

Εργαστήριο Εγγειοβελτιωτικών Έργων και Διαχείρισης Υδατικών Πόρων

Μάθημα: Υδραυλικά Έργα

Διδάσκων: Καθηγητής Γ.Τσακίρης

ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ ΟΙΚΙΣΜΩΝ

(Συμπληρωματικές Πρόχειρες Σημειώσεις)

Επιμέλεια: Σπηλιώτης Μιχάλης

Αθήνα 2008

1. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΣΤΙΚΗΣ ΖΗΤΗΣΗΣ ΝΕΡΟΥ

1. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΣΤΙΚΗΣ ΖΗΤΗΣΗΣ ΝΕΡΟΥ

1.A Γενική κατανομή της ζήτησης νερού

- Ύδρευση
- Τουρισμός
- Βιομηχανία
- Παραγωγή Ενέργειας
- Γεωργία
- Περιβάλλον
- Αισθητική αναβάθμιση

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι στη χώρα μας ο μεγαλύτερος καταναλωτής νερού είναι η γεωργία. Η κατανομή της κατανάλωσης νερού εκτός από τις κλιματικές συνθήκες αντανακλά και το οικονομική ανάπτυξη μίας χώρας. Μπορείτε να επισκεφθείτε τη σελίδα <http://www.waterinfo.gr/index0.html> ως αφετηρία προβληματισμού. Για παράδειγμα, κατά μέσον όρο το 70% του νερού χρησιμοποιείται για άρδευση ενώ στην Ελλάδα το 86% περίπου (Τσακίρης, 2004).

1.B Λόγοι Αύξησης της ζήτησης

- Αύξηση Πληθυσμού
- Αύξηση Αρδευόμενων εκτάσεων
- Αστικοποίηση και συγκέντρωση πληθυσμού στα αστικά κέντρα
- Ανάπτυξη
- Άνοδος πολιτιστικού επιπέδου \ νέες ανάγκες

Η άνοδος του πληθυσμού (ραγδαία σε πολλές αναπτυσσόμενες χώρες π.χ. Ινδία, Αίγυπτος, Αραβική χερσόνησος, Νότιος Αφρική) σε συνδυασμό με την διαφαινόμενη άνοδο σε πολλές χώρες του βιοτικού επιπέδου αλλά και τη διαφαινόμενη αλλαγή του κλίματος θα οδηγήσει σε συνθήκες έλλειψης νερού σημαντικές περιοχές του πλανήτη.

1.Γ Αστική ζήτηση νερού

Είναι προφανές ότι στο μάθημα εμπλέκεται η αστική ζήτηση νερού.

Συνιστώσες αστικής ζήτησης νερού

Οικιακή χρήση

Βιομηχανική χρήση **μικρής κλίμακας** και βιοτεχνίες

Εμπορική χρήση

Δημόσιες χρήσεις

Μεταφορές (Τσακίρης, 2005)

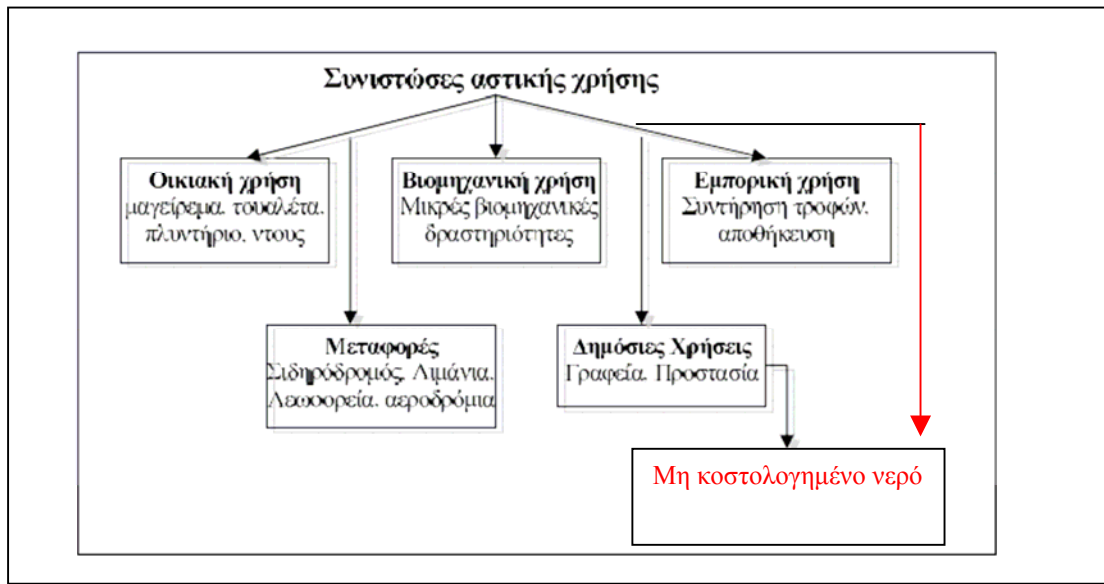
Μη κοστολογημένο νερό:

- απώλειες από τα δίκτυα
- απώλειες δεξαμενών
- εξάτμιση
- διαρροές λόγω βλαβών (στην Αθήνα εκτιμώνται σε 35%-40%)
- καταναλώσεις μη μετρούμενων καταναλωτών (νοσοκομεία, σχολεία)
- παράνομες συνδέσεις με το δίκτυο
- χαλασμένοι μετρητές
- ζήτηση για κατάσβεση πυρκαγιών

Παράδειγμα: Στη Σύμη μεταφέρονται 200.000 m³ από τη Ρόδο ενώ εξοικονομούνται και άλλα 50.000 m³ από πηγές του νησιού. Από τα συνολικά 250.000 m³ μόνο τα 85.000 m³ κοστολογούνται.

(Τσακίρης, 2005)

Η μέση ειδική ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο ανά ημέρα $meanq_{HM}$ και οι συνακόλουθοι πολλαπλασιαστές συμπεριλαμβάνουν όλες τις παραπάνω χρήσεις (Τσακίρης, 2005).



1.Δ Πρόβλεψη πληθυσμών

Είναι προφανές ότι για τον προσδιορισμό των μελλοντικών ζητήσεων νερού είναι απαραίτητη κατ' αρχήν η πρόβλεψη του πληθυσμού.

Για την πρόβλεψη πληθυσμών μπορούν να χρησιμοποιηθούν μαθηματικές εξισώσεις πρόβλεψης της εξέλιξης των πληθυσμών. Προφανώς οι τελευταίες δεν θα πρέπει να χρησιμοποιούνται άκριτα αλλά κριτικά. Διακρίνονται οι παρακάτω υποθέσεις εξέλιξης του πληθυσμού:

Υπόθεση σταθερής αύξησης του πληθυσμού:

$$P_n = P_0 + \alpha t$$

Που ισχύει όταν η αύξηση του πληθυσμού είναι *διαχρονικά σταθερή*

$$\alpha = \frac{\Delta P}{\Delta t} = \text{σταθ},$$

όπου α ο αριθμός αύξησης των κατοίκων ανά έτος. Για παράδειγμα

Το έτος $t = 0$ έστω πληθυσμός P_0

Το έτος $t = 1$ έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0 + \alpha$

Το έτος $t = 2$ έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0 + 2\alpha$

...

Το έτος $t = n$ έτη μετά το μηδενικό έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0 + n\alpha$

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της κατανομής χρειάζονται δύο μόνο σημεία, γεγονός που κάνει μη ασφαλή την χρήση της παραπάνω εξίσωσης για μακροχρόνιες προβλέψεις.

Γενικά ισχύει: $\alpha = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} = \text{σταθ}$, οπότε πιο ειδικά $\alpha = \frac{P_t - P_0}{t - 0}$

Υπόθεση γεωμετρικής αύξησης πληθυσμού

$P_n = P_0(1+\rho)^t$, που ισχύει όταν ο ετήσιος ρυθμός αύξησης του πληθυσμού είναι σταθερά ανάλογος του ετήσιου πληθυσμού:

$$\rho P = \frac{\Delta P}{\Delta t} \neq \text{σταθ},$$

Για παράδειγμα:

Το έτος $t = 0$ έστω πληθυσμός P_0

Το έτος $t = 1$ έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0 + \rho P_0 = P_0(1+\rho)$

Το έτος $t = 2$ έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0(1+\rho) + \rho (P_0(1+\rho)) = P_0(1+\rho)(1+\rho) = P_0(1+\rho)^2$

...

Το έτος $t = n$ έτη μετά το μηδενικό έτος ο πληθυσμός θα είναι $P_0(1+\rho)^n$

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της κατανομής χρειάζονται δύο μόνο σημεία, γεγονός που κάνει επίσης μη ασφαλή την χρήση της παραπάνω εξίσωσης για μακροχρόνιες προβλέψεις.

Το έτος $t = 0$ P_0

$$P_n = P_0(1 + \rho)^n \Leftrightarrow \frac{P_n}{P_0} = (1 + \rho)^n \Leftrightarrow$$

$$\ln\left(\frac{P_n}{P_0}\right) = n \ln(1 + \rho) \Leftrightarrow \frac{1}{n}(\ln P_n - \ln P_0) = \ln(1 + \rho)$$

$$\text{Οπότε } \exp\left\{\frac{1}{n}(\ln P_n - \ln P_0)\right\} - 1 = \rho$$

Πιο γενικά ισχύει:

$$\exp\left\{\frac{1}{(t_2 - t_1)}(\ln P_2 - \ln P_1)\right\} - 1 = \rho$$

Η γεωμετρική αύξηση οδηγεί σε ραγδαία αύξηση του πληθυσμού και θα πρέπει να αποφεύγεται για μεγάλες πόλεις και μακροχρόνιες προβλέψεις.

Υπόθεση εκθετικής αύξησης πληθυσμού

$P_t = P_0 \cdot e^{ct}$, που ισχύει όταν για κάθε χρονική στιγμή ο ρυθμός αύξησης του πληθυσμού είναι ανάλογος του πληθυσμού

$$\frac{dP}{dt} = cP$$

Σε αντίθεση με την γεωμετρική κατανομή έχω συνεχές και όχι διακριτό βήμα του χρόνου.

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της κατανομής χρειάζονται δύο μόνο σημεία, γεγονός που κάνει επίσης μη ασφαλή την χρήση της παραπάνω εξίσωσης για μακροχρόνιες προβλέψεις.

Το έτος $t = 0$ P_0

$$\frac{dP}{P} = c \cdot dt \Leftrightarrow \text{ολοκληρώνοντας}$$

$$[\ln P]_{t_2 - t_1} = c \cdot [t]_{t_2 - t_1} \Leftrightarrow$$

$$\frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} = c$$

Αν ως αρχικές συνθήκες θεωρηθούν $t_1 = 0$, $P = P_0$ (συνήθης περίπτωση) τότε προκύπτει:

$$\ln\left(\frac{P_t}{P_0}\right) \cdot \frac{1}{t} = c \Leftrightarrow$$

$$e^{\ln\left(\frac{P_t}{P_0}\right) \cdot \frac{1}{t}} = e^c \Leftrightarrow$$

$$\left(\frac{P_t}{P_0}\right) \cdot \frac{1}{t} = e^c \Leftrightarrow$$

$$P_t = P_0 \cdot e^{ct}$$

Η εκθετική κατανομή όπως και η γεωμετρική αύξηση (η γεωμετρική με λιγότερη ένταση σε σχέση με την εκθετική) οδηγεί σε ραγδαία αύξηση του πληθυσμού και θα πρέπει να

αποφεύγεται για μεγάλες πόλεις και μακροχρόνιες προβλέψεις. Οι προηγούμενες προσεγγίσεις προϋποθέτουν ότι η χωρητικότητα της περιοχής παραμένει απεριόριστη κάτι που δεν μπορεί να υποστηριχθεί για μακροχρόνιες προβλέψεις. Οι επόμενες 2 κατανομές περικλείουν την έννοια του πληθυσμού κορεσμού που εκφράζει το άνω όριο κορεσμού για μία περιοχή. Καθώς ο πληθυσμός πλησιάζει αυτό το όριο ο ρυθμός αύξησης μειώνεται (Βαμβακερίδου, 2000).

Υπόθεση φθίνοντος ρυθμού αύξησης

$P_t = P_{sat} - (P_{sat} - P_0)e^{-Lt}$, που ισχύει όταν για κάθε χρονική στιγμή ο ρυθμός αύξησης του πληθυσμού είναι ανάλογος της διαφοράς του πληθυσμού κορεσμού μείον του πληθυσμού.

$$\frac{dP}{dt} = L(P_{sat} - P_t)$$

Όπου P_{sat} ο πληθυσμός κορεσμού

L παράμετρος σχήματος

Το έτος $t = 0$ P_0 .

Συνίσταται η χρήση του για οικισμούς που αγγίζουν το όριο ανάπτυξης τους και για μεγάλους και παλιούς οικισμούς.

Ο πληθυσμός κορεσμού θεωρητικά μπορεί να προσδιορισθεί σε μερικές περιπτώσεις από πολεοδομικές προσεγγίσεις. Ο συντελεστής L μαθηματικώς προσδιορίζεται ως κάτωθι:

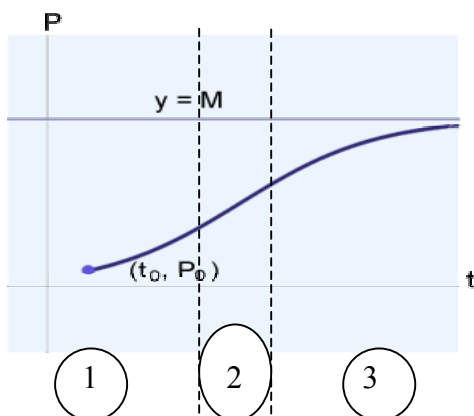
$$\frac{dP}{dt} = L(P_{sat} - P_t) \Leftrightarrow$$

$$L = \frac{1}{(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{(P_{sat} - P_1)}{(P_{sat} - P_2)} \right) = \text{σταθ} [T^{-1}].$$

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της εξίσωσης με βάση προηγούμενες απογραφές απαιτούνται τρία σημεία. Ανά δύο σημεία προσδιορίζεται ο συντελεστής L οπότε με δοκιμές προκύπτει ο πληθυσμός κορεσμού.

Λογιστική καμπύλη

$$P_t = \frac{P_{sat}}{1 + a \exp\{bt\}}$$



Διακρίνονται τρεις περιοχές στην λογιστική καμπύλη:

- (1) Εκθετική αύξηση (ραγδαία αύξηση)
- (2) Ήπια σταθερή αύξηση (αριθμητική αύξηση)
- (3) Αύξηση φθίνοντος ρυθμού.

Η λογιστική καμπύλη προτείνεται για μακροχρόνιες προβλέψεις ενώ προσομοιάζει την εξέλιξη διαφόρων φυσικών κοινωνιών.

Για την συνήθη περίπτωση που έχουμε απογραφές σε ίσα χρονικά διαστήματα ισχύει:

Δεδομένα:

$(0, P_0), (t_1, P_1), (t_2, P_2)$, με $2 t_1 = t_2$

Από την διαφορική εξίσωση προκύπτει:

$$P_{\text{sat}} = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

$$a = \frac{P_{\text{sat}} - P_0}{P_0}$$

και

$$b = \frac{1}{(t_1)} \ln \left(\frac{P_0 (P_{\text{sat}} - P_1)}{P_1 (P_{\text{sat}} - P_0)} \right) \quad (\text{Gupta, 1989})$$

Υπόθεση φθίνουσας εξέλιξης

Για την περίπτωση αυτή θεωρείται αριθμητική πρόοδος με αρνητικό λόγο δηλαδή:

$$P_n = P_0 + \alpha t, \quad \alpha \leq 0$$

Μια άλλη αντιμετώπιση για τις περιοχές που παρατηρείτε μείωση πληθυσμού είναι η θεώρηση σταθερού πληθυσμού ή και η προσέγγιση της αριθμητικής προόδου με μικρό συντελεστή αύξησης α .

Για την πρόβλεψη του πληθυσμού μπορούν να χρησιμοποιηθούν πιο σύνθετα όπως για παράδειγμα τα Χωροταξικά Μοντέλα

1.Ε. Μοντέλα πρόβλεψης της ζήτησης

Η ζήτηση ως παροχή νερού μπορεί τελικά να προσδιοριστεί ως συνάρτηση διαφόρων μεταβλητών, θεωρώντας γραμμική, λογαριθμική, ημιλογαριθμική μορφή ή άλλες προσεγγίσεις. Οι εξισώσεις είναι δυνατόν να εξαχθούν από τεχνικές παλινδρόμησης. π.χ

Γραμμική εξίσωση:

$$Q = A_0 + A_1 X_1 + \dots + A_n X_n$$

Λογαριθμική εξίσωση:

$$\ln Q = A_0 + A_1 \ln X_1 + \dots + A_n \ln X_n \quad (\text{Τσακίρης, 2005})$$

Ως μεταβλητές απόφασης για παράδειγμα μπορούν να επιλέγουν:

- τιμολόγηση νερού,
- ο πληθυσμός,

- μεταβλητές που αντανακλούν κλιματικούς παράγοντες (π.χ. ετήσια βροχόπτωση ή δείκτης ξηρασίας)
 - Πλέον σύνθετοι κοινωνικό – οικονομικοί παράγοντες (π.χ. μέσο ετήσιο εισόδημα κ.α.)
- Κατόπιν πραγματοποιείται ο έλεγχος αν η εξίσωση είναι στατιστικά σημαντική (Ναλμπάντης, 2007)

Θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι η διαφορά μεταξύ της ζήτησης νερού και των αναγκών νερού. Η ζήτηση νερού είναι ένα οικονομικό μέγεθος που εξαρτάται από πολλαπλούς παράγοντες. Οι απαιτήσεις νερού είναι το ελάχιστο επίπεδο της ζήτησης το οποίο μπορεί να γίνει αποδεκτό (Τσακίρης, 2004).

Ένας προφανώς απλούστερος τρόπος για την πρόβλεψη της ζήτησης (όχι το ίδιο ακριβές) είναι ο πολλαπλασιασμός του αριθμού των κατοίκων με την μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο ανά ημέρα, οπότε προκύπτει η συνολική μέση ημερήσια κατανάλωση για το πληθυσμό:

$$\text{mean}Q_{\text{HM}} = \text{mean}q_{\text{HM}} \cdot P_t.$$

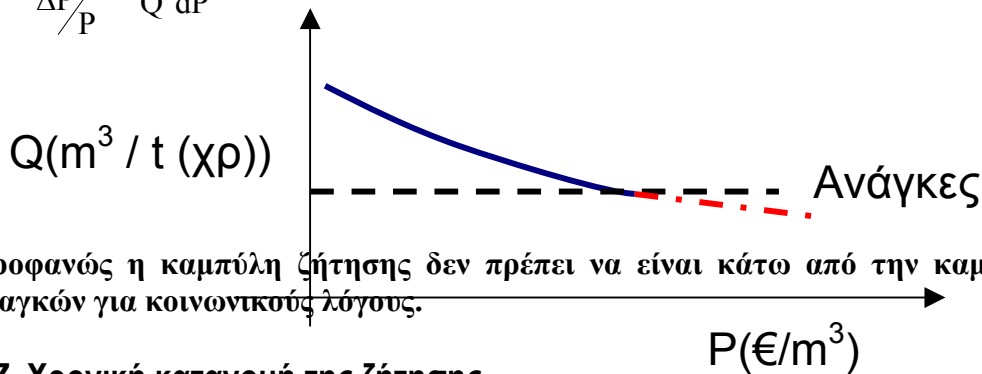
Για τη $\text{mean}q_{\text{HM}}$ στον ορίζοντα μελέτης μπορούν να γίνουν διάφορες υποθέσεις, όπως να θεωρηθεί μία αριθμητική πρόοδος για την πρόβλεψή της.

1.ΣΤ. Ελαστικότητα της ζήτησης

Θεωρώντας στο παραπάνω μοντέλο ότι μία μεταβλητή X είναι η τιμή του νερού προκύπτει P:

Ελαστικότητα στην ζήτησης = (Ποσοστό αλλαγής στο Q)/(Ποσοστό αλλαγής στο P)=

$$PE = \frac{\frac{\Delta Q}{Q}}{\frac{\Delta P}{P}} = \frac{P}{Q} \frac{dQ}{dP}$$



1.Ζ. Χρονική κατανομή της ζήτησης

Η ζήτηση δεν παραμένει σταθερή με το χρόνο αλλά παρουσιάζει διακυμάνσεις που ποικίλουν και με την ταυτότητα του χρήστη. Για παράδειγμα στους οικισμούς θεωρούμε μέγιστη ωριαία και μέγιστη ημερήσια ως ανάγκες αιχμής.

Για τους οικισμούς θεωρούμε αντίστοιχους πολλαπλασιαστές της ζήτησης

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\max Q_H}{\text{mean}Q_H} = \lambda_1 \\ \frac{\max Q_\omega}{\max Q_H} = \lambda_2 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$\frac{\max Q_\omega}{\text{mean}Q_H} = \lambda_1 \cdot \lambda_2$$

$$\lambda_1 \in [1.2, 3]$$

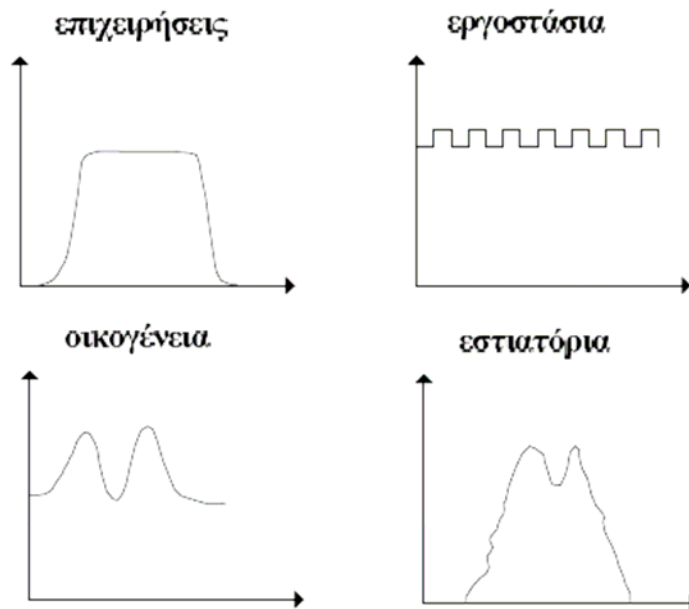
$$\lambda_2 \in [1.2, 3] \quad (\text{Τσακίρης, 2004})$$

$$\lambda_1 \cdot \lambda_2 \in [3, 6]$$

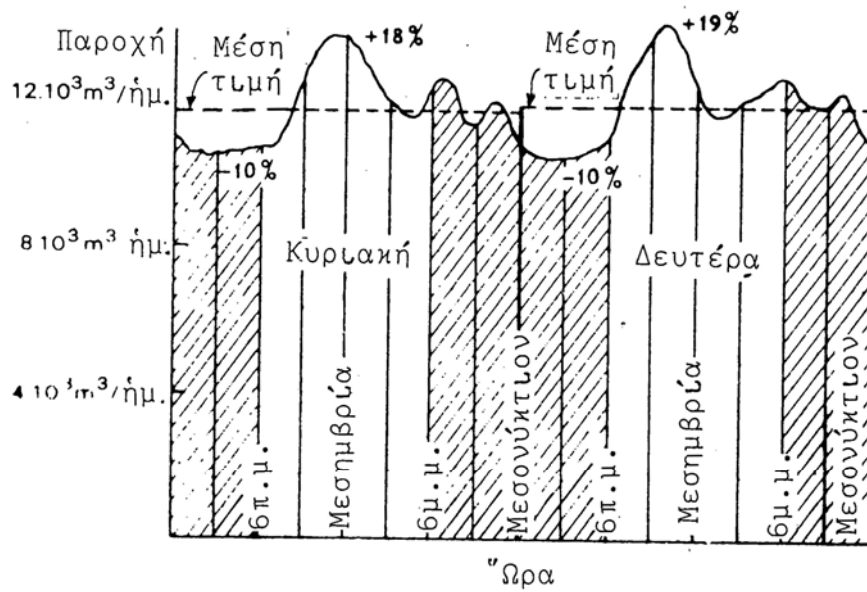
Για βιομηχανίες συνήθως θεωρείται σταθερή ζήτηση κατά την διάρκεια λειτουργίας της επιχείρησης. Οπότε, άλλοι πολλαπλασιαστές της ζήτησης ισχύουν για βιομηχανίες και άλλοι για οικισμούς.

Ο συντελεστής λ_2 μπορεί να προσδιορισθεί από την ωριαία κατανομή των καταναλώσεων με βάση μετρήσεις, ή υιοθετώντας με κριτικό τρόπο διεθνή πρότυπα κατανάλωσης. Για παράδειγμα, αναμένεται μεγαλύτερος συντελεστής αιχμής λ_2 σε έναν αγροτικό οικισμό με ομοειδή πληθυσμό σε σύγκριση με μία μεγάλη πόλη ή ακόμη και με έναν παραθεριστικό οικισμό με διάφορες ομάδες παραθεριστών.

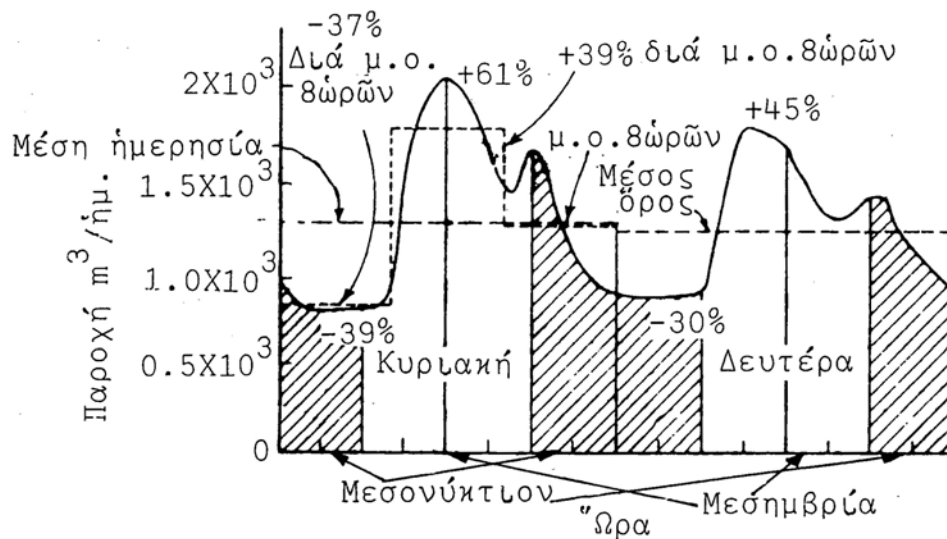
Διακύμανση της ζήτησης/ ημέρα (παράδειγματα)



(Τσακίρης, 2004)



Σχήμα 5.4.1. Μεταβολή της παροχής εις κύριον άγωγόν ύδρευσεως μεγάλης βιομηχανικής πόλεως (12).



Σχήμα 5.4.2. Χαρακτηριστικά μεταβολάι ύδατοκαναλώσεως μικρών μη βιομηχανικῶν πόλεων (12).

(Παρθενιάδης, 1981)

Μεθοδολογικές παρατηρήσεις:

- Οι μελέτες βασίζονται στο πληθυσμό για τον σχεδιαστικό ορίζοντα του έργου και όχι για το σημερινό πληθυσμό (π.χ. 30 ή 40 χρόνια)
- Προφανώς η επιλογή εξίσωσης για την πρόβλεψη του πληθυσμού θα βασιστεί σε υπάρχουσες τάσεις και μελλοντικούς χωροταξικούς σχεδιασμούς (Τσακίρης, 2004).
- Πολλαπλασιάζοντας τον αριθμό των κατοίκων με την μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο ανά ημέρα $meanq_{HM}$ προκύπτει η συνολική μέση ημερήσια κατανάλωση για το πληθυσμό: $meanQ_{HM} = meanq_{HM} \cdot P_t$. Στην μέση ημερήσια κατανάλωση κατά κανόνα συμπεριλαμβάνονται όλες οι αστικές χρήσεις.
- Θα πρέπει να γίνει διάκριση στις ομάδες του πληθυσμού. Για παράδειγμα σε μόνιμους και παραθεριστές ή και σε ζώνες γιατί καθεμία ομάδα πληθυσμού έχει διαφορετικά μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο που συναρτάται από το οικονομικό και πολιτιστικό επίπεδο αλλά και διαφορετική τάση αύξησης.
- Σε αυτά τα πλαίσια θα πρέπει να διερευνηθεί και πιθανή αύξηση της μέσης ημερήσιας κατανάλωσης ανά κάτοικο ανά ημέρα $meanq_{HM}$ (ανά ομάδα πληθυσμού) ως συνέπεια μελλοντικής οικονομικής ανάπτυξης ή γενικότερα ανόδου του βιοτικού επιπέδου (π.χ. με αριθμητική πρόοδο ($meanq_{HM}(t) = meanq_{HM}(0) + \alpha t$)).
- Για μία πληρέστερη ανάλυση μπορεί να εφαρμοσθεί το μοντέλο της πολλαπλής παλινδρόμησης προκειμένου να προσδιορισθεί η ζήτηση νερού. Ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:
 1. Ανάπτυξη σεναρίου (ή σεσάρια) πρόβλεψης μελλοντικού πληθυσμού.
 2. Ανάπτυξη μοντέλου πολλαπλής παλινδρόμησης για το συνολικό προσδιορισμό της ζήτησης νερού (Τσακίρης, 2005), έλεγχος συσχέτισης και στατιστικής υπόθεσης (Ναλμπάντης, 2007). Στο μοντέλο ο πληθυσμός είναι μία μεταβλητή όχι η μοναδική.
 3. Για διάφορα σεσάρια κλιματικών, κοινωνικο-οικονομικών εξελίξεων (π.χ. πληθυσμός, μέσο ετήσιο εισόδημα) αλλά και στρατηγικών διαχείρισης νερού (π.χ. τιμολόγηση νερού) προσδιορίζεται η ζήτηση νερού.

ΑΣΚΗΣΗ ΠΡΟΒΛΕΨΗΣ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ

Οικισμός έχει πληθυσμό 10000 κατοίκους. Εκτιμάται ότι ο πληθυσμός αυξάνεται ραγδαία ακολουθώντας εκθετική μεταβολή σύμφωνα με την συνάρτηση:

$$P_t = P_0 \cdot e^{c \cdot t} \quad \text{όπου } c > 0$$

Αν σε 20 χρόνια αναμένεται διπλασιασμός του πληθυσμού ζητούνται :

- Να υπολογισθεί η ποσότητα e^c της εκθετικής συνάρτησης.
- Να υπολογισθεί ο πληθυσμός σε 10, 30 και 40 έτη.
- Να γίνει η γραφική παράσταση της συνάρτησης P_t .

ΛΥΣΗ ΑΣΚΗΣΗΣ 1

α) Σε 20 χρόνια αναμένεται διπλασιασμός του πληθυσμού, δηλαδή για $t = 20$ έτη θα είναι $P_{20} = 2 \cdot P_0 \Rightarrow P_{20} = 2 \cdot 10000 \Rightarrow P_{20} = 20000$ κάτοικοι.

Με βάση την παραπάνω πληροφορία μπορούμε να προσδιορίσουμε την παράμετρος c για την εκθετική συνάρτηση που ανιπαριστά την αύξηση του πληθυσμού:

$$P_t = P_0 \cdot e^{c \cdot t} \Leftrightarrow P_{20} = P_0 \cdot e^{c \cdot 20} \Leftrightarrow e^{c \cdot 20} = \frac{P_{20}}{P_0} \Leftrightarrow e^{c \cdot 20} = \frac{20000}{10000} \Leftrightarrow e^{c \cdot 20} = 2 \Leftrightarrow$$

$$\ln(e^c) = \ln(2^{\frac{1}{20}})c = \frac{1}{20} \ln 2$$

Επομένως η συνάρτηση αύξησης του πληθυσμού P_t είναι η παρακάτω:

$$P_t = P_0 \cdot e^{\frac{\ln 2}{20} t}$$

Σχόλιο:

Θα μπορούσαμε κατευθείαν να χρησιμοποιήσουμε την αναλυτική σχέση $\ln\left(\frac{P_t}{P_0}\right) \cdot \frac{1}{t} = c$

β) Για τον υπολογισμό του πληθυσμού μετά από 10, 30 και 40 έτη θα χρησιμοποιηθεί η συνάρτηση P_t όπως διαμορφώθηκε στο προηγούμενο ερώτημα. Επομένως έχουμε:

$$\text{Για } t = 10 \text{ έτη: } P_{10} = P_0 \cdot e^{\ln 2 \cdot \frac{1}{20}} \Rightarrow P_{10} = 10000 \cdot e^{\ln 2 \cdot \frac{10}{20}} \Rightarrow P_{10} = 14142 \text{ κάτοικοι}$$

$$\text{Για } t = 30 \text{ έτη: } P_{30} = P_0 \cdot e^{\ln 2 \cdot \frac{3}{2}} \Rightarrow P_{30} = 10000 \cdot e^{\ln 2 \cdot \frac{30}{20}} \Rightarrow P_{30} = 28284 \text{ κάτοικοι}$$

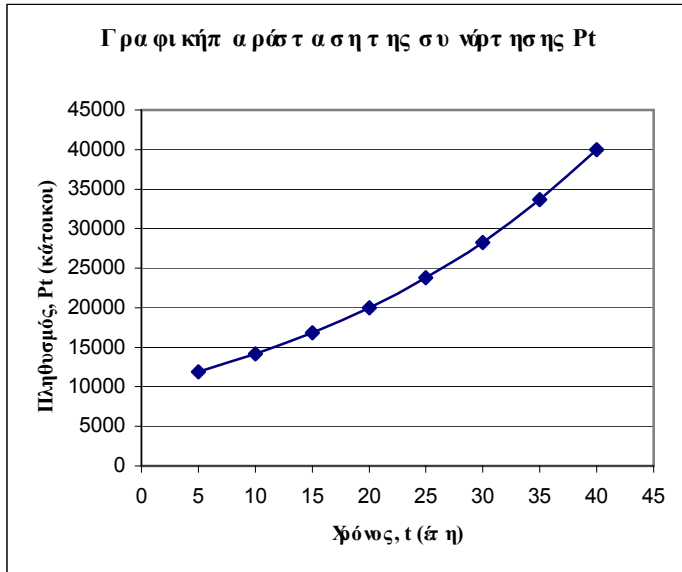
$$\text{Για } t = 40 \text{ έτη: } P_{40} = P_0 \cdot e^{\ln 2 \cdot 2} \Rightarrow P_{40} = 10000 \cdot e^{\ln 2 \cdot \frac{40}{20}} \Rightarrow P_{40} = 40000 \text{ κάτοικοι}$$

γ) Για τη γραφική παράσταση της συνάρτησης P_t κατασκευάζεται ο πίνακας τιμών ως ακολούθως:

Πίνακας1: Πίνακας τιμών γραφικής παράστασης της συνάρτησης P_t

t	5	10	15	20	25	30	35	40
P_t	11892	14142	16818	20000	23784	28284	33636	40000

Η γραφική παράσταση παρουσιάζεται στο Σχήμα 1 που ακολουθεί:



Σχήμα 1: Γραφική Παράσταση της συνάρτησης P_t

Σχόλιο:

Η άσκηση θα μπορούσε να διατυπωθεί ως κάτωθι:

Να υπολογισθεί ο πληθυσμός σε ένα οικισμό 10000 (τωρινή κατάσταση), μετά από 10, 20, 30 και 40 έτη, αν ο ρυθμός αύξησης του πληθυσμού είναι ανάλογος του πληθυσμού και θεωρώντας ότι σε 20 χρόνια θα έχει διπλασιαστεί

2. ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

Υδραγωγείο

Το υδραγωγείο αποτελείται από δύο μέρη, το εξωτερικό και το εσωτερικό υδραγωγείο. Τα δύο μέρη διαχωρίζονται από τη δεξαμενή ρύθμισης.

Η δεξαμενή αποθήκευσης πληροί δύο λειτουργίες:

- Την εξίσωση παροχών και καταναλώσεως ανακουφίζοντας την παροχή σχεδιασμού για το εξωτερικό υδραγωγείο.
- Την εξασφάλιση αποθηκευμένου νερού για την περίπτωση βλάβης ή πυρκαγιάς για το εσωτερικό υδραγωγείο.

Οπότε, η παροχή σχεδιασμού για το εξωτερικό υδραγωγείο είναι η μέγιστη ημερήσια $\max Q_{HM}$, ενώ η παροχή σχεδιασμού για το εσωτερικό υδραγωγείο είναι η μέγιστη ωριαία $\max Q_{\omega}$. Προφανώς η δεξαμενή ρύθμισης θα πρέπει μέσα στο εικοσιτετράωρο (αν η δεξαμενή ρύθμισης έχει εικοσιτετράωρη βάση λειτουργίας) να έχει τέτοιο όγκο (όγκος ρυθμίσεως) ώστε να μπορεί να αποδώσει τις παροχές αιχμής για τον οικισμό για σταθερή εισροή από το εξωτερικό υδραγωγείο και επιπλέον, τον απαιτούμενο όγκο για την περίπτωση πυρκαγιάς.

Εάν δεν υπήρχε η δεξαμενή ρύθμισης όλο το υδραγωγείο θα σχεδιαζόταν με βάση την παροχή σχεδιασμού του εσωτερικού υδραγωγείου.

Εκτός της παροχής σχεδιασμού το εξωτερικό με το εσωτερικό υδραγωγείο έχει και άλλες σημαντικές διαφορές στη φιλοσοφία σχεδιασμού του.

Στο εξωτερικό υδραγωγείο μπορεί να απαιτηθεί ένα υψηλό μανομετρικό για να κατανικηθεί η υψομετρική διαφορά μεταξύ υδροληψίας και δεξαμενής ρύθμισης. Συνεπώς, σε αυτήν την περίπτωση θα επιλεγούν σωλήνες υψηλής αντοχής. Στο εσωτερικό υδραγωγείο αντίθετα, η στατική πίεση δε μπορεί να είναι μεγαλύτερη από 60 m, οπότε τοποθετούνται σωλήνες αντοχής 10 Atm. Στην περίπτωση μεγάλων πιέσεων στο εσωτερικό υδραγωγείο θα υπάρξει αστοχία με θραύση οικιακών συσκευών και σωλήνων.

Στην περίπτωση που το εξωτερικό υδραγωγείο λειτουργεί με κλειστούς αγωγούς υπό πίεση βαρύτητας, τότε η στατική πίεση δε μπορεί να είναι μεγαλύτερη από 70 m (για σωλήνες 10 atm) ενώ πρέπει να αποφεύγονται οι υποπίεσεις. Στο εσωτερικό δίκτυο

αντίθετα υπάρχουν συγκεκριμένοι περιορισμοί για το ύψος πίεσης που συναρτώνται από το ύψος των ορόφων, ενώ η στατική πίεση δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 60 m.

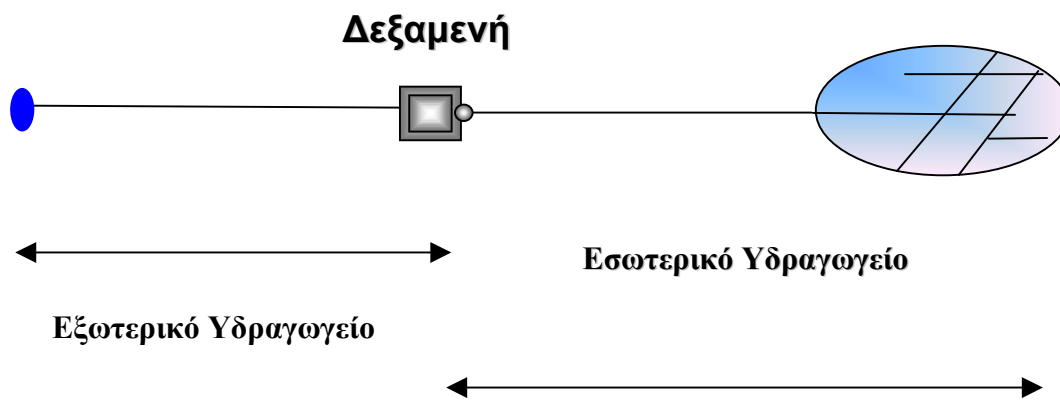
Το εσωτερικό δίκτυο είναι ένα δίκτυο διανομής ενώ το εξωτερικό δίκτυο είναι δίκτυο μεταφοράς. Συνεπώς, το εξωτερικό δίκτυο χαρακτηρίζεται από μεγάλους διαμέτρους σε όλο το μήκος του σε αντίθεση με το μεγαλύτερο μέρος του εσωτερικού υδραγωγείου που χαρακτηρίζεται από μικρότερες διαμέτρους.

Τις περισσότερες φορές, μεγάλα τμήματα του εξωτερικού υδραγωγείου διέρχονται από ακατοίκητες εκτάσεις, πολλές φορές δύσβατες δημιουργώντας κατασκευαστικές δυσκολίες. Για την περίπτωση που το εξωτερικό υδραγωγείο λειτουργεί με κλειστούς αγωγούς υπό πίεση βαρύτητας απαιτείται ιδιαίτερη επιμέλεια στην τοπογραφική αποτύπωση και στη χάραξη του δικτύου. Ένας γενικός κανόνας είναι η προσπάθεια για χάραξη του υδραγωγείου πλησίον του οδικού άξονα για λόγους επισκευσιμότητας – συντήρησης. Στο εσωτερικό υδραγωγείο αντίθετα είναι σαφώς μικρότερα και πιο προβλέψιμα τα εμπόδια στη χάραξη του.

2. ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

Το εξωτερικό Υδραγωγείο είναι η Διάταξη έργων μεταφοράς νερού από την υδροληψία στην δεξαμενή ρύθμισης του οικισμού. Το εξωτερικό υδραγωγείο μπορεί να αποτελείται από:

- Ανοικτούς αγωγούς βαρύτητας
- Κλειστούς αγωγούς υπό πίεση.
Οι υπό πίεση αγωγοί μπορεί να είναι είτε βαρύτητας είτε να είναι αγωγοί κατάθλιψης, δηλαδή να υποβοηθούνται από αντλητικό συγκρότημα.
- Κλειστοί αγωγοί που λειτουργούν όμως ως αγωγοί ελευθέρως επιφανείας.



2.Α. ΑΓΩΓΟΙ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ

2.Α1. Αντλητικό Συγκρότημα

Χρησιμοποιείται προκειμένου να υπερνικηθεί η υψομετρική διαφορά μεταξύ της υδροληψίας και της δεξαμενής ρύθμισης. Χαρακτηριστικά μεγέθη για το σχεδιασμό του αντλητικού συγκροτήματος είναι η απαιτούμενη ισχύς και το απαιτούμενο μανομετρικό.

Η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος προσδιορίζεται από τη σχέση, όπου:

$$N = \frac{9.81 \cdot Q \cdot H_M}{\eta}, \text{ όπου}$$

N η ισχύς της αντλίας (KW),

Q η παροχή σχεδιασμού για τον καταθλιπτικό αγωγό (m³/s),

H_M το μανομετρικό ύψος (m),

η ο βαθμός απόδοσης του αντλητικού συγκροτήματος

Η απορροφούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι 15% μεγαλύτερη για ηλεκτροκινητήρα και σε 20% μεγαλύτερη για πετρελαιοκινητήρα.

Παρατηρήσεις:

Η παροχή σχεδιασμού για το εξωτερικό υδραγωγείο είναι η μέγιστη ημερήσια προσαρμοσμένη στην χρονική βάση λειτουργίας του αντλιοστασίου

$$Q_{\text{καταθλ.}}^{\text{σ}} = \max Q_H \cdot \frac{24(\text{ώρες})}{\text{ωρ.λειτουργίας αντλ.}}$$

Το απαιτούμενο μανομετρικό ύψος προκύπτει από την εφαρμογή της εξίσωσης του Bernoulli μεταξύ αρχικής και τελικής θέσης:

$$H_A + H_M = H_B + \sum_{A \rightarrow B} h_f + \sum_{A \rightarrow B} h_f'$$

$$H_M = H_B + \sum_{A \rightarrow B} h_f + \sum_{A \rightarrow B} h_f' - H_A$$

Όπου:

H_A το ύψος ενεργείας στην ανάντη θέση

H_B το ύψος ενεργείας στην κατόντη θέση

$\sum_{A \rightarrow B} h_f$ το σύνολο των γραμμικών απωλειών

$\sum_{A \rightarrow B} h_f'$ το σύνολο των τοπικών απωλειών

Για το παρακάτω σχήμα ισχύει:

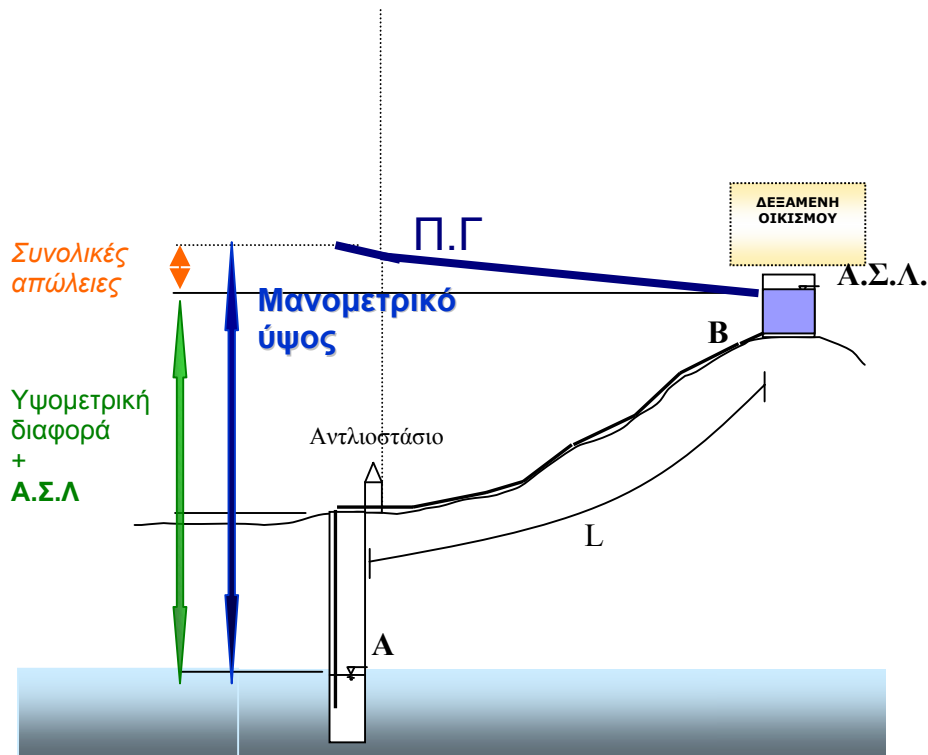
$$H_A = Z_A$$

$$H_B = Z_B + (A.Σ.Λ)$$

$$H_B - H_A = \Delta Z + (A.Σ.Λ)$$

Οπότε:

$$H_M = \Delta Z + (A.Σ.Λ) + \sum_{A \rightarrow B} h_f + \sum_{A \rightarrow B} h_f'$$



Περαιτέρω, για μία ακριβή σχεδίαση του αντλητικού συγκροτήματος θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η χαρακτηριστική καμπύλη αντλίας (ή αντλιών) που δίνεται από τον κατασκευαστή και δίνει την ισχύ συγκεκριμένης αντλίας, την απόδοση (στην πραγματικότητα η απόδοση της αντλίας μεταβάλλεται με την παροχή και το μανομετρικό) της αντλίας ως συνάρτηση της παροχής. Θα πρέπει να επιλεγεί αντλία η οποία αποδίδει το απαιτούμενο μανομετρικό και παροχή ταυτόχρονα με ικανοποιητική απόδοση. Η παροχή θα πρέπει να καλύπτει την παροχή σχεδιασμού.

Η αντλία στις υδρεύσεις είναι πάντοτε «εν ξηρώ».

Τέλος, στην πράξη τοποθετούνται περισσότερες αντλίες σε σειρά ώστε να αποδίδουν την απαιτούμενη ισχύ (μία παραμένει εφεδρική). Η ολική παροχή είναι η παροχή κάθε αντλίας και παραμένει σε όλες τις αντλίες η ίδια ενώ τα μανομετρικά αθροίζονται. Σε αντλίες που είναι συνδεδεμένες παράλληλα λειτουργούν με κοινό μανομετρικό ενώ αθροίζεται η παροχή τους.

2.A2. Κλειστοί αγωγοί υπό πίεση βαρύτητας

Όταν υπάρχει η απαραίτητη υψομετρική διαφορά για να παροχετευτεί το νερό από την υδροληψία στη δεξαμενή ρύθμισης τότε μπορούμε να τοποθετήσουμε κλειστούς αγωγούς που θα λειτουργούν υπό πίεση. Το αίτιο της κίνησης νερού είναι η βαρύτητα.

Τα κυριότερα προβλήματα που εμφανίζονται σε αυτή την περίπτωση είναι τα παρακάτω:

- Πρόβλημα Υποπίεσεων (πρόβλημα σπηλαίωσης)
- Πρόβλημα Μεγάλων Πιέσεων λόγω έντονου ανάγλυφου

Αποτελεί κρίσιμο θέμα η Ορθή χάραξη του δικτύου με βάση το ανάγλυφο. Σημαντική είναι η τοποθέτηση κατάλληλων δικλίδων μείωσης της πίεσης ή πιεζοθραυστικών και η ορθή επιλογή των διαμέτρων των αγωγών.

2.A3. Συσκευές δικτύων ύδρευσης

Οι σημαντικότερες συσκευές που γενικά τοποθετούνται στα δίκτυα είναι:

Δικλείδες ρύθμισης της παροχής

Βαλβίδες αντεπιστροφής, ειδικά σε καταθλιπτικούς αγωγούς (περίπτωση αντλητικού συγκροτήματος) για να αποτρέψουν την ροή σε αντίστροφη κατεύθυνση

Εκκενωτές, για την εκκένωση του δικτύου τοποθετούνται στα χαμηλότερα σημεία του δικτύου.

Αεραξαγωγοί: Απομακρύνουν αέρα, ωστόσο σε περίπτωση πλήγματος εισάγουν αέρα. Τοποθετούνται στα υψηλότερα σημεία του δικτύου

Βαλβίδες ρύθμισης της παροχής. Τοποθετούνται πριν και μετά από δεξαμενές.

Μειωτές πίεσης με μεγάλη χρησιμότητα στα δίκτυα που λειτουργούν υπό πίεση και ελεύθερη ροή (χωρίς άντληση) ενώ υπάρχουν σημαντικές υψομετρικές διαφορές (σε περιπτώσεις εξωτερικού αλλά και εσωτερικού υδραγωγείου)

Πιεζοθραυστικά φρεάτια (πλέον αξιόπιστη λύση για τη μείωση της πίεσης, μπορεί να προσομοιαστεί με τη λειτουργία δεξαμενής, χωρίς όμως την πρόβλεψη όγκου βλάβης ή πυρκαγιάς)

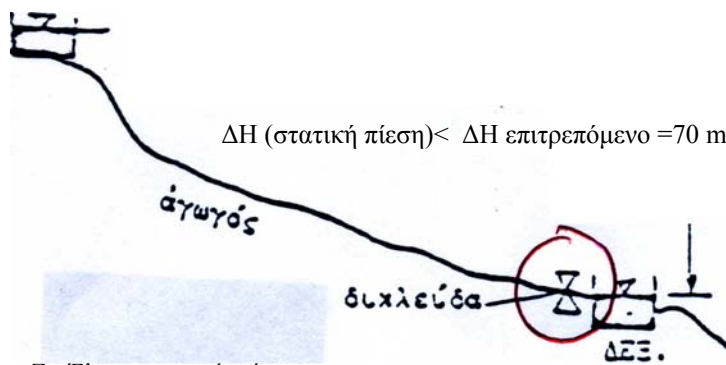
Βασική αρχή για τους αγωγούς υπό πίεση που λειτουργούν με βαρύτητα είναι ότι θα πρέπει το νερό να φθάνει στην δεξαμενή με επαρκές πιεζομετρικό φορτίο ώστε να κατανικηθούν οι απώλειες ενέργειας.

Από την άλλη πλευρά αν το νερό καταλήγει στην δεξαμενή με μεγάλο πιεζοθραυστικό φορτίο αυτό είναι επίσης ανεπιθύμητο.

Συνεπώς η διάταξη των βαλβίδων και η επιλογή των διαμέτρων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε το νερό να κατλήγει ενεργειακά περίπου στην επιφάνεια της δεξαμενής

Σε περίπτωση μεγάλων υψομετρικών διαφορών τοποθετούνται μειωτές πίεσης ή πιεζοθραυστικά φρεάτια

Σε κάθε περίπτωση η στατική πίεση πρέπει να είναι μικρότερη των 70 m δεδομένου για εξωτερικό υδραγωγείο.



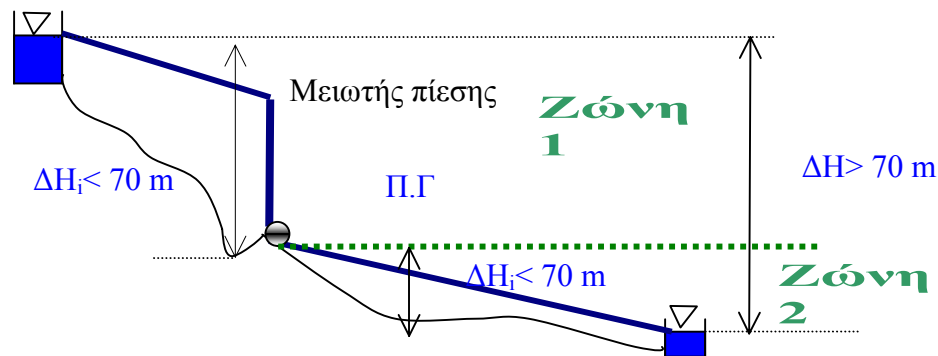
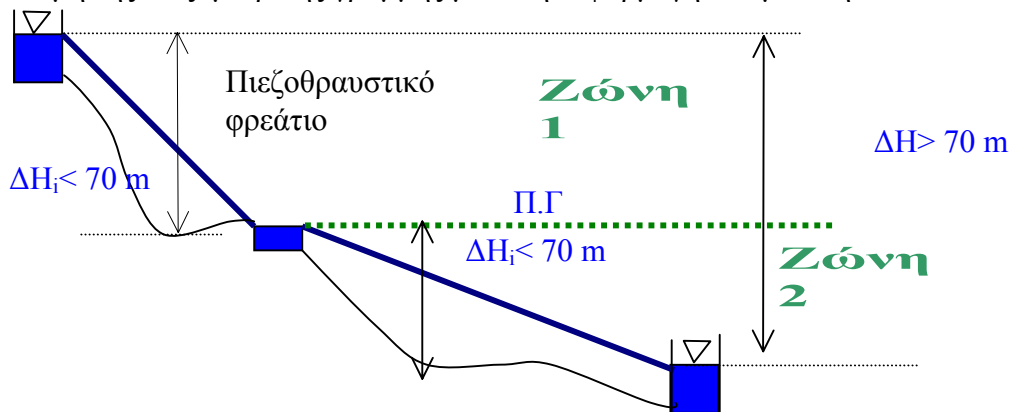
Σχ. Έλεγχος στατικής πίεσης

Στο επόμενο σχήμα η υψομετρική διαφορά μεταξύ των 2 δεξαμενών είναι μεγαλύτερη από 70 m. Υπάρχουν 2 λύσεις:

1. Η τοποθέτηση πιεζοθραυστικού φρεατίου
2. Η τοποθέτηση μειωτή πίεσης

Σε κάθε περίπτωση το ύψος στατικής πίεσης θα πρέπει να είναι μικρότερο των 70 m, ενώ η πιεζομετρική γραμμή τελικά θα πρέπει να απολήγει στην δεξαμενή.

Για το τμήμα του υδραγωγείου μετά το πιεζοθραυστικό φρεάτιο ή τον μειωτή πίεσης η στατική πίεση προσδιορίζεται με βάση την επιφάνεια του πιεζοθραυστικού ή την νέα στάθμη της πιεζομετρικής γραμμής μετά την εφαρμογή του μειωτή.



2.A4. Βέλτιστος σχεδιασμός δικτύου

Στην γενική περίπτωση πολύπλοκων δικτύων, ο σωστός σχεδιασμός επιτυγχάνεται μόνο με την εφαρμογή μεθόδων βελτιστοποίησης.

Στόχος: Ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής και λειτουργίας του έργου με τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι υδατικές ανάγκες κάτω από συγκεκριμένους περιορισμούς πίεσης.

Για κάθε κλάδο ij επιλέγονται εσωτερικές διάμετροι εμπορίου D_m ώστε να ικανοποιούνται οι περιορισμοί για την μέγιστη και την ελάχιστη ταχύτητα:

$$0.5 \leq \frac{4Q_{ij}}{\pi D_m^2} \leq 1.5$$

Έτσι για τον κλάδο ij προκύπτουν k πιθανές διάμετροι εμπορίου D_m . Για κάθε πιθανή διάμετρο m του ij κλάδου θεωρείται αντίστοιχο μήκος $X_{ij, m}$ (μεταβλητή απόφασης)

Συνάρτηση στόχου:

$$\text{Min} \left(\sum_{\text{κλάδων}} \sum_{m=1}^k c_{ij, m} X_{ij, m} + \sum_g CP_g XP_g \right)$$

Γεωμετρικοί Περιορισμοί

$$\sum_{m=1}^k X_{ij, m} = L_{ij}$$

Περιορισμοί ύψους πίεσης

$$h_{pH, MIN} \leq H_s + \sum_g XP_g - \sum h_{f, S \rightarrow H} - z_H \leq h_{pH, MAX}$$

Περιορισμοί μη αρνητικότητας

$$X_{ij, m} \geq 0$$

$$XP_g \geq 0$$

Ωστόσο, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί και ανάλυση ευαισθησίας ή ακόμη να συμπεριληφθούν και άλλες προσεγγίσεις (π.χ. ασαφής γραμμικός προγραμματισμός) προκειμένου να διερευνηθεί η ευαισθησία του μοντέλου σε τυχόν αλλαγές στα οικονομικά μεγέθη ή σε άλλα μεγέθη σχεδιασμού.

2.A5. Σύνθετες περιπτώσεις στο εξωτερικό υδραγωγείο

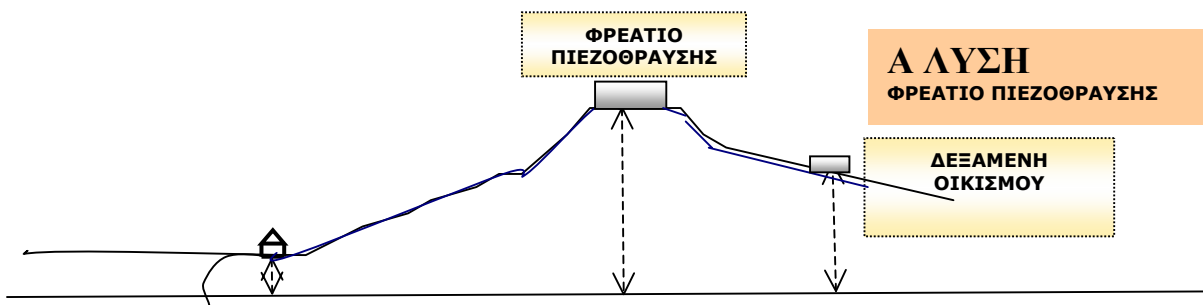
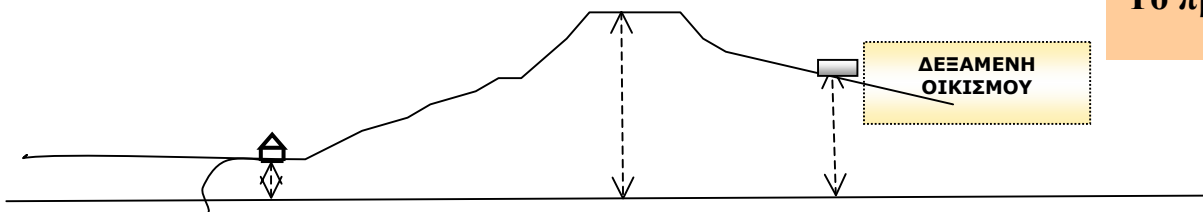
Στην πράξη ο σχεδιασμός ενός εξωτερικού υδραγωγείου σε πραγματικές συνθήκες είναι μία σύνθετη διαδικασία που δεν μπορεί να περιγραφεί από μία απόλυτη κατηγοριοποίηση και μεθοδολογία. Ενδεικτικά αναφέρονται μερικά παραδείγματα

Παράδειγμα 1

Στο εξωτερικό υδραγωγείο μπορούν να δοθούν μία σειρά από λύσεις. Για παράδειγμα στο εικονιζόμενο σχήμα είναι δυνατόν

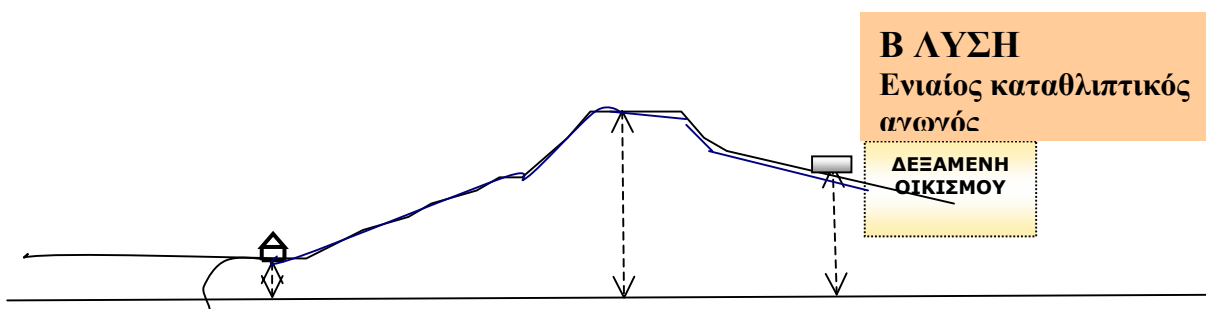
1. Όλος ο αγωγός να σχεδιασθεί ως καταθλιπτικός,
2. Να παρεμβληθεί φρεάτιο πιεζόθραυσης σε κατάλληλη υψομετρική θέση ώστε από το αντλιοστάσιο ως το φρεάτιο πιεζόθραυσης ο αγωγός να λειτουργεί ως καταθλιπτικός, ενώ από το φρεάτιο ως την δεξαμενή του οικισμού ως αγωγός βαρύτητας υπό πίεση. Το φρεάτιο πιεζόθραυσης θα έχει το ρόλο μιας τοπικής δεξαμενής ρύθμισης ενώ δεν θα συνυπολογιστεί κανένας ιδιαίτερος όγκος βλάβης ή πυρκαγιάς για το φρεάτιο.

Το πρόβλημα



Α ΛΥΣΗ
ΦΡΕΑΤΙΟ ΠΙΕΖΟΘΡΑΥΣΗΣ

ΔΕΞΑΜΕΝΗ ΟΙΚΙΣΜΟΥ



Β ΛΥΣΗ
Ενιαίος καταθλιπτικός
αγωγός

ΔΕΞΑΜΕΝΗ ΟΙΚΙΣΜΟΥ

Παράδειγμα 2: Αποφυγής υπο-πίεσεων

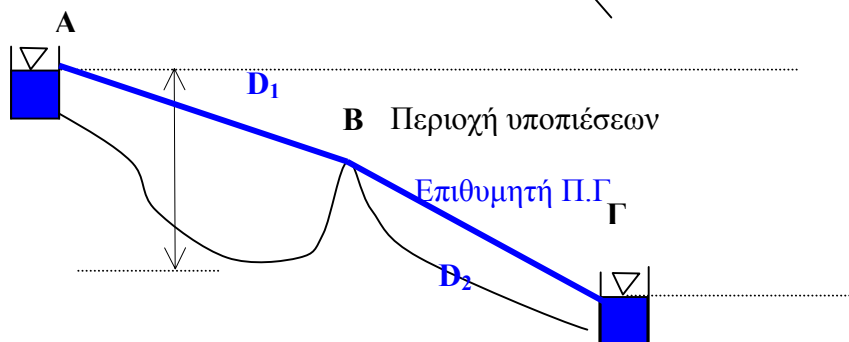
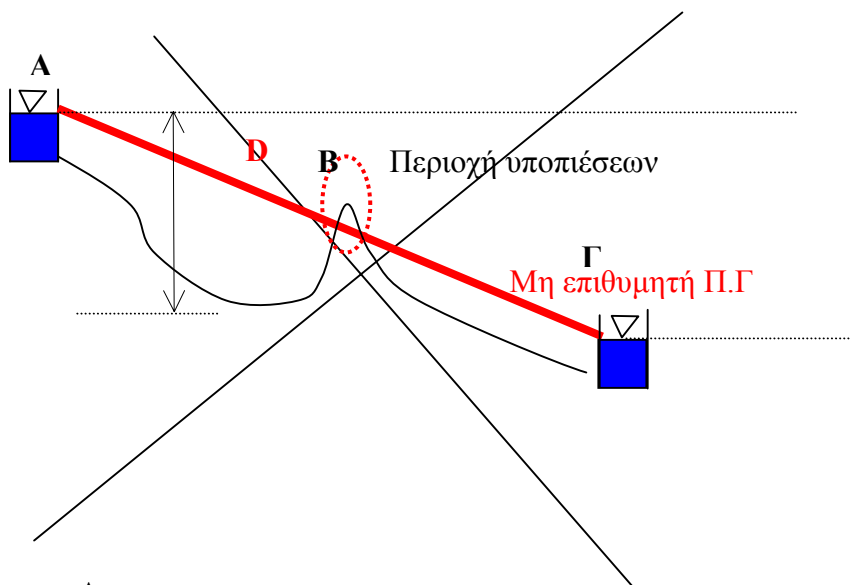
Αν τοποθετηθεί ενιαία διάμετρος D για το εικονιζόμενο σχήμα εμφανίστηκαν υποπίεσεις. Για το τμήμα AB θα τοποθετηθεί διάμετρος D_1 μεγαλύτερη από D ώστε το νερό να φθάνει στο ημείο B (όχι χαμηλότερα) ενώ για το $BΓ$ θα επιλεγθεί διάμετρος D_2 ώστε το νερό να καταλήγει ενεργειακά στην δεξαμενή.

$$h_f = R Q^2, R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5},$$

$$D \uparrow \Rightarrow h_f \downarrow$$

$$D < D_1$$

$$D > D_2$$



2.B. Δεξαμενή ρύθμισης

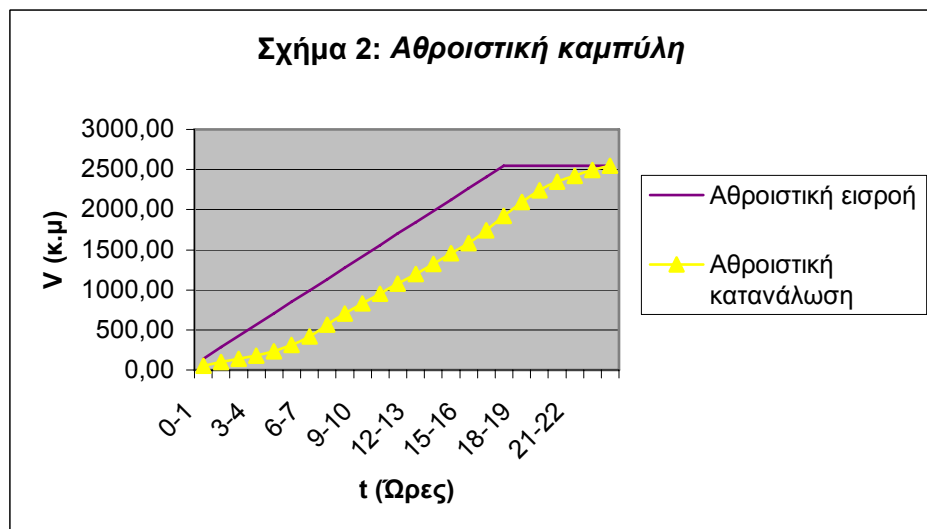
2.B1. Προσδιορισμός του όγκου ρυθμίσεως για τη δεξαμενή ρύθμισης

Προκειμένου να προσδιοριστεί ο απαιτούμενος όγκος της δεξαμενή ρυθμίσεως προσδιορίζεται η καμπύλη της διαφοράς της αθροιστικής εισροής στη δεξαμενή ρυθμίσεως μείον την αθροιστική κατανάλωση (διάγραμμα Ripple) για το εικοσιτετράωρο αν η δεξαμενή ρύθμισης έχει εικοσιτετράωρη βάση λειτουργίας.

Για να λειτουργεί ικανοποιητικά η δεξαμενή, πρέπει να έχει ικανοποιητικό όγκο, ώστε να καταστεί δυνατό να καλύψει τόσο την μέγιστη περίσσεια, όσο και το μέγιστο έλλειμμα. Συνεπώς ο όγκος ρυθμίσεως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{\text{όγκος ρυθμίσεως}} = \left| V_{\text{MAX}_{\text{περίσσειας}}} \right| + \left| V_{\text{MAX}_{\text{έλλειματος}}} \right|$$

Ο όγκος ρυθμίσεως μπορεί να υπολογιστεί γραφικά



2.B.2 Πρόσθετοι όγκοι αποθήκευσης

Υποδομή κατάσβεσης πυρκαγιάς:

Συνολικός όγκος για μικρές πόλεις:

$$V^{\pi} = 2^{\text{ώρες}} \times 2^{\text{στόμια}} \times 5^{l/s} \rightarrow 72 \text{ m}^3$$

Συνολικός όγκος για μεγάλες πόλεις:

$$V^{\pi} = 12^{\text{ώρες}} \times 2^{\text{στόμια}} \times 5^{l/s} \rightarrow 432 \text{ m}^3$$

Οι ποσότητες αυτές πρέπει να υπάρχουν στις δεξαμενές της πόλης συμπεριλαμβανομένης και της δεξαμενής ρυθμίσεως.

Μια άλλη περίπτωση είναι να συμβεί βλάβη στο δίκτυο οπότε θα πρέπει να προβλεφθεί ένας αντίστοιχος όγκος.

Από την άλλη πλευρά θεωρείται υπερβολικό να συμπέσει η βλάβη με την πυρκαγιά οπότε ως επιπρόσθετος όγκος θεωρείται το μέγιστο:

$$V^{επ} = \max\{V^π, V^{βλάβης}\}$$

2.B.3 Συνολικός όγκος δεξαμενής

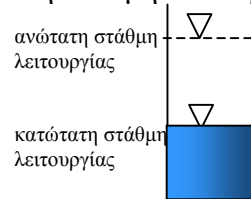
Ο συνολικός όγκος της δεξαμενής είναι:

$$V^{συν} = V_{\text{όγκος ρυθμίσεως}} + V^{επ}$$

2.B.4 Ανώτατη και κατώτατη στάθμη λειτουργίας

Στην πράξη για την δεξαμενή ρυθμίσεως μπορούμε να διακρίνουμε δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις: Την ανώτατη στάθμη λειτουργίας και την κατώτατη στάθμη λειτουργίας.

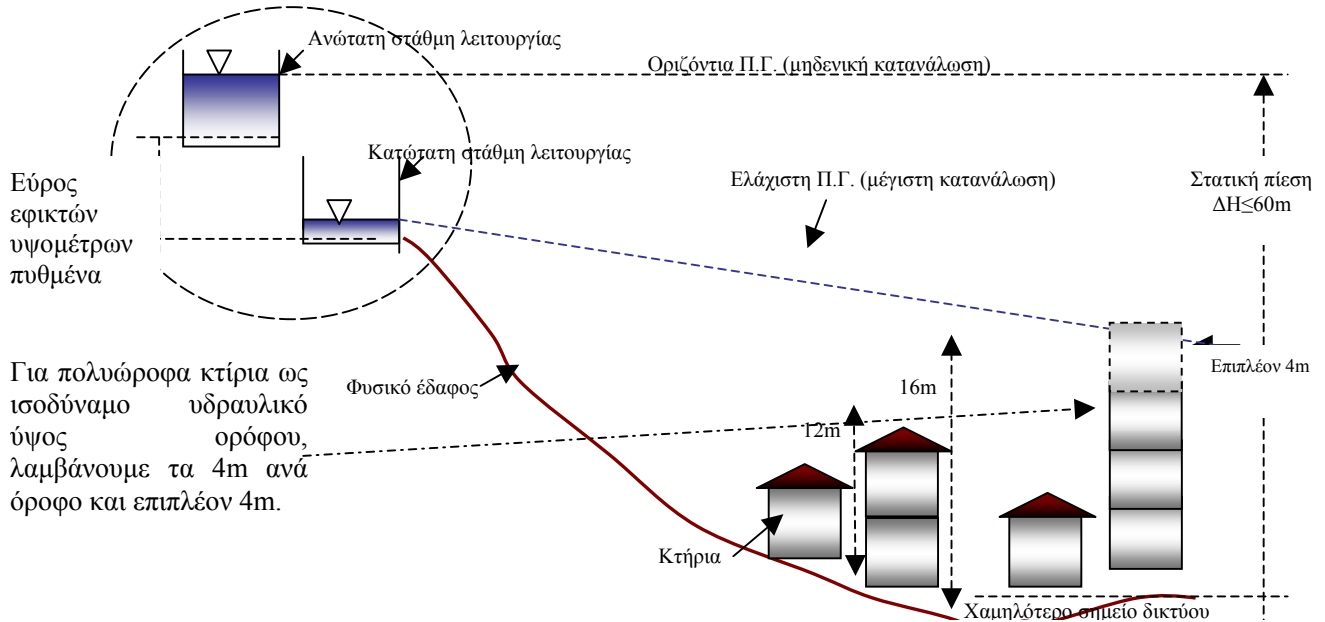
- Για την περίπτωση του εσωτερικού υδραγωγείου δυσμενέστερη περίπτωση για τον έλεγχο του απαραίτητου ύψους πίεσης είναι η κατώτατη στάθμη λειτουργίας.
- Για την περίπτωση του εξωτερικού υδραγωγείου δυσμενέστερη περίπτωση για τον έλεγχο του απαραίτητου ύψους πίεσης είναι η ανώτατη στάθμη λειτουργίας.
- Για την περίπτωση του εσωτερικού υδραγωγείου δυσμενέστερη περίπτωση για τον έλεγχο της στατικής πίεσης είναι η ανώτατη στάθμη λειτουργίας.



Ωστόσο χάριν ασφαλείας και σε βάρος της ακρίβειας, αρκετές φορές θεωρείται ότι το υψόμετρο της δεξαμενής είναι το ύψος ενεργείας στην θέση της δεξαμενής αγνοώντας την στάθμη κατώτατης λειτουργίας

2.B.5 Εκλογή υψομετρικής θέσης δεξαμενής

Η εκλογή υψομετρικής θέσης δεξαμενής γίνεται με βάση το ελάχιστα απαιτούμενο ύψος πίεσης και τον περιορισμό στατικής πίεσης για το εσωτερικό υδραγωγείο (βλπ.σχήμα)



Σχήμα: Εκλογή υψομετρικής θέσης δεξαμενής

ΑΣΚΗΣΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

(Σύνταξη άσκησης: Τσακίρης, 2004)

Ο οικισμός πρόκειται να υδροδοτηθεί από πηγή που βρίσκεται σε απόσταση 11 km από την άκρη του οικισμού (Α), όπου πρόκειται να κατασκευασθεί δεξαμενή 24ωρης ρύθμισης (Σχ.1).

Ο οικισμός έχει δύο ζώνες με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά (Πιν. 1):

Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά των ζωνών

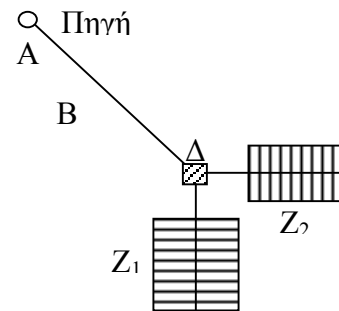
	Έκταση	Z ₁	Z ₂
			1020 στρ.
	Μέση πυκνότητα πληθυσμού	5 κατ./στρ.	7 κατ./στρ.
	Ανηγμένη ημερήσια κατανάλωση σε L / κάτ. ημ. μόνιμων κατοίκων	250	230
	Ανηγμένη ημερήσια κατανάλωση σε L / κάτ. ημ. επισκεπτών	300	300
Σενάριο 1	Σταθερός ετήσιος ρυθμός αύξησης ανά έτος, καθόλη την διάρκεια σχεδιασμού	1 % (αρχικού πληθυσμού)	2 % (αρχικού πληθυσμού)
Σενάριο 2	Μέσος σταθερός ετήσιος ρυθμός αύξησης του πληθυσμού	1 % πληθυσμού	2 % πληθυσμού

Κατά το δίμηνο Ιουλίου – Αυγούστου στον οικισμό διαμένουν άλλοι 2000 επισκέπτες χωρίς τάσεις αύξησης, που μένουν εξίσου στις δύο ζώνες.

Οι υψομετρικές αποστάσεις από την στάθμη Α (πηγή) για τα σημεία Β (πυθμένας αγωγού) και Δ (στάθμη δεξαμενής) είναι 67 m και 92 m αντίστοιχα (σχήμα 2). Δίνονται τα μήκη το μήκη: AB = 6000m και ΒΔ = 5000m .

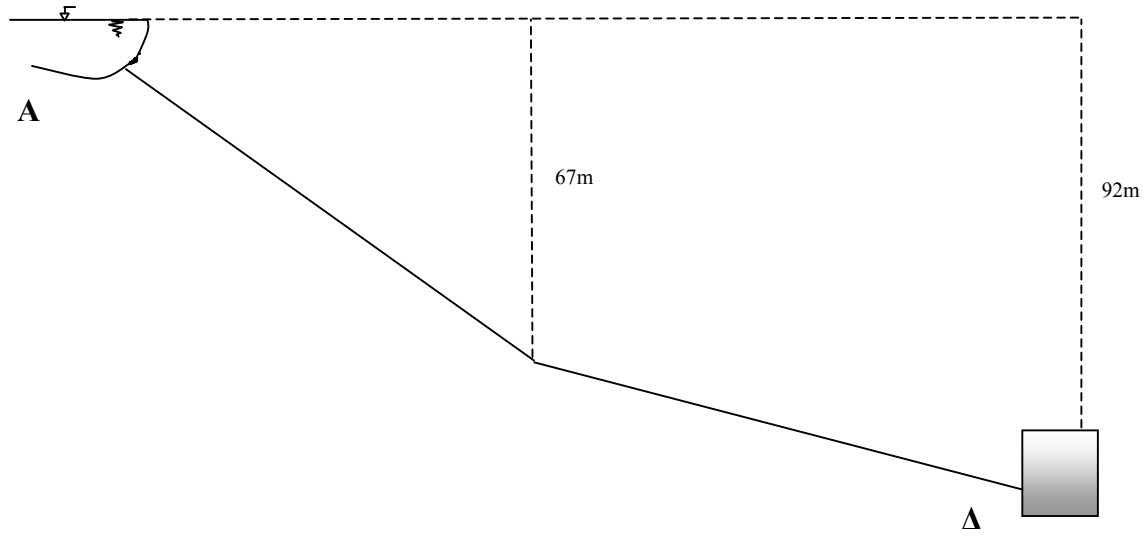
Ζητούνται :

- Να υπολογισθεί ο μόνιμος και ο (μέγιστος) συνολικός πληθυσμός μετά από 30 έτη σε κάθε ζώνη και σε ολόκληρο τον οικισμό.
- Να υπολογισθεί η παροχή σχεδιασμού του αγωγού ΑΔ για περίοδο (ορίζοντα) σχεδιασμού τα 30 έτη.
- Να διαστασιολογηθεί ο αγωγός ΠΔ που προβλέπεται να είναι από χαλυβωσολήνα με $k_s = 1 \text{ mm}$ με τυποποίηση ανά 50 mm. (Κινηματική συνεκτικότητα του νερού $\nu \text{ (m}^2/\text{s)} 10^{-6}$). Θεωρείστε τοπικές απώλειες 10 % επί των γραμμικών.
- Αν η απαιτούμενη αξιοπιστία της ικανοποίησης της ζήτησης είναι 99 % να διερευνήσετε αν επαρκεί η παροχή της πηγής που έχει ημερήσια στοιχεία



Σχήμα 1: Σκαρίφημα περιοχής

παροχής που ακολουθούν την κανονική κατανομή με $\bar{Q}_{\etaμερήσια} = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ και $\hat{\sigma} = 0.10 \text{ m}^3/\text{sec}$.



Σχήμα 2: Αναπαράσταση του δικτύου

ΛΥΣΗ ΑΣΚΗΣΗΣ

α) Προσδιορισμός μελλοντικού πληθυσμού

Η μέση πυκνότητα πληθυσμού της ζώνης Z_1 είναι 5 κάτοικοι / στρέμμα. Για τη συνολική έκταση των 1020 στρεμμάτων της ζώνης, ο πληθυσμός της σύμφωνα με τη μέση πυκνότητα είναι 5100 κάτοικοι. Αντίστοιχα για τη ζώνη Z_2 η μέση πυκνότητα του πληθυσμού είναι 7 κάτοικοι / στρέμμα και για επομένως για την έκταση των 700 στρεμμάτων ο πληθυσμός της ζώνης προκύπτει 4900 κάτοικοι. Ο μόνιμος συνολικός πληθυσμός και των δύο ζωνών προκύπτει 10000 κάτοικοι.

Σύμφωνα με το πρώτο σενάριο υπάρχει σταθερή αύξηση του πληθυσμού, οπότε η συνάρτηση του πληθυσμού αποδίδεται από την εξίσωση:

$$P_n = P_0 \cdot (1 + k \cdot t)$$

όπου: P_n = ο μελλοντικός πληθυσμός,
 P_0 = ο σημερινός πληθυσμός,
 t = η χρονική διάρκεια της πρόβλεψης, και
 k = ο μέσος ετήσιος ρυθμός αύξησης του πληθυσμού.

Σύμφωνα με το σενάριο της σταθερής αύξησης του πληθυσμού, ο μόνιμος πληθυσμός της ζώνης Z_1 μετά από 30 χρόνια θα είναι:

$$P_n = P_0 + k \cdot P_0 \cdot t \Rightarrow P_{Z1} = 5100 + 0.01 \cdot 5100 \cdot 30 \Rightarrow P_{Z1} = 6630 \text{ κάτοικοι.}$$

Αντίστοιχα για τη ζώνη Z_2 ο μόνιμος πληθυσμός μετά από 30 χρόνια θα είναι:

$$P_n = P_0 + k \cdot P_0 \cdot t \Rightarrow P_{Z1} = 4900 + 0.02 \cdot 4900 \cdot 30 \Rightarrow P_{Z1} = 7840 \text{ κάτοικοι.}$$

Κατά το δίμηνο Ιουλίου – Αυγούστου διαμένουν στον οικισμό άλλοι 2000 επισκέπτες χωρίς τάσεις αύξησης, εξίσου στις δύο ζώνες. Επομένως και μετά από 30 χρόνια σε κάθε ζώνη θα διαμένουν 2000 επισκέπτες. Επομένως ο συνολικός πληθυσμός κάθε ζώνης είναι αντίστοιχα:

Για τη ζώνη Z_1 : $P_{Z1}^{\Sigma} = 7630$ κάτοικοι, και

Για τη ζώνη Z_2 : $P_{Z2}^{\Sigma} = 8840$ κάτοικοι.

Για ολόκληρο τον οικισμό ο μόνιμος πληθυσμός μετά από 30 έτη θα είναι 14470 κάτοικοι, ενώ ο (μέγιστος) συνολικός πληθυσμός μετά από 30 έτη θα είναι 16470 κάτοικοι.

Η υπόθεση της ύπαρξης μέσου ρυθμού ετήσιας αύξησης του πληθυσμού αποδίδεται από την γεωμετρική πρόοδο. Η γεωμετρική πρόοδος αύξησης του πληθυσμού στηρίζεται στην εξίσωση:

$$P_n = P_0 \cdot (1 + a)^n$$

όπου: P_n = ο μελλοντικός πληθυσμός μετά από n έτη,
 P_0 = ο σημερινός πληθυσμός,
 n = η χρονική διάρκεια της πρόβλεψης, και
 a = ο μέσος ετήσιος ρυθμός αύξησης του πληθυσμού.

Η υπόθεση της γεωμετρικής αύξησης του πληθυσμού είναι η πλέον διαδεδομένη σήμερα κυρίως για μικρούς οικισμούς και για το λόγο αυτό θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των υπολοίπων στοιχείων σχεδιασμού. Η υπόθεση της γεωμετρικής

αύξησης του πληθυσμού δίνει μεγαλύτερο μελλοντικό πληθυσμό από την αντίστοιχη γραμμική και για το λόγο αυτό θεωρείται ασφαλέστερη.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή ο μόνιμος πληθυσμός της ζώνης Z_1 μετά από 30 έτη θα είναι:

$$P_n = P_o \cdot (1 + a)^n \Rightarrow P_{Z1} = 5100 \cdot (1 + 0.01)^{30} \Rightarrow P_{Z1} = 6874 \text{ κάτοικοι.}$$

Αντίστοιχα για τη ζώνη Z_2 ο μόνιμος πληθυσμός μετά από 30 χρόνια θα είναι:

$$P_n = P_o \cdot (1 + a)^n \Rightarrow P_{Z2} = 4900 \cdot (1 + 0.02)^{30} \Rightarrow P_{Z2} = 8876 \text{ κάτοικοι.}$$

Κατά το δίμηνο Ιουλίου – Αυγούστου διαμένουν στον οικισμό άλλοι 2000 επισκέπτες χωρίς τάσεις αύξησης, εξίσου στις δύο ζώνες. Επομένως και μετά από 30 χρόνια σε κάθε ζώνη θα διαμένουν 1000 επισκέπτες. Επομένως ο συνολικός πληθυσμός κάθε ζώνης είναι αντίστοιχα:

Για τη ζώνη Z_1 : $P_{Z1}^{\Sigma} = 7874$ κάτοικοι, και

Για τη ζώνη Z_2 : $P_{Z2}^{\Sigma} = 9876$ κάτοικοι.

Για ολόκληρο τον οικισμό ο μόνιμος πληθυσμός μετά από 30 έτη θα είναι 15750 κάτοικοι, ενώ ο συνολικός πληθυσμός μετά από 30 έτη θα είναι 17750 κάτοικοι.

Τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 2: Αποτελέσματα μελλοντικής προβολής οικισμού σύμφωνα με τη μέθοδο της γραμμικής και της γεωμετρικής αύξησης του πληθυσμού.

	Σταθερή αύξηση (κάτοικοι)	Γεωμετρική αύξηση (κάτοικοι)
Μόνιμος πληθυσμός ζώνης Z_1	6630	6874
Συνολικός πληθυσμός ζώνης Z_1	7630	7874
Μόνιμος πληθυσμός ζώνης Z_2	7840	8876
Συνολικός πληθυσμός ζώνης Z_2	8840	9876
Μόνιμος πληθυσμός οικισμού	14470	15750
Συνολικός πληθυσμός οικισμού	16470	17750

Σχόλια:

Για τον υπολογισμό του μελλοντικού πληθυσμού μιας περιοχής χρησιμοποιούνται διάφορες μέθοδοι, οι συνηθέστερες από τις οποίες είναι η γραμμική μέθοδος και η γεωμετρική μέθοδος αύξησης του πληθυσμού.

Ωστόσο για μακροπρόθεσμες προβλέψεις προκρίνονται πιο σύνθετες μέθοδοι. Επίσης η υπόθεση της γεωμετρικής αύξησης του πληθυσμού πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή και πάντως όχι εύκολα για αστικές περιοχές μεγάλου πληθυσμού.

β) Η παροχή σχεδιασμού του αγωγού ΠΔ (εξωτερικού υδραγωγείου) για ορίζοντα σχεδιασμού 30 έτη είναι η ολική μέγιστη ημερήσια παροχή $\max Q_H$ όλων των χρήσεων μετά από 30 έτη. Η μέγιστη ημερήσια παροχή αποτελεί τη μέση ημερήσια παροχή κατά την ημέρα της μεγαλύτερης ζήτησης νερού και θεωρείται ότι προκύπτει

με βάση τη μέση ημερήσια κατανάλωση \bar{Q}_H για κάθε χρήση σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\max Q_H = \lambda_1 \cdot \bar{Q}_H, \lambda_1 \geq 1.5$$

Προκύπτει δηλαδή με προσαύξηση της μέσης ημερήσιας κατανάλωσης με βάση τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή λ_1 . Η εκτίμηση του κατάλληλου συντελεστή λ_1 αποτελεί παραδοχή, την οποία ο μηχανικός πρέπει να κάνει με βάση ιστορικά στοιχεία του δεδομένου δικτύου, χρήσεων και περιοχής ή βιβλιογραφικά. Αν δεν δίνονται αναλυτικά στοιχεία συνήθως χρησιμοποιούμε για το συντελεστή λ_1 την τιμή $\lambda_1 = 1.5$ ή και μεγαλύτερη. Η άθροιση των επί μέρους μέγιστων ημερήσιων καταναλώσεων πρέπει να γίνεται μετά από τους επί μέρους πολλαπλασιασμούς των μέσων ημερήσιων παροχών κυρίως λόγω των διαφορετικών συντελεστών λ_1 που χρησιμοποιούνται σε κάθε περίπτωση.

Η μέση ημερήσια παροχή \bar{Q}_H προκύπτει με βάση την ειδική μέση ημερήσια κατανάλωση νερού q σε L / κάτοικο και ημέρα για κάθε χρήση, σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\bar{Q}_H = P_n \cdot q$$

Η μέση ημερήσια παροχή για ορίζοντα σχεδιασμού 30 χρόνια για τον μόνιμο πληθυσμό της ζώνης Z_1 είναι:

$$\bar{Q}_H^{Z_1}, \mu = P_n \cdot q \Rightarrow \bar{Q}_H^{Z_1}, \mu = 6874 \cdot 0.25 \Rightarrow \bar{Q}_H^{Z_1}, \mu = 1718.5 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Για τη ζώνη Z_2 είναι αντίστοιχα:

$$\bar{Q}_H^{Z_2}, \mu = P_n \cdot q \Rightarrow \bar{Q}_H^{Z_2}, \mu = 8876 \cdot 0.23 \Rightarrow \bar{Q}_H^{Z_2}, \mu = 2041.5 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Για το σύνολο του οικισμού η μέση ημερήσια παροχή για το μόνιμο πληθυσμό σε ένα ορίζοντα σχεδιασμού 30 χρόνων είναι:

$$\bar{Q}_H, \mu = 3760.0 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Η ειδική μέση ημερήσια κατανάλωση νερού των επισκεπτών είναι 300 L / κάτοικο και ημέρα και για τις δύο ζώνες. Επομένως η μέση ημερήσια παροχή για τους επισκέπτες ολόκληρου του οικισμού είναι για ορίζοντα σχεδιασμού 30 ετών:

$$\bar{Q}_H, \tau = P_n \cdot q \Rightarrow \bar{Q}_H, \tau = 2000 \cdot 0.30 \Rightarrow \bar{Q}_H, \tau = 600.0 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Η μέγιστη ημερήσια παροχή για τους μόνιμους κατοίκους του οικισμού και για ορίζοντα σχεδιασμού 30 χρόνια είναι:

$$\max Q_H, \mu = \lambda_1 \cdot \bar{Q}_H, \mu \Rightarrow \max Q_H, \mu = 1.5 \cdot 3760.0 \Rightarrow \max Q_H, \mu = 5640 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Για τους επισκέπτες είναι αντίστοιχα:

$$\max Q_H, \tau = \lambda_1 \cdot \bar{Q}_H, \tau \Rightarrow \max Q_H, \tau = 1.5 \cdot 600.0 \Rightarrow \max Q_H, \tau = 900 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$$

Η συνολική παροχή σχεδιασμού του εξωτερικού υδραγωγείου είναι:

$$\max Q_H = 5640 + 900 \Rightarrow \max Q_H = 6540 \text{ m}^3 / \text{ημέρα} .$$

γ) Η παροχή σχεδιασμού του εξωτερικού υδραγωγείου όπως υπολογίστηκε στο προηγούμενο ερώτημα είναι: $\max Q_H = 6540 \text{ m}^3 / \text{ημέρα}$

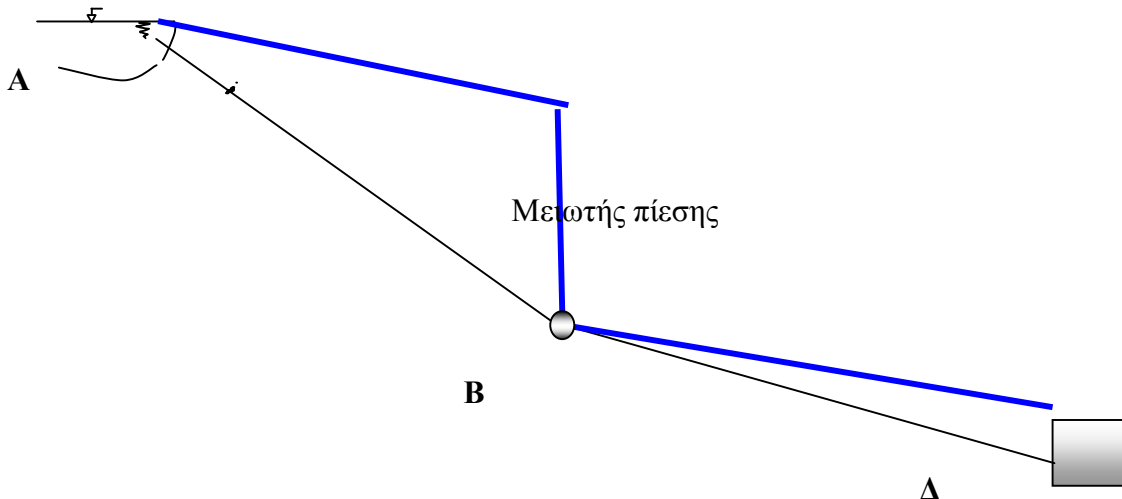
Επομένως είναι:

$$\max Q_H = \frac{6540 \text{ m}^3 \cdot 1000 \frac{\text{L}}{\text{m}^3}}{\text{ημέρα} \cdot 3600 \frac{\text{sec}}{\text{h}} \cdot 24 \frac{\text{h}}{\text{ημέρα}}} \Rightarrow \max Q_H = \frac{6540000 \text{ L}}{86400 \text{ sec}} \Rightarrow \max Q_H = 75.7 \text{ L/sec}$$

Δηλαδή η παροχή σχεδιασμού του αγωγού είναι: $\max Q_H = 76 \text{ L / sec}$.

Παρατηρούμε ότι η υψομετρική διαφορά μεταξύ υδροληψίας και δεξαμενής ρύθμισης είναι μεγαλύτερη από 70 μ. Επιλέγεται η τοποθέτηση μειωτή πίεσης στο σημείο Β.

Έλεγχος: Στα τμήματα ΑΒ και ΒΔ η στατική πίεση είναι μικρότερη από 70 m.



Στο σχήμα εμφανίζεται η επιδιωκόμενη πιεζομετρική γραμμή.

B) Σχεδιασμός αγωγού ΒΔ

Οι συνολικές απώλειες για τον αγωγό ΒΔ θα πρέπει να είναι ίσες με το διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο που υπολογίζεται από τη υψομετρική διαφορά του Β και της δεξαμενής Δ. Η υψομετρική αυτή διαφορά είναι 25 m και επομένως το διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο είναι 25 m. Για να εξασφαλίζουμε με μεγαλύτερη ασφάλεια ότι θα υπάρχει αρκετό υδραυλικό φορτίο μειώνουμε τις επιτρεπτές απώλειες κατά 1 m. Τότε το διαθέσιμο υδραυλικό φορτίο γίνεται:

$$\Delta h = 25 \text{ m} - 1 \text{ m} \Rightarrow \Delta h = 24 \text{ m}.$$

Οι τοπικές απώλειες μπορούν να λαμβάνονται σαν ποσοστό των γραμμικών απωλειών φορτίου. Για τις συνήθεις συνθήκες οι τοπικές απώλειες είναι της τάξης του 10% των γραμμικών απωλειών, δηλαδή:

$$\text{Απώλειες} = 1.10 * \text{Γραμμικές Απώλειες}$$

Τότε οι γραμμικές απώλειες θα είναι:

$$\Delta h' = 24 \text{ m} / 1.10 \Rightarrow \Delta h' = 21.8 \text{ m}$$

Η κλίση του φορτίου δηλαδή η κλίση της πιεζομετρικής γραμμής γίνεται τότε:

Προσπαθούμε να επιλέξουμε διάμετρο με ταχύτητα μεταξύ 0,5 και 1,5 m/s ώστε να υπάρχουν γραμμικές απώλειες ίσες με 22 m.

Γενικός κανόνας

$$h_f = R Q^2, R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5},$$

$$D \uparrow \Rightarrow h_f \downarrow$$

Πίνακας υπολογισμού απωλειών

Q	D	v	L	Re	k/D	f	R	hf	Sf ‰
0,076	0,250	1,549	5000	387261,15	0,0040	0,02882	12205,95	70,5	14,100
0,076	0,300	1,076	5000	322717,62	0,0033	0,02749	4677,81	27,0	5,404
0,076	0,350	0,790	5000	276615,10	0,0029	0,02647	2084,22	12,0	2,408

Σημείωση: Στον παραπάνω πίνακα ο συντελεστής τριβής f προσδιορίζεται από την ρητή εξίσωση του Swamee και Jain (1976):

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k_s/D}{3.7} \right) \right]^2}$$

Αν και η Φ300 προσεγγίζει αυτό τον στόχο δίνει μεγαλύτερες απώλειες που σημαίνει ότι το νερό δεν θα φθάνει στην δεξαμενή κάτι που είναι ανεπίτρεπτο.

Θα επιλεγεί ένας γραμμικός συνδυασμός των Φ300 και Φ350 ώστε το νερό να φθάνει με ασφάλεια στην δεξαμενή

Έστω l το μήκος αγωγού Φ300 για το τμήμα ΒΔ

Το μήκος αγωγού Φ350 για το τμήμα ΒΔ θα είναι $5000 - l$

Θα πρέπει να ισχύει:

$$S_{350}(5000 - l) + S_{300}l = 21.8$$

$$0.002408 \cdot (5000 - l) + 0.005404 \cdot l = 21.8$$

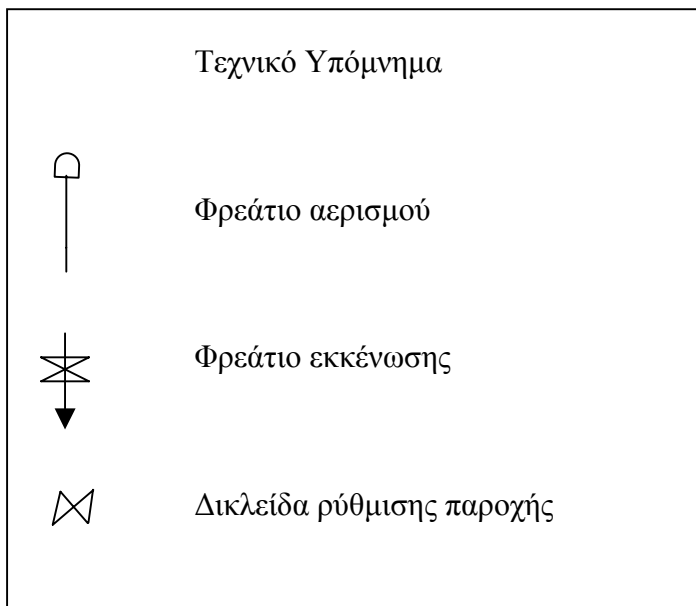
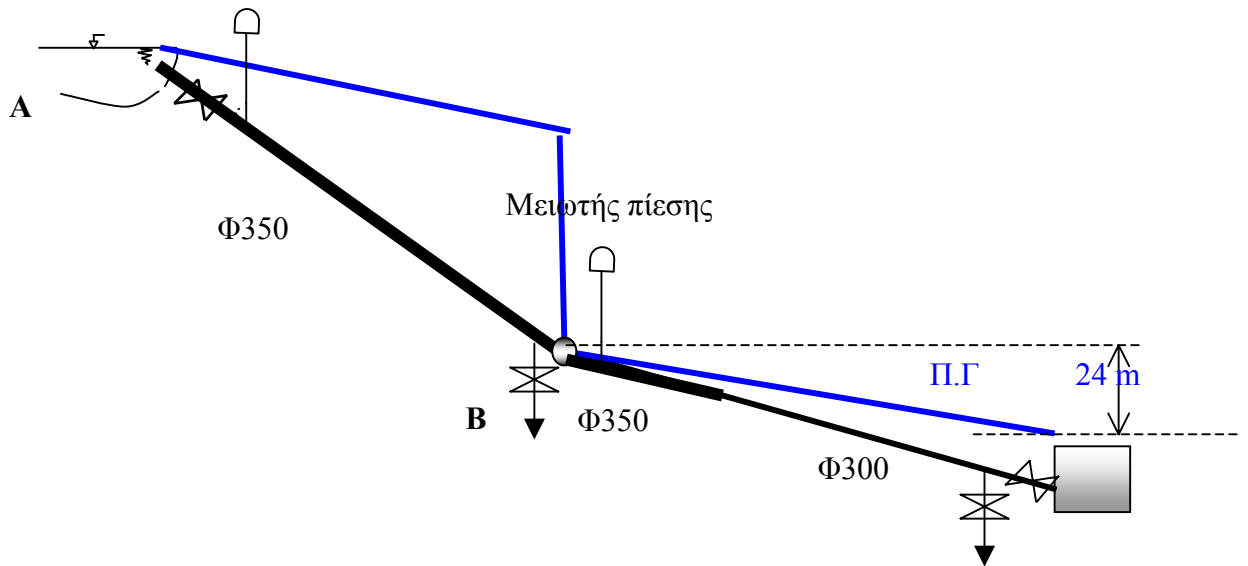
$$l = 3258 \text{ m } \Phi 300$$

Οπότε και θα τοποθετηθεί αγωγός Φ350 για το τμήμα ΒΔ θα είναι $5000 - l = 1742$

Γ) Σχεδιασμός αγωγού ΑΒ

Θα τοποθετηθεί αγωγός Φ350 εφόσον

- Κινείται στο επιτρεπτό όριο ταχυτήτων για δεδομένη παροχή
- Για να μην προκύψει ανάντη στο ΑΒ μικρότερη διάμετρος από το ΒΔ



Επίσης θα υπάρξει αγκύρωση οπουδήποτε αλλάζει διεύθυνση η σωλήνωση.

δ) Έλεγχος αξιοπιστίας πηγής

Ζητούμενο αποτελεί η αξιοπιστία της ζήτησης να είναι 99 %. Τούτο σημαίνει ότι απαιτείται $P(Q_{H,\Pi} \geq \max Q_{H(K)}) \geq 0.99$ *

Πράγματι ισχύει:

$$\begin{aligned} P(Q_{H,\Pi} \geq \max Q_{H(K)}) &= 1 - P(Q_{H,\Pi} \leq \max Q_{H(K)}) = 1 - P\left(\frac{\max Q_{H(K)} - \mu_{H,\Pi}}{\sigma_{H,\Pi}}\right) = \\ &= 1 - P\left(\frac{0.076 - 0.5}{0.1}\right) = 1 - P(-4.24) \geq 0.99 \end{aligned}$$

**Υπενθυμίζεται ότι όπου $Q_{H,\Pi}$ είναι η τυχαία μεταβλητή.*

ΑΣΚΗΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΡΥΘΜΙΣΕΩΣ – αντλητικού συγκροτήματος εξωτερικού υδραγωγείου

Για την ύδρευση οικισμού με πληθυσμό σχεδιασμού 8500 κατοίκους, προβλέπεται η κατασκευή δεξαμενή ρυθμίσεως η οποία τροφοδοτείται από γεώτρηση με τη βοήθεια αντλητικού συγκροτήματος με αγωγό μήκους 2,5 km. Αν η υψομετρική διαφορά μεταξύ αντλιοστασίου και δεξαμενή ρυθμίσεως είναι 180 m, ζητούνται:

- α) Η αθροιστική καμπύλη κατανάλωσης.
- β) Η απαιτούμενη χωρητικότητα της δεξαμενή ρυθμίσεως για 24ωρη ρύθμιση.
- γ) Η διάμετρος του καταθλιπτικού αγωγού.
- δ) Η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος.
- ε) Προτείνετε το εύρος διαμέτρων του κύριου τροφοδοτικού αγωγού από τη δεξαμενή ρυθμίσεως προς το δίκτυο του οικισμού (αγωγός μεταφοράς εσωτερικού υδραγωγείου), για αγωγούς από PE 3^{ns} γενιάς 10 atm για τις διατάξεις του εσωτερικού υδραγωγείου.

Δίνονται:

ΩΡΑ	ΠΟΣΟΣΤΟ %	ΩΡΑ	ΠΟΣΟΣΤΟ %
0	-		
0-1	2.0	12-13	4.8
1-2	2.0	13-14	4.9
2-3	1.5	14-15	5.2
3-4	1.5	15-16	5.1
4-5	2.2	16-17	6.1
5-6	3.0	17-18	7.0
6-7	4.2	18-19	7.0
7-8	5.8	19-20	5.5
8-9	5.5	20-21	4.2
9-10	4.9	21-22	3.0
10-11	4.7	22-23	2.8
11-12	4.9	23-24	2.2

- Μέγιστη ημερήσια κατανάλωση : 300 L/κατ.ημ.
- Συντελεστής τοπικών απωλειών : 15%.
- Διάμετροι εμπορίου σωλήνων για το εξωτερικό υδραγωγείο από χαλβοσωλήνα, $k_s = 1.0 \text{ mm}$ αντοχής 25 atm, με τυποποίηση εσωτερικής διαμέτρου ανά 50mm
- Βαθμός απόδοσης αντλιών : $n = 0.70$.
- Ώρες λειτουργίας αντλιοστασίου : 18 (0:00 - 18:00).
- Βάθος γεώτρησης : (-) 20 m.
- Απώλειες φορτίου αγωγού αναρρόφησης : 1 m.
- Θεωρείται ταχύτητα για το βέλτιστο σχεδιασμό του καταθλιπτικού αγωγού 1.5 m/s
- Κινηματική συνεκτικότητα του νερού : $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

ΛΥΣΗ

1. Προσδιορισμός της αθροιστικής κατανάλωσης.

Ο οικισμός προβλέπεται να έχει πληθυσμό 8500 κατοίκους. Εφόσον η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση είναι 300 L/κατ./ημ., η μέγιστη απαιτούμενη ημερήσια παροχή για το σύνολο των κατοίκων είναι:

$$\max Q_H = 8500 \text{ κατ.} \times 300 \text{ L/κατ./ημ.} \Rightarrow \max Q_H = 2550000 \text{ L/ημ.} \text{ ή } \max Q_H = 2550 \text{ m}^3/\text{ημ.}$$

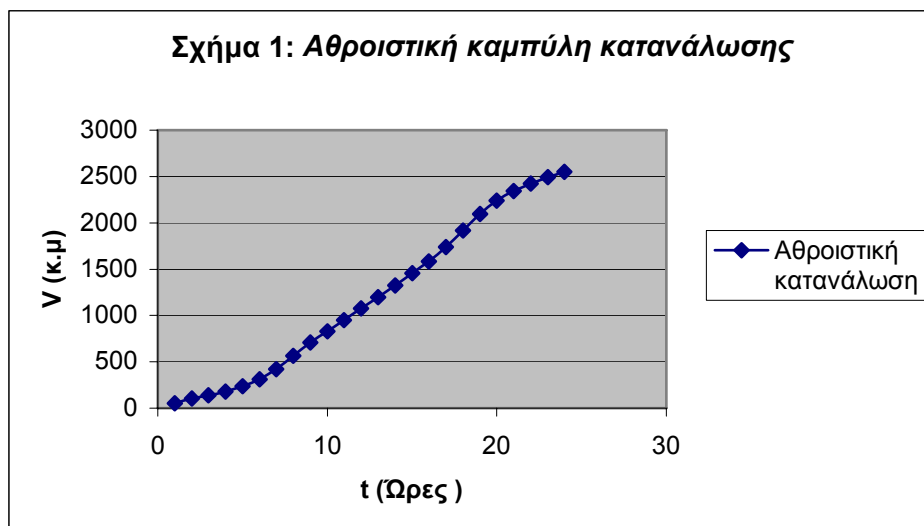
Η δεξαμενή διαστασιολογείται (όπως και όλες οι διατάξεις του εξωτερικού υδραγωγείου) με βάση την μέγιστη ημερήσια κατανάλωση. Δηλ:

$$Q_{\text{ΕΞ.Υ}}^{\text{σχεδιασμού}} = \max Q_H = 2550 \text{ m}^3/\text{ημ.}$$

Η παροχή κατανάλωσης σχεδιασμού επιμερίζεται στη διάρκεια της ημέρας με βάση τα δεδομένα ποσοστά της ημερήσιας διακύμανσης της κατανάλωσης. Έτσι προκύπτει η αθροιστική κατανάλωση (Πίνακας 1) και η αθροιστική καμπύλη της κατανάλωσης (Σχήμα 1).

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: ΑΘΡΟΙΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ

Ωρα	Ποσοστό % Ημερήσιας κατανάλωσης	Ωριαία κατανάλωση (m ³)	Αθροιστική κατανάλωση (m ³)
0-1	2.00	51	51
1-2	2.00	51	102
2-3	1.50	38.25	140.25
3-4	1.50	38.25	178.5
4-5	2.20	56.1	234.6
5-6	3.00	76.5	311.1
6-7	4.20	107.1	418.2
7-8	5.80	147.9	566.1
8-9	5.50	140.25	706.35
9-10	4.90	124.95	831.3
10-11	4.70	119.85	951.15
11-12	4.90	124.95	1076.1
12-13	4.80	122.4	1198.5
13-14	4.90	124.95	1323.45
14-15	5.20	132.6	1456.05
15-16	5.10	130.05	1586.1
16-17	6.10	155.55	1741.65
17-18	7.00	178.5	1920.15
18-19	7.00	178.5	2098.65
19-20	5.50	140.25	2238.9
20-21	4.20	107.1	2346
21-22	3.00	76.5	2422.5
22-23	2.80	71.4	2493.9
23-24	2.20	56.1	2550



2. Προσδιορισμός του απαιτούμενου όγκου της δεξαμενής.

Προκειμένου να προσδιοριστεί ο απαιτούμενος όγκος της δεξαμενής ρυθμίσεως προσδιορίζεται η καμπύλη της διαφοράς της αθροιστικής εισροής στη δεξαμενή ρυθμίσεως μείον την αθροιστική κατανάλωση.

Για τις ώρες λειτουργίας της γεώτρησης, η παροχή που εισρέει στο σύστημα είναι σταθερή, συνεπώς η αθροιστική εισροή είναι μία ευθεία γραμμή, σταθερής κλίσης, για τις ώρες λειτουργίας της γεώτρησης. Ακόμη, το αντλιοστάσιο λειτουργεί τις 18 πρώτες ώρες της ημέρας, στις οποίες θα πρέπει να αντληθεί όλη η απαιτούμενη ποσότητα νερού. Συνεπώς προκύπτει ότι η αντλούμενη παροχή που εισρέει στη δεξαμενή ρυθμίσεως ανά ώρα είναι η μέγιστη ημερήσια παροχή παροχή προσαρμοσμένη στην χρονική βάση λειτουργίας της αντλίας:

$$Q_{\Lambda\Delta}^{\sigma\chi} = \frac{2550 \text{ m}^3/\eta\mu.}{18 \text{ h}/\eta\mu.} \Rightarrow Q = 141.67 \text{ m}^3/\text{h} = 0.03935 \text{ m}^3/\text{s}$$

Η ισοδύναμα χρησιμοποιώντας την εξίσωση:

$$Q_{\Lambda\Delta}^{\sigma\chi} = \max Q_H \cdot \frac{24}{\omega\rho}$$

όπου:

$Q_{\Lambda\Delta}^{\sigma\chi}$: παροχή σχεδιασμού για τον ΚΛ (m^3/s)

$\max Q_H$: μέγιστη ημερήσια παροχή για τον οικισμό σε m^3/s

$\omega\rho$: ώρες λειτουργίας του αντλιοστασίου.

Από την 18-τέλος της ημέρας, παύει να λειτουργεί η γεώτρηση, δεν υπάρχει παροχή εισροής και η αθροιστική καμπύλη εισροής σταθεροποιείται στο συνολικό όγκο ημερήσιας κατανάλωσης σχεδιασμού, δηλαδή είναι μία ευθεία γραμμή παράλληλη στον άξονα του χρόνου.

Για να λειτουργεί ικανοποιητικά η δεξαμενή, πρέπει να έχει ικανοποιητικό όγκο, ώστε να καταστεί δυνατό να καλύψει τόσο την

μέγιστη περίσσεια όσο και το μέγιστο έλλειμμα. Συνεπώς ο όγκος ρυθμίσεως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{\text{όγκος ρυθμίσεως}} = \left| V_{\text{MAX}_{\text{περίσσειας}}} \right| + \left| V_{\text{MAX}_{\text{έλλειματος}}} \right|$$

Ο όγκος ρυθμίσεως μπορεί να υπολογιστεί γραφικά (Σχήμα 2) ή αναλυτικά από τον πίνακα 2, προσθέτοντας τις απόλυτες τιμές της μέγιστης περίσσειας και του μέγιστου ελλείματος. Παρατηρούμε ότι στη συγκεκριμένη εφαρμογή δεν υπάρχουν ελλείματα (περίπτωση συνηθισμένη για όμοιες εφαρμογές ύδρευσης).

Στον Πίνακα 2 που ακολουθεί υπολογίζεται η αθροιστική εισροή στη δεξαμενή ρυθμίσεως καθώς και η διαφορά της αθροιστικής κατανάλωσης από την αθροιστική εισροή.

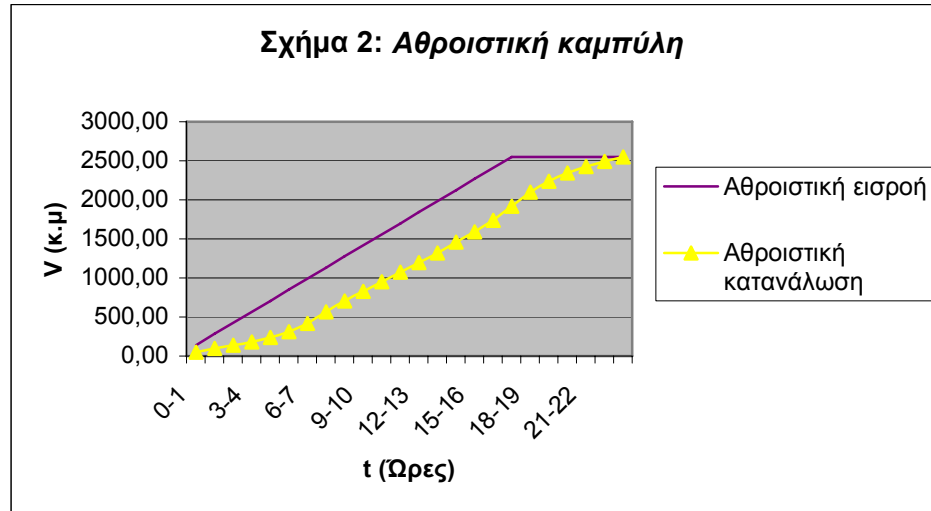
Όπως προκύπτει από τον πίνακα 2 η μέγιστη περίσσεια είναι 680.57 m³, ενώ δεν παρουσιάζεται τυχόν έλλειμμα (αρνητικές τιμές της διαφοράς όγκου)

Προφανώς στο τέλος του ημερήσιου κύκλου, η αθροιστική εισροή εξισώνεται με την αθροιστική κατανάλωση

Πίνακας 2: Αθροιστική κατανάλωση και αθροιστική εισροή στη δεξαμενή ρυθμίσεως

]	Ποσοστό %	Ωριαία κατανάλωση (m ³)	Αθροιστική κατανάλωση (m ³)	Ωριαία Εισροή (m ³)	Αθροιστική εισροή (m ³)	Διαφορά: Αθ. Εισ, - Αθ. Κατ. (m ³)
0-1	2,00	51	51	141,67	141,67	90,67
1-2	2,00	51	102	141,67	283,33	181,33
2-3	1,50	38,25	140,25	141,67	425,00	284,75
3-4	1,50	38,25	178,5	141,67	566,67	388,17
4-5	2,20	56,1	234,6	141,67	708,33	473,73
5-6	3,00	76,5	311,1	141,67	850,00	538,90
6-7	4,20	107,1	418,2	141,67	991,67	573,47
7-8	5,80	147,9	566,1	141,67	1133,33	567,23
8-9	5,50	140,25	706,35	141,67	1275,00	568,65
9-10	4,90	124,95	831,3	141,67	1416,67	585,37
10-11	4,70	119,85	951,15	141,67	1558,33	607,18
11-12	4,90	124,95	1076,1	141,67	1700,00	623,90
12-13	4,80	122,4	1198,5	141,67	1841,67	643,17
13-14	4,90	124,95	1323,45	141,67	1983,33	659,88
14-15	5,20	132,6	1456,05	141,67	2125,00	668,95
15-16	5,10	130,05	1586,1	141,67	2266,67	680,57
16-17	6,10	155,55	1741,65	141,67	2408,33	666,68
17-18	7,00	178,5	1920,15	141,67	2550,00	629,85
18-19	7,00	178,5	2098,65	0,00	2550,00	451,35
19-20	5,50	140,25	2238,9	0,00	2550,00	311,10

20-21	4,20	107,1	2346	0,00	2550,00	204,00
21-22	3,00	76,5	2422,5	0,00	2550,00	127,50
22-23	2,80	71,4	2493,9	0,00	2550,00	56,10
23-24	2,20	56,1	2550	0,00	2550,00	0,00



Επιπλέον θεωρείται περίπτωση πυρκαγιάς που η κατάσβεσή της θα απασχολήσει 2 στόμια για 5 ώρες:

$$V^{\pi} = 5^{\text{ώρες}} \times 2^{\text{στόμια}} \times 5^{1/s} \rightarrow 180 \text{ m}^3$$

Συνεπώς ο Ο *συνολικός όγκος* της δεξαμενής είναι:

$$V^{\text{συν}} = V_{\text{όγκος ρυθμίσεως}} + V^{\pi} = 680,57 + 180 = 760,57 \text{ m}^3$$

3. Προσδιορισμός της διάμετρου του καταθλιπτικού αγωγού.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη ταχύτητα του νερού στους αγωγούς δίνεται 1.2 m/s.

Από τη σχέση που δίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη ταχύτητα μπορούμε να υπολογίσουμε την ελάχιστη απαιτούμενη διατομή του αγωγού. Είναι:

$$v_{\text{max}} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_{\text{min}}^2} \Rightarrow D_{\text{min}} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\text{max}}}} \Rightarrow D_{\text{min}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.03935}{3.14 \times 1.5}} \Rightarrow$$

$$D_{\text{min}} = 0.18 \text{ m}$$

Η διάμετρος του καταθλιπτικού αγωγού επιλέγεται να είναι από χαλυβδοσωλήνα, οπότε σύμφωνα με την τυποποίηση του εμπορίου: Φ200 mm (εσωτερική διάμετρος).

Δεδομένου ότι το ύψος στατικής πίεσης μεταξύ δεξαμενής και γεώτρησης είναι 180 m και την ανάγκη για ελάχιστη αντιπληγματική προστασία ο αγωγός επιλέγεται να έχει αντοχή 25 atm.

4. Προσδιορισμός της ισχύος του αντλιοστασίου.

Ακολούθως προσδιορίζεται η ταχύτητα ροής με βάση την σχεδιαστική παροχή και την τοποθετούμενη διάμετρο του εμπορίου:

$$v = \frac{4Q_{σχ}}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.03935}{3,14 \cdot (0.20)^2} = 1.25 \text{ m/s}$$

Ακολούθως προσδιορίζεται ο αριθμός Re:

$$\mathbf{Re} = \frac{vD}{\nu} = 250510$$

Η σχετική τραχύτητα $k_s/D = 0.001/0.200 = 0.0050$

Από την ρητή εξίσωση του Swamee και Jain (1976) προσδιορίζεται ο συντελεστής τριβής f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{\mathbf{Re}^{0.9}} + \frac{k_s/D}{3.7} \right) \right]^2} = 0.031$$

Από την εξίσωση των Darcy-Weisbach προσδιορίζεται το γραμμικό ύψος απωλειών για κάθε κλάδο:

$$h_f = RQ^2 = 31 \text{ m}$$

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}$$

όπου: h_f οι γραμμικές απώλειες φορτίου (m),
f ο αδιάστατος συντελεστής τριβών,
L το μήκος του αγωγού (m),
D η εσωτερική διάμετρος (m),
V η μέση ταχύτητα (m/s),
g η επιτάχυνση της βαρύτητας (m/s^2)
R η αντίσταση του αγωγού ($\text{m}/(\text{m}^3/\text{s})^2$)

Λαμβάνοντας υπ' όψιν και τις τοπικές απώλειες που εκτιμώνται σε 0.15% επί των γραμμικών απωλειών προκύπτει η συνολική απώλεια ενέργειας για κάθε κλάδο:

$$H_{\text{fol}} = 1.15 \cdot h_f = 35.52 \text{ m}$$

Το μανομετρικό ύψος της άντλησης προσδιορίζεται από την εφαρμογή της εξίσωσης Bernoulli μεταξύ των θέσεων Γ και Δ.

Η υψομετρική διαφορά μεταξύ της θέσης άντλησης και της δεξαμενής είναι:

$$Z_{\Delta} - Z_{\Gamma} = 180 + 20 = 200 \text{ m}$$

Στην υψομετρική διαφορά αυτή θα πρέπει να προστεθεί και το μέγιστο ύψος της δεξαμενής. Έστω $h_{\delta} = 2.5 \text{ m}$ (στην περίπτωση της άσκησης θα μπορούσε εύκολα να υπολογισθεί το μέγιστο ύψος αν ήταν γνωστή η επιφάνεια της δεξαμενής).

Ακόμη κατά την εκφώνηση θεωρούνται απώλειες φορτίου αγωγού αναρρόφησης 1 m.

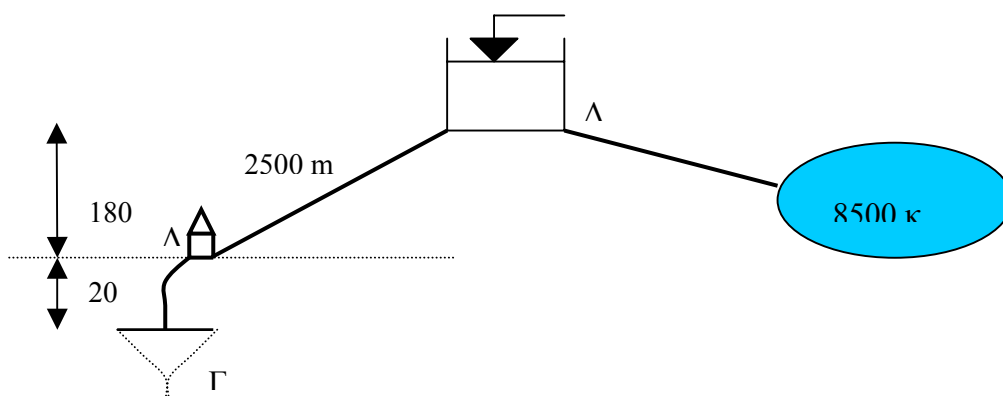
Εφαρμόζοντας την εξίσωση Bernoulli από το Γ στο Δ προκύπτει:

$$H_M + z_\Gamma = (z_\Delta + 2.5) + h_{f_{\text{ολ}\Gamma \rightarrow \Delta}} + h_{f_{\text{ολ}\Delta \rightarrow \Delta}} \Leftrightarrow$$

$$H_M = (z_\Delta - z_\Gamma + 2.5) + h_{f_{\text{ολ}\Gamma \rightarrow \Delta}} + h_{f_{\text{ολ}\Delta \rightarrow \Delta}} \Leftrightarrow$$

$$H_M = (200 + 2.5) + 1 + h_{f_{\text{ολ}\Delta \rightarrow \Delta}}$$

$$H_M = 202.5 + 1 + 35.51 \approx 239 \text{ m}$$



Σχήμα 3: Διάταξη της εφαρμογής

Συνεπώς ο αγωγός ΚΛ θα πρέπει να έχει αντοχή τουλάχιστον 23.9 atm άρα πράγματι ο σωλήνας ΚΛ θα πρέπει να έχει αντοχή 25 atm.

Η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$N = \frac{9.81 \cdot Q \cdot H_M}{\eta}$$

όπου: N η ισχύς της αντλίας (KW),
Q η παροχή της γεώτρησης (m³/s),
H_M το μανομετρικό ύψος (m), και
η ο βαθμός απόδοσης του αντλητικού συγκροτήματος.

Προκύπτει ότι η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι: N = 131.26 KW.

Η απορροφούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι 15% μεγαλύτερη, δηλαδή N = 1.15 x 131.26 → N' = 151KW.

Στρογγυλοποιώντας υπέρ της ασφάλειας εξάγουμε ότι απαιτείται ισχύς αντλητικού συγκροτήματος 160 KW.

Τοποθετούνται δύο αντλίες των 80 KW και επιπλέον άλλη μία εφεδρική των 80 KW.

5. Προσδιορισμός της ελάχιστα απαιτούμενης διαμέτρου του κύριου τροφοδοτικού αγωγού από τη δεξαμενή ρυθμίσεως προς το δίκτυο του οικισμού.

Η μέγιστη ωριαία κατανάλωση παρουσιάζεται τη χειρότερη ημέρα του χρόνου από πλευράς κατανάλωσης (άρα εμπλέκεται η μέγιστη ημερήσια για τον προσδιορισμό της) και συγκεκριμένα προκύπτει από τις ώρες αιχμής. Τις ώρες 16 –17 και 17 – 18 παρουσιάζονται τα μέγιστα ποσοστά ωριαίας κατανάλωσης οπότε η μέγιστη ωριαία παροχή σε μονάδες (m³ / h) προκύπτει από το μέγιστο ποσοστό ωριαίας κατανάλωσης επί της μέγιστης ημερησίας παροχής (m³ / ημέρα). Όπως προκύπτει από τον πίνακα 1 η μέγιστη ωριαία παροχή είναι 178.5 m³/hr.

Μετατρέποντας τις χρονικές μονάδες προκύπτει:

$$\max Q_{\omega} = \frac{178.5}{60 \cdot 60} = 0.045 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Η επιλογή των πιθανών διαμέτρων γίνεται με κριτήριο την ικανοποίηση των περιορισμών για την ταχύτητα: 0.5 – 1.5 m/s. Η διάμετρος που επιλέγεται από τον περιορισμό της ταχύτητα προκύπτει από τις εσωτερικές διαμέτρους του εμπορίου αντοχής 10 atm:

$$0.5 \leq \frac{4Q_k}{\pi D^2} \leq 1.5 \text{ οπότε: } D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}}$$

Προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

v(m/s)	D (m)
0,5	0,3385996
1	0,2394261
1,5	0,1954906

Σχόλιο: Η διάμετρος των Υδραυλικών υπολογισμών είναι πάντοτε η εσωτερική διάμετρος

Επομένως με βάση την τυποποίηση αγωγών PE 3^{ns} γενιάς, 10 atm για τις εσωτερικές διαμέτρους προτείνεται το παρακάτω εύρος:

198.2 – 312.8 mm

με αντίστοιχο εύρος εξωτερικών διαμέτρων:

225 – 355 mm

Σε κάθε περίπτωση η αποδοχή της τελικής διαμέτρου προκύπτει από τον συνολικό σχεδιασμό του εσωτερικού υδραγωγείου όπου συμπεριλαμβάνονται και ενεργειακοί περιορισμοί. Εφόσον δεν δίνονται πλήρη δεδομένα για το δίκτυο του οικισμού *δεν μπορούμε να αποφανθούμε για την οριστική καταλληλότητα των προτεινόμενων διαμέτρων.*

3. ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

3. ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

3. Α. ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ

Το εσωτερικό υδραγωγείο είναι το σύστημα διανομής ύδατος και περιλαμβάνει το άθροισμα των αγωγών που μεταφέρουν το νερό από την δεξαμενή αποθήκευσης σε κάθε σημείο της υδροδοτούμενης περιοχής. Δύο είναι οι βασικές απαιτήσεις για το εσωτερικό υδραγωγείο:

1. Η εξασφάλιση της απαιτούμενης παροχής σε κάθε σημείο του δικτύου με ικανοποιητική ταχύτητα
2. Η διατήρηση της πίεσης (ύψος πίεσης) εντός των αποδεκτών ορίων.

Οι παραπάνω αρχές έχουν τον παρακάτω ποσοτικό προσδιορισμό:

- Για τα εσωτερικά δίκτυα ύδρευσης η ταχύτητα του νερού θα πρέπει να κυμαίνεται κατά το δυνατόν στο παρακάτω όριο: 0.5 – 1.5 m/s. Πρέπει να αναφερθεί ότι για τα κλειστά δίκτυα είμαστε πιο ελαστικοί στα όρια για την ταχύτητα εφόσον στα κλειστά δίκτυα επιτυγχάνεται κυκλοφορία του νερού.

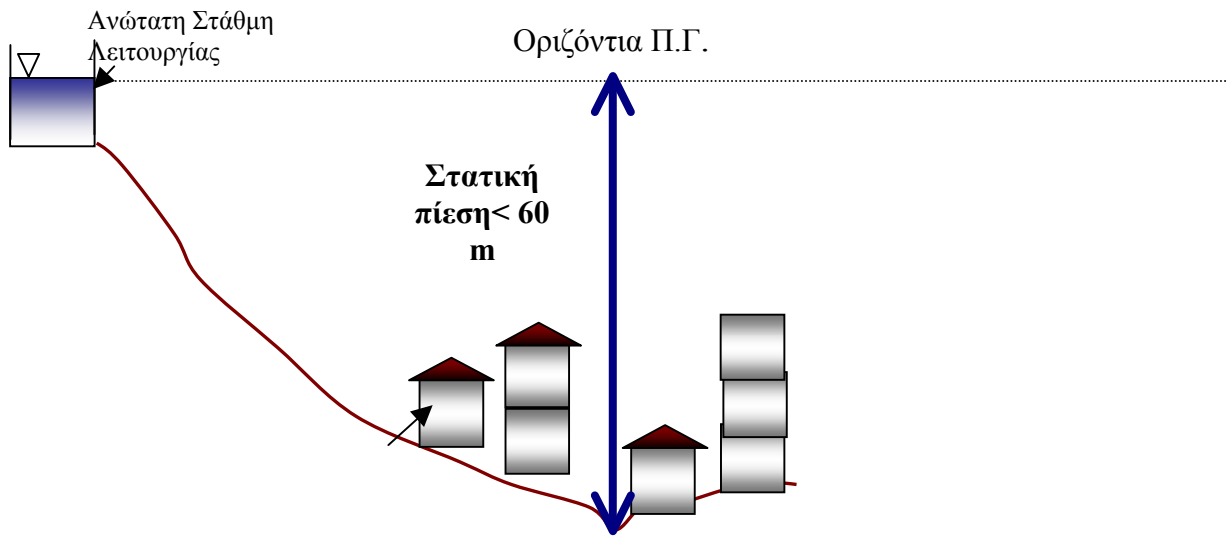
- Απαιτούνται για κάθε κόμβο η ύπαρξη ελαχίστων πιέσεων. Αυτές είναι:
 - Μονώροφα: 12 – 15 m
 - Διώροφα: 16 – 17 m
 - Τριώροφα: 20 – 23 m
 - Γενικά: για πολυώροφα κτίρια χρησιμοποιείται η παρακάτω εξίσωση $p_0 = 4(n+1)$, όπου n ο αριθμός των ορόφων, 3 το μέσο ύψος ορόφου+1 απώλειες ενέργειας ανά όροφο και επιπλέον ένας υποθετικός όροφος για την επάρκεια της θεώρησης των απωλειών.
- Η στατική διαφορά πίεσης (ακίνητο νερό) μεταξύ της δεξαμενής (ανώτατη στάθμη λειτουργίας) και του χαμηλότερου σημείου του δικτύου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 60 m.
- Η πίεση που θα πρέπει να αντέχουν οι αγωγοί, αυξάνει στα 100 m προκειμένου να προβλεφθούν και οι υπερπίεσεις λόγω του υδραυλικού πλήγματος. Οπότε για την ύδρευση επιλέγονται αγωγοί αντοχής 10 atm.
- Σε κάθε περίπτωση επιλέγονται διάμετροι μεγαλύτερες ή ίσες 90mm

Για το σχεδιασμό του εσωτερικού υδραγωγείου χρησιμοποιούμε τη μέγιστη ωριαία παροχή δηλαδή αποτελεί το «στιγμιαίο» μέγιστο της παροχής κατά την ημέρα της μέγιστης κατανάλωσης που αποτελεί και την δυσμενέστερη περίπτωση:

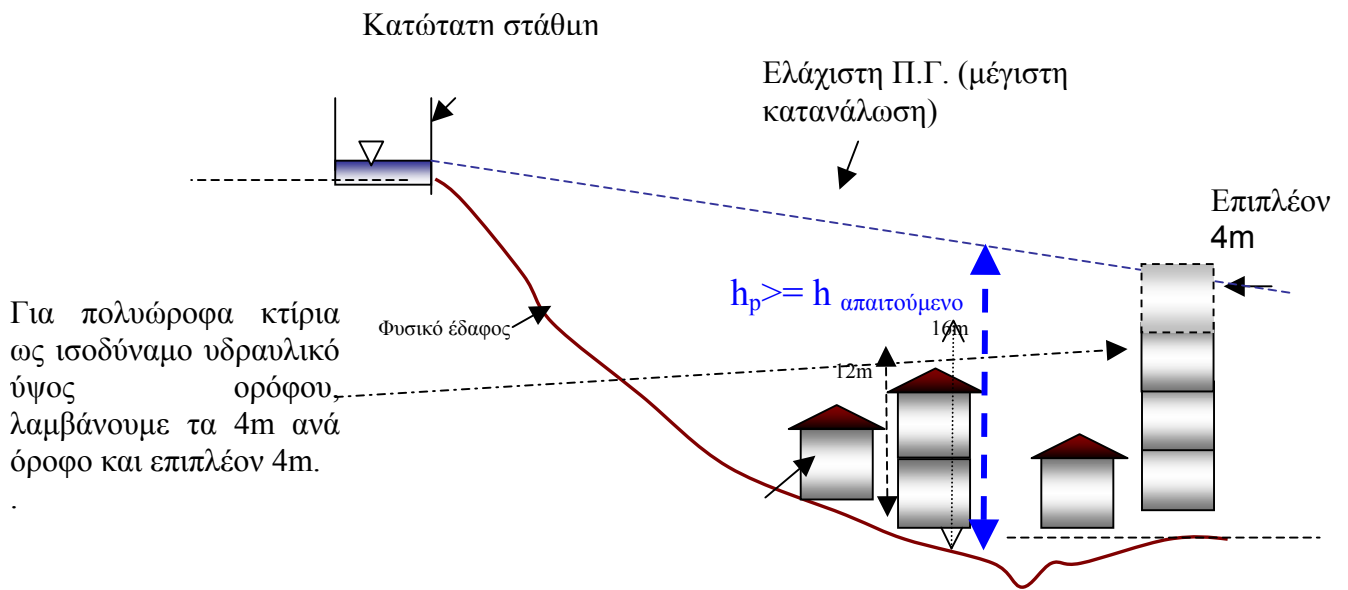
$$\max Q_{\omega}$$

Για συστηματικότερη αντιμετώπιση του θέματος η παροχή που τελικά επιλέγεται είναι:

$$\max \{ \max Q_{\omega}, \max Q_H + Q_{\pi} \}$$



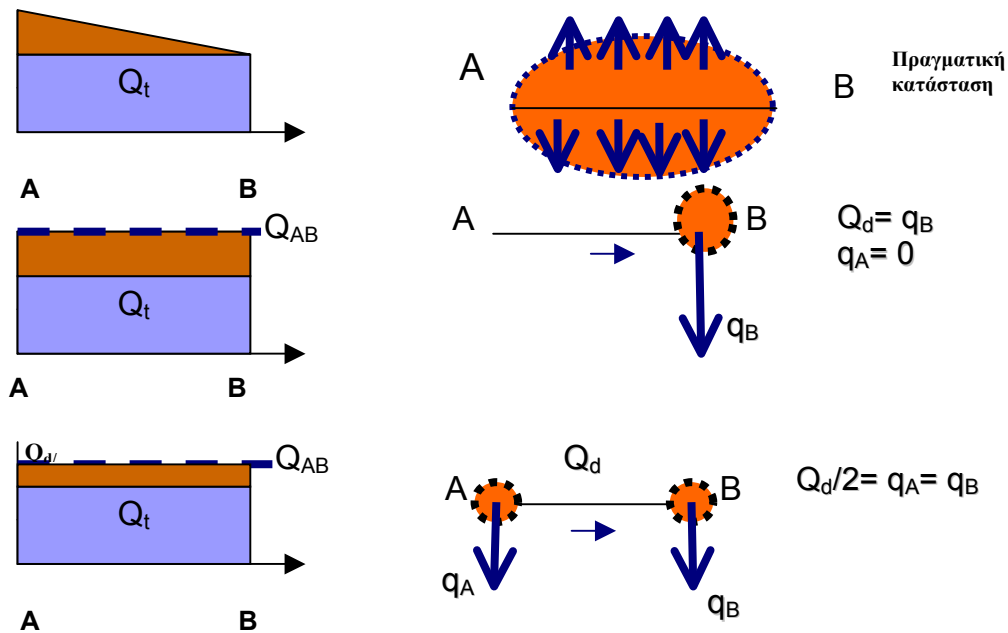
Σχήμα: Περιορισμός Στατικής πίεσης



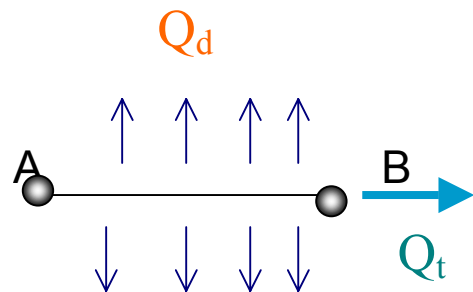
Σχήμα: Περιορισμοί Ύψους πίεσης

3.B. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΚΟΜΒΩΝ

Στο εσωτερικό υδραγωγείο υπάρχουν πολλές απολήψεις και το πρόβλημα είναι αδύνατον να μαθηματικοποιηθεί. Έτσι για απλούστευση θεωρούμε ότι όλη η παροχή μοιράζεται συγκεντρωμένα στους κόμβους ως όλος ο οικισμός να ήταν στα άκρα του δικτύου. Στην πράξη η παροχή σε ένα αγωγό διανομής μεταβάλλεται σε όλο το μήκος του. Η παροχή κατανάλωσης (Q_d) μπορεί να θεωρηθεί ότι ισομοιράζεται στους κόμβους ή ότι όλη η παροχή εκμειεύεται στον κατάντη κόμβο (υπέρ της ασφαλείας)



Για τον προσδιορισμό της παροχής σχεδιασμού σε ένα κλάδο θα πρέπει να συνυπολογισθεί η παροχή κατανάλωσης (Q_d) και η τυχόν παροχή που μεταφέρεται κατάντη για κατανάλωση σε άλλα σημεία του δικτύου (Q_t). Οπότε ανάλογα με την θεώρηση για τον τρόπο κατανομής της κατανάλωσης στους κόμβους προκύπτουν οι παρακάτω 2 εξισώσεις:



$$Q_{AB} = Q_d + Q_t$$

$$Q_{AB} = 0.5 \cdot Q_d + Q_t$$

Θεωρητικά η πλέον ορθή αντιμετώπιση, αν θεωρήσουμε ομοιόμορφη κατανομή της παροχής κατανάλωσης κατά μήκος των κλάδων είναι:

$$Q_{AB} = 0.55Q_d + Q_t \text{ (π.χ. Παρθενιάδης, 1981)}$$

Στα ακτινωτά δίκτυα πολλές φορές προτιμείται η πρώτη θεώρηση ενώ στα κλειστά δίκτυα όπου είναι άγνωστη και αυτή η φορά της παροχής προτιμάται η δεύτερη θεώρηση.

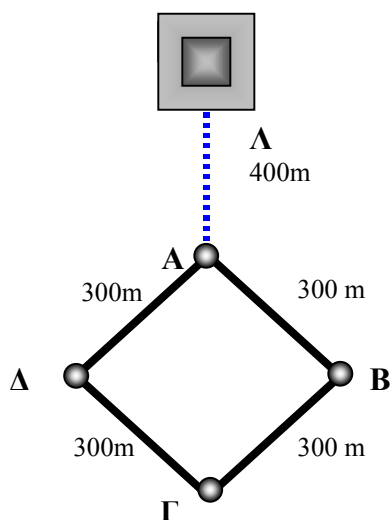
3.Γ Θέσεις κόμβων:

- στα σημεία τροφοδοσίας (δεξαμενές, υδατόπυργοι)
- στα σημεία διακλαδώσεων (όχι όμως απαραίτητα σε στροφές αγωγών)
- στα σημεία αλλαγής υλικού, τραχύτητας, διαμέτρου αγωγού
- στα σημεία αλλαγής των χρήσεων νερού (αστική, ημιαστική, τουριστική)
- στα σημεία αλλαγής της πυκνότητας του πληθυσμού και της δόμησης
- στις θέσεις των ειδικών καταναλωτών (π.χ. βιομηχανίες, ξενοδοχεία)
- στις θέσεις των πυροσβεστικών κρουνών
- στις θέσεις των ειδικών διατάξεων (φρεάτια, βαλβίδες, αντλίες).

3.Γ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ ΜΕ ΚΛΕΙΣΤΟ ΔΙΚΤΥΟ – ΚΑΤΑΝΟΗΣΗ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ

Εφαρμογή

Εσωτερικό δίκτυο ύδρευσης, σχήματος ρόμβου υδροδοτείται από δεξαμενή Λ. Τα μήκη των αγωγών φαίνονται στο σχήμα. Σημειώνεται ότι ο αγωγός ΛΑ είναι αγωγός μεταφοράς και ότι από τον κόμβο Γ υδροδοτείται μία βιομηχανική περιοχή με (επιπλέον) παροχή 14 l/s, ενώ η μέγιστη ωραία παροχή συνολικά για τον οικισμό είναι 30 l/s. Θεωρήστε ότι ο οικισμός έχει διαμορφωθεί ομοιόμορφα περίξ του δικτύου. Οι εσωτερικές διαμέτροι των αγωγών ΑΒ και ΑΔ είναι πολυαιθυλενίου τρίτης γενιάς με εσωτερική διάμετρο 141 mm, ενώ για τους αγωγούς ΒΓ και ΔΓ 123,4 mm με το ίδιο υλικό. Τα υψόμετρα των κόμβων είναι: Α(+80), Β(+75), Δ(+75) και Γ(+70). Η ανώτατη στάθμη λειτουργίας της δεξαμενής είναι +104 m και η κατώτατη στάθμη λειτουργίας είναι +100 m.



Ζητούνται:

1. Ο υπολογισμός των παροχών του δικτύου
2. Επιλογή πιθανών διαμέτρων του αγωγού ΛΑ (από πολυαιθυλένιο τρίτης γενιάς 10 atm)
3. Αν στην περιοχή προβλέπεται δόμηση με διώροφα κτίρια να επιλέξετε διάμετρο για τον αγωγό ΛΑ και κρίνετε την επάρκεια του δικτύου από πλευράς πίεσης. Να γίνει παράλληλα μηκοτομή της πιεζομετρικής γραμμής και της κατατομής του εδάφους.

Δίνεται:

Τραχύτητα αγωγού $k_s = 0.1$ mm, κινηματικό ιξώδες $\nu = 10^{-6}$ m²/s

Πίεση λειτουργίας : 10 atm , Αγωγοί Πολυαιθυλενίου

Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	32	40	50	63	75	90	110
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	28	35.2	44	55.4	66	79.2	96.8
Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	125	140	160	180	200	225	250
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	110.2	123.4	141	158.6	176.2	198.2	220.4
Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	280	315	355	400	450	500	560
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	246.8	277.6	312.8	352.6	396.6	440.6	493.6

Λύση: Αρχικά προσδιορίζω την παροχή κόμβων για την κατανάλωση του οικισμού με βάση την μέγιστη ωραία κατανάλωση.

Η γενική διαδικασία για τον προσδιορισμό των παροχών κόμβου για ομοιόμορφη κατανομή περίξ του δικτύου, είναι ο προσδιορισμός της παροχής ανά μονάδα μήκους και μετέπειτα ο προσδιορισμός της παροχής κόμβων θεωρώντας ότι η παροχή κατανάλωσης κλάδου ισομοιράζεται μεταξύ των 2 κόμβων του κλάδου.

Για την συγκεκριμένη άσκηση δεδομένου ότι πρόκειται για ρόμβο ισχύει:

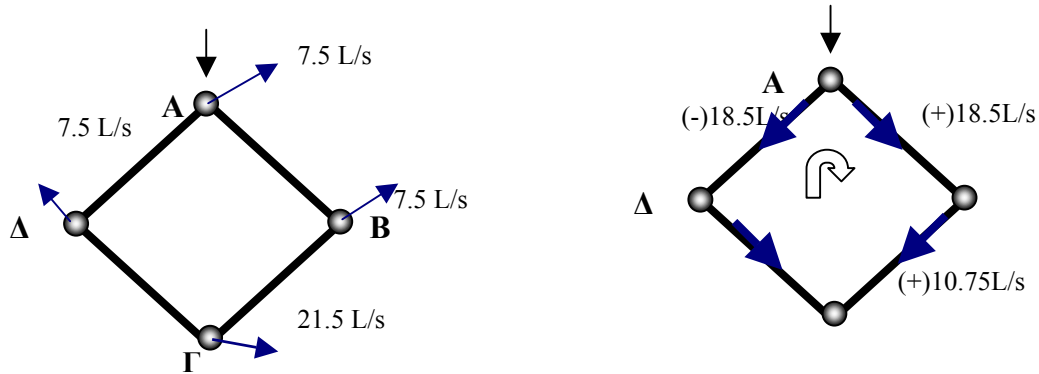
$$q_A = q_B = q_\Gamma = q_\Delta = \frac{\max Q_{\Omega P}}{4} = 30/4 = 7.5 \text{ L/s}$$

Για τον κόμβο Γ θα πρέπει να συνυπολογίσω την επιπρόσθετη παροχή για άλλες χρήσεις. Άρα τελικά:

$$q_\Gamma = 7.5 + 14 = 21.5 \text{ L/s}$$

Εισέρχονται στο δίκτυο $14+30 = 44 \text{ L/s}$.

Θεωρώ αυθαίρετες αρχικές παροχές με τρόπο όμως που να ικανοποιείται η εξίσωση συνέχειας των παροχών στους κόμβους. Η αρχή γίνεται από τον κόμβο Α. Ο τελευταίος κόμβος Γ χρησιμεύει για επαλήθευση των υπολογισμών. Ως θετική φορά ορίζεται η ωρολογιακή. Οι παροχές κόμβου και οι αρχικές παροχές φαίνονται στο παρακάτω σχήμα



Για τις αρχικές παροχές που προσδιορίστηκαν ξεκινάει ο αλγόριθμος της μεθόδου Q- Cross που συμπεριλαμβάνει και τον προσδιορισμό των απωλειών. Αναλυτικά ο αλγόριθμος έχει αναλυθεί σε προηγούμενα τεύχη σημειώσεων. Συνοπτικά ο αλγόριθμος περιγράφεται στον επόμενο πίνακα:

Επαναληπτική διαδικασία επίλυσης κλειστών δικτύων ύδρευσης Q- Cross

Προκειμένου να επιλυθεί ένα κλειστό δίκτυο ύδρευσης με τη μέθοδο Q-Cross ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

1. Θεωρούνται αυθαίρετα «αρχικές» παροχές με τρόπο που να ικανοποιούν την εξίσωση της συνέχειας παροχών στους κόμβους. Ως θετική φορά παροχών βρόχου ορίζεται η ωρολογιακή (σύμβαση).
2. Προσδιορίζεται ο η αντίσταση του αγωγού για κάθε κλάδο από την εξίσωση των Darcy-Weisbach για το ύψος απωλειών:

$$h_f = R Q^2, \quad R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} = 0.08262 \frac{fL}{D^5},$$

Ο συντελεστής τριβής f προτείνεται να προσδιορίζεται από τη ρητή εξίσωση των Swamee and Jain (1976)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} + \frac{\kappa/D}{3.7} \right) \right]^2}, \quad \text{όπου } \text{Re} = \frac{vD}{\nu}, \quad v = \frac{4Q}{\pi D^2},$$

f = συντελεστής τριβής (αδιάστατος αριθμός),

Q (m^3/s) = παροχή,

v (m/s) = ταχύτητα,

L (m) = μήκος του αγωγού για το οποίο προσδιορίζονται οι απώλειες,

D (m) = (εσωτερική) διάμετρος του αγωγού,

ν (m^2/s) = κινηματικό ιξώδες,

Re = αριθμός Reynolds (αδιάστατος αριθμός) και

R ($\text{m}/(\text{m}^3/\text{s})^2$) = αντίσταση του αγωγού.

3. Εφαρμόζοντας την εξίσωση ενέργειας σε κάθε βρόχο προσδιορίζω την ΔQ για κάθε βρόχο:

$$\Delta Q = - \frac{\sum R_i Q_i^a}{\sum |2R_i Q_i^a|} = \left(- \frac{\sum R_i Q_i^a}{2 \sum |R_i Q_i^a|} = - \frac{\sum h_f^a}{2 \sum |R_i Q_i^a|} \right) (*)$$

(*) Ο παρανομαστής είναι άθροισμα θετικών αριθμών.

Αν η ΔQ προκύψει θετικός αριθμός τότε έχει θετική φορά (ωρολογιακή φορά).

4. Διορθώνω τις παροχές με βάση την ΔQ βρόχου:

$$Q_i = Q_i^a + \Delta Q$$

5. Για τις νέες παροχές επαναλαμβάνεται η διαδικασία υπολογισμού της ΔQ .

Η διαδικασία σταματά όταν επιτευχθεί η ικανοποιητική ακρίβεια (οπότε $\sum h_f \rightarrow 0$). Ελάχιστη απαιτούμενη ακρίβεια:

$$|\Delta Q| \leq 0.0001 \text{ m}^3/\text{s} - 0.00001 \text{ m}^3/\text{s}$$

Πίνακας Υπολογισμών Cross

κλάδων		Εσωτερική Διάμετρος	V	L	Re	k/D	f	R	h_f	x
(m ³ /s)		(m)	(m/sec)	(m)				m/(m ³ /s) ²	(m)	m/(m ³ /s)
0.01825	ΑΒ	0.1410	1.17	300	164882.3	0.0007	0.020	9015.5	3.00	329.065
0.01075	ΒΓ	0.1234	0.90	300	110974.6	0.0008	0.021	18571.3	2.15	399.283
-0.01075	ΓΔ	0.1234	-0.90	300	110974.6	0.0008	0.021	18571.3	-2.15	399.283
-0.01825	ΔΑ	0.1410	-1.17	300	164882.3	0.0007	0.020	9015.5	-3.00	329.065
Άθροισμα									0.00	1456.7
									0.00	



$$\text{Προκύπτει } \Delta Q = -\frac{\sum R_i Q_i^{a^2}}{\sum |2R_i Q_i^a|} = 0$$

Συνεπώς εφόσον $|\Delta Q| \leq 0.0001 \text{ m}^3 / \text{s}$ οι αρχικές παροχές γίνονται αποδεκτές. Με βάση τις τελικές παροχές προσδιορίζονται και οι απώλειες.

Η επαλήθευση που ακολουθεί γίνεται για διδακτικούς λόγους και δεν απαιτείται σε μία άσκηση.

Επαλήθευση: Θα πρέπει να ικανοποιούνται οι Q – εξισώσεις. Οπότε για τις αρχικές εξισώσεις (βλπ. Υδρεύσεις οικισμών 2.3.3) παροχές που θεωρήσαμε ελέγχουμε τις εξισώσεις ενεργείας και συνεχείας των παροχών στους κόμβους και ενεργείας για όλο τον βρόγχο.

A. Εξισώσεις συνέχειας παροχών

Κόμβος Α

$$44 = (7.5) + 18.25 + 18.25$$

Κόμβος Β

$$10.75 = 18.25 - 7.5$$

Κόμβος Δ

$$10.75 = 18.25 - 7.5$$

Κόμβος Γ

$$10.75 + 10.75 = 7.5 + 14$$

B. Ενεργειακές εξισώσεις

Ενεργειακή εξίσωση βρόγχου

$$0.01825^2 (R_{AB}) + 0.01075^2 (R_{BG}) - 0.01825^2 (R_{AD}) - 0.01075^2 (R_{DG}) = 0$$

Στην άσκηση αυτή ισχύει:

$$R_{AB} = R_{AD}$$

$$R_{BG} = R_{DG}$$

Ισχύει άρα πράγματι οι παροχές γίνονται αποδεκτές.

Σχόλιο 1: Η μέθοδος Cross είναι μέθοδος που σκοπό έχει να διορθώσει τις αρχικές παροχές ώστε να ικανοποιούν οι διορθωμένες παροχές την εξίσωση της ενέργειας στον βρόγχο (βλπ. Υδρεύσεις οικισμών 2.3.4)

Σχόλιο 2: Το νερό είναι “έξυπνο” δηλαδή ακολουθεί την ενεργειακά ευκολότερη διαδρομή, δηλαδή με τις ελάχιστες απώλειες:

$$h_f = R Q^2,$$

$$\text{όπου } R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} \text{ η αντίσταση του αγωγού.}$$

Στην άσκηση οι δύο εναλλακτικές διαδρομές η ωρολογιακή (A-B-Γ) και η αντιωρολογιακή (A-Δ-Γ) αποτελούνται από αγωγούς ιδίων διαμέτρων και μήκους άρα ιδίων αντιστάσεων R. Με δεδομένη τη συμμετρία των ζητήσεων, η παροχή μοιραζόταν στα δύο. Αν η διάμετρος π.χ στο AD ήταν μικρότερη τότε αυτό δεν θα ίσχυε.

Υπολογισμός πιθανών διαμέτρων για τον αγωγό μεταφοράς ΛΑ

Η επιλογή των διαμέτρων γίνεται με βάση τον περιορισμό της ταχύτητας.

$$0.5 \leq \frac{4Q}{\pi D^2} \leq 1.5$$

v(m/s)	D (m)
0.5	0.33482
1	0.23675
1.5	0.19331

Εμπορίου

$$D_{εσ} = 0.3128$$

$$D_{εσ} = 0.198$$

Με βάση τις διαμέτρους του εμπορίου η δυνατότητα επιλογής είναι μεταξύ $0.198 \leq D_{εσ} \leq 0.3128$.

Προ - επιλέγεται διάμετρος με ταχύτητα περί το 1 m/s που αντιστοιχεί σε εσωτερική διάμετρο εμπορίου **0.2468** (βλ. Πίνακα εκφώνησης) με ταχύτητα 0.92 m/s.

Η διάμετρος αυτή θα γίνει αποδεκτή αν τελικά επαληθεύονται οι απαιτήσεις για το ύψος πίεσης σε κάθε κόμβο του δικτύου. Για τον παραπάνω έλεγχο προϋποτίθεται η κατασκευή της πιεζομετρικής γραμμής που με την σειρά της προϋποθέτει τον υπολογισμό των επιμέρους ενεργειακών απωλειών. Για τον αγωγό μεταφοράς ο

Παροχ. κλάδων		Εσωτερική Διάμετρος	V	L	Re	k/D	f	R	h _f
(m ³ /s)		(m)	(m/sec)	(m)				m/(m ³ /s) ²	(m)
0.044000	AB	0.2468	0.92	400	227110.8	0.0004	0.018	656.8	1.27

προσδιορισμός των απωλειών γίνεται στον επόμενο πίνακα.



Χάραξη της πιεζομετρικής γραμμής και έλεγχος για το ύψος πίεσης με βάση την Κ.Σ.Α. της δεξαμενής

Γενική μεθοδολογία

$$H_2 = H_1 - h_{f, 1 \rightarrow 2} \text{ (πιεζομετρική γραμμή)}$$

$$h_{p1} = H_1 - z_1, \text{ ύψος πίεσης, } \text{έλεγχος} \geq h_{\text{πραγματούμενο}}$$

Ακολουθείτε η κίνηση του νερού. Για το κλειστό δίκτυο χρησιμοποιούνται οι ενεργειακοί υπολογισμοί που έχουν γίνει στον τελευταίο πίνακα Cross. Οι υπολογισμοί ξεκινούν από το ανώτερο σημείο, δηλαδή την δεξαμενή και για την δυσμενέστερη περίπτωση της Κατώτατης Στάθμης Λειτουργίας και για την

δυσμενέστερη περίπτωση της μέγιστης κατανάλωσης δηλαδή της μέγιστης ωριαίας (παροχή υπολογισμών 30 L / s) προσθέτοντας και τις αιχμές άλλων χρήσεων. Πράγματι προκύπτει ότι κάθε σημείο του δικτύου έχει $h_p \geq 16$ m (διώροφες κατοικίες)



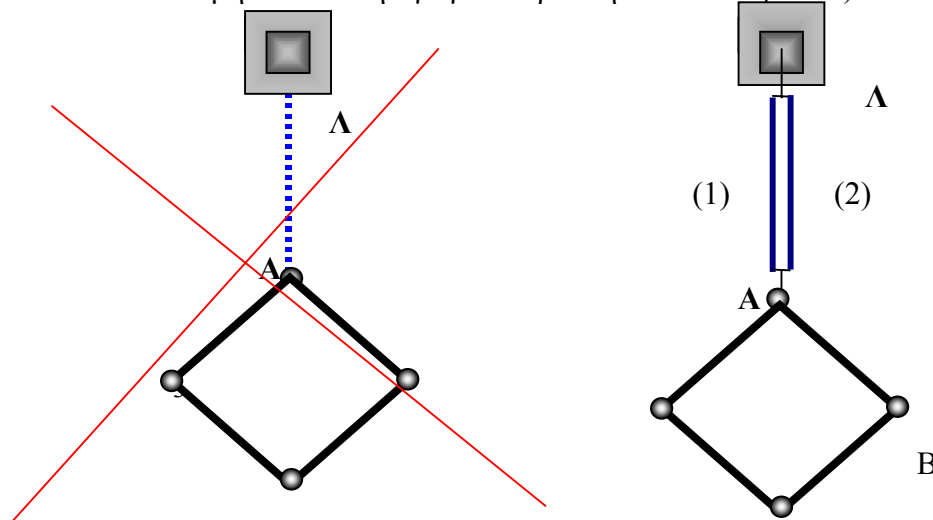
Έλεγχος στατικής πίεσης με βάση την Α.Σ.Α

Ισχύει εφόσον το χαμηλότερο σημείο έχει κατακόρυφη απόσταση από την δεξαμενή μικρότερη των 60 m.

3.Δ. ΤΡΟΠΟΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΕΙΣ ΜΗ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΨΟΥΣ ΠΙΕΣΕΩΝ ΣΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟ

Σε περίπτωση όπου δεν επαρκούν οι πιέσεις στους κόμβους οι άμεσες και απλούστερες σκέψεις που μπορούν να γίνουν είναι οι παρακάτω:

1. Αλλαγή σε υψηλότερο σημείο της δεξαμενής ρύθμισης (δεν είναι πάντα εφικτό λόγω τοπογραφίας ή είναι αντιοικονομική επιλογή)
2. Τοποθέτηση διπλού αγωγού ως αγωγού μεταφοράς (βλπ. Υδρεύσεις Οικισμών Ισοδύναμη αντίσταση αγωγών παράλληλα συνδεδεμένων).



Παράλληλη σύνδεση αγωγών ίδιου μήκους, διαμέτρου και υλικού. Η παροχή ισομοιράζεται:

$$2q = \Sigma Q_{\Lambda\Lambda}$$

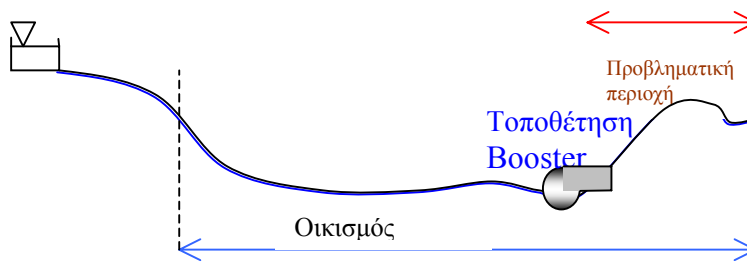
$$h_{f,\Lambda \rightarrow A}^{(1)} = h_{f,\Lambda \rightarrow A}^{(2)} = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} q^2$$

3. Επιλογή μεγαλύτερων διαμέτρων για τμήματα του κλειστού δικτύου (π.χ AB, ΒΓ κ.λ.π). Σε κάθε περίπτωση η ταχύτητα $V \geq 0.5 \text{ m/s}$. Με βάση την εξίσωση των απωλειών

$$h_f = R Q^2, R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}$$

προκύπτει ότι μεγαλύτερες διαμέτροι έχουν μικρότερες αντιστάσεις και άρα μικρότερες και απώλειες, αποτελούν όμως αντιοικονομική επιλογή

4. Τοποθέτηση Booster (αντλία ενσωματωμένη στο δίκτυο) σε απόμακρα και σχετικά υπερυψωμένα σημεία του δικτύου.



5. Αλλαγή συνολικού σχεδιασμού για το δίκτυο

4. Συνθετική άσκηση Εξωτερικού και Εσωτερικού Υδραγωγείου

ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ, Ε.Μ.Π
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΓΓΕΙΟΒΕΛΤΙΩΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΚΑΙ
 ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ
 ΜΑΘΗΜΑ: ΥΔΡΑΥΛΙΚΑ ΕΡΓΑ
 ΕΞΑΜΗΝΟ: 8^ο

Θέμα [100 / 100]

Οικισμός ΑΒΓΔ αποτελούμενος από διώροφες κατοικίες υδροδοτείται από δεξαμενή μέσω κυκλοφοριακού δικτύου ΑΒΓΔ (Σχήμα 1). Η συνολική μέγιστη ημερήσια παροχή για τον οικισμό ΑΒΓΔ είναι 20 L/s. Τα μήκη, οι εσωτερικές διαμέτρους των αγωγών ΑΒ, ΒΓ, ΑΔ και ΔΓ φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Αγωγός	Μήκος (m)	Εσωτερική διάμετρος (mm)
ΛΕ	500	?
ΕΗ	200	?
ΕΑ	700	22.04
ΑΒ	200	141
ΒΓ	200	123.4
ΑΔ	200	141
ΔΓ	200	110.2
ΠΛ (καταθλιπτικός αγωγός)	1000	176.2

Οι αγωγοί ΛΕ και ΕΑ δεν κατανέμουν νερό στους χρήστες (αγωγοί μεταφοράς). Ο αγωγός ΕΗ μεταφέρει νερό που καταναλώνεται στον κόμβο Η για άλλες χρήσεις εκτός ύδρευσης, συνολικής μέγιστης ωραίας παροχής 6 L/s. Στον κόμβο Η απαιτείται ελάχιστο ύψος πίεσης 12 m.

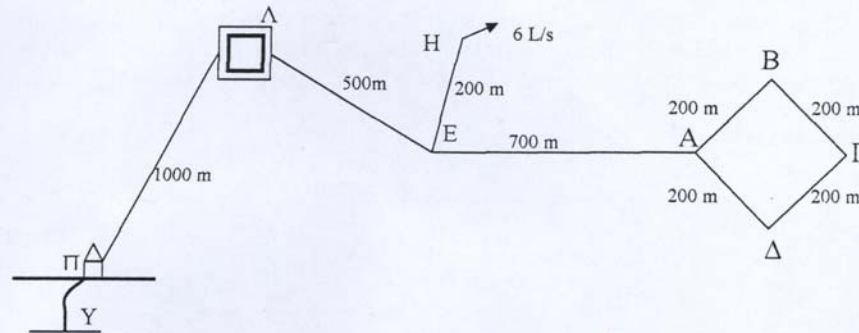
Η κατώτατη στάθμη λειτουργίας για την δεξαμενή Λ είναι +103 m ενώ η ανώτατη στάθμη λειτουργίας είναι +106.5 m.

Τα υψόμετρα των κόμβων για το εσωτερικό υδραγωγείο δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Κόμβος	Υψόμετρο εδάφους (m)
Ε	+ 55
Α (οικισμός)	+ 48
Β (οικισμός)	+ 48
Δ (οικισμός)	+ 52
Γ (οικισμός)	+ 52
Η	+ 48

Σχετικά με το εξωτερικό υδραγωγείο, η δεξαμενή υδροδοτείται από αντλιοστάσιο (Π) που βρίσκεται στο υψόμετρο +80 m και αντλεί το νερό από

γεώτρηση (Y) στάθμης + 55 m. Το αντλητικό συγκρότημα λειτουργεί 18 ώρες το εικοσιτετράωρο. Οι συνολικές απώλειες του αγωγού αναρρόφησης εκτιμώνται σε 1 m. Ο συντελεστής απόδοσης του αντλητικού συγκροτήματος είναι ίσος με 0.60. Ο συντελεστής επαύξησης της ισχύος του ηλεκτροκινητήρα να ληφθεί ίσος με 1.15.



Σχήμα 1

Δίνονται:

- Λόγος μέγιστης ωριαίας προς μέγιστη ημερήσια παροχή για τον οικισμό ίσος με 2.
- Οι τοπικές απώλειες για όλο το εσωτερικό υδραγωγείο θεωρούνται αμελητέες.
- Οι τοπικές απώλειες για τον καταθλιπτικό αγωγό του εξωτερικού υδραγωγείου ΠΑ είναι ίσες με 10% επί των γραμμικών.
- Για όλους τους αγωγούς τραχύτητα $k_s = 0.1 \text{ mm}$.
- Ο οικισμός ΑΒΓΔ αποτελείται από διώροφες κατοικίες που είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες.
- Συντελεστής κινηματικής συνεκτικότητας του νερού: $\nu = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- Όλοι οι αγωγοί θα είναι εμπορίου PE 3^{ης} γενιάς, κλάσης 10atm:

Πίεση λειτουργίας : 10 atm

Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	32	40	50	63	75	90	110
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	28	35.2	44	55.4	66	79.2	96.8
Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	125	140	160	180	200	225	250
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	110.2	123.4	141	158.6	176.2	198.2	220.4
Όνομαστική διάμετρος Dn (mm)	280	315	355	400	450	500	560
Εσωτερική διάμετρος D (mm)	246.8	277.6	312.8	352.6	396.6	440.6	493.6

Ζητούνται:

1. Οι παροχές κατανάλωσης στους κόμβους Α, Β, Δ και Γ για τον οικισμό.
2. Υπολογισμός της κατανομής των παροχών στο κλειστό δίκτυο ΑΒΓΔ.
3. Το εύρος των πιθανών διαμέτρων για τους αγωγούς ΛΕ και ΕΗ
4. Διαστασιολόγηση των αγωγών ΛΕ και ΕΗ λαμβάνοντας υπόψη και τις απαιτήσεις για την πίεση σε όλο το δίκτυο.
5. Αν χρησιμοποιηθεί καταθλιπτικός αγωγός ΠΛ με διάμετρο $D = 176.2 \text{ mm}$ μήκους 1000 m , να υπολογισθεί το μανομετρικό ύψος και η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος.
6. Το σκαρίφημα της μηκοτομής της πιεζομετρικής γραμμής της διαδρομής ΠΛΕΑΒΓ.

Λύση:

ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ

- Προσδιορισμός των παροχών καταναλώσεων στους κόμβους

Η μέγιστη ωριαία παροχή συνολικά για τον οικισμό είναι:

$$\max Q_{\omega} = \lambda_2 \max Q_H$$

Από την εκφώνηση είναι γνωστό ότι $\lambda_2 = 2$, οπότε:

$$\max Q_{\omega} = 2 \cdot 20 = 40 \text{ l/s}$$

Η παροχή αυτή υπεισέρχεται στην παροχή του εσωτερικού υδραγωγείου

Επίλυση του κλειστού δικτύου

Λόγω συμμετρίας στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του δικτύου η μέγιστη ωριαία για τον οικισμό ισομοιράζεται στους κόμβους:

$$q^{\circ}_A = q^{\circ}_B = q^{\circ}_\Gamma = q^{\circ}_\Delta = 40 / 4 = 10 \text{ l/s}$$

- Επίλυση Cross

Επόμενο βήμα αποτελεί η επίλυση του κλειστού δικτύου ΑΒΓΔΑ, δηλαδή ο προσδιορισμός των παροχών στους κλάδους του, με βάση την μέθοδο Q – Cross (που στηρίζεται στην αρχή της συνεχείας των παροχών και της διατήρησης της ενέργειας).

Για το κλειστό δίκτυο ΑΒΓΔΑ ορίζεται ως κοινή φορά βρόχου η ωρολογιακή και θεωρούνται αυθαίρετα «αρχικές» παροχές με τρόπο που να ικανοποιούν την εξίσωση της συνέχειας παροχών στους κόμβους. Ξεκινώ από τον κόμβο Α όπου το δίκτυο συνδέεται με τον αγωγό μεταφοράς ΕΑ:

Κόμβος Α

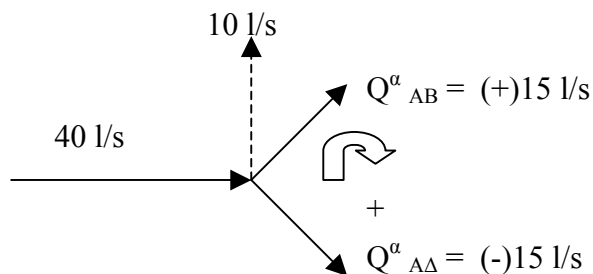
Εισέρχονται: 40 l/s

Καταναλώνονται 10 l/s

Στους κλάδους ΑΒ και ΑΔ μοιράζονται αυθαίρετα $40 - 10 = 30 \text{ L/s}$.

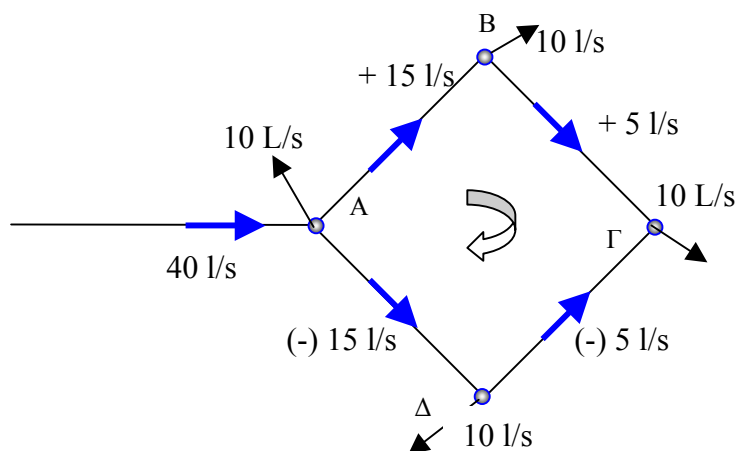
Έστω ότι στον κλάδο ΑΔ «φεύγουν» 15 l/s.

Τότε στον κλάδο ΑΒ «φεύγουν» $30 - 15 = 15 \text{ l/s}$.



Με βάση την θεωρηθείσα θετική φορά βρόχου η παροχή $Q^a_{AB} = (+) 15 \text{ l/s}$ είναι θετική ενώ η $Q^a_{AD} = (-)20 \text{ l/s}$ είναι αρνητική (αντιωρολογιακή).

Με παρόμοιο τρόπο καταλήγω στις **αρχικές παροχές** που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Επόμενο βήμα αποτελεί η εύρεση των πραγματικών παροχών με επαναληπτικούς υπολογισμούς

Οι παρακάτω υδραυλικοί υπολογισμοί γίνονται στο διεθνές σύστημα μονάδων:

- Q (m³/s)
- V (m/s)
- D (m)

Για κάθε κλάδο προσδιορίζεται η ταχύτητα ροής (με βάση την σχεδιαστική παροχή και την τοποθετούμενη διάμετρο του εμπορίου:

$$V = \frac{4Q_{σχ}}{\pi D^2}$$

Ακολούθως προσδιορίζεται ο αριθμός Re:

$$Re = \frac{vD}{\nu}$$

η σχετική τραχύτητα k_s/D ,

Ο συντελεστής τριβής f προσδιορίζεται από τον ρητό τύπο των Swamee and Jain (1976)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2}$$

Για κάθε κλάδο προσδιορίζεται ο η αντίσταση του αγωγού από την εξίσωση των Darcy-Weisbach για το ύψος απωλειών:

$$R = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5}, \quad h_f = RQ^2$$

Εφαρμόζοντας την εξίσωση ενέργειας σε κάθε βρόχο προσδιορίζω την ΔQ για κάθε βρόχο:

$$\Delta Q = - \frac{\sum R_i Q_i^a}{\sum |2R_i Q_i^a|} = - \frac{\sum h_f}{\sum x}$$

Q(m ³ /s)		D(m)	V(m/s)	L(m)	Re	k/D	f	R (m/(m ³ /s) ²)	hf (m)	x(m/(m ³ /s))
0.01500	AB	0.14100	0.96113	200.00000	112933.09843	0.00071	0.02100	6232.50912	1.40231	186.97527
0.00500	BΓ	0.12340	0.41828	200.00000	43013.41674	0.00081	0.02416	13966.26632	0.34916	139.66266
-0.00500	ΔΓ	0.11020	-0.52449	200.00000	48165.65904	0.00091	0.02404	24464.95219	-0.61162	244.64952
-0.01500	AΔ	0.14100	-0.96113	200.00000	112933.09843	0.00071	0.02100	6232.50912	-1.40231	186.97527
									-0.26247	758.26273
ΔQ									0.00035	

Προσδιορίζεται διορθωτική παροχή

$$\Delta Q^0 = - \frac{\sum h_f}{\sum x} = +0.00035 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$|0.00035| \geq 0.0001 \text{ m}^3 / \text{s}$$

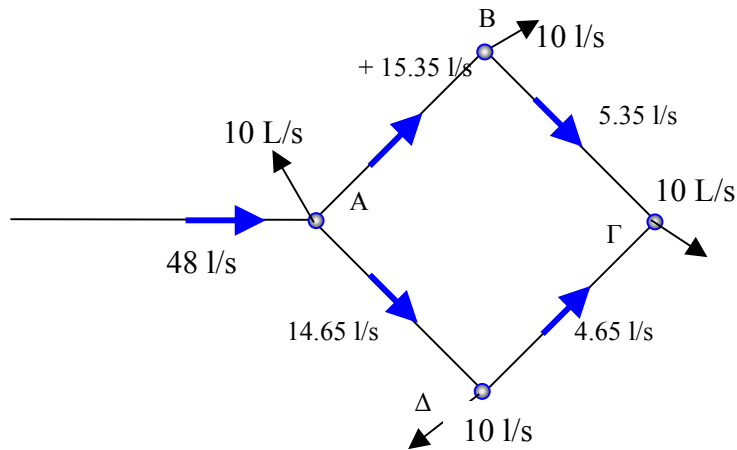
Οπότε θα πρέπει να διορθωθούν οι παροχές και να προβώ σε δεύτερο κύκλο υπολογισμών.

Q(m ³ /s)		D(m)	V(m/s)	L(m)	Re	k/D	f	R (m/(m ³ /s) ²)	hf (m)	x(m/(m ³ /s))
0.01535	AB	0.14100	0.98331	200.00000	115539.16331	0.00071	0.02095	6217.82804	1.46432	190.83935
0.00535	BΓ	0.12340	0.44724	200.00000	45991.17321	0.00081	0.02391	13823.76267	0.39510	147.80762
-0.00465	ΔΓ	0.11020	-0.48818	200.00000	44831.22031	0.00091	0.02429	24720.48891	-0.53541	230.09125
-0.01465	AΔ	0.14100	-0.93895	200.00000	110327.03355	0.00071	0.02105	6247.75752	-1.34162	183.10749
Σ									-0.01760	751.84572
ΔQ									0.00002	

$$\Delta Q^1 = - \frac{\sum h_f}{\sum x} = +0.00002 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$|0.00002| \leq 0.0001 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Οπότε οι υπολογισμοί σταματούν σε αυτό το σημείο. Συνεπώς οι παροχές του δικτύου φαίνονται στο επόμενο σχήμα και οι απώλειες στους κλάδους προκύπτουν από τον παραπάνω πίνακα.



Προσδιορισμός των πιθανών διαμέτρων για τους άλλους κλάδους του εσωτερικού υδραγωγείου

Οι υπόλοιποι κλάδοι του εσωτερικού υδραγωγείου έχουν τις παρακάτω παροχές σχεδιασμού :

$$Q_{EA} = 40 \text{ l/s (αγωγός μεταφοράς)}$$

$$Q_{EH} = 6 \text{ l/s όπου συγκεντρωμένα αποδίδονται στον κόμβο Η για άλλη χρήση}$$

$$Q_{\Lambda E} = 40 + 6 = 46 \text{ l/s (αγωγός μεταφοράς)}$$

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΙΘΑΝΩΝ ΔΙΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΓΩΓΟ ΕΗ

Ο προσδιορισμός των πιθανών διαμέτρων για τον αγωγό ΓΗ μπορεί να γίνει με βάση τον περιορισμό της ταχύτητας:

$$0.5 \leq \frac{4Q}{\pi D^2} \leq 1.5$$

v(m/s)	D (m)
0.5	0.123639088
1	0.087426038
1.5	0.071383061

Για τον αγωγό ΕΗ προτείνεται εύρος διαμέτρων μεταξύ 96.8 (αποφυγή τοποθέτησης ιδιαίτερα μικρών διαμέτρων) και 110.2 (αποφυγή ταχυτήτων κάτω από 0.5 m / s).

Περαιτέρω θα δοκιμάσουμε τη διάμετρο = 96.8 mm

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΙΘΑΝΩΝ ΔΙΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΓΩΓΟ ΛΕ

Ο προσδιορισμός των πιθανών διαμέτρων για τον αγωγό ΛΕ μπορεί να γίνει με βάση τον περιορισμό της ταχύτητας:

$$0.5 \leq \frac{4Q}{\pi D^2} \leq 1.5$$

v(m/s)	D (m)
0.5	0.342341
1	0.242072
1.5	0.197651

Για τον αγωγό ΛΕ προτείνεται εύρος διαμέτρων μεταξύ 220.4 (αποφυγή τοποθέτησης ιδιαίτερα μικρών διαμέτρων) και 312.8 (αποφυγή ταχυτήτων κάτω από 0.5 m / s).

Περαιτέρω θα δοκιμάσουμε τη διάμετρο = 246.8 mm

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΙΕΖΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ

Για να γίνουν αποδεκτοί οι διάμετροι θα πρέπει να ικανοποιούνται οι περιορισμοί πίεσης για όλα τα σημεία του εσωτερικού υδραγωγείου, δηλ:

Εφόσον ο οικισμός αποτελείται από διώροφες κατοικίες θα πρέπει το ύψος πίεσης σε κάθε κόμβο του οικισμού Α, Β, Γ και Δ να είναι μεγαλύτερο από 16 m:

$$h_{pi} = H_i - z_i \geq 16 \text{ m}$$

Για τον κόμβο Η απαιτείται ελάχιστο ύψος πίεσης 12 m

$$h_{pH} = H_H - z_H \geq 12 \text{ m}$$

Επίσης θα πρέπει να εξετασθεί και η στατική πίεση για την συνολική αποδοχή του δικτύου.

Απαραίτητο βήμα αποτελεί ο προσδιορισμός των απωλειών σε κάθε κλάδο. Με δεδομένες τις απώλειες στους κλάδους του κλειστού δικτύου απομένει ο προσδιορισμός των απωλειών στους επόμενους κλάδους θεωρώντας εσωτερικές διαμέτρους για τους αγωγούς ΕΗ και ΛΕ 96.8 mm και 246.8 mm αντίστοιχα:

ΕΑ							
Q	Dεσ	v	L	Re	k/D	f	R
0.04000	0.22040	1.04898	700.00000	192662.63616	0.00045	0.01875	2087.64921
ΕΗ							
Q	Dεσ	v	L	Re	k/D	f	R
0.00600	0.09680	0.81570	200.00000	65799.86314	0.00103	0.02346	45655.80361
ΛΕ							
Q	Dεσ	v	L	Re	k/D	f	R
0.04600	0.2468	0.96205	500.00000	197861.71703	0.00041	0.01844	832.64259

Για να πραγματοποιήσω τους ελέγχους στα επίμαχα σημεία ακολουθώ την ενεργειακή διαδρομή σύμφωνα με την κίνηση του νερού και εφόσον το υψόμετρο της δεξαμενής είναι δεδομένο. (Αν χρησιμοποιηθούν τα αρνητικά πρόσημα του πίνακα Cross τότε θα πρέπει να επιλεγθεί η ωρολογιακή φορά βρόγχου για την ενεργειακή

διαδρομή του βρόχου). Δυσμενέστερη περίπτωση για τον έλεγχο του ύψους πίεσης στους κόμβους είναι η κατώτατη στάθμη λειτουργία της δεξαμενής:

Λ (Κ.Σ.Λ) \rightarrow E \rightarrow H (έλεγχος ύψους πίεσης)

Λ (Κ.Σ.Λ) \rightarrow E \rightarrow A (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow B (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow Γ (έλεγχος ύψους πίεσης)

Λ (Κ.Σ.Λ) \rightarrow E \rightarrow A (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow Δ (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow Γ (έλεγχος στους υπολογισμούς)

Για την τελευταία διαδρομή ακολουθείται η κίνηση του νερού (και όχι η θετική φορά Cross) οπότε οι απώλειες λαμβάνονται από τον τελευταίο πίνακα Cross με θετικό όμως πρόσημο.

$\Lambda \rightarrow H$

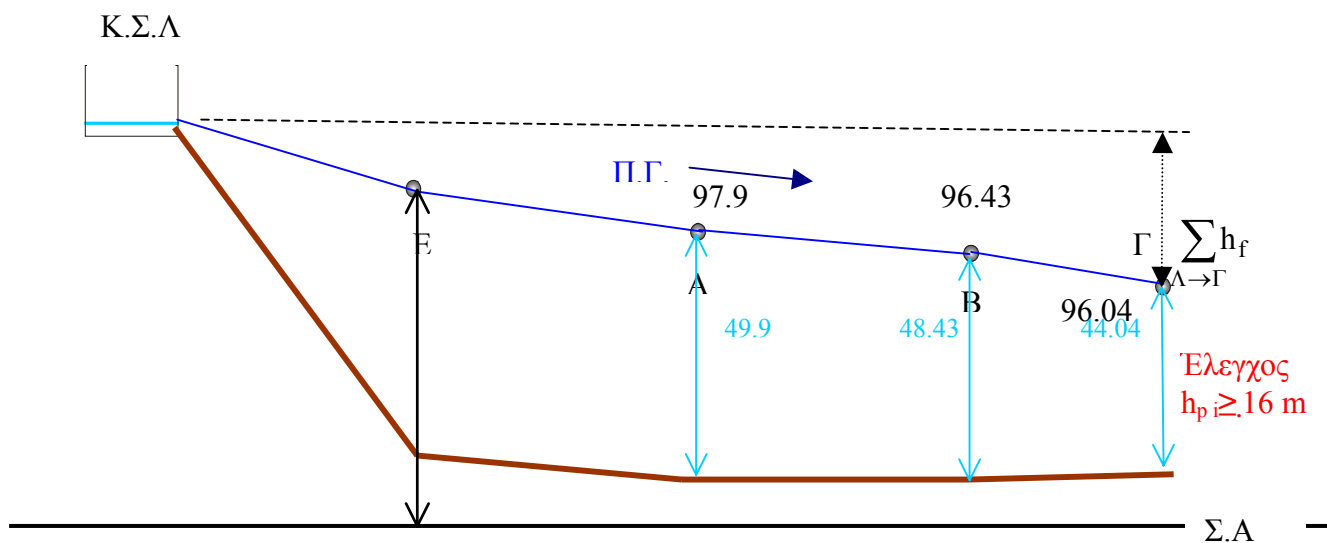
$$H_{\Lambda} = 103 \text{ m}$$

$$H_H = H_{\Lambda} - h_{E \rightarrow H} = H_{\Lambda} - h_{\Lambda \rightarrow E} - h_{E \rightarrow H} = 103 - 1.76 - 1.64 = 99.6 \text{ m}$$

$$h_{pH} = H_H - z_H = 99.6 - 48 = 51.6 \text{ m} \geq 12 \text{ m}$$

Λ (Κ.Σ.Λ) \rightarrow A (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow B (έλεγχος ύψους πίεσης) \rightarrow Γ (έλεγχος ύψους πίεσης)

Κόμβοι	H	hf	z	hp
E	103.00			
A	97.90	5.102	48.00	49.90
b	96.43	1.464	48.00	48.43
Γ	96.04	0.395	52.00	44.04



ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ

Ελέγχεται η στατική πίεση σε σχέση με το χαμηλότερο σημείο του δικτύου από πλευράς φυσικού υψομέτρου. Πράγματι θεωρώντας ακίνητο το νερό και άρα μηδενικές απώλειες το χαμηλότερο σημείο έχει υψόμετρο +48m, οπότε προκύπτει στατική πίεση:

$106.5 - 48 \leq 60$. Επίσης παρατηρείστε ότι λαμβάνω την ανώτατη στάθμη λειτουργίας της δεξαμενής ως δυσμενέστερης. Προφανώς η διαστασιολόγηση των αγωγών ΛΕ και ΕΗ δεν επιδρά στον έλεγχο στατικής πίεσης.

ΤΕΛΙΚΗ ΑΠΟΔΟΧΗ ΔΙΚΤΥΟΥ

Με βάση τα παραπάνω οι διάμετροι που επιλέχθηκαν για τους αγωγούς ΛΕ και ΕΗ γίνονται αποδεκτοί όπως και ο γενικότερος σχεδιασμός του δικτύου

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΘΛΗΠΤΙΚΟΥ ΑΓΩΓΟΥ ΚΑΙ ΑΝΤΛΗΤΙΚΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ

Σχεδιασμός του αγωγού ΠΛ.

Ο αγωγός ΠΛ είναι διάταξη του εξωτερικού υδραγωγείου εφόσον η δεξαμενή ρύθμισης οριοθετεί την διάκριση μεταξύ εσωτερικού και εξωτερικού υδραγωγείου. Η παροχή σχεδιασμού για το εξωτερικού υδραγωγείου θα είναι:

$$\max Q_{HM}^{οικ} + \frac{6}{\lambda_2} = 20 + 6 = 26 \text{ l/s}, \text{ όπου } \lambda_2 \text{ αναφέρεται στην συγκεντρωμένη παροχή για}$$

άλλες χρήσεις εκτός ύδρευσης στον κόμβο Η και λαμβάνεται ίσος με την μονάδα. Ωστόσο επειδή το αντλιοστάσιο λειτουργεί 18 ώρες και όχι όλο το 24^{ωρο} η παροχή σχεδιασμού για ΠΛ θα είναι τελικά:

$$Q_{\Pi\Lambda}^{σχ} = 26 \frac{24}{18} \text{ l/s} = 34.671 \text{ l/s}$$

Οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό των γραμμικών απωλειών για τον καταθλιπτικό αγωγό ΠΛ φαίνονται στον επόμενο πίνακα:

Q	Des	v	L	Re	k/D	f	R	hf	Sf
0.03467	0.1762	1.42243	1000.00000	208860.00194	0.00057	0.01921	9355.79420	11.24359	12.36794412

Λαμβάνοντας υπ' όψιν και τις τοπικές απώλειες που εκτιμώνται σε 0.10% επί των γραμμικών απωλειών προκύπτει η συνολική απώλεια ενέργειας για κάθε κλάδο:

$$H_{\text{fo}\lambda} = 1.1 \cdot h_f = 12.36 \text{ m}$$

Για τον προσδιορισμό του μανομετρικού ύψους από την μία λαμβάνουμε την ανώτατη στάθμη λειτουργίας της δεξαμενής ως δυσμενέστερη και ως αφετηρία την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα

Ακόμη κατά την εκφώνηση θεωρούνται απώλειες φορτίου στον αγωγό αναρρόφησης 1 m.

Εφαρμόζοντας την εξίσωση Bernoulli από το Υ στο Λ προκύπτει:

$$H_M + z_Y = (z_\Lambda + \Delta H_{\text{ΑΣΛ}}) + h_{f \text{ ολ}Y \rightarrow \Pi} + \sum h_{f \text{ ολ}\Pi \rightarrow \Lambda} \Leftrightarrow$$

$$H_M + 55 = (106.5) + 1 + 12.36$$

$$H_M = (106.5 - 55) + 1 + 12.36 \approx 65 \text{ m}$$

Με βάση το απαιτούμενο μανομετρικό ύψος ο σωλήνας θα πρέπει να έχει αντοχή 10 atm.

Η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$N = \frac{9.81 \cdot Q \cdot H_M}{n}$$

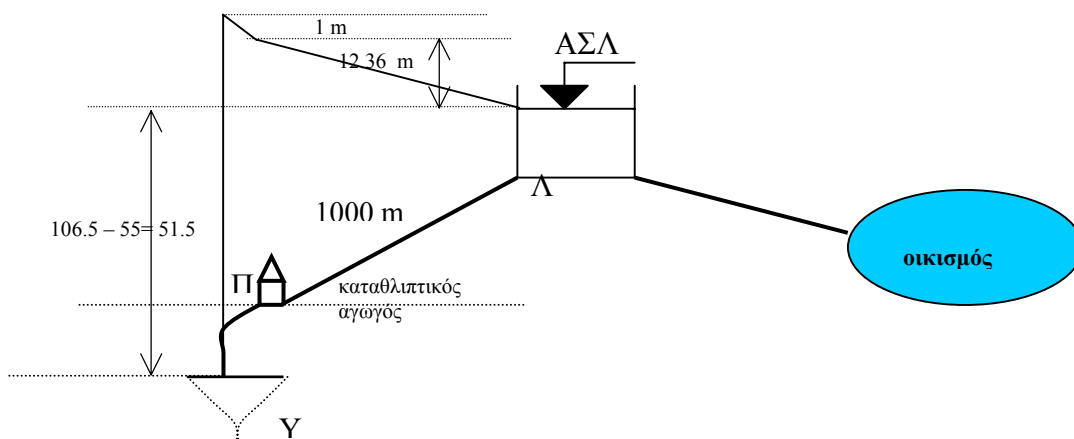
όπου: N η ισχύς της αντλίας (KW),
 Q η παροχή της γεώτρησης (m^3/s),
 H_M το μανομετρικό ύψος (m), και
 n ο βαθμός απόδοσης του αντλητικού συγκροτήματος.

Προκύπτει ότι η απαιτούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι: $N = 36.8$ KW.

Η απορροφούμενη ισχύς του αντλητικού συγκροτήματος είναι 15% μεγαλύτερη, δηλαδή $N = 1.15 \times 36.3 \rightarrow N' = 42.3$ KW.

Στρογγυλοποιώντας υπέρ της ασφάλειας εξάγουμε ότι απαιτείται ισχύς αντλητικού συγκροτήματος 50 KW.

Τοποθετούνται δύο αντλίες των 25 KW και επιπλέον άλλη μία εφεδρική των 25 KW.



Σχήμα: Πιεζομετρική γραμμή για το εξωτερικό υδραγωγείο

Ενδεικτική βιβλιογραφία

Ελληνική βιβλιογραφία

- Αφτιάς Μ., 1992. Υδρεύσεις, Ε.Μ.Π
- Βαμβακερίδου Α., 2000. Σχεδιασμός και Μαθηματική Προσομοίωση Δικτύων Ύδρευσης, Ε.Μ.Π
- Ευστρατιάδης Α. και Κουτσογιάννης Δ., 2003. Τυπικά Υδραυλικά Έργα, Ε.Μ.Π (σημειώσεις μαθήματος)
- Κουτσογιάννης Δ., 1999. Σχεδιασμός αστικών δικτύων αποχέτευσης, Ε.Μ.Π
- Κωτσοβίνος Ν., 2003. Ρευστομηχανική, Ξάνθη, Δ.Π.Θ
- Μαντόγλου Α., 2003. Μηχανική Ρευστών και Εφαρμοσμένη Υδραυλική, Ε.Μ.Π.
- Μπέλλος Κ., 2003. Σημειώσεις Υδροδυναμικών Έργων, Ξάνθη, Δ.Π.Θ
- Ναλμπάντης Ι., 2007. Προστασία και Διαχείριση Υδατικών Πόρων, Αθήνα, Ε.Μ.Π.
- Νουτσόπουλος Γ και Χριστοδούλου Γ., 1996 Μαθήματα Μηχανικής Ρευστών, Ε.Μ.Π.
- Παντοκράτορας Α., 1997. Υδρεύσεις Πόλεων (Θεωρία + Ασκήσεις), Ξάνθη, Δ.Π.Θ
- Παρθενιάδης Ε., 1980. Εισαγωγή εις την Αστικήν Υδραυλικήν, Θεσσαλονίκη.
- Τερζίδης Γ., 1997. Εφαρμοσμένη Υδραυλική, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Τριανταφυλλίδης Σ., 1974. Γενικά Υδραυλικά Έργα, Αθήνα
- Τσακίρης Γ., 2004, Παραδόσεις μαθήματος στη Σ.Α.Τ.Μ., Ε.Μ.Π.
- Τσακίρης Γ., 2005, Παραδόσεις μαθήματος στη Σ.Α.Τ.Μ., Ε.Μ.Π.
- Τσακίρης Γ., 2006, Παραδόσεις μαθήματος στη Σ.Α.Τ.Μ., Ε.Μ.Π.
- Τσακίρης Γ., 1995, Υδατική Πόροι, 1. Τεχνική Υδρολογία, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 1995.
- Τσακίρης Γ., 1991. Μαθήματα Εγγειοβελτιωτικών Έργων, Ε.Μ.Π.

Ξένη βιβλιογραφία

- A.O Akan, 1993. Urban Stormwater Hydrology, Technomic Publishing Co Inc.
- A.L Prashun, 1987. Fundamentals of Hydraulic Engineering, Holt, Rinehart and Winston, Inc.
- L. Mays, 2005. Water Resources Engineering, John Wiley & Sons, Inc. R. Gupta., 1989. Hydrology and Hydraulic Systems. Prentice Hall.
- Metcalf and Eddy, Inc, 1974. Wastewater Engineering, TATA McGraw-Hill Pub. Company Ltd
- D. Stephenson, 1984. Pipeflow Analysis, Elsevier
- R. A. Wurbs and W.P James, 2002. Water Resources Engineering, Prentice Hall