $\Delta S_E$  η μεταβολή στην επιφανειακή αποθήκευση και  $\Delta S_U$  η μεταβολή στην υπόγεια αποθήκευση, κορεσμένου και ακόρεστου νερού, κατά την ίδια περίοδο.

Η κατακρημνίσεις  $P$  μπορεί να εκτιμηθούν σχετικά εύκολα με τη βοήθεια ενός δικτύου σταθμών και την εφαρμογή μιας μεθόδου επιφανειακής ολοκλήρωσης, όπως π.χ. του Thiessen. Η συνολική απορροή  $Q$ , άθροισμα της επιφανειακής απορροής και της βασικής ροής, μπορεί να προκύψει από μετρήσεις παροχής και σταθμιμετρήσεις στη διατομή εξόδου.

Η εκτίμηση της πραγματικής εξατμισοδιαπνοής παρουσιάζει ιδιαίτερες δυσκολίες και μόνο στις περιοχές αποφόρτισης, μπορεί να προσεγγίζεται από υπολογιζόμενες τιμές της δυνητικής εξατμισοδιαπνοής  $ET_p$ .

Η υπόγεια εκροή  $U$  μπορεί να εκτιμηθεί με τη βοήθεια του νόμου του Darcy και τη λήψη στοιχείων μέτρησης της πιεζομετρικής στάθμης του υδροφόρου.

Η μεταβολή της επιφανειακής αποθήκευσης  $\Delta S_E$ , μπορεί να γίνει μάλλον εύκολα με την παρακολούθηση της στάθμης σε τυχόν υπάρχουσες φυσικές ή τεχνητές λίμνες και την

αναγωγή των μετρήσεων σε όγκο με τη βοήθεια καμπυλών στάθμης-παροχής.

Τέλος, η μεταβολή της υπόγειας αποθήκευσης  $\Delta S_u$  μπορεί να καταγραφεί με τη βοήθεια πιεζομέτρων και παραμέτρων αποθηκευτικότητας του υδροφορέα.

Η συσχέτιση των πιο πάνω υδρολογικών παραμέτρων, μέσα από μια εξίσωση ισοζυγίου σε καθεστώς μόνιμης διαίτας, αποτελεί αναμφίβολα, χονδροειδή προσέγγιση της πραγματικότητας. Κατ'αρχήν, χρησιμοποιούνται **συνολικές** τιμές παραμέτρων, που στην πραγματικότητα, είναι **κατανεμημένες χωρικά**. Επειτα, η σμίκρυνση του χρόνου αναφοράς δημιουργεί προβλήματα μέτρησης των παραμέτρων, ενώ η αναγωγή σε μακρύτερες χρονικές περιόδους, με τη λήψη μέσων τιμών π.χ. μέσων ετήσιων, έχει περιορισμένη χρησιμότητα και βέβαια αντιστρατεύεται εννοιολογικά την έντονη χρονική εξάρτηση, που παρουσιάζουν παράμετροι όπως οι κατακρημνίσεις P, η εξατμισοδιαπνοή ET και η απορροή Q.

Η χωρική και χρονική ανάλυση της διαίτας υπόγειας υδρολογικής λεκάνης, για διάφορα εναλλακτικά ενδεχόμενα απόληψης υπόγειου νερού, μπορεί να γίνει μόνο με την επίλυση των γενικών εξισώσεων ροής και μάλιστα περιλαμβάνοντας την αλληλεπίδραση κορεσμένης και ακόρεστης ζώνης. Σε μια πραγματική λεκάνη, η πολύπλοκη των αρχικών και οριακών συνθηκών, λόγω των ακανόνιστων γεωμετρικών ορίων, η χωρική μεταβολή των παραμέτρων του υδροφορέα, αλλά και η χωρική κατανομή και η χρονική εξάρτηση των παραμέτρων εισόδου, κάνουν πρακτικά αδύνατη την αναλυτική επίλυση, που συνήθως στηρίζεται σε απλουστευτικές παραδοχές. Σήμερα, σχεδόν αποκλειστικά, προσφεύγουμε σε **αριθμητικές μεθόδους** επίλυσης των εξισώσεων κίνησης, όπως των **πεπερασμένων διαφορών** ή των **πεπερασμένων στοιχείων**, που με τη χρήση ισχυρών ηλεκτρονικών υπολογιστών **προσμοιώνουν μαθηματικά**, πολύπλοκα σχήματα επιφανειακής και υπόγειας υδρολογίας. Για μια συστηματική παρουσίαση των μεθόδων αυτών, συνιστάται η αναφορά στον J. Bear (1979).

Έχοντας χάρις στις αριθμητικές μεθόδους τη δυνατότητα προσομοίωσης του συστήματος, με τί κριτήρια μπορούμε να καθορίσουμε την απολήπιμη ποσότητα υπόγειου νερού, σε επίπεδο υδρολογικής λεκάνης;

Παλαιότερα, επικρατούσε η άποψη ότι η απολήπιμη ποσότητα δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέση ετήσια επαναφόρτιση. Όπως αναλυτικά εξηγούν οι Freeze/Cherry (1979), η αρχή αυτή δεν είναι ορθή, επειδή απλά η ίδια η επαναφόρτιση εξαρτάται από τη διαίτα του υδροφορέα. Η υπέρβαση της μέσης ετήσιας επαναφόρτισης προκαλεί πτώση της στάθμης του φρεάτιου υδροφορέα, περιορισμό της ζώνης αποφόρτισης σε όφελος της ζώνης φόρτισης, αύξηση της ποσότητας, που αποδίδεται από τα επιφανειακά νερά στα υπόγεια με αντίστοιχη μείωση της βασικής ροής και μετάβαση σε ένα νέο επίπεδο ισορροπίας. Η αύξηση της απόληψης δεν μπορεί να είναι απεριόριστη και έτσι εισάγεται η έννοια της **μέγιστης ευσταθούς απόδοσης της λεκάνης**, πέρα από την οποία το σύστημα πέφτει σε αστάθεια και η πτώση στάθμης είναι απότομη. Είναι ευνόητο, ότι με καθαρά ποσοτικά κριτήρια, η απολήπιμη ποσότητα πρέπει να αποτελεί κλάσμα του ορίου αυτού, με κατάλληλη επιλογή ενός συντελεστή ασφαλείας.

Ο Todd (1959) ορίζει την έννοια της **ασφαλούς απόληψης** από μια υπόγεια λεκάνη, σαν την ποσότητα, που μπορεί να αφαιρεθεί χωρίς να προκληθούν "δυσάρεστα αποτελέσματα" και σαν τέτοια μπορεί σήμερα να θεωρηθούν όχι μόνο: [5/11].

- Η **εξάντληση** των υπόγειων υδατικών διαθεσίμων αλλά και

- Η εισροή νερών ανεπιθύμητης ποιότητας,
- Η παραβίαση νομικά ή εθιμικά αναγνωρισμένης δουλείας,
- Η επιβάρυνση του κόστους των αντλήσεων,
- Η αποστράγγιση επιφανειακού ρεύματος,
- Η πρόκληση καθιζήσεων λόγω αποφόρτισης της υγρής φάσης.

Ετσι, ακριβέστερα αναζητούμε όχι την ασφαλή αλλά μάλλον τη βέλτιστη απόληψη, που πρέπει να επιλεγεί από μια σειρά εναλλακτικά σχήματα υδατικής διαχείρισης. Η βέλτιστη αυτή απόληψη, θα αντιστοιχεί σε μια σειρά από οικονομικούς ή/και κοινωνικούς στόχους, σε σχέση με τις χρήσεις των νερών, επιφανειακών και υπόγειων και κατά περίπτωση θα ευρίσκεται μεταξύ των δύο ακραίων λύσεων:

- της ολοκληρωτικής εξάντλησης και της
- της πλήρους διατήρησης

Για μια διεξοδική παρουσίαση μεθόδων βελτιστοποίησης των χρήσεων του υπόγειου νερού συνιστάται η αναφορά στο Domenico (1972).



## 5.6. ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΕΡΓΩΝ ΥΔΡΟΛΗΨΙΑΣ ΑΠΟ ΥΠΟΓΕΙΑ ΝΕΡΑ

### 5.6.1. Κατασκευή υδρογεωτρήσεων

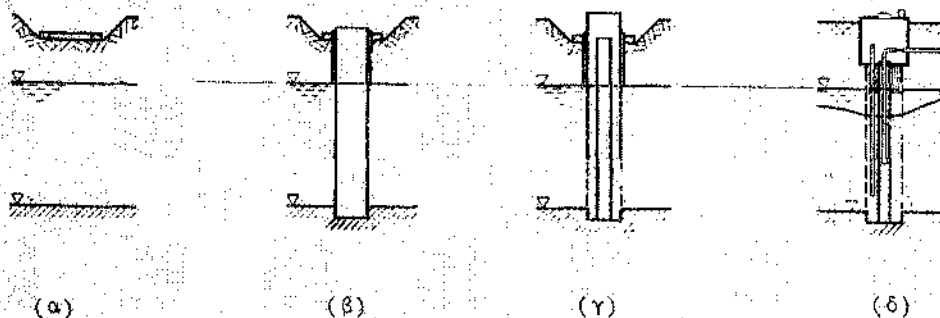
Η κατασκευή σύγχρονων υδρογεωτρήσεων αποτελεί τεχνολογική εξέλιξη των παραδοσιακών χειροποίητων πηγαδιών, που χρησιμοποιήθηκαν από όλους τους αρχαίους πολιτισμούς (Φρέαρ του Ιακώβ, Περσικά Κανάτ κ.λ.π.) [5/28]. Ανάλογα έργα παραμένουν και σήμερα σε χρήση στην Ελλάδα, σε επίπεδο μικρών γεωργικών εκμεταλλεύσεων ή ατομική ύδρευση. Τα μέσα τεχνικά χαρακτηριστικά τους είναι:

- μέγιστο βάθος 25 - 30 m
- διάμετρος 1,50 - 4,00 m
- επένδυση Ξηρολιθοδομής
- παροχή μικρότερη από 20 m<sup>3</sup>/h.

Από υγιεινολογική άποψη, τα παραδοσιακά πηγάδια, είναι ιδιαίτερα εκτεθειμένα σε κινδύνους ρύπανσης και μόλυνσης, τόσο από την είσοδο επιφανειακών νερών, όσο και από τη διείσδυση στραγγισμάτων από γειτονικούς βόθρους, παρακείμενες αρδεύσεις κ.λ.π.

Η τυπική διαδικασία κατασκευής μιας υδρογεώτρησης περιλαμβάνει τις εξής φάσεις:

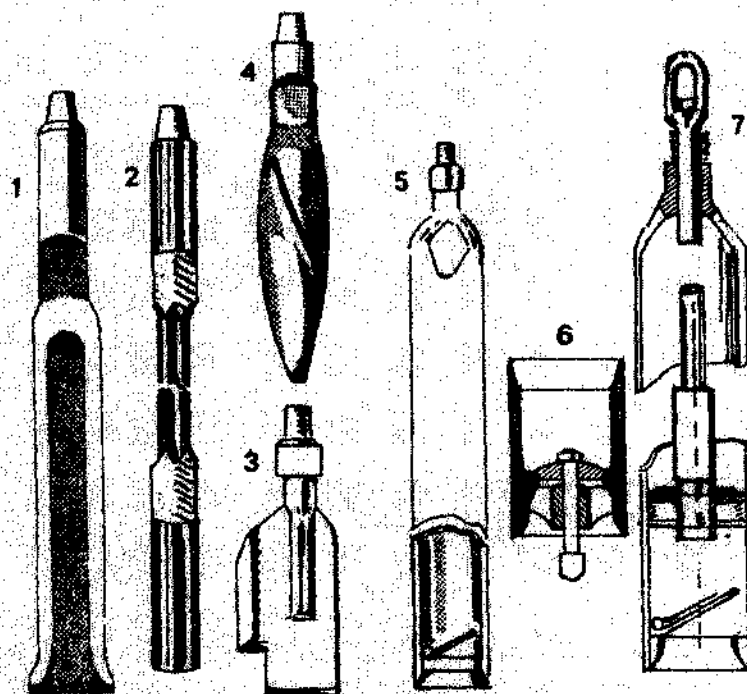
- (α) Επιφανειακή εκσκαφή σε βάθος 2,00 - 3,00 m και κατασκευή δακτυλίου από σκυρόδεμα για την έδραση των μηχανημάτων διάνοξης.
- (β) Διάνοξη και σωλήνωση μέχρι 1,00 - 2,00 m κάτω από το κατώτερο αδιαπέρατο όριο του υδροφορέα.
- (γ) Εγκατάσταση του φιλτροσωλήνα και ενδεχόμενα του χαλκίofilτρου, με σύγχρονη ανύψωση της σωλήνωσης.
- (δ) Κατασκευή του φρεατίου κεφαλής και εγκατάσταση του σταθμημέτρου και του αντλήτικού συγκροτήματος.



Σχ. 5.6.1.1. Φάσεις κατασκευής υδρογεώτρησης.  
Πηγή: Dalhaus/Damrath (1987)

### α. Μέθοδοι διάνοιξης υδρογεωτρήσεων.

Η **κρουστική μέθοδος** μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή υδρογεωτρήσεων βάθους μέχρι 80 m και διαμέτρου μέχρι 1,00 m. Τα **κρουστικά γεωτρήπανα** διαθέτουν **κοπτική κεφαλή**, που παλινδρομεί κατακόρυφα και προσκρούει μετά από ελεύθερη πώση, περίπου 1,00 m, στον πυθμένα της διανοιγόμενης γεώτρησης. Μέχρις ότου συναντήσουμε υδροφόρα στρώματα η κοπή διευκολύνεται (ψύξη, μείωση τριβών) με την παροχή μικρής ποσότητας νερού. Όταν έχει θριμματισθεί στρώση πάχους 15 - 20 cm, ανασύρεται η κοπτική κεφαλή και στη θέση της κατεβαίνει ο **κάδος καθαρισμού**, που διαθέτει βαλβίδα αντεπιστροφής, για την απομάκρυνση των προϊόντων εκσκαφής. Σε χαλαρούς σχηματισμούς, η όλη διαδικασία εκτελείται στο εσωτερικό προσωρινής (ή οριστικής) σωλήνωσης.



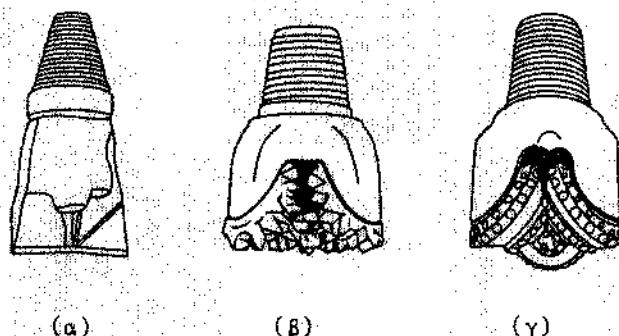
Σχ. 5.6.1.2. Τύποι κοπτικών κεφαλών (1 - 4) και κάδων καθαρισμού (5 - 7), κρουστικού γεωτρήπανου.

Πηγή : F.Valiron (1989)

Η κρουστική μέθοδος διακρίνεται για την απλότητα και το χαμηλό κόστος του χρησιμοποιούμενου εξοπλισμού, την περιορισμένη ποσότητα νερού, που απαιτείται και τη δυνατότητα καλής δειγματοληψίας και χάραξης της γεωλογικής τομής του εδάφους. Αντίθετα, μειονεκτεί ως προς την ταχύτητα προχώρησης, που μάλιστα γίνεται απαγορευτική μετά τα 80 m, την ανάγκη συνεχούς σωλήνωσης σε περιβάλλον χαλαρών σχηματισμών, με επιπλέον συνέπεια την αδυναμία πραγματοποίησης γεωφυσικών ερευνών, που απαιτούν ασωλήνωτη γεώτρηση.

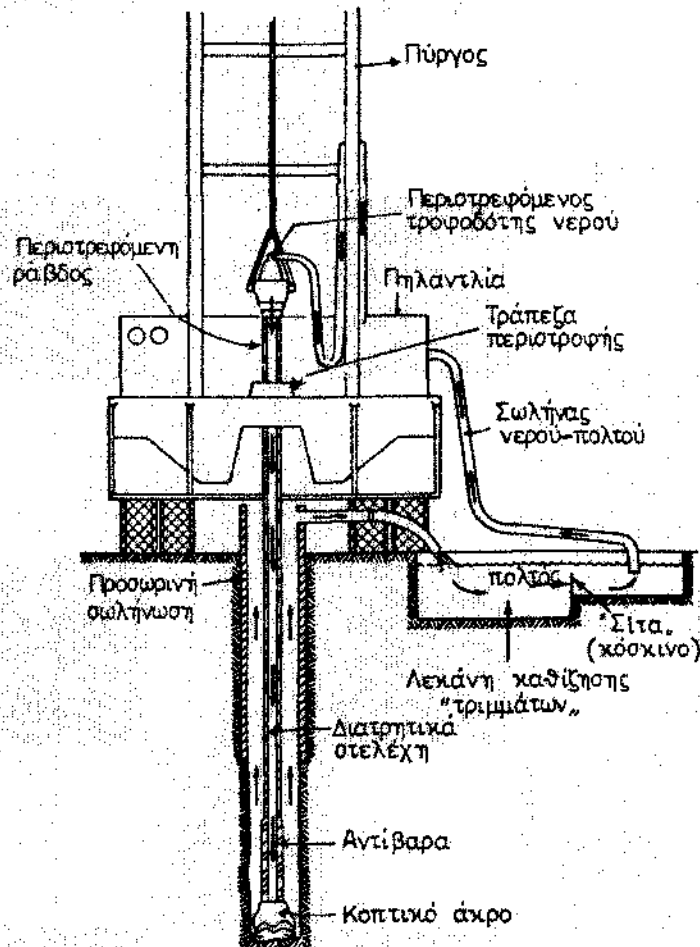
Όταν το βάθος της υδρογεώτρησης υπερβαίνει τα 80 m προσφεύγουμε στην **περιστροφική μέθοδο**, διαδεδομένη στην τεχνολογία εξόρυξης του πετρελαίου, που

επιτρέπει να φθάσουμε σε βάθη μέχρι και 3000 m. Τα περιστροφικά γεωτρήματα διαθέτουν για την κοπή του εδάφους μια περιστρεφόμενη κοπτική κεφαλή, ενώ η απομάκρυνση των προϊόντων εκσκαφής και παράλληλα η μείωση των τριβών και η ψύξη της κοπτικής κεφαλής, γίνεται υδραυλικά, με σύστημα συνεχούς ροής **θιξοτροπικού πολτού** (το ιξώδες του εξαρτάται από την ταχύτητα ροής του), νερού, μπεντονίτη και αργίλου, που συγχρόνως εξασφαλίζει προσωρινά την ευστάθεια των τοιχωμάτων της υδρογεώτρησης. Προσθέτοντας οργανικά πρόσμικτα, όπως τανίνη στο θιξοτροπικό πολτό, προκαλούμε την αυτοδιάσπαση του πλακούντα, που αποτίθεται στα τοιχώματα και τυχόν παραμονή του θα παρεμπόδιζε την εισροή του υπόγειου νερού στην υδρογεώτρηση.[5/20]



Σχ. 5.6.1.3. Τύποι κοπτικών κεφαλών περιστροφικού γεωτρηπάνου.  
 (α) Τρίφτερο, (β) Τρίκωνο με γρανάζια, (γ) Τρίκωνο με καρβίδια.  
 Πηγή: Todd (1980) και Καλλέργης (1988).

Εκτός από τη δυνατότητα διάτρησης σε μεγαλύτερα βάθη, η περιστροφική μέθοδος πλεονεκτεί σε σύγκριση με την κρουστική και ως προς την ταχύτητα προχώρησης. Επίσης η αποφυγή προσωρινής σωλήνωσης επιτρέπει τη διεξαγωγή κάθε γεωφυσικής έρευνας. Αντίθετα μειονεκτήματά της είναι η πολυπλοκότητα και το υψηλό κόστος του εξοπλισμού, καθώς και οι δυσκολίες, που ανακύπτουν σε σχέση με τη χρήση του θιξοτροπικού πολτού.



Σχ. 5.6.1.4. Τυπική διάταξη περιστροφικού γεωτρύπανου.

Πηγή: Todd (1980) και Καλλέργης (1986).

### β. Η εγκατάσταση φιλτροσωλήνα.

Σε χαλαρούς υδροφόρους, ο φιλτροσωλήνας πρέπει να :

- έχει επαρκή μηχανική αντοχή, ώστε να αντιστηρίζει τα τοιχώματα της γεώτρησης,
- επιτρέπει την είσοδο του νερού, με τις ελάχιστες δυνατές τοπικές απώλειες φορτίου,
- συγκρατεί τα λεπτόκοκκα υλικά, που απειλούν με αχρήστευση την αντλία και την υδρογεώτρηση,
- διαθέτει επαρκή χημική αντοχή, ανάλογα με τη διαβρωτικότητα του υπόγειου νερού.

Ετσι η ορθή επιλογή του φιλτροσωλήνα είναι καθοριστική για την καλή λειτουργία και τη διάρκεια ζωής της υδρογεώτρησης.

Για συγκεκριμένη κοκκομετρία του υδροφόρου, η απαιτούμενη επιφάνεια του φιλτροσωλήνα υπολογίζεται με κριτήριο την ταχύτητα εισόδου  $v_{\phi}$ , όπου αν  $Q$  η αντλούμενη παροχή,  $d$  η διάμετρος του φιλτροσωλήνα και  $h$  το ύψος του, είναι:

$$Q = \pi d h v_{\phi} \quad \text{και} \quad d = \frac{Q}{\pi h v_{\phi}} \quad (5.92)$$

Οι Dalhaus/Damrath (1987) προτείνουν την επιλογή της απαιτούμενης επιφάνειας φίλτρου και της ανηγμένης στη μονάδα επιφάνειάς του παροχής  $q$ , συναρτήσεως της ταχύτητας εισόδου  $v_{\phi}$  και της διαμέτρου  $D_{50}$ , δηλαδή της διαμέτρου κόσκινου, που συγκρατεί (ή αφήνει να περάσει) το 50 % του βάρους, δείγματος από τον υδροφόρο σχηματισμό, σύμφωνα με τον Πίνακα 5.6.1.1.

Ας σημειωθεί πως, όσο μικρότερη είναι η επιλεγόμενη ταχύτητα εισόδου, τόσο μεγαλύτερη είναι και η διάρκεια ζωής της υδρογεώτρησης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.1.1.

$D_{50}$ [mm]	$v_{\phi}$ [mm/s]	$q$ [l/s.m <sup>2</sup> ]
0,25	0,50	0,50
0,50	1	1
1,00	2	2

Πηγή: Dalhaus/Damrath (1987)

Εξ άλλου σύμφωνα με το DIN 4922, το άνοιγμα των οπών του φίλτροσωλήνα, επιλέγεται ίσο με το 1/4 της διαμέτρου του μεγαλύτερου και μέχρι το 1/2 της διαμέτρου του μικρότερου κόκκου της στρώσης του χαλκίφιλτρου, που εφάπτεται στο φίλτροσωλήνα.

### Παράδειγμα.

Σε υδροφόρο πάχους 4,00 m με  $D_{50} = 0,50$  mm πρόκειται να κατασκευασθεί υδρογεώτρηση, που να αποδίδει 18 m<sup>3</sup>/h (=0,005 l/s). Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.6.1.1., η ταχύτητα εισόδου δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή  $v_{\phi} = 1$  mm/s = 0,001 m/s και η ελάχιστη διάμετρος φίλτροσωλήνα  $d$  θα είναι:

$$d = \frac{0,005}{3,14 \cdot 4,00 \cdot 0,001} = 0,40 \text{ m}$$

Σαν υλικά, κατασκευής των φίλτροσωλήνων χρησιμοποιούνται ο χάλυβας, απλός, γαλβανισμένος ή ανοξείδωτος, ο χαλκός, ο ορείχαλκος, ο χυτοσίδηρος, το PVC (Πολυβινυλιομένο Χλωρίδιο), το GRP (Πολυεστέρας σπλισμένος με ίνες γυαλιού), το σκυρόδεμα κ.ά. Οι οπές διαμορφώνονται με διάφορους τρόπους, όπως φαίνεται στο Σχ.5.6.1.5. και να σημειωθεί ότι ο πιο προηγμένος αλλά και ακριβώτερος τύπος είναι εκείνος με συνεχή περιέλιξη και σχισμή.

### γ.Η εγκατάσταση χαλκόφιλτρου.

Η προστασία των φιλτροσωλήνων από την απόφραξη με λεπτόκοκκα υλικά μπορεί να γίνει με τη χρήση ειδικών μεταλλικών πλεγμάτων (DIN 4923), ή συνθετέτερα ( και καλλίτερα) με την τοποθέτηση κατάλληλα διαβαθμισμένου **χαλκόφιλτρου**. Πρόκειται για φίλτρο από χαλαζιακή άμμο και χαλκία, με σφαιρικούς κόκκους και διαβάθμιση, που εξαρτάται από την κοκκομετρία του υδροφόρου σχηματισμού και τα χαρακτηριστικά του φιλτροσωλήνα. Συγκεκριμένα, με βάση την κοκκομετρική ανάλυση του υδροφόρα, προσδιορίζουμε το **βαθμό ανομοιομορφίας U**, που ορίζεται σαν το λόγο των διαμέτρων με ποσοστά αντίστοιχα 60 και 10 %.

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5.93)$$

Σύμφωνα με το DIN 4924 η διάμετρος των κόκκων του φίλτρου συνιστάται να είναι:

- για  $U < 3$       4πλάσια έως 5πλάσια της  $D_{80}$
  - για  $U = 3$  έως 5      4πλάσια έως 5πλάσια της  $D_{90}$
- (5.94)

Εάν χρησιμοποιηθεί χαλκόφίλτρο με περισσότερες από μία στρώσεις (μέχρι τρεις τό πολύ), τότε η εξωτερική στρώση επιλέγεται με βάση τις προδιαγραφές (5.94) και για τις επόμενες προς τα μέσα προτείνεται, κάθε φορά, διάμετρος 4πλάσια της προηγούμενης. Επειδή βέβαια κάθε στρώση χαλκόφιλτρου, πρακτικά δεν μπορεί να αποτελείται από υλικό μιας μόνο διαμέτρου, στον Πίνακα 5.6.1.2., δίδονται συνδυασμοί κοκκομετριών τριών στρώσεων, που μπορεί να επιλεγούν, σύμφωνα με το DIN 4924, για την κατασκευή χαλκόφιλτρου, τηρώντας (περίπου) τον κανόνα του τετραπλασιασμού της προηγούμενης διάστασης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.1.2.  
ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ ΧΑΛΚΟΦΙΛΤΡΟΥ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ

Κοκκομετρία [mm]		Συνδυασμοί	Μέγιστο Επιτρεπόμενο Ποσοστό, Ανώτερης και Κατώτερης Διαμέτρου
Άμμος	0,25 - 0,50	*	15 % Κατά βάρος
	0,50 - 1,00	* ↓ *	
	0,75 - 1,40	* ↓ *	
	1,00 - 2,00	* ↓ *	
Χαλκία	2,00 - 3,15	* ↓ *	10 % Κατά βάρος
	3,15 - 5,50	* ↓ *	
	5,50 - 8,00	* ↓ *	
	8,00 - 16,00	* ↓ *	
	16,00 - 31,50	* ↓ *	

Πηγή: DIN 4924

Το ελάχιστο επιτρεπτό πάχος μιας στρώσης χαλκόφιλτρου, πάντα σύμφωνα με το DIN 4924, δίδεται στον Πίνακα 5.6.1.3., στην περίπτωση όμως περισσότερων στρώσεων, η στρώση με την μικρότερη διάμετρο, πρέπει να έχει πάχος τουλάχιστον ίσο με εκείνο της πιο χονδροκόκκης, που συνορεύει μαζί της.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.1.3.  
ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΧΑΛΙΚΟΦΙΛΤΡΟΥ

Διάμετρος κόκκων στρώσης [mm]	0,25 - 2	2 - 8	8 - 31,5
Ελάχιστο πάχος στρώσης [mm]	50	80	100

Πηγή: DIN 4924

Η στρώση του φίλτρου, που εφάπτεται στο φίλτροσωλήνα, πρέπει βέβαια να έχει διάμετρο, που δεν κινδυνεύει να περάσει από τα ανοίγματα του φίλτροσωλήνα.

### Παράδειγμα.

Η κοκκομετρική ανάλυση του γεωλογικού σχηματισμού υδροφορά εδωσε  $D_{10} = 0,02$  mm,  $D_{60} = 0,06$  mm,  $D_{90} = 0,20$  mm.

$$U = 0,06/0,02 = 3$$

Κοκκομετρία εξωτερικής στρώσης 4 έως  $5 \times 0,20 = 0,80$  έως 1,00 mm

Με βάση τους συνδυασμούς του Πίνακα 5.4.1.2., τελικά επιλέγουμε:

- εξωτερική στρώση 0,50 - 1,00 mm
- μεσαία στρώση 2,00 - 3,15 mm
- εσωτερική στρώση 8,00 - 16,00 mm

Ανοίγμα ομών φίλτροσωλήνα:  $1/4 \times 16$  έως  $1/2 \times 8 = 4,00$  mm

Από υγειονομολογική άποψη, είναι απαραίτητη η προσεκτική αποστείρωση, με χλώριο των αδρανών του χαλικοφίλτρου, πριν από την τοποθέτησή τους στη γεώτρηση.

### δ. Ανάπτυξη της υδρογεώτρησης.

Με τον όρο **ανάπτυξη** εννοούμε κύρια την απομάκρυνση των πιο λεπτόκοκκων υλικών γύρω από την υδρογεώτρηση, ώστε να σχηματισθεί εκεί ένα φυσικό φίλτρο. Με την ανάπτυξη αποβλέπουμε στην αύξηση της απόδοσης και την επιμήκυνση της ζωής της υδρογεώτρησης.

Οι τεχνικές ανάπτυξης είναι πολλές:

- Η **υπεράντληση**, όπου αντλείται παροχή κατά πολύ μεγαλύτερη από την ονομαστική της υδρογεώτρησης,
- Η **κλιμακωτή άντληση**, με παροχές, που κλιμακώνονται σταδιακά μεταξύ του υποπλάσιου και του 2πλάσιου της ονομαστικής παροχής,
- Ο **εμβολισμός**, όπου η παλινδρόμηση εμβόλου μέσα στη γεώτρηση, προκαλεί εναλλασσόμενη υποχρεωτική ροή από και προς τη γεώτρηση,
- Με **πεπιεσμένο αέρα** και παράλληλη παροχή νερού,

- Με χρήση **χημικών προσθέτων**, όπως οξέων, πολυμεταφωσφορικών αλάτων κ.ά.,
- Ακόμη και με **εκρηκτικά**, σε συμπαγή πετρώματα.

Είναι ευνόητο, ότι η εκτέλεση εργασιών ανάπτυξης πρέπει να σχεδιάζεται και να εκτελείται κάτω από την καθοδήγηση έμπειρου υδρογεωλόγου.

### ε. Εγκατάσταση του αντλητικού συγκροτήματος.

Σήμερα, σχεδόν αποκλειστικά, στις υδρογεωτρήσεις χρησιμοποιούνται βυθισμένες, στροβιλοφόρες, ηλεκτροκίνητες αντλίες. Έμμεσα, η επιλογή της αντλίας προσδιορίζει την ελάχιστη διάμετρο μόνιμης σωλήνωσης της υδρογεώτρησης. Ο Walton (1970), με βάση την ονομαστική παροχή της υδρογεώτρησης συνιστά την αντίστοιχη διάμετρο σωλήνωσης, όπως δίδεται στον Πίνακα 5.4.1.4.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.1.4.  
ΣΥΝΙΣΤΩΜΕΝΕΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΙ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΕΩΝ

Ονομαστική Παροχή		Διάμετρος Σωλήνωσης	
[gpm]	[m <sup>3</sup> /h]	[in]	[mm]
<100	23 (*)	6	150 (*)
200	46	8	200
400	91	10	250
600	136	12	300
900	204	14	350
1200	273	16	400
1800	409	20	500
3000	681	24	600
>3000	>681	30	750

Πηγή: Walton (1970)

(\*) Οι διαστάσεις σε μετρικές μονάδες έχουν στρογγυλεύσεις.

### ζ. Κεφαλή και φρεάτιο επίσκεψης της υδρογεώτρησης.

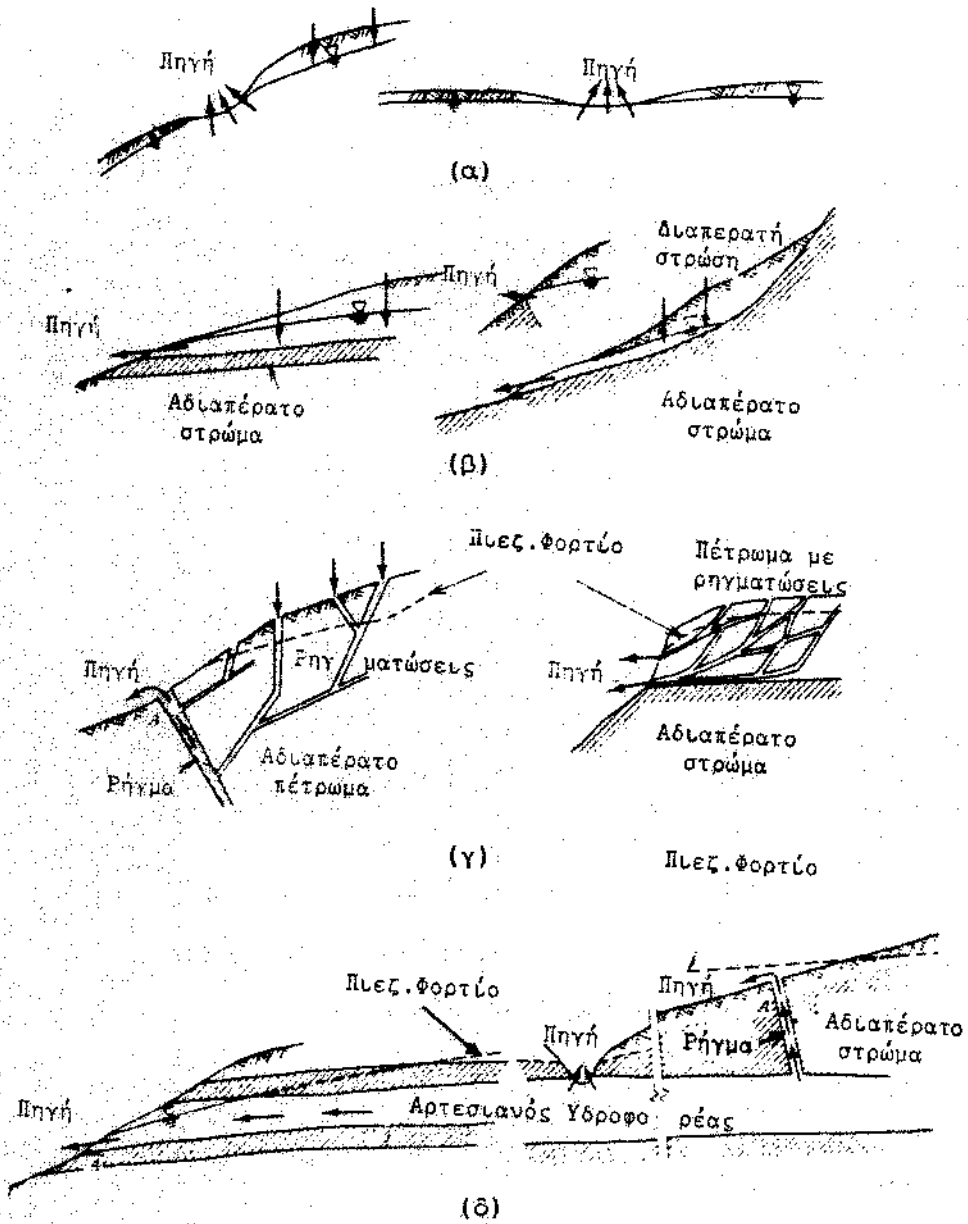
Το ανώτερο τμήμα της γεώτρησης προστατεύεται από την επαφή με επιφανειακά νερά, με αργιλικό περίβλημα και στεγανή διάταξη κεφαλής πακτωμένη σε σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στο Σχ.5.6.1.5. Η προσπέλαση εξασφαλίζεται με φρεάτιο επίσκεψης, στεγανό πλευρικά με διάταξη αερισμού του χώρου.

## 5.6.2. Σύλληψη Πηγών.

### α. Τυπολογία των πηγών.

Οι πηγές είναι σημειακές επιφανειακές εμφανίσεις ενός υδροφορέα. Στο Σχ.5.6.2.1. παρουσιάζονται χαρακτηριστικοί τύποι πηγών, **ταπεινώσης** ( στην τομή ελεύθερου υδροφορέα με την επιφάνεια του εδάφους) και **επαφής** (στην τομή του αδιαπέρατου κάτω ορίου ελεύθερου υδροφορέα με την επιφάνεια του εδάφους), πηγές σε ελεύθερους και αρτεσιανούς υδροφορείς, σε ρηγματωμένους, αδιαπέρατους σχηματισμούς.





Σχ.5.6.2.1. Τυπολογία Πηγών. (α) Πηγές ταπεινώσεως, (β) Πηγές Επαφής, (γ) Πηγές σε ρηγματωμένο, αδιαπέρατο πέτρωμα, (δ) Πηγές σε αρτεσιανό υδροφόρο. Πηγή: Bear (1979).

## β. Ταξινόμηση των πηγών με βάση την αποδιδόμενη παροχή.

Ως προς την αποδιδόμενη παροχή, ο Meinzer (1923) πρότεινε την ταξινόμηση των πηγών σε οκτώ βαθμίδες, όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.6.2.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.2.1.  
ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΩΝ ΠΗΓΩΝ ΚΑΤΑ ΜΕΙΝΖΕΡ

Μέγεθος	Παροχή	
	Σε Αγγλικές Μονάδες	Σε Μετρικές Μονάδες
1	> 100 ft <sup>3</sup> /s	> 2,83 m <sup>3</sup> /s
2	10 - 100 ft <sup>3</sup> /s	0,283 - 2,83 m <sup>3</sup> /s
3	1 - 10 ft <sup>3</sup> /s	28,3 - 283 lt/s
4	100 gal/min - 1 ft <sup>3</sup> /s	6,3 - 28,3 lt/s
5	10 - 100 gal/min	0,63 - 6,3 lt/s
6	1 - 10 gal/min	63 - 631 ml/s
7	1 pt/min - 1 gal/min	7,9 - 63 ml/s
8	< 1 pt/min	< 7,9 ml/s

Πηγή: Davis/De Wiest (1966)

Στην Ελλάδα υπάρχει πληθώρα από πηγές, κυρίως καρστικές. Ο Τριανταφυλίδης (1974) παρουσιάζει τις σημαντικότερες Ελληνικές πηγές ανά υδρολογική λεκανή και νομό, με τη μέση παροχή τους, όπως φαίνεται στον πίνακα 5.6.2.2.

## γ. Τα έργα υδρομάστευσης

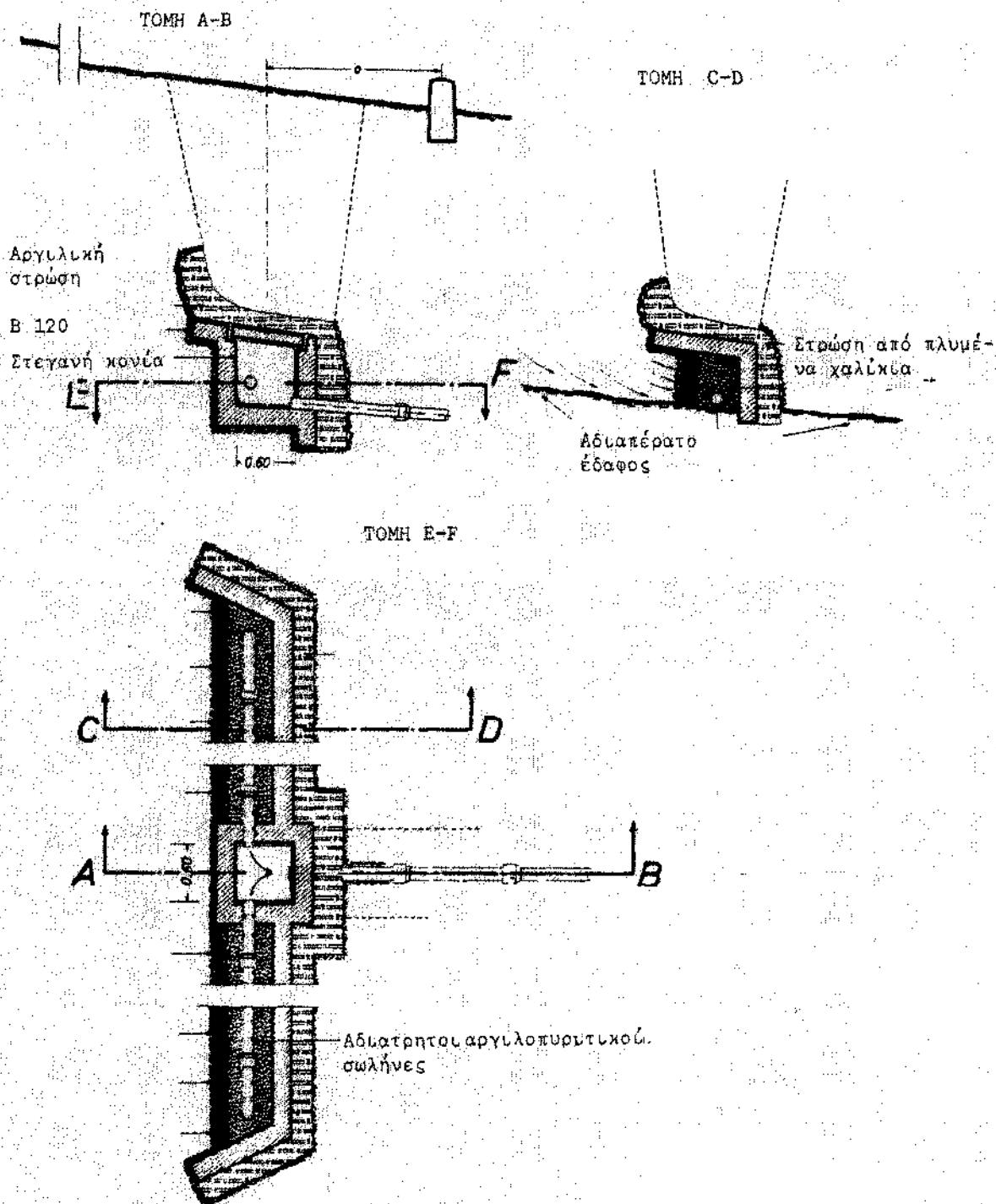
Ενδείκνυται, τα έργα υδρομάστευσης να κατασκευάζονται έτσι ώστε, να ελαχιστοποιείται η επέμβαση στις φυσικές συνθήκες εκροής του υπόγειου νερού. Έτσι η αποκαλυψη των επιμέρους διόδων ή "φλεβών" του νερού, ώστε να φθάσουμε στο πραγματικό σημείο ανάβλυσης, πρέπει να γίνεται με προσεκτική εκσκαφή και βέβαια **απαγορεύεται η χρήση εκρηκτικών**. Πρέπει να εξασφαλίζεται ελάχιστη επικάλυψη 3,0 m των έργων υδρομάστευσης και η ζώνη, όπου εκτελέστηκαν τα σχετικά έργα να προστατεύεται από τη διείσδυση επιφανειακών νερών, με την παρεμβολή στεγανού αργιλικού διαφράγματος. Οι διάτρητες σωληνώσεις σύλληψης πρέπει, ανάλογα με τη χημική σύσταση του νερού, να αντέχουν στη διάβρωση και η διάμετρος των να είναι τουλάχιστον ίση με 150 mm. Συνιστάται, η φύτευση δένδρων να γίνεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10 m από τα έργα υδρομάστευσης, για να αποφεύγεται η διείσδυση ριζών στους διάτρητους σωληνες.

Οι πιο πάνω προδιαγραφές συνοψίζουν τις οδηγίες της DVGW στο τεύχος W351/8.79, για την κατασκευή υδρομαστευτικών έργων σε πηγές, σε συνδυασμό με τα επεξηγηματικά Σχέδια 5.6.2.2., 5.6.2.3. και 5.6.2.4., σύμφωνα πάντα με την DVGW.

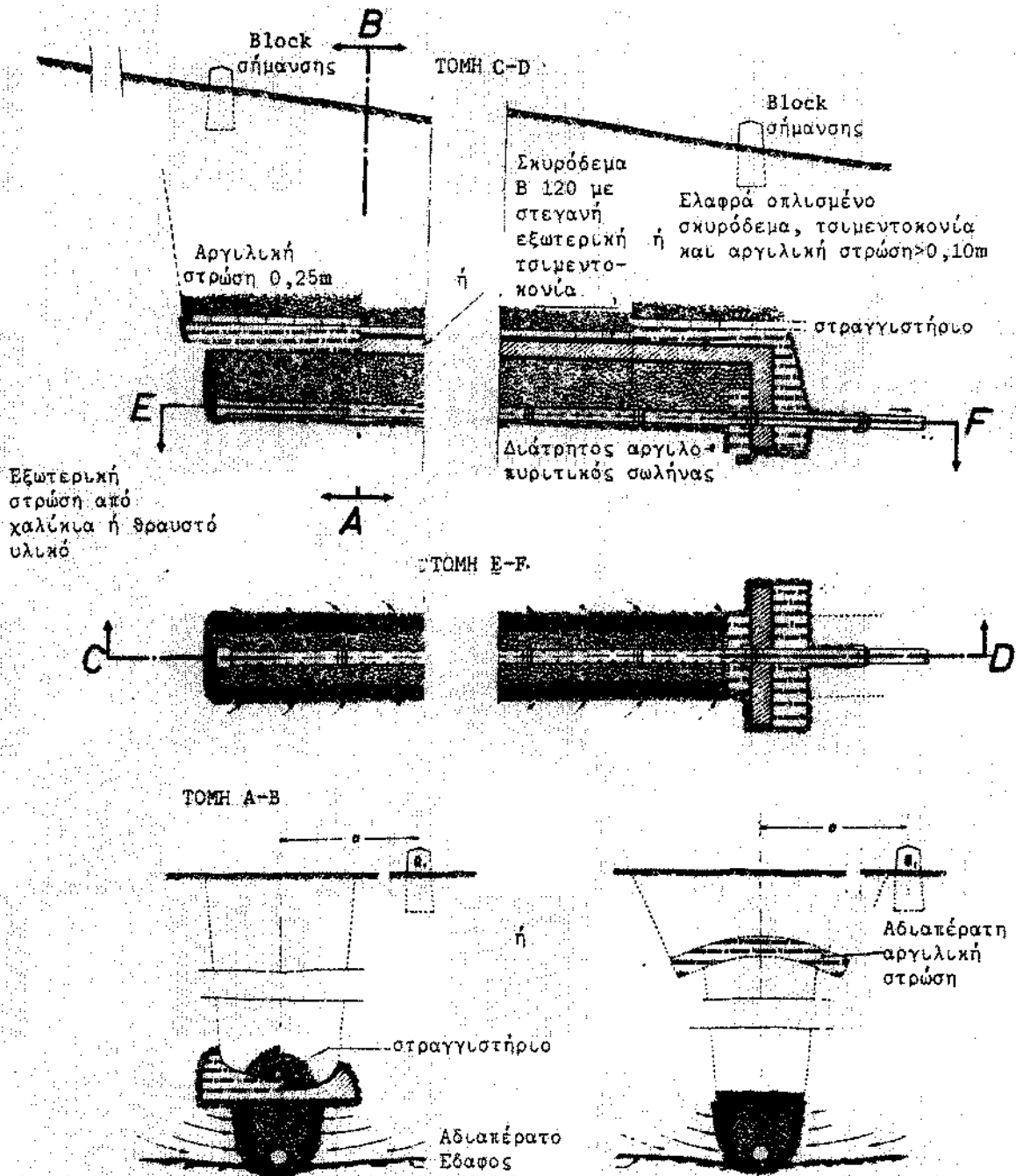
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6.2.2.  
ΟΙ ΣΗΜΑΝΤΙΚΟΤΕΡΕΣ ΠΗΓΕΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Πηγή	Λεκάνη	Νομός	Q[m <sup>3</sup> /s]
Ζιάσσκο Σαρανταπόρου	Αώου	Ιωαννίνων	2,28
Αγ. Νικολάου	Αλιάκμονος	Ημαθίας	4,42
Τριποτάμου Βεροίας		Ημαθίας	3,95
Μααρά	Στρυμόνος	Σερρών	4,96
Αγ. Ιωάννου	Στρυμόνος	Σερρών	3,50
Αγ. Βαρβάρας	Χειμ. Δράμας	Δράμας	5,00
Βοϊράνης		Δράμας	1,98
Μάτι Τυρνάβου	Πηνειού	Λαρίσης	3,53
Μύζια	Πηνειού	Λαρίσης	1,40
Αγ. Παρασκευής	Πηνειού	Λαρίσης	1,22
Καλακούδα	Εηρία	Μαγνησίας	1,04
Λεσινίου	Αχελώου	Αιτωλοακ/νίας	1,10
Ούγγρας	Παραλίμνη	Βοιωτίας	2,00
Δαυλείας	Βοιωτ. Κηφισού	Βοιωτίας	1,78
Μαυρονερίου	Βοιωτ. Κηφισού	Βοιωτίας	1,50
Αγ. Αποστόλων Καλάμου		Αττικής	4,50
Κεφαλαρίου		Αργολίδος	3,11
Λέρνης		Αργολίδος	1,88
Δούσας	Στυμφαλίας	Κορινθίας	1,16
Κιονίας	Στυμφαλίας	Κορινθίας	1,10
Σκάλας	Ευρώτα	Λακωνίας	3,18
Βιβαρίου	Ευρώτα	Λακωνίας	1,34
Σελασίας	Ευρώτα	Λακωνίας	1,23
Αγ. Μαρίας	Ευρώτα	Λακωνίας	1,13
Αγ. Νικολάου	Αλμύρου	Λασηθίου	2,58
Αλμύρου	Βρυσών	Χανίων	5,67
Αγιάς	Κερίτη	Χανίων	2,38
Στύλου	Κοιλιάρη	Χανίων	1,58

Πηγή: Τριανταφυλλίδης (1974)



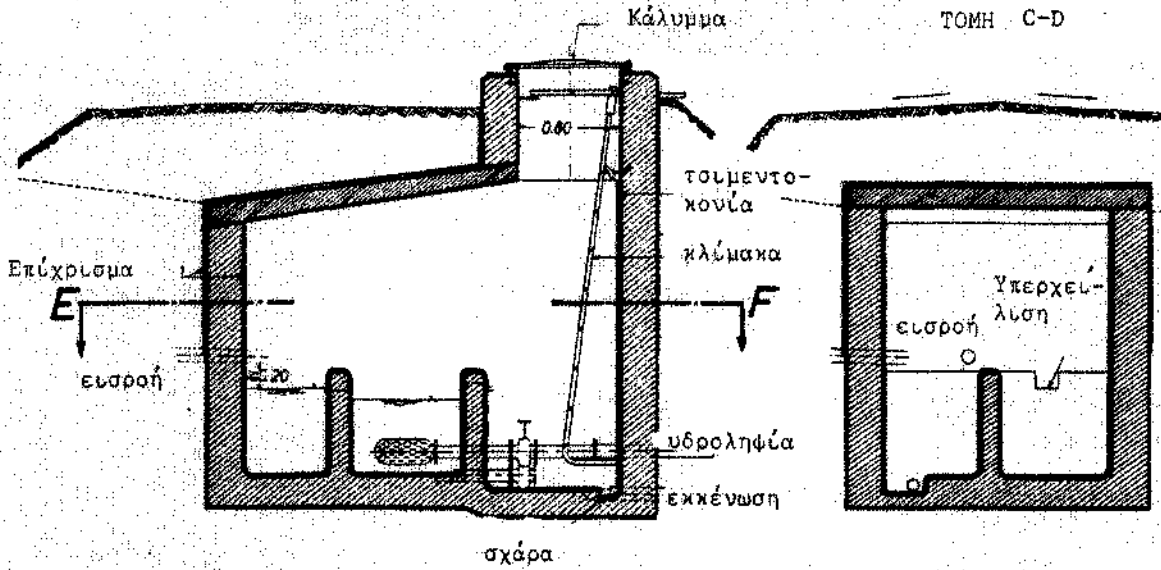
Σχήμα: 5.6.2.2. Υδρομάστευση Πηγής. Μονόπλευρη Στράγγιση.  
Πηγή: DVGW



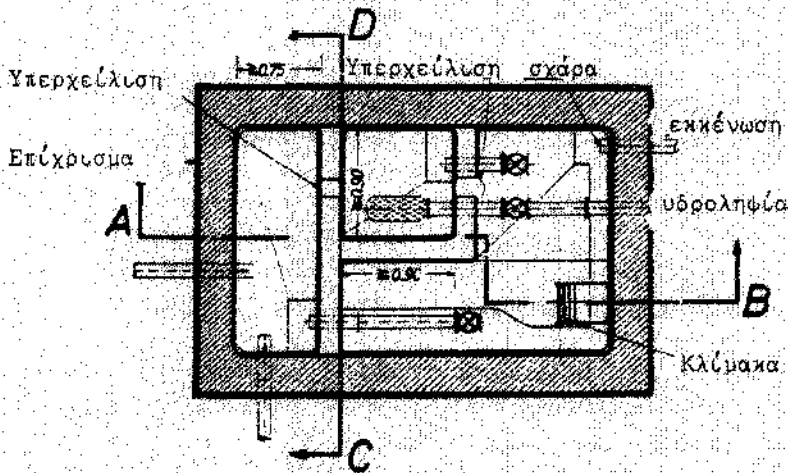
Σχήμα: 5.6.2.3. Υδρομάστευση Πηγής. Αμφίπλευρη Στράγγιση.  
 Πηγή: DVGW

ΤΟΜΗ Α-Β

ΤΟΜΗ C-D



ΤΟΜΗ Ε-Ζ



Σχήμα: 5.6.2.4. Φρεάτιο Συλλογής

Πηγή: DVGW

## 5.7. ΠΕΡΙΟΧΕΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΝΕΡΩΝ.

Η ανάγκη διαρκούς ποιοτικής διασφάλισης (σύμφωνα με τα σταθερότυπα του Κεφαλαίου 2) του υδρευτικού νερού, που προέρχεται από υπόγεια υδατικά διαθέσιμα, οδηγεί (πέρα από την εφαρμογή συγκεκριμένων προδιαγραφών σχεδιασμού των έργων) στον καθορισμό ειδικών ζωνών προστασίας, γύρω από τα έργα υδροληψίας.

Είναι ευνόητο, ότι κάθε εγκατάσταση υδροληψίας από υπόγεια νερά συνιστά ξεχωριστή περίπτωση, λαμβάνοντας κάθε φορά υπ' όψιν τόσο τη χωρική και χρονική μεταβλητότητα των υδρογεωλογικών παραμέτρων, όσο και την πολλαπλότητα και συνθετότητα των δυναμικών απειών ρύπανσης και μόλυνσης. Ετσι, κατά περίπτωση, ο προσδιορισμός γύρω από υδρογεωτρήσεις ή πηγές, ομόκεντρων ζωνών ελεγχόμενων δραστηριοτήτων πρέπει να αποτελεί αντικείμενο αυτοτελούς μελέτης. Διευκολυντικά, έμπειροι επιστημονικοί οργανισμοί έχουν διατυπώσει οδηγίες ενδεικτικών διαστάσεων των ζωνών και αντίστοιχων επιτρεπόμενων και απαγορευόμενων δραστηριοτήτων.

Συγκεκριμένα, η DVGW στο τεύχος της W 101/75 συνιστά:

### α. Την οριοθέτηση τριών ζωνών προστασίας.

- Η Ζώνη I αντιστοιχεί στην άμεση γειτονιά των έργων υδροληψίας. Εδώ απαγορεύεται κάθε δραστηριότητα, η αντίστοιχη έκταση πρέπει να απαλλοτριώνεται, να περιφράζεται και να προστατεύεται από την κατάκλυση επιφανειακών νερών. Επιτρέπεται η δασοκάλυψη ή η κάλυψη με γρασιδί.
- Η Ζώνη II συνορεύει εσωτερικά με την I, την οποία και πρέπει να προστατεύει από βακτηριολογική μόλυνση. Γενικά συνιστάται ο προσδιορισμός των ορίων της Ζώνης II, έτσι ώστε η αντίστοιχη διάρκεια διαδρομής του υπόγειου νερού να ανέρχεται σε 50 περίπου ημέρες. Βέβαια σε περιπτώσεις καρστικών υδροφορέων η γραμμή των 50 ημερών ενδέχεται να απέχει περισσότερο από 2 km φθάνοντας ακόμη και μέχρι τον υπόγειο υδροκρίτη. Πάντως να επισημανθεί ότι το προτεινόμενο από την εμπειρία της DVGW όριο των 50 ημερών συσχετίζεται και με τις γενικότερες υγειονομολογικές και υδρογεωλογικές συνθήκες της συγκεκριμένης χώρας, αφού όπως παρατηρεί και ο Καλλέργης (1986) αναφερόμενος σε έρευνες των Wuhrmann και Milde, ωρισμένα είδη παθογόνων μικροοργανισμών παρουσιάζουν σε περιβάλλον υδροφορέα, διάρκεια ζωής μέχρι 230 ημέρες.  
Και εδώ προτείνεται η πλήρης ή τουλάχιστον μερική απαλλοτρίωση και απαγορεύεται κάθε κατασκευαστική δραστηριότητα, οικιστική εγκατάσταση, εκσκαφή δανειοθαλάμων, λατόμηση, απόθεση σκουπιδιών, μπάζων, βιομηχανικών ή χημικών προϊόντων, διάθεση αστικών ή βιομηχανικών αποβλήτων, αθλητική ή τουριστική εγκατάσταση, λειτουργία χώρων στάθμευσης οχημάτων, χρήση ζωικών λιπασμάτων εφόσον υπάρχει πιθανότητα επιφανειακής έκπλυσής τους προς τη Ζώνη I κ.ο.κ. Επιτρέπεται η χάραξη πεζοδρομών και δρόμων και οι γεωργικές καλλιέργειες με φυσική λίπανση.
- Η Ζώνη III περιβάλλει την Ζώνη II και φθάνει μέχρι τον υδροκρίτη της υπόγειας υδρολογικής λεκάνης. Πρέπει να προστατεύεται από ρύπους, που είναι αδύνατο να εξουδετερωθούν από την αυτοκαθαριστική ικανότητα του εδάφους. Οπου το εύρος της Ζώνης III είναι πολύ μεγάλο, τότε χωρίζεται μέχρι τα 2 km στην Υποζώνη IIIA και

από τα 2 km μέχρι τον υδροκρίτη στην IIIB.

Στη Ζώνη IIIA ή III (όταν δεν γίνεται διαχωρισμός σε Υποζώνες), απαγορεύεται η διάθεση αποβλήτων για γεωργική λίπανση, η κατασκευή εγκαταστάσεων επεξεργασίας αποβλήτων, η εγκατάσταση χωματερών, διυλιστηρίων πετρελαιοειδών, σταθμών βενζίνης, αεροδρομίων, στρατού, αγωγών αργού πετρελαίου, εφαρμογών της πυρηνικής ενέργειας, νεκροταφείων κ.ο.κ. Στη Ζώνη IIIB απαγορεύεται γενικά η εγκατάσταση δραστηριοτήτων με παραγωγή δυσπεξεργαστων αποβλήτων, η απόθεση ραδιενεργών ή τοξικών υλικών, η μεταφορά καυσίμων κ.ο.κ. Στη Ζώνη III επιτρέπεται κάθε γεωργική δραστηριότητα, εγκατάσταση οικισμών με στεγανό δίκτυο αποχέτευσης και βιομηχανικών μονάδων με αβλαβή για το πόσιμο νερό προϊόντα και απόβλητα κ.ο.κ.

**β. Την ταξινόμηση του υπεδάφους σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την ευχέρεια ρύπανσης του υπόγειου υδροφορέα.**

**Υπέδαφος με ευνοϊκά χαρακτηριστικά.**

Ο υδροφορέας καλύπτεται από συνεχή αδιαπέρατα στρώματα, ή στρώματα με σημαντική ικανότητα κατακράτησης (φιλτραρίσματος) των ακαθαρσιών. Π.χ. Αργίλος με πάχος > 1,00 m με επίστρωμα χαλικιών ή άμμου. Λέπτη άμμος πάχους > 2,50 m. Μέση έως χονδροκόκκη άμμος πάχους > 4,00 m.

**Υπέδαφος με μέσα χαρακτηριστικά.**

Ο υδροφορέας καλύπτεται από διακοπτόμενα ή μικρού πάχους αδιαπέρατα στρώματα, χωρίς ικανότητα κατακράτησης. Εξασφαλίζει όμως διάρκεια παραμονής 50 ημερών μέχρι το όριο της Ζώνης I

**Υπέδαφος με δυσμενή χαρακτηριστικά.**

Η αυτοκαθαριστική ικανότητα του υδροφορέα είναι ανεπαρκής και η κάλυψή του από αδιαπέρατα επιφανειακά στρώματα είναι σποραδική.

Η συσχέτιση των πιο πάνω κατηγοριών με τις απαιτήσεις των Ζωνών δίνει τις ενδεικτικές τιμές του Πίνακα 5.7.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.7.1.  
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ  
ΤΟΥ ΕΥΡΟΥΣ ΤΩΝ ΖΩΝΩΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΥΠΟΓΕΟΥ ΝΕΡΟΥ [m]

Ζώνη	Χαρακτηριστικά Υπεδάφους		
	Ευμενή	Μέσα	Δυσμενή
I	10 - 50	20 - 100	100 μέχρι τον υπόγειο υδροκρίτη
II	50 - 250	100 - 500	Μέχρι τον υπόγειο υδροκρίτη
III	Μέχρι τον υπόγειο υδροκρίτη		

Πηγή : Dalhaus/Damrath (1987)



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 5/1. Bear J., "Hydraulics of Groundwater", McGraw-Hill, New York, 1979.
- 5/2. Bear J., "Dynamics of Fluids in Porous Media", American Elsevier, New York, 1972.
- 5/3. Bras R., "Hydrology", Addison - Wesley, Reading Massachusetts, 1990
- 5/4. Brown R.H., Konoplyantsev A.A., Ineson J., Kovalevsky U.S., "Ground Water Studies: An International Guide for Research and Practice, Studies and Reports in Hydrology" UNESCO, 1972.
- 5/5. Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W., "Applied Hydrology", McGraw-Hill, Singapore, 1988.
- 5/6. Cooper H.H., Jacob C.E., "A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history", Trans. Amer. Geophys. Union, 27, 1946.
- 5/7. Dalhaus C., Damrath H., "Wasserversorgung", B.G. Teubner, Stuttgart 1987.
- 5/8. Davis S.N., De Wiest R.J., "Hydrogeology", John Wiley, New York, 1966.
- 5/9. DIN 4924, "Filtersande und Filterkieste fuer Brunnenfilter", 2.1972
- 5/10. DIN 4922, T<sub>1</sub>, "Stahlfilterrohre fuer Bohrbrunnen mit Schlitzbrueckenlockung und Laschenverbindung", 2.1978.
- 5/11. Domenico P.A., "Concepts and Models in Groundwater Hydrology", McGraw-Hill, New York, 1972.
- 5/12. Dyck S., "Angewandte Hydrologie", W. Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- 5/13. Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., "Water and wastewater engineering", Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1966.
- 5/14. Ferris J.C., Knowles D.B., Browne R.H., Stallman R.W., "Theory of aquifer tests", U.S. Geol. Surv. Water Supply Paper 1536-E, 1962.
- 5/15. Freeze R.A., Cherry J.A., "Groundwater", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1979.
- 5/16. Gray D.M., "Handbook on the Principles of Hydrology", Water Information Center, Port Washington N.Y., 1973.
- 5/17. Hartush M.S., Jacob C.E., "Nonsteady radial flow in an infinite leaky aquifer", Trans. Amer. Geophys. Union, 36, 1955.
- 5/18. Hulleman L., Olsthoorn T.N., "Artificial Groundwater Recharge" Pitman, 1983.
- 5/19. Jacob C.E., "Flow of Groundwater. Engineering Hydraulics, ed. H. Rouse", John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1950.
- 5/20. Καλλέργης Γ.Α., "Εφαρμοσμένη Υδρογεωλογία", ΤΕΕ, Αθήνα, 1986.

- 5/21. ΚΕΠΕ, "Εκθέσεις για το Πρόγραμμα 1988-1992, 4, Υδατικοί πόροι", Αθήνα, 1990.
- 5/22. Λατινόπουλος Π.Δ., "Υδραυλική των Υπόγειων Ροών", ΑΠΘ, 1986.
- 5/23. Linsley R.K., Franzini J.B., "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo 1964.
- 5/24. Meinzer O.E., "The occurrence of groundwater in the United States, with a discussion of principles", U.S. Geol. Surv. Water Supply Paper 489, 1923.
- 5/25. Mütschmann J., Stimmelmayer F., "Taschenbuch der Wasser-versorgung", Frankh'sche Verlagshandlung, Stuttgart 1983.
- 5/26. Schneebell G., "Hydraulique Souterraine", Eyrolles, Paris, 1966.
- 5/27. Todd D.K., "Groundwater Hydrology", John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1959
- 5/28. Τριανταφυλλίδης Σ., "Γενικά Υδραυλικά Έργα, Υδροεπισεις", Αθήνα, 1974
- 5/29. Twort A.c., Hoathier R.C., Law F.M., "Water Supply", Edward Arnold Ltd., London 1974.
- 5/30. Valiron F., "Gestion des eaux", Vol. 1, Presses de l' Ecole Nationale des Ports et Chaussees, Paris 1990.
- 5/31. Valiron F., "Gestion des eaux", Vol. 2, Presses de l' Ecole Nationale des Ports et Chaussees, Paris 1989.
- 5/32. W 101, "Richtlinien fuer Trinkwasserschutzgebiete. I Teil Schutzgebiete fuer Grundwasser", Deutscher Verein des Gas und Wasserfachs (DVGW), 6236 Eschborn 1, 2.1975
- 5/33. W 351, "Quellfassungen, Sammelschaechte, Druckunterbrechungsschaechte", Deutscher Verein des Gas und Wasserfachs (DVGW), 6236 Eschborn 1, B.1979.
- 5/34. Walton W.C., "Groundwater Resource Evaluation", McGraw-Hill, New York, 1970.
- 5/35. Wenzel L.K., "Methods of Determining Permeability of Water-Bearing Materials, with Special Reference to Discharging Well Methods", U.S. Geol. Surv. Water Supply Paper 887, 1942.

## Κεφάλαιο VII

ΤΟ

ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ

ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

Στο έβδομο κεφάλαιο εξετάζονται οι εναλλακτικές δυνατότητες, οι μέθοδοι και η τεχνολογία μεταφοράς με βαρύτητα του νερού από τη θέση υδροληψίας μέχρι τις εγκαταστάσεις επεξεργασίας ή αποθήκευσης, με τη βοήθεια ανοικτών ή κλειστών αγωγών. Επιχειρείται πρώτα μια περιληπτική αναφορά στη θεωρία της ροής με ελεύθερη επιφάνεια, σε καθεστώς μόνιμης, ομοιόμορφης και βαθμιαία μεταβαλλόμενης ροής, με στόχο την τεκμηρίωση του σχεδιασμού και την απολόγηση της κατασκευαστικής διαμόρφωσης διωρύγων υδραγωγείων. Ακολουθεί ανάλογη παρουσίαση της θεωρίας της ροής υπό πίεση σε συνθήκες μόνιμης και μη διαίτας, που οδηγεί και εδώ στη διαστασιολόγηση και κατασκευαστική μόρφωση σωληνωτών, υπό πίεση εξωτερικών υδραγωγείων.

## 7.1. ΟΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ

Με τον όρο Εξωτερικό Υδραγωγείο εννοούμε τους αγωγούς μεταφοράς του υδρευτικού νερού, από τα Έργα Υδροληψίας, ανάλογα από υδρογεωτρήσεις, πηγές, ταμειυτήρα ή έργο εκτροπής, μέχρι τις Δεξαμενές Αποθήκευσης. Υποχρεωτικά για τις περιπτώσεις υδροληψίας από επιφανειακά νερά και ενδεχόμενα στις περιπτώσεις από υπόγεια, παρεμβάλλονται τα αντίστοιχα Έργα Επεξεργασίας του πρωτογενούς νερού, που κατά κανόνα τοποθετούνται στο τέλος του εξωτερικού υδραγωγείου, δίπλα στις δεξαμενές. Από εκεί ξεκινά το Εσωτερικό Υδραγωγείο, δηλαδή οι αγωγοί διανομής του πόσιμου νερού στους χρήστες.

Όταν :

- η συνολική κατανάλωση και αντίστοιχα η μεταφερόμενη μέσα από το εξωτερικό υδραγωγείο παροχή είναι σημαντική (μετριέται σε  $m^3/s$ ),
- οι συνθήκες υδροληψίας προϋποθέτουν τη μεταφορά ανεπεξέργαστου νερού, με τις εγκαταστάσεις επεξεργασίας στο τέλος του εξωτερικού υδραγωγείου και
- η τοπογραφία επιτρέπει μια χάραξη καθοδική, ισοκλή, τεταμένη, με ήπια κλίση,

τότε η λύση της μεταφοράς του ανεπεξέργαστου νερού με διώρυγα, δηλαδή με τη μορφή ανοικτού αγωγού, με διατομή συνήθως ορθογωνική ή τραπεζοειδή, περίπου όπως στα αρχαία Ρωμαϊκά υδραγωγεία, μπορεί να αποτελεί επιλογή οικονομικά σύμφωρη και υγειονομολογικά αποδεκτή. Χαρακτηριστικά παραδείγματα τα υδραγωγεία του Μόρνου και της Υλίκης.

Σε θέσεις μισοαγωγίων, η επιδίωξη συντόμευσης της χάραξης, μας οδηγεί στην παρεμβολή ευθύγραμμων συντμήσεων με κλειστούς, υπό πίεση αγωγούς βαρύτητας. Αδόκιμα, τα έργα αυτά ονομάζονται σίφωνες ή λίγο καλλίτερα ανεστραμμένοι σίφωνες, ενώ απλά αποτελούν κλειστούς αγωγούς βαρύτητας, χωρίς υποπίεσεις, κατασκευασμένους από χάλυβα ή σπλισμένο ακυρόδεμα. Οι αρχαίοι Ρωμαίοι, στερημένοι από την τεχνολογία κατασκευής αγωγών υπό πίεση, μας άφησαν εντυπωσιακές τοξοτές υδατογέφυρες, που με τα σημερινά οικονομικά δεδομένα είναι βέβαια ασύμφωρες.

Ακόμη περισσότερο τεταμένη χάραξη μπορούμε να πετύχουμε αποφεύγοντας την περιπορεία αντικλίνων, με την κατασκευή σπράγγων. Η ροή εκεί μπορεί να είναι με ελεύθερη επιφάνεια, όπως στο Ευπαλίνειο Ορυγμα, ή υπό πίεση, όπως στο υδραγωγείο του Μόρνου, οπότε και είναι ευχερέστερη η ρύθμιση της παροχής. Τα διαθέσιμα σήμερα τεχνολογικά μέσα επιτρέπουν τη διάνοιξη σπράγγων σχεδόν χωρίς άλλο περιοριστικό παράγοντα εκτός από το κόστος κατασκευής, που βέβαια πρέπει προσεκτικά να προϋπολογίζεται σε σύγκριση με την επιδιωκόμενη συντόμευση της χάραξης.

Όταν :

- η μεταφερόμενη παροχή είναι μικρή (μετριέται σε  $l/s$ ), είτε
- το μεταφερόμενο νερό, ήδη έχει ποιοτικά χαρακτηριστικά πόσιμου νερού, είτε,

- η τοπογραφία επιτρέπει σύντομη, σχεδόν ευθύγραμμη χάραξη αλλά με μηκοτομή, όπου δεν λείπουν τα ενδιάμεσα ψηλά σημεία,

τότε είναι υποχρεωτική η προσφυγή σε κλειστούς αγωγούς, που ανάλογα με τη συγκεκριμένη μηκοτομή μπορεί να είναι κλειστοί αγωγοί, βαρύτητας, ή καταθλιπτικοί σε όλο το μήκος τους ή συνδυασμός των δύο τύπων. Όπως αναφέρθηκε στο Πρώτο Κεφάλαιο, η πλειονότητα των μικρών πόλεων στην Ελλάδα εξυπηρετείται από υδρογεωτρήσεις και πηγές και κατά κανόνα το εξωτερικό τους δίκτυο αποτελείται από κλειστούς αγωγούς. Ακόμη και το εξωτερικό δίκτυο της Θεσσαλονίκης, από τις πηγές της Αραβησσού έχει κατασκευασθεί από κυκλικούς, προκατασκευασμένους από σπλισμένο ακυρόδεμα, κλειστούς αγωγούς.

Σε σύγκριση με τους ανοικτούς αγωγούς, οι κλειστοί επιτρέπουν:

- μεγαλύτερη ελευθερία στην επιλογή της χάραξης του υδραγωγείου,
- δυνατότητες ελαχιστοποίησης του μήκους και του κόστους,
- δυνατότητες χάραξης σε εδάφη με μικρές ή μεγάλες, θετικές, αρνητικές ή ακόμα και μηδενικές κλίσεις, χωρίς την ανάγκη προσφυγής σε περιπορείες ή άλλα χηματοουργικά έργα, εκτός βέβαια από το σκάμμα τοποθέτησής τους,
- ευχερέστερη διασταύρωση με φυσικά εμπόδια (ποτάμια, έλη, απότομα αντίκλινα κ.λ.π.) ή άλλα τεχνικά έργα (οδικούς ή σιδηροδρομικούς άξονες, αεροδρόμια, κτίρια κ.λ.π.)
- λύσεις, που ελάχιστα επεμβαίνουν στο περιβάλλον
- και βέβαια με την παρεμβολή αντλιοστασίων και το ανάλογο ενεργειακό τμήμα, την ανύψωση του νερού, χωρίς τεχνικό περιορισμό ως προς το ύψος.

Είναι ευνόητο, πως σε κάθε περίπτωση η απόφαση επιλογής του τύπου του υδραγωγείου, σε όλο του το μήκος ή κατά τμήματα, πρέπει να προκύπτει μετά από σύγκριση περισσότερων εναλλακτικών λύσεων, στη βάση όχι μόνο οικονομικών αλλά και λειτουργικών, υγειονομολογικών, περιβαλλοντικών κ.ά. κριτηρίων.

## 7.2. ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΜΕ ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός εξωτερικού υδραγωγείου με ελεύθερη επιφάνεια στηρίζεται στη γνώση της υδραυλικής των ανοικτών αγωγών με την ανάλογη λειτουργική και κατασκευαστική εξειδίκευση και προσαρμογή.

### 7.2.1. Υδραυλική των Ανοικτών Αγωγών, Εξωτερικού Υδραγωγείου

Η γνώση της Υδραυλικής των Ανοικτών Αγωγών αποτελεί ασφαλώς προαπαιτούμενο υπόβαθρο για την ανάλυση ενός εξειδικευμένου αντικείμενου, όπως οι Υδρεύσεις. Γιαυτό, εδώ θα περιορισθούμε σε επιγραμματική υπόμνηση βασικών εννοιών και σχέσεων και ειδικές επισημάνσεις σε σχέση με τους ανοικτούς αγωγούς εξωτερικών υδραγωγείων. Στόχος του συμπυκνωμένου αυτού κειμένου, αναγκαστικά χωρίς αποδεικτικό μέρος, δεν είναι η αυτάρκεια, ούτε πολύ περισσότερο η άκριτη αποδοχή, αλλά αντίθετα η ανάδειξη βασικών σημείων για παραπέρα εμβάθυνση με τη βοήθεια της Βιβλιογραφίας.

#### α. Η ροή στους ανοικτούς αγωγούς

Στους ανοικτούς αγωγούς, η ροή του νερού παρουσιάζει ελεύθερη επιφάνεια, όπου επικρατεί σταθερή ατμοσφαιρική πίεση.

#### α1. Η ροή στους ανοικτούς αγωγούς στο χρόνο και στο χώρο

Ός προς το χρόνο, η ροή με ελεύθερη επιφάνεια μπορεί να είναι, μόνιμη ή μη μόνιμη. Συνθήκες μη μόνιμης ροής προκύπτουν σε ανοικτά υδραγωγεία μετά από χειρισμούς σε θυροφράγματα, που όπως είναι ευνόητο δεν πρέπει να είναι απότομοι.

Ός προς το χώρο, ομοιόμορφη ή μεταβαλλόμενη, με παραπέρα διάκριση σε βαθμιαία ή απότομα μεταβαλλόμενη ροή. Αν και οι διώρυγες των ανοικτών υδραγωγείων σχεδιάζονται με την παραδοχή ομοιόμορφης ροής, συνθήκες βαθμιαία μεταβαλλόμενης ροής μπορεί να διαμορφωθούν σε περιπτώσεις όπως:

- στην αρχή υδραγωγείου, που τροφοδοτείται από φυσικό ρεύμα ή δεξαμενή με κυμαινόμενη στάθμη
- στο πέρας υδραγωγείου, που καταλήγει σε δεξαμενή με κυμαινόμενη στάθμη,
- ανάντι ή/και κατόντι από θυροφράγματα, που παρεμβάλλονται και αποβλέπουν στη ρύθμιση της παροχής και της στάθμης στο υδραγωγείο,
- σε θέσεις μεταβολής της διατομής ή της κλίσης της διώρυγας κ.λ.π.

## α2. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και συνεκτικότητας

Η συσχέτιση των δυνάμεων αδράνειας με τις δυνάμεις συνεκτικότητας ταξινομεί και τη ροή με ελεύθερη επιφάνεια, ανάλογα σε ροή στρωτή, μεταβατική, ή τυρβώδη. Κριτήριο ο γνωστός αριθμός του Reynolds, που εδώ γράφεται

$$Re = \frac{V \cdot 4 \cdot R}{\nu} \quad (7.1)$$

όπου:  $V$  η μέση ταχύτητα ροής

$R$  η υδραυλική ακτίνα ίση με το λόγο της διατομής προς την περίμετρο της ροής και

$\nu$  ο συντελεστής κινηματικής συνεκτικότητας, όπως ορίσθηκε στην Παράγραφο 2.1.3.

Σύμφωνα με τον Chow (1973), η μεταβατική περιοχή του αριθμού του Reynolds, όπως ορίσθηκε για ανοικτούς αγωγούς, κυμαίνεται μεταξύ 500 και 2 000.

Σε ανοικτούς αγωγούς εξωτερικών υδραγωγείων, εξ αιτίας των σημαντικών διαστάσεων των διατομών, που χρησιμοποιούνται, η ροή είναι σχεδόν αποκλειστικά τυρβώδης.

## α3. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και βαρύτητας

Η συσχέτιση των δυνάμεων αδράνειας με τις δυνάμεις βαρύτητας όπως εκφράζεται με τον αριθμό  $F$  του Froude

$$F = \frac{V}{[g \cdot D]^{1/2}} \quad (7.2)$$

όπου  $D$  το μέσο υδραυλικό βάθος ροής, ίσο προς το πηλίκο του εμβαδού  $A$  της υγρής διατομής κάθετα προς την κατεύθυνση της ροής με το πλάτος  $T$  της ίδιας διατομής στο ύψος της ελεύθερης επιφάνειας, ταξινομεί τη ροή σε ανοικτούς αγωγούς σε υποκρίσιμη ή ποτάμια ( $F < 1$ ), κρίσιμη ( $F = 1$ ) και υπερκρίσιμη ή χειμαρρώδη ( $F > 1$ ).

Σε καθεστώς κρίσιμης ή υπερκρίσιμης ροής εμφανίζονται αστάθειες, υπάρχει δυσχέρεια ρύθμισης στάθμης ή παροχής και κίνδυνος πρόωρης φθοράς των αγωγών. Γιαυτό οι ανοικτοί αγωγοί εξωτερικών υδραγωγείων σχεδιάζονται έτσι ώστε η ροή να είναι υποκρίσιμη.

## α4. Συγκριτικά σχήματα ροής σε ανοικτούς και κλειστούς αγωγούς

Με αυστηρά κριτήρια σύγκρισης, μόνο η ροή σε ευθύγραμμους, ανοικτούς αγωγούς, σταθερού βάθους και άπειρου πλάτους, μπορεί να θεωρηθεί, τόσο από την άποψη της κατανομής των ταχυτήτων, όσο και της αντίστασης στη ροή, πρακτικά ταυτόσημη με τη ροή

σε ευθύγραμμους, κλειστούς, κυκλικούς αγωγούς.

Σε όλες τις περιπτώσεις ανοικτών αγωγών με πεπερασμένο πλάτος, τα πλευρικά τοιχώματα προκαλούν φαινόμενα δευτερογενούς κίνησης σε επίπεδο κάθετο στη διεύθυνση της ροής [7/20], ανάλογα με εκείνα, που παρουσιάζονται σε κλειστούς αγωγούς, μη κυκλικής διατομής.

#### α5. Η γενική σχέση γραμμικών απωλειών

Έχει επιχειρηθεί να μεταφερθεί και στους ανοικτούς αγωγούς, η γνωστή γενική σχέση γραμμικών απωλειών σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (7.3)$$

με τη διατύπωση

$$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{v^2}{2g} \quad (7.4)$$

αφού στους κλειστούς αγωγούς, όπως είναι γνωστό, η υδραυλική ακτίνα R ισούται με D/4.

Όπως όμως δείχνουν πειραματικά αποτελέσματα διαφόρων ερευνητών, συγκεντρωμένα από τον Chow (1973), σε ανοικτούς αγωγούς με παρειές από σκυρόδεμα,<sup>1</sup> ο συντελεστής τριβών  $f$  εμφανίζει ακριβώς στην τυρβώδη περιοχή, όπου και το πρακτικό ενδιαφέρον για ανοικτούς αγωγούς εξωτερικών υδραγωγείων, σημαντική εξάρτηση από το σχήμα της διατομής του αγωγού. Για την ίδια τραχύτητα των παρειών, οι τιμές του  $f$  αυξάνουν με τη σειρά από ανοικτούς αγωγούς με διατομή κυκλική, σε τραπεζοειδή, τριγωνική, ορθογωνική. Οι Prandtl και Kirschmer (1949) αποδίδουν την πειραματική αυτή διαπίστωση, σε φαινόμενα δευτερογενούς κίνησης, που εύλογα μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι εντονότερα και συνεπάγονται μεγαλύτερες πρόσθετες απώλειες τριβών σε ορθογωνικούς, παρά π.χ. σε κυκλικούς αγωγούς.

1. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα ερευνών στα Πανεπιστήμια του Illinois και της Minnesota, σε ανοικτούς αγωγούς με εξαιρετικά λεία τοιχώματα (οτιλβωμένη επιφάνεια χαλκού, λεία επιφάνεια ξύλου, λεία χαλύβδινη επιφάνεια), στην τυρβώδη περιοχή, το σχήμα της διατομής δεν έχει σημαντική επίδραση στο συντελεστή τριβών  $f$ . [7/6] Το συμπέρασμα αυτό έχει βέβαια περιορισμένη αξία για το σχεδιασμό εξωτερικών υδραγωγείων με ελεύθερη επιφάνεια όπου οι επιφάνειες είναι από σκυρόδεμα και συχνά οι συνθήκες συντήρησης όχι ιδανικές.



## β. Υδραυλική της ομοιόμορφης ροής

Ομοιόμορφη ροή έχουμε όταν το βάθος, η υγρή διατομή, η μέση ταχύτητα, άρα και η παροχή, μένουν σταθερά σε τμήμα ενός αγωγού. Άμεση συνέπεια η παραλληλότητα των γραμμών ενέργειας, ελεύθερης επιφάνειας, που βέβαια ταυτίζεται με την πιεζομετρική γραμμή, και του πυθμένα, σε κατά μήκος τομή του αγωγού.

Έτσι στην περίπτωση ομοιόμορφης ροής, αν  $I$  η κλίση του πυθμένα του αγωγού (και της ελεύθερης επιφάνειας) και  $J$  η κλίση της γραμμής ενέργειας, εξ ορισμού είναι:

$$I = J \quad (7.5)$$

Όταν αναφερόμαστε σε ομοιόμορφη ροή, εξυπακούεται ότι συγχρόνως η ροή είναι και μόνιμη επειδή η περίπτωση ομοιόμορφης μη μόνιμης ροής αν και θεωρητικά δυνατή, πρακτικά δεν επιτυγχάνεται ποτέ σε υδραγωγεία.

### β1. Ο πρισματικός ανοικτός αγωγός

Προϋπόθεση για την αποκατάσταση ομοιόμορφης ροής σε ανοικτό αγωγό είναι η σταθερότητα των χαρακτηριστικών, δηλαδή της διατομής, της τραχύτητας και της κλίσης, σε όλο το μήκος του αγωγού. Ένας τέτοιος αγωγός ονομάζεται πρισματικός ή ομοιόμορφος.

### β2. Γενική εξίσωση της ομοιόμορφης ροής

Στη γενικότερη διατύπωσή της η σχέση, που περιγράφει την ομοιόμορφη ροή γράφεται:

$$V = C R^x J^y \quad (7.6)$$

όπου  $V$  η μέση ταχύτητα ροής στη διατομή  
 $R$  η υδραυλική ακτίνα  
 $J$  η κλίση της γραμμής ενέργειας ( $= I$ )  
 $x, y$  εκθέτες και  
 $C$  συντελεστής αντίστασης στη ροή

εξαρτώμενος από τη μέση ταχύτητα, την υδραυλική ακτίνα, την τραχύτητα των τοιχωμάτων του αγωγού, το σχήμα της διατομής, το ιξώδες και "πολλούς άλλους παράγοντες", όπως χαρακτηριστικά επισημαίνει ο Chow (1973).

### β3. Οι εμπειρικές σχέσεις. Chezy, Manning

Εξειδικεύσεις της (7.6) η κλασική σχέση του Chezy (1769) :

$$V = C R^{1/2} J^{1/2} \quad (7.7)$$

και η γνωστή σχέση του Manning (1889) :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (7.8)$$

που βέβαια ταυτίζονται για :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (7.9)$$

Η σχέση του Manning, χάρις στην απλότητά της και την καλή πειραματική επιβεβαίωσή της, είναι σήμερα η πιο διαδεδομένη σχέση για τη διαστασιολόγηση ανοικτών αγωγών, σε συνθήκες ομοιόμορφης ροής. Η μόνη δυσκολία έγκειται στον καθορισμό του συντελεστή  $n$  (ή  $k=1/n$ ), επειδή δεν υπάρχει ακριβής μέθοδος υπολογισμού του, και σε τελική ανάλυση η εκτίμησή του προϋποθέτει εμπειρική κρίση. Ειδικότερα, για το σχεδιασμό διωρύγων εξωτερικού υδραγωγείου το πρόβλημα επικεντρώνεται σε εκτίμηση του  $n$  για επιφάνειες από σκυρόδεμα.

Στον Πίνακα 7.2.1.1., που προέρχεται από σύνθεση περισσότερων πειραματικών αποτελεσμάτων, δίδονται οι ελάχιστες, κανονικές και μέγιστες τιμές του  $n$  για διαφορετικές ποιότητες επιφάνειας σκυροδέματος. Οι κανονικές τιμές αντιστοιχούν σε διώρυγες με καλή συντήρηση, χωρίς την οποία οι αναμενόμενες τιμές του  $n$  μπορεί να αυξηθούν σημαντικά.

Όπως ήδη επισημάνθηκε, το σχήμα της διατομής ροής επηρεάζει τις απώλειες τριβής και όπως ο συντελεστής  $f$  έτσι και ο συντελεστής  $n$  του Manning αναπόφευκτα εξαρτάται και από το σχήμα της διατομής. Οι γενικότερες δυσκολίες επιλογής του  $n$ , γενικά δεν δικαιολογούν προσπάθειες διορθώσεων ώστε να ληφθεί υπόψη η επίδραση του σχήματος. Μόνη εξαίρεση η περίπτωση των κυκλικών αγωγών, όπου όπως απέδειξε ο Camp (1946), παρατηρούνται για ποσοστό πλήρωσης 50%, τιμές του  $n$  μεγαλύτερες κατά 24% από ότι για ποσοστό πλήρωσης 100%. Πάντως, η χρήση κυκλικών αγωγών, με μερική πλήρωση, σε εξωτερικά υδραγωγεία είναι σπάνια. Αντίθετα η σχετική διορθωση είναι σημαντική για το σχεδιασμό αγωγών αποχέτευσης. [7/13]

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2.1.1.  
ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ  $n$  ΤΟΥ ΜANNING ΣΕ ΑΝΟΙΚΤΟΥΣ ΑΓΩΓΟΥΣ ΑΠΟ  
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Τύπος αγωγού και περιγραφή	Τιμές του $n$		
	Ελάχιστη	Κανονική	Μέγιστη
Κλειστοί Αγωγοί μερικά πλήρεις			
1. Επιφάνεια φινιρισμένη	0,011	0,012	0,014
2. Επιφάνεια από σιδηρότυπο, αφινιριστή	0,012	0,013	0,014
3. Επιφάνεια από μπετοφόρμ, αφινιριστή	0,012	0,014	0,016
4. Επιφάνεια από ξυλότυπο κοίνο, αφινιριστή	0,015	0,017	0,020
Διώρυγες επενδεδυμένες ή αυτοφερόμενες			
1. Επιφάνεια φινιρισμένη	0,011	0,013	0,015
2. Επιφάνεια φινιρισμένη, με σκύρα στον πυθμένα	0,015	0,017	0,020
3. Επιφάνεια αφινιριστή	0,014	0,017	0,020
4. Επιφάνεια από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, καλή	0,016	0,019	0,023
5. Επιφάνεια από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με κυματοσειδείς ανωμαλίες	0,018	0,022	0,025

Πηγή: Chow (1973)

#### β4. Υπολογισμός του ομοιόμορφου βάθους

Από την (7.8) προκύπτει άμεσα ότι:

$$Q = V A = \frac{1}{n} A R^{2/3} J^{1/2} \quad (7.10)$$

και

$$A R^{2/3} = \frac{n Q}{J^{1/2}} \quad (7.11)$$

όπου:  $Q$  η παροχή και

$A$  η διατομή ροής

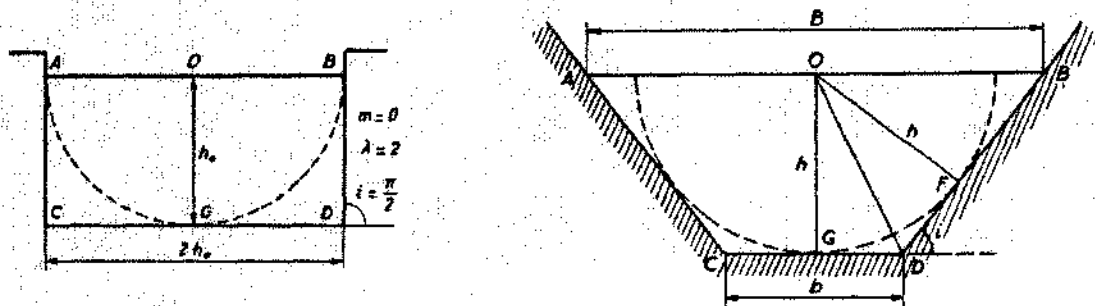
Η σχέση (7.11) επιτρέπει τον υπολογισμό του ομοιόμορφου βάθους  $h_0$ , όταν γνωρίζουμε τον τύπο της διατομής, την υψή των τειχωμάτων, την κλίση του αγωγού και την παροχή, που θέλουμε να διοχετεύσουμε.

Το Διάγραμμα 7.2.1.1. διευκολύνει τον υπολογισμό ανοικτών αγωγών σε συνθήκες ομοιόμορφης ροής.

### β5. Η βέλτιστη υδραυλικά διατομή

Θεωρητικά, η βέλτιστη υδραυλικά διατομή διώρυγας (δηλαδή για δεδομένο εμβαδόν παρουσιάζει την ελάχιστη περίμετρο, άρα την ελάχιστη υδραυλική ακτίνα και επομένως τη μέγιστη παραχρητευτικότητα) είναι η κυκλική. Παρ'όλα αυτά κατασκευαστικοί λόγοι διαμόρφωσης του εξωτερικού υδραγωγείου συνήθως αποκλείουν τη χρήση της, ή την περιορίζουν στα τμήματα εκείνα, όπου παρεμβάλλονται σήραγγες ή κλειστά τμήματα, συνήθως υπό πίεση.

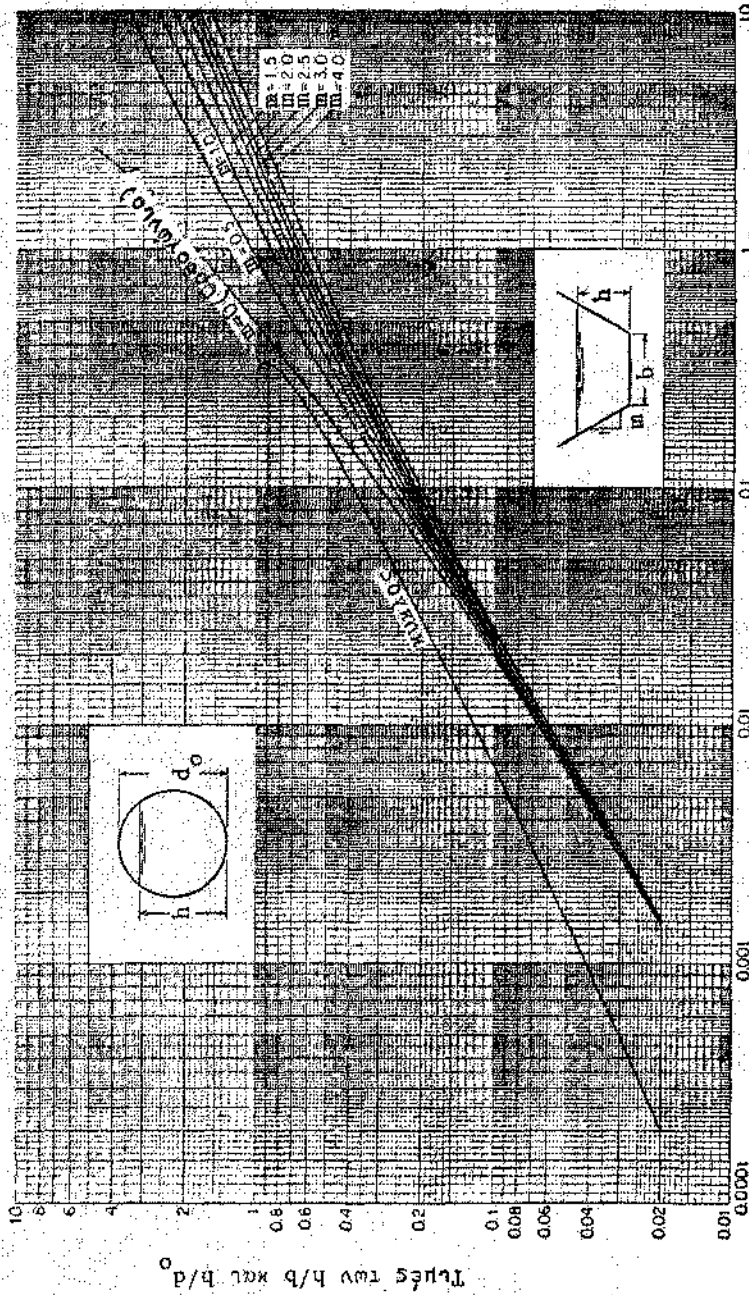
Η βέλτιστη υδραυλικά ορθογωνική διατομή αντιστοιχεί σε βάθος ροής  $h$  ίσο με το  $1/2$  του πλάτους  $b$ , άρα είναι περιγεγραμμένη σε ημικύκλιο και παρουσιάζει υδραυλική ακτίνα  $R = h/2$ .



Σχ. 7.2.1.β5.1. Υδραυλικά βέλτιστη ορθογωνική και τραπεζοειδής διατομή με κλίση πρανών  $1/m$ .

Η βέλτιστη υδραυλικά τραπεζοειδής διατομή, για δεδομένη κλίση πρανών, είναι και αυτή περιγεγραμμένη σε ημικύκλιο με ακτίνα  $h$  και παρουσιάζει υδραυλική ακτίνα  $R = h/2$ . Αν  $A$  η διατομή,  $b$  το πλάτος του πυθμένα,  $B$  το πλάτος της διατομής στην ελεύθερη επιφάνεια,  $\Pi$  η περίμετρος,  $R$  η υδραυλική ακτίνα και  $1/m$  η κλίση των πρανών (1 ύψος προς  $m$  πλάτος), τότε θέτοντας:

$$\lambda = 2(1 + m^2)^{1/2} - m$$



Τιμές των  $AR^{2/3}/b^{2/3}$  και  $AR^{2/3}/d_o^{8/3}$

Διάγραμμα 7.2.1.1. Καμπύλες υπολογισμού του σιμπίσματος βάθους.  
 Πηγή: Chow (1973)

τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της βέλτιστης διατομής δίδονται από τις σχέσεις:

$$A = \lambda h^2$$

$$b = [\lambda - m] h$$

$$B = [\lambda + m] h \quad (7.12)$$

$$\Pi = 2 \lambda h$$

$$R = h/2$$

### γ. Υδραυλική της Μόνιμης, Βαθμιαία Μεταβαλλόμενης Ροής

Αν και όπως ήδη αναφέρθηκε, οι ανοικτοί αγωγοί εξωτερικών υδραγωγείων σχεδιάζονται για συνθήκες ομοιόμορφης ροής, η παρεμβολή τεχνικών έργων όπως ανεστραμμένοι σίφωνες, υπερχειλιστές, θυροφράγματα, διακλαδώσεις ή ακόμη αλλαγές διατομής, κλίσης κ.ά. προκαλούν κατά περίπτωση συνθήκες Μόνιμης Βαθμιαία Μεταβαλλόμενης Ροής (MBMP).

#### γ1. Οι απώλειες ενέργειας σε καθεστώς MBMP

Σε καθεστώς MBMP, οι απώλειες ενέργειας κατά προσέγγιση ισούνται με εκείνες, που θα είχαμε για την ίδια παροχή, σε ομοιόμορφη ροή με τα ίδια χαρακτηριστικά εγκάρσιας διατομής, δηλαδή την ίδια ταχύτητα, τραχύτητα, βάθος κ.λ.π. Έτσι αν σε αγωγό με κλίση πυθμένα  $I$  διέρχεται παροχή  $Q$  και το βάθος ροής είναι  $h$ , διαφορετικό από το ομοιόμορφο, ισχυριζόμαστε ότι η κλίση της γραμμής ενέργειας είναι  $J$ , όπου  $J$  η κλίση της γραμμής ενέργειας και πυθμένα, σε αγωγό με τα ίδια χαρακτηριστικά διατομής, και ροή ομοιόμορφη.

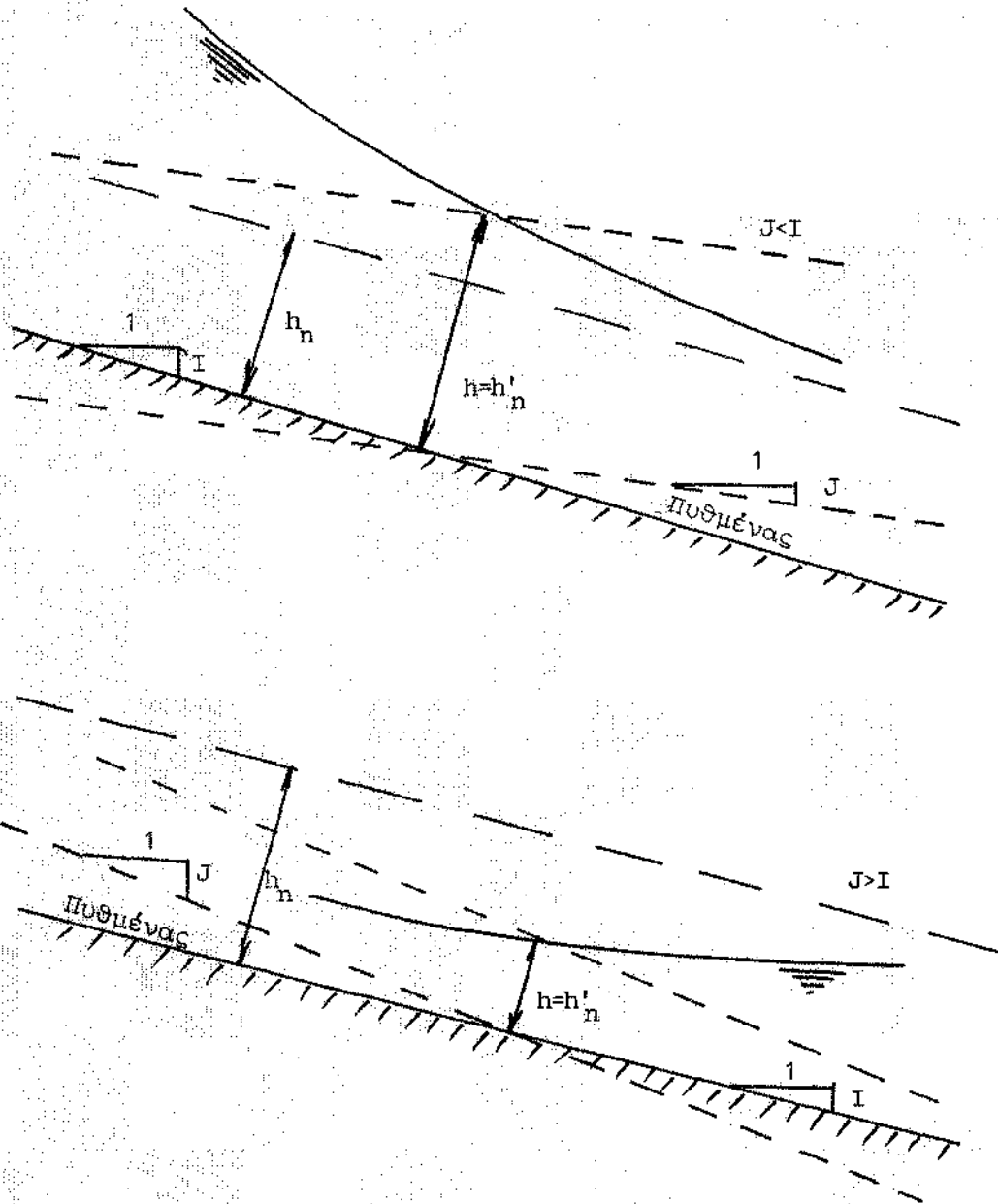
Αν:

$$h > h_n \rightarrow V < V_n \rightarrow J < I \quad (7.13)$$

Ενώ αν:

$$h < h_n \rightarrow V > V_n \rightarrow J > I \quad (7.14)$$

όπως φαίνεται στο Σχ.7.2.1.γ1.1.



Σχ.7.2.1.γ1.1.

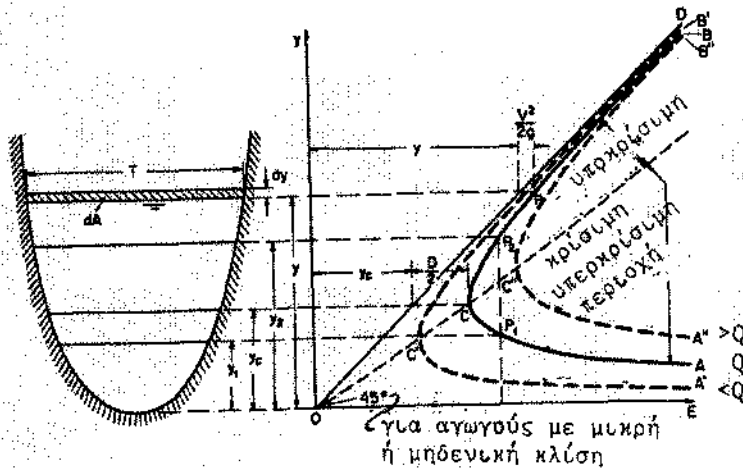
**γ2. Η κρίσιμη ροή**

Οι ανοικτοί αγωγοί των εξωτερικών υδραγωγείων μπορεί να μη σχεδιάζονται σε καθεστώς κρίσιμης ή υπερκρίσιμης ροής, η ανάλυση όμως των μορφών αυτών είναι απαραίτητη για τη μελέτη της MBMP.

Σε τυχούσα διατομή με επιφάνεια ροής  $A$ , πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια  $T$ , διοχετευόμενη παροχή  $Q$ , σε καθεστώς ομοιόμορφης ροής, η συνθήκη κρίσιμης ροής γράφεται:<sup>2</sup>

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \quad (7.15)$$

Σε αγωγό με συγκεκριμένη γεωμετρία διατομής, για δεδομένη παροχή  $Q$ , η τιμή του βάθους ροής, που επαληθεύει την (7.15), αντιστοιχεί σε καθεστώς κρίσιμης ροής, και παίρνει το χαρακτηρισμό του κρίσιμου βάθους  $h_c$ . Να επισημανθεί ότι το κρίσιμο βάθος είναι ανεξάρτητο από την κλίση του πυθμένα και την τραχύτητα της διατομής του αγωγού. Ανάλογα με την κλίση και την τραχύτητα του αγωγού, το ομοιόμορφο βάθος ροής μπορεί να είναι μεγαλύτερο, μικρότερο ή και ίσο με το κρίσιμο βάθος όπως υπολογίζεται από την (7.15) και αντίστοιχα η ροή χαρακτηρίζεται σαν υποκρίσιμη, υπερκρίσιμη ή κρίσιμη.



Σχ. 7.2.1.γ2.1.

2. Η (7.15) αποτελεί απλά μετασχηματισμό της (7.2) αν θέσουμε:

$$A = D T \quad \text{και} \quad Q = V A$$

Και οι δύο σχέσεις προκύπτουν από την ελαχιστοποίηση της Ειδικής Ενέργειας για δεδομένη τιμή της παροχής, ή μεγιστοποίηση της παροχής, για δεδομένη τιμή της Ειδικής Ενέργειας.



Όταν σε συγκεκριμένο ανοικτό αγωγό, για δεδομένη παροχή  $Q$ , οι τιμές του κρίσιμου και του σημειομορφου βάθους συμπίπτουν, τότε η κλίση του αγωγού ονομάζεται κρίσιμη κλίση  $I_c$ .

Για ορθογωνική διατομή πλάτους  $b$  και βάθους  $h$ , η (7.15) δίνει:

$$\frac{(b h_c)^3}{b} = \frac{Q^2}{g} \quad \text{ή} \quad h_c^3 = \frac{(Q/b)^2}{g} \quad \text{ή} \quad h_c = \left[ \frac{(Q/b)^2}{g} \right]^{1/3} \quad (7.16)$$

Για τραπεζοειδή διατομή με πυθμένα πλάτους  $b$  και κλίση πρανών  $1/m$  έχουμε:

$$A = b h + m h^2 \quad T = b + 2 m h$$

Οριζώντας κάθε φορά το  $h$  υπολογίζουμε τις τιμές των  $A$  και  $T$  και εισάγοντάς τες στην (7.15) λύνουμε ως προς  $Q$ . Έτσι προκύπτουν τα αντίστοιχα ζεύγη τιμών  $h_c$  και  $Q_c$ , από όπου μπορούμε να χαράξουμε την καμπύλη  $h_c = f(Q_c)$  για τη συγκεκριμένη διατομή.

### γ3. Η επίλυση της MBMP

Η διαφορική εξίσωση της MBMP σε πρισματικό αγωγό (όπως προκύπτει με βάση το νόμο του Bernoulli) γράφεται:

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{1 - \frac{J}{I}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} \quad (7.17)$$

που εύκολα μετασχηματίζεται με χρησιμοποίηση της σχέσης του Manning και παίρνει τη μορφή:

$$\frac{dh}{dx} = I \frac{1 - \left[ \frac{h_n}{h} \right]^{10/3}}{1 - \left[ \frac{h_c}{h} \right]^3} \quad (7.18)$$

Όταν:

$$\frac{dh}{dx} > 0$$

το βάθος της BMP αυξάνεται κατά την έννοια της ροής και η ελεύθερη επιφάνεια παίρνει τη μορφή καμπύλης υπερυψώσεως

$\frac{dh}{dx} < 0$  το βάθος της BMP μειώνεται κατά την έννοια της ροής και η ελεύθερη επιφάνεια παίρνει τη μορφή καμπύλης καταπτώσεως

Το πρόσημο του  $dh/dx$  εξαρτάται βέβαια από το πρόσημο της κλίσης  $I$  του πυθμένα του αγωγού, που μπορεί να είναι θετική (καθοδική), μηδέν (οριζόντια) ή αρνητική (ανοδική) και τη συσχέτιση του βάθους ροής  $h$  με το ομοιόμορφο  $h_n$  και το κρίσιμο  $h_c$ .

#### γ4. Τυπολογία των καμπυλών ελεύθερης επιφάνειας σε καθεστώς MBMP

Η συσχέτιση ανάμεσα στην κλίση  $I$  του πυθμένα και την κρίσιμη κλίση  $J_c$ , ταξινομεί τις μορφές των καμπυλών της ελεύθερης επιφάνειας ροής σε πέντε κατηγορίες, όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.2.1.2. :

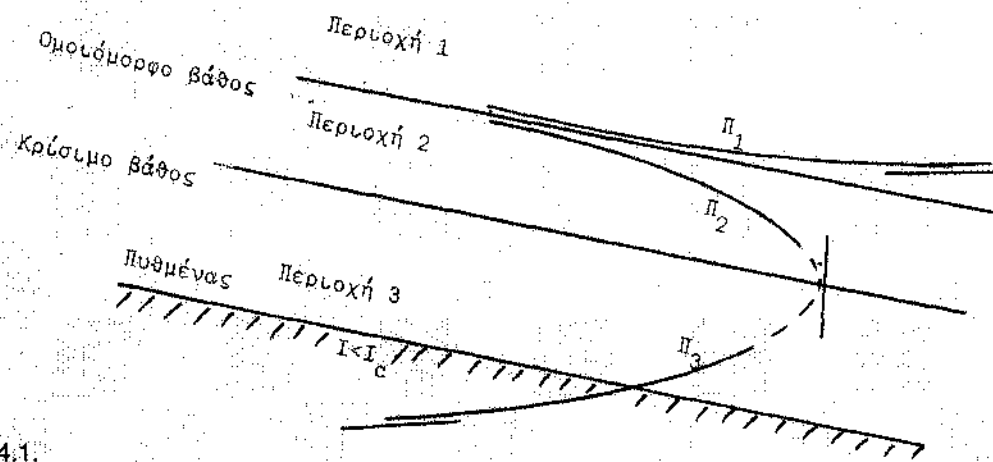
ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2.1.2.  
ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΜΟΡΦΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΗΣ ΕΛΕΥΘΕΡΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΣΕ MBMP

Σχέση μεταξύ $I$ και $J_c$	Κατηγορία καμπύλης <sup>3</sup>
$0 < I < J_c$	Π
$I = J_c$	Κ
$I > J_c$	Χ
$I = 0$	Ο
$I < 0$	Α

Σε ότι αφορά τους ανοικτούς αγωγούς σε εξωτερικά υδραγωγεία πρακτικά περιοριζόμαστε στην κατηγορία Π, όπου και διακρίνουμε τρεις υποπεριπτώσεις:

3. Στην Αγγλοσαξωνική Βιβλιογραφία οι πέντε κατηγορίες ροής συμβολίζονται με τα γράμματα M, C, S, H, A, αντίστοιχα αρχικά των λέξεων Mild, Critical, Steep, Horizontal, Adverse. Στη Γαλλική αντίστοιχα με τα γράμματα F, C, T, H, A, αντίστοιχα αρχικά των όρων Fleuve, Critique (Canal a pente), Torrent, Horizontal (Canal), Ascendant (Canal) κ.ο.κ.

Θεωρήσαμε σκόπιμο να αρκεσθούμε στην Ελληνική ορολογία χαρακτηρίζοντας τις πέντε κατηγορίες ροής με τα γράμματα Π, Κ, Χ, Ο, Α, από τις λέξεις Ποτάμια, Κρίσιμη, Χειμαρώδης (Ροή), Οριζόντια, Ανοδική (Κλίση).

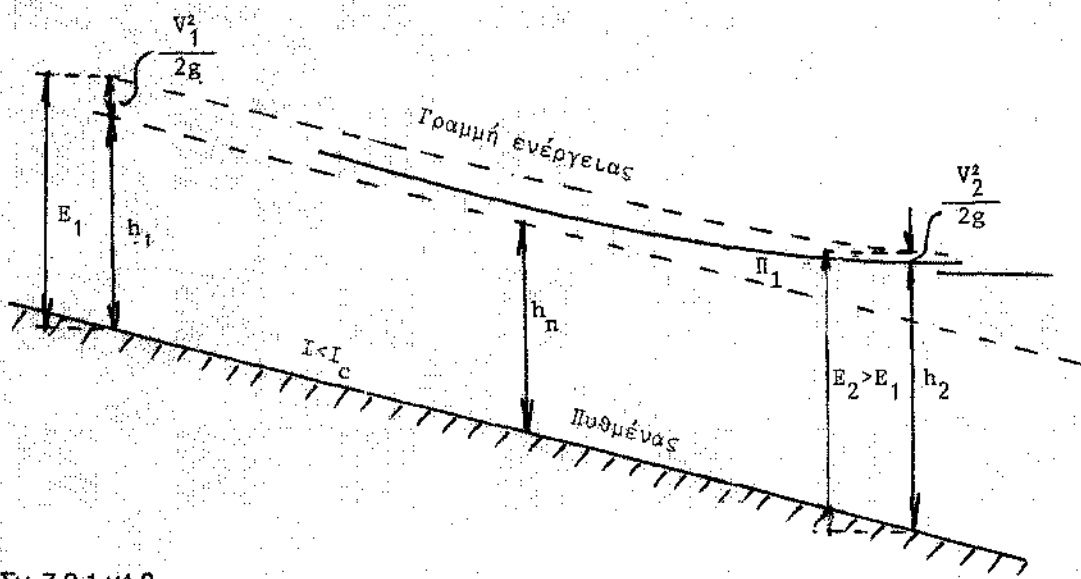


Σχ. 7.2.1.γ4.1.

ι. Καμπύλη Π1

$$0 < I < I_c, h > h_n > h_c$$

Πρόκειται για καμπύλη υπερυψώσεως ( $dh/dx > 0$ ) σε επιβραδυνόμενη ροή, που έχει τα κοίλα προς τα άνω και εφάπτεται ασυμπτωτικά, αναντι στη γραμμή του ομοιόμορφου βάθους και κατάντι σε γραμμή οριζόντια.



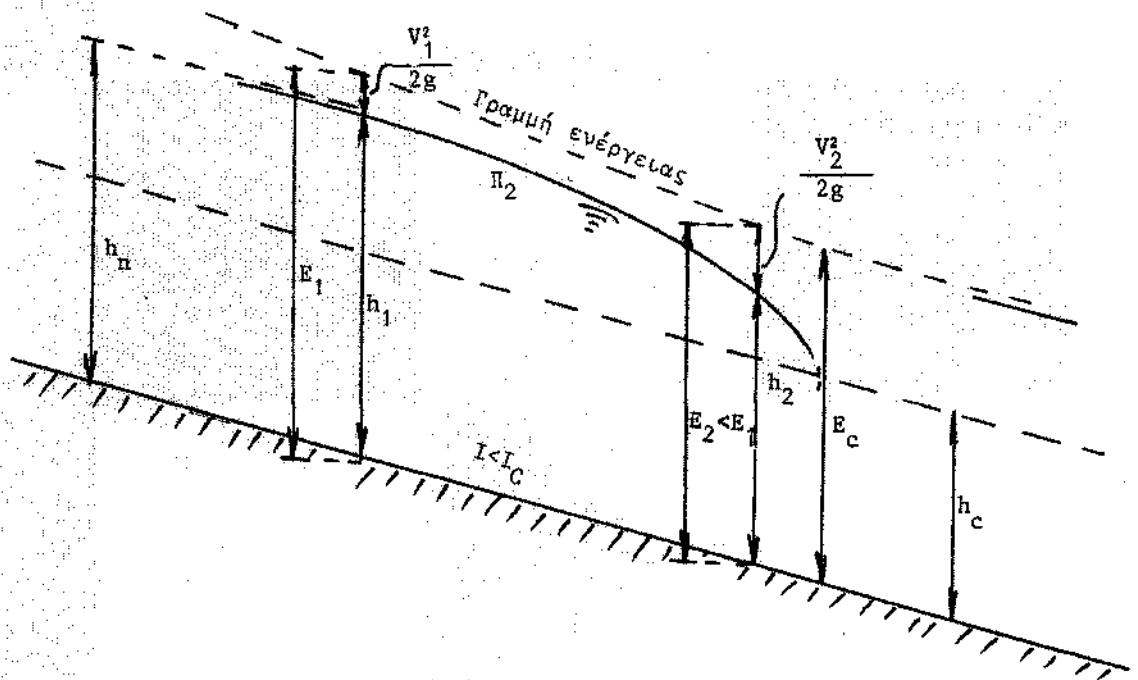
Σχ. 7.2.1.γ4.2.

Παρόμοιες καμπύλες εμφανίζονται σε διώρυγες, που καταλήγουν σε υπερχειλιστές ή δεξαμενές, με τελική υποχρεωτική οριζόντια στάθμη, ψηλότερα από την ομοιόμορφη.

## ii. Καμπύλη Π2

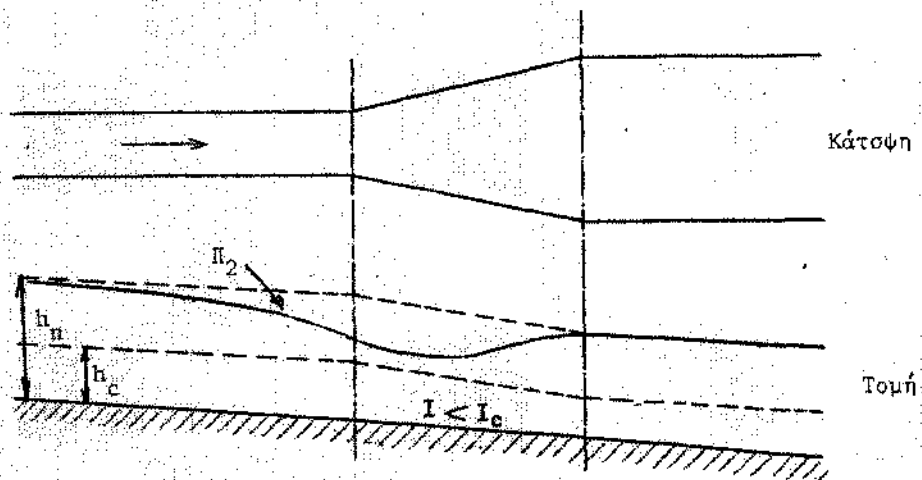
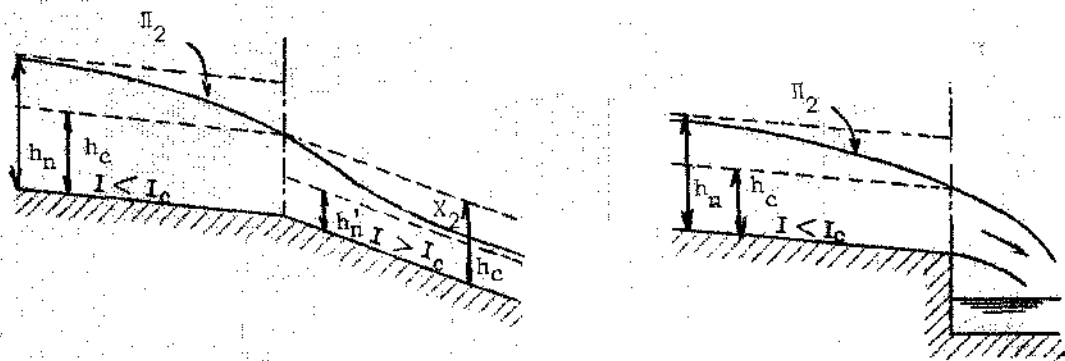
$$0 < I < I_c, h_n > h > h_c$$

Πρόκειται για καμπύλη καταπτώσεως ( $dh/dx < 0$ ) σε επιταχυνόμενη ροή, που έχει τα κοίλα προς τα κάτω και εφάπτεται ασυμπτωτικά, ανάντι στη γραμμή του ομοιόμορφου βάθους και κατάντι τείνει να τμήσει κάθετα τη γραμμή του κρίσιμου βάθους.



Σχ. 7.2.1.γ4.3.

Παρόμοιες καμπύλες εμφανίζονται σε διώρυγες, που καταλήγουν σε ελεύθερη πτώση και γενικότερα σε υπερχειλιστή ή δεξαμενή με υποχρεωτική στάθμη κατώτερη από το ομοιόμορφο και ενδεχόμενα το κρίσιμο βάθος, ή βαθμιαία διεύρυνση, ή αύξηση της κλίσης του πυθμένα.

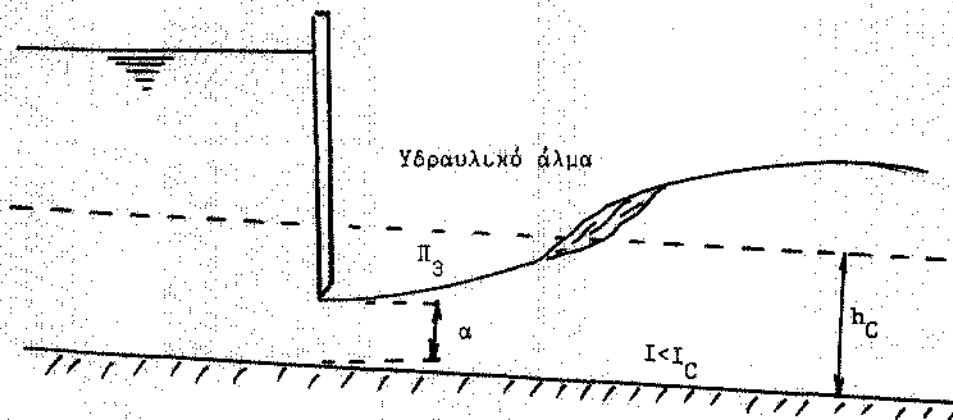


Σχ. 7.2.1.γ4.4.

### iii. Καμπύλη Π3

$$0 < I < I_c, h_n > h_c > h.$$

Πρόκειται για καμπύλη υπερυψώσεως ( $dh/dx > 0$ ) σε επιβραδυνόμενη ροή, που έχει τα κοίλα προς τα άνω και ανάντι τείνει να τμήσει τη γραμμή του πυθμένα και κατάντι τη γραμμή του κρίσιμου βάθους, οπότε και παρουσιάζεται το φαινόμενο του υδραυλικού άλματος.



Σχ. 7.2.1.γ4.5.

Παρόμοιες καμπύλες εμφανίζονται σε διώρυγες, που τροφοδοτούνται από θυροφράγμα πυθμένα, με άνοιγμα μικρότερο από την τιμή του κρίσιμου βάθους.

Να επισημανθεί ότι η θεωρητική αρχή της καμπύλης Π3 βρίσκεται στα ανάντι, έξω από τη διώρυγα και γιατί ο προσδιορισμός της είναι αδύνατος. Πάντως οι περιπτώσεις εμφάνισης της Π3 σε ανοικτούς αγωγούς εξωτερικού υδραγωγείου είναι σπάνιες, αφού κατά κανόνα, μετά από την έξοδο ενός θυροφράγματος πυθμένα ακολουθεί διάταξη καταστροφής ενέργειας και λεκάνη ηρεμίας, πριν το νερό μπει στη διώρυγα.

### γ5. Ολοκλήρωση της BMBP. Μέθοδος βήμα προς βήμα

Μια απλή μέθοδος ολοκλήρωσης της (7.17), σε πρισματικό αγωγό με

- κλίση πυθμένα I,
- παροχή Q,
- συντελεστή τραχύτητας n του Manning,
- συγκεκριμένο σχήμα διατομής, το ίδιο σε όλο το μήκος του αγωγού,
- βάθος ροής  $h_0$ ,
- υγρή επιφάνεια  $A_0$ ,
- υδραυλική ακτίνα  $R_0$ , στη διατομή αφετηρίας  $S_0$  (διατομή ελέγχου),

συνίσταται στον υπολογισμό της απόστασης L της διατομής  $S_0$  από την επόμενη διατομή  $S_1$  αντίστοιχα με

- βάθος ροής  $h_1$ ,
- υγρή επιφάνεια  $A_1$ ,
- υδραυλική ακτίνα  $R_1$ ,

που είναι:

$$L = \frac{h_0 - h_1 + X}{I - Y} \quad (7.19)$$

Αντίστοιχα είναι:

$$X = \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_0^2} \right] \quad (7.20)$$

και

$$Y = \frac{Q^2 n^2}{2} \left[ \frac{1}{A_0^2 R_0^{4/3}} + \frac{1}{A_1^2 R_1^{4/3}} \right] \quad (7.21)$$

Παίρνοντας κάθε φορά σαν αφετηρία τη διατομή  $S_1$  και μετονομάζοντας την  $S_0$ , επαναλαμβάνουμε τους υπολογισμούς όπως προηγουμένως, μέχρις ότου φθάσουμε σε τιμές της απόστασης L πολύ μεγάλες για πολύ μικρές τιμές μεταβολής του βάθους h.

Βέβαια το βάθος  $h_1$  της διατομής  $S_1$  επιλέγεται κατά τι μεγαλύτερο ή μικρότερο από το  $h_0$ , ανάλογα με τον τύπο της καμπύλης και την κατεύθυνση της ολοκλήρωσης. Να σημειωθεί επίσης ότι η ολοκλήρωση πρέπει να κινείται προς τα κατάντι, όταν η ροή είναι υπερκρίσιμη και προς τα ανάντι, όταν η ροή είναι υποκρίσιμη. [7/6]

### 7.2.2. Σχεδιασμός των Ανοικτών Αγωγών, Εξωτερικού Υδραγωγείου

Με δεδομένα:

- τη μέγιστη απαιτούμενη παροχτευτικότητα  $Q$ ,
- τα ποιοτικά χαρακτηριστικά του μεταφερόμενου νερού
- το συγκεκριμένο τοπογραφικό ανάγλυφο της περιοχής, όπου ορίζονται
  - το σημείο υδροληψίας,
  - ο ή οι υδρευόμενοι οικισμοί,
  - οι πιθανές περιοχές εγκατάστασης των έργων επεξεργασίας και αποθήκευσης του νερού, με βάση τα οποία καθορίζεται το πέρας του υδραγωγείου,
  - διάφοροι ενδεχόμενοι φυσικοί ή άλλοι περιορισμοί, όπως ποτάμια, έλη, απότομοι ορεινοί όγκοι, ή ακόμη δίκτυα οδικά, σιδηροδρομικά, καλλιεργούμενες εκτάσεις, αρχαιολογικοί τόποι κ.ά.
- τη γεωλογική δομή του εδάφους, στην περιοχή, όπου πρόκειται να γίνει η χάραξη του υδραγωγείου και
- αντίστοιχα σε κάθε περίπτωση κριτήρια οικονομικά, αισθητικά, περιβαλλοντικά κ.ά.

επιλύεται υδραυλικά και σχεδιάζεται ένα ανοικτό, εξωτερικό υδραγωγείο καθορίζοντας :

- τη χάραξη του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή, απ' όπου προκύπτουν το μήκος και η κλίση του,
- το σχήμα και τα υδραυλικά μεγέθη της διατομής του
- την κατασκευαστική διαμόρφωση της διατομής, όπου και επιλέγεται:
  - η διατομή και η μέθοδος εκσκαφής,
  - τα υλικά κατασκευής,
  - το σύστημα στράγγισης και ελέγχου των υποπιέσεων,
  - οι τύποι και η διάταξη αρμών,
  - ικανοποιητικό περιθώριο ασφάλειας, ανάμεσα στη στέψη και την ελεύθερη επιφάνεια της διώρυγας,
  - τα απαραίτητα τεχνικά έργα (συναρμογές, ανεστραμμένοι σίφωνες, γέφυρες,



παράλληλα έργα οδοποιίας κ.λ.π.) και τέλος,

κατάλληλο σύστημα ρύθμισης, μέτρησης σταθμών και παροχής και ασφαλούς λειτουργίας της διώρυγας.

#### **α. Χάραξη του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή**

Η βέλτιστη χάραξη ενός ανοικτού υδραγωγείου αντιστοιχεί σε ελαχιστοποίηση :

- του μήκους,
- της συνολικής υψομετρικής διαφοράς ανάμεσα στην αρχή και το πέρας του υδραγωγείου,
- των διαστάσεων και του κόστους κατασκευής της διατομής
- των παρεμβαλλόμενων ειδικών τεχνικών έργων, όπως ανεστραμμένοι σίφωνες, σήραγγες, υδατογέφυρες,
- των απαραίτητων εκβραχισμών και γενικότερα χωματουργικών έργων,
- του κόστους ενδεχόμενων αντλήσεων.

Βέβαια οι απαιτήσεις αυτές είναι αντικρουόμενες, αφού η ελαχιστοποίηση των τεχνικών έργων και των χωματουργικών επιτυγχάνεται με τη μεγαλύτερη προσαρμογή της χάραξης στο φυσικό έδαφος, που όμως συνεπάγεται αναπόφευκτα την αύξηση του μήκους του υδραγωγείου. Εξ άλλου η προσπάθεια εξοικονόμησης ύψους ανάμεσα στην αρχή και το πέρας του αγωγού, άρα και κλίσης οδηγεί αντίστοιχα σε μεγαλύτερες διαστάσεις της διατομής. Ετσι και εδώ η βέλτιστη λύση βρίσκεται μετά από σύγκριση επί μέρους εναλλακτικών λύσεων.

#### **β. Το σχήμα και τα υδραυλικά μεγέθη της διατομής του υδραγωγείου**

Αν και όπως αποδείχθηκε στην 7.2.1.β5., το ημικύκλιο αποτελεί τη βέλτιστη από υδραυλική άποψη διατομή, κατασκευαστικά μειονεκτεί και γιαυτό υποκαθίσταται από ορθογωνικές ή τραπεζοειδείς διατομές. Αντίθετα η κυκλική διατομή συνδυάζει και κατασκευαστικά πλεονεκτήματα όταν εφαρμόζεται σε διατομές σηράγγων, όπου όμως, όπως έχει ήδη επισημανθεί, κριτήρια ρύθμισης της ροής, συνηγορούν σε προτίμηση ροής υπό πίεση.

Όταν το έδαφος έδρασης της διώρυγας είναι μαλακό, τότε η τραπεζοειδής διατομή ενδείκνυται σαν οικονομικότερη και κατασκευαστικά πλεονεκτική. Η κλίση των πρανών είναι συνάρτηση της συνοχής και της γωνίας σωτερικής τριβής του εδάφους. Ενδεικτικές τιμές της επιλεγόμενης κλίσης  $m/n$  (ύψος/πλάτος), δίδονται στον πίνακα 7.2.2.1. Να επισημανθεί, πως συχνά, για κατασκευαστικούς λόγους, επιλέγεται διατομή ελαφρά διαφορετική από την υδραυλικά βέλτιστη και μάλιστα προς την κατεύθυνση μορφής πιο πεπλατυσμένης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2.2.1.  
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΚΛΙΣΗΣ ΠΡΑΝΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ  
ΣΕ ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΕΙΣ ΔΙΩΡΥΓΕΣ ΕΠΕΝΔΕΥΜΕΝΕΣ ΜΕ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Περιγραφή του εδάφους	Κλίση πρανών m/n
Χαλαρά Αργιλοαμμώδη εδάφη Συμπαγής άργιλος	1/3 έως 1/2 2/3 έως 1/1

Πηγή : Chow (1973)

Σε βραχώδη ή ημιβραχώδη εδάφη η διαμόρφωση πρανών είναι πρακτικά αδύνατη και έτσι επιλέγεται αυτοφερόμενη ορθογωνική διατομή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πάλι κατασκευαστικοί λόγοι ενδέχεται να προκαλέσουν την επιλογή διατομής ελαφρά διαφορετικής από τη βέλτιστη υδραυλικά, είτε προς την κατεύθυνση διατομής με σχέση πλάτους προς ύψος μικρότερη από 2, είτε με εφαρμογή μικρής κλίσης, προς τα έξω, στο εσωτερικό των κατακόρυφων τοιχωμάτων.

Η μέση ταχύτητα, όπως προκύπτει από τον υδραυλικό υπολογισμό σε καθεστώς ομοιόμορφης ροής πρέπει να ελεγχθεί κατ'αρχήν ότι δεν υπερβαίνει την κρίσιμη ταχύτητα και μάλιστα με σημαντικό περιθώριο ασφάλειας. Κατά τα άλλα, σε διώρυγες εξωτερικών υδραγωγείων, όπου η διατομή είναι επενδεδυμένη και το νερό δεν μεταφέρει άμμο ή χαλίκια, ουσιαστικά δεν υφίσταται θέμα προστασίας της διατομής από τη διάβρωση και επομένως ούτε θέμα μέγιστης επιτρεπόμενης ταχύτητας.

Αντίθετα η επιδίωξη συγκράτησης του πέρατος της διώρυγας όσο το δυνατό ψηλότερα, μπορεί να οδηγήσει σε πολύ μικρές κλίσεις άρα και ταχύτητες. Ο καθορισμός κατώτατης επιτρεπόμενης ταχύτητας αποσκοπεί στην εξασφάλιση της διώρυγας από τις αποθέσεις φερτών και την ανάπτυξη υδροχαρών φυτών, που μπορούν να μειώσουν σημαντικά την παροχευτικότητα της διώρυγας. Πάντως αν το μεταφερόμενο νερό παρουσιάζει χαμηλή περιεκτικότητα σε φερτά, μπορούμε με ασφάλεια να δεχθούμε μια μέση ταχύτητα 0,60 έως 0,90 m/s, ενώ μέση ταχύτητα μεγαλύτερη από 0,75 m/s θεωρείται ότι παρεμποδίζει την ανάπτυξη υδροχαρών.[7/6]

#### γ. Η κατασκευαστική διαμόρφωση της διατομής

Ανάλογα με τη φύση του εδάφους, επιλέγεται όπως ήδη αναφέρθηκε ο τύπος της διατομής της διώρυγας. Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις: Διώρυγες σε μαλακά και σε βραχώδη εδάφη.

##### γ1. Κατασκευή διωρύγων σε μαλακά εδάφη

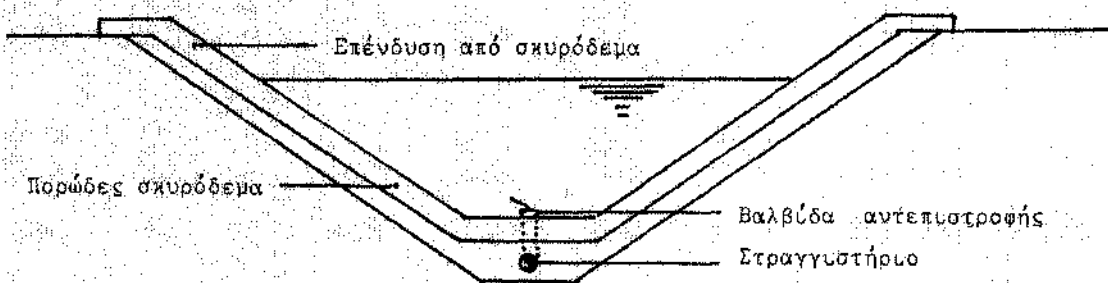
Σε μαλακά εδάφη, στην περίπτωση τραπεζοειδούς διατομής σε εκκαφή, τα πρανή μπορεί να διαμορφωθούν απευθείας με εκκαφέα συρόμενου κάδου (Dragline) και στη συνέχεια να υποβληθούν σε συμπίκνωση ("Σιδέρωμα").

Όταν επιζητείται η εξισορρόπηση εκσκαφής και επίχωσης και υιοθετείται μικτή διατομή, τότε θα πρέπει να προσεχθεί ιδιαίτερα η καλή συμπίκνωση των επιχώματων. Μάλιστα τα επιχώματα πρέπει να κατασκευάζονται προς το εσωτερικό της τραπεζοειδούς διατομής με πλάτος μεγαλύτερο από το τελικό, να συμπικνώνονται και στη συνέχεια να κόβονται, (όπως λέγεται να "ξυρίζονται") για τη διαμόρφωση της διατομής υποδοχής της επένδυσης. Βέβαια προϋπόθεση για την κατασκευή μικτών διατομών με επιχώματα από τα προϊόντα της εκσκαφής, είναι η καλή ποιότητα του εδάφους εκσκαφής. Στην αντίθετη περίπτωση θα πρέπει να χρησιμοποιούνται "δάνεια" υλικά ανάλογης ποιότητας.

Σε περιπτώσεις, όπου η χάραξη διασχίζει ελώδη ή οργανικά εδάφη η εκσκαφή της διώρυγας ενδείκνυται να γίνεται "με αντικατάσταση", σε τρεις φάσεις:

- αφαίρεση του ακατάλληλου εδάφους,
- διάστρωση στη θέση του ακατάλληλου εδάφους, υγιών δανειών κατά στρώσεις περίπου 30 - 50 cm και συμπίκνωση τους,
- εκσκαφή της διατομής υποδοχής της επένδυσης της διώρυγας.

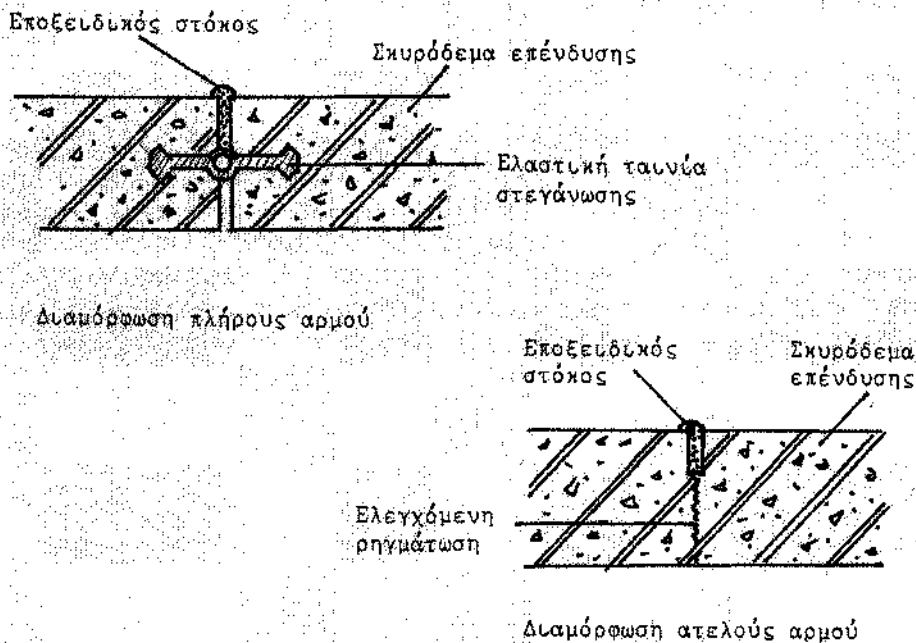
Μετά την εκσκαφή και τη μόρφωση των πρανών της τραπεζοειδούς διατομής, ακολουθεί η τοποθέτηση πορώδους υπόστρωσης, από αδιαβήθητα αμμοχαλικά ή πορώδες σκυρόδεμα, πάχους 10 έως 20 cm που σκοπό έχει την καλή στραγγισή και τον έλεγχο των αρνητικών πιέσεων ανώσης, που αλλιώς θα ασκηθούν και απειλούν να ανυψώσουν την τελική επένδυση. Στο κατώτερο τμήμα του, το πορώδες στρώμα διατρέχεται από διαμήκη, διάτρητο, στραγγιστήριο σωλήνα, όπου συγκεντρώνονται τα στραγγιγμένα πριν καταλήξουν μέσα από βαλβίδες αντεπιστροφής (όπως λέγονται "βατραχάκια"), στο εσωτερικό της διώρυγας.



Τυπική διαμόρφωση διατομής τραπεζοειδούς διώρυγας

Στη συνέχεια, επάνω στο πορώδες υπόστρωμα διαστρώνεται η τελική επένδυση από σκυρόδεμα, πάχους 8 έως 20 cm, άσπλη, ή οπλισμένη με ελαφρό πλέγμα. Η διάστρωση του σκυροδέματος στα πρανά είναι δυνατή χωρίς ξυλοτύπους εφόσον η κλίση τους είναι το πολύ 1/1 και μπορεί να γίνει συμβατικά ή με ειδικά μηχανήματα, που διαστρώνουν, δίνουν και λειαίνουν το σκυρόδεμα είτε χωριστά σε κάθε πρανές είτε και συγχρόνως σε όλη τη διατομή. Με σκοπό την αποφυγή ρηγματώσεων στην επένδυση, είτε λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είτε λόγω καθιζήσεων διαμορφώνονται αρμοί διαμήκεις και εγκάρσιοι, πλήρεις, δηλαδή σε όλο το πάχος, ή ατελείς με βάθος ίσο περίπου με το 1/2 του πάχους της επένδυσης. Στην περίπτωση των πλήρων αρμών η στεγανότητα εξασφαλίζεται με την παρεμβολή κατά μήκος του αρμού ελαστικής ταινίας (Waterstop) από PVC ή ελαστικό (rubber), πακτωμένης στη μάζα του σκυροδέματος δεξιά και αριστερά από τον αρμό και πλήρωση του κενού πάνω από την ταινία με εποξειδική μαστίχα στεγανότητας. Η ίδια μαστίχα χρησιμοποιείται και για τη στεγάνωση των ατελών αρμών.

Το εύρος των αρμών είναι συνήθως 1 έως 2 cm και τοποθετούνται σε αποστάσεις 3 έως 4 μέτρων οι ατελείς και 10 έως 15 οι πλήρεις.



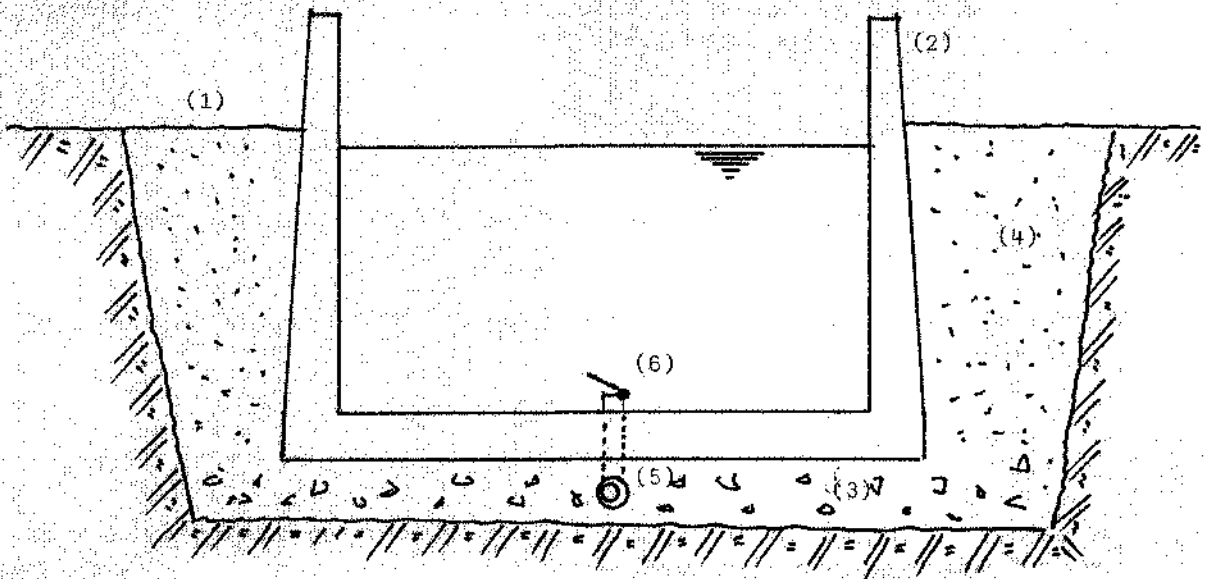
Σχ. 7.2.2.γ1.2.

Αν ειδικοί λόγοι, όπως απαιτήσεις περιορισμού του εύρους κατάληψης, συνηγορούν στην επιλογή αυτοφερόμενης διατομής, τότε η εκκαφή πρέπει να διαμορφώνει επίπεδη επιφάνεια έδρασης ικανή να παραλάβει τις αναπτυσσόμενες τάσεις. Κατά κανόνα στις περιπτώσεις αυτές, ανάμεσα στην επιφάνεια εκκαφής και την επιφάνεια έδρασης της οπλισμένης διατομής παρεμβάλλεται εξυγιαντική στρώση από θραυστό υλικό ή φυσικά αμμοχάλικα, με ανάλογο πάχος. Το πλάτος της διατομής εκκαφής στο επίπεδο έδρασης πρέπει να είναι αρκετό ώστε να εκτελεστούν απρόσκοπτα οι εργασίες καλουπώματος και σκυροδέτησης.

## γ2. Κατασκευή διωρύγων σε βραχώδη εδάφη

Σε βραχώδη εδάφη, η εκσκαφή αποσκοπεί απλά στη διαμόρφωση πλευρικών πρανών με εξασφαλισμένη ευστάθεια και επίπεδης επιφάνειας έδρασης της αυτοφερόμενης, από οπλισμένο σκυρόδεμα διατομής. Και εδώ πρέπει να ελέγχεται η ασφάλεια της κατασκευής από τον κίνδυνο άνωσης με την κατασκευή στραγγιστηρίου και εξόδων εκτόνωσης των αρνητικών πιέσεων. Για την σκυροδέτηση των κατακόρυφων τειχωμάτων συνήθως χρησιμοποιούνται σιδηρότυποι. Αρμοί διαστολής διαμορφώνονται ανά 10 έως το πολύ 30 μέτρα με στεγάνωση από ελαστική ταινία και εποξειδική μαστίχα.

- (1) Διατομή εκσκαφής
- (2) Οπλισμένη αυτοφερόμενη διατομή από σκυρόδεμα
- (3) Αμμοχάλικο
- (4) Αμμοχάλικο ή έστω κοκκώδες υλικό
- (5) Στραγγιστήριο
- (6) Βαλβίδα αντεπιστροφής



Σχ. 7.2.2.γ1.2. Τυπική διαμόρφωση διώρυγας σε αυτοφερόμενη διατομή

Τόσο στην περίπτωση των τραπεζοειδών διατομών όσο και των αυτοφερόμενων είναι απαραίτητη η πρόβλεψη περιθώριου ασφάλειας ανάμεσα στην ανώτατη στάθμη του νερού και τη στάση της διώρυγας. Το μέγεθος του περιθώριου αυτού είναι συνάρτηση του ύψους των κυματισμών, που αναμένεται να αναπτυχθούν είτε από τη δράση του ανέμου, είτε εξ αιτίας των χειρισμών ρύθμισης της παροχής στη διώρυγα και κυμαίνεται από 0,40 m στις μικρές διώρυγες, έως 1,00 m στις μεγάλες.

## δ. Τεχνικά έργα

Η διασταύρωση ανοικτού υδραγωγείου με συγκοινωνιακά ή άλλα έργα μας υποχρεώνει συχνά στην τοπική εφαρμογή ορθογωνικής διατομής. Εξ άλλου, όπως ήδη αναφέρθηκε, η οικονομία της χάραξης ενός ανοικτού υδραγωγείου, οδηγεί συχνά στην παρεμβολή ανεστραμμένων σιφώνων ή σπράγγων.

### δ1. Εναλλαγή διατομών και έργα συναρμογής σε ανοικτό υδραγωγείο

Η μετάβαση από ανοικτή διατομή, τραπεζοειδή ή ορθογωνική σε άλλη διατομή, επίσης ανοικτή, ενδεικνύεται να γίνεται με επιφάνειες συναρμογής, επιζητώντας την ελαχιστοποίηση των απωλειών υδραυλικού φορτίου και την απαλοιφή εγκάρσιων, στάσιμων κυματισμών, σε συνδυασμό με την απλούστερη κατασκευαστικά, άρα και συμφορότερη οικονομικά διαμόρφωση.

Σε ανοικτό αγωγό, οι απώλειες φορτίου σε μια συγκλίνουσα συναρμογή ανάμεσα στις διατομές  $A_1$  και  $A_2$  ( $A_1 > A_2$ ), προκύπτουν ίσες με:

$$h_C = K_C \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (7.22)$$

Οι τιμές του  $K_C$ , κυμαίνονται μεταξύ 0,05 και 0,10, ανάλογα με τη μορφή της προσαρμογής, φθάνοντας την τιμή 0,50 όταν δεν υπάρχει προσαρμογή.

Αντίστοιχα σε μια αποκλίνουσα συναρμογή ανάμεσα στις διατομές  $A_2$  και  $A_3$  οι απώλειες φορτίου είναι:

$$h_D = K_D \frac{V_2^2 - V_3^2}{2g} \quad (7.23)$$

με τιμές του  $K_D^*$  μεταξύ 0,10 και 0,60, ανάλογα με τη μορφή της προσαρμογής, φθάνοντας την τιμή 1,00 όταν δεν υπάρχει προσαρμογή.

Η μεταβολή της στάθμης στην ελεύθερη επιφάνεια σε ένα υδραγωγείο, που ξεκινά με τραπεζοειδή διατομή  $A_1$ , στη συνέχεια συναρμόζεται με ένα συγκλίνον τμήμα σε ένα έργο με ορθογωνική διατομή  $A_2$  και στη συνέχεια με ένα αποκλίνον τμήμα καταλήγει και πάλι σε διώρυγα με τραπεζοειδή διατομή  $A_3$ , με αντίστοιχες ταχύτητες  $V_1, V_2, V_3$  και βάθη  $h_1, h_2, h_3$ .

είναι:

- στο συγκλίνον τμήμα

$$\Delta h_c = h_1 - h_2 = (1 + K_c) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (7.24)$$

και βέβαια επειδή  $v_1 < v_2 \rightarrow \Delta h_c > 0 \rightarrow h_1 > h_2$ , δηλαδή η στάθμη κατεβαίνει.

- στο αποκλίνον τμήμα

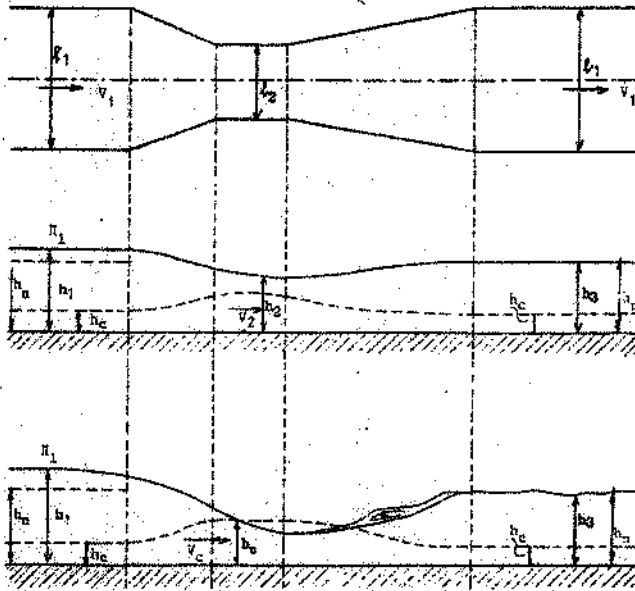
$$\Delta h_d = h_2 - h_3 = (K_d - 1) \frac{v_2^2 - v_3^2}{2g} \quad (7.25)$$

και βέβαια επειδή  $v_3 < v_2$  και  $K_d < 1 \rightarrow \Delta h_d < 0 \rightarrow h_2 < h_3$ , δηλαδή η στάθμη ανεβαίνει.

Να σημειωθεί ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η διατομή  $A_3$  της διώρυγας είναι ίση με την  $A_1$  και επομένως και η ταχύτητα  $v_3$  ουσιαστικά ίση με τη  $v_1$ , οπότε η συνολική πτώση στάθμης είναι:

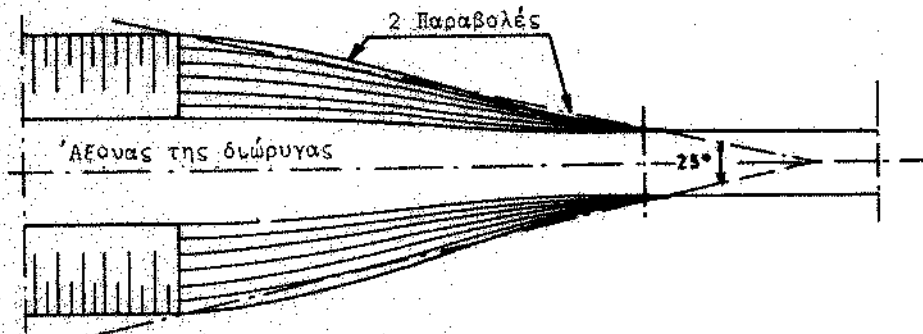
$$\Delta h_{\text{ολικό}} = (K_c + K_d) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (7.26)$$

Όπως έχει ήδη τονισθεί, σε διώρυγες εξωτερικών υδραγωγείων, η ροή στις διατομές  $A_1$  και  $A_3$  προβλέπεται υποκρίσιμη. Αν όμως η ταπείνωση της στάθμης μετά το συγκλίνον τμήμα φθάσει χαμηλότερα από τη γραμμή του κρίσιμου βάθους τότε μέσα στη διατομή  $A_2$  θα σχηματισθεί υδραυλικό άλμα. Είναι ευνόητο ότι το υδραυλικό αυτό άλμα είναι ανεπιθύμητο, δεδομένου ότι συνεπάγεται σημαντική απώλεια ενέργειας, κυματισμούς, αστάθεια και κινδύνους πρόωρης φθοράς της επένδυσης και γι'αυτό πρέπει να αποφεύγεται με την κατάλληλη διαστασιολόγηση της στένωσης. Να επισημανθεί ότι ακριβώς σε σχηματισμό υδραυλικού άλματος μπορεί να οδηγήσει τυχόν υπερσυντηρητική εκτίμηση των τοπικών και γραμμικών απωλειών στο έργο, όπως χαρακτηριστικά αναφέρει ο Chow (1973).



Σχήμα 7.2.2.δ1.1.

Η καλλίτερη συναρμογή δύο διατομών αντιστοιχεί σε παραβολοειδή επιφάνεια όπου, η ευθεία που ενώνει την αρχή και το τέλος της συναρμογής σχηματίζει με τον άξονα της διώρυγας γωνία  $\omega = 25^\circ / 2 = 12,50^\circ$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.2.2.δ.2.

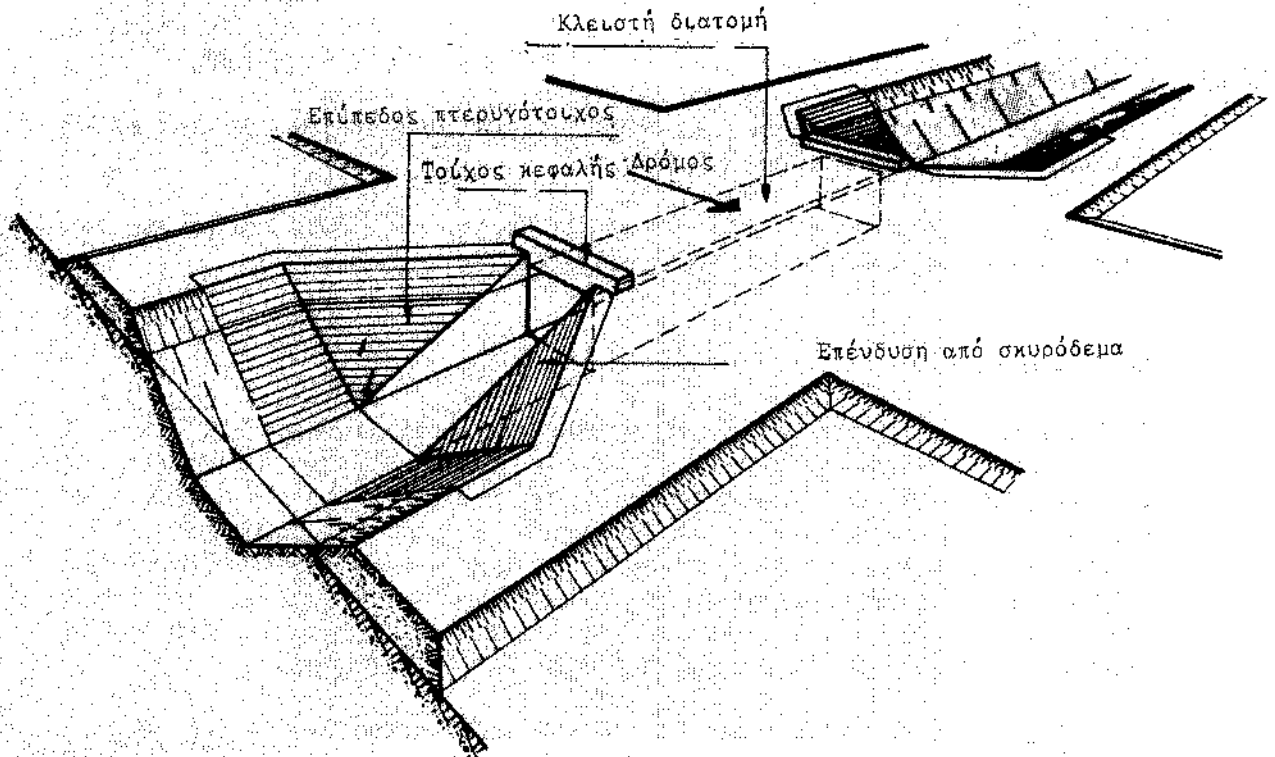


Σχ.7.2.2.δ.2.



Αν όμως η συναρμογή του Σχήματος 7.2.2.5.2. είναι υδραυλικά βέλτιστη, κατασκευαστικά είναι εξαιρετικά πολύπλοκη και αντισυμβατική και γιαυτό συνήθως προτιμούμε απλούστερες μορφές, έστω με λίγο μεγαλύτερες απώλειες ενέργειας.

Μία τέτοια συναρμογή, που διαμορφώνεται από δύο τρίγωνα, ένα κεκλιμένο και ένα κατακόρυφο όπως στο Σχήμα 7.2.2.5.3. αποτελεί ικανοποιητική λύση για τις περισσότερες περιπτώσεις.



Σχ.7.2.2.5.3. Συναρμογή με τριγωνικά τοιχεία.  
 $K_C = 0,30$ ,  $K_D = 0,60$ .

## δ2. Παρεμβολή ανεστραμμένου σίφωνα

Το σώμα του ανεστραμμένου σίφωνα, ανάλογα με τις στατικές πιέσεις, που προκύπτουν από τη διαφορά στάθμης στην εισοδο και το χαμηλότερο σημείο του έργου στην κοιλάδα, μπορεί να κατασκευασθεί από προκατασκευασμένους σωλήνες από σκυρόδεμα ή χαλύβδινους σωλήνες εγκιβωτισμένους σε σκυρόδεμα, απλούς ή διδυμούς.

Σε ότι αφορά τη συναρμογή στην εισοδο η διαμόρφωσή της είναι ανάλογη με όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, με τη διαφορά ότι εδώ πρέπει να εξασφαλισθεί η μετάβαση σε ροή υπό πίεση και μάλιστα χωρίς το σχηματισμό υδραυλικού άλματος, ή εισοδο αέρα. Για το σκοπό αυτό, το ανώφλι της εισόδου στο σίφωνα τοποθετείται χαμηλότερα από την ανάντι ελεύθερη επιφάνεια της ομοιόμορφης ροής στη διώρυγα. Το συνιστώμενο από το USBR (1952) ελάχιστο περιθώριο ασφαλείας είναι ίσο με  $1,10 (V_2^2 - V_1^2)/2g$  και το μέγιστο  $1,50 (V_2^2 - V_1^2)/2g$  ή 0,45 m, όπου  $V_1$  και  $V_2$  αντίστοιχα οι ταχύτητες στην αρχή και το πέρας της συναρμογής. Όπως είναι εύλογο, οι μεγαλύτερες τιμές του περιθωρίου ασφαλείας αντιστοιχούν σε σίφωνα με μεγαλύτερη διάμετρο και περισσότερο απότομη κλίση.

Στην έξοδο από το σίφωνα, η επάνοδος της στάθμης για μια καλά σχεδιασμένη συναρμογή ισούται περίπου με  $(V_2^2 - V_1^2)/2g$ .

Ανάλογα κριτήρια σχεδιασμού των έργων εισόδου και εξόδου ισχύουν και στην περίπτωση, όπου παρεμβάλλονται σήραγγες υπό πίεση.

## ε. Έργα ρύθμισης

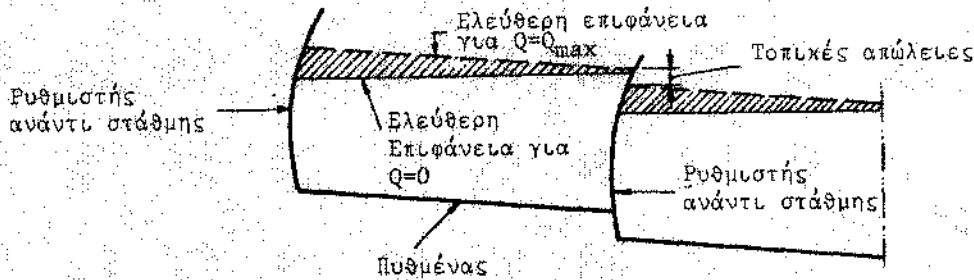
Οι διακυμάνσεις της κατανάλωσης και οι απαιτήσεις ασφαλούς λειτουργίας (αποφυγή υπερχειλίσεων, περιορισμός εκροής σε περίπτωση ατυχήματος, αξιοποίηση της αποθηκευτικής ικανότητας του υδραγωγείου, διατήρηση του νερού σε όσα τμήματα έχουν σχεδιασθεί να λειτουργούν υπό πίεση, ακόμη και σε περίπτωση διακοπής της ροής, καταγραφή των παροχών και έγκαιρη διαπίστωση διαρροών ή λαθραίων απολήψεων κ.λ.π.) καθιστούν απαραίτητη την εγκατάσταση συστήματος ελέγχου της στάθμης και της παροχής στο υδραγωγείο. Είναι επίσης ευνόητο, πως οι απαιτήσεις ρύθμισης αυξάνονται στην περίπτωση, όταν το εξωτερικό υδραγωγείο περιλαμβάνει και διακλαδώσεις.

Ανάλογα με τα ειδικά χαρακτηριστικά του υδραγωγείου και τις λειτουργικές απαιτήσεις, μπορεί να εφαρμοσθεί ένα ή συνδυασμός από τα τρία κύρια συστήματα ρύθμισης, που έχουν αναπτυχθεί: Εκ των ανάντι, εκ των κατόντι, δυναμική ρύθμιση, με χρήση και των αντίστοιχων συσκευών.

### ε1. Ρύθμιση εκ των ανάντι

Το υδραγωγείο χωρίζεται σε τμήματα και στο ανάντι άκρο κάθε τμήματος εγκαθίσταται ειδικό θυροφράγμα αυτόματης λειτουργίας, που ανοίγει κάθε φορά που η στάθμη του νερού στα ανάντι του θυροφράγματος τείνει να ανέβη και αντίθετα κλείνει όταν η ανάντι στάθμη τείνει να κατέβη. Έτσι σε κάθε τμήμα διατηρείται σταθερή η κατόντι στάθμη, ενώ η ανάντι παρουσιάζει

διακύμανση ίση με  $J.L$ , όπου  $L$  το μήκος του τμήματος και  $J (=I)$  η κλίση της γραμμής ενέργειας για την παροχή σχεδιασμού της διώρυγας, όπως φαίνεται στο Σχ.7.2.2.ε1.1.



Σχ.7.2.2.ε1.1. Διάταξη ρύθμισης εκ των ανάντι.

Τα σημαντικότερα οφέλη από το σύστημα αυτό συνίστανται :

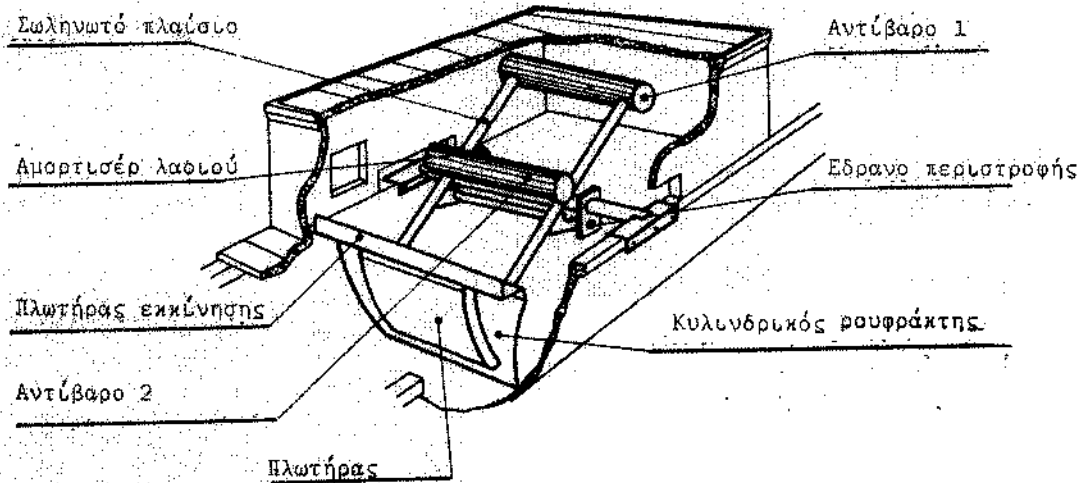
- στην αξιοποίηση της αποθηκευτικότητας της διώρυγας,
- στην εξασφάλιση σταθερής αρχικής στάθμης σε τυχόν πλευρικές διακλαδώσεις και
- στην δυνατότητα διαμόρφωσης της στήψης της διώρυγας παράλληλα με τον πυθμένα, με ανάλογη οικονομία στην κατασκευή.

Βέβαια ευρύτερη χρήση του συστήματος εκ των ανάντι γίνεται σε αρδευτικές διώρυγες με διανομή του αρδευτικού νερού σύμφωνα με πρόγραμμα. Η εφαρμογή του όμως και σε εξωτερικά υδραγωγεία μπορεί να παρουσιάζει λειτουργικό ενδιαφέρον σε περιπτώσεις όπως υδραγωγείων, που τροφοδοτούνται από αντλιοστάσιο ή υδροηλεκτρικό σταθμό.

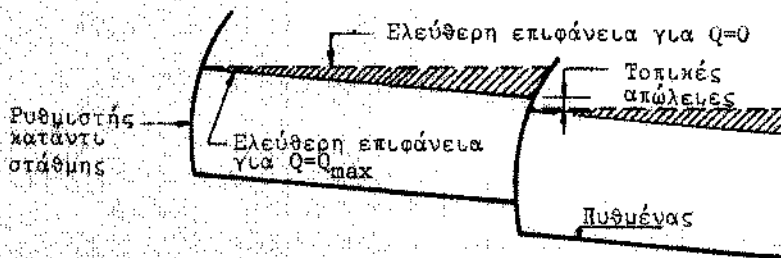
## ε2. Ρύθμιση εκ των κατάντι

Το υδραγωγείο χωρίζεται και εδώ σε τμήματα και στο ανάντι άκρο κάθε τμήματος εγκαθίσταται ειδικό θυρόφραγμα αυτόματης λειτουργίας, που ανοίγει κάθε φορά που η στάθμη του νερού στα κατάντι του θυροφράγματος τείνει να κατέβη και αντίθετα κλείνει όταν

η κατάντι στάθμη τείνει να ανέβη. Έτσι σε κάθε τμήμα διατηρείται σταθερή η ανάντι στάθμη, ενώ η κατάντι παρουσιάζει διακύμανση ίση με  $J.L$ , όπου  $L$  το μήκος του τμήματος και  $J$  ( $=I$ ) η κλίση της γραμμής ενέργειας για την παροχή σχεδιασμού της διώρυγας, όπως φαίνεται στο Σχ.7.2.2.ε2.3.



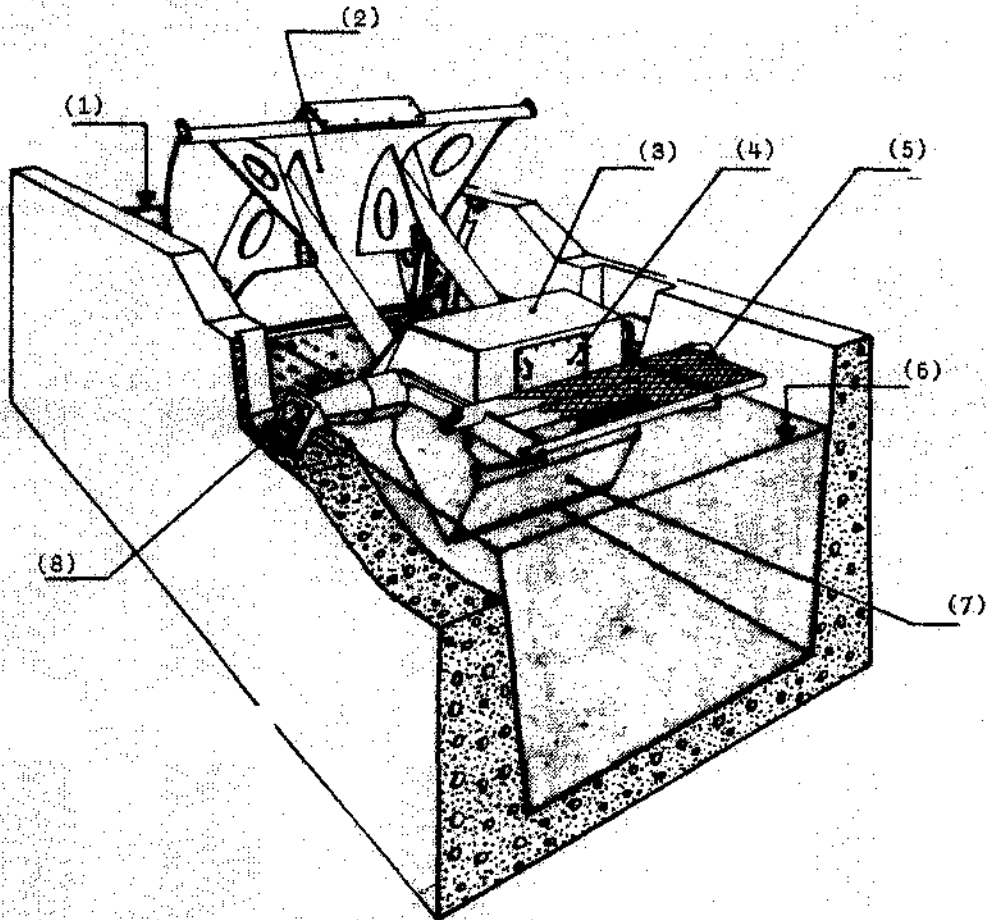
Σχ.7.2.2.ε1.2. Συσκευή ρύθμισης εκ των ανάντι, τύπου AMIL.



Σχ.7.2.2.ε2.3. Διάταξη ρύθμισης εκ των κατάντι.

Το σύστημα ρύθμισης εκ των κατόντι, εκτός από την αξιοποίηση της αποθηκευτικότητας του υδραγωγείου και την εξασφάλιση σταθερής στάθμης σε τυχόν πλευρικές διώρυγες, παρουσιάζει το ιδιαίτερο πλεονέκτημα της απόλυτα αυτόματης λειτουργίας του υδραγωγείου με βάση τη ζήτηση νερού από την εγκατάσταση επεξεργασίας και κατ' επέκταση τους καταναλωτές.

Παράλληλα να επισημανθεί ότι εδώ η στέψη της διώρυγας πρέπει να είναι οριζόντια, με την ανάλογη οικονομική επιβάρυνση στην κατασκευή.



- |                                 |                                 |
|---------------------------------|---------------------------------|
| 1. Ανάντι στάθμη (μεταβλητή)    | 5. Μεταλλική γέφυρα             |
| 2. Ρουφράκτης                   | 6. Κατόντι στάθμη (ρυθμιζόμενη) |
| 3. Πλωτήρας και ακοθήκη έρματος | 7. Πλωτήρας                     |
| 4. Θυρίδα                       | 8. Έδρανο                       |

Σχ.7.2.2.ε2.2. Συσσκευή ρύθμισης εκ των κατόντι, τύπου AVIS.

### ε3. Δυναμική ρύθμιση

Συνίσταται στη συνολική διαχείριση των ποσοτήτων του νερού, που διακινούνται στα διαδοχικά τμήματα του αγωγού, ανάλογα με την προβλεπόμενη εξέλιξη της ζήτησης και το χρόνο απόκρισης του συστήματος.

Για το σκοπό αυτό, οι τηλενδείξεις από ένα κατανεμημένο κατά μήκος του αγωγού σύστημα μετρήσεων στάθμης και πληροφοριών για τη θέση των εγκατεστημένων θυροφραγμάτων και τη ζήτηση νερού, συγκεντρώνονται σε ένα ηλεκτρονικό υπολογιστή, που

- επεξεργάζεται τα στοιχεία αυτά και συσχετίζει τις εισόδους, τις απολήψεις και τα αποθηκευμένα διαθέσιμα νερού σε κάθε τμήμα του αγωγού,
- υπολογίζει τις απαραίτητες παροχές στην κεφαλή κάθε τμήματος, ώστε να αποκατασταθεί η ισορροπία, με βάση ένα μοντέλο πρόβλεψης της εξέλιξης της κατανάλωσης και του χρόνου μεταφοράς του νερού,
- καταλήγει στις νέες θέσεις, που πρέπει να πάρουν τα θυροφράγματα και μεταδίδει στους μηχανισμούς αυτόματης μετακίνησής τους τις αντίστοιχες εντολές.

Ανάλογο σύστημα δυναμικής ρύθμισης έχει εφαρμοσθεί με επιτυχία στον υδαταγωγό του Μόρνου και στο σύστημα μεταφοράς και διανομής του νερού στη Γαλλική Προβηγκία (Canal de Provence). [7/22]

### 7.3 ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ.

#### 7.3.1. Υδραυλική των Κλειστών Αγωγών Εξωτερικού Υδραγωγείου.

Και εδώ η αναφορά στην υδραυλική των κλειστών αγωγών, ενέχει το χαρακτήρα υπόμνησης και προϋποθέτει τη γνώση της βασικής θεωρίας της ροής υπό πίεση. Αντίστοιχα, επιχειρείται εξειδίκευση σε σχέση με τις συνθήκες ροής σε πραγματικούς αγωγούς υπό πίεση, εξωτερικών υδραγωγείων.

##### α. Η ροή στους κλειστούς αγωγούς

Η ροή σε κυκλικούς, πλήρεις, κλειστούς αγωγούς υδραγωγείων αποτελεί την πιο συνηθισμένη περίπτωση πλήρως αναπτυγμένης, δισδιάστατης κίνησης, με αξονική συμμετρία.

##### α1. Η ροή στους κλειστούς αγωγούς στο χρόνο και στο χώρο

Ός προς το χρόνο, η ροή στους κλειστούς αγωγούς διακρίνεται σε μόνιμη και μη μόνιμη. Με τον όρο υδραυλικό πλήγμα χαρακτηρίζουμε τα φαινόμενα υπερπίεσης, που αντιστοιχούν σε καθεστώς μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς, μετά από χειρισμούς σε δικλείδες (άνοιγμα ή κλείσιμο, μερικό ή πλήρες, βραδύ ή απότομο), ή εξ αιτίας διακυμάνσεων στην παροχή αντλιοστασίων (εκκίνηση ή στάση αντλιών).

Στους κλειστούς αγωγούς, το ενδιαφέρον για μεταβαλλόμενη στο χώρο ροή περιορίζεται στη μελέτη των απωλειών φορτίου, που παρατηρούνται σε αλλαγές διαμέτρου, σε στόμια, διακλαδώσεις ή στενώσεις.

##### α2. Συσχέτιση δυνάμεων αδράνειας και συνεκτικότητας

Η συσχέτιση των δυνάμεων αδράνειας με τις δυνάμεις συνεκτικότητας ταξινομεί και τη ροή σε κλειστούς αγωγούς, ανάλογα σε ροή στρωτή, μεταβατική, ή τυρβώδη. Κριτήριο ο γνωστός αριθμός του Reynolds, που εδώ γράφεται:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{V \cdot 4 R}{\nu} \quad (7.27)$$

- όπου: V η μέση ταχύτητα ροής  
 D η διάμετρος του σωλήνα (= 2r)  
 R η υδραυλική ακτίνα ίση με το λόγο της διατομής προς την περιμετρο της ροής, δηλαδή  $R = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = r/2 = D/4$  και  
 ν ο συντελεστής κινηματικής συνεκτικότητας, όπως ορίσθηκε στην Παρ. 2.1.3.

Όπως έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά, σε κλειστούς αγωγούς δεν υφίσταται άνω όριο του αριθμού του Reynolds για τη διατήρηση της στρωτής ροής.<sup>1</sup> Ανάλογα πειράματα έδειξαν, ότι αντίθετα υπάρχει συγκεκριμένο κατώτερο όριο διατήρησης της τυρβής, που για κυκλικούς αγωγούς αντιστοιχεί σε  $R$  ίσο περίπου με 2 320, κάτω από το οποίο οποιαδήποτε ανατάραξη αποσβένεται κάτω από την επίδραση δυνάμεων συνεκτικότητας.

Σε κλειστούς αγωγούς εξωτερικών υδραγωγείων, εξ αιτίας των σημαντικών διαστάσεων των διατομών, που χρησιμοποιούνται και των ταχυτήτων που εφαρμόζονται, η ροή είναι αποκλειστικά τυρβώδης.

## β. Γραμμικές απώλειες ενέργειας σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς. Η γενική σχέση του Darcy.

Η γενική σχέση γραμμικών απωλειών ενέργειας σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς, γνωστή και σαν σχέση του Darcy γράφεται:

$$h_f = J L = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (7.28)$$

Όπως έχει αποδειχθεί θεωρητικά και πειραματικά, ο συντελεστής  $f$  είναι συνάρτηση του αριθμού του Reynolds και της σχετικής τραχύτητας  $k/D$ ,

$$f = f(Re, k/D) \quad (7.29)$$

διακρίνουμε δε δύο περιπτώσεις:

- της στρωτής ροής και
- της τυρβώδους ροής.

Ειδικότερα στην δεύτερη περίπτωση έχουμε τις εξής υποπεριπτώσεις:

- τυρβώδης ροή σε αγωγούς λείους ή "υδραυλικά λείους"
- τυρβώδης ροή σε τραχείς σωλήνες
- μεταβατική περιοχή ανάμεσα στις δύο προηγούμενες υποπεριπτώσεις

1. Όπως χαρακτηριστικά αναφέρει ο Rouse (1961), ακριβώς με τον ίδιο πειραματικό εξοπλισμό, που χρησιμοποίησε ο Reynolds έχει επιβεβαιωθεί η διατήρηση της στρωτής ροής για τιμές του  $R > 40\ 000$ . Βέβαια με την παραμικρή διατάραξη η ροή μεταπίπτει σε απόλυτα τυρβώδη μορφή.



**Β1. Απώλειες ενέργειας σε κυκλικούς αγωγούς σε καθεστώς στρωτής ροής**

Ο μετασχηματισμός της σχέσης των Hagen-Poiseuille δίνει:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (7.30)$$

που στο γενικό διάγραμμα  $f = f(Re, k/D)$  με λογαριθμικές συντεταγμένες των  $f$  και  $Re$  αντιστοιχεί σε ευθεία γραμμή.

Βέβαια, όπως ήδη επισημάνθηκε το πρακτικό ενδιαφέρον της ανάλυσης της στρωτής ροής είναι περιορισμένο.<sup>2</sup>

**Β2. Απώλειες ενέργειας σε κυκλικούς, αγωγούς σε καθεστώς τυρβώδους ροής**

Η διατύπωση της σχέσης  $f = f(Re, k/D)$  στην περιοχή αυτή βασίζεται στις θεωρητικές προτάσεις και τις πειραματικές μετρήσεις της σχολής του Goettingen (Ludwig PRANDTL, Theodor von KARMAN, NIKURADSE), που εισήγαγε στη Μηχανική των Ρευστών τις έννοιες του οριακού στρώματος και του μήκους αναμίξεως.

Το 1939 ο Άγγλος Colebrook ενοποιώντας τα συμπεράσματα της σχολής του Goettingen παρουσίασε τη γενική εξίσωση μεταβολής του συντελεστή τριβής  $f$ , για όλη την περιοχή της τυρβώδους ροής :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k}{3,71 D} \right] \quad (7.31)$$

**η) Τυρβώδης ροή σε αγωγούς λείους ή "υδραυλικά λείους"**

Σε κυκλικούς, υπό πίεση, τραχείς αγωγούς, σε καθεστώς ασθενούς τύρβης, δηλαδή για τιμές του αριθμού του Reynolds όχι πολύ μεγαλύτερες από 2 000, η ροή εξομοιώνεται με εκείνη σε λείους σωλήνες και περιγράφεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \quad (7.32)$$

γνωστή σαν σχέση των PRANDTL-von KARMAN για λείους και υδραυλικά λείους σωλήνες.

2. Αντίθετα σημαντικό είναι το θεωρητικό ενδιαφέρον της μελέτης της στρωτής ροής αφ' ενός λόγω της δυνατότητας αναλυτικής επίλυσής της και αφ' ετέρου λόγω της αξιοποίησής της στη θεωρία του οριακού στρώματος.

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των (7.31) και (7.32) η δεύτερη αποτελεί εξειδίκευση της πρώτης αρκεί ο λόγος  $k/D$  να είναι μηδέν ή αρκετά μικρός.

Όπως εξήγησε ο ίδιος ο PRANDTL, για χαμηλές τιμές του αριθμού του Reynolds όταν το πάχος  $\delta$  του στρωτού οριακού στρώματος υπερκαλύπτει τις επιφανειακές ανωμαλίες του σωλήνα, τότε ο σωλήνας συμπεριφέρεται σαν να είναι λείος ή όπως λέμε υδραυλικά λείος και ο συντελεστής  $f$  είναι ανεξάρτητος από τη σχετική τραχύτητα και εξαρτάται μόνο από τον αριθμό του Reynolds.

Έχει διαπιστωθεί πειραματικά, πως στο στρωτό οριακό υπόστρωμα το μέγεθος

$$Re^* = \frac{u^* y}{\nu} \quad (7.33)$$

κυμαίνεται μεταξύ 0 και 4, δηλαδή

$$0 < Re^* < 4 \quad (7.34)$$

όπου

$u^*$  =  $[\tau_0/\rho]^{1/2} = \nu[f/8]^{1/2}$  η γνωστή ταχύτητα τριβής του Prandtl και

$\tau_0$  η διατμητική τάση στην παρειά,

$\rho$  η πυκνότητα του ρευστού,

$\nu$  η μέση ταχύτητα ροής,

$f$  ο συντελεστής τριβής

$y$  η απόσταση από την παρειά και

$\nu$  ο συντελεστής κινηματικής συνεκτικότητας.

και επομένως το πάχος  $\delta$  του στρωτού οριακού υποστρώματος ισούται με

$$\delta = \frac{4\nu}{u^*} = \frac{4\nu}{\nu[f/8]^{1/2}} = \frac{4D\sqrt{8}}{Re\sqrt{f}} \quad (7.35)$$

Ακριβώς στην περίπτωση των υδραυλικά λείων σωλήνων, αν  $k$  το μέγεθος των επιφανειακών ανωμαλιών, που χαρακτηρίζουν την τραχύτητα, τότε ο σωλήνας συμπεριφέρεται σαν υδραυλικά λείος αρκεί

$$k < \delta$$

και τότε ο αριθμός Reynolds της τραχύτητας,  $Res^*$

$$Res^* = \frac{k u^*}{\nu} \quad (7.36)$$

αρκει να κυμαίνεται μεταξύ 0 και 4 δηλαδή αρκει

$$0 < Res^* < 4 \quad (7.37)$$

### ii) Η μεταβατική περιοχή

Καθώς ο αριθμός του Reynolds αυξάνει, το πάχος του στρωτού οριακού υποστρώματος συμπιέζεται και οι επιφανειακές ανωμαλίες αρχίζουν να "προέχουν" επηρεάζοντας τη ροή. Το αντιπροσωπευτικό σημείο της ροής στο διάγραμμα  $f = f(Re, k/D)$  απομακρύνεται από τη γραμμή των PRANDTL- von KARMAN για λείους και υδραυλικά λείους σωλήνες, διατρέχοντας μια μεταβατική περιοχή μέχρις ότου με την παραπέρα αύξηση του αριθμού του Reynolds το στρωτό οριακό υπόστρωμα εκμηδενίζεται και η ροή γίνεται απόλυτα τυρβώδης. Ακριβώς στη μεταβατική περίοδο, οι απώλειες ενέργειας οφείλονται συνδυασμένα σε φαινόμενα τριβής συνεκτικότητας καθώς και σε ανταλλαγή ποσοτήτων κίνησης μέσα από την τύρβη.

Πειραματικά διαπιστώνεται, πως η μεταβατική περιοχή εκτείνεται ανάμεσα σε τιμές του αριθμού του Reynolds της τραχύτητας,  $Res^*$  μεταξύ 4 και 70, δηλαδή για

$$4 < Res^* < 70 \quad (7.38)$$

ή επειδή  $Res^* = k u^* / \nu = k u \sqrt{f} / \nu \sqrt{8} = (k/D) Re \sqrt{f} (1/\sqrt{8})$  η (7.38) γράφεται

$$4 \sqrt{8} < \frac{k}{D} Re \sqrt{f} < 70 \sqrt{8} \quad (7.39)$$

ή περίπου

$$11 < \frac{k}{D} Re \sqrt{f} < 200 \quad (7.40)$$

Πειραματικά επιβεβαιώνεται επίσης ότι ο συντελεστής τριβών  $f$  εξαρτάται τόσο από τη σχετική τραχύτητα  $k/D$  όσο και από το επίπεδο τυρβής, που βέβαια ποσοτικά εκφράζεται από τον αριθμό του Reynolds  $Re$ , δηλαδή στη μεταβατική περιοχή ισχύει πλήρως η σχέση (7.31) του Colebrook.

Να σημειωθεί πως με βάση τις συνήθεις διαμέτρους και ταχύτητες, που εφαρμόζονται σε εξωτερικά υδραγωγεία και εσωτερικά δίκτυα, στις περισσότερες περιπτώσεις η ροή πράγματι αντιστοιχεί στη μεταβατική περιοχή.

### iii) Τυρβώδης ροή σε τραχείς αγωγούς

Για τιμές του  $Re_s > 70$  η επίδραση του στρωτού οριακού στρώματος εκμηδενίζεται και η μεταβολή του συντελεστή τριβών  $f$  περιγράφεται από τη σχέση

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{k}{3,71 D} \quad (7.41)$$

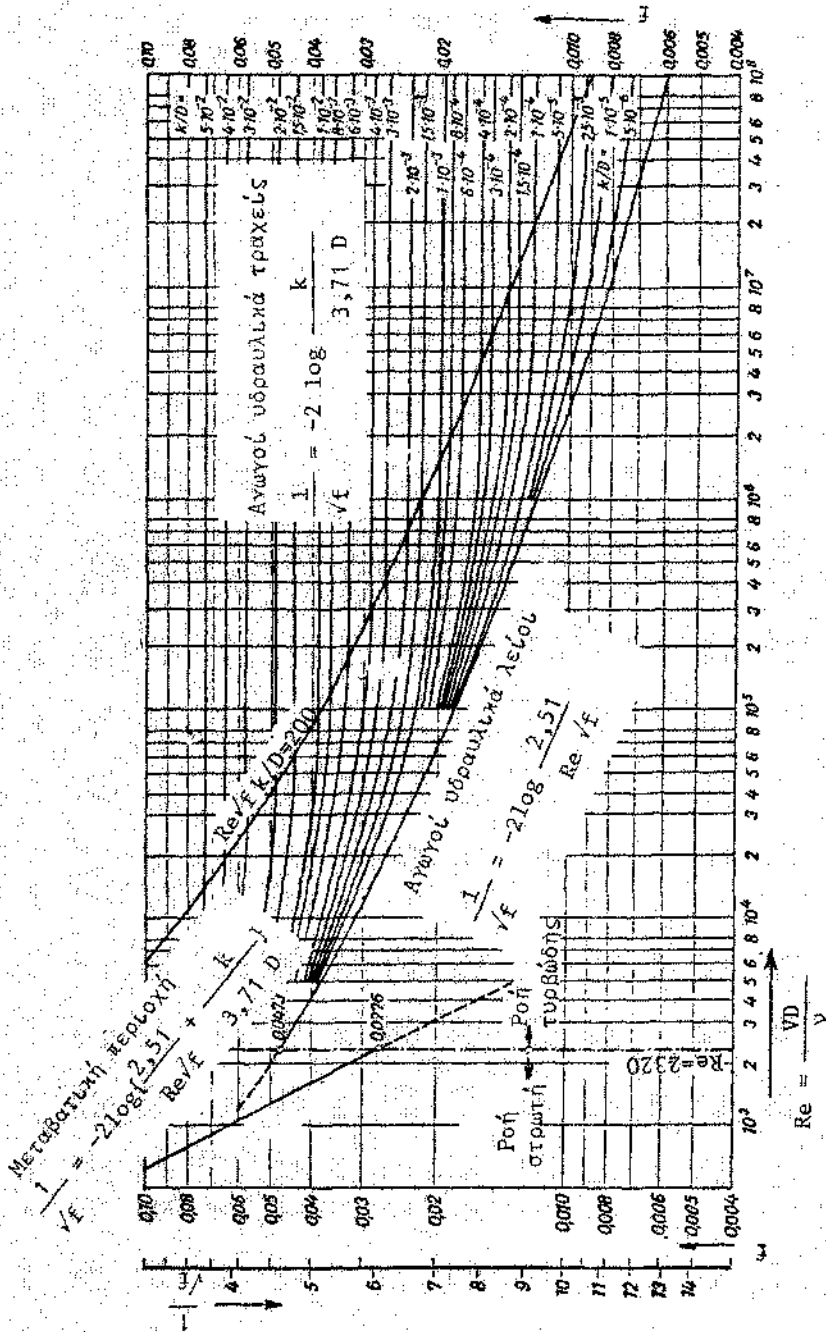
που αποδίδεται στο Nikuradse. Όπως εύκολα φαίνεται, αντίστοιχα η (7.41) αποτελεί προσεγγιστική απλοποίηση της (7.31) για μεγάλες τιμές του αριθμού του Reynolds. Πρέπει επίσης να επισημανθεί πως στην περιοχή αυτή οι τιμές του συντελεστή τριβής  $f$  μεταβάλλονται μόνο συναρτήσει της σχετικής τραχύτητας  $k/D$  και είναι ανεξάρτητες από τον αριθμό του Reynolds. Η πρώτη πειραματική επιβεβαίωση της μεταβολής του  $f$  σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς συναρτήσει των  $Re$  και  $k/D$  οφείλεται στο Nikuradse, που χρησιμοποίησε μεταλλικούς σωλήνες στο εσωτερικό των οποίων κόλλησε κόκκους άμμου εννιάς διαμέτρου. Οι πειραματικές καμπύλες που προέκυψαν στην τραχεία, τυρβώδη περιοχή ήσαν παράλληλες προς τον άξονα των  $Re$  και προσομοιάστηκαν με άρπα, που έκτοτε ονομάζεται άρπα του Nikuradse.

Βέβαια η τεχνητή ομογενής τραχύτητα των πειραμάτων του Nikuradse απείχε από την πραγματική τραχύτητα των σωλήνων του εμπορίου και γιαυτό και τα αποτελέσματα των μετρήσεών του δεν είχαν πρακτική εφαρμογή. Αντίθετα ευρύτερη εφαρμογή έχουν το ανάλογο διάγραμμα του Moody (1944), που αντιστοιχεί σε ετερογενή ισοδύναμη τραχύτητα αντίστοιχη με την τραχύτητα των σωλήνων του εμπορίου και η ίδια η αναλυτική σχέση (7.31) του Colebrook, που έχει ευρύτατα πινακοποιηθεί και σήμερα μάλιστα μπορεί να επιλυθεί με τη βοήθεια αριθμητικών μεθόδων και τη χρήση προγραμματιζόμενου υπολογιστή.

Σε ότι αφορά τις τιμές της απόλυτης τραχύτητας  $k$  απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή, δεδομένου ότι, σε κάθε περίπτωση, η τιμή, που θα υιοθετηθεί δεν αρκεί να στηρίζεται στα χαρακτηριστικά της εσωτερικής επιφάνειας των σωλήνων, στην κατάσταση που βρίσκονται όταν βγαίνουν από το εργοστάσιο. Μετά την τοποθέτησή των σωλήνων, ανάλογα και με τα φυσικά και χημικά χαρακτηριστικά του νερού, που κυκλοφορεί στο εσωτερικό τους, θα πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ανάπτυξης φαινομένων διάβρωσης ή επικαθήσεων, που βέβαια διαμορφώνουν συνθήκες τραχύτητας εντελώς διάφορες από ότι μπορεί να ισχύει για καινούργιους σωλήνες. Ιδιαίτερα στην περίπτωση των σκληρών νερών, που όπως ήδη αναπτύχθηκε στο Δεύτερο Κεφάλαιο είναι αρκετά διαδεδομένα στην Ελλάδα, το ενδεχόμενο των επικαθήσεων μετατρέπεται σε βεβαιότητα.

Ετσι για τα υλικά, που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή σωλήνων εξωτερικών υδραγωγείων, δηλαδή το χάλυβα, το χυτοσίδηρο, το χυτοχάλυβα, το σκυρόδεμα (οπλισμένο ή προεντεταμένο) και τα πλαστικά (PVC ή Πολυεθυλένιο) αν και μετρήσεις εργαστηρίου σε καινούργιους σωλήνες δίνουν τιμές του  $k = 0,03$  mm, ακόμη και με την προϋπόθεση ότι το νερό, που μεταφέρεται δεν είναι διαβρωτικό ούτε απειλεί με επικαθήσεις, συνιστάται η υιοθέτηση ελάχιστης τιμής  $k = 0,1$  mm. Αντίθετα αν η διάβρωση ή οι επικαθήσεις είναι αναμενόμενες τότε συνιστάται η πρόβλεψη τιμής του  $k = 1$  έως 2 mm.

[Degremont]



Σχ.7.3.1.1. Διάγραμμα μεταβολής του συντελεστή τριβών  $f$

### γ. Γραμμικές απώλειες ενέργειας σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς. Εμπειρικές σχέσεις

Και για τους κλειστούς αγωγούς έχουν προταθεί πολλές εμπειρικές σχέσεις, (Chezy, Manning, Kutter, Bazin κ.ά.) που όμως μετά την σχέση του Colebrook ελάχιστα χρησιμοποιούνται. Εξαιρεση αποτελεί η εμπειρική σχέση των Hazen - Williams, που σήμερα ακόμη παραμένει σε ευρύτατη χρήση στις ΗΠΑ. Σε μετρικές μονάδες η σχέση των Hazen - Williams γράφεται:

$$J = 6,815 \left[ \frac{v}{C} \right]^{1,852} \left[ \frac{1}{D} \right]^{1,167} \quad (7.42)$$

ή

$$v = 0,355 C D^{0,63} J^{0,54} \quad (7.43)$$

Ο συντελεστής C μεταβάλλεται με την τραχύτητα της εσωτερικής επιφάνειας και την διάμετρο των σωλήνων, όπως φαίνεται στο Σχέδιο 7.3.1.2.

### δ. Τοπικές απώλειες σε κλειστούς, υπό πίεση, κυκλικούς αγωγούς

#### δ1. Απότομη συστολή. ( $D_1 > D_2$ )

$$j = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{D_2^2}{D_1^2} \right] \frac{v^2}{2g}$$



(7.44)

#### δ2. Απώλειες εξόδου από δεξαμενή

i) Χωρίς εσοχή, ούτε συναρμογή.

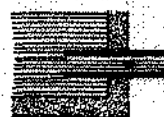
$$j = \frac{1}{2} \frac{v^2}{2g}$$



(7.45)

ii) Με εσοχή, χωρίς συναρμογή.

$$j = \frac{v^2}{2g}$$



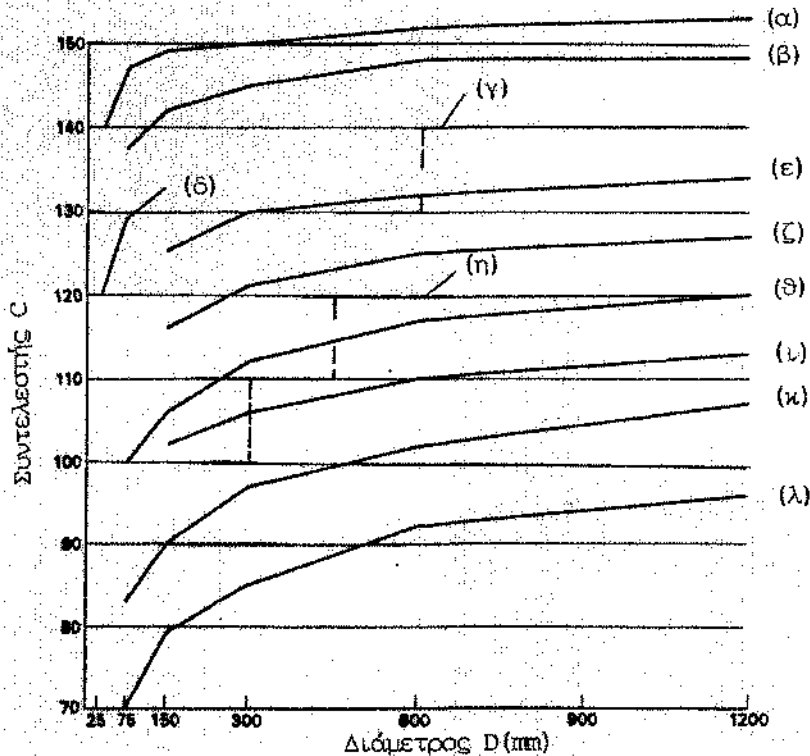
(7.46)

iii) Με κυκλική συναρμογή. ( $r/D > 0.18$ )

$$j = 0,05 \frac{v^2}{2g}$$



(7.47)



Σχ. 7.3.1.2. Διάγραμμα μεταβολής του συντελεστή C στη σχέση των Hazen - Williams.

(α) Σωλήνες από PVC, ή καινούργιοι σωλήνες με λεία εσωτερική επάλειψη ασφάλτου ή τσιμέντου, (β) καινούργιοι σωλήνες από χάλυβα, (γ) συνιστώμενες τιμές σχεδιασμού για σωλήνες με εσωτερική ασφαλτική επάλειψη, (δ) καινούργιοι, γαλβανισμένοι σωλήνες από χάλυβα, (ε) Σωλήνες από σκυρόδεμα, με  $K = 0,25$  mm, (ζ) Σωλήνες από σκυρόδεμα, με  $K = 0,50$  mm, (η) συνιστώμενες τιμές σχεδιασμού για χάλυβινους σωλήνες με εσωτερική επάλειψη, (θ) Χυτοσιδηροί σωλήνες με εσωτερική προστατευτική στρώση, και ελαφρά διάβρωση, ηλικίας 30 ετών, (ι) Σωλήνες από σκυρόδεμα, με  $K = 1,25$  mm, (κ) Χυτοσιδηροί σωλήνες με εσωτερική προστατευτική στρώση, και μέτρια διάβρωση, ηλικίας 30 ετών, (λ) Χυτοσιδηροί σωλήνες με εσωτερική προστατευτική στρώση, και ελαφρά διάβρωση, ηλικίας 60 ετών, με  $K = 5,00$  mm.

Πηγή: P. Lamont, Water & Water Engineering, Jan.1969 / Twort, Hoather, Law (1974)

### δ3. Απότομη διζύρυνση ( $D_1 < D_2$ )

$$j = \left[ 1 - \frac{D_1^2}{D_2^2} \right] \frac{v_1^2}{2 \cdot g}$$



(7.48)

### δ4. Απώλειες εισόδου σε δεξαμενή

$$j = \alpha \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

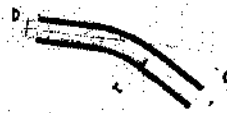
με  $1,06 < \alpha < 1,10$



(7.49)

### δ5. Απώλειες σε καμπύλες

$$j = K \frac{v^2}{2 \cdot g}$$



(7.50)

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3.1.δ5.1.  
ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΠΩΛΕΙΩΝ "K" ΣΕ ΚΑΜΠΥΛΕΣ

$r/D$ $\phi$	1	1,5	2	3	4
22,5ο	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08
45ο	0,19	0,17	0,16	0,15	0,15
60ο	0,25	0,22	0,21	0,20	0,19
90ο	0,33	0,29	0,27	0,26	0,26
135ο	0,41	0,36	0,35	0,35	0,35
180ο	0,48	0,43	0,42	0,42	0,42

Πηγή: Degremont, Memento Technique de l'Eau (1978)

### δ6. Απώλειες σε δικλείδες

Οι απώλειες σε δικλείδες εκφράζονται με τη γενική σχέση

$$j = K \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

(7.51)

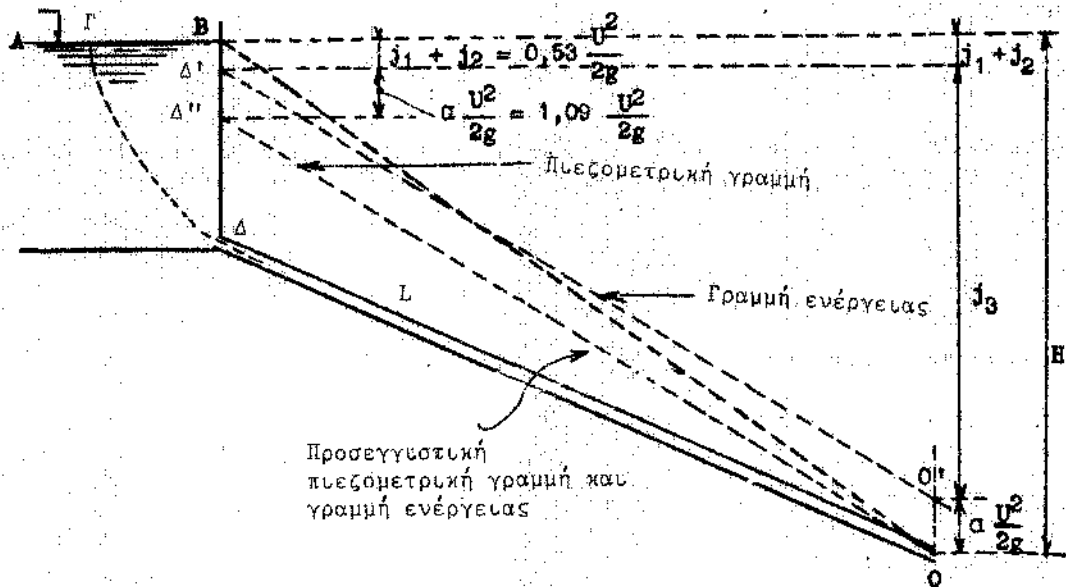


οι τιμές όμως του  $K$  για τις διάφορους τύπους δικλείδων, ανάλογα και με τη γωνία ή το ποσοστό ανοίγματος διαφέρουν και πρέπει να λαμβάνονται από τα αντίστοιχα στοιχεία του κατασκευαστή.

### ε. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις μόνιμης ροής σε κλειστούς, κυκλικούς αγωγούς, υπό πίεση

Στις επόμενες τέσσερες παραγράφους εξετάζονται αντίστοιχες χαρακτηριστικές περιπτώσεις μόνιμης ροής σε κλειστούς κυκλικούς αγωγούς, σε διάφορους συνδυασμούς διάταξης δεξαμενών, αγωγών και δικλείδων. Η επιχειρούμενη ανάλυση έχει βέβαια υποχρεωτική αφετηρία τη θεωρητική επίλυση του υδραυλικού προβλήματος, εστιάζεται όμως ιδιαίτερα στην πρακτική αντιμετώπιση συγκεκριμένων εφαρμογών, όπως συναντώνται σε κλειστά εξωτερικά υδραγωγεία.

#### ε1. Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, που εκρέει ελεύθερα στο κατάντι άκρο του



Σχ.7.3.1.3.

Αφού στη δεξαμενή, η στάθμη  $AB$  διατηρείται σταθερή και στο άκρο  $O$  η εκροή είναι ελεύθερη, η ροή είναι μόνιμη. Εφαρμόζοντας το θεώρημα του Βερνιούλλι ανάμεσα στα άκρα  $\Gamma$  και  $O$ , μιας γραμμής ροής όπως η  $\Gamma Δ O$  παίρνουμε:

$$a \frac{v^2}{2g} + j = H \quad (7.52)$$

όπου

- α συντελεστής, που εξαρτάται από την κατανομή των ταχυτήτων μέσα στον αγωγό, που αντίστοιχα εξαρτάται από το επίπεδο τύρβης και τη σχετική τραχύτητα της εσωτερικής παρειάς του αγωγού. Σαν μέση τιμή του α μπορούμε να πάρουμε  $\alpha = 1,09$ .
- V η μέση ταχύτητα ροής στον αγωγό, δηλαδή  $V = 4Q/\pi D^2$ ,
- J οι συνολικές απώλειες ενέργειας ανάμεσα στα σημεία Γ και Ο,
- H η συνολική υψομετρική διαφορά ανάμεσα στη στάθμη AB και το σημείο εκροής Ο.

Οι συνολικές απώλειες ενέργειας J ανάμεσα στα σημεία Γ και Ο, περιλαμβάνουν:

- i) τις απώλειες ενέργειας  $J_1$  μέσα στη δεξαμενή, ανάμεσα στα σημεία Γ και Δ,
- ii) τις απώλειες ενέργειας  $J_2$ , στην είσοδο Δ του αγωγού,
- iii) τις απώλειες ενέργειας  $J_3$ , κατά μήκος του αγωγού

και βέβαια είναι:

$$J_1 + J_2 + J_3 = J$$

i) Οι απώλειες  $J_1$  αντιστοιχούν στην Ξεκίνηση της ροής μέσα στη δεξαμενή έτσι, που στην πραγματικότητα η απαραίτητη ενέργεια ανά μονάδα μάζας για το ξεκίνημα της ροής είναι

$$J_1 + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

Πειραματικά προέκυψε ότι

$$J_1 + \alpha \frac{v^2}{2g} = 1,13 \frac{v^2}{2g}$$

άρα

$$J_1 = (1,13 - \alpha) \frac{v^2}{2g} = (1,13 - 1,09) \frac{v^2}{2g} = 0,04 \frac{v^2}{2g}$$

δηλαδή πρόκειται για πολύ μικρό μέγεθος.

ii) Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 7.3.1.52.1, οι απώλειες εξόδου από δεξαμενή, χωρίς συναρμογή ή εσοχή, είναι

$$J_2 = \frac{1}{2} \frac{v^2}{2g}$$

iii) Τέλος η  $j_3$  εκφράζει τις γραμμικές απώλειες κατά μήκος του αγωγού και βέβαια είναι:

$$j_3 = J L = f \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Ετσι η (7.52) γράφεται:

$$a \frac{V^2}{2g} + j_1 + j_2 + j_3 = H$$

οπότε και

$$j_3 = J L = H - (1,09 + 0,04 + 0,50) \frac{V^2}{2g} = H - 1,63 \frac{V^2}{2g} \quad (7.53)$$

και

$$J = \frac{j_3}{L} = \frac{H - 1,63 (V^2/2g)}{L} \quad (7.54)$$

Πάντως αν ληφθεί υπ' όψιν ότι στις συνήθεις περιπτώσεις εξωτερικών υδραγωγείων η τάξη μεγέθους του  $H$  μετριέται σε δεκάδες μέτρων, ενώ η ταχύτητα  $V$  σπάνια ξεπερνά τα 3,00 μέτρα, συνεκτιμώντας παράλληλα και τις δυσχέρειες προσδιορισμού του συντελεστή τριβών  $f$ , τότε με ικανοποιητική προσέγγιση μπορούμε να γράψουμε:

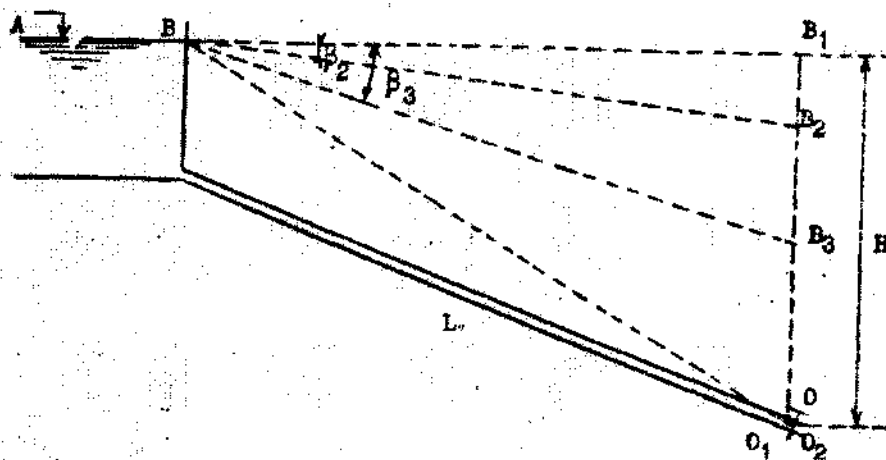
$$J = \frac{j_3}{L} \approx \frac{H}{L} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (7.55)$$

Αντίστοιχα και η πιεζομετρική γραμμή καθώς επίσης και η γραμμή ενέργειας μπορεί να θεωρηθεί ότι προσεγγιστικά ταυτίζονται με την ευθεία  $BO$ .

## ε2. Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, στο κατάντι άκρο του οποίου έχουμε εγκαταστήσει δικλείδα

Ας υποθέσουμε ότι στην αρχή η δικλείδα είναι κλειστή. Τότε δεν έχουμε ροή, άρα  $Q_1 = 0$ . Στο σημείο  $O_1$ , αμέσως ανάντι από τη δικλείδα η πίεση είναι υδροστατική και ισούται με  $\rho g H$ . Αντίστοιχα η Πιεζομετρική Γραμμή παίρνει τη θέση  $BB_1O_1$ .

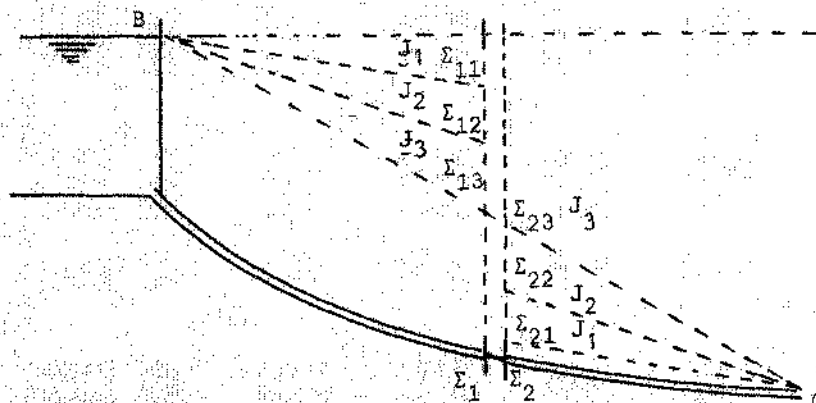
Καθώς ανοίγουμε τη δικλείδα και η παροχή σταδιακά αυξάνει παίρνοντας τιμές  $Q_1 = 0 < Q_2 < Q_3$ , η Πιεζομετρική Γραμμή πάνω από το  $O_1$  διατρέχει με αυξανόμενη κλίση  $J_1, J_2, J_3$  τα σημεία  $B_1, B_2, B_3$ . Βέβαια στο κατάντι άκρο  $O_2$  της δικλείδας, όπου η εκροή είναι ελεύθερη, επικρατούν συνθήκες ατμοσφαιρικής πίεσης και ακριβώς το σημείο  $O_2$  αποτελεί σε κάθε περίπτωση καταληκτικό σημείο της Πιεζομετρικής Γραμμής. Μέσα στην ίδια τη δικλείδα οι απώλειες ενέργειας σταδιακά μειώνονται παίρνοντας τιμές αντίστοιχης στήλης νερού,  $B_1O, B_2O, B_3O$  και τελικά, όταν η δικλείδα ανοίξει εντελώς πρακτικά μηδενίζονται, οπότε και η Πιεζομετρική Γραμμή παίρνει τη θέση  $BO$ , όπως στην περίπτωση ε1.



χ.7.3.1.4.

ε3. Δεξαμενή με σταθερή στάθμη, τροφοδοτεί κλειστό αγωγό, σε ενδιάμεσο σημείο του οποίου έχουμε εγκαταστήσει δικλείδα

Αν, όπως προηγουμένως υποθέσουμε ότι αρχικά η δικλείδα είναι κλειστή, τότε  $Q_1 = 0$  και πάλι ανάντι αλλά και κατόντι της δικλείδας η Πιεζομετρική Γραμμή μηδενικής παροχής είναι οριζόντια.



Σχ.7.3.1.5.

Καθώς ανοίγουμε τη δικλείδα και η παροχή σταδιακά αυξάνει παίρνοντας τιμές  $Q_1 = 0 < Q_2 < Q_3$ , η Πιεζομετρική Γραμμή πάνω από το  $\Sigma_1$  στα ανάντι της δικλείδας, διατρέχει με αυξανόμενη κλίση  $J_1, J_2, J_3$  τα σημεία  $\Sigma_{11}, \Sigma_{12}, \Sigma_{13}$ . Αντίστοιχα στο κατάντι άκρο  $\Sigma_2$  της δικλείδας, η Πιεζομετρική Γραμμή διαγράφει τα σημεία  $\Sigma_{21}, \Sigma_{22}, \Sigma_{23}$ . Επίσης στο άκρο του αγωγού, όπου η εκροή είναι ελεύθερη, επικρατούν συνθήκες ατμοσφαιρικής πίεσης και ακριβώς το σημείο Ο αποτελεί σε κάθε περίπτωση καταληκτικό σημείο της Πιεζομετρικής Γραμμής. Μέσα στην ίδια τη δικλείδα οι απώλειες ενέργειας σταδιακά μειώνονται παίρνοντας τιμές αντίστοιχης στήλης νερού  $\Sigma_{11}-\Sigma_{21}, \Sigma_{12}-\Sigma_{22}, \Sigma_{13}-\Sigma_{23}$ , και τελικά, όταν η δικλείδα ανοίξει εντελώς, πρακτικά μηδενίζονται, οπότε και η Πιεζομετρική Γραμμή παίρνει τη θέση ΒΟ, όπως στην περίπτωση  $e_1$ .

#### e4. Κλειστός αγωγός συνδέει δύο δεξαμενές

Όπως στην περίπτωση  $e_1$  έχουμε:

$$J_1 + J_2 + J_3 + J_4 = H \quad (7.56)$$

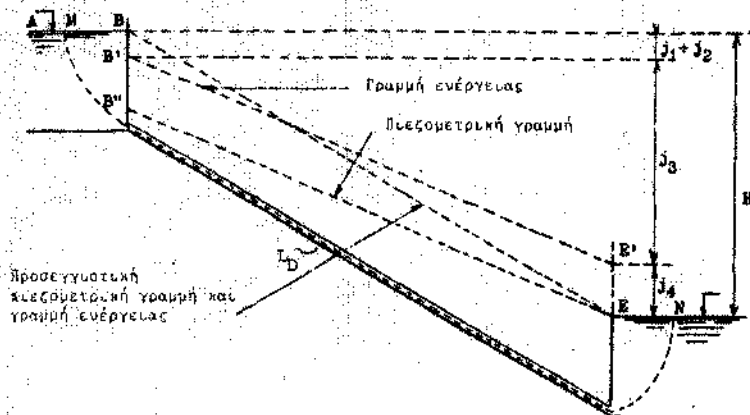
όπου και πάλι:

$$J_1 = 0,04 \frac{v^2}{2g} \quad \text{οι απώλειες εκκίνησης,}$$

$$J_2 = 0,50 \frac{v^2}{2g} \quad \text{οι απώλειες εξόδου από τη δεξαμενή,}$$

$$J_3 = J \cdot L_D = f \frac{1}{2} \frac{v^2}{g} \quad \text{οι γραμμικές απώλειες κατά μήκος του αγωγού,}$$

$$J_4 = 1,09 \frac{v^2}{2g} \quad \text{οι απώλειες εισόδου στη δεξαμενή, (Παρ.7.3.1.54)}$$



Σχ.7.3.1.6.

Ετσι η (7.56) δίνει:

$$J = \frac{j_3}{L} = \frac{H - 1,63 (V^2/2g)}{L} \quad (7.57)$$

Λαμβάνοντας και εδώ υπ' όψιν ότι στις συνήθεις περιπτώσεις εξωτερικών υδραγωγείων η τάξη μεγέθους του  $H$  μετριέται σε δεκάδες μέτρων, ενώ η ταχύτητα  $V$  σπάνια ξεπερνά τα 3,00 μέτρα, συνεκτιμώντας παράλληλα και τις δυσχέρειες προσδιορισμού του συντελεστή τριβών  $f$ , τότε με ικανοποιητική προσέγγιση μπορούμε να γράψουμε:

$$J = \frac{j_3}{L} = \frac{H}{L} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (7.58)$$

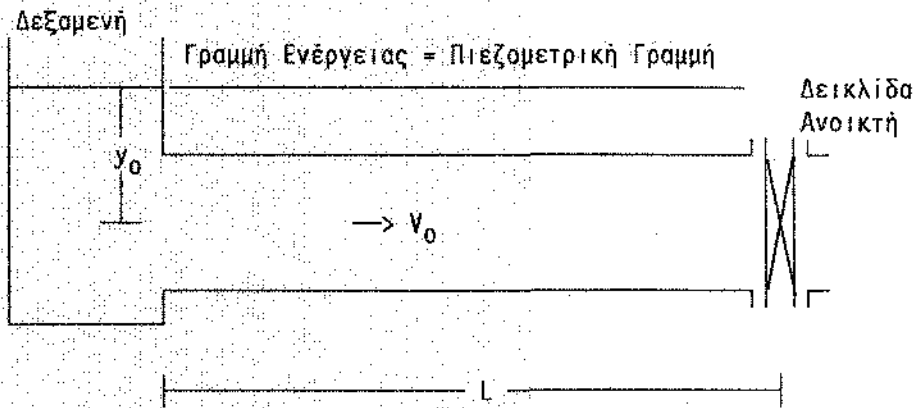
Αντίστοιχα και η πιεζομετρική γραμμή καθώς επίσης και η γραμμή ενέργειας μπορεί να θεωρηθεί ότι προσεγγιστικά ταυτίζονται με την ευθεία ΒΕ.

### ζ. Μη μόνιμη ροή σε κλειστούς αγωγούς. Το υδραυλικό πλήγμα

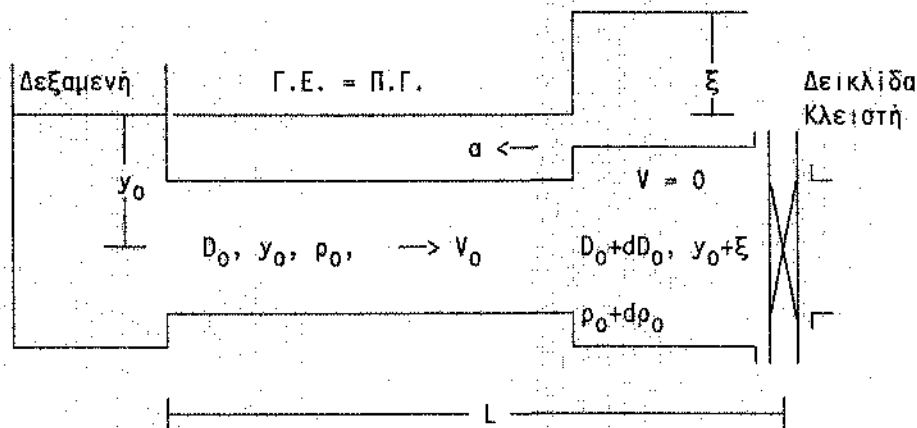
Φαινόμενα μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς εξωτερικών υδραγωγείων παρατηρούνται μετά από χειρισμούς σε δικλείδες (άνοιγμα ή κλείσιμο, μερικό ή πλήρες, βραδυ ή απότομο), ή εξ αιτίας διακυμάνσεων στην παροχή αντλιοστασίων (εκκίνηση ή στάση αντλιών, προγραμματισμένη ή απρόβλεπτη μετά από διακοπή του ρεύματος). Με τον όρο υδραυλικό πλήγμα χαρακτηρίζουμε τα φαινόμενα υπερπίεσης, που αντιστοιχούν σε καθεστώς μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς.

#### ζ1. Ποιοτική περιγραφή του φαινομένου

Πριν προχωρήσουμε σε ποσοτική ανάλυση των μεγεθών, ας εξετάσουμε ποιοτικά την εξέλιξη του υδραυλικού πλήγματος στην απλούστερη περίπτωση ακαριαίου κλεισίματος δικλείδας στο καπάνι άκρο αγωγού, που τροφοδοτείται από δεξαμενή. Προσεγγιστικά, η επίδραση των τριβών θεωρείται προς το παρόν αμελητέα σε σύγκριση με τις μεταβολές της πίεσης, που αντιστοιχούν στο υδραυλικό πλήγμα. Η απλοποιητική αυτή υπόθεση είναι αρκετά δικαιολογημένη για υδαταγωγούς μικρού μήκους, μεγάλης διαμέτρου και περιορισμένων γραμμικών απωλειών.

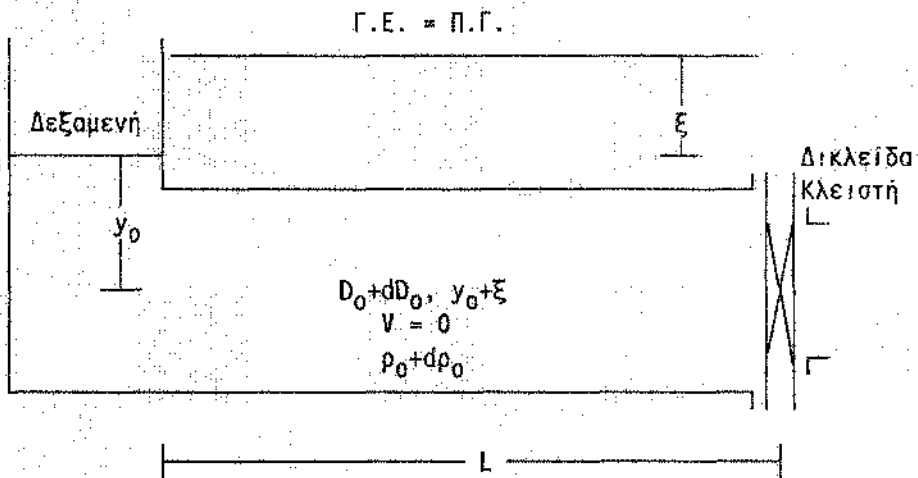


- 1 Δικλείδα αρχικά ανοικτή.  $D = D_0$ ,  $P/\rho g = y_0$ ,  $Q = Q_0$ ,  $V = V_0$ .  
Τη χρονική στιγμή  $t = 0$  η δικλείδα κλείνει ακαριαία.



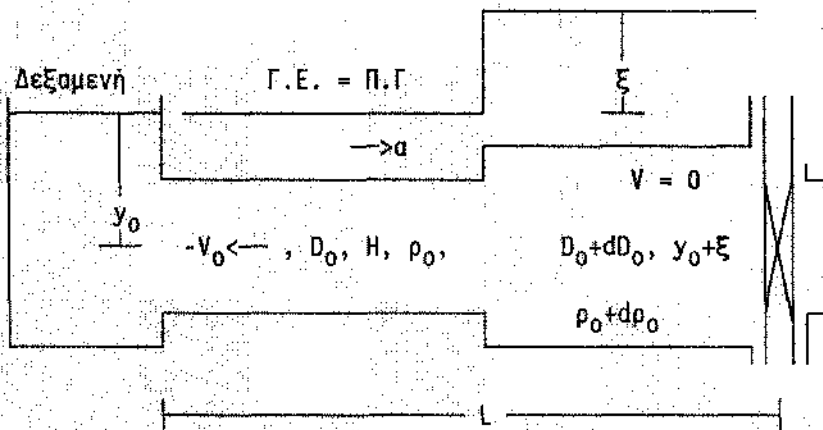
- 2 Δικλείδα Κλειστή,  $0 < t < L/a$ .

Με το κλείσιμο της δικλείδας, το στρώμα του νερού, που τη στιγμή εκείνη βρίσκεται αμέσως ανάντι της δικλείδας και κινείται με ταχύτητα  $V_0$ , προσκρούει στην κλειστή δικλείδα και ακινητοποιείται. Η κινητική του ενέργεια μετατρέπεται σε δυναμική ενέργεια πίεσης, τόσο μάλιστα ισχυρή, ώστε να έχουμε διαστολή του αγωγού κατά την εγκάρσια έννοια και αύξηση της πυκνότητας του νερού. Το ίδιο επαναλαμβάνεται με το αμέσως ανάντι από το προηγούμενο στρώμα νερού και έτσι η περιοχή, όπου επικρατεί υπερπίεση  $\xi$  προχωρεί προς τα ανάντι με ταχύτητα διάδοσης  $a$ .



3 Δικλείδα Κλειστή,  $t = L/a$

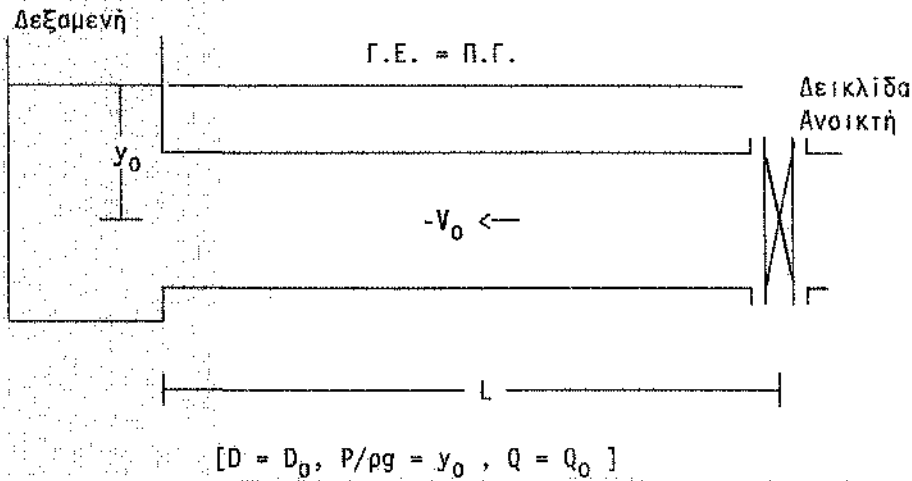
Η περιοχή σε υπερπίεση καταλαμβάνει τώρα όλο το μήκος του αγωγού. Καθώς όμως το κύμα υπερπίεσης φθάνει στη δεξαμενή, επέρχεται εκτόνωση και ροή του νερού από τον υπερσυμπιεσμένο αγωγό προς τη δεξαμενή με ταχύτητα  $-V_0$ . Ετσι ένα αντίθετο κύμα, αυτή τη φορά αποσυμπίεσης, αρχίζει να κινείται με ταχύτητα  $a$  με φορά ταυτόσημη με εκείνη της αρχικής ταχύτητας  $V_0$ .



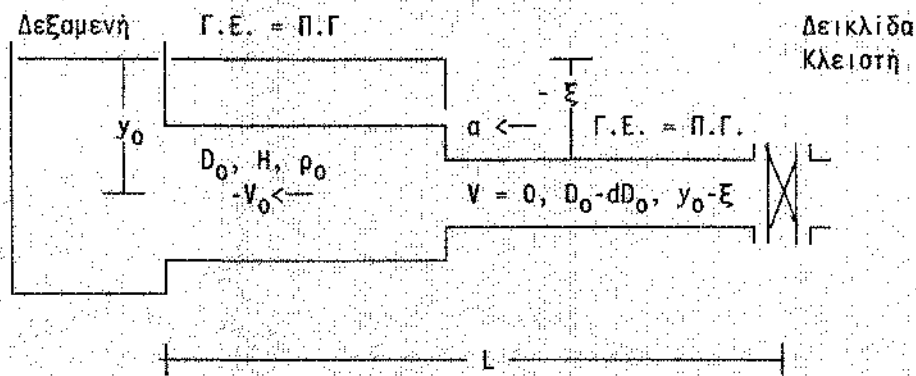
4 Δικλείδα Κλειστή,  $L/a < t < 2L/a$

Στα αριστερά του μετώπου αποσυμπίεσης, επικρατεί η αρχική πίεση  $y_0$ , το νερό κινείται με ταχύτητα  $-V_0$ , ο αγωγός έχει επανέλθει στην αρχική του διάμετρο  $D_0$  και το νερό στην αρχική του πυκνότητα  $\rho_0$ .

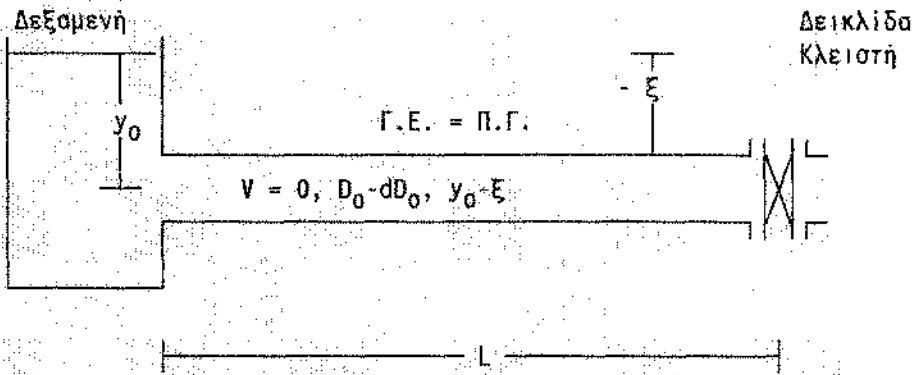




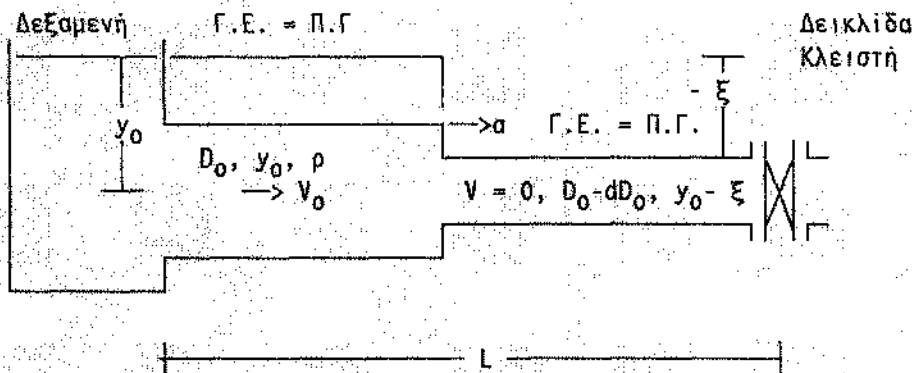
- 5 Δικλείδα κλειστή,  $t = 2L/a$   
 Στο τέλος του χρόνου  $t = 2L/a$ , ο αγωγός έχει επανέλθει στην αρχική του κατάσταση σε όλο του το μήκος, η ροή όμως του νερού έχει ακόμη φορά από τη δικλείδα προς τη δεξαμενή.



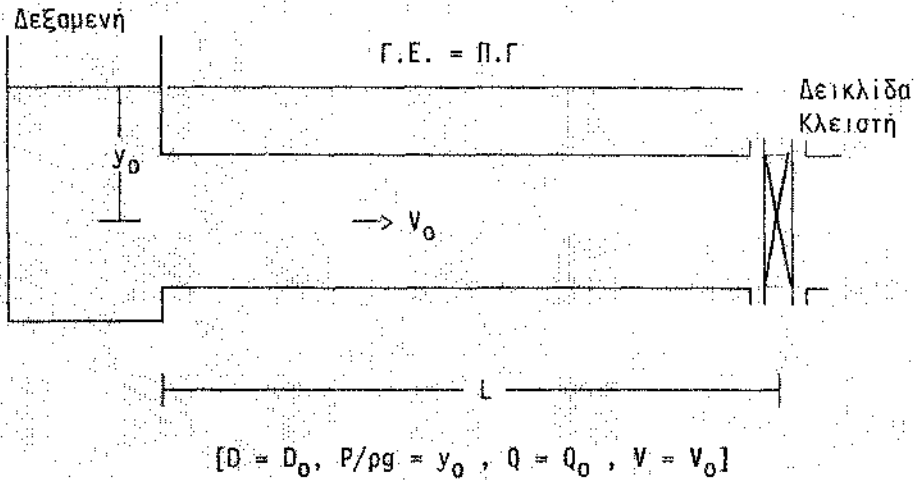
- 6 Δικλείδα κλειστή,  $3L/a > t > 2L/a$   
 Αμέσως μετά τη χρονική στιγμή  $t = 2L/a$ , το στρώμα του νερού, που ακουμπάει στη δικλείδα, λόγω της αδράνειάς του, έχει την τάση να συνεχίσει την κίνησή του προς τη δεξαμενή. Έτσι προκύπτει ένα ισχυρό κύμα υποπίεσης  $\xi$ , που διαδίδεται με ταχύτητα  $a$  αφήνοντας πίσω του τον αγωγό συρρικνωμένο κατά  $dD$ .



- 7 Δικλείδα Κλειστή,  $t = 3L/a$   
 Η περιοχή σε υποπίεση καταλαμβάνει τώρα όλο το μήκος του αγωγού.



- 8 Δικλείδα κλειστή,  $4L/a > t > 3L/a$   
 Καθώς το κύμα υποπίεσης φθάνει στη δεξαμενή, αποκαθίσταται η ροή του νερού από τη δεξαμενή προς τον αγωγό, με ταχύτητα  $V_0$ . Έτσι ανάλογα όπως πριν ένα κύμα, αυτή τη φορά αποκατάσταση της πίεσης, άρα και της αρχικής διαμέτρου, αρχίζει να κινείται με ταχύτητα  $a$  με φορά ταυτόσημη με εκείνη της αρχικής ταχύτητας  $V_0$ .



9 Δικλείδα Κλειστή,  $t = 4L/a$ .

Τη χρονική στιγμή  $t = 4L/a$ , σε όλο το μήκος του αγωγού έχουν αποκατασταθεί οι αρχικές συνθήκες ροής. Το στρώμα όμως του νερού, που ακριβώς τη στιγμή εκείνη φθάνει στο κατάντη άκρο του αγωγού βρίσκεται μπροστά του κλειστή τη δικλείδα και ο κύκλος (1) έως (9) επαναλαμβάνεται.

## ζ2. Αναλυτική επίλυση της μη μόνιμης ροής σε κλειστούς αγωγούς

Διατυπώνοντας τις εξισώσεις των ποσοτήτων κίνησης και συνέχειας και λαμβάνοντας υπ' όψιν την συμπίεση του νερού και την παραμόρφωση του αγωγού, καταλήγουμε σε δυο διαφορικές εξισώσεις δευτέρου βαθμού, με μερικές παραγώγους του τύπου της παλλόμενης χορδής:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} &= a^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= a^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \end{aligned} \right\} > \quad (7.59)$$

όπου

$y = p/\rho g = y(x,t)$  η πίεση σε σημείο του αγωγού με τετμημένη  $x$ , τη χρονική στιγμή  $t$ ,

$V = V(x,t)$  αντίστοιχα η ταχύτητα,

$a$  παράμετρος με διαστάσεις  $LT^{-1}$ , που εκφράζει την ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων πίεσης και ταχύτητας στο νερό, μέσα στον αγωγό και ισούται με

$$a = \frac{[K/\rho]^{1/2}}{[1 + [(K/E)(D/e)]C]^{1/2}} \quad (7.60)$$

όπου

$\rho$  η πυκνότητα του νερού,

$K$  το μέτρο ελαστικότητας του νερού, όπως ορίσθηκε στην παράγραφο 2.1.2.,

$D$  η διάμετρος του αγωγού,

$E$  το μέτρο ελαστικότητας του υλικού από το οποίο έχει κατασκευασθεί ο αγωγός

$e$  το πάχος του τειχώματος του αγωγού

$C$  σταθερά εξαρτώμενη από τον τρόπο στήριξης του αγωγού:

$= 1$  όταν ο αγωγός είναι αγκυρωμένος στα δύο του άκρα, αλλά διαθέτει αρμούς διαστολής,

$= 1 - \mu^2$  όταν ο αγωγός είναι αγκυρωμένος στα δύο του άκρα, έτσι ώστε η μετακίνησή του κατά την αξονική έννοια να είναι αδύνατη,

$= 1 - \mu/2$  όταν ο αγωγός είναι αγκυρωμένος στο ένα του μόνο άκρο,

$\mu$  ο λόγος του Poisson για το υλικό κατασκευής του αγωγού.

Τιμές των  $E$  και  $\mu$  για τα συνήθη υλικά κατασκευής των αγωγών δίδονται στον Πίνακα 7.3.1.22.1

Η επίλυση των εξισώσεων (7.59) καταλήγει στις εξισώσεις:

$$\left. \begin{aligned} \xi = y - y_0 &= F(t - x/a) + f(t + x/a) \\ V - V_0 &= \frac{g}{a} [F(t - x/a) - f(t + x/a)] \end{aligned} \right\} \quad (7.61)$$

γνωστές σαν εξισώσεις του Allievi, από το όνομα του Ιταλού μηχανικού, που τις πρωτοδημοσίευσε το 1901. Πάντα με την προσεγγιστική υπόθεση αμελητέων τριβών, οι εξισώσεις του Allievi μπορεί να αξιοποιηθούν σε συγκεκριμένες πρακτικές εφαρμογές όπως της απότμηης και της βαθμιαίας διακοπής της ροής μετά από τον αντίστοιχο χειρισμό σε δικλείδα, εγκατεστημένη στο κατάντι άκρο του αγωγού.

## ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3.1.ζ2.1

ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΛΟΓΟΥ ΤΟΥ POISSON ΓΙΑ ΤΑ ΣΥΝΗΘΗ ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

Υλικό	E [kN/m <sup>2</sup> ]	μ
Αμιαντοσιμέντο	20,7 x 106	0,20
Πολυαιθυλένιο	69,0 x 104	0,40
PVC	27,6 x 105	0,46
Χάλυβας	20,7 x 107	0,30
Χυτοσίδηρος	10,3 x 107	0,29
Χυτοχάλυβας	16,5 x 107	0,29

Πηγή: L.G.James (1988)

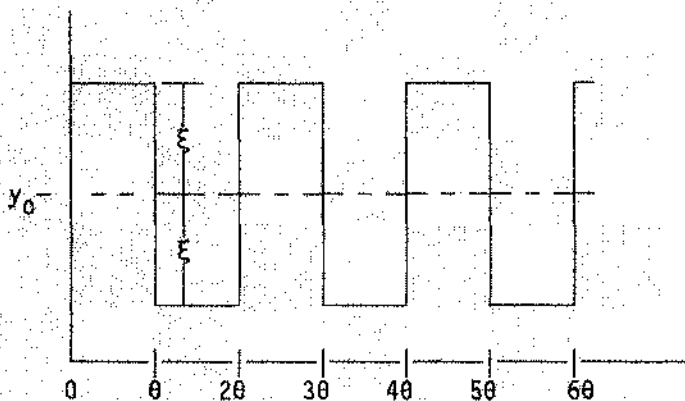
### ζ3. Απότομη διακοπή της ροής

- i) Ας υποθέσουμε αρχικά ότι το κλείσιμο στην κατάντι δικλείδα είναι πλήρες και ακαριαίο. Τότε η επίλυση των εξισώσεων (7.61) δίνει ότι για  $0 < t < 2L/a$  στο κατάντι άκρο του αγωγού καταγράφεται υπερπίεση  $\xi$ , επί πλέον της αρχικής, που δίδεται από τη σχέση:

$$\xi = \frac{a V_0}{g} \quad (7.62)$$

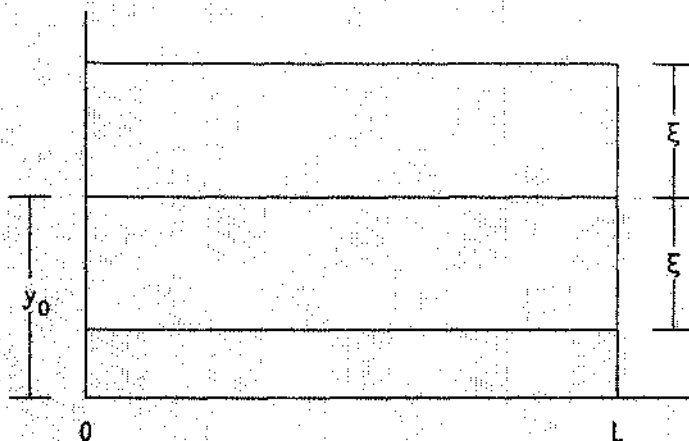
γνωστή και σαν σχέση των Joukowski-Allievi.

Στη συνέχεια και για  $2L/a < t < 4L/a$ , όπως με λεπτομέρεια παρουσιάσθηκε στα σχήματα (1) έως (9) της παραγράφου ζ1 στο κατάντι άκρο του αγωγού αποκαθίσταται υποπίεση  $\xi$  ίση σε απόλυτη τιμή με την υπερπίεση, που προηγήθηκε. Στο τέλος της περιόδου το φαινόμενο επαναλαμβάνεται, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3.1.ζ3.1.



Σχ.7.3.1.ζ3.1.

Οι ίδιες απόλυτες τιμές υπερπίεσης και υποπίεσης καταγράφονται και σε όλα τα άλλα σημεία του αγωγού. Έτσι η περιβάλλουσα των πιέσεων ακολουθεί το Σχήμα 7.3.1.ζ3.2.



Σχήμα 7.3.1.ζ3.2.

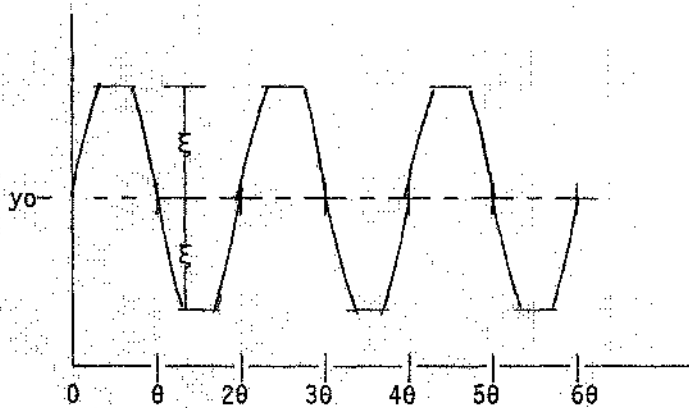
- ii) Ας υποθέσουμε τώρα ότι το κλείσιμο της δικλίδας δεν είναι ακαριαίο αλλά ο χρόνος  $T$ , που διαρκεί ο χειρισμός είναι μικρότερος από  $\theta = 2L/a$ , δηλαδή

$$T < 2L/a$$

Στην περίπτωση αυτή ο χρόνος  $T$  είναι μικρότερος από το χρόνο, που απαιτείται για να φθάσει στο κατάντι άκρο του αγωγού το κύμα υποπίεσης και έτσι η καταγραφόμενη στο σημείο αυτό μέγιστη υπερπίεση καθώς και υποπίεση παραμένει σε απόλυτο μέγεθος, όπως προηγουμένως ίση με

$$\xi = \frac{a V_0}{g} \quad (7.62)$$

και η χρονική διακύμανση της πίεσης, πάντα στο κατάντι άκρο, παίρνει τη μορφή του Σχήματος 7.3.1.ζ3.3.



Σχ.7.3.1.ζ3.3.

Σε ότι αφορά τα ενδιαμέσα σημεία του αγωγού, η μέγιστη διακύμανση  $\xi$  εκτείνεται μέχρι ένα οριακό σημείο  $O$  σε απόσταση  $x$  από το ανάντι άκρο του αγωγού, που εύκολα προσδιορίζεται με το συλλογισμό, που ακολουθεί.

Το οριακό σημείο  $O$  είναι το σημείο όπου η μέγιστη υπερπίεση καταγράφεται μετά από χρόνο  $(L-x)/a$  από τότε, που ολοκληρώθηκε το κλείσιμο της δικλείδας, δηλαδή συνολικά μετά από χρόνο

$$T + (L-x)/a$$

Εξ άλλου το  $O$  είναι επίσης το σημείο, όπου την ίδια χρονική στιγμή φθάνει σαν υποπίεση η ανάκλαση του αρχικού κύματος υπερπίεσης μετά από διαδρομή  $L+x$ , δηλαδή μετά από χρόνο

$$(L+x)/a$$

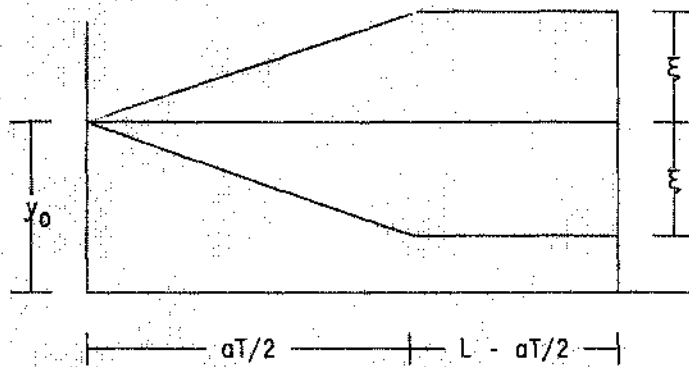
από τότε, που άρχισε το κλείσιμο της δικλείδας. Εξισώνοντας τους δυο χρόνους έχουμε:

$$T + (L-x)/a = (L+x)/a$$

και

$$x = aT/2 \quad (7.63)$$

Για τα σημεία όπου  $x < aT/2$ , η μεταβολή της υπερπίεσης μπορεί σύμφωνα με τον de Sparre [escande] να θεωρηθεί γραμμική ανάμεσα στην τιμή  $\xi$  στο σημείο  $O$  και την τιμή  $0$  στο ανάντι άκρο του αγωγού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3.1.ζ3.4.



Σχ. 7.3.1.ζ3.4.

#### ζ4. Αργό κλείσιμο της δικλίδας

Όταν ο χρόνος  $T$  κλεισίματος μιας δικλίδας στο κατάντι άκρο αγωγού, που τροφοδοτείται από δεξαμενή, είναι μεγαλύτερος από  $2L/a$ , δηλαδή

$$T > 2L/a$$

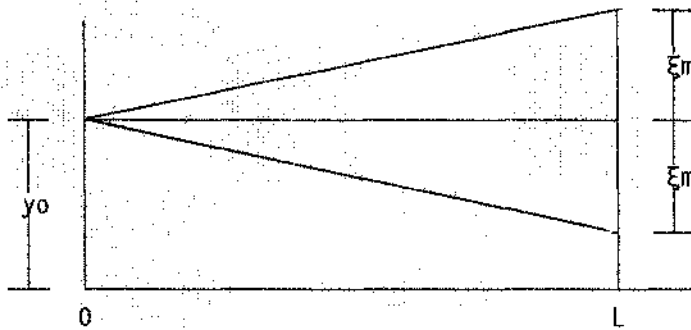
τότε, ακόμη και στο κατάντι άκρο του αγωγού, πριν ολοκληρωθεί η ανάπτυξη της υπερπίεσης, επιστρέφει το κύμα υποπίεσης μετριάζοντάς την. Με την υπόθεση ότι στη διάρκεια  $T$  του χειρισμού κλεισίματος της δικλίδας, η μεταβολή της παροχής συναρτήσει του χρόνου είναι γραμμική, συνθήκη που βέβαια δεν ισχύει στην πράξη, η επίλυση των εξισώσεων του Allievi δίνει ότι η απόλυτα μέγιστη τιμή υπερπίεσης  $\xi_m$  στο κατάντι άκρο του αγωγού εκφράζεται από τη σχέση:

$$\xi_m = \frac{2 \cdot V_0 \cdot L}{g \cdot T} \quad (7.64)$$

γνωστή και σαν σχέση του Michaud. [7/12]

Για τα υπόλοιπα σημεία του αγωγού, ο de Sparre [escande] απέδειξε πως και στην περίπτωση ενός αργού κλεισίματος, η κατανομή των υπερπίεσεων κατά μήκος του αγωγού, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3.1.ζ4.1.





Σχ.7.3.1.ζ4.1.

Εάν η μεταβολή της παροχής δεν μπορεί να θεωρηθεί γραμμική ως προς το χρόνο, τότε η επίλυση των ισοενεργητικών πάντα εξισώσεων του Allievi μπορεί να γίνει αριθμητικά με τη μέθοδο των χαρακτηριστικών, ή και γραφικά με τη μέθοδο των Schnyder - Bergeron. Ο ενδιαφερόμενος αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει σχετικά, στους Wylie - Streeter (1978), και Escande (1948).

Για την απλούστερη περίπτωση αγωγού, που ξεκινά από δεξαμενή και καταλήγει σε δικλείδα με ενεργό χρόνο κλεισίματος  $T > 2L/a$ , ο Kerr (1958) έχει παρουσιάσει ένα χρήσιμο αλγόριθμο υπολογισμού της προκαλούμενης υπερπίεσης, ή αντίστροφα για δεδομένη επιτρεπτή υπερπίεση, υπολογισμού του ελάχιστου χρόνου  $T$ .

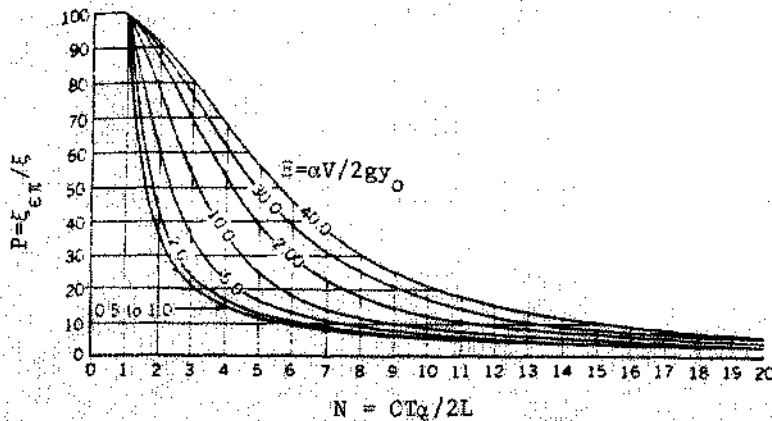
Αντίστοιχα στο Διάγραμμα 7.3.1.ζ4.1. συσχετίζονται:

- το ποσοστό  $P = \xi_{επ}/\xi$ , της επιτρεπόμενης υπερπίεσης  $\xi_{επ}$  προς τη μέγιστη υπερπίεση  $\xi = aV/g$ ,
- ο δείκτης  $\Xi = aV/2gy_0$ , όπου  $y_0$  η κανονική πίεση λειτουργίας του αγωγού,
- ο δείκτης  $N = CTa/2L$ , όπου  $C$  συντελεστής εξαρτώμενο από τον τύπο της δικλείδας, με τιμές:

$C = 0,517$  για σφαιρική δικλείδα με στένωση,

$0,486$  για κωνική δικλείδα χωρίς στένωση,

$0,392$  για συρταρωτή δικλείδα χωρίς στένωση



Διάγραμμα 7.3.1.Ζ4.1.

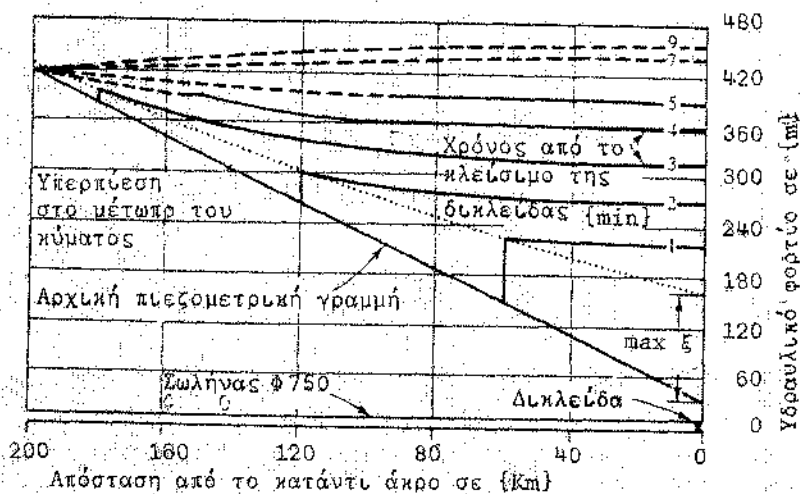
Πηγή: S.L.Kerr (1958)

Να επισημανθεί, πως σε κάθε περίπτωση η καταγραφόμενη υποπίεση δεν μπορεί να ξεπεράσει σε απόλυτη τιμή τη μια ατμόσφαιρα, αφού τότε το νερό θα μετατραπεί σε ατμό και η ροή θα διακοπεί.

### ζ5. Το υδραυλικό πλήγμα με συνυπολογισμό των τριβών

Στις προηγούμενες παραγράφους υποθέσαμε, πως το φαινόμενο είναι ισοενεργητικό. Η απλοποιητική αυτή υπόθεση δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει σε περιπτώσεις αγωγών μεγάλου μήκους, όπου οι συνολικές γραμμικές απώλειες  $hf = J.L$  ενδέχεται ακόμη και να ξεπερνούν την υπερπίεση  $\xi$  λόγω του πλήγματος.

Στις περιπτώσεις αυτές, το κύμα υπερπίεσης, καθώς διαδίδεται προς τα ανάντι, σταδιακά αποσβένεται από τις τριβές, όπως φαίνεται στο Σχ.7.3.1.Ζ5.1.



Σχ.7.3.1.25.1. Η απόσβεση του πλήγματος σε αγωγό μεγάλου μήκους.  
Πηγή: Wylie - Streeter (1978)

Η ανάλυση της εξέλιξης των υπερπιέσεων στο χρόνο και το χώρο στη γενικότερη περίπτωση συνυπολογισμού των τριβών, μπορεί να πραγματοποιηθεί με την κατάλληλη προσαρμογή ισοενεργητικών μεθόδων, όπως η μέθοδος των χαρακτηριστικών ή η γραφική μέθοδος των Schnyder - Bergeron. Ο ενδιαφερόμενος αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει και στη γενικότερη αυτή περίπτωση στους Wylie - Streeter (1978), και Escande (1948).

### Παράδειγμα.

Αγωγός, αγκυρωμένος μόνο στα ανάντι άκρο του, διαμέτρου 400 mm μεταφέρει σε μήκος 3 000 m, παροχή 200 l/s.

Να συγκριθούν οι προκαλούμενες υπερπιέσεις για τις περιπτώσεις

- α. Ακαριαίας διακοπής της ροής.
- β. Διακοπής της ροής, που ολοκληρώνεται σε χρόνο  $T = 5 \text{ sec}$
- γ. Διακοπής της ροής, που ολοκληρώνεται σε χρόνο  $T = 30 \text{ sec}$

αντίστοιχα

1. σε χαλύβδινο αγωγό με τείχος πάχους  $e = 4 \text{ mm}$  και
- II. σε αγωγό από PVC, κλάσης 12,5 σπm, με τείχος πάχους  $e = 12 \text{ mm}$

Η ταχύτητα ροής προκύπτει:

$$V = 1,60 \text{ m/s.}$$

Η πυκνότητα του νερού μπορεί να θεωρηθεί ίση με:

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

και το μέτρο ελαστικότητας του :

$$K = 1/k = 2,00 \times 10^6 \text{ kPa} = 2,00 \times 10^9 \text{ Pa}$$

Αντίστοιχα η ταχύτητα α διάδοσης των υπερήχων προκύπτει:

i. Για την περίπτωση του χαλύβδινου αγωγού με:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 20,7 \times 10^7 \text{ kPa}$
- Συντελεστή του Poisson  $\mu = 0,29$  και  $C = 1 - \mu/2 = 0,85$
- Πάχος τοιχωμάτων  $e = 4 \text{ mm}$ , είναι:

$$\alpha = \frac{[K/\rho]^{1/2}}{[1 + [(K/E)(D/e)]C]^{1/2}} \quad (7.60)$$

$$= \frac{[2 \times 10^9 / 1000]^{1/2}}{[1 + [(2,00 \times 10^6 / 20,7 \times 10^7)(400/4)]0,85]^{1/2}}$$

$$= \frac{1414}{[1 + 0,966 \times 0,85]^{1/2}} = 1048 \text{ m/s}$$

ii. Για την περίπτωση του αγωγού από PVC με:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 27,6 \times 10^5 \text{ kPa}$
- Συντελεστή του Poisson  $\mu = 0,46$  και  $C = 1 - \mu/2 = 0,79$
- Πάχος τοιχωμάτων  $e = 12 \text{ mm}$ , είναι:

$$\alpha = \frac{[K/\rho]^{1/2}}{[1 + [(K/E)(D/e)]C]^{1/2}} \quad (7.60)$$

$$= \frac{[2 \times 109 / 1000]^{1/2}}{\left[1 + [(2,06 \times 106 / 27,6 \times 105)(400 / 12)]0,79\right]^{1/2}}$$

$$= \frac{1,414}{\left[1 + 24,15 \times 0,79\right]^{1/2}} = 234 \text{ m/s}$$

Για την περίπτωση ακαριαίας διακοπής της ροής η μέγιστη υπερπίεση  $\xi$  προκύπτει αντίστοιχα :

- για τον χαλύβδινο αγωγό, ίση με:

$$\xi = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (7.62)$$

$$= \frac{1048 \times 1,60}{9,81}$$

$$= 171 \text{ m στήλης νερού}$$

- για τον αγωγό από PVC, ίση με:

$$\xi = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (7.62)$$

$$= \frac{234 \times 1,60}{9,81}$$

$$= 38 \text{ m στήλης νερού}$$

Όταν ο χειριστής κλεισίματος της δικλείδας διορκεί χρόνο  $T=10 \text{ sec}$  τότε για την περίπτωση του χαλύβδινου αγωγού βλέπουμε ότι:

$$T = 5 \text{ sec} < \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 3000}{1048} = 5,7 \text{ sec}$$

συνθήκη, που συνεχίζει να ισχύει κατά μείζονα λόγο στην περίπτωση του αγωγού από PVC με ταχύτητα  $a = 234 \text{ m/s}$ .

Επί για  $T=5 \text{ sec}$ , η μέγιστη υπερπίεση  $\xi$  παραμένει, όπως προηγουμένως :

- για τον χαλύβδινο αγωγό, ίση με:

$$\xi = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (7.62)$$

$$= 171 \text{ m στήλης νερού}$$

- για τον αγωγό από PVC, ίση με:

$$\xi = \frac{\alpha \gamma_0}{g} \quad (7.62)$$

$$= 38 \text{ m στήλης νερού}$$

Όταν ο χειρισμός κλεισίματος της δικλείδας διαρκεί χρόνο  $T = 30 \text{ sec}$  τότε:

- για την περίπτωση του χαλύβδινου αγωγού βλέπουμε ότι:

$$T = 30 \text{ sec} > \frac{2 L}{\alpha} = \frac{2 \times 3 \ 000}{1 \ 048} = 5,7 \text{ sec}$$

- αντίστοιχα, για την περίπτωση του αγωγού από PVC βλέπουμε ότι:

$$T = 30 \text{ sec} > \frac{2 L}{\alpha} = \frac{2 \times 3 \ 000}{234} = 25,6 \text{ sec}$$

Αν υποθέσουμε ότι η μεταβολή της παροχής είναι γραμμική, τότε σύμφωνα με τη σχέση του Michaud, η μέγιστη υπερπίεση, ανεξάρτητα από το υλικό κατασκευής του αγωγού, προκύπτει:

$$\xi_m = \frac{2 \gamma_0 L}{g T} \quad (7.64)$$

$$= \frac{2 \times 1,60 \times 3 \ 000}{9,81 \times 30}$$

$$= 32,6 \text{ m στήλης νερού}$$

Αν εξ' άλλου εφαρμόσουμε το Διάγραμμα του Kerr, με την υπόθεση ότι  $\gamma_0 = 100 \text{ m}$ , τότε για τον χαλύβδινο αγωγό έχουμε:

$$\xi = 1048 \times 1,60 / 2 \times 9,81 \times 100 = 0,86$$

$$H = 0,392 \times 1048 \times 30 / 2 \times 3000 = 2,05$$

οπότε από το Διάγραμμα προκύπτει:  $P = 32 \%$  άρα και  $\xi = 0,32 \times 171 = 55 \text{ m}$ .

Αντίστοιχα για τον αγωγό από PVC η υπερπίεση προκύπτει ίση με το 100 % της μέγιστης, δηλαδή ίση με 38 m.

Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων ανάμεσα στη λύση του Michaud, που βασίζεται στην υπόθεση της γραμμικότητας και τον αλγόριθμο του Kerr, εύλογα τα αποτελέσματα με τη δεύτερη μέθοδο είναι συντηρητικότερα.

### 7.3.2. Σχεδιασμός των Κλειστών Αγωγών, Εξωτερικού Υδραγωγείου.

Με δεδομένα και εδώ:

- τη μέγιστη απαιτούμενη παροχτευτικότητα  $Q$ ,
- τα ποιοτικά χαρακτηριστικά του μεταφερόμενου νερού
- το συγκεκριμένο τοπογραφικό ανάγλυφο της περιοχής, όπου ορίζονται
  - το σημείο υδροληψίας,
  - ο ή οι υδρευόμενοι οικισμοί,
  - οι πιθανές περιοχές εγκατάστασης των έργων επεξεργασίας και αποθήκευσης του νερού, με βάση τα οποία καθορίζεται το πέρας του υδραγωγείου,
  - διάφοροι ενδεχόμενοι φυσικοί ή άλλοι περιορισμοί, όπως ποτάμια, έλη, απότομοι ορεινοί όγκοι, ή ακόμη δίκτυα οδικά, αιδηροδρομικά, καλλιεργούμενες εκτάσεις, αρχαιολογικοί τόποι κ.ά.
- τη γεωλογική δομή του εδάφους, στην περιοχή, όπου πρόκειται να γίνει η χάραξη του υδραγωγείου και
- αντίστοιχα σε κάθε περίπτωση κριτήρια οικονομικά, αισθητικά, περιβαλλοντικά κ.ά.

επιλύεται υδραυλικά, σχεδιάζεται και κατασκευάζεται ένα κλειστό, εξωτερικό υδραγωγείο με βάση :

- α. τη χάραξη του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή, απ' όπου προκύπτουν τα κατασκευαστικά στοιχεία του υδραγωγείου, το μήκος, η διαθέσιμη υψομετρική διαφορά αρχής και πέρατος του αγωγού και η διαθέσιμη υδραυλική κλίση του,
- β. τη διάμετρο, την αντοχή και το υλικό κατασκευής του αγωγού,
- γ. τη διατομή του σκάμματος τοποθέτησης του αγωγού,
- δ. τις απαραίτητες συσκευές ασφαλείας,
- ε. τα απαιτούμενα ειδικά τεχνικά έργα, όπως φρεάτια πιεζόθραυσης, σώματα αγκύρωσης, και
- ζ. τις προδιαγραφές δοκιμής στεγανότητας.

#### α. Χάραξη κλειστού υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία και μηκοτομή

Όπως ήδη επισημάνθηκε, οι αγωγοί υπό πίεση παρουσιάζουν απέναντι στους ανοικτούς αγωγούς το σημαντικό συγκριτικό πλεονέκτημα της δυνατότητας χάραξής τους με εναλλασσόμενες καθοδικές και ανοδικές κλίσεις, αρκεί η στάθμη υδροληψίας να βρίσκεται ψηλότερα από την κατάντι στάθμη εκροής του νερού και τα ενδιάμεσα ψηλά σημεία να μην

υπερβαίνουν την πιεζομετρική γραμμή μέγιστης παροχής. Έτσι στην περίπτωση του κλειστού υδραγωγείου η χάραξη σε οριζοντιογραφία πρέπει να είναι, όσο επιτρέπεται πιο τεταμένη, ακόμη και ευθύγραμμη, ώστε να εξασφαλίζεται η μέγιστη δυνατή οικονομία μήκους του αγωγού.

Η πρώτη απόπειρα χάραξης ενός υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία μπορεί να γίνει σε χάρτη με μεγάλη κλίμακα, όπως 1 : 25 000 και κατά κανόνα δεν πρέπει να περιορίζεται σε μια, αλλά αντίθετα να περιλαμβάνει περισσότερες εναλλακτικές λύσεις. Στη συνέχεια, είναι απαραίτητο, να αναγνωρίσουμε επί τόπου τις αρχικές εναλλακτικές χαράξεις και μάλιστα βαδίζοντας κατά μήκος τους, τόσο από τα ανάντι προς τα κατάντι όσο και αντίστροφα, ώστε να μπορέσουμε να επισημάνουμε με τη μεγαλύτερη δυνατή πληρότητα, ιδιαιτερότητες, που συχνά δεν φαίνονται στο χάρτη και μπορεί να είναι:

- Ανθρωπογενή εμπόδια, όπως οικοδομές, προβλεπόμενοι οικισμοί, κτηνοτροφικές μονάδες, θερμοκήπια, σημαντικές καλλιέργειες, εργοστάσια, εκκλησίες, νεκροταφεία, στάδια κ.λ.π., που βέβαια πρέπει να παρακάμπτονται.
- Φυσικά εμπόδια, όπως πυκνά δάση, ελώδεις εκτάσεις, απότομες κλίσεις με γεωλογία επιρρεπή σε κατολισθήσεις, βραχώδεις σχηματισμοί, εδάφη με υψηλή διαβρωτικότητα κ.λ.π., που επίσης καλό είναι να παρακάμπτονται.
- Υπαρξη τριτευόντων ή και ανεπιστρωτων δρόμων, που μπορεί να αποβούν χρήσιμοι στη φάση της κατασκευής. Να επισημανθεί εδώ, πως συχνά, η χάραξη ενδεικνύεται ακόμη και να ξεφεύγει από την ευθύγραμμη, για να ακολουθήσει πορεία παράλληλη, ή εστω γειτονική με υπάρχουσα οδό, αποβλέποντας στις ευνότητες διευκολύνσεις κατασκευής και συντήρησης, που προσφέρονται, καθώς και σε εξοικονόμηση χρημάτων και διαδικασιών από απαλλοτριώσεις ιδιωτικών εκτάσεων, που έτσι αποφεύγονται. Βέβαια στις περιπτώσεις αυτές θα πρέπει να εξετάζεται η θέση του σκάμματος τοποθέτησης του αγωγού, σε σχέση με ενδεχόμενες, μελλοντικές επεκτάσεις του δρόμου.

Η τελική χάραξη του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία συνιστά κατασκευαστικό σχέδιο. Συνήθως σχεδιάζεται πάνω σε χάρτες με κλίμακα 1 : 5 000, με αξιοποίηση και των πιο πάνω χαρακτηριστικών, καθώς και πληροφοριών, που προέρχονται από πρόχειρες μηκοτομές, σχεδιασμένες με στοιχεία από το χάρτη με κλίμακα μηκών 1 : 25 000 και υψών δεκαπλάσια 1 : 2 500. Οι αρχικές αυτές μηκοτομές επαρκούν και για τις ανάγκες του υδραυλικού σχεδιασμού των αγωγών.

Με βάση την τελική σχεδίαση του υδραγωγείου σε οριζοντιογραφία, υπό κλίμακα 1:5000, γίνεται πασσάλωση της χάραξης στο έδαφος, μεταφορά των στοιχείων εδάφους στην οριζοντιογραφία (χιλιομέτρηση, αρίθμηση και εξάρτηση κορυφών) και χωροστάθμιση της μηκοτομής. Με τα πραγματικά αυτά μήκη και ύψη, υπό κλίμακα 1:5000 και 1:500 αντίστοιχα, σχεδιάζεται η μηκοτομή του εδάφους και χαράζεται ο άξονας του αγωγού με τα εξής κριτήρια:

Ο άξονας του αγωγού, σχηματίζει σε μηκοτομή ευθύγραμμη τμήματα, όσο το δυνατό μεγαλύτερου μήκους.



Συγχρόνως, επιδιώκεται η καλλίτερη δυνατή προσαρμογή του αγωγού στο φυσικό έδαφος, με

- Μέγιστο βάθος εκσκαφής περίπου 3,00 m για κατασκευαστικούς λόγους και
- Ελάχιστη κάλυψη εδάφους πάνω από την ανώτατη γεννέτειρα του αγωγού ικανή να διασφαλίζει σε επιτρεπτά όρια την καταπόνηση του αγωγού από τα εξωτερικά φορτία και πάντως όχι μικρότερη από 1,00 m.

Στην περίπτωση, όπου ο αγωγός περνάει από επίπεδα, οριζόντια, ή εδάφη με πολύ ήπιες κλίσεις, τότε η χάραξη του πρέπει να είναι πριονωτή, με

Ελάχιστες κλίσεις στους ανοδικούς και τους καθοδικούς κλάδους κατά την κατεύθυνση της ροής, αντίστοιχα 2-3 mm/m και 4-6 mm/m, ώστε

Να διασφαλίζεται η ελεγχόμενη απαγωγή του αέρα με τη βοήθεια αερεξαγωγών, εγκατεστημένων στα ψηλά σημεία και των φερτών με τη βοήθεια εκκενωτών στα χαμηλά σημεία.

Τα μήκη των ανοδικών και καθοδικών κλάδων προκύπτουν ανάλογα με το φυσικό ανάγλυφο και τα κριτήρια ελάχιστου και μέγιστου βάθους, που δόθηκαν πιο πάνω.

Και η τελική μηκοτομή αποτελεί κατασκευαστικό σχέδιο, απ' όπου προκύπτουν τα υψόμετρα του άξονα του αγωγού. Εξ άλλου, με βάση και την εφαρμοζόμενη διατομή σκάμματος τοποθέτησης του αγωγού, σημειώνονται στη μηκοτομή και τα υψόμετρα του πυθμένα του σκάμματος. Τα στοιχεία αυτά εκτός από την κατασκευή του υδραγωγείου επιτρέπουν και την προμέτρηση των μηκών των αγωγών, των ειδικών τεμαχίων και των διάφορων χηματοουργικών εργασιών (εκσκαφή, επανεπίχωση, υπόστρωμα αμμοχαλικού κ.λ.π.). Τέλος στη μηκοτομή σημειώνεται η θέση και ο τύπος των συσκευιών ασφαλείας, των σωμάτων αγκύρωσης, τυχόν διακλαδώσεων κ.λ.π.

## **β. Ο σχεδιασμός του αγωγού**

Ο σχεδιασμός του αγωγού εξειδικεύεται στον προσδιορισμό της εσωτερικής διαμέτρου του σωλήνα, την επιλογή του υλικού κατασκευής του, τον καθορισμό της κλάσης πίεσής του και κατ'επέκταση του πάχους των τειχωμάτων του. Βέβαια, κατά περίπτωση ενδέχεται ο σχεδιασμός του υδραγωγείου να απαιτεί τη χρήση περισσότερων διαμέτρων και το συνδυασμό υλικών και ονομαστικών πιέσεων.

### **β1. Υπολογισμός της εσωτερικής διαμέτρου του σωλήνα**

Χαρακτηριστικές περιπτώσεις υπολογισμού της εσωτερικής διαμέτρου αγωγού, που μεταφέρει παροχή  $Q$ , σε μήκος  $L$ , με υψομετρική διαφορά  $H$ , δόθηκαν ήδη στις παραγράφους 7.3.1.ε1. έως 7.3.1.ε4. Να τονισθούν και εδώ τα βασικά κριτήρια σχεδιασμού:

Επιζητούμε να εξαντλούμε όλη τη διαθέσιμη υψομετρική διαφορά ανάμεσα στις

στάθμες ανάντι και κατόντι, ώστε να επιτυγχάνουμε την κατασκευή του υδραγωγείου με την ελάχιστη δυνατή, άρα και οικονομικότερη διάμετρο.

Αν τούτο συνεπάγεται μεγάλες ταχύτητες, τότε θα πρέπει να υπολογίζεται η υπερπίεση λόγω πιθανού υδραυλικού πλήγματος και ενδεχόμενα να εγκαθίσταται σύστημα αντιπληγματικής προστασίας.

Θεωρητικά, δεν υφίσταται θέμα ανώτατης ούτε κατώτατης ταχύτητας. Ορισμένες ανώτατες ταχύτητες, που συχνά αναφέρονται, π.χ. 2,00 m/s, δίδονται απλά με την έννοια ότι υπέρβασή τους αυξάνει, όπως είδαμε γραμμικά την υπερπίεση λόγω πλήγματος. Επομένως η απόφαση υπέρβασής τους συναρτάται με την διαθέσιμη υδραυλική κλίση και την πρόβλεψη αντίστοιχης αντιπληγματικής προστασίας.

Τυχόν πολύ μικρές ταχύτητες, π.χ. μικρότερες από 0,50 m/s, δεν είναι ασυνήθεις, ιδίως σε εσωτερικά δίκτυα. Σε εξωτερικά υδραγωγεία μεταφοράς ανεπεξέργαστου νερού, χαμηλές ταχύτητες συνεπάγονται ευχερέστερη απόθεση φερτών στα χαμηλά σημεία. Το πρόβλημα αυτό υποχρεώνει σε συχνότερη λειτουργία των εκκενωτών και πλύση του υδραγωγείου. Σε περιπτώσεις όπου η διαθέσιμη υδραυλική κλίση είναι πολύ χαμηλή, με αποτέλεσμα να έχουμε μικρή ταχύτητα σχεδιασμού και μεγάλη εσωτερική διάμετρο, θα πρέπει να επανεξετάζεται η επιλογή χάραξης του υδραγωγείου με βαρύτητα και να γίνεται οικονομική σύγκριση με λύσεις όπου παρεμβάλλεται αντλιοστάσιο.

Όπως αναλυτικά εξηγήθηκε στην Παράγραφο 7.3.1.β2.iii., ανεξάρτητα από το υλικό κατασκευής του σωλήνα, η ελάχιστη επιτρεπτή σχετική τραχύτητα με την την προϋπόθεση ότι το νερό, που μεταφέρεται δεν είναι διαβρωτικό ούτε απειλεί με επικαθήσεις, συνιστάται να λαμβάνεται ίση με  $k = 0,1 \text{ mm}$ . Αντίθετα αν η διάβρωση ή οι επικαθήσεις είναι αναμενόμενες τότε συνιστάται η πρόβλεψη τιμής του  $k = 1$  έως  $2 \text{ mm}$ .

## **β2.Επιλογή του υλικού κατασκευής, της ονομαστικής πίεσης και του πάχους των τειχωμάτων, του αγωγού**

Οι σωλήνες των εξωτερικών υδραγωγείων μπορεί να είναι κατασκευασμένοι από:

- χυτοσίδηρο
- χυτοχάλυβα
- χάλυβα
- οπλισμένο σκυρόδεμα
- προεντεταμένο σκυρόδεμα
- αμιαντοτσιμέντο
- χλωριωμένο πολυβινύλιο (PVC)

Η επιλογή ανάμεσα στα πιο πάνω υλικά γίνεται με κριτήρια κόστους, μηχανικής αντοχής στις εσωτερικές πιέσεις και τα εξωτερικά φορτία, αντοχής στη διάβρωση, ευχέρειας στην εγκατάσταση και τη συντήρηση.

### **i. Σωλήνες από χυτοσίδηρο**

Χυτοσίδηροι σωλήνες χρησιμοποιήθηκαν στο παρελθόν, πριν αναπτυχθεί η εγχώρια παραγωγή χαλυβδосωλήνων. Πλεονέκτηματά τους η υψηλή μηχανική αντοχή, η καλή αντοχή τους στη διάβρωση με άμεση συνέπεια τη μακροβιότητά τους, μειονεκτήματά τους η ψαθυρότητα και το υψηλό κόστος.

### **ii. Σωλήνες από χυτοχάλυβα**

Σωλήνες από χυτοχάλυβα δεν έχουν χρησιμοποιηθεί ακόμη για υδρεύσεις στην Ελλάδα. Πρόκειται για εξελιγμένη μορφή του χυτοσίδηρου με πρόσθετο πλεονέκτημα την ολκιμότητα. Οι κατασκευαστές σωλήνων από χυτοχάλυβα προβάλλουν ιδιαίτερα το πλεονέκτημα αυτό σε σχέση με την καλή συμπεριφορά του υλικού σε σεισμοπαθείς περιοχές. Πάντως να σημειωθεί ότι στην Ελλάδα, χώρα με υψηλή σεισμικότητα, τα δίκτυα ύδρευσης πόλεων όπως η Αθήνα, η Θεσσαλονίκη και η Καλαμάτα, κατασκευασμένα από συμβατικά υλικά, ακόμη και από ψαθυρά όπως ο χυτοσίδηρος και το αμιαντοτσιμέντο δεν παρουσίασαν προβλήματα ούτε σε περιπτώσεις ισχυρότατων σεισμών. Βασικό μειονέκτημα των σωλήνων από χυτοχάλυβα, η ιδιαίτερα υψηλή τιμή τους.

### **iii. Σωλήνες από σκυρόδεμα**

Η προτίμηση απλών ή προεντεταμένων σωλήνων από σκυρόδεμα απέναντι σε εναλλακτική επιλογή χαλυβδосωλήνων μπορεί να αιτιολογηθεί σαν συμφωρότερη κάτω από δυο προϋποθέσεις:

- Μεγάλης διαμέτρου και
- Μεγάλου μήκους.

Τυποποιημένοι σωλήνες από σκυρόδεμα σπλισμένο ή προεντεταμένο δεν παράγονται στην Ελλάδα. Σε συγκεκριμένα έργα, όπως το υδραγωγείο της Αραβησού για τη Θεσσαλονίκη, έχουν παραχθεί εργοταξιακά προκατασκευασμένοι σωλήνες μεγάλης διαμέτρου από σπλισμένο σκυρόδεμα. Αντίστοιχα προεντεταμένοι σωλήνες από σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκαν στο υδραγωγείο του Καλάμου της ΕΥΔΑΠ και στο εξωτερικό υδραγωγείο

1. Στις Βερσαλλίες υπάρχουν ακόμη χυτοσίδηροι σωλήνες, τοποθετημένοι από την εποχή του Λουδοβίκου του 14ου (1670)

της Τεχεράνης, που κατασκευάσθηκαν την δεκαετία του 70 από την ίδια Ελληνική τεχνική εταιρεία.<sup>2</sup>

#### iv. Σωλήνες από αμιαντοτσιμέντο

Οι σωλήνες από αμιαντοτσιμέντο χρησιμοποιήθηκαν μέχρι σήμερα ευρύτατα σε εξωτερικά και εσωτερικά υδραγωγεία σε όλες τις Ευρωπαϊκές χώρες και στην Ελλάδα. Πρόσφατα όμως ξεκινώντας από τη διαπίστωση ότι η εισπνοή ινών αμιάντου προκαλεί με βεβαιότητα καρκίνο των πνευμόνων και οδηγεί σε ηυξημένο αριθμό επεισοδίων καρκίνου του πεπτικού, [WHO] οι περισσότερες υπηρεσίες ύδρευσης έχουν διακόψει την εγκατάσταση νέων σωλήνων αμιαντοτσιμέντου σε υδρευτικά δίκτυα. Σε ότι αφορά παλαιότερα δίκτυα από αμιαντοτσιμέντο, συνήθως προβάλλεται το αντεπιχείρημα ότι με δεδομένη την σκληρότητα των περισσότερων νερών στη χώρα οι αποθέσεις αδιάλυτων αλάτων απομονώνουν το εσωτερικό των αγωγών.

Ετσι σήμερα στην Ελλάδα, τα εξωτερικά υδραγωγεία αλλά και τα εσωτερικά δίκτυα κατασκευάζονται σχεδόν αποκλειστικά από χάλυβα και PVC.

#### v. Σωλήνες από χάλυβα

Σωλήνες από χάλυβα κατασκευάζονται και χωρίς ραφή, (ονομάζονται συνήθως τούμπα), η χρήση τους όμως στις υδρεύσεις, εξ αιτίας της υψηλής τιμής τους, είναι περιορισμένη σε ειδικές περιπτώσεις μεγάλης πίεσης.

Αντίθετα ευρύτατη διάδοση παρουσιάζουν οι σωλήνες από χαλυβδόφυλλα του τύπου St 33, St 37/2, ακόμη και St 53/3 με διαμήκη ή ελικοειδή ραφή σύμφωνα με τα DIN 2461 και 1626/3. Χαλυβδοσωλήνες ελικοειδούς ραφής κατασκευάζονται σε διαμέτρους 50 έως 2000 mm και μήκη μεταξύ 6 και 16 m.

Τα άκρα των σωλήνων μπορεί να διαμορφωθούν κατά τέσσερες τύπους, με την αντίστοιχη σύνδεση:

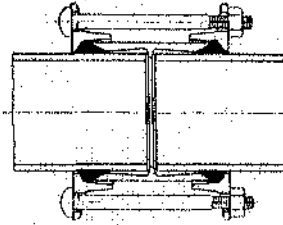
2. Πρόκειται για την εταιρεία ΒΙΠΡΟΣΩΛ η οποία είχε εξειδικευθεί στην κατασκευή και τοποθέτηση προεντεταμένων σωλήνων από σκυρόδεμα, που όμως λόγω και της περιορισμένης αγοράς διέκοψε τη λειτουργία της, τη δεκαετία του 1980

1. Ευθεία άκρα

Σύνδεση με ηλεκτροσυγκόλληση ή ειδικούς συνδέσμους τύπου Johnson, Victaulic, Dresser κ.ά.



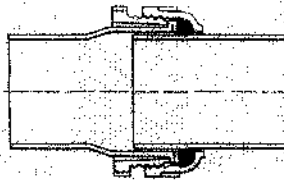
Διαμόρφωση άκρων για ηλεκτροσυγκόλληση



Σύνδεσμος τύπου Johnson

2. Άκρα με σπείρωμα

Σύνδεση με βιδωτή μούφα



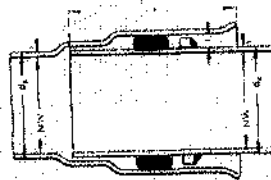
Σύνδεση με βιδωτή μούφα

3. Άκρο με μούφα

Σύνδεση με ηλεκτροσυγκόλληση, ή στεγανούς συνδέσμους τύπου Sigur κ.ά.



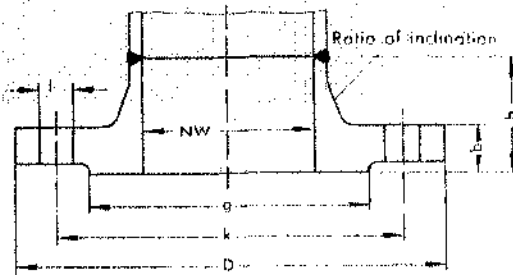
Άκρο με μούφα, σύνδεση με ηλεκτροσυγκόλληση



Σύνδεση τύπου Sigur

## 4. Ακρα με ωτίδες (φλάντζες)

σύνδεση με μόνιμες ή κινητές φλάντζες



## Εγκατάσταση ωτίδας (φλάντζας)

Πηγή: Hannesmann pipe for gas and water (1961)

Τα απαραίτητα ειδικά τεμάχια, Τσι, Καμπύλες, Συστολές κλπ κατασκευάζονται κατά περίπτωση στο Εργοστάσιο με ηλεκτροσυγκόλληση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3.2.β2.ν.1.  
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΗΛΕΚΤΡΟΣΥΓΚΟΛΛΗΜΕΝΩΝ  
ΧΑΛΥΒΔΟΣΩΛΗΝΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 2460  
(ΑΠΟΣΠΑΣΜΑ)

Ονομαστική Διάμετρος DN	Εξωτερική Διάμετρος mm	Πάχος Τοιχώματος mm	Μάζα kg/m	Ονομαστική Πίεση PN bar
100	114,3	3,2	8,8	50
125	139,7	3,6	11,6	50
150	168,3	4	16,3	40
200	219,1	4,5	23,7	32
250	273	5	33	25
300	323,9	5,6	43,8	25
350	355,6	5,6	48,2	25
400	406,4	6,3	62,4	25
500	508	6,3	78,2	20
600	610	6,3	94,1	20
700	711	7,1	124	16
800	813	8	158	16
900	914	10	223	16
1000	1016	10	248	16

Παρατηρήσεις: Ποιότητα χάλυβα St 37.2, Κυκλοφοριακή φόρτιση SLW 60  
Κάλυψη με επίχρωμα 0,30 - 6,00 m για DN < 550 και  
0,30 - 3,50 m για DN > 500  
Επιτρεπτή εσωτερική απόλυτη υποπίεση p = 0,2 bar

Η παρεμπόδιση της ηλεκτρολυτικής διάβρωσης των χαλύβδινων αγωγών επιτυγχάνεται, όπως είναι ευνόητο, με τη μετατροπή του χάλυβα σε κάθοδο. Αυτό μπορεί να γίνει με δύο μεθόδους, των αναλώσιμων ανόδων και του αντίρροπου συνεχούς ρεύματος.

Συνδέοντας κατά τμήματα ανόδους από αναλώσιμα μέταλλα, όπως ο ψευδάργυρος (Zn), το Μαγνήσιο (Mg) ή κράματά τους,<sup>3</sup> επιτυγχάνουμε ώστε ο χαλύβδινος αγωγός να λειτουργεί σαν συνεχής κάθοδος. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε απομονωμένα τμήματα, μακριά από το δίκτυο ηλεκτροδότησης, σε εδάφη, που παρουσιάζουν χαμηλή ηλεκτρική αντίσταση, σε αγωγούς με καλή προστατευτική επάλειψη.

Αντίθετα σε περιπτώσεις, όπου η αντίσταση του εδάφους ξεπερνά τα 2500 Ohm cm, ή ο χάλυβας είναι ιδιαίτερα εκτεθειμένος, ώστε να απαιτείται τάση και ένταση, που δεν είναι πρακτικά εύκολο να εξασφαλισθούν από αναλώσιμες ανόδους, εφαρμόζουμε στον αγωγό μια τάση συνεχούς ρεύματος αντίρροπη προς την ηλεκτρολυτική (- στον αγωγό, + στο έδαφος). Η σχετική εγκατάσταση τροφοδοτείται είτε από το δίκτυο ηλεκτροδότησης με την παρεμβολή ανορθωτού, είτε με συσσωρευτές, που βέβαια πρέπει να παρακολουθούνται και να αντικαθίστανται έγκαιρα. Να σημειωθεί επίσης, ότι η σχετική εγκατάσταση πρέπει να σχεδιάζεται από εξειδικευμένους επιστήμονες, επειδή υπάρχει κίνδυνος να προκληθεί σοβαρή ηλεκτρολυτική διάβρωση σε άλλες γεγονικές, υπόγειες, μεταλλικές εγκαταστάσεις.

Σε κάθε περίπτωση η απαραίτητη τάση κυμαίνεται μεταξύ 0,85 και 0,95 Volts, ανάλογα με το βαθμό διαβρωσιμότητας του εδάφους.

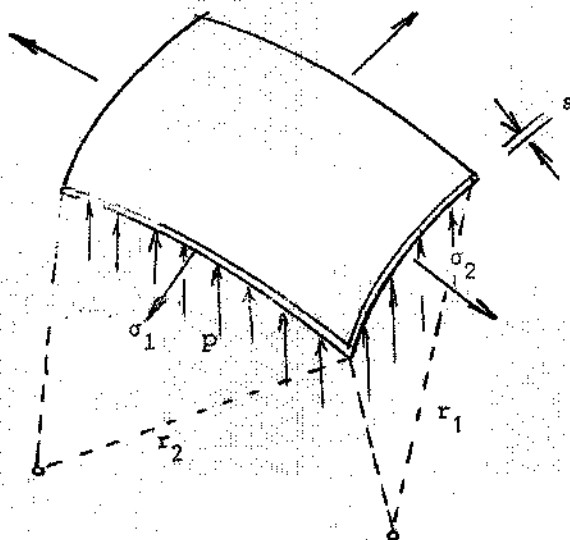
Τέλος ας σημειωθεί, πως η καθοδική προστασία συμπληρώνει και δεν υποκαθιστά ούτε καθιστά περιττή την αντιδιαβρωτική επικάλυψη των αγωγών. Η σχετική βαρύτητα, που πρέπει να αποδίδεται στις δύο τακτικές αντιμετώπισης της διάβρωσης αποτελεί σε κάθε περίπτωση αποτέλεσμα τεχνικοοικονομικής βελτιστοποίησης.

#### vi. Σωλήνες από σκληρό χλωριωμένο πολυβινύλιο (PVC)

Πρόκειται για σωλήνες από συνθετική ύλη, που προέρχεται από τον πολυμερισμό οργανικών ενώσεων με χρήση ακετυλενίου και υδροχλωρικού οξέος.

3. Το ηλεκτρολυτικό δυναμικό του Σιδήρου, του Ψευδαργύρου και του Μαγνησίου απέναντι στο Υδρογόνο είναι αντίστοιχα +0.04, +0.76 και +2.40 Volts. Με τη σύνδεση δύο από τα παραπάνω μετάλλων και τοποθέτησή τους σε ηλεκτρολυτικό διάλυμα, αναπτύσσεται τάση ίση με τη διαφορά των πιο πάνω τιμών. Π.χ. Σύνδεση Σιδήρου με Ψευδάργυρο εξασφαλίζει τάση  $+0.76 - (+0.04) = 0.72$  Volts, και βέβαια η άνοδος αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη τιμή δυναμικού, δηλαδή στον Ψευδάργυρο, που έτσι αποδίδει ιόντα και αναλώνεται.

τοίχωμα πάχους  $s$  και αντίστοιχες ακτίνες καμπυλότητας  $r_1$  και  $r_2$ , όταν στο εσωτερικό του επικρατεί πίεση  $p$ .



Σχ.7.3.2.β2.v.1.

Όταν οι χαλυβδοσωλήνες τοποθετούνται σε διαβρωτικά εδάφη, ή μεταφέρουν νερό με χαμηλό ΡΗ, είναι ευάλωτοι στη διάβρωση και γιαυτό πρέπει να προστατεύονται ανάλογα, εξωτερικά και εσωτερικά.

Για την εξωτερική προστασία χρησιμοποιούνται πηλόμετρα από ίνες γυαλιού και ασφαλτικά και σπανιότερα επίστρωση από Πολυαιθυλένιο. Και όταν ακόμη το μεταφερόμενο νερό είναι ουδέτερο συνιστάται η εγκατάσταση εσωτερικής προστατευτικής στρώσης από φυγοκεντρισμένη τσιμεντοκονία. Αν χρησιμοποιηθεί άλλο υλικό θα πρέπει να εξασφαλισθεί ότι δεν είναι επιβλαβές για την ανθρώπινη υγεία. Να επισημανθεί ότι πολλά ασφαλτικά υλικά, που χρησιμοποιήθηκαν στο παρελθόν σήμερα θεωρούνται υπεύθυνα για την πρόκληση καρκίνου και βέβαια έχει απαγορευθεί η χρήση τους.

Όσο σχολαστική και αν είναι η εφαρμογή της επιφανειακής αντιδιαβρωτικής προστασίας ενός χαλύβδινου αγωγού, οι τοπικές ατέλειες είναι αναπόφευκτες. Ακριβώς από τα απροστάτευτα αυτά σημεία, ο αγωγός, σε επαφή με το υγρό έδαφος, που λειτουργεί σαν ηλεκτρολύτης, αρχίζει να δρα σαν άνοδος σε φαινόμενο ηλεκτρόλυσης, αποβάλλοντας μεταλλικά ιόντα, γεγονός, που οδηγεί σε προϊούσα διάβρωση του χάλυβα. Την κάθοδο στο φαινόμενο της ηλεκτρόλυσης μπορεί να αποτελούν άλλα μέταλλα σε επαφή με το χάλυβα, ή ακόμη και ο ίδιος ο αγωγός σε θέσεις καλά προστατευμένες. Σημαντική επίσης μπορεί να είναι και η επίδραση παρασιτικών ρευμάτων, που διατρέχουν το έδαφος και προέρχονται από ηλεκτρικά τρέινα ή γειώσεις του ηλεκτρικού δικτύου.



Η παρεμπόδιση της ηλεκτρολυτικής διάβρωσης των χαλύβδινων αγωγών επιτυγχάνεται, όπως είναι ευνόητο, με τη μετατροπή του χάλυβα σε κάθοδο. Αυτό μπορεί να γίνει με δύο μεθόδους, των αναλώσιμων ανόδων και του αντίρροπου συνεχούς ρεύματος.

Συνδέοντας κατά τμήματα ανόδους από αναλώσιμα μέταλλα, όπως ο ψευδάργυρος (Zn), το Μαγνήσιο (Mg) ή κράματά τους,<sup>3</sup> επιτυγχάνουμε ώστε ο χαλύβδινος αγωγός να λειτουργεί σαν συνεχής κάθοδος. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε απομονωμένα τμήματα, μακριά από το δίκτυο ηλεκτροδότησης, σε εδάφη, που παρουσιάζουν χαμηλή ηλεκτρική αντίσταση, σε αγωγούς με καλή προστατευτική επάλειψη.

Αντίθετα σε περιπτώσεις, όπου η αντίσταση του εδάφους ξεπερνά τα 2500 Ohm cm, ή ο χάλυβας είναι ιδιαίτερα εκτεθειμένος, ώστε να απαιτείται τάση και ένταση, που δεν είναι πρακτικά εύκολο να εξασφαλισθούν από αναλώσιμες ανόδους, εφαρμόζουμε στον αγωγό μια τάση συνεχούς ρεύματος αντίρροπη προς την ηλεκτρολυτική (- στον αγωγό, + στο έδαφος). Η σχετική εγκατάσταση τροφοδοτείται είτε από το δίκτυο ηλεκτροδότησης με την παρεμβολή ανορθωτού, είτε με συσσωρευτές, που βέβαια πρέπει να παρακολουθούνται και να αντικαθίστανται έγκαιρα. Να σημειωθεί επίσης, ότι η σχετική εγκατάσταση πρέπει να σχεδιάζεται από εξειδικευμένους επιστήμονες, επειδή υπάρχει κίνδυνος να προκληθεί σοβαρή ηλεκτρολυτική διάβρωση σε άλλες γειτονικές, υπόγειες, μεταλλικές εγκαταστάσεις.

Σε κάθε περίπτωση η απαραίτητη τάση κυμαίνεται μεταξύ 0,85 και 0,95 Volts, ανάλογα με το βαθμό διαβρωσιμότητας του εδάφους.

Τέλος αξ σημειωθεί, πως η καθοδική προστασία συμπληρώνει και δεν υποκαθιστά ούτε καθιστά περιττή την αντιδιαβρωτική επικάλυψη των αγωγών. Η σχετική βαρύτητα, που πρέπει να αποδίδεται στις δύο τακτικές αντιμετώπισης της διάβρωσης αποτελεί σε κάθε περίπτωση αποτέλεσμα τεχνικοοικονομικής βελτιστοποίησης.

#### **vii. Σωλήνες από σκληρό χλωριωμένο πολυβινύλιο (PVC)**

Πρόκειται για σωλήνες από συνθετική ύλη, που προέρχεται από τον πολυμερισμό οργανικών ενώσεων με χρήση ακετυλένιου και υδροχλωρικού οξέος.

3. Το ηλεκτρολυτικό δυναμικό του Σιδήρου, του Ψευδαργύρου και του Μαγνησίου απέναντι στο Υδρογόνο είναι αντίστοιχα +0.04, +0.76 και +2.40 Volts. Με τη σύνδεση δύο από τα παραπάνω μετάλλων και τοποθέτησή τους σε ηλεκτρολυτικό διάλυμα, αναπτύσσεται τάση ίση με τη διαφορά των πιο πάνω τιμών. Π.χ. Σύνδεση Σιδήρου με Ψευδάργυρο εξασφαλίζει τάση  $+0.76 - (+0.04) = 0.72$  Volts, και βέβαια η άνοδος αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη τιμή δυναμικού, δηλαδή στον Ψευδάργυρο, που έτσι αποδίδει ιόντα και αναλώνεται.

Το υλικό, που προκύπτει

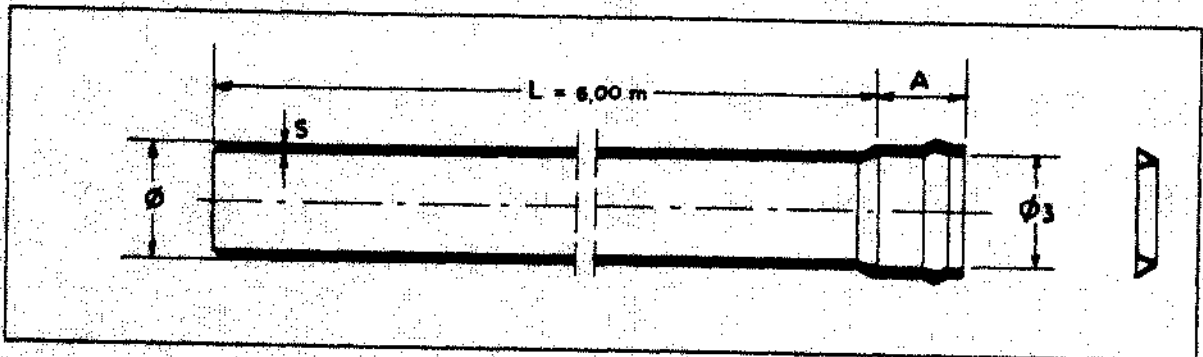
- είναι ελαφρύ, με πυκνότητα  $\rho = 1\,400\text{ kg/m}^3$ ,
- εύκαμπτο, με μέτρο ελαστικότητας  $E = 3\,000\text{ N/mm}^2$ ,
- έχει ικανοποιητική αντοχή, σε θλίψη  $\sigma_d = 80\text{ N/mm}^2$  και σε εφελκυσμό  $\sigma_z = 45\text{ N/mm}^2$ ,
- ανθεκτικό στα οξέα, χωρίς ανάγκη αντιδιαβρωτικής προστασίας,
- υδραυλικά λείο.

Έχει διαπιστωθεί, ότι με την πάροδο του χρόνου, η αντοχή του υλικού μειώνεται. Ο υπολογισμός όμως του πάχους  $s$  σωλήνα από PVC, που έχει εξωτερική διάμετρο  $D$  και υποβάλλεται σε εσωτερική πίεση  $p$  από τη σχέση

$$s = \frac{D p}{2 \sigma_{\text{επ}} + p} \quad (7.67)$$

όπου  $\sigma_{\text{επ}}$  η μέγιστη επιτρεπτή τάση εφελκυσμού στην εξωτερική γεννέτειρα της διατομής, ίση με  $10\text{ N/mm}^2$ , εξασφαλίζει σύμφωνα με τα DIN 8061 και 8062 ότι ο αγωγός ακόμη και μετά από 50 χρόνια λειτουργίας (σε θερμοκρασία  $20\text{ }^\circ\text{C}$ ) συνεχίζει να παρουσιάζει την ίδια ασφάλεια σε δοκιμή διάρρηξης.

Στην Ελλάδα, σύμφωνα πάντα με τα DIN 8061 και 8062, οι σωλήνες πίεσης από PVC παράγονται σε τρεις σειρές ονομαστικής πίεσης, 6, 10 και 16 bar και σύμφωνα με την διεθνή τυποποίηση ISO 161, ISO 3 και τα Ελληνικά πρότυπα ΕΛΟΤ 181 παράγεται και η σειρά των 12,5 bar. 1 Οι διαστάσεις και το βάρος των σωλήνων για τις τέσσερες πιο πάνω κατηγορίες δίδονται στους πίνακες 7.3.2.β2.νι.1, έως 4.



## Σωλήνες πίεσως Σειράς 3 (6 ATM)

(Διαστάσεις σε χιλιοστά - Βάρος για μέτρο πάχους των σωλήνων)

ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Φ	ΠΑΧΟΣ S		ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Φ <sub>3</sub>	ΒΑΘΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Α	ΒΑΡΟΣ kg/m
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ	ΜΕΓΙΣΤΟ			
50	1.8	2.2	50.4	51.0	0.422
63	1.9	2.3	63.4	98.9	0.562
75	2.2	2.7	75.5	100.0	0.782
90	2.7	3.2	90.6	107.0	1.130
110	3.2	3.8	110.8	109.0	1.640
125	3.7	4.3	125.9	115.5	2.130
140	4.1	4.8	141.0	117.0	2.650
160	4.7	5.4	161.0	131.0	3.440
180	5.3	6.1	181.0	155.0	4.370
200	5.9	6.7	201.0	155.0	5.370
225	6.6	7.5	226.5	190.5	6.760
250	7.3	8.3	251.5	190.5	8.310
280	8.2	9.3	281.5	190.5	10.400
315	9.2	10.4	316.5	190.5	13.200
355	10.4	11.7	356.5	207.5	16.700
400	11.7	13.1	402	207.5	21.100

## Σωλήνες πίεσως Σειράς 4 (10 ATM)

(Διαστάσεις σε χιλιοστά - Βάρος για μέτρο πάχους των σωλήνων)

ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Φ	ΠΑΧΟΣ S		ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Φ <sub>3</sub>	ΒΑΘΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Α	ΒΑΡΟΣ kg/m
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ	ΜΕΓΙΣΤΟ			
50	2.4	2.9	50.4	51.0	0.552
63	3.0	3.5	63.4	98.8	0.854
75	3.6	4.2	75.5	100.0	1.220
90	4.3	5.0	90.6	107.0	1.750
110	5.3	6.1	110.8	109.0	2.610
125	6.0	6.8	125.9	115.5	3.340
140	6.7	7.6	141.0	117.0	4.180
160	7.7	8.7	161.0	131.0	5.470
180	8.6	9.7	181.0	155.0	6.880
200	9.6	10.8	201.0	155.0	8.510
225	10.8	12.1	226.5	190.5	10.800
250	11.9	13.3	251.5	190.5	13.200
280	13.4	15	281.5	190.5	16.600
315	15	16.7	316.5	190.5	20.900
355	16.9	18.8	356.5	207.5	26.500
400	19.1	21.3	402.0	207.5	33.700

**Σωλήνες πίεσως 12,5 ΑΤΜ\***

(Διαστάσεις σε χιλιοστά - Βάρος για μέσο πάχος των σωλήνων)

ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Φ	ΠΑΧΟΣ S		ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Φ <sub>3</sub>	ΒΑΘΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Α	ΒΑΡΟΣ Kg/m
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ	ΜΕΓΙΣΤΟ			
50	—	—	—	—	—
63	—	—	—	—	—
75	—	—	—	—	—
90	5,3	6,1	90,6	107,0	2,11
110	6,5	7,4	110,8	109,0	3,15
125	7,4	8,4	125,9	115,5	4,07
140	8,2	9,3	141,0	117,0	5,05
160	9,4	10,6	161,0	131,0	6,60
180	—	—	—	—	—
200	11,8	13,2	201,0	155,0	10,30
225	13,2	14,8	226,5	190,5	13,00
250	14,7	16,4	251,5	190,5	16,03
280	16,4	18,3	281,5	190,5	20,03
315	18,5	20,6	316,5	190,5	25,39
355	—	—	—	—	—
400	23,5	26,1	402	207,5	40,90

\* Η σειρά 12,5 ΑΤΜ δεν περιλαμβάνεται στις τυποποιημένες σειρές των DIN 8062. Η εκλογή της έγινε βάση του ISO 161, ISO 3 και ΕΛΟΤ 181. Κατά τα λοιπά ισχύουν οι προδιαγραφές DIN 8061, 8062.

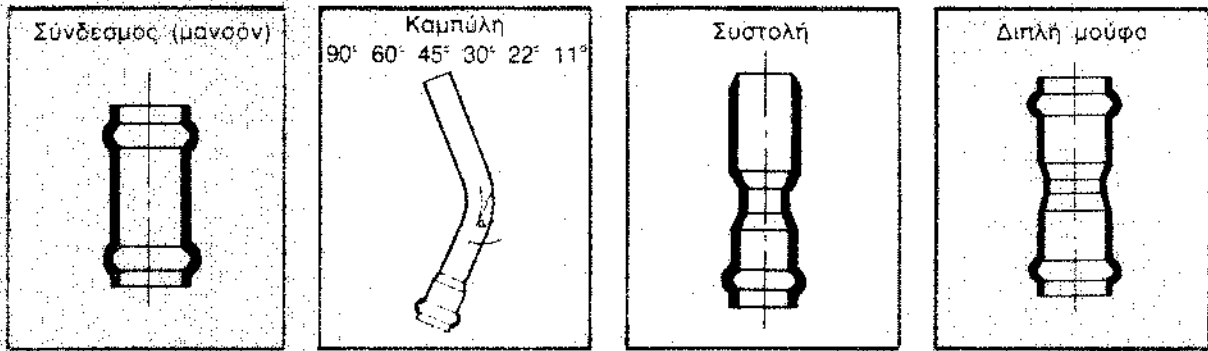
**Σωλήνες πίεσως Σειράς 5 (16 ΑΤΜ)**

(Διαστάσεις σε χιλιοστά - Βάρος για μέσο πάχος των σωλήνων)

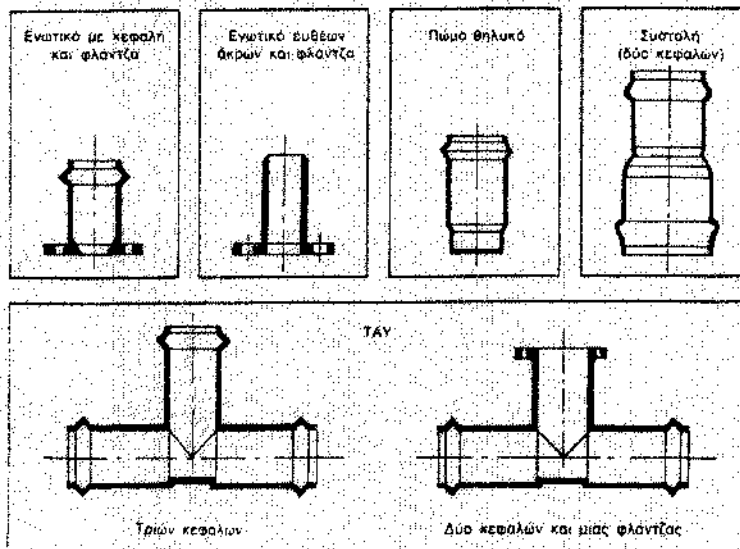
ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ Φ	ΠΑΧΟΣ S		ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Φ <sub>3</sub>	ΒΑΘΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ Α	ΒΑΡΟΣ kg/m
	ΕΛΑΧΙΣΤΟ	ΜΕΓΙΣΤΟ			
50	3,7	4,3	50,4	51,0	0,809
63	4,7	5,4	63,4	98,8	1,290
75	5,6	6,4	75,5	100,0	1,820
90	6,7	7,6	90,6	107,0	2,610
110	8,2	9,3	110,8	109,0	3,900
125	9,3	10,5	125,9	115,5	5,010
140	10,4	11,7	141,0	117,0	6,270
160	11,9	13,3	161,0	131,0	8,170
180	13,4	15,0	181	155,0	10,400
200	14,9	16,6	201,0	155,0	12,800
225	16,7	18,6	226,5	190,5	16,100
250	18,6	20,7	251,5	190,5	19,900
280	20,8	23,1	281,5	190,5	24,900
315	23,4	26	316,5	190,5	31,500
355	26,3	29,2	356,5	207,5	39,900
400	29,7	32,9	402	207,5	50,800

Η σύνδεση των σωλήνων μεταξύ τους πραγματοποιείται με σύστημα μούφας και ελαστικού δακτύλιου στεγάνωσης, ή ακόμη και με απλή μούφα και συγκόλληση με ειδική κόλλα.

Ειδικά τεμάχια σύνδεσης παράγονται από το ίδιο το υλικό, καθώς και από χυτοσίδηρο.



Σχ.7.3.2.β2.ν1. Ειδικά τεμάχια από PVC για σύνδεση με ελαστικό δακτύλιο.



Σχ.7.3.2.β2.ν1.2. Χυτοσίδηρά ειδικά τεμάχια για σωλήνες από PVC.

Επισημαίνεται, ότι το υλικό παρουσιάζει ευπάθεια στην ηλιακή ακτινοβολία και γιαυτό συνιστάται η αποθήκευσή του σε καλυμμένο χώρο.

Τέλος θα πρέπει να αποφεύγονται οι κρούσεις και η επαφή με αιχμηρές γωνίες, που προκαλούν συγκέντρωση τάσεων, ιδιαίτερα σε χαμηλές θερμοκρασίες, επειδή όλα τα παραπάνω προκαλούν φαινόμενα ψαθυροποίησης και μειώνουν την αντοχή του υλικού.

### γ. Το σκάμμα τοποθέτησης του αγωγού

Ανάλογα με τη γεωλογική σύσταση του εδάφους, την παρουσία υψηλού υπόγειου οριζοντα, το υλικό και τη διάμετρο του σωλήνα, τη συσχέτιση του αγωγού με άλλα δίκτυα, ή κτίσματα, σε αστικό ή μη περιβάλλον, καθορίζονται τα χαρακτηριστικά του σκάμματος δηλαδή:

- i. το εύρος κατάληψης των εργασιών,
- ii. το βάθος εκσκαφής,
- iii. το πλάτος εκσκαφής και η κλίση των πρανών,
- iv. ο έλεγχος των υπόγειων νερών,
- v. τα μέτρα αντιστήριξης
- vi. οι προδιαγραφές επανεπίχωσης.
- vii. Το εύρος κατάληψης των εργασιών.

### ι. το εύρος κατάληψης των εργασιών

Σε εξωαστικό περιβάλλον, το εύρος κατάληψης των εργασιών μπορεί να περιλαμβάνει αντίστοιχο χώρο για

- τη χωριστή απόθεση του φυτικού επιφανειακού στρώματος και των υπολοίπων προϊόντων εκσκαφής,
- το πλάτος, στη στάθμη του εδάφους, του καθεαυτό σκάμματος,
- χωριστή ζώνη για την εγκατάσταση κοινών ή σημειακών φρεάτων (well points) άντλησης και ελέγχου της στάθμης του υπόγειου οριζοντα,
- εργοταξιακό δρόμο εξυπηρέτησης του έργου,
- ζώνη απόθεσης των σωλήνων και άλλων υλικών.

Ανάλογα με τη διάμετρο και το βάθος τοποθέτησης του αγωγού, οι πιο πάνω απαιτήσεις χώρου

μπορεί να οδηγούν σε εύρος κατάληψης μεταξύ 12 και 20 μέτρων.

## ii. Το βάθος εκσκαφής

Για τις συνήθεις ελληνικές κλιματολογικές συνθήκες, η ελάχιστη επικάλυψη του αγωγού με 1,00 μέτρο εδάφους είναι υπεραρκετή για την εξασφάλιση αντιπαγετικής προστασίας.

Το μέγιστο βάθος εκσκαφής προσδιορίζεται από τα χαρακτηριστικά του μηχανικού εξοπλισμού, που χρησιμοποιείται και συνήθως δεν ξεπερνάει τα 3,00 μέτρα.

Συνολικά, το βάθος εκσκαφής διαμορφώνεται από το άθροισμα

- του ύψους επίχωσης, πάνω από την ανώτατη γεννέτειρα του αγωγού
- της εξωτερικής διαμέτρου του αγωγού,
- του πάχους 0,10 - 0,15 m στρώσης άμμου για την έδραση του αγωγού,
- ενδεχόμενα της στρώσης εξυγίανσης από αμμοχάλικο, πάχους ανάλογα με την περίπτωση 0,30 - 0,50 m σε χαλαρά εδάφη.

## iii. Το πλάτος εκσκαφής και η κλίση των πρανών

Το πλάτος του σκάμματος στη βάση του, επιλέγεται με βάση την εξωτερική διάμετρο  $D$  του αγωγού και τη γωνία  $\varphi$  του πρανούς, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής χώρος εργασίας. Οι Mutschmann - Stimmelmayer (1983) συνιστούν για :

$\varphi$ τυχούσα	$D < 0,40\text{m}$	πλάτος σκάμματος $D + 0,40\text{m}$
$\varphi < 60^\circ$	$D > 0,40\text{m}$	πλάτος σκάμματος $D + 0,40\text{m}$
$\varphi > 60^\circ$	$D > 0,40$	πλάτος σκάμματος $D + 0,70\text{m}$

και πάντως ανεξάρτητα από την τιμή της διαμέτρου του αγωγού, το ελάχιστο πλάτος ορίζεται σε 0,60 για βάθος σκάμματος μέχρι 1,75 και 0,80 για βάθος σκάμματος μεγαλύτερο από 1,75.

Η κλίση των πρανών του σκάμματος τοποθέτησης αγωγού, υπαγορεύεται αποκλειστικά από την απαίτηση απόλυτης ασφάλειας των εργαζομένων. Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους, η εφαπτομένη της γωνίας του πρανούς (ύψος προς πλάτος) παίρνει τιμές όπως:

1/2, 2/3 έως 1/1	σε χαλαρά εδάφη	( $\varphi$ μεταξύ $25^\circ$ και $45^\circ$ ),
1,75/1	σε συνεκτικά εδάφη	( $\varphi \sim 60^\circ$ ),
6,00/1	σε ημίβραχο	( $\varphi \sim 80^\circ$ )
oo	σε συμπαγή βράχο	( $\varphi = 90^\circ$ ).

#### iv. Ο έλεγχος των υπόγειων νερών

Όλες οι εργασίες οι σχετικές με την τοποθέτηση αγωγών σε σκάμμα, προϋποθέτουν συνθήκες "έν ξηρώ". Ετσι στις περιπτώσεις, όπου συναντώνται υπόγεια νερά, αυτά πρέπει να απομακρύνονται κατά τρόπο ελεγχόμενο με την κατάλληλη μέθοδο άντλησης, μέχρι την πλήρη περάτωση των εργασιών. Σε χαλαρά εδάφη, με τον υποβιβασμό της στάθμης του υπόγειου οριζοντα, ο κίνδυνος κατάρρευσης των πρανών είναι ιδιαίτερα σοβαρός. Στις περιπτώσεις αυτές ενδείκνυται η χρήση συστήματος σημειακών φρεάτων (well points).

Οπωσδήποτε, η παρουσία υπόγειου νερού αποτελεί τον σημαντικότερο παράγοντα δυσχεράνσης των εργασιών σε όλες τις περιπτώσεις εκτέλεσης χωματοουργικών έργων και σημαντικής αύξησης του κόστους του έργου λόγω της συνεχούς άντλησης. Να επισημανθεί ότι σε περίπτωση τυχάιας, πρόωρης διακοπής των αντλήσεων, η ανύψωση της στάθμης θέτει υπό άνωση τυχόν συνδεδεμένα τμήματα του αγωγού με προφανή κίνδυνο ζημιών.

#### v. Τα μέτρα αντιστήριξης

Όπου τα εδάφη είναι χαλαρά και παρ'όλα αυτά επιβάλλονται εξωτερικοί περιορισμοί στο πλάτος του σκάμματος, είναι αναγκαία η εφαρμογή συστήματος αντιστήριξης. Γενικά η κατασκευή αντιστήριξης ανεβάζει σημαντικά το κόστος των εργασιών, αφ'εξαιτίας λόγω του συγκεκριμένου κόστους συναρμολόγησης και αποσυναρμολόγησης της, καθώς και εξ αιτίας της γενικότερης παρεμπόδισης και καθυστέρησης, που προκαλεί στην εκτέλεση όλων των υπολοίπων εργασιών μέσα στο σκάμμα. Πάντως και εδώ ανεξάρτητα από οποιεσδήποτε κοστολογικές συγκρίσεις, τα μέτρα αντιστήριξης οφείλουν πρώτα απ'όλα να εξασφαλίζουν συνθήκες απόλυτης ασφάλειας των εργαζομένων στο σκάμμα.

#### vi. Οι προδιαγραφές επανεπίχωσης

Μετά την ολοκλήρωση των εργασιών τοποθέτησης του αγωγού ακολουθεί η επανεπίχωση του σκάμματος.

Γενικότερα, η επανεπίχωση πρέπει να περιβάλλει τον αγωγό χωρίς να προκαλεί τοπικές κακώσεις ή συγκεντρώσεις τάσεων, να του εξασφαλίζει προστασία από εξωτερικές κλιματικές και μηχανικές επιδράσεις, στην περίπτωση δε που ο αγωγός περνάει κάτω από δρόμους να αναλαμβάνει τα διερχόμενα κινητά φορτία χωρίς να παρουσιάζονται καθιζήσεις. Η εμφάνιση καθιζήσεων είναι διπλά επικίνδυνη, τόσο για την ασφάλεια της κυκλοφορίας, όσο και για την αντοχή του ίδιου του αγωγού.

Ετσι, σε ύψος μέχρι και 0,30m πάνω από την ανώτατη γεννέτειρα του αγωγού τα υλικά επανεπίχωσης πρέπει να αποτίθενται προσεκτικά, από χαμηλά και βέβαια να είναι απαλλαγμένα από πέτρες. Στην περίπτωση που τα προϊόντα εκσκαφής δεν αντιστοιχούν στις πιο πάνω απαιτήσεις τότε μέχρι το ύψος αυτό, η επανεπίχωση πρέπει να γίνεται με δάνεια κοκκώδη υλικά.

Η αντιμετώπιση του κινδύνου των καθιζήσεων επιτυγχάνεται με την προσεκτική



διάστρωση και μηχανική συμπίκνωση των υλικών επανεπίχωσης πάνω από τον αγωγό. Τα καταλληλότερα μηχανήματα είναι δονητικοί συμπυκνωτές εδάφους με διαστάσεις που επιτρέπουν την κίνησή τους μέσα στο σκάμμα. Ο αριθμός των "περασμάτων" και το πάχος των διαδοχικών στρώσεων εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους και του μηχανήματος. Πάντως σε κάθε περίπτωση το πάχος των στρώσεων αυτών δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 0,50m. Όταν ο αγωγός περνάει κάτω από οδικό άξονα και το υλικό εκσκαφής είναι συνεκτικό (αργιλώδες ή ιλιώδες), τότε είναι σκόπιμο για την επανεπίχωση να χρησιμοποιηθούν κοκκώδη δάνεια υλικά (αμμοχάλικο ή άμμος), δεδομένου ότι η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων σε συνεκτικά υλικά, ακόμη και μετά από συμπίκνωση είναι πιθανή έως αναπόφευκτη.

#### δ. Συσκευές ασφαλείας

Στις συσκευές ασφαλείας ενός κλειστού υδραγωγείου περιλαμβάνονται

- i. Οι δικλείδες,
- ii. Οι βαλβίδες αντιπιστροφής,
- iii. Οι βαλβίδες ελέγχου,
- iv. Οι αερεξαγωγοί,
- v. Οι εκκενωτές.

#### i. Οι δικλείδες

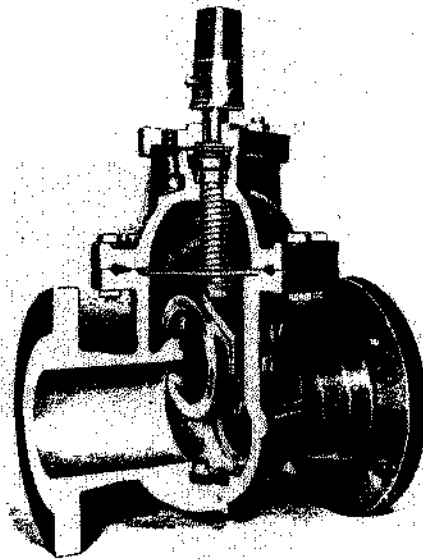
Είναι συσκευές περιορισμού ή διακοπής της ροής και τοποθετούνται σε θέσεις που, σε περίπτωση βλάβης, εξασφαλίζουν την απομόνωση διακλαδώσεων ή τμημάτων του υδραγωγείου.

Οι τρεις κυριότεροι τύποι δικλείδων είναι οι συρταρωτές, οι κυλινδρικές και οι τύπου πεταλούδας.

#### Οι συρταρωτές δικλείδες

Στις συρταρωτές, η ροή διακόπεται από παρεμβαλλόμενο συρταρωτό έμβολο. Είναι ο τύπος, που χρησιμοποιείται συνηθέστερα λόγω της απλότητάς του. Παράλληλα επιβαρύνεται από σημαντικά μειωνεκτήματα.

Έτσι αν η ανάντι πίεση υπερβαίνει μια τιμή, η απλή χειροκίνητη λειτουργία της δικλείδας είναι αδύνατη. Για παράδειγμα σε δικλείδα  $\Phi 300$ , το ανώτατο όριο ανάντι πίεσης, για χειροκίνητη λειτουργία είναι μόλις 20 μέτρα στήλης νερού. Με την εγκατάσταση μειωτήρα παραμένει το πρόβλημα του σημαντικού έργου και του χρόνου, που απαιτείται για κάθε χειρισμό. Βέβαια η επιμήκυνση του χρόνου κλεισίματος είναι υδραυλικά ευνοϊκή αφού απομακρύνει τον κίνδυνο πλήγματος.



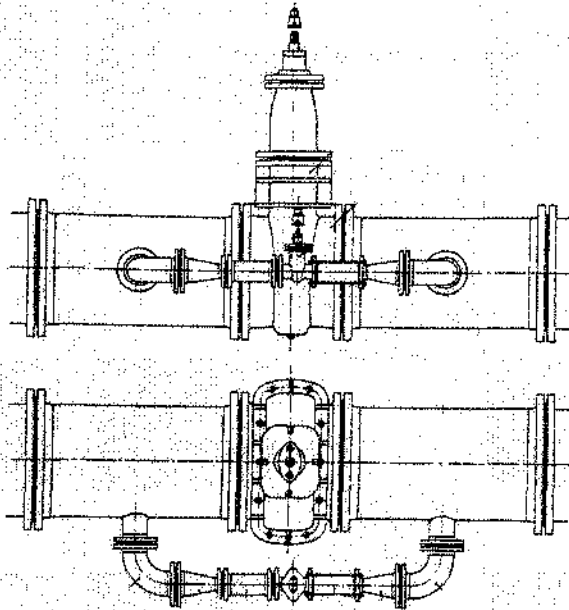
Σχ. 7.3.2.5.1.1. Συρταρωτή δικλείδα.

Οι συρταρωτές δικλείδες δεν προσφέρονται για ενδιάμεση ρύθμιση της παροχής, επειδή ουσιαστική μεταβολή της παροχής επιτυγχάνεται μόνο στο τελευταίο 10 % της διαδρομής του εμβόλου, οπότε όμως λόγω των υψηλών ταχυτήτων εμφανίζονται κραδασμοί και φαινόμενα σπηλαιώσης.

Συρταρωτές δικλείδες, που έμειναν κλειστές για μεγάλο διάστημα παρουσιάζουν συχνά μεγάλη δυσκολία να ξανανοιξουν και απαιτούν γιαυτό την εφαρμογή δύναμης πολύ μεγαλύτερης από αυτήν, που κανονικά προδιαγράφεται από τον κατασκευαστή.

Αλλά και στην περίπτωση, που οι συρταρωτές δικλείδες παραμείνουν για μεγάλη διάρκεια ανοικτές, αντίστοιχα υπάρχει κίνδυνος να μην μπορούν να κλείσουν στεγανά, λόγω των φερτών, που τυχόν επικάθονται στο κάτω μέρος της εγκοπής όπου κινείται το έμβολο. Η κατάργηση της εγκοπής στο κάτω μέρος της δικλείδας, από ορισμένους κατασκευαστές αποτελεί σημαντική βελτίωση, αλλά και τότε ακόμη συνιστάται το συχνό άνοιγμα και κλείσιμο των δικλείδων σε τακτά διαστήματα.

Τέλος οι συρταρωτές δικλείδες παρουσιάζουν υψηλό σχετικά κόστος και στις μεγάλες διαμέτρους είναι ιδιαίτερα βαριές και αγκώδεις. Για παράδειγμα μια δικλείδα  $\Phi 1000$  ζυγίζει περίπου 5 τόνους.



Σχ. 7.3.2.5.i.1. Συρταρωτή δικλείδα με by pass.

Με στόχο τον περιορισμό των πιο πάνω μειονεκτημάτων, οι Twort-Hoather-Law (1974) προτείνουν για τις μεγάλες διαμέτρους την επιλογή δικλείδας με ονομαστική διάμετρο ίση με  $5/8$  έως  $3/4$  εκείνης του αγωγού, χωρίς σημαντικές πρόσθετες απώλειες. Εξ άλλου η παρεμβολή by pass περιορίζει τη δυσχέρεια στους χειρισμούς.

### Οι κυλινδρικές δικλείδες

Οι κυλινδρικές, φέρουν περιστρεφόμενο κύλινδρο, όπου έχει κοπεί κυκλική διατομή αντίστοιχη με τη διατομή του αγωγού. Όταν ο άξονας του αγωγού περνάει από το κέντρο της κυκλικής σπής του κυλίνδρου, η δικλείδα είναι εντελώς ανοικτή. Στρέφοντας τον κύλινδρο κατά  $90^\circ$  η ροή διακόπτεται.

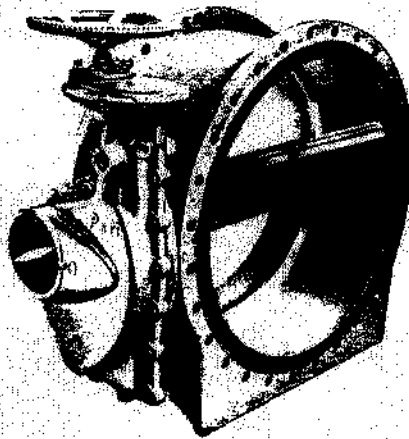
Σε σύγκριση με τις συρταρωτές παρουσιάζουν υψηλό κόστος, σχεδόν το διπλάσιο για την ίδια διάμετρο, αλλά από την άλλη πλευρά υπερτερούν λειτουργικά αφού επιτρέπουν

- εύκολο χειρισμό
- στεγανό κλείσιμο
- ρύθμιση της παροχής.

### Δικλείδες τύπου πεταλούδας

Στις δικλείδες τύπου πεταλούδας, η ροή στραγγαλίζεται από κυκλικό δίσκο, που περιστρέφεται γύρω από άξονα κάθετο στον άξονα του αγωγού. Ο απλός αυτός σχεδιασμός τους εξασφαλίζει:

- εξισορρόπηση των πιέσεων και ευχέρεια χειρισμών. Μια δικλείδα τύπου πεταλούδας μπορεί εύκολα να ανοίξει ακόμη και όταν έχει παραμείνει κλειστή για μακρά χρονική περίοδο.
- δυνατότητα ρύθμισης σε ενδιάμεσες παραχές.
- στεγανότητα.
- περιορισμένο όγκο και βάρος. Χαρακτηριστικά, μια δικλείδα τύπου πεταλούδας  $\Phi 1000$  ζυγίζει περίπου 1200kg αντί των 5 τόννων, που όπως αναφέραμε ζυγίζει η αντίστοιχη συρταρωτή.
- συγκριτικά, χαμηλότερο κόστος.

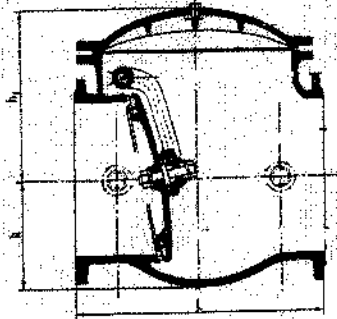


Σχ. 7.3.2.5.1.3. Δικλείδα τύπου πεταλούδας.

Πριν να αποφασισθεί η εγκατάσταση δικλείδων τύπου πεταλούδας σε εξωτερικό δίκτυο, πρέπει να εξασφαλισθεί ότι το ανεπεξέργαστο νερό δεν συμπαρασύρει στη ροή του αντικείμενα, που θα κινδύνευαν να "σκαλώσουν" στο δίσκο της δικλείδας, εμποδίζοντας στη συνέχεια τους χειρισμούς. Είναι επίσης ευνόητο, ότι από τη στιγμή, που σε ένα υδραγωγείο εγκατασταθούν δικλείδες αυτού του τύπου, είναι αδύνατη η χρήση αποξεστικών συστημάτων καθαρισμού.

## ii. Οι βαλβίδες αντεπιστροφής

Εγκαθίστανται κύρια σε καταθλιπτικούς αγωγούς και εξασφαλίζουν ότι η ροή πραγματοποιείται μόνο κατά μια, προδιαγεγραμμένη κατεύθυνση. Αυτό επιτυγχάνεται με την παρεμβολή στη ροή ενός κινητού δίσκου, που παρασύρεται και παραμένει ανοικτός όταν η ροή έχει την επιθυμητή κατεύθυνση, ενώ στην αντίθετη περίπτωση αναγκάζεται να κλείσει.



Σχ. 7.3.2.δ.ii.1. Βαλβίδα αντεπιστροφής.

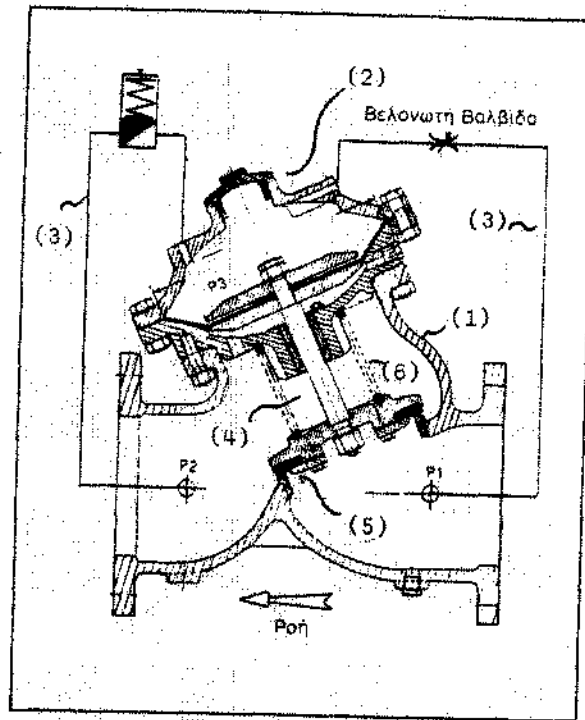
Πριν από την εγκατάσταση μιας βαλβίδας αντεπιστροφής, πρέπει να εκτιμάται το ύψος των τοπικών απωλειών, που προκαλεί και να προστίθεται στις άλλες τοπικές και γραμμικές απώλειες του αγωγού.

## iii. Οι βαλβίδες ελέγχου

Είναι όργανα, που ρυθμίζουν αυτόματα, υδραυλικά χαρακτηριστικά ενός υδραγωγείου. Οι κυριότερες λειτουργίες, που μπορεί να επιτευχθούν είναι:

- μείωση της πίεσης (πιεζοθραυση)
- διατήρηση της πίεσης
- αντιπληγματική αποπίεση
- έλεγχος στάθμης νερού
- έλεγχος κατεύθυνσης ροής (αντεπιστροφή)
- έλεγχος παροχής

1. Σώμα της βαλβίδας
2. Ενεργοποιητής
3. Πιλότοι
4. Έμβολο
5. Δίσκος διακοπής της ροής
6. Ελατήριο



Σχ. 7.3.2.5.III.1.

Αποτελούνται από το κυρίως σώμα, τον ενεργοποιητή και τους πιλότους. Οι τελευταίοι είναι όργανα διαπίστωσης της πίεσης ανάντι και κατόντι και ανάλογα με τη λειτουργία της βαλβίδας προκαλούν την αντίδραση του ενεργοποιητή, που με τη σειρά του κινεί το έμβολο, μεταβάλλοντας τη διατομή και τις συνθήκες ροής στη δικλειδα.

#### iv. Οι αερεξαγωγοί

Είναι συσκευές, που καλούνται να λειτουργήσουν σε τρεις περιπτώσεις:

- όταν γίνεται η πρώτη πλήρωση του υδραγωγείου, οπότε σημαντικές ποσότητες αέρα εκδιώκονται από το νερό, που καταλαμβάνει τη θέση τους, κινούνται προς τα ψηλότερα σημεία και πρέπει να απαχθούν από τον αγωγό χωρίς κραδασμούς ή πλήγματα.

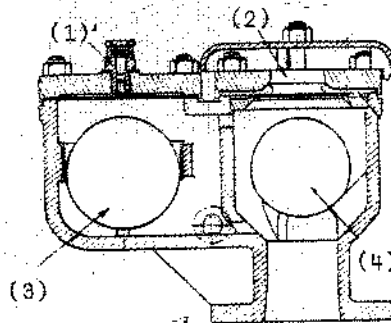
- κατά τη διάρκεια κανονικής λειτουργίας του υδραγωγείου μικρές ποσότητες αέρα διαλυμένου στο νερό, απελευθερώνονται σε τμήματα χαμηλής πίεσης και κινούνται προς τα ενδιαμέσως ψηλά σημεία του υδραγωγείου σχηματίζοντας εκεί θήλακες. Ο αέρας αυτός πρέπει να απάγεται συνεχώς χωρίς να υπάρξει κίνδυνος μείωσης της διατομής στα ψηλά σημεία, αύξησης της ταχύτητας, παράσυρσης του αέρα και έτσι

ανάπτυξης φαινομένων πλήγματος.

σε περιπτώσεις, που για κάποια αιτία προκληθεί πλήγμα, τότε στη φάση της αποσυμπίεσης, είναι ανάγκη να αποκατασταθούν στον αγωγό συνθήκες ατμοσφαιρικής πίεσης, με άμεση εισαγωγή αέρα. Σε αντίθετη περίπτωση ο αγωγός, φορτιζόμενος μόνο εξωτερικά, κινδυνεύει να καταρεύσει μέσα από ένα φαινόμενο ελαστικής αστάθειας.

Σύμφωνα με τις πιο πάνω απαιτήσεις οι αερεξαγωγοί σχεδιάζονται σαν συσκευές διπλής ενέργειας, δηλαδή εισαγωγής και εξαγωγής αέρα σε διαφοροποιημένες συνθήκες πίεσης, δηλαδή υψηλής κατά την κανονική λειτουργία με χαμηλή παροχτευτικότητα αέρα και χαμηλής πίεσης κατά την πλήρωση του αγωγού με ηυξημένη ικανότητα απαγωγής του εκδιωκόμενου αέρα. Τα αντίστοιχα ακροφύσια ανοίγουν ή κλείνουν με την παρεμβολή σφαιρών, που σε συνθήκες άνωσης σε νερό φράζουν στεγανά τις εξόδους και τις ελευθερώνουν με την παρουσία αέρα.

1. Ακροφύσιο υψηλής πίεσης
2. Ακροφύσιο χαμηλής πίεσης
3. Σφαίρα υψηλής πίεσης
4. Σφαίρα χαμηλής πίεσης



Σχ. 7.3. 2.δ.ιv.1. Αερεξαγωγός διπλής ενέργειας.

Επειδή, όπως ήδη εξηγήθηκε είναι αναμενόμενο ότι θα υπάρξει και εισαγωγή αέρα στον αγωγό, οι αερεξαγωγοί σε υδραγωγεία μεταφοράς πόσιμου νερού, θα πρέπει να εγκαθίστανται σε καθαρά φρεάτια χωρίς λιμνάζοντα ακάθαρτα νερά, πάνω από τη στάθμη τυχόν υπάρχοντα φρεάτιου οριζοντα.

#### **v. Οι εκκενωτές**

Είναι απλά πλευρικές διακλαδώσεις, εγκατεστημένες σε χαμηλά σημεία του υδραγωγείου, εξοπλισμένες με μια δικλείδα και μια βαλβίδα αντεπιστροφής, που επιτρέπουν ελεύθερη εκροή προς ένα φυσικό αποδέκτη. Με την περιοδική λειτουργία τους, εξασφαλίζεται η εκκλιση των δύο κλάδων του υδραγωγείου, που κατεβαίνουν από τα ανάντι και τα κατόντι, προς τον εκκενωτή και η απομάκρυνση των φερτών, που τείνουν να συσσωρευθούν εκεί.

#### **ε. Ειδικά τεχνικά έργα**

Τα ειδικά τεχνικά έργα, που συνηθέστερα απαιτούνται σε κλειστά εξωτερικά υδραγωγεία, είναι διάφοροι τύποι φρεατίων και σώματα αγκύρωσης.

##### **i. Φρεάτια συσκευών ασφαλείας**

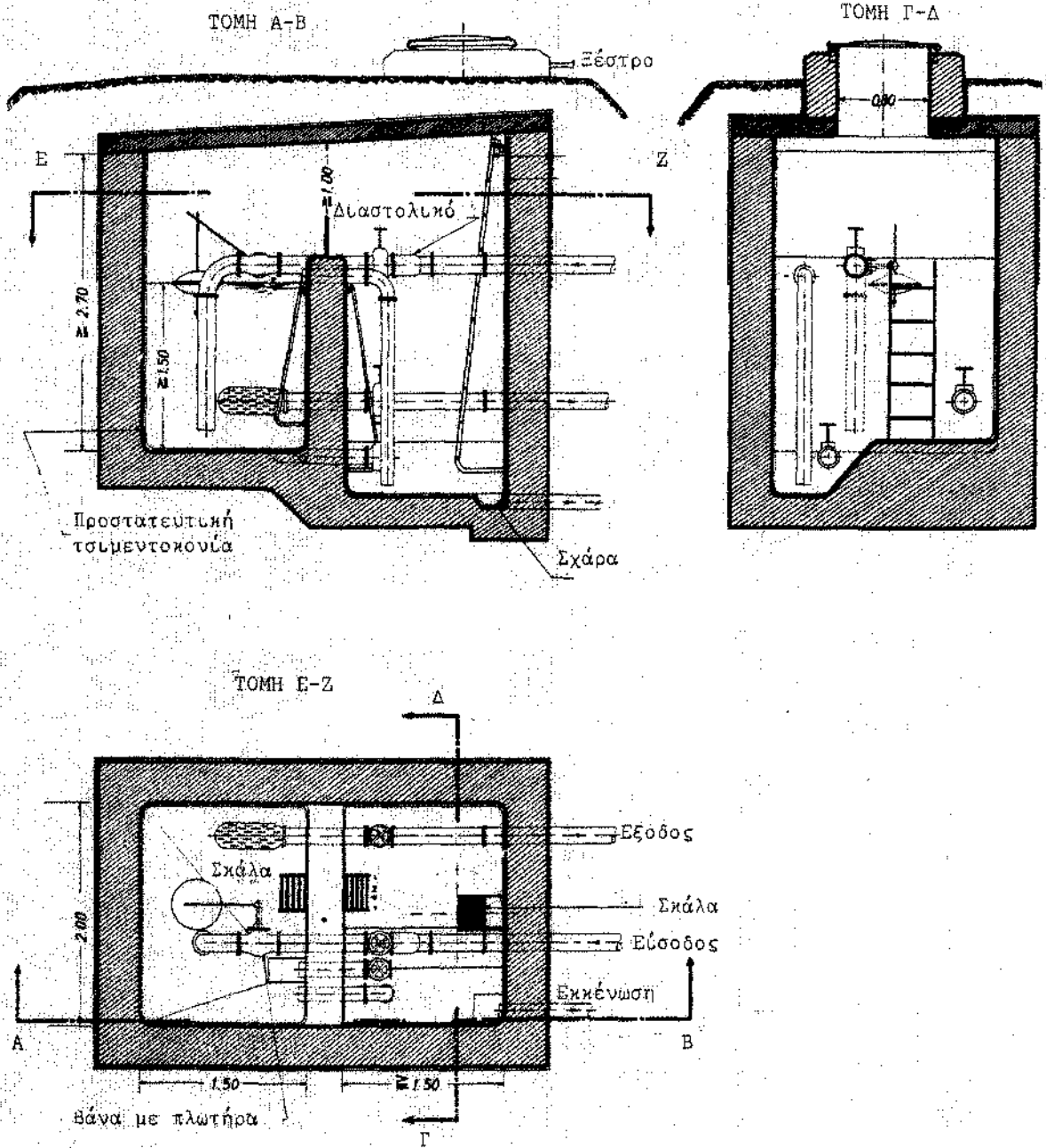
Φρεάτια κατασκευάζονται γύρω από τις συσκευές ασφαλείας, ώστε να εξασφαλίζεται η επισκεψιμότητα, η δυνατότητα χειρισμών και η συντήρηση των συσκευών. Στις περισσότερες περιπτώσεις τα φρεάτια αυτά διαμορφώνονται από προκατασκευασμένους δακτυλίους σκυροδέματος, που εδράζονται σε επί τόπου εκχυνόμενη βάση από σκυρόδεμα. Με την αύξηση της διαμέτρου ή του μεγέθους της αντίστοιχης συσκευής, απαιτείται ειδικός κάθε φορά σχεδιασμός των φρεατίων.

##### **ii. Πιεζοθραυστικά φρεάτια**

Όταν η υψομετρική διαφορά ανάμεσα στην αφετηρία και την κατάληξη εξωτερικού υδραγωγείου είναι μεγάλη, τότε είναι σκόπιμη η παρεμβολή σε κατάλληλα επιλεγμένες, ενδιάμεσες θέσεις σημείων μηδενισμού της πίεσης. Έτσι υπολλαπλασιάζεται η μέγιστη στατική πίεση στο υδραγωγείο, επιτρέποντας την επιλογή σωληνώσεων χαμηλότερης ονομαστικής πίεσης, με προφανή οικονομική ωφέλεια.

Ο μηδενισμός της πίεσης σε ενδιάμεσα σημεία μπορεί να επιτευχθεί είτε με τη χρήση βαλβίδων ελέγχου, όπως αυτές, που προαναφέραμε, είτε με την παρεμβολή φρεατίων ελεύθερης επιφάνειας, που συνήθως ονομάζονται φρεάτια πιεζοθραυσσης.





Διαμόρφωση πιεζοθραυστικού φρεατίου για μικρές παροχές.  
 (Q = 5 - 10 l/s)  
 Πηγή: DVGW

### iii. Σώματα αγκύρωσης

Όταν οι σωλήνες υδραγωγείου ενώνονται μεταξύ τους με συνδέσεις, που δεν μπορούν να παραλάβουν αξονικές δυνάμεις (όπως π.χ. συμβαίνει στην περίπτωση σωλήνων από PVC με συνδέσεις μούφας και ελαστικού δακτυλίου), τότε στα άκρα, τις διακλαδώσεις και τις αλλαγές διεύθυνσης του αγωγού, αναπτύσσονται λόγω της εσωτερικής πίεσης δυνάμεις, που πρέπει να παραληφθούν από σώματα αγκύρωσης, γιατί αλλιώς θα εξαρμόσουν τις συνδέσεις.

Στον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών,  $P$  ή  $R$  λαμβάνεται υπόψη

- η διατομή  $A$  του αγωγού,
- η πίεση  $p$ , που εφαρμόζεται στη δοκιμή στεγανότητας του κλάδου
- και στην περίπτωση αλλαγής διεύθυνσης, η αντίστοιχη γωνία  $\varphi$ .

- Εξασφάλιση του άκρου.

$$P = A p$$



(7.68)

- Διακλάδωση.

$$P = A p$$



(7.68)

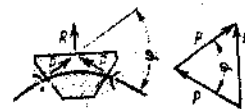
όπου  $A$  η διατομή του αγωγού, που διακλαδίζεται.

- Αλλαγή διεύθυνσης.

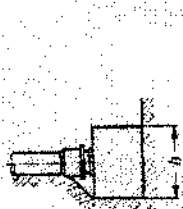
$$P = A p$$

και

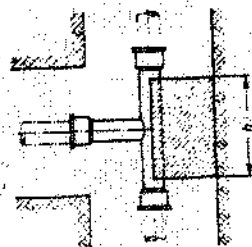
$$R = 2 P \sin \varphi / 2$$



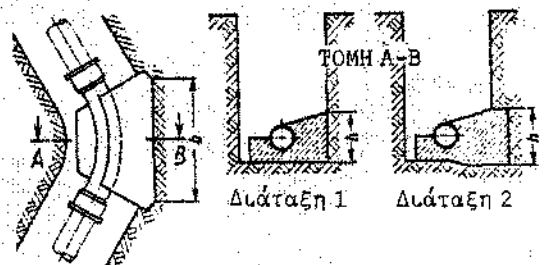
(7.69)



Εξασφάλιση άκρου



Διακλάδωση



Αλλαγή διεύθυνσης

Αν η επιτρεπόμενη τάση εδάφους είναι  $\sigma$ , τότε η απαιτούμενη επιφάνεια  $E$  επαφής του σώματος αγκύρωσης με το κατακόρυφο τείχωμα του σκάμματος θα είναι

$$E = b \cdot h = \frac{P}{\sigma} \quad \eta \quad \frac{R}{\sigma} \quad (7.70)$$

Αν όμως στο κατακόρυφο τείχωμα του σκάμματος, το έδαφος είναι διαταραγμένο ή δεν θεωρείται ικανό να παραλάβει ωθήσεις, τότε η αντίστοιχη ώθηση πρέπει να παραληφθεί με την τριβή από τον πυθμένα του σκάμματος και γιαυτό απαιτείται το σώμα αγκύρωσης να έχει βάρος  $G$  ίσο με

$$G = \frac{1}{\mu} \cdot P \quad \eta \quad \frac{1}{\mu} \cdot R \quad (7.71)$$

όπου  $\mu$  ο συντελεστής τριβής του σκυροδεμάτος με το έδαφος, με τιμή

0,65 για σκληρό, σταθερό έδαφος

0,45 σε μεσαία εδάφη

0,30 σε υγρά αργιλώδη εδάφη

Φυσικά στην περίπτωση παρουσίας νερού στο έδαφος, το βάρος του σώματος αγκύρωσης θα υπολογισθεί υπό συνθήκες άνωσης.

### Παράδειγμα

Υδραυλικά από πλαστικούς σωλήνες εξωτερικής διαμέτρου  $D = 402$  mm σε οριζόντια γωνία  $\varphi = 30^\circ$ . Πίεση δοκιμής  $p = 15$  bar. Τάση εδάφους  $\sigma = 1 \text{ daN/cm}^2$

Υπενθυμίζεται ότι:  $1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa} = 10^5 \text{ N/m}^2 = 10 \text{ N/cm}^2 = 1 \text{ daN/cm}^2$

$$\text{Όθηση } P = \frac{1}{4} \pi D^2 p = \frac{1}{4} \pi \cdot 402 \cdot 15 = 18\,849 \text{ daN}$$

$$\text{Συνισταμένη } R = 2 P \sin \varphi/2 = 2 \cdot 18\,849 \cdot \sin 15^\circ = 9\,757 \text{ daN}$$

Απαιτούμενη επιφάνεια  $E$  μεταφοράς της συνισταμένης  $R$  στα εδάφος

$$E = b \cdot h = R/\sigma = 9\,757 \text{ cm}^2 = 0,98 \text{ m}^2 = 1,00 \times 1,00$$

Αν υποθεθεί ότι το τείχωμα του σκάμματος δεν είναι σε θέση να παραλάβει ωθήσεις, τότε για  $\mu = 0,30$  θα απαιτηθεί σώμα αγκύρωσης με βάρος

$$G = \frac{1}{0,30} R = 3,33 \cdot 9757 = 32\,523 \text{ daN}$$

που απαιτεί σωμα αγκύρωσης με όγκο

$$V = 32523/2200 = 14,8 \text{ m}^3$$

και υπό συνθήκες άνωσης

$$V = 32523/1200 = 27,1 \text{ m}^3 \text{ (1)}$$

Όπως φαίνεται και από το πιο πάνω παράδειγμα, με την αύξηση των διαμέτρων οι δυνάμεις, που πρέπει να αναληφθούν και αντίστοιχα το βάρος και ο όγκος των απαιτούμενων σωμάτων αγκύρωσης αυξάνουν δυσανάλογα.

### ζ. Η δοκιμή στεγανότητας

Οι αγωγοί, πριν να επιχωθούν οριστικά, υποβάλλονται σε δοκιμή στεγανότητας με την εφαρμογή εσωτερικής πίεσης. Στόχος της δοκιμής είναι η έγκαιρη διαπίστωση τυχόν ελαττωμάτων αντοχής ή στεγανότητας στους σωλήνες και τις συνδέσεις τους.

Η δοκιμή πραγματοποιείται κατά τμήματα, σε μήκη μεταξύ 500 και 1000 μέτρων. Πριν από τη δοκιμή, οι σωλήνες επιχώνονται τοπικά μέχρι ένα ύψος περίπου 0,80 m, ώστε με την εφαρμογή της πίεσης να μη μετακινηθούν, ενώ οι συνδέσεις τους παραμένουν ακόπιμα ακάλυπτες. Όταν πρόκειται για σωλήνες με συνδέσεις, που δεν μπορούν να παραλάβουν αξονικές δυνάμεις, θα πρέπει να έχει ολοκληρωθεί, όπου απαιτείται, η κατασκευή των σωμάτων αγκύρωσης ή να εξασφαλίζεται με κατάλληλη αντιστήριξη η σταθερότητα των σημείων, που τείνουν να μετακινηθούν.

Η πίεση δοκιμής ορίζεται σύμφωνα με το DIN 4279

- για αγωγούς ονομαστικής πίεσης ( $P_{ov}$ ) μέχρι 10 bar, ίση με  $1,50 \times P_{ov}$ .
- για αγωγούς ονομαστικής πίεσης ( $P_{ov}$ ) μεγαλύτερης από 10 bar, ίση με  $P_{ov} + 5 \text{ bar}$

Χρονικά η δοκιμή εξελίσσεται σε δύο φάσεις

- την προκαταρκτική δοκιμή με διάρκεια από 3 μέχρι 12 ώρες ανάλογα με τη διάμετρο, την ονομαστική πίεση και το υλικό, (χάλυβα ή PVC) και
- την κυρίως δοκιμή ανάλογα με διάρκεια από 3 μέχρι 24 ώρες.

Ανάλογα επίσης με τη διάμετρο, την ονομαστική πίεση και το υλικό, (χάλυβα ή PVC) ορίζονται

ανεκτά όρια πώσης της πίεσης δοκιμής και της επί πλέον ποσότητας νερού, που προστίθεται ώστε η πίεση να διατηρηθεί σταθερή.

Λεπτομερή στοιχεία για όλα τα παραπάνω δίδονται, όπως ήδη αναφέρθηκε στο DIN 4279.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

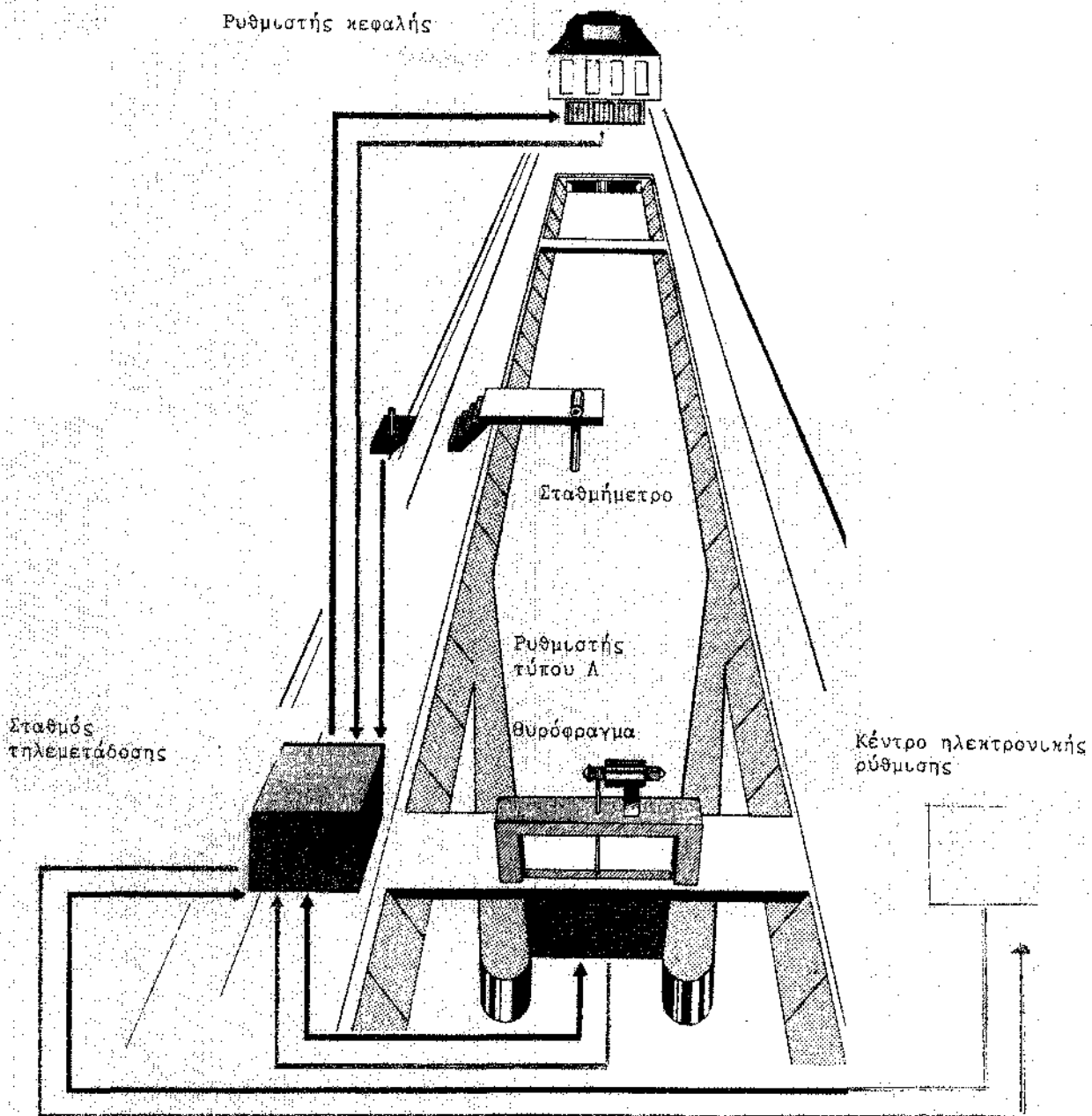
1. Arco-Bernad, Control valves, Τεχνικό Φυλλάδιο, Μπαρμπερόπουλος, Θεσσαλονίκη, 1991.
2. Bischofsberger W., "Wasserwirtschaft und Gesundheits ingenieurwesen", Technische Universitaet Muenchen, 1974
3. Camp T.R., "Design of sewers to facilitate flow", Sewage works journal, Vol. 18, pp 1-16, Jan-Dec. 1946.
4. Carlier M., "Cours d'hydraulique generale et machines hydrauliques", 3e Partie, Ecoulements dans les canalisations en charge, Riber, Paris, 1961.
5. Carlier M., "Cours d'hydraulique generale et machines hydrauliques", 4e Partie, Ecoulements a surface libre, Riber, Paris, 1961.
6. Chow V. T., "Open channel hydraulics", McGraw Hill, Singapore, 1973.
7. Dally J.W., Harleman D.R., "Fluid dynamics", Addison-Wesley, Reading, Mas. 1968.
8. Dalhaus C., Damrath H., "Wasserversorgung", B.G. Teubner, Stuttgart 1987.
9. Degremont, "Memento technique de l'eau", Technique & Documentation, Paris, 1979
10. Δημητρίου Ι.Δ., "Εφαρμοσμένη Υδραυλική", ΕΜΠ, 1990.
11. Δημητρίου Ι.Δ., "Μηχανική Ρευστών", ΕΜΠ, 1990.
12. Escande L., "Hydraulique generale", Tome II, Edouard Privat, Toulouse, 1948.
13. Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., "Water and wastewater engineering", Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., N.Y. 1966.
14. James L.G., "Principles of farm irrigation system design", John Wiley & Sons, New York 1988.
15. Kerr S.L., "Water hammer.. a problem in engineering design" Technical Publishing, 1958.
16. Mannesmann Pipe for gas and water, Τεχνικό Φυλλάδιο, Duesseldorf, 1961.
17. Mutschmann J., Stimmelmayer F., "Taschenbuch der Wasser-versorgung", Frankh'sche Verlagshandlung, Stuttgart 1983.
18. Νουτσόπουλος Γ., "Ροή με ελεύθερη επιφάνεια, Άνοικτοι αγωγοί", ΕΜΠ, Αθήνα 1991.
19. Parmakian J., "Waterhammer analysis", Dover, New York, 1963.
20. Rouse H., "Fluid mechanics for hydraulic engineers", Dover, New York, 1961.

21. Societe des fonderies de Pont a Mousson, Τεχνικό Φυλλάδιο, Pont a Mousson, 1959.
22. Societe du canal de Provence et d'aménagement de la region Provencale, "La regulation dynamique" Τεχνικό Φυλλάδιο, Aix en Provence, 1974.
23. Societe generale des techniques hydroagricoles, "Les ouvrages d'un petit reseau d'irrigation", Secretariat d'etat aux affaires etrangeres, Paris 1974.
24. Twort A.c., Hoather R.C., Law F.M., "Water Supply", Edward Arnold Ltd., London 1974.
25. USSR, "Design and construction manual, Design manual No 3, 1952.
26. Variet H., "Usines de derivation, Captage des eaux, Canalisations a surface libre" Tome I, Eyrolles, Paris 1959.
27. Variet H., "Usines de derivation, Conduites forcees, Tunnels d'ammenee en charge, Usines souterraines" Tome II, Eyrolles, Paris 1959.
28. World Health Organisation, "Guidelines for drinking-water Quality", Vol.1, Recommendations, Geneva 1984.
29. Wylie E.B., Streeter V.L., "Fluid transients", McGraw Hill, New York 1978.



Σύνδεση υψηλής πίεσης με ωτίδες





Τυπική διάταξη δυναμικής ρύθμισης