

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΓΓΕΙΟΒΕΛΤΙΩΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΚΑΙ
ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΣΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ
ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΠΟΛΗ ΤΩΝ ΣΟΦΑΔΩΝ**

**ΕΚΠΟΝΗΣΗ: ΑΝΤΩΝΙΟΣ ΚΑΡΑΛΟΥΛΗΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Γ. ΤΣΑΚΙΡΗΣ**

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2011

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	1
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ABSTRACT	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΔΙΚΤΥΑ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	5
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ	5
1.2 ΓΕΝΙΚΑ.....	5
1.3 ΔΟΜΗ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ.....	5
1.4 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ.....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΖΗΤΗΣΗ ΝΕΡΟΥ ΣΕ ΥΔΡΕΥΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΔΙΑΝΟΜΗΣ	9
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
2.2 ΣΥΝΙΧΤΩΣΕΣ ΤΗΣ ΑΣΤΙΚΗΣ ΧΡΗΣΗΣ.....	9
2.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΟΧΗΣ (ΖΗΤΗΣΗΣ).....	10
2.4 ΠΟΛΛΑΠΛΑΣΙΑΣΤΕΣ ΖΗΤΗΣΗΣ.....	11
2.5 ΠΑΡΟΧΗ ΓΙΑ ΠΥΡΟΣΒΕΣΗ.....	12
2.6 ΕΜΠΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ ΝΕΡΟΥ	12
2.7 ΔΗΜΟΣΙΑ ΧΡΗΣΗ ΝΕΡΟΥ	13
2.8 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ...	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΣΤΑ ΥΔΡΕΥΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΔΙΑΝΟΜΗΣ	15
3.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΡΟΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥΣ ΑΓΩΓΟΥΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ.....	15
3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗ ΜΟΝΙΜΗ ΡΟΗ	16
3.2.1 ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΚΑΤΑ DARCY-WEISBACH.....	16
3.2.2 ΤΟΠΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΦΟΡΤΙΟΥ	17
3.2.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΤΡΙΒΗΣ f	18
3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ-ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ.....	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΔΟΜΗ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	23
4.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ.....	23
4.1.1 ΑΓΩΓΟΙ.....	23
4.1.2 ΚΟΜΒΟΙ.....	25
4.1.3 ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ.....	26
4.1.4 ΕΙΔΙΚΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ.....	27
4.1.5 ΑΛΛΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ.....	32
4.1.6 ΥΔΡΟΜΕΤΡΗΤΕΣ.....	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΕΡΑΝΕΤ	35
5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΕΡΑΝΕΤ.....	35
5.2 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ.....	35
5.3 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ.....	35
5.4 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΕΡΑΝΕΤ.....	36

5.5 ΧΩΡΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΕΡΑΝΕΤ	37
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	41
6.1 ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ	41
6.2 ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ	41
6.2.1 ΔΕΙΚΤΕΣ ΤΟΔΙΝΙ	43
6.2.2 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΟΔΙΝΙ	45
6.2.3 ΛΟΙΠΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ	48
6.2.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ	49
6.3 ΜΗ ΚΑΤΑΓΕΓΡΑΜΜΕΝΟ ΚΑΙ ΑΤΙΜΟΛΟΓΗΤΟ ΝΕΡΟ	50
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ	53
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗΝ ΠΟΛΗ ΤΩΝ ΣΟΦΑΔΩΝ	61
8.1 ΓΕΩΓΡΑΦΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΠΟΛΗΣ ΤΩΝ ΣΟΦΑΔΩΝ	61
8.2 ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	61
8.3 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	62
8.4 ΑΝΑΠΤΥΞΙΑΚΑ ΣΧΕΔΙΑ	62
8.4.1 ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΑ	62
8.4.2 ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΛΛΙΚΡΑΤΗ	63
8.5 ΟΝΟΜΑΣΙΑ	63
8.6 ΧΡΟΝΟΙ ΙΔΡΥΣΗΣ	63
8.7 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ	64
8.8 ΣΥΓΚΟΙΝΩΝΙΕΣ	64
8.9 ΜΝΗΜΕΙΑ	64
8.10 ΤΟΠΙΑ	65
8.11 Δ.Ε.Υ.Α. ΣΟΦΑΔΩΝ	66
8.12 ΕΦΑΡΜΟΓΗ	66
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	93
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	95
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	97

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία ανατέθηκε από τον καθηγητή κ. Γ. Τσακίρη τον Σεπτέμβριο του 2010. Πραγματοποιήθηκε κατά κύριο λόγο στους χώρους του Εργαστηρίου Εγγειοβελτιωτικών Έργων και Διαχείρισης Υδατικών Πόρων του Ε.Μ.Π. Για την πραγματοποίηση της διπλωματικής εργασίας χρειάστηκαν ορισμένες επισκέψεις στη Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων έτσι ώστε να συλλεχθούν τα απαραίτητα στοιχεία. Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αξιολόγηση του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων με βάση ορισμένους δείκτες.

Στο σημείο αυτό, θα ήθελα να ευχαριστήσω την διευθύντρια της Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων κα. Μαρία Καραγεώργου για την παροχή των στοιχείων που απαιτήθηκαν.

Ακόμα, θεωρώ υποχρέωσή μου να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Γιώργο Τσακίρη τόσο για την ανάθεση της παρούσας διπλωματικής εργασίας όσο και για την πλήρη επιστημονική υποστήριξη.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Μιχάλη Σπηλιώτη που ακούραστα συνετέλεσε τα μέγιστα ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία.

Φυσικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τους γονείς μου και τον αδερφό μου, που με στήριξαν όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών περιβάλλοντάς με, με τη μέγιστη δυνατή αγάπη και την απαραίτητη υποστήριξη.

Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω τους φίλους και συμφοιτητές μου για τις υπέροχες στιγμές που μοιραστήκαμε, με την ευχή και τη σιγουριά ότι αυτές θα συνεχιστούν και τα επόμενα χρόνια.

Αθήνα, Ιούλιος 2011

Αντώνης Καραλούλης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αξιολόγηση του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων με χρήση των δεικτών αξιολόγησης που πρότεινε ο καθηγητής E. Todini. Με τον όρο δίκτυα ύδρευσης εννοούμε ένα σύνολο πηγών, σωλήνων και υδραυλικών στοιχείων ελέγχου (αντλίες, βαλβίδες, ρυθμιστές και δεξαμενές) τα οποία συνδέονται μεταξύ τους, με στόχο την παροχή νερού προς τους κατοίκους ενός οικισμού στην προβλεπόμενη ποσότητα και στην επιθυμητή πίεση. Για να ελεγχθεί η αξιοπιστία ενός δικτύου ύδρευσης έχουν προταθεί διάφοροι δείκτες. Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία ασχολούμαστε με τους δείκτες που πρότεινε ο καθηγητής E. Todini και τους εφαρμόζουμε στο δίκτυο ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία γενική αναφορά στα δίκτυα ύδρευσης και τις απαιτήσεις τους. Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται η ζήτηση νερού στα υδρευτικά δίκτυα διανομής ενώ στο τρίτο κεφάλαιο εξετάζονται οι βασικές αρχές της υδραυλικής στα υδρευτικά δίκτυα διανομής. Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται ανάλυση της δομής ενός δικτύου ύδρευσης και των στοιχείων αυτού. Ακολουθεί μία περιγραφή των δυνατοτήτων του προγράμματος EPANET, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική, και του τρόπου χρήσης του. Στο έκτο κεφάλαιο καταγράφονται οι δείκτες αξιολόγησης ενός δικτύου ύδρευσης και εξετάζεται η αξιοπιστία των δικτύων ύδρευσης. Στο έβδομο κεφάλαιο υπάρχει ένα αριθμητικό παράδειγμα ενώ στο όγδοο κεφάλαιο γίνεται μία αναφορά στα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της πόλης των Σοφάδων και ακολουθεί η εφαρμογή των δεικτών αξιολόγησης του καθηγητή E. Todini στο δίκτυο ύδρευσης της πόλης. Στο τελευταίο κεφάλαιο συμπεριλαμβάνονται τα συμπεράσματα και οι προτάσεις που προέκυψαν στην παρούσα διπλωματική εργασία.

ABSTRACT

Evaluation of urban water distribution systems Case study: City of Sofades

The aim of this thesis is to evaluate the water distribution system of the city of Sofades using the evaluation indices proposed by Professor E. Todini. A water distribution system is an interconnected collection of sources, pipes and hydraulic control elements (e.g., pumps, valves, regulators, and tanks) aimed at delivering water to consumers in prescribed quantities and at desired pressures. To check the reliability of a water distribution system various indices have been proposed. In this thesis we deal with the indicators proposed by Professor E. Todini and applies them to the water distribution system of the city of Sofades. The first chapter is a general reference to water distribution systems and requirements. The second chapter analyzes the demand for water in water distribution systems, while the third chapter discusses the basic principles of hydraulics in water distribution systems. The fourth chapter analyzes the structure of a water distribution system and elements thereof. Below is a description of the abilities of EPANET program, which was used in this thesis, and how to use it. The sixth chapter lists the indices for evaluating a water distribution system and examine the reliability of water distribution system. In the seventh chapter there is a numerical example, while the eighth chapter is a reference to the particular characteristics of the city of Sofades followed by application of evaluation indices of Prof. E. Todini network city's water. The last chapter includes conclusions and recommendations that emerged in this thesis.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΔΙΚΤΥΑ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την αξιολόγηση του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων με τη χρησιμοποίηση των δεικτών αξιολόγησης που πρότεινε ο καθηγητής κ. E. Todini.

1.2 ΓΕΝΙΚΑ

Ένα σύστημα διανομής νερού είναι ένα σύνολο πηγών, σωλήνων και υδραυλικών στοιχείων ελέγχου (αντλίες, βαλβίδες, ρυθμιστές και δεξαμενές) τα οποία συνδέονται μεταξύ τους, με στόχο την παροχή νερού προς τους καταναλωτές στην προβλεπόμενη ποσότητα και στην επιθυμητή πίεση (Avi Ostfeld, 2001). Τα συστήματα αυτά συχνά περιγράφονται με όρους μιας γραφικής παράστασης, με τις συνδέσεις να απεικονίζουν τους σωλήνες, τους κόμβους να απεικονίζουν τις συνδέσεις μεταξύ των σωλήνων, των υδραυλικών στοιχείων ελέγχου, τους καταναλωτές και τις πηγές. Η συμπεριφορά ενός δικτύου ύδρευσης διέπεται από:

- τους φυσικούς νόμους που περιγράφουν τις σχέσεις ροής στους σωλήνες και στα υδραυλικά στοιχεία ελέγχου
- τη ζήτηση των καταναλωτών
- τη διάταξη του συστήματος.

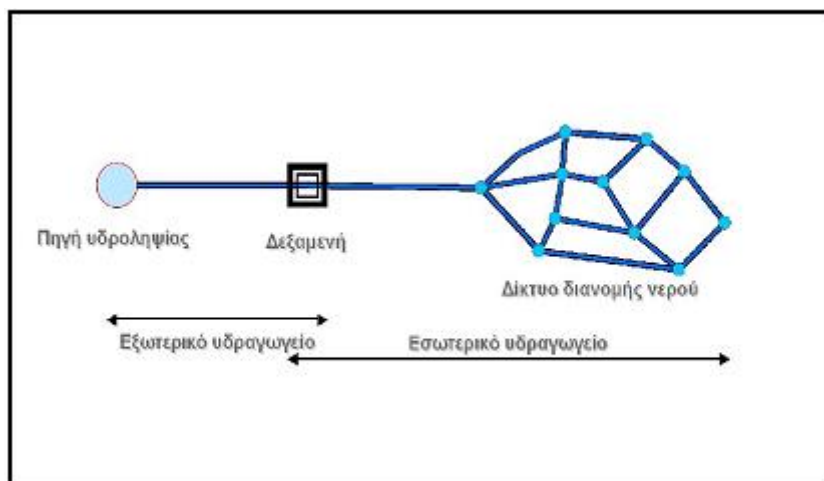
1.3 ΔΟΜΗ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Το σύστημα ύδρευσης μιας περιοχής χωρίζεται σε δύο μέρη, το εξωτερικό και το εσωτερικό υδραγωγείο. Το δίκτυο μεταφοράς του νερού από τη θέση όπου υπάρχει διαθέσιμος υδατικός πόρος στον οικισμό για ύδρευση είναι γνωστό ως εξωτερικό υδραγωγείο. Στην πιο απλή του μορφή το εξωτερικό υδραγωγείο ενός οικισμού περιλαμβάνει:

- την υδροληψία δηλαδή τα έργα για την σύλληψη και απόληψη του νερού
- το δίκτυο μεταφοράς ή προμήθειας
- τη δεξαμενή ρύθμισης συνήθως 24ωρης ρύθμισης

Το εσωτερικό υδραγωγείο από την άλλη είναι το σύστημα που αποτελείται από τον κεντρικό τροφοδοτικό αγωγό και το δίκτυο των αγωγών για τη διανομή του νερού στους καταναλωτές ενός οικισμού. Συνήθως το δίκτυο αυτό ξεκινά από μία ή περισσότερες δεξαμενές και καταλήγει στα σημεία σύνδεσης των καταναλωτών. Στόχος του εσωτερικού υδραγωγείου είναι η διανομή του πόσιμου νερού εξασφαλίζοντας τη ζήτηση των καταναλωτών για όλο το χρόνο λειτουργίας του δικτύου. Τα δίκτυα ύδρευσης των οικισμών είναι συστήματα συνεχούς ροής εκτός

ειδικών περιπτώσεων όπου τα δίκτυα λειτουργούν ως συστήματα διακοπτόμενης ροής.



Σχήμα 1.1 : Διάταξη ενός δικτύου ύδρευσης

Το δίκτυο των αγωγών ενός δικτύου ύδρευσης χωρίζεται στους κύριους τροφοδοτικούς αγωγούς και αγωγούς διανομής (πρωτεύοντες και δευτερεύοντες). Οι κύριοι τροφοδοτικοί αγωγοί χρησιμεύουν στο να διανεμηθούν μεγάλες ποσότητες νερού σε μεγάλες αποστάσεις της περιοχής που υδρεύεται, και συνήθως ενώνουν τις εγκαταστάσεις που υπάρχουν σε ένα δίκτυο. Οι συνδρομητές του δικτύου ύδρευσης συνήθως δεν εξυπηρετούνται από τους κύριους τροφοδοτικούς αγωγούς. Οι πρωτεύοντες αγωγοί διανομής αποτελούν το ενδιάμεσο βήμα για την παράδοση του νερού στους συνδρομητές του δικτύου. Αυτοί οι αγωγοί έχουν μικρότερη διάμετρο από τους αγωγούς τροφοδοσίας και καλύπτουν το σύνολο του οδικού δικτύου, ενώ πολλές φορές σε μεγάλες οδικές αρτηρίες τοποθετούνται δίδυμοι αγωγοί, εκατέρωθεν των πεζοδρομίων. Οι κρουνοί πυρόσβεσης και οι άλλες δικλείδες και συσκευές ενός δικτύου ύδρευσης συνδέονται συνήθως άμεσα με τους κεντρικούς αγωγούς διανομής, ενώ ο κάθε καταναλωτής συνδέεται με τους πρωτεύοντες αγωγούς διανομής μέσω των δευτερευόντων αγωγών διανομής που είναι στην ουσία οι αγωγοί που φθάνουν στα οικόπεδα των καταναλωτών.

Όσον αφορά στον τύπο του δικτύου ύδρευσης διακρίνονται 4 διαφορετικοί τύποι: τα σειριακά δίκτυα, τα ακτινωτά, τα κλειστά (κυκλοφοριακά) και τα μεικτά δίκτυα.

1. Στα σειριακά δίκτυα υπάρχει ένας βασικός κλάδος, χωρίς άλλους κλάδους ή βρόχους. Τα σειριακά δίκτυα χρησιμοποιούνται σπάνια και σε μικρούς οικισμούς επειδή παρουσιάζουν πολύ μικρή αξιοπιστία εφόσον μία αστοχία σε ένα σημείο έχει ως συνέπεια την καθολική αστοχία των κατάντη κλάδων. Επιπλέον, στους κατάντη κλάδους με μικρή παροχή (ειδικά όταν παρουσιάζεται μεγάλη εποχιακή διακύμανση) παρουσιάζονται προβλήματα ποιότητας.

2. Τα ακτινωτά δίκτυα μπορούν να θεωρηθούν ως μία συνένωση σειριακών δικτύων. Παρουσιάζουν τα ίδια μειονεκτήματα με τα σειριακά δίκτυα αν και σε μικρότερο βαθμό. Για παράδειγμα, σε κλαδωτά δίκτυα μεγάλης τάξης η αστοχία ενός απομακρυσμένου κλάδου έχει μικρότερες συνέπειες στην αξιοπιστία του δικτύου.
3. Τα κλειστά δίκτυα απαρτίζονται από βρόχους. Έχουν μεγαλύτερη αξιοπιστία εφόσον αστοχήσει ένας αγωγός υπάρχουν εναλλακτικές διαδρομές, ενώ δεν παρουσιάζουν τα προβλήματα της ποιότητας νερού των ακτινωτών δικτύων εφόσον με την αλλαγή της ζήτησης τροποποιείται η κατανομή των παροχών. Επιπλέον, η τροποποίηση των παροχών των κλάδων με την τροποποίηση της ζήτησης δημιουργεί ευνοϊκότερες συνθήκες πίεσης. Για τους παραπάνω λόγους τα κλειστά δίκτυα προτιμούνται από τα ακτινωτά δίκτυα αν και παρουσιάζουν την υπολογιστική δυσκολία του προσδιορισμού των παροχών και βέβαια μεγαλύτερο κόστος κατασκευής. Επίσης, με δεδομένο ότι στα κλειστά δίκτυα ενδέχεται να αλλάξει όχι μόνο το μέτρο της παροχής αλλά και η φορά, για μία πληρέστερη μελέτη των κλειστών δικτύων θα πρέπει να επιλύονται διάφορα σενάρια λειτουργίας.
4. Στην πράξη πολλά δίκτυα είναι μεικτού τύπου δηλαδή ακτινωτά και κλειστά οπότε τα αντίστοιχα τμήματα παρουσιάζουν τα αντίστοιχα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

1.4 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Για την επίτευξη του στόχου της ικανοποίησης της ζήτησης κατά το σχεδιασμό πρέπει τα δίκτυα να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να εξασφαλίζονται οι απαιτούμενες παροχές σε μελλοντικό χρονικό ορίζοντα με διατήρηση της πίεσης του δικτύου σε προκαθορισμένα αποδεκτά όρια.

Στα δίκτυα ύδρευσης η ταχύτητα του νερού θα πρέπει να κυμαίνεται μέσα στο όριο των : 0,5 – 1,5 m/s (Σπηλιώτης Μ. , 2004). Το κατώτατο όριο είναι απαραίτητο για να αποφεύγονται οι αποθέσεις φερτών υλικών και κατά συνέπεια το φράξιμο των αγωγών. Το ανώτατο όριο είναι απαραίτητο για να αποφεύγεται η διάβρωση των αγωγών και τα προβλήματα υπερπίεσεων λόγω υδραυλικού πλήγματος (Παντοκράτορας Α., 1997). Τα όρια ταχύτητας στα κλειστά ή βροχωτά υδραυλικά δίκτυα είναι πιο ελαστικά μιας και η κυκλοφορία του νερού επιτυγχάνεται με μεγαλύτερη ευκολία.

Ο γερμανικός κανονισμός DVGW – Arbeitsblatt W 302 προβλέπει:

- Για κύριους αγωγούς δικτύων διανομής: 1-2 m/s
- Για αγωγούς διανομής: 0.5-0.8 m/s.

Η σωστή λειτουργία των δικτύων ύδρευσης πέρα από την κατάλληλη ποσότητα παροχής πρέπει να εξασφαλίζει και τις κατάλληλες πιέσεις στους κόμβους. Ανάλογα

με το είδος των οικοδομών που υδροδοτεί το δίκτυο απαιτούνται και οι ελάχιστες πιέσεις:

- Μονώροφα: 12-15 m
- Διώροφα: 16-17 m
- Τριώροφα: 20-23 m
- Γενικά: $p_0 = 4(n+1)$, όπου n ο αριθμός των ορόφων (Τσακίρης Γ., 2005).

Για την ομαλή λειτουργία του δικτύου ύδρευσης πρέπει να ακολουθούνται οι παρακάτω παραδοχές:

- Η στατική πίεση που προσδιορίζεται από τη διαφορά στάθμης μεταξύ της ανώτατης στάθμης λειτουργίας της δεξαμενής ρύθμισης και του χαμηλότερου σημείου του δικτύου δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 60 m.
- Η κλάση σωλήνων που επιλέγεται πρέπει να είναι τουλάχιστον 10 atm ώστε να καλύπτονται και υπερπιέσεις λόγω υδραυλικού πλήγματος.
- Η ελάχιστη ονομαστική διάμετρος αγωγών που χρησιμοποιείται είναι η $D=90\text{mm}$.
- Ο σχεδιασμός του δικτύου γίνεται με τη μέγιστη στιγμιαία παροχή (που προσεγγίζεται με τη μέγιστη ωριαία) ή εναλλακτικά, με τη μέγιστη ημερήσια και την παροχή πυρόσβεσης εφόσον το άθροισμα των τελευταίων είναι μεγαλύτερο της μέγιστης στιγμιαίας παροχής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΖΗΤΗΣΗ ΝΕΡΟΥ ΣΕ ΥΔΡΕΥΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΔΙΑΝΟΜΗΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εκτίμηση των αναγκών σε νερό για τους διάφορους τομείς δραστηριοτήτων είναι το πλέον σημαντικό μέγεθος στη Στρατηγική Διαχείρισης των Υδατικών Πόρων. Τα έργα αποθήκευσης και διανομής στοχεύουν στη ρύθμιση των ποσοτήτων διαθέσιμου νερού στο χώρο και στο χρόνο έτσι ώστε να καλύπτονται οι ανάγκες σε νερό που παρουσιάζουν μεγάλη χωρική και χρονική διακύμανση (Τσακίρης, 2010).

Οι συνιστώσες της ζήτησης νερού που πρέπει να εξετάζονται με τη διακύμανσή τους στο χώρο και το χρόνο είναι:

- η ποσότητα που συλλαμβάνεται στην πηγή (Q_i)
- η ποσότητα που καταναλώνεται
- η ποσότητα που παροχετεύεται στον αποδέκτη μετά τη χρήση (λύματα) (Q_e)
- η ποσότητα που χάνεται (απώλειες) (Q_c)

2.2 ΣΥΝΙΣΤΩΣΕΣ ΤΗΣ ΑΣΤΙΚΗΣ ΧΡΗΣΗΣ

Η αστική χρήση καλύπτει ένα μεγάλο σύνολο επιμέρους χρήσεων εκ των οποίων οι σπουδαιότερες εντάσσονται στις παρακάτω 6 κατηγορίες/τομείς:

- Οικιακή
- Βιομηχανική
- Εμπορική
- Μεταφορές
- Δημόσιες υπηρεσίες
- Απώλειες και ατιμολόγητο νερό.

Στον παρακάτω πίνακα αναλύονται οι κατηγορίες χρήσης νερού και οι επιμέρους δραστηριότητες που εντάσσονται στην αστική χρήση:

Πιν. 2.1: Τομείς και δραστηριότητες της αστικής χρήσης του νερού

Πηγή: Τσακίρης Γ., 2010- Αστικά Υδραυλικά Έργα, Τόμος 1

Τομέας/χρήση	Δραστηριότητα
Οικιακή	<ul style="list-style-type: none"> • Πλύσιμο πιάτων και μαγείρεμα • Τουαλέτα-μπάνιο/ντουζ • Πλύσιμο ρούχων • Καθαρισμός σπιτιού • Πότισμα κήπου • Πλύσιμο αυτοκινήτου κτλ.
Βιομηχανική	<ul style="list-style-type: none"> • Κατασκευές και διάλυση • Συναρμολόγηση • Παραγωγή βιομηχανικών προϊόντων
Εμπορική	<ul style="list-style-type: none"> • Εμπόριο προϊόντων στα καταστήματα • Γραφεία εμπορίου • Παραγωγή τροφής • Υπηρεσίες διανομής • Αποθήκες εμπορευμάτων
Μεταφορές	<ul style="list-style-type: none"> • Δημόσια γραφεία • Πυροσβέστες • Άρδευση κήπων και πάρκων • Καθαρισμός δρόμων • Υπηρεσίες υγείας • Σχολεία-πανεπιστήμια • Καθαρισμός αποβλήτων (υπόνομοι) • Δημόσιες τουαλέτες
Απώλειες και ατιμολόγητο νερό	<ul style="list-style-type: none"> • Διαρροές στο σύστημα υδροδότησης (εξωτερικού και εσωτερικού υδραγωγείου) • Λανθασμένες μετρήσεις ή υπομετρήσεις υδρομέτρων • Εξάτμιση από ανοικτές δεξαμενές • Κλοπή νερού

2.3 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΠΑΡΟΧΗΣ (ΖΗΤΗΣΗΣ)

Για την εκτίμηση των παραμέτρων όλων των εξισώσεων πρέπει να χρησιμοποιούνται στοιχεία απογραφών ή έμμεσων εκτιμήσεων πληθυσμού για το προηγούμενο διάστημα καθώς και οποιοδήποτε άλλο στοιχείο (χωροταξικό, δημογραφικό, ιστορικό, κτλ.) ώστε η εκτίμηση να είναι κατά το δυνατόν περισσότερο αξιόπιστη. Στη μελέτη την οποία κάναμε για τον δήμο Σοφάδων η εκτίμηση του πληθυσμού βασίστηκε στα στοιχεία της απογραφής του 2001.

Η μέση ημερήσια ζήτηση των καταναλωτών για οικιακή χρήση υπολογίζεται με την υπόθεση μιας σταθερής ανά άτομο κατανάλωσης που είναι γνωστή ως η ανηγμένη μέση ημερήσια κατανάλωση ανά κάτοικο (q) και κυμαίνεται για τις ελληνικές συνθήκες από 200 μέχρι 350 L/ημέρα · κάτοικο. Η ανώτερη τιμή χρησιμοποιείται για

περιοχές με πανταχόθεν ελεύθερο σύστημα δόμησης, μεγάλα οικόπεδα και μονοκατοικίες με κήπους.

Συνεπώς η μέση ζήτηση των καταναλωτών για οικιακή χρήση υπολογίζεται ως:

$$Q_d = P_v \cdot q \quad (\text{διάστημα ημέρας}) \quad (2.1)$$

$$V_y = 365 \cdot P_v \cdot q \quad (\text{διάστημα έτους}) \quad (2.2)$$

Επειδή οι αρχικές μονάδες (q) αναφέρονται σε λίτρα (L) ανά ημέρα στους υπολογισμούς παροχών είναι χρήσιμο να μετατρέπονται σε L/s για την μέση ημερήσια ζήτηση (Q_d) και σε m^3 για τον ετήσιο όγκο νερού V_y . Ωστόσο πρέπει να τονισθεί ότι για τον υπολογισμό των συνολικά απαιτούμενων ποσοτήτων νερού οι παραπάνω ποσότητες πρέπει να αυξάνονται ώστε να συμπεριλαμβάνονται και οι πάσης φύσεως απώλειες.

2.4 ΠΟΛΛΑΠΛΑΣΙΑΣΤΕΣ ΖΗΤΗΣΗΣ

Η διακύμανση της ζήτησης για οικιακή χρήση είναι μεγάλη και διακρίνεται σε ημερήσια διακύμανση, εβδομαδιαία διακύμανση, εποχιακή διακύμανση.

Για να είναι ικανό ένα σύστημα υδροδότησης να ικανοποιεί τη ζήτηση καθόλη τη διάρκεια του 24ώρου θα πρέπει να εξασφαλίζει παροχές πολύ μεγαλύτερες αυτών που προκύπτουν από τη μέση ημερήσια ζήτηση και η μέγιστη ωριαία ζήτηση που προκύπτει από την ημερήσια διακύμανση, προκύπτουν συνήθως με την υιοθέτηση πολλαπλασιαστών (peaking factors) που στην πρώτη περίπτωση κυμαίνονται από 1.2 μέχρι 3.0 ενώ στη δεύτερη από 3.0 μέχρι 9.0

$$Q_d^{\max} = F_1 Q_d \quad F_1 = [1.2 \div 3.0] \quad (2.3)$$

$$Q_h^{\max} = F_{ολ} Q_d \quad F_{ολ} = [3.0 \div 9.0] \quad (2.4)$$

Υπενθυμίζεται ότι $F_{ολ} = F_1 \cdot F_2$

Πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι η μέγιστη ωριαία ζήτηση θεωρείται ότι πλησιάζει με αυτόν τον τρόπο υπολογισμού και τη μέγιστη στιγμιαία ζήτηση.

Αυτό που ενδιαφέρει πρωτίστως στον σχεδιασμό του εσωτερικού υδραγωγείου είναι η ικανοποίηση της στιγμιαίας ζήτησης (instantaneous demand). Η ζήτηση αυτή προκύπτει από το ποσοστό του πληθυσμού που θα ανοίξει ταυτόχρονα τις βρύσες.

Σύμφωνα με τον Trifunovic, 2006 μία γενική εκθετική σχέση που μπορεί να προσδιορίσει τον συνολικό πολλαπλασιαστή είναι η:

$$F_{o\lambda} = F_1 \cdot F_2 = 126 e^{-0.9 \log N}, \quad (2.5)$$

όπου N ο αριθμός των καταναλωτών.

Η μέθοδος των πολλαπλασιαστών της ζήτησης θεωρείται κλασσική και δημοφιλής. Συχνά, όμως, αποτυγχάνει στον ορθολογικό υπολογισμό της ζήτησης επειδή είναι εμπειρική και εν μέρει αυθαίρετη. Πιο σύγχρονες μέθοδοι που βασίζονται σε λεπτομερείς καταγραφές αντιπροσωπευτικών καταναλωτών (representative customers) με τη χρήση στοχαστικών γεννητριών μπορούν να προσεγγίσουν τη ζήτηση με μεγαλύτερο ορθολογισμό και αξιοπιστία (Τσακίρης, 2010).

2.5 ΠΑΡΟΧΗ ΓΙΑ ΠΥΡΟΣΒΕΣΗ

Η κατανάλωση νερού για την κατάσβεση πυρκαγιών υπολογίζεται με πολλές εμπειρικές συναρτήσεις που χρησιμοποιούν ως βασική ανεξάρτητη μεταβλητή τον πληθυσμό του οικισμού. Μία συνάρτηση που δίνει την παροχή που απαιτείται για την κατάσβεση πυρκαγιών σε L/s των Camp and Lawler, 1969 είναι η εξής:

$$Q_f = 64.6 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P}), \quad (2.6)$$

όπου P=ο πληθυσμός σε χιλιάδες κατοίκους.

Η παραπάνω παροχή πρέπει να διατηρείται για 4 ώρες για 1000 κατοίκους, 6 ώρες για 2000 κατοίκους, 8 ώρες για 4000 κατοίκους και 10 ώρες για 6000 και άνω κατοίκους.

2.6 ΕΜΠΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑΝΑΛΩΣΗ ΝΕΡΟΥ

Στην εμπορική κατανάλωση νερού εντάσσονται τα γραφεία, τα καταστήματα, οι φούρνοι, κρεοπωλεία, κομμωτήρια και άλλα. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η κατανάλωση νερού σε αυτού του είδους οι εγκαταστάσεις:

Πιν. 2.2: Κατανάλωση νερού σε διάφορες κατηγορίες εμπορικών δραστηριοτήτων.

Πηγές: Metcalf and Eddy (1972), Liimatainen and Virta (1975), Hanke and de Maré (1984)

Τύπος εγκατάστασης	Κατανάλωση	
Γραφεία	20-50	L/ημέρα·υπάλληλο
Καταστήματα	20-30	L/ημέρα·υπάλληλο
Φούρνοι	150-450	L/ημέρα
Κρεοπωλεία	200-300	L/ημέρα
Κομμωτήρια	100-300	L/ημέρα
Γκαράζ	30-40	L/ημέρα·αυτοκίνητο
Καθαριστήρια	40-80	L/kg ρούχων
Ξενοδοχεία	100-150	L/ημέρα·δωμάτιο
Εστιατόρια	25-40	L/πελάτη

2.7 ΔΗΜΟΣΙΑ ΧΡΗΣΗ ΝΕΡΟΥ

Οι δημόσιες υπηρεσίες περιλαμβάνουν δραστηριότητες με εντελώς διαφορετικά χαρακτηριστικά και επομένως κατανάλωση νερού. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποιες μέσες καταναλώσεις για ορισμένες δραστηριότητες δημόσιου χαρακτήρα:

Πιν. 2.3: Χρήση νερού σε κάποιες δραστηριότητες δημόσιου χαρακτήρα.

Πηγή: Τσακίρης Γ., 2010- Αστικά Υδραυλικά Έργα, Τόμος 1

Τύπος εγκατάστασης	Ζήτηση νερού (L/ημέρα·άτομο)
Νοσοκομεία	600
Σχολεία (πλήρως εξοπλισμένα)	60-80
(χωρίς εξοπλισμό)	5
Κολυμβητήρια	40-100

2.8 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Βασικός στόχος του εσωτερικού δικτύου ύδρευσης είναι η ικανοποίηση της ζήτησης ανά πάσα στιγμή 24 ώρες το 24ωρο. Η μεταβολή της κατανάλωσης κατά τη διάρκεια μιας τυπικής ημέρας μπορεί να κυμανθεί από 0.20 μέχρι 2 φορές την μέση ημερήσια παροχή.

Γενικά η παροχή σχεδιασμού των δικτύων ύδρευσης βασίζεται στη μέγιστη ωριαία παροχή Q_h^{\max} μπορεί να προκύψει από τη μέση ημερήσια πολλαπλασιάζοντάς με τον αντίστοιχο πολλαπλασιαστικό συντελεστή. Στην περίπτωση όπου η μέγιστη ημερήσια παροχή Q_d^{\max} μαζί με την παροχή για την κατάσβεση της πυρκαγιάς Q_f είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη ωριαία, τότε ως παροχή σχεδιασμού λαμβάνεται το άθροισμα $Q_d^{\max} + Q_f$.

Συνεπώς, η παροχή σχεδιασμού είναι η $\max\{Q_h^{\max}, Q_d^{\max} + Q_f\}$. Στις περισσότερες περιπτώσεις η μέγιστη ωριαία παροχή είναι μεγαλύτερη και επομένως λαμβάνεται ως παροχή σχεδιασμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ ΣΤΑ ΥΔΡΕΥΤΙΚΑ ΔΙΚΤΥΑ ΔΙΑΝΟΜΗΣ

3.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΡΟΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΛΕΙΣΤΟΥΣ ΑΓΩΓΟΥΣ ΥΠΟ ΠΙΕΣΗ

Οι βασικές εξισώσεις που αναφέρονται στις αρχές διατήρησης της μάζας, της ενέργειας και της ορμής είναι οι εξής:

- Αρχή της διατήρησης της μάζας (ή εξίσωση συνέχειας). Σε μόνιμη ροή το άθροισμα των παροχών που εισρέουν σε έναν κόμβο χωρίς αποθήκευση είναι ίσο με το άθροισμα των παροχών που εκρέουν:

$$\sum Q_{in} = \sum Q_{out} \quad (3.1)$$

- Αρχή διατήρησης της ενέργειας. Το ύψος της γραμμής ενέργειας σε μία θέση 1 (H_1) είναι ίσο με το ύψος ενέργειας σε μία κατάντη θέση 2 (H_2) μαζί με τις απώλειες ενέργειας (σε μονάδες μήκους) στη διαδρομή 1-2.

$$H_1 = H_2 + \sum h_{f,1 \rightarrow 2} \quad (3.2)$$

Σημειώνεται ότι το ύψος ενέργειας H σε μονάδες μήκους σε κάθε θέση αποτελείται από:

1. Το υψόμετρο θέσης (z)
2. Το ύψος πίεσης $p/\rho g$
3. Το ύψος κινητικής ενέργειας $V^2/2g$

$$\text{Δηλαδή: } H = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{V^2}{2g}, \quad (3.3)$$

η πιεζομετρική γραμμή είναι το άθροισμα του ύψους πίεσης και του υψομέτρου θέσης.

3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗ ΜΟΝΙΜΗ ΡΟΗ

3.2.1 ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΚΑΤΑ DARCY-WEISBACH

Είναι γνωστό ότι, όταν ένα σώμα κινείται και βρίσκεται σε επαφή με ένα άλλο, τότε στην επιφάνεια επαφής δημιουργείται δύναμη τριβής. Επομένως, για ένα κλειστό αγωγό ύδατος που μεταφέρει νερό μεταξύ δύο σημείων, αναπτύσσονται απώλειες ενέργειας που οφείλονται στις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται κατά την επαφή του κινούμενου υγρού με το στερεό τοίχωμα του αγωγού (Τσακίρης, 2010).

Η διαμητική τάση είναι συνάρτηση της ταχύτητας V , της πυκνότητας ρ , του ιξώδους μ του κινούμενου ρευστού, της διαμέτρου D και της τραχύτητας k του αγωγού:

$$\tau_0 = f(V, D, \rho, \mu, k) \quad (3.4)$$

Με βάση την διαστατική ανάλυση προκύπτει ο συντελεστής τριβής f :

$$\frac{8\tau_0}{\rho V^2} = f\left(\frac{VD\rho}{\mu}, \frac{k}{D}\right) \quad (3.5)$$

$$\text{ή ισοδύναμα } \tau_0 = f \frac{\rho V^2}{8}$$

Συνεπώς ο συντελεστής τριβής f εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds

$$\text{Re} = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} \quad \text{και από τη σχετική τραχύτητα } k/D. \quad (3.6)$$

Ο όρος $\nu = \mu/\rho$ ονομάζεται κινηματική συνεκτικότητα του νερού (ή κινηματικό ιξώδες), έχει διαστάσεις m^2/s και για τα ρευστά ελαττώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας.

Οι Darcy-Weisbach κατέληξαν στην παρακάτω σχέση που αποδίδει το γραμμικό ύψος απωλειών h_f , σε συνάρτηση με τον συντελεστή τριβής f , της διαμέτρου του αγωγού, του μήκους του αγωγού και της ταχύτητας:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}, \quad (3.7)$$

$$\text{ή ισοδύναμα θέτοντας } Q = VA = V\pi D/2^2$$

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g \pi D^2 / 4^2} \quad \text{ή} \quad h_f = \frac{8fL}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

όπου: $f = f(\text{Re}, k/D)$ =συντελεστής τριβής, αδιάστατος αριθμός,

Q =παροχή m^3 / s

V =ταχύτητα m / s

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

D =(εσωτερική) διάμετρος του αγωγού (m)

Με τον όρο αντίσταση του αγωγού εννοείται η ποσότητα:

$$R = \frac{8 f L}{g \pi^2 D^5} \quad (3.8)$$

$$h_f = R Q^2 \quad \text{με μονάδες } m / m^3 / s^2, \quad (3.9)$$

Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι η εξίσωση Darcy-Weisbach έχει φυσικό υπόβαθρο εφόσον στηρίζεται στην εξίσωση της διατήρησης της ορμής και στην διαστατική ανάλυση για τον προσδιορισμό της διατμητικής τάσης στα τοιχώματα του αγωγού. Η εξίσωση των Darcy-Weisbach ισχύει για στρωτή και τυρβώδη ροή. Στα συνήθη πρακτικά προβλήματα κλειστών αγωγών υπό πίεση η ροή είναι τυρβώδης.

3.2.2 ΤΟΠΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΦΟΡΤΙΟΥ

Οι τοπικές απώλειες οφείλονται στα τοπικά εμπόδια τα οποία συναντά η ροή. Οι κυριότερες αιτίες τοπικών απωλειών είναι:

- Η απότομη διαστολή ή συστολή της διατομής του αγωγού
- Η βαθμιαία διαστολή ή συστολή της διατομής του αγωγού
- Η αλλαγή κατεύθυνσης του αγωγού
- Οι τοπικές απώλειες σε δικλείδες και άλλες συσκευές που παρεμβάλλονται στη ροή
- Η μη ευθύγραμμη τοποθέτηση του αγωγού.

Στην πράξη η διαταραχή αυτή της ροής για τις παραπάνω αιτίες δεν περιορίζεται σε ένα σημείο και το φαινόμενο συνοδεύεται από την ανάπτυξη στροβίλων και αποκλίνουσας ροής (Νουτσόπουλος και Χριστοδούλου, 1996). Βέβαια, για λόγους απλοποίησης θεωρούμαι ότι οι τοπικές απώλειες σημειώνονται σημειακά μετατοπίζοντας τη γραμμή ενέργειας κατακόρυφα. Η εξίσωση που προσδιορίζει τις τοπικές απώλειες είναι η εξής:

$$h'_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (3.10)$$

3.2.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΤΡΙΒΗΣ f

Ο συντελεστής f στη γενική περίπτωση εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds και από τη σχετική τραχύτητα k/D . Ο αριθμός Re περιγράφει το είδος της ροής. Η τραχύτητα ενός αγωγού υποδηλώνει το μέσο μέγεθος των προεξοχών των τοιχωμάτων του αγωγού που εμποδίζει τη ροή και επομένως συντελεί στην ύπαρξη απωλειών λόγω τριβών. Στα πρακτικά προβλήματα ωστόσο θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και άλλοι παράγοντες όπως η γήρανση των αγωγών και οι τοπικές απώλειες, κάτι που οδηγεί στην αύξηση της τραχύτητας.

Για τιμές του αριθμού Reynolds μεγαλύτερες από 4000 η ροή είναι τυρβώδης ($Re > 4000$). Η περιοχή αυτή καλύπτεται από την πεπλεγμένη εξίσωση των Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right), \quad (3.11)$$

Τομή για τους υδραυλικούς υπολογισμούς αποτέλεσε το διάγραμμα Moody που συμπυκνώνει όλες τις περιπτώσεις για τον προσδιορισμό του f . Άρα έχουμε:

- Για $Re < 2100$ η ροή είναι στρωτή και ο συντελεστής τριβής μπορεί να προσδιοριστεί ως εξής:

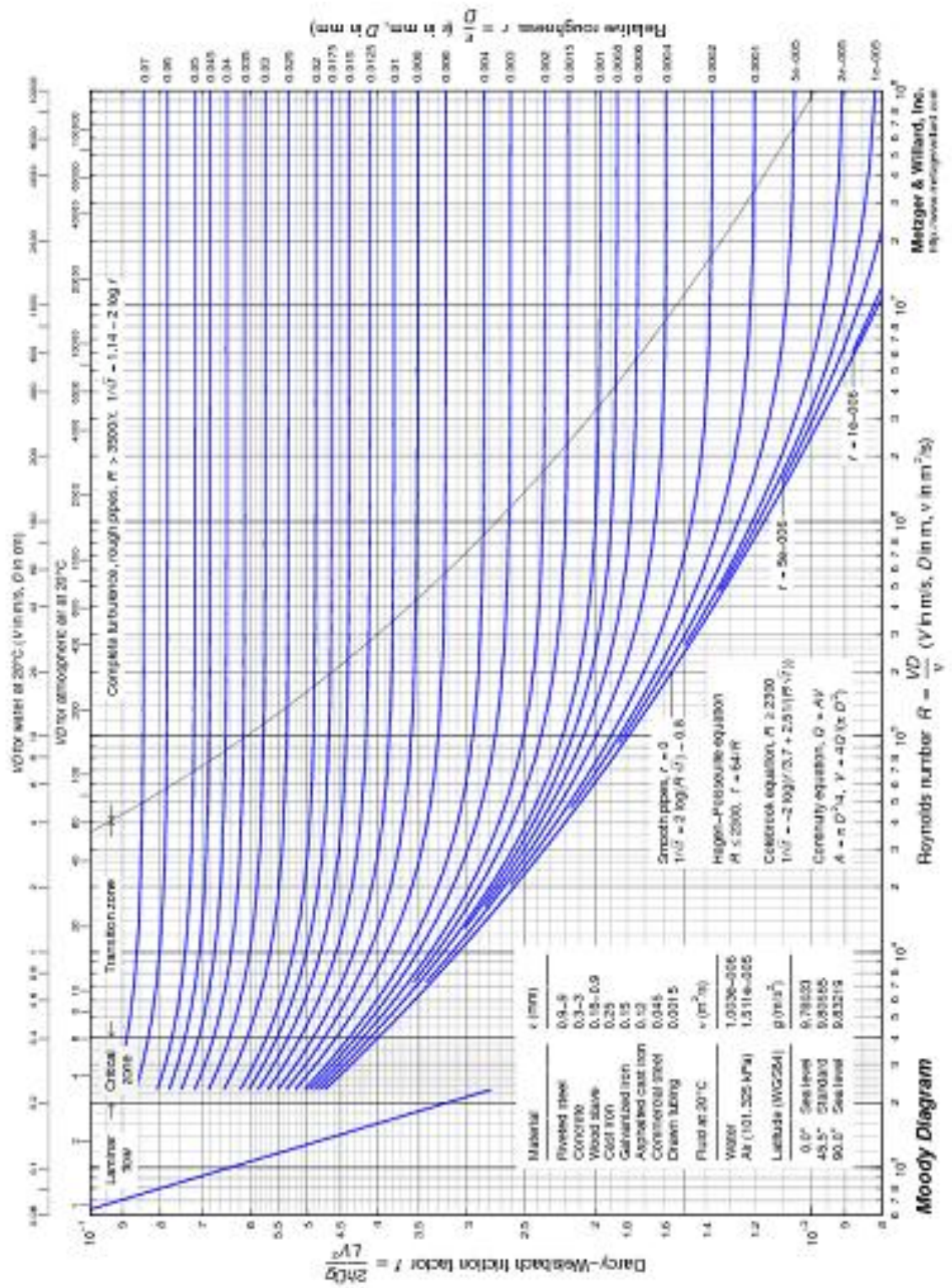
$$f = \frac{64}{Re}, \quad (3.12)$$

- Για τιμές μεταξύ $2100 < Re < 4000$ όπου πραγματοποιείται η μετάβαση από στρωτή στην τυρβώδη ροή υπάρχει αστάθεια στη ροή.
- Για τιμές $Re > 4000$ μπορεί να χρησιμοποιηθεί με ικανοποιητική ακρίβεια η εξίσωση των Colebrook-White.
- Για τυρβώδη ροή και λείους σωλήνες ($k/D \rightarrow 0$) ο συντελεστής τριβής εξαρτάται μόνο από τον αριθμό Re και συγκεκριμένα η αύξηση του αριθμού Re οδηγεί σε μείωση του συντελεστή τριβής:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (\text{λείοι σωλήνες}) \quad (3.13)$$

- Για μεγάλες τιμές του αριθμού Re και σημαντική τραχύτητα ο συντελεστής τριβής εξαρτάται αποκλειστικά από την τιμή της σχετικής τραχύτητας:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.7D} \right), \quad (3.14)$$



Σχ.3.1: Διάγραμμα Moody

Για να αντιμετωπισθεί το πρόβλημα της εύρεσης του f από μία πεπλεγμένη εξίσωση αναπτύχθηκαν διάφορες ρητές εξισώσεις, εκ των οποίων η πλέον διαδεδομένη είναι αυτή των Swamee and Jain (1976) :

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2}, \quad (3.15)$$

Η εξίσωση των Swamme and Jain προσεγγίζει την εξίσωση των Colebrook-White με μεγάλη ακρίβεια και χρησιμοποιείται ευρύτατα στο σχεδιασμό αγωγών υπό πίεση.

3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ-ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ

Τα κλειστά ή κυκλοφοριακά δίκτυα παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι των ακτινωτών δικτύων. Με τα κλειστά δίκτυα επιτυγχάνεται καλύτερη κυκλοφορία του νερού ενώ ο κίνδυνος παραμονής του νερού για μεγάλα διαστήματα σε απόμακρα τμήματα των οικισμών, όπως συμβαίνει κατ' εξοχήν στα ακτινωτά δίκτυα, αποφεύγεται. Ακόμα, η λειτουργία των κατάντη κλάδων του δικτύου δεν σταματάει αν παρουσιαστεί μία βλάβη σε ανάντη κλάδο, καθώς υπάρχουν εναλλακτικές διαδρομές για τη ροή του νερού.

Βέβαια, οι παροχές κάθε κλάδου προσδιορίζονται σύνθετα με τη βοήθεια μιας επαναληπτικής διαδικασίας για ένα δεδομένο σενάριο κατανάλωσης, σε αντίθεση με τα ακτινωτά δίκτυα. Αξίζει να σημειωθεί ότι για κάποιο άλλο σενάριο κατανάλωσης ενδέχεται όχι μόνο να αλλάξει το μέτρο της παροχής αλλά και η φορά της.

Αρχικά μπορούν να προσδιοριστούν οι παροχές των κόμβων, θεωρώντας ότι η παροχή κατανάλωσης σε έναν αγωγό μοιράζεται εξίσου στα δύο άκρα του. Με βάση τις παροχές κατανάλωσης στους κόμβους επιλέγονται «αυθαίρετες» αρχικές τιμές για τις παροχές στους κλάδους.

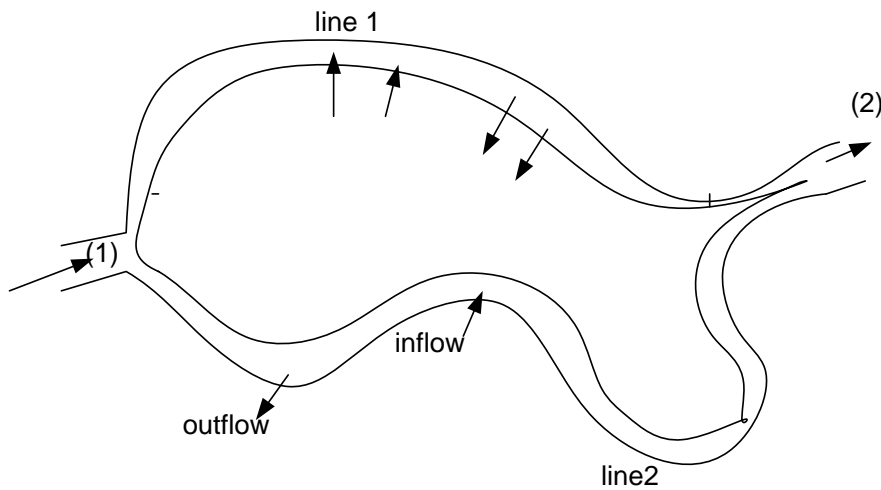
Με βάση αυτές τις «αυθαίρετες» παροχές γίνεται μία πρώτη επιλογή των διαμέτρων, με κριτήρια τους περιορισμούς για την ταχύτητα και το ύψος πίεσης έτσι ώστε να είναι δυνατή η υδραυλική επίλυση του δικτύου μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας. Οι βασικές αρχές της υδραυλικής στις οποίες στηρίζεται η επίλυση των κλειστών δικτύων είναι όπως προείπαμε:

- Η αρχή της διατήρησης της μάζας . Σε μόνιμη ροή το άθροισμα των παροχών που εισρέουν σε έναν κόμβο χωρίς αποθήκευση είναι ίσο με το άθροισμα των παροχών που εκρέουν:

$$\sum Q_{in} = \sum Q_{out} \quad (3.16)$$

- Η αρχή διατήρησης της ενέργειας (ή εν προκειμένω συνέχεια της πίεσης). Το ύψος της γραμμής ενέργειας σε μία θέση 1 (H_1) είναι ίσο με το ύψος ενέργειας σε μία κατάντη θέση 2 (H_2) μαζί με τις απώλειες ενέργειας (σε μονάδες μήκους) στη διαδρομή 1-2.

$$H_1 = H_2 + \sum h_{f,1 \rightarrow 2} \quad (3.17)$$



Σχήμα 3.2: Εφαρμογή της εξίσωσης της ενέργειας σε ένα κλειστό βρόχο.

Πηγή: Τσακίρης Γ., 2010- Αστικά Υδραυλικά Έργα, Τόμος 1

Έστω λοιπόν δύο κόμβοι (1) και (2). Εφαρμόζοντας την εξίσωση της ενέργειας από τον κόμβο (1) στον κόμβο (2) δια μέσου της γραμμής 1 προκύπτει:

$$H_2 + h_{f \text{ διαδρομή } 1} = H_1 \quad (3.18)$$

Αντίστοιχα, εφαρμόζοντας της εξίσωση της ενέργειας από τον κόμβο (1) στον κόμβο (2) διαμέσου της γραμμής 2 προκύπτει:

$$H_2 + h_{f \text{ διαδρομή } 2} = H_1 \quad (3.19)$$

Προφανώς όμως σε κάθε κόμβο το ύψος ενέργειας πρέπει να είναι το ίδιο οπότε από τις παραπάνω εξισώσεις προκύπτει ότι:

$$h_{f \text{ διαδρομή } 1} = h_{f \text{ διαδρομή } 2} \quad (3.20)$$

Συνεπώς, από αυτή την εξίσωση εξάγεται το συμπέρασμα ότι το αλγεβρικό άθροισμα (με αναγκαία την παραδοχή θετικής φοράς) των απωλειών φόρτου για ένα κλειστό κύκλωμα (βρόχο) πρέπει να ισούται με μηδέν, δηλαδή:

$$\sum h_{1 \text{ βρόχου}} = 0 \quad (3.21)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΟΜΗ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

4.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

4.1.1 ΑΓΩΓΟΙ

Μέσω των αγωγών επιτυγχάνεται η μεταφορά του νερού μεταξύ των κόμβων ενός δικτύου ύδρευσης. Οι αγωγοί που χρησιμοποιούνται στα δίκτυα ύδρευσης είναι αγωγοί εμπορίου με προκαθορισμένες προδιαγραφές, και μόνο σε σπάνιες περιπτώσεις μεγάλων έργων κατασκευάζονται αγωγοί κατά παραγγελία. Οι αγωγοί του εμπορίου διαχωρίζονται ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους και την κλάση (ή ονομαστική πίεση) τους, δηλαδή τη μέγιστη επιτρεπόμενη πίεση στην οποία μπορούν να υποβληθούν με ασφάλεια (για όλα τα υλικά, η μικρότερη επιτρεπτή κλάση αγωγών είναι 10 atm). Στα δίκτυα ύδρευσης στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι τύποι αγωγών :

- Πλαστικοί σωλήνες από πολυβινυλοχλωρίδιο (PVC) : Ελαφρύ και εύκαμπτο υλικό, η πλέον οικονομική επιλογή για αγωγούς μικρής διαμέτρου (< 400 mm) και ονομαστικής πίεσης έως 16 atm. Παράγονται συνήθως σε 6μετρα τεμάχια.
- Πλαστικοί σωλήνες από πολυαιθυλένιο υψηλής πυκνότητας (πολυαιθυλενίου 3ης γενιάς), (HDPE): Εξαιρετικά ελαφροί και εύκαμπτοι, αντικαθιστούν σταδιακά τους αγωγούς από PVC. Για μικρές διαμέτρους (< 125 mm), μεταφέρονται σε ρολά των 100 m και δεν απαιτούν ειδικά τεμάχια στις στροφές. Παράγονται για κλάσεις έως 32 atm.
- Χαλυβδοσωλήνες (Χ/Σ) : Δαπανηροί, επιλέγονται για διαμέτρους > 1000 mm.
- Αμιαντοσιμεντοσωλήνες (Α/Σ): Στο παρελθόν έχουν χρησιμοποιηθεί εκτεταμένα, αλλά σήμερα έχει περιοριστεί η χρήση τους, καθώς έχουν εκφραστεί φόβοι για αρνητικές επιπτώσεις στην υγεία.

Η σύνδεση των σωλήνων γίνεται μέσω ειδικών τεμαχίων (σύστημα μούφας και ελαστικού δακτυλίου ή απλής μούφας με συγκόλληση) που παράγονται από το ίδιο υλικό ή χυτοσίδηρο. Για τους υδραυλικούς υπολογισμούς οι συνδέσεις των σωλήνων θεωρούνται σαν μέρη του σωλήνα και δεν γίνεται κάποιος ξεχωριστός υπολογισμός για αυτούς. Όσον αφορά το μήκος του αγωγού σαν χαρακτηριστικό μέγεθος σε ένα υδραυλικό δίκτυο, αυτό είναι συνήθως η απόσταση που διανύει το νερό για να φτάσει από το κόμβο εισόδου στον κόμβο εξόδου και όχι την οριζόντια ευθεία που ενώνει τους δύο κόμβους.



Εικόνες 4.1, 4.2: Σωλήνες που χρησιμοποιούνται στα δίκτυα ύδρευσης (HDPE και PVC αντίστοιχα)

Η διάμετρος ενός αγωγού χωρίζεται σε ονομαστική και εσωτερική. Ονομαστική είναι η εξωτερική διάμετρος και συμβολίζεται με το γράμμα Φ και τη διάμετρο εκφρασμένη σε mm (π.χ. Φ80). Η εσωτερική χρησιμοποιείται για τους υδραυλικούς υπολογισμούς, ενώ η σχέση τους εκφράζεται στους πίνακες των κατασκευαστών. Για τα υδραυλικά δίκτυα στην Ελλάδα χρησιμοποιείται ως μικρότερη επιτρεπτή διάμετρος η Φ63.

Πίνακας 4.1 : Διάμετροι και κλάσεις αγωγών πολυαιθυλενίου 3ης γενιάς (HDPE)

Ονομαστική διάμετρος (mm)	Εσωτερική διάμετρος (mm)					
	10atm	12.5atm	16atm	20atm	25atm	32atm
63	55.4	53.6	51.4	48.8	45.8	42.0
75	66.0	63.8	61.4	58.2	54.4	50.0
90	79.2	76.6	73.6	69.8	65.4	60.0
110	96.8	93.8	90.0	85.4	79.8	73.4
125	110.2	106.6	102.2	97.0	90.8	83.4
140	123.4	119.4	114.6	108.6	101.6	93.4
160	141.0	136.4	130.8	124.2	116.2	106.8
180	158.6	153.4	147.2	139.8	130.8	120.2
200	176.2	170.6	163.6	155.2	145.2	133.6
225	198.2	191.8	184.0	174.6	163.4	150.2
250	220.4	213.2	204.6	194.2	181.6	167.0
280	246.8	238.8	229.2	217.4	203.4	187.0
315	277.6	268.6	257.8	244.6	228.8	210.4
355	312.8	302.8	290.6	275.6	258.0	

400	352.6	341.2	327.4	310.6	290.6	
450	396.6	383.8	368.2	349.4	327.0	
500	440.6	526.4	409.2	388.4		
560	493.6	477.6	458.4			
630	555.2	537.4	515.6			

4.1.2 ΚΟΜΒΟΙ

Κόμβοι ενός δικτύου ύδρευσης είναι τα σημεία στα οποία δύο ή περισσότεροι αγωγοί ενώνονται. Ωστόσο οι κόμβοι μπορεί να μην χωροθετούνται μόνο σε διασταυρώσεις αγωγών, αλλά μπορεί να εμφανιστούν και στο τέλος κάποιου αγωγού (γνωστοί και ως τυφλοί κόμβοι). Στην ουσία αποτελούν σημεία προσφοράς ή ζήτησης νερού, ή μεταβολής των χαρακτηριστικών των αγωγών. Οι κόμβοι είναι τα μοναδικά σημεία του δικτύου όπου είναι επιτρεπτό, από μαθηματική άποψη, να πραγματοποιηθούν αλλαγές στην διάμετρο, την τραχύτητα ή την παροχή. Τυπικά δεν συνδέονται άμεσα με τα πραγματικά στοιχεία ενός δικτύου διανομής νερού, αφού οι σωλήνες ενώνονται μεταξύ τους με ειδικά τεμάχια, ενώ οι ανάγκες νερού από τους συνδρομητές του δικτύου καλύπτονται με απευθείας συνδέσεις πάνω στους αγωγούς. Γενικά οι κόμβοι θα πρέπει να τοποθετούνται:

- στα σημεία τροφοδοσίας (δεξαμενές, υδατόπυργοι)
- στα σημεία διακλαδώσεων (όχι όμως απαραίτητα σε στροφές αγωγών)
- στα σημεία αλλαγής υλικού, τραχύτητας ή 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 κρουσμών
- στις θέσεις των ειδικών διατάξεων (φρεάτια, βαλβίδες, αντλίες)

Σε ορισμένες περιπτώσεις, συστήνεται η τοποθέτηση κόμβων σε σημεία όπου είναι επιθυμητός, κατά την κρίση του μελετητή, ο αυτόματος έλεγχος πιέσεων κατά την επίλυση του μοντέλου (σε πολύ υψηλά ή πολύ χαμηλά σημεία του δικτύου), ενώ ειδικοί καταναλωτές και κρουνοί που βρίσκονται σχετικά κοντά σε κόμβους άλλης αιτιολογίας είναι δυνατόν να αναχθούν σε αυτούς. Η τοποθέτηση κόμβων είναι δυνατόν να υπαγορεύεται για λόγους ευστάθειας του αριθμητικού σχήματος επίλυσης. Γενικά, το μοναδικό φυσικό χαρακτηριστικό που έχει ένας κόμβος, είναι το υψόμετρό του.

4.1.3 ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης νερού που χρησιμοποιούνται σε ένα δίκτυο ύδρευσης και χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς των υδραυλικών μεγεθών του είναι αυτές που περιέχονται στο εσωτερικό υδραγωγείο. Στην ουσία είναι αποθηκευτικοί χώροι νερού που μπορεί να είναι γεμάτοι μέχρι μία μέγιστη στάθμη ή και τελείως άδειοι. Οι δεξαμενές μπορεί να είναι υπόγειες, επίγειες ή υπέργειες και τοποθετούνται συνήθως σε σημεία των οικισμών με μεγαλύτερο υψόμετρο από τα υψόμετρα των καταναλωτών. Οι δεξαμενές αυτές έχουν εκροή ύδατος προς το δίκτυο ύδρευσης, ενώ έχουν και εισροή ύδατος από την πηγή υδροληψίας. Αποτελούν δεξαμενές ρύθμισης, που ρυθμίζουν (σε 24ωρη βάση) τη σταθερή εισροή από τον αγωγό μεταφοράς νερού από την πηγή υδροληψίας, ώστε να ανταποκρίνεται στην κυμαινόμενη, ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατανάλωσης, εκροή προς το δίκτυο διανομής. Γενικά οι δεξαμενές αποθήκευσης νερού μπορούν να διαχωριστούν ανάλογα με το υλικό κατασκευής (χάλυβας ή σκυρόδεμα), το σχήμα (κυλινδρικές, σφαιρικές, ορθογώνιες), τον τύπο τους (υπέργειες, υπόγειες, επίγειες) και τον κάτοχο τους (ιδιωτικές ή δημόσιες).

Ο τύπος των δεξαμενών που χρησιμοποιείται περισσότερο στα υδραυλικά δίκτυα είναι οι επίγειες και οι υπόγειες δεξαμενές καθώς είναι οι πιο οικονομικές. Κατασκευάζονται από σκυρόδεμα είτε σε φυσικά υψώματα κοντά στον οικισμό, είτε σε εκσκαφή μέσα στο έδαφος ή κατά τμήματα και στα δύο. Οι μεγάλες δεξαμενές (> 2000 m³) είναι ορθογωνικές, ενώ οι μικρές μπορεί να είναι κυκλικής κάτοψης. Αποτελούνται από δύο τουλάχιστον ίσους θαλάμους, ώστε να είναι δυνατή η συντήρηση και ο καθαρισμός τους, χωρίς διακοπή της υδροδότησης. Η ωφέλιμη χωρητικότητα προκύπτει προσθέτοντας στον όγκο ρύθμισης ένα απόθεμα ασφαλείας (το δυσμενέστερο μεταξύ των περιπτώσεων βλάβης δικτύου ή πυρκαγιάς). Ο υπολογισμός των δεξαμενών αποσκοπεί στον καθορισμό της ανώτατης και κατώτατης στάθμης. Για τη διαστασιολόγηση, επιλέγεται ένα ωφέλιμο ύψος (που συνήθως κυμαίνεται από 3 έως 6 m), και καθορίζονται οι διαστάσεις της κάτοψης, ενώ στον πυθμένα δίνεται ρύση, με κλίση έως 8%. Από τον πυθμένα, αφήνεται ένα ελεύθερο περιθώριο, της τάξης των 0,2 έως 0,3 m. Ομοίως, μεταξύ της ανώτατης στάθμης και οροφής, αφήνεται περιθώριο, της τάξης των 0,5 m.

Οι υπέργειες δεξαμενές ή αλλιώς υδατόπυργοι επιλέγονται για τροφοδοσία οικισμών σε επίπεδες περιοχές και συνδυάζονται με τη λειτουργία αντλιοστασίων. Πρόκειται για δαπανηρές κατασκευές, αποτελούμενες από μια μονοθάλαμη υπέργεια υδαταποθήκη μικρής, σχετικά, χωρητικότητας (~1500 m³), που στηρίζεται σε υποστυλώματα, ενώ πιο σπάνια, η διάταξή τους είναι διθάλαμη. Επειδή το ύψος των υποστυλωμάτων είναι αναγκαστικά μικρό, η υδροστατική πίεση που παρέχουν είναι χαμηλή. Οι σφαιρικοί υδατόπυργοι είναι πάντοτε μεταλλικοί, ενώ οι κυλινδρικής κάτοψης κατασκευάζονται και από σκυρόδεμα. Γενικότερα οι σύγχρονες κατασκευές υδατόπυργων μορφώνονται με κυλινδρικές βάσεις αντί για υποστυλώματα, για στατικούς και λειτουργικούς λόγους (προστασία σωληνώσεων).



Εικόνα 4.3 : Υπέργεια δεξαμενή περιοχής μελέτης (υδατόπυργος στην πόλη των Σοφάδων)

Με βάση την τοπογραφία της υδρευόμενης περιοχής καθώς και τους πολεοδομικούς περιορισμούς, επιλέγεται ο κατάλληλος τύπος δεξαμενής, μεταξύ επίγεια, υπόγεια και υπέργεια. Κριτήριο για το υψόμετρο τοποθέτησης της δεξαμενής είναι η στατική πίεση του δικτύου. Σε κάθε σημείο του δικτύου η στατική πίεση δεν θα πρέπει να ξεπερνά τα 60 m (δηλαδή η διαφορά υψομέτρου της δεξαμενής και κάθε σημείου του δικτύου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη των 60 m).

Η τελική επιλογή της θέσης (υψόμετρο και απόσταση) της δεξαμενής ρύθμισης προκύπτει με βελτιστοποίηση του συνολικού κόστους επένδυσης των έργων του εξωτερικού και του εσωτερικού υδραγωγείου (κόστος αγωγών, αντλιών, συντήρησης μηχανολογικού εξοπλισμού, κλπ).

4.1.4 ΕΙΔΙΚΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ

Σε ένα δίκτυο ύδρευσης τοποθετούνται ειδικές συσκευές (βαλβίδες) για να αντιμετωπιστούν διάφορα προβλήματα (π.χ. προβλήματα πίεσης ή προβλήματα ροής) που μπορεί να παρουσιαστούν κατά τη λειτουργία του. Οι βαλβίδες αυτές τοποθετούνται πάνω στους αγωγούς και ελέγχουν τη ροή του νερού μέσα σε έναν αγωγό ανάλογα με το αν είναι ανοικτές, κλειστές ή σε ενδιάμεση φάση. Γενικότερα οι βαλβίδες χωρίζονται σε πέντε γενικές κατηγορίες :

- Βαλβίδες απομόνωσης ροής
- Βαλβίδες αντεπιστροφής
- Βαλβίδες ελέγχου υψομέτρου
- Βαλβίδες εισαγωγής/εξαγωγής αέρα
- Βαλβίδες ελέγχου

Επίσης οι δικλείδες διαφοροποιούνται ως προς τον τρόπο χρήσης τους σε χειροκίνητες και αυτόματες. Οι χειροκίνητες δικλείδες συνήθως χρησιμοποιούνται για

να απομονώνουν τελείως κάποια μέρη του δικτύου, ενώ οι αυτόματες λειτουργούν από μόνες τους και περιορίζουν τη ροή του νερού ανάλογα με τις πιέσεις ή τα χαρακτηριστικά της ροής του νερού.

Δικλείδες

Οι βαλβίδες απομόνωσης της ροής ή αλλιώς δικλείδες είναι οι βαλβίδες που χρησιμοποιούνται περισσότερο στα δίκτυα ύδρευσης και διακρίνονται σε τρεις τύπους: τη συρταρωτή, την κυλινδρική και τη δικλείδα τύπου πεταλούδας. Η χρησιμότητά τους έγκειται στο ότι σταματούν τη ροή σε ένα σωλήνα από τη μία κατεύθυνση.

Η συρταρωτή είναι κατάλληλη σε περιπτώσεις όπου υπάρχουν μικρές διατομές και μικρό πιεζομετρικό φορτίο. Δεν είναι τόσο κατάλληλες για τη μείωση της ροής, όσο για τη διακοπή της ροής, καθώς η ουσιαστική μείωση της παροχής επιτυγχάνεται λίγο πριν το κλείσιμο της δικλείδας. Η λειτουργία της συρταρωτής δικλείδας βασίζεται σε συρταρωτό έμβολο που με χειροκίνητο μηχανισμό παρεμβάλλεται στη ροή.

Η λειτουργία της κυλινδρικής δικλείδας στηρίζεται σε έναν περιστρεφόμενο κύλινδρο με κυκλική διατομή αντίστοιχη του αγωγού στον οποίο τοποθετείται. Το κόστος αγοράς τέτοιων δικλείδων είναι υψηλό.

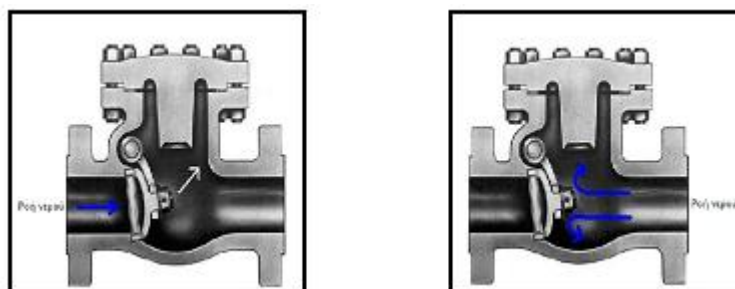
Οι δικλείδες τύπου πεταλούδας ενδείκνυνται για μεγάλες διατομές και είναι σχετικά εύκολες στο χειρισμό. Το βάρος τους είναι περιορισμένο και έχουν συγκριτικά με τις άλλες δικλείδες χαμηλότερο κόστος αγοράς.



Εικόνες 4.4 & 4.5 : Δικλείδες δικτύων ύδρευσης (συρταρωτή και τύπου «πεταλούδα» αντίστοιχα)

Βαλβίδες αντεπιστροφής

Οι βαλβίδες αντεπιστροφής χρησιμεύουν στον έλεγχο και τη διατήρηση της κατεύθυνσης της ροής. Αν από τη βαλβίδα περάσει νερό προς την αντίθετη κατεύθυνση τότε αυτή κλείνει και παραμένει κλειστή μέχρι να αποκατασταθεί η ροή προς τη σωστή κατεύθυνση. Οι βαλβίδες αυτές τοποθετούνται συνήθως στους καταθλιπτικούς αγωγούς μετά το αντλιοστάσιο για την προστασία του από απότομες μεταβολές.



Σχήματα 4.1 & 4.2 : Λειτουργία βαλβίδας αντεπιστροφής για κανονική (4.1) και για αντίθετη ροή νερού (4.2)

Βαλβίδες ελέγχου υψομέτρου

Μία βαλβίδα ελέγχου υψομέτρου τοποθετείται στον αγωγό που ενώνεται με δεξαμενή. Όταν η δεξαμενή γεμίσει μέχρι την ανώτατη στάθμη λειτουργίας της τότε η βαλβίδα αυτομάτως κλείνει, εμποδίζοντας τη ροή του νερού προς τη δεξαμενή. Όταν υπάρχει ροή από τη δεξαμενή στους αγωγούς, η βαλβίδα ανοίγει και επιτρέπει έτσι στην δεξαμενή να αδειάσει με σκοπό τη τροφοδοσία του δικτύου. Στη μοντελοποίηση των δικτύων ύδρευσης, με την εισαγωγή ανώτατης και κατώτατης στάθμης της δεξαμενής, υποθέτουμε πως η βαλβίδα ελέγχου υψομέτρου περιλαμβάνεται στην κατασκευή της. Αν όμως στην πραγματικότητα δεν υπάρχει τότε μπορεί να δημιουργηθεί πρόβλημα υπερχείλισης της δεξαμενής.

Βαλβίδες εισαγωγής / εξαγωγής αέρα

Τα περισσότερα δίκτυα ύδρευσης διαθέτουν βαλβίδες εξαγωγής αέρα γνωστές και ως αερεξαγωγί με σκοπό να απελευθερώνεται ο αέρας που υπάρχει μέσα στους αγωγούς κατά τη διάρκεια λειτουργίας του δικτύου. Οι βαλβίδες εισαγωγής αέρα χρησιμοποιούνται σε ειδικές περιπτώσεις, όπου παρουσιάζονται κενά αέρος μέσα στους αγωγούς και επιτρέπουν τον αέρα να εισέλθει εντός των αγωγών ώστε να επιτευχθεί γρήγορη αποσυμπίεση του δικτύου και να αντιμετωπιστούν τα διάφορα προβλήματα. Συνήθως αυτοί οι δύο τύποι βαλβίδων συνδυάζονται και λειτουργούν ανάλογα με τις ανάγκες του εκάστοτε δικτύου ύδρευσης. Η τοποθέτησή τους γίνεται στα υψηλά σημεία του δικτύου (χαμηλές πιέσεις) καθώς σε αυτά τα σημεία παγιδεύεται ο αέρας, και σε αγωγούς με μεγάλες κλίσεις όπου είναι πιθανό να δημιουργηθούν κενά αέρος.



Εικόνες 4.6 & 4.7 : Βαλβίδα εισαγωγής / εξαγωγής αέρα (4.6) και αερεξαγωγός (4.7)

Βαλβίδες ελέγχου

Οι βαλβίδες ελέγχου είναι αυτόματες συσκευές, συνήθως ηλεκτρονικού τύπου που σκοπό έχουν να διατηρήσουν ή να αυξομειώσουν πιέσεις και ροές. Οι κυριότερες βαλβίδες ελέγχου είναι οι εξής :

- Βαλβίδες μείωσης πίεσης (Pressure Reducing Valve, PRV)

Οι βαλβίδες μείωσης πίεσης λειτουργούν αυτόματα και διατηρούν μία σταθερή πίεση εξόδου ανεξάρτητα από τις αυξομειώσεις τις πίεσης εισόδου. Χρησιμοποιούνται στα σημεία διαχωρισμού των πιεζομετρικών ζωνών και όπου επιδιώκεται μείωση του ενεργειακού υψομέτρου. Αξίζει να σημειωθεί ότι μία βαλβίδα μείωσης της πίεσης μπορεί να λειτουργήσει με σκοπό τη πτώση της πίεσης εξόδου, τη διατήρηση της πίεσης εξόδου ή τη διακοπή της ροής του νερού.



Εικόνα 4.8 : Βαλβίδα μείωσης πίεσης

Σε περίπτωση που χρησιμοποιείται βαλβίδα μείωσης πίεσης σε ένα δίκτυο με μεγάλες αυξομειώσεις της πίεσης ή της παροχής τότε δημιουργούνται προβλήματα στη λειτουργία της βαλβίδας και απαιτείται η εγκατάσταση περισσότερων από μία βαλβίδα τέτοιου τύπου. Η απουσία βαλβίδων μείωσης της πίεσης μπορεί να δημιουργήσει προβλήματα υψηλών πιέσεων σε ζώνες με χαμηλό υψόμετρο.

- Βαλβίδες διατήρησης πίεσης (Pressure Sustaining Valve, PSV)

Οι βαλβίδες διατήρησης πίεσης χρησιμοποιούνται με σκοπό να εξασφαλίζεται μία σταθερή πίεση ανάντη (στην είσοδο της βαλβίδας) ανεξάρτητα με τις αυξομειώσεις της πίεσης που παρατηρούνται κατόντη της βαλβίδας. Είναι ιδιαίτερα χρήσιμες για την περίπτωση που δεν έχουμε ικανοποιητικές πιέσεις στα υψηλά σημεία του δικτύου, χωρίς να έχουμε πρόβλημα στα χαμηλά σημεία του. Δηλαδή σε περίπτωση που η κατόντη ζώνη ενός δικτύου έχει μεγάλη ζήτηση, η βαλβίδα κλείνει ώστε να μην επιτρέψει την πτώση πίεσης ανάντη και αναγκάζει την κατόντη ζώνη να τραβήξει από αλλού νερό.



Σχήμα 4.9 : Βαλβίδα διατήρησης πίεσης

- Βαλβίδες ελέγχου ροής (FlowControlValve, FCV)

Οι βαλβίδες ελέγχου παροχής εξασφαλίζουν μία σταθερή παροχή κατόντη της δικλείδας. Αυτές οι βαλβίδες τοποθετούνται συνήθως σε σημεία δικτύου που θέλουμε να περιορίσουμε τις ταχύτητες στα αποδεκτά μεγέθη. Δεν εμποδίζουν τη διέλευση του νερού με μικρές ταχύτητες, πράγμα που σημαίνει ότι μπορεί να περάσει από μια βαλβίδα νερό με μικρότερη ταχύτητα από αυτή που έχουμε θέσει, αλλά όχι μεγαλύτερη. Επίσης έχουν δυνατότητες να ελέγχουν την παροχή και να την αυξομειώνουν ανάλογα με τις διαφορετικές συνθήκες που μπορεί να επικρατούν στο δίκτυο ύδρευσης.



Εικόνα 4.10: Βαλβίδες ελέγχου ροής αναλογική

4.1.5 ΑΛΛΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ

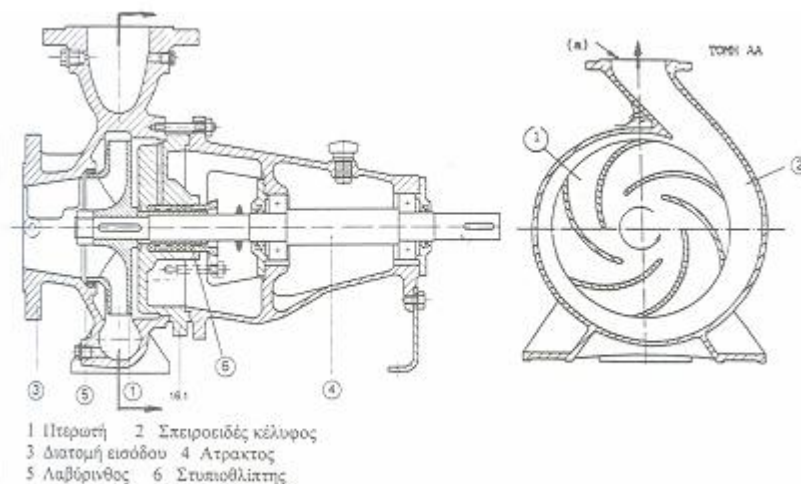
Αντλίες

Η αντλία νερού είναι μία συσκευή που με την τοποθέτησή της στο δίκτυο ύδρευσης αυξάνει τη πιεζομετρική γραμμή. Από τη στιγμή που η ροή του νερού σε ένα δίκτυο ύδρευσης ρέει από τα υψηλά σημεία του στα χαμηλά, η τοποθέτηση των αντλιών αποσκοπεί στην αύξηση της πιεζομετρικής γραμμής, έτσι ώστε να αντιμετωπιστούν τα προβλήματα λόγω της διαφοράς υψομέτρων.



Εικόνα 4.11 : Φυγόκεντρη αντλία

Ο συνηθέστερος τύπος αντλίας που χρησιμοποιείται στα δίκτυα ύδρευσης είναι η φυγόκεντρη αντλία. Αποτελείται από ένα δίσκο με πτερύγια (φερωτή) που περιστρέφεται και περιβάλλεται από ένα μεταλλικό κέλυφος. Όταν η φερωτή περιστρέφεται ωθεί το νερό στο διάκενο που υπάρχει μεταξύ αυτής και του περιβλήματος, αναγκάζοντάς το να κινηθεί προς το στόμιο του σωλήνα. Οι αντλίες αυτές ονομάζονται φυγόκεντρες επειδή η κίνηση του νερού οφείλεται στην αναπτυσσόμενη φυγόκεντρη δύναμη.



Σχήμα 4.3 : Μέρη φυγόκεντρος αντλίας

Υπάρχουν τέσσερις παράμετροι που περιγράφουν την απόδοση της αντλίας. Αυτοί είναι :

- Μανομετρικό ύψος (head) : το άθροισμα του γεωμετρικού ύψους (υψομετρική διαφορά από την επιφάνεια του νερού μέχρι το σημείο που φτάνει το νερό μετά την άντληση) και των συνολικών απωλειών που υφίσταται το νερό στη διαδρομή του, εκφρασμένο σε μονάδες μήκους (m).
- Βαθμός απόδοσης (efficiency) : ο λόγος της ισχύος που αποδίδει η αντλία προς την ισχύ που απορροφά, εκφρασμένο σε ποσοστό %.
- Απορροφώμενη ισχύς (brake horsepower) : η ισχύς που απορροφά η αντλία εκφρασμένη σε μονάδες ισχύος συνήθως σε kW.
- Ολικό μανομετρικό ύψος αναρρόφησης (net positive suction head, NPSH) : η διαφορά του πιεζομετρικού φορτίου στην είσοδο του νερού στην αντλία μείον το πιεζομετρικό φορτίο των υδρατμών, εκφρασμένο σε μονάδες μήκους (m). Κάθε αντλία συνοδεύεται από τον κατασκευαστή της με καμπύλες που αφορούν τα τέσσερα προαναφερθέντα μεγέθη.

Κρουνοί πυρόσβεσης

Οι κρουνοί πυρόσβεσης τοποθετούνται σε διάφορα σημεία του δικτύου ύδρευσης μιας αστικής περιοχής για την αντιμετώπιση ενδεχόμενων πυρκαγιών. Σε περίπτωση πυρκαγιάς η παροχή πυρόσβεσης είναι αρκετά μεγάλη και επηρεάζει σημαντικά τη λειτουργία του δικτύου ύδρευσης. Η ποσότητα του νερού που χρειάζεται για να αντιμετωπιστεί μία πυρκαγιά εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως είναι το μέγεθος της φλεγόμενης κατασκευής, το υλικό κατασκευής της, το πόσο εύφλεκτα είναι τα πράγματα που περιέχει καθώς και η γεινίαση με άλλα κτήρια. Όσο πιο κοντά βρίσκονται τα κτήρια τόσο περισσότερη ποσότητα νερού χρειάζεται ώστε να αντιμετωπιστεί μια πυρκαγιά και να μην εξαπλωθεί. Στην Ελλάδα συνήθως για κάθε αγωγό που διαθέτει κρουνοί πυρόσβεσης η παροχή λαμβάνεται ίση με 5 l/sec.



Εικόνα 4.12: Κρουνοί πυρόσβεσης

4.1.6 ΥΔΡΟΜΕΤΡΗΤΕΣ

Οι υδρομετρητές είναι συσκευές που μετρούν την παροχή νερού σε έναν σωλήνα. Τοποθετούνται σε κάθε κτήριο ή οικόπεδο που συνδέεται με ένα δίκτυο ύδρευσης και έχουν ως σκοπό τη μέτρηση της κατανάλωσης νερού των συνδρομητών του δικτύου

σε συνεχή βάση. Υδρομετρητές μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε άλλα σημεία ενός δικτύου ύδρευσης για να μετρηθούν παροχές (π.χ. στην έξοδο τις δεξαμενής, έτσι ώστε να μπορούμε να υπολογίσουμε το μη-κοστολογημένο νερό του δικτύου ύδρευσης), ενώ καταγράφουν τις μετρήσεις τους συνήθως σε κυβικά μέτρα (m³). Υπάρχουν αρκετοί τύποι υδρομέτρων που χρησιμοποιούνται ανάλογα με τις ακρίβειες μέτρησης που θέλουμε να επιτύχουμε, το είδος των καταναλωτών στους οποίους θα τοποθετηθούν και το κόστος αγοράς και τοποθέτησης (π.χ. υδρόμετρα όγκου ή ταχύτητας). Οι υδρομετρητές ενώνονται με τους αγωγούς τους δικτύου μέσω δευτερευόντων αγωγών διανομής.



Εικόνα 4.13: Υδρομετρητής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ EPANET

5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ EPANET

Το EPANET είναι ένα υπολογιστικό πρόγραμμα που καταγράφει για μεγάλο χρονικό διάστημα τη συμπεριφορά του νερού στα δίκτυα ύδρευσης. Ένα δίκτυο αποτελείται από αγωγούς, κόμβους, αντλίες, βαλβίδες και δεξαμενές. Το EPANET εντοπίζει τη ροή του νερού μέσα σε κάθε αγωγό, την πίεση στους κόμβους και το ύψος του νερού στη δεξαμενή.

Το EPANET είναι ένα εργαλείο έρευνας για τη βελτίωση της κατανόησης της κίνησης των συστατικών του νερού στα συστήματα διανομής. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε πολλά διαφορετικά είδη εφαρμογών για την ανάλυση των δικτύων ύδρευσης όπως η βαθμονόμηση υδραυλικού μοντέλου, η ανάλυση των υπολειμμάτων χλωρίου, καθώς και η εκτίμηση της έκθεσης των καταναλωτών σε αυτά. Το EPANET μπορεί να βοηθήσει στην αξιολόγηση εναλλακτικών στρατηγικών διαχείρισης για τη βελτίωση της ποιότητας του νερού σε ένα σύστημα. Λειτουργεί σε περιβάλλον Windows και παρέχει ένα ολοκληρωμένο περιβάλλον επεξεργασίας εισόδου δεδομένων του δικτύου, για τη λειτουργία υδραυλικών και τη προσομοίωση της ποιότητας του νερού, καθώς και την προβολή των αποτελεσμάτων σε μια ποικιλία μορφών. Αυτές περιλαμβάνουν χάρτες με χρωματικό κώδικα του δικτύου, πίνακες δεδομένων καθώς και γραφήματα χρονοσειρών.

5.2 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ

Το EPANET περιλαμβάνει έναν μηχανισμό υδραυλικής ανάλυσης που παρέχει τις εξής δυνατότητες:

- Δεν θέτει όριο στο μέγεθος του δικτύου που πρόκειται να αναλυθεί
- Υπολογίζει τις απώλειες τριβών χρησιμοποιώντας τις μεθόδους Hazen & Williams, Darcy & Weisbach, ή Chezy & Manning
- Περιλαμβάνει τις μικρές απώλειες τριβών στις καμπύλες και τους συνδέσμους
- Περιλαμβάνει μοντέλα συνεχούς ή μεταβαλλόμενης ταχύτητας λόγω αντλιών
- Υπολογίζει την άντληση της ενέργειας και του κόστους
- Περιλαμβάνει μοντέλα με διάφορους τύπους βαλβίδων, συμπεριλαμβανομένων κλεισίματος, ελέγχου, ρύθμισης πίεσης και βαλβίδες ελέγχου ροής

5.3 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΝΕΡΟΥ

Το EPANET εκτός από τις δυνατότητες μοντελοποίησης υδραυλικών παρέχει και τις εξής δυνατότητες όσον αφορά την μοντελοποίηση της ποιότητας του νερού:

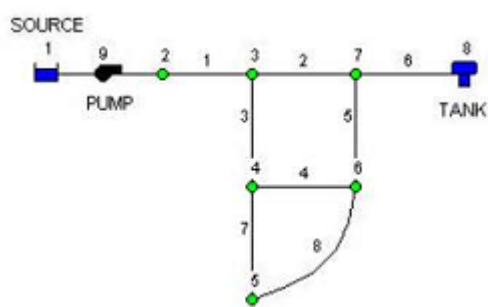
- Μοντελοποιεί την ηλικία του νερού μέσα στο δίκτυο
- Ανιχνεύει το ποσοστό της ροής από έναν συγκεκριμένο κόμβο φθάνοντας στους υπόλοιπους κόμβους
- Υπολογίζει τα όρια μεταφοράς μάζας μοντελοποιώντας τις αντιδράσεις των αγωγών
- Υπολογίζει την απώλεια υπολειμμάτων χλωρίου
- Μελετά την ανάπτυξη της απολύμανσης των υποπροϊόντων
- Παρακολουθεί την εκδήλωση διάδοσης των ρύπων.

5.4 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ EPANET

Τα παρακάτω βήματα είναι ενδεικτικά για τη χρησιμοποίηση του EPANET έτσι ώστε να διαμορφωθεί ένα σύστημα διανομής νερού:

1. Σχεδιάζουμε μια αναπαράσταση του δικτύου ύδρευσης
2. Επεξεργαζόμαστε τις ιδιότητες των αντικειμένων που απαρτίζουν το δίκτυο
3. Περιγράφουμε πως λειτουργεί το σύστημα
4. Διαλέγουμε ένα σύνολο επιλογών ανάλυσης
5. Εκτελούμε μια υδραυλική ανάλυση ή μια ανάλυση της ποιότητας των υδάτων
6. Εξετάζουμε τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Παράδειγμα:



Σχήμα 5.1: Παράδειγμα δικτύου ύδρευσης

5.1 Πίνακας ιδιότητας Κόμβων

5.2 Πίνακας ιδιοτήτων αγωγών

Node	Elevation (ft)	Demand (gpm)
1	300	0
2	280	200
3	290	200
4	300	150
5	350	150
6	310	200
7	300	0
8	400	0

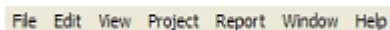
Pipe	Length (ft)	Diameter (inches)
1	300	14
2	500	12
3	500	8
4	550	8
5	550	8
6	600	10
7	500	6
8	650	6

5.5 ΧΩΡΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΕΡΑΝΕΤ

Στο χώρο εργασίας του ΕΡΑΝΕΤ, συναντώνται τρεις “γραμμές εργαλείων” και δύο “παράθυρα”. Οι γραμμές εργαλείων είναι:

Menu Bar

Υπάρχει στο πάνω μέρος του χώρου εργασίας του προγράμματος και περιέχει μια σειρά από εντολές με τις οποίες ο χρήστης ελέγχει το πρόγραμμα. Περιλαμβάνει τις εξής εντολές:



Σχήμα 5.2: Menu Bar

File menu: περιλαμβάνει τις εντολές για άνοιγμα, αποθήκευση και εκτύπωση αρχείων).

Edit menu: περιλαμβάνει τις εντολές για αντιγραφή του χάρτη, των αποτελεσμάτων κ.τ.λ.

View menu: περιλαμβάνει τις κυρίως εντολές που αφορούν την παρουσίαση του χάρτη στο χρήστη.

Project menu: περιλαμβάνει τις κυρίως εντολές που αφορούν την ανάλυση και τον τρόπο με τον οποίο θα επιλυθεί το δίκτυο.

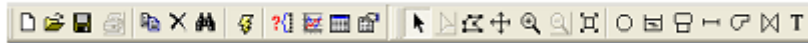
Report menu: περιλαμβάνει τις κύριες εντολές που αφορούν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του δικτύου.

Window menu: περιλαμβάνει τις κύριες εντολές που αφορούν την επαναφορά των παραθύρων του προγράμματος σε περίπτωση κλεισίματός τους.

Help menu: περιλαμβάνει τις οδηγίες και τη βοήθεια που παρέχει το πρόγραμμα στον χρήστη.

Toolbar

Η συγκεκριμένη γραμμή εργαλείων περιέχει μια σειρά εικονιδίων, κυρίως σχεδιαστικών, με τα οποία ο χρήστης μπορεί να σχεδιάσει το δίκτυο διανομής νερού που είναι προς επίλυση αλλά και να επιλέξει την εκτέλεση βασικών εντολών όπως αποθήκευση και εκτύπωση του θέματος που έχει δημιουργηθεί, να επιλέξει την επίλυση του δικτύου μέσω του προγράμματος, να εξάγει πίνακες, γραφήματα κτλ.



Σχήμα 5.3: Toolbar

Status Bar

Εντοπίζεται στο κάτω μέρος του χώρου εργασίας του προγράμματος και περιλαμβάνει τις πληροφορίες:



Σχήμα 5.4: Status bar

Auto Length: ενημερώνει το χρήστη εάν είναι ενεργοποιημένος (on) ή όχι (off) ο αυτόματος υπολογισμός του μήκους των αγωγών του δικτύου.

Flow Units: ενημερώνει το χρήστη για την μονάδα μέτρησης που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα για την παροχή κατανάλωσης (π.χ. Litre Per Second- LPS).

Zoom Level: ενημερώνει το χρήστη για το επίπεδο μεγέθυνσης του χάρτη.

Run Status: ενημερώνει το χρήστη για το αν το πρόγραμμα κατάφερε να επιλύσει το δίκτυο. Μη επίλυση του δικτύου μπορεί να σημαίνει ανεπαρκή δεδομένα για τις συνιστώσες του δικτύου ή εισαγωγή λανθασμένων δεδομένων.

X , Y Location: ενημερώνει το χρήστη για την ακριβή θέση του δείκτη στο χάρτη

Όσον αφορά τα δύο βασικά παράθυρα, που εμφανίζονται στο χώρο εργασίας του προγράμματος αυτά είναι τα: Network Map και Browser.

Network Map

Το συγκεκριμένο παράθυρο δίνει στο χρήστη τη δυνατότητα να σχεδιάσει το προς επίλυση δίκτυο διανομής νερού. Στο παράθυρο αυτό χρησιμοποιώντας τα αντίστοιχα εικονίδια, τοποθετούνται όλες οι βασικές συνιστώσες (κόμβοι (junctions), δεξαμενές, αγωγοί, ειδικές συσκευές) που απαρτίζουν ένα δίκτυο διανομής νερού. Η θέση των αντικειμένων και οι αποστάσεις μεταξύ τους δεν είναι απαραίτητο να συμμορφώνονται με τις πραγματικές τιμές τους με βάση την κλίμακα. Ο χάρτης μπορεί να μεγεθυνθεί σε οποιαδήποτε κλίμακα και μετακινηθεί από τη μια θέση στην άλλη. Ο χάρτης μπορεί να εκτυπωθεί ή να εξαχθεί σε μορφή αρχείου DXF ή

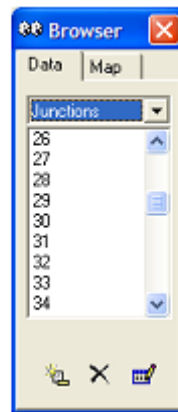
Windows Metafile. Επίσης, το πρόγραμμα παρέχει τη δυνατότητα χρήσης κάποιου χάρτη ως υπόβαθρο σε περίπτωση που υπάρχει το δίκτυο σε αναλογική μορφή και επιθυμούμε να το ψηφιοποιήσουμε. Αυτή η διαδικασία έγινε και στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Browser

Το παράθυρο αυτό χωρίζεται σε δύο επιμέρους παράθυρα, τα Data Browser και Map Browser.

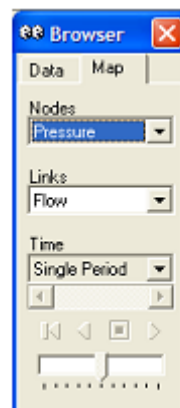
Data Browser: Παρέχει πρόσβαση στα διάφορα αντικείμενα, ανά κατηγορία (Κόμβοι, αγωγοί κλπ.) που περιέχονται στο δίκτυο κατά το στάδιο της ανάλυσης.

Χρησιμοποιούνται τα κουμπιά στο κάτω μέρος που μας δίνουν τη δυνατότητα να προσθέσουμε ή να διαγράψουμε ή και να επεξεργαστούμε αυτά τα αντικείμενα.



Σχήμα 5.5: Data Browser

Map Browser: Επιλέγει τις παραμέτρους και τη χρονική περίοδο που προβάλλονται διάφορα στοιχεία στο χάρτη (π.χ. πιέσεις στους κόμβους, ταχύτητες ροής στους αγωγούς), με χρωματική διαβάθμιση.



Σχήμα 5.6: Map Browser

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

6.1 ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Από τους Bao Y. και Mays L. (Bao Y. and Mays L. 1980) προτάθηκε ο ορισμός της αξιοπιστίας των δικτύων ύδρευσης ως εξής:

η αξιοπιστία ενός δικτύου ύδρευσης έχει να κάνει με δύο ειδών αστοχίες, την *μηχανική αστοχία* και την *υδραυλική αστοχία*. Η μηχανική αστοχία περιλαμβάνει την αστοχία του συστήματος εξαιτίας θραύσης των σωλήνων, αστοχία της αντλίας, διακοπών ρεύματος στα ηλεκτρομηχανολογικά μέρη και αστοχία της βαλβίδας ελέγχου. Η υδραυλική αστοχία περιλαμβάνει την αστοχία του συστήματος λόγω της παραδιδόμενης ροής και την αστοχία λόγω μη επάρκειας της πίεσης στις κεφαλές των δικτύων διανομής. Επειδή η εξέταση της μηχανικής αστοχίας ή της υδραυλικής αστοχίας δεν επαρκεί από μόνη της να μετρήσει την αξιοπιστία, είναι λογικό να ενοποιήσουμε αυτόν τον ορισμό καθορίζοντας την αξιοπιστία ως την πιθανότητα ότι ο συγκεκριμένος κόμβος ζήτησης στο σύστημα λαμβάνει επαρκή εφοδιασμό με ικανοποιητικό ύψος πίεσης.

Σύμφωνα με τον Τσακίρη (2010), ως *αξιοπιστία* της λειτουργίας ενός δικτύου θεωρείται το ποσοστό του χρόνου κατά το οποίο το δίκτυο λειτουργεί χωρίς διακοπές μέσα στα προκαθορισμένα όρια καλής λειτουργίας από πλευράς πίεσης, παροχής και ποιότητας νερού. Συνεπώς τα δίκτυα που λειτουργούν με διακοπτόμενη ροή αξιολογούνται ως ιδιαίτερα ανεπαρκή ως προς την αξιοπιστία λειτουργίας τους.

6.2 ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Η αξιολόγηση της απόδοσης ενός δικτύου ύδρευσης στηρίζεται συνήθως σε δείκτες αξιολόγησης που αντιστοιχούν σε σειρά κριτηρίων απόδοσης. Με το συστηματικό διαχρονικό υπολογισμό των δεικτών αξιολόγησης επιτυγχάνονται:

- α) η διαχρονική παρακολούθηση της απόδοσης του δικτύου
- β) εντοπίζονται οι περιοχές (π.χ. ζώνες δικτύου) και ο χρόνος που πρέπει να γίνονται βελτιωτικές παρεμβάσεις-επισκευές
- γ) μπορεί να μετράται αντικειμενικά η αποτελεσματικότητα κάθε παρέμβασης στο δίκτυο
- δ) μπορούν να γίνονται συγκρίσεις μεταξύ δικτύων με όμοια χαρακτηριστικά.

Σημειώνεται ότι οι δείκτες αξιολόγησης συνήθως βαθμολογούνται στην κλίμακα 1 μέχρι 5 εκτός αν ορίζεται διαφορετικά, όπου:

5: άριστη λειτουργία

4: πολύ καλή λειτουργία

3: ικανοποιητική λειτουργία

2: ανεπαρκής λειτουργία

1: κακή λειτουργία.

Τα κριτήρια αξιολόγησης στα οποία εντάσσονται οι δείκτες αξιολόγησης των είναι (Τσακίρης, 2010) :

- i. η αξιοπιστία (reliability)
- ii. ο χρόνος επανάκαμψης (σε κανονική λειτουργία) (resiliency)
- iii. η αποδοτικότητα (efficiency)
- iv. η προσαρμοστικότητα (robustness)
- v. η τρωτότητα (vulnerability) και
- vi. η επάρκεια (adequacy).

Εκτός των παραπάνω από τις εταιρείες ύδρευσης χρησιμοποιούνται και οικονομικά κριτήρια, κριτήρια κατανάλωσης ενέργειας ή εργατικού κόστους με τους αντίστοιχους δείκτες όπως:

- i. κόστος m^3 παραγόμενου νερού (€/ m^3)
- ii. πόσο ενέργειας ανά m^3 παραγόμενου νερού (kWh/ m^3)
- iii. αριθμός ανθρωποωρών ανά m^3 παραγόμενου νερού (manhours/ m^3).

Ένας χρήσιμος δείκτης *αξιοπιστίας* είναι ,ο *δείκτης β*, που μετρά τον αριθμό των βλαβών το έτος δια του συνολικού μήκους των σωληνώσεων του δικτύου.

Ένας άλλος ειδικός δείκτης είναι ο *Δείκτης Πραγματικών Απωλειών* (Index of real losses) ο οποίος είναι ο βασικός Τεχνικός Δείκτης και είναι ο λόγος του Ετήσιου Όγκου Πραγματικών Απωλειών δια του αριθμού των Εγκάρσιων Συνδέσεων πολλαπλασιαζόμενος επί τον αριθμό των ημερών κατά τις οποίες το δίκτυο ήταν υπό πίεση. Ο δείκτης αυτός εκφράζεται σε $L / d \cdot$ σύνδεση και χρησιμοποιείται για αστικά δίκτυα που έχουν πέραν των 20 εγκάρσιων συνδέσεων ανά χιλιόμετρο. Για μικρότερο αριθμό εγκάρσιων συνδέσεων ο Δείκτης Πραγματικών Απωλειών μπορεί να εκφραστεί σε m^3 ετήσιας απώλειας νερού/ km.

Επίσης, ο *Δείκτης Διαρροών Δικτύου* (Infrastructure Leakage Index) ορίζεται ως ο λόγος των Υφιστάμενων Πραγματικών Απωλειών (ΥΠΑ) δια των Αναπόφευκτων Πραγματικών Απωλειών (ΑΠΑ) . Οι ΥΠΑ δεν μηδενίζονται ποτέ και εκφράζονται σε $m^3 /$ έτος. Η χαμηλότερή τους τιμή σε πολύ καλά συντηρημένα δίκτυα καθορίζεται ως οι ΑΠΑ. Για τον υπολογισμό τους χρησιμοποιείται εμπειρικός μαθηματικός τύπος που

τις εκφράζει ως συνάρτηση του μήκους των αγωγών του δικτύου, του αριθμού των εγκάρσιων συνδέσεων των καταναλωτών, του μήκους των εγκάρσιων αγωγών και της μέσης πίεσης λειτουργίας του δικτύου. Ο Δείκτης Διαρροών Δικτύου (ΔΔΔ) δείχνει το επίπεδο των απωλειών πέραν του ελαχίστου.

6.2.1 ΔΕΙΚΤΕΣ TODINI

Ο καθηγητής E. Todini πρότεινε τρεις δείκτες για την αξιολόγηση των δικτύων ύδρευσης. Ο πρώτος (I_r) καταδεικνύει την ευρωστία του δικτύου, ο δεύτερος (I_s) την αστοχία του δικτύου και ο τρίτος (I_s) το διαθέσιμο πλεόνασμα της κεφαλής στον δυσμενέστερο κόμβο.

Δείκτης ευρωστίας (I_r)

Ο καθηγητής E. Todini πρότεινε με βάση την παρακάτω διαδικασία ένα δείκτη ευρωστίας.

Εάν:

$$P_{tot} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k \quad (6.1)$$

είναι η συνολική διαθέσιμη ισχύς στην είσοδο στο δίκτυο διανομής νερού, όπου το γ είναι το ειδικό βάρος του νερού, Q_k η παροχή της δεξαμενής, H_k το υψόμετρο της πιεζομετρικής γραμμής στη δεξαμενή, K η δεξαμενή και n_r ο αριθμός των δεξαμενών, ισχύει η ακόλουθη σχέση :

$$P_{tot} = P_{int} + P_{ext} \quad (6.2)$$

όπου P_{int} είναι η ισχύς που χάθηκε στους σωλήνες ενώ

$$P_{ext} = \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_i h_i, \quad (6.3)$$

είναι η ισχύς που παραδίδεται στους χρήστες με ροή q_i και h_i το ύψος πίεσης σε κάθε κόμβο i , όπου n_n ο αριθμός των κόμβων.

Ο δείκτης ευρωστίας I_r μπορεί να προσδιοριστεί ως:

$$I_r = 1 - (P_{int}^* / P_{max}^*) \quad (6.4)$$

$$\text{Όπου } P_{int}^* = P_{tot} - \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i, \quad (6.5)$$

είναι το ποσό της ισχύος που χάθηκε στο δίκτυο για να ικανοποιήσει τη συνολική ζήτηση και

$$P_{\max}^* = P_{\text{tot}} - \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^* \quad (6.6)$$

η μέγιστη ισχύς που θα χανόταν εσωτερικά προκειμένου να ικανοποιήσει τους περιορισμούς από την άποψη της ζήτησης και της πίεσης στην κεφαλή των κόμβων.

Μετά από τις κατάλληλες αντικαταστάσεις, ο δείκτης *ευρωστίας* I_r μπορεί να γραφτεί ως:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \quad (6.7)$$

$$\text{ή για κάθε κόμβο ξεχωριστά } I_{r_i} = \frac{q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \quad (6.8)$$

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο δείκτης ευρωστίας μπορεί εύκολα να τροποποιηθεί έτσι ώστε να υπολογίζεται η παρουσία αντλιών τροποποιώντας το P_{tot} :

$$P_{\text{tot}} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k + \sum_{j=1}^{n_p} P_j \quad (6.9)$$

όπου P_j είναι η ισχύς που εισάγεται στο δίκτυο από τη $j^{\text{ση}}$ αντλία και n_p ο αριθμός των αντλιών. Κατά συνέπεια ο δείκτης ευρωστίας γίνεται:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k + \sum_{j=1}^{n_p} (P_j / \gamma) - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \quad (6.10)$$

Δείκτης Αστοχίας (I_f)

Ένας άλλος χρήσιμος δείκτης είναι ο *δείκτης αστοχίας* I_f που προσδιορίζεται ως:

$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} I_{fi}}{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*}, \quad (6.11)$$

όπου

$$I_{fi} = \begin{cases} 0 & \forall i: h_i \geq h_i^* \\ q_i^* (h_i^* - h_i) & \forall i: h_i < h_i^* \end{cases} \quad (6.12)$$

Αυτός ο δείκτης μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο για να αξιολογήσει όσο και να συγκρίνει την επίδραση των αστοχιών των σωλήνων.

Δείκτης I_s

Ο τρίτος δείκτης είναι το διαθέσιμο πλεόνασμα της κεφαλής στον δυσμενέστερο κόμβο που ορίζεται ως:

$$I_s = \min_i h_i - h_i^* \quad \forall i = 1, n_n \Rightarrow I_s = \min_i h_i - h_i^* \quad (6.13)$$

Αυτή η ποσότητα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να κάνει διακρίσεις μεταξύ των λύσεων.

6.2.2 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ TODINI

Ο καθηγητής E. Todini πρότεινε μία διαδικασία ευρετικής (heuristic) βελτιστοποίησης με σκοπό να κατασκευασθεί ένα μοντέλο κόστους-ανθεκτικότητας ενός δικτύου ύδρευσης που δίνει ένδειξη για το σύνολο των βέλτιστων πιθανών λύσεων και η οποία ξεκινά από μια αρχική γκάμα διαμέτρων σωλήνων που καθορίζεται από τον μελετητή, με βάση την εμπειρία του. Στη συνέχεια ακολουθείται ένα μοντέλο 6 βημάτων που στηρίζεται στην επάρκεια πίεσης στην κεφαλή του δικτύου σε συνάρτηση με τις διαμέτρους των σωλήνων και την οικονομικότητα του δικτύου. Έτσι είναι δυνατόν να κατασκευαστεί και να αναλυθεί ένα μοντέλο κόστους-ανθεκτικότητας που δίνει ένδειξη για το σύνολο των βέλτιστων πιθανών λύσεων.

Τα 6 βήματα αναλυτικά:

- (i) Καθορίζεται μια τιμή για τον ελάχιστο απαιτούμενο δείκτη ευρωστίας
- (ii) Όλοι οι σωλήνες ορίζονται με μια δεδομένη διάμετρο. Η αρχική διάμετρος των αγωγών μπορεί να επιλεγεί στη βάση της θεωρίας της μηχανικής, ή πιο απλά αν οριστεί στη μεγαλύτερη κατηγορία των εμπορικών διαμέτρων.
- (iii) Υδραυλική ανάλυση του δικτύου, η οποία εκτελείται χρησιμοποιώντας το "global gradient" που αναπτύχθηκε από τον Todini (1979), Todini and Pilati (1988). Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, αν ο δείκτης αστοχίας είναι μηδέν η διαδικασία ξεκινά η μείωση της διαμέτρου των σωλήνων, διαφορετικά η διάμετρος του σωλήνα θα πρέπει να αυξηθεί.
- (iv) Η μείωση της διαμέτρου γίνεται στον αγωγό που συνδέει τους κόμβους i^* και j^* για την οποία η μεγαλύτερη μείωση στο κόστος ανά μονάδα κατανάλωσης ισχύος εμφανίζεται για ένα βήμα στην εμπορική διάμετρο $D_{ij}^\lambda \rightarrow D_{ij}^{\lambda-1}$ του γενικού σωλήνα που συνδέει τους κόμβους i, j , όπως φαίνεται παρακάτω:

$$i^*, j^* = \max_{i,j} \left[-\frac{C_{ij}^{\lambda-1} - C_{ij}^\lambda}{P_{ij}^{\lambda-1} - P_{ij}^\lambda} \right] \quad \forall i,j, \quad (6.14)$$

Όπου i^*, j^* είναι ο σωλήνας που συνδέει τους κόμβους i^* και j^* ενώ $\{i, j\}$ αντιπροσωπεύει το σύνολο όλων των σωλήνων. Οι πρώτοι σωλήνες που πρέπει να μειωθούν σε διάμετρο τείνουν να είναι οι μακρύτεροι και μεγαλύτεροι. Προτού εφαρμοστεί η μείωση της διαμέτρου γίνονται τρεις έλεγχοι. Ο πρώτος είναι ένας έλεγχος ταχύτητας : η μέγιστη ταχύτητα στον τροποποιημένο σωλήνα δεν θα πρέπει να υπερβαίνει μία προκαθορισμένη τιμή (γενικά 2m/s). Ο δεύτερος έλεγχος γίνεται με βάση το δείκτη ευρωστίας, και δίνεται ως συνάρτηση της κατά προσέγγιση εκτίμησης της συνολικής αύξησης της εσωτερικής κατανάλωσης ισχύος, η οποία θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη μίας καθορισμένης τιμής. Ο τρίτος έλεγχος γίνεται με βάση την εκτίμηση του δείκτη αστοχίας, δεδομένου του δείκτη ευρωστίας, που δεν πρέπει να είναι θετικός. Αυτή η διαδικασία ακολουθείται επαναληπτικά, χωρίς εκ νέου ανάλυση σε κάθε αλλαγή διαμέτρου, μέχρις ότου δεν είναι δυνατές άλλες κινήσεις. Σε αυτό το σημείο, μία ανάλυση δικτύου εκτελείται (iii) δεδομένης της νέας διαμόρφωσης της διαμέτρου.

(v) Η αύξηση των διαμέτρων προχωρά σύμφωνα με την μεγαλύτερη μείωση της εσωτερικής κατανάλωσης ισχύος ανά μονάδα κόστους:

$$i^*, j^* = \max_{i,j} \left[-\frac{P_{ij}^\lambda - P_{ij}^{\lambda-1}}{C_{ij}^\lambda - C_{ij}^{\lambda-1}} \right] \forall i,j, \quad (6.15)$$

ως συνάρτηση της μεταβολής της διαμέτρου $D_{ij}^{\lambda-1} \rightarrow D_{ij}^\lambda$ του γενικού σωλήνα που συνδέει τους κόμβους i, j .

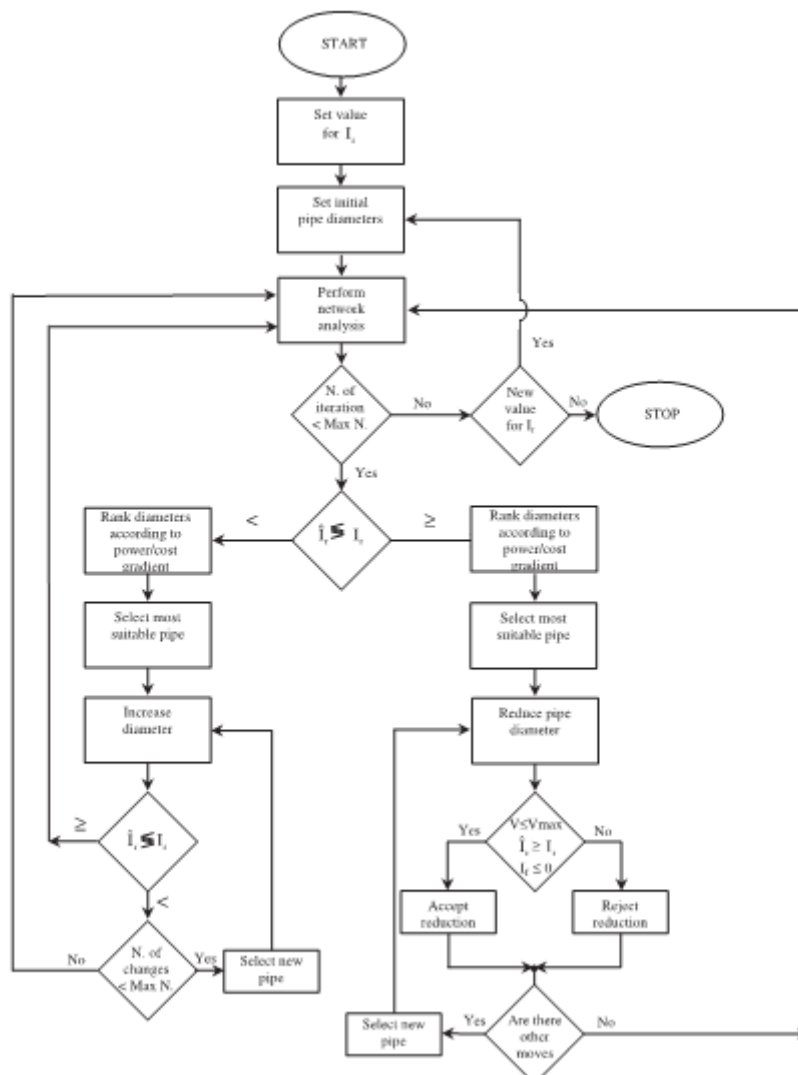
Αυτή η διαδικασία της αύξησης της διαμέτρου τείνει να αυξήσει το μέγεθος των σωλήνων στην παρούσα διάταξη για την οποία μπορεί να εξοικονομηθεί ενέργεια με μικρότερες αυξήσεις του κόστους. Ακολουθώντας το διάγραμμα ροής της διαδικασίας ευρετικής (heuristic) βελτιστοποίησης που δίνεται στο Σχήμα 6.1, η αύξηση των διαμέτρων σταματά, είτε σύμφωνα με ένα μέγιστο αριθμό κινήσεων είτε όταν η εκτίμηση του δείκτη ευρωστίας είναι υψηλότερη από τη δεδομένη τιμή. Ο στόχος της προτεινόμενης προσέγγισης, η οποία τείνει να αυξήσει την ανθεκτικότητα ως συνάρτηση της κυρτής διάρθρωσης του δικτύου, είναι στην πραγματικότητα μια προσπάθεια να διανεμηθεί η ροή πιο ομοιόμορφα μεταξύ όλων των σωληνώσεων, το οποίο είναι το αντίθετο της συγκέντρωσης της ροής σε ένα εκτεινόμενο δίκτυο σωλήνων. Και πάλι, στο τέλος του βήματος αυτού, μια νέα ανάλυση δικτύου εκτελείται (iii) και υπολογίζεται τόσο ο δείκτης ευρωστίας όσο και ο δείκτης αστοχίας πριν την έναρξη της διαδικασίας πάλι από το βήμα (iv).

(vi) Όταν καμία άλλη κίνηση δεν είναι δυνατή, ή μετά από ένα προκαθορισμένο αριθμό βημάτων, μια νέα τιμή για τον ελάχιστο αποδεκτό δείκτη ευρωστίας δίνεται (i) και η διαδικασία ξεκινά και πάλι.

Μετά από μια σειρά βημάτων, γενικά λιγότερα από 50, είναι δυνατόν να κατασκευαστεί και να αναλυθεί μία λειτουργία κόστους-ανθεκτικότητας που δίνει ένδειξη για το σύνολο των βέλτιστων πιθανών λύσεων. Πρέπει να τονιστεί ότι, λόγω

της ευρετικής (heuristic) φύσης της προσέγγισης, αυτή η λειτουργία δεν είναι η ακριβής μαθηματική περιοριστική καμπύλη Pareto, αλλά είναι μια πολύ καλή προσέγγισή της, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να προσδιορίσει ένα σύνολο αποδεκτών λύσεων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η ένταξη των αντλιών μπορεί να τύχει της ίδιας μεταχείρισης με την αλλαγή διαμέτρου. Η εισαγωγή μιας αντλίας θα αυξήσει τη συνολική διαθέσιμη δύναμη, αυξάνοντας έτσι το δείκτη αντοχής. Ωστόσο, η εισαγωγή αντλίας θα αυξήσει το συνολικό κόστος του δικτύου.



Σχήμα 6.1: διάγραμμα ροής της ευρετικής (heuristic) διαδικασίας βελτιστοποίησης

6.2.3 ΛΟΙΠΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ

Ένας άλλος δείκτης που έχει προταθεί είναι ο *Δείκτης Υδραυλικής Απόδοσης (ΔΥΑ)*- (HPI-Hydraulic Performance Index) (Gargano R. and Pianese D. 2000). Η αξιοπιστία των δικτύων ύδρευσης, σε προκαθορισμένες συνθήκες λειτουργίας των ηλεκτρομηχανολογικών μερών του, αξιολογείται μέσω της στατιστικής ανάλυσης των δεικτών απόδοσης. Αυτοί οι δείκτες απόδοσης ορίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιπροσωπεύουν την ικανότητα του συστήματος να ανταποκριθεί στη ζήτηση ορισμένων χρηστών που εξυπηρετούνται από έναν ή περισσότερους κόμβους (τοπικοί δείκτες), καθώς και όλων των χρηστών (παγκόσμιοι δείκτες). Για το σκοπό αυτό, οι σημαντικοί δείκτες απόδοσης θα ήταν αυτοί που επιχειρούν να ποσοτικοποιήσουν το εύρος στο οποίο η ζήτηση καλύπτεται όσον αφορά τον όγκο που παρέχεται στους χρήστες σε σύγκριση με τη ζήτηση.

Ένας τοπικός δείκτης υδραυλικής απόδοσης για τη μέρα d και τον κόμβο j (HPI_j^d) προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$HPI_j^d = \frac{\sum_{k=1}^n \alpha_{k,j}^d \cdot q_{k,j}^d \cdot \Delta t}{\sum_{k=1}^n q_{k,j}^d \cdot \Delta t} \quad (6.16)$$

Όπου:

n = αριθμός των διαστημάτων στον οποίο η μέρα διαιρείται.

k = γενικό διάστημα της ημέρας ($k = 1, 2, \dots, n$)

Δt = το χρονικό βήμα για το οποίο μία τιμή της ροής θεωρείται σταθερή

$q_{k,j}^d$ = το επίπεδο της απαιτούμενης ροής στον κόμβο j κατά τη διάρκεια της

κστής Δt την ημέρα d .

$\alpha_{k,j}^d$ = ο συντελεστής της επικεφαλούς πιεζομετρικής διαθεσιμότητας για τον κόμβο j στο k στο διάστημα την ημέρα d , που προσδιορίζεται ως:

$$\alpha_{k,j}^d = 1 \text{ αν } H_{k,j}^d > \overline{H}_j$$

$$\alpha_{k,j}^d = \left(\frac{H_{k,j}^d - \underline{H}_j}{\overline{H}_j - \underline{H}_j} \right)^{1/2} \text{ αν } \overline{H}_j \geq H_{k,j}^d \geq \underline{H}_j \quad (6.17)$$

$$\alpha_{k,j}^d = 0 \text{ αν } \underline{H}_j > H_{k,j}^d$$

Όπου:

$H_{k,j}^d$ = η κεφαλή στον κόμβο j κατά τη διάρκεια του κόστου Δt την ημέρα d.

\overline{H}_j = η ελάχιστη πίεση στην κεφαλή που χρειάζεται για να ικανοποιήσει πλήρως την απαίτηση στον κόμβο j.

\underline{H}_j = η ανύψωση του χρήστη στη χαμηλότερη περιοχή από όλες εκείνες που εξυπηρετούνται από τον κόμβο j.

Ο γενικός δείκτης υδραυλικής απόδοσης που αντιστοιχεί στο HPI_j^d είναι ο ημερήσιος δείκτης υδραυλικής απόδοσης δικτύου HPI που ορίζεται ως:

$$HPI_{net}^d = \sum_{j=1}^N HPI_j^d \cdot \frac{\hat{Q}_j}{\sum_{j=1}^N \hat{Q}_j} \quad (6.18)$$

Αυτή η σχέση αντιπροσωπεύει έναν σταθμισμένο μέσο όρο των HPI_j^d τιμών, όπου η λειτουργία στάθμισης δίνεται από την αναλογία μεταξύ της καθημερινής μέσης ροής που απαιτείται από τους χρήστες στον κόμβο j (\hat{Q}_j) και του καθημερινού μέσου όρου ολόκληρου της ροής που απαιτείται από όλους τους χρήστες που εξυπηρετούνται από το σύστημα διανομής νερού $\sum_{j=1}^N \hat{Q}_j$. Επομένως, η σταθμισμένη λειτουργία μπορεί επίσης να θεωρηθεί ως αναλογία μεταξύ του αριθμού ισοδύναμων κατοίκων που εξυπηρετούνται από τον κόμβο j και το συνολικό αριθμό των ισοδύναμων κατοίκων που εξυπηρετούνται από το σύστημα διανομής νερού.

6.2.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Για την πληρότητα της παρουσίασης κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν συνοπτικά και τα κριτήρια αξιολόγησης στα οποία εντάσσονται οι δείκτες αξιολόγησης.

Όσον αφορά τον *χρόνο επανάκαμψης* ο αντίστοιχος δείκτης περιγράφει το πόσο γρήγορα ένα σύστημα είναι αναμενόμενο να επανέλθει στην πρότερα κανονική λειτουργία αφού έχει αστοχήσει. Ο δείκτης αυτού του κριτηρίου είναι η μέση διάρκεια της αστοχίας του συστήματος σε ώρες στη διάρκεια ενός έτους, δ (h/αστοχία) (Τσακίρης, 2009).

Η *αποδοτικότητα* ενός συστήματος ύδρευσης αναφέρεται συνήθως στο ποσοστό του νερού που παράγεται και καταγράφεται στις ενδείξεις των μετρητών των καταναλωτών. Το υπόλοιπο ποσοστό το οποίο αποτελεί τις πραγματικές ή φαινομενικές απώλειες αναφέρεται ως μη καταγραφόμενο νερό (non-accounted

water) ή ως ατιμολόγητο νερό (non-revenue water) στην περίπτωση που αν και καταγράφεται δεν τιμολογείται. Σε κάθε περίπτωση ο δείκτης αποδοτικότητας αναφέρεται στο ποσοστό του μη καταγραφόμενου νερού. Ο δείκτης αυτός δύσκολα βρίσκεται σε επίπεδα κάτω του 15%, ενώ για την πλειονότητα των δικτύων ύδρευσης βρίσκεται μεταξύ 30-60%.

Η *προσαρμοστικότητα* ενός δικτύου καθορίζεται ως η δυνατότητα του δικτύου να προσαρμόζεται σε νέα δεδομένα και συνθήκες. Ο κυριότερος παράγοντας που αλλάζει στο χρόνο είναι οι ανάγκες σε νερό (ζήτηση) και επομένως οι παροχές εκροής από τους κόμβους του δικτύου. Σύμφωνα με τους Spiliotis & Tsakiris (2009) για αυξομείωση της παροχής στους κόμβους $\pm 20\%$ της αρχικής παροχής σχεδιασμού θα πρέπει το δίκτυο να συμπεριφέρεται ικανοποιητικά από πλευράς πιέσεων ώστε να εξασφαλίζει επαρκή πίεση και να μην δημιουργεί υπερπίεσεις.

Σχετικά με την *τρωτότητα* (V) αυτή μπορεί να αντιπροσωπεύεται με ένα δείκτη που αντιστοιχεί στο μέσο ύψος ζημιών από τις αστοχίες του συστήματος κατά τη διάρκεια ενός έτους λειτουργίας:

$$V = \frac{\text{Άθροισμα ζημιών σε ένα έτος}}{\text{Αριθμός αστοχιών σε ένα έτος}} \quad (\text{€} / \text{αστοχία}) \quad (6.19)$$

Η *επάρκεια* αντιπροσωπεύεται με ένα δείκτη που είναι ο λόγος της παροχέτευσης νερού στους καταναλωτές προς τη ζήτηση. Ο *δείκτης επάρκειας* μπορεί να ενταχθεί στη συνήθη κλίμακα βαθμολογίας 1 μέχρι 5.

6.3 ΜΗ ΚΑΤΑΓΕΓΡΑΜΜΕΝΟ ΚΑΙ ΑΤΙΜΟΛΟΓΗΤΟ ΝΕΡΟ

Ένα άλλο στοιχείο το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης αξιολόγησης ενός δικτύου ύδρευσης είναι το μη καταγεγραμμένο και το ατιμολόγητο νερό. Σύμφωνα με τον Τσακίρη (2010), η διαφορά του όγκου για ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα που δίνεται στην υδροληψία ενός αστικού δικτύου ύδρευσης μείον τον όγκο νερού που καταγράφεται στα υδρόμετρα των καταναλωτών δίνει πολύ μεγάλες ποσότητες που αναφέρονται ως μη καταγεγραμμένο νερό (unaccounted for water-UFW). Επειδή το μη καταγεγραμμένο νερό σημαίνει και μειωμένο συντελεστή απόδοσης του δικτύου πρέπει να καταγράφεται διαρκώς και να επιδιορθώνονται τα προβλήματα που παρουσιάζονται. Το ύψος του μη καταγεγραμμένου νερού αποτελείται από ένα εύρος συνιστωσών οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι πάσης φύσεως διαρροές, οι θραύσεις αγωγών, οι απώλειες από δεξαμενές, οι παράνομες συνδέσεις και άλλες κλοπές νερού καθώς και οι λανθασμένες καταγραφές των υδρομέτρων.

Η ποσότητα βέβαια που ενδιαφέρει τις εταιρείες ύδρευσης είναι εκτός από το μη καταγεγραμμένο νερό, και η ποσότητα που ενώ καταγράφεται μεν δεν τιμολογείται.

Το νερό αυτό ονομάζεται ατιμολόγητο νερό (non-revenue water). Οι οικονομικές απώλειες των εταιρειών ύδρευσης λόγω του ατιμολόγητου νερού είναι συνήθως πολύ μεγάλες και το κόστος συνήθως επιβαρύνει τον καταναλωτή.

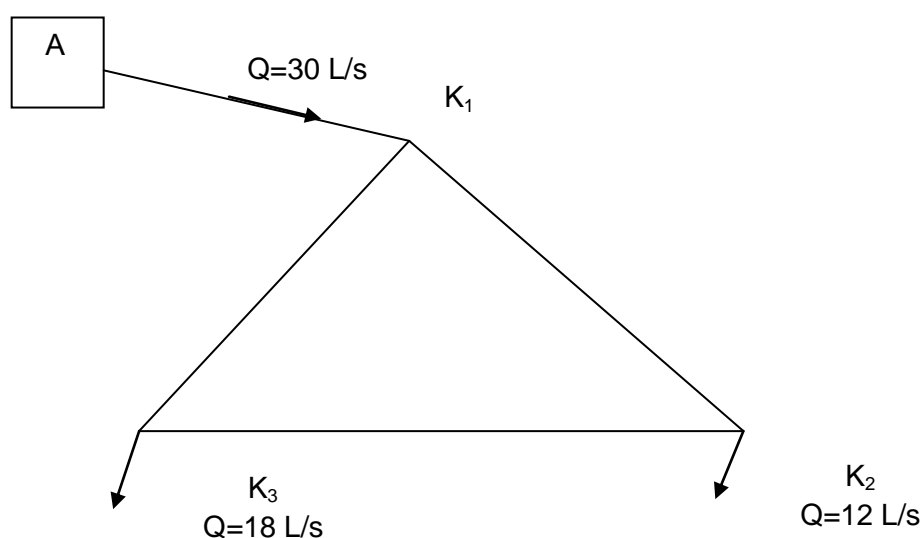
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Για το παρακάτω σχήμα έχουμε ισοδύναμη τραχύτητα αγωγού $k=0.1\text{mm}$, κινηματική συνεκτικότητα νερού $\nu=1\times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$ και μήκη αγωγών (1-2)=200m, (2-3)=300m, (3-1)=150m.

Το δίκτυο διανομής ξεκινά από τον κόμβο (1) ενώ ο αγωγός A-1 είναι κύριος τροφοδοτικός αγωγός χωρίς διανομή και έχει μήκος (A-1)=1000m εσωτερικής διαμέτρου 198,2mm. Η κατώτατη στάθμη λειτουργίας είναι +110m.

- Θα προσδιορίσουμε τις παροχές των αγωγών στο δίκτυο.
- Θα προσδιορίσουμε την πιεζομετρική γραμμή για το δίκτυο αν το υψόμετρο πιεζομετρικής γραμμής στο A είναι $H_A=+110\text{m}$.
- Αν ο οικισμός που εξυπηρετείται από το δίκτυο αποτελείται από διώροφες και μονώροφες κατοικίες και τα υψόμετρα εδάφους σε m είναι: $K_1(+49\text{m})$, $K_2(+51\text{m})$, $K_3(+48\text{m})$, θα διερευνήσουμε την επάρκεια του δικτύου από πλευρά πίεσης.
- Θα γίνει εφαρμογή των δεικτών του Todini.



Προσδιορισμός των αρχικών παροχών

Θεωρώντας αυθαίρετες αρχικές τιμές για την παροχή με τρόπο ώστε να ικανοποιείται η εξίσωση συνέχειας των παροχών στους κόμβους. Ως θετική φορά ορίζεται η φορά περιστροφής των δεικτών του ρολογιού.

Ξεκινούμε από τον κόμβο K_1 όπου έχουμε την εισροή 30 L/s . Στον κόμβο αυτό δεν υπάρχει κατανάλωση κόμβου. Οπότε στον κόμβο K_1 η εξίσωση της συνέχειας των παροχών γίνεται:

$$Q_{12}^{\alpha} + Q_{13}^{\alpha} = +30 \text{ L/s}$$

Έστω για τον κλάδο (K_1 - K_2) αυθαίρετη αρχική παροχή: $Q_{12}^{\alpha} = 16 \text{ L/s}$ (+).

Τότε με βάση την εξίσωση συνέχειας για τον κόμβο K_1 η παροχή για τον κλάδο (K_1 - K_3) θα είναι $Q_{13}^{\alpha} = 30 - 16 - 0 = 14 \text{ L/s}$ (-). Η παροχή του κλάδου (K_1 - K_3) είναι αντίθετη με τη φορά περιστροφής των δεικτών του ρολογιού και συνεπώς η παροχή για τον κλάδο (K_1 - K_3) θα έχει αρνητικό πρόσημο. Όμοια από εξίσωση συνέχειας των παροχών στον κόμβο K_2 προκύπτει παροχή για τον κλάδο (K_1 - K_3): $Q_{23}^{\alpha} = 4 \text{ L/s}$ (+).

Πράγματι οι παραπάνω παροχές ικανοποιούν τις εξισώσεις της συνέχειας των παροχών στο κόμβο K_3 .

Διορθώνονται οι αρχικές παροχές με βάση τη μέθοδο Q-Cross

Για κάθε κλάδο προσδιορίζεται η ταχύτητα ροής (με βάση την αρχικά θεωρηθείσα παροχή και την τοποθετούμενη διάμετρο του εμπορίου). Σημειώνεται ότι στους υδραυλικούς υπολογισμούς χρησιμοποιείται πάντα η εσωτερική διάμετρος:

$$V = \frac{4Q_{\alpha\rho\chi}}{\pi D^2}$$

Για τους επόμενους υπολογισμούς που ακολουθούν:

D: εσωτερική διάμετρος (m), Q(m³/s) και k(m).

Στη συνέχεια προσδιορίζεται ο αριθμός Reynolds:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{V \cdot D}{10^{-6}}$$

Ενώ ο συντελεστής τριβής f προσδιορίζεται από τη ρητή εξίσωση των Swamee και Jain (1976):

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2} = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{192720,42^{0.9}} + \frac{0,1/198,2}{3.7} \right) \right]^2} = 0,019$$

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

$$R = \frac{8f \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Οπότε $h_f = R |Q_{αρχ}| Q_{αρχ}$

Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι οι απώλειες είναι ομόσημες της παροχής:

$$h_f = \text{sign}(Q_{αρχ}) R Q_{αρχ}^2$$

Εφαρμόζοντας την εξίσωση ενέργειας στον βρόχο προσδιορίζω τη ΔQ .

Ο αριθμητής του κλάσματος είναι η ενεργειακή διαδρομή σε ένα βρόχο και στο τέλος των υπολογισμών θα πρέπει να προσεγγίζει το μηδέν. Αν η ΔQ προκύψει θετικός αριθμός τότε έχει θετική φορά (φορά περιστροφής των δεικτών του ρολογιού).

Προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Κλάδος	Q(m ³ /s)	D(m)	L(m)	V(m/s)	Re	k/D	f	R	h _i (m)	2R _i Q _{αρχ} i
(K1-K2)	0,016	0,1410	200	1,03	144554,37	0,00071	0,021	6064,7	1,56	194,71
(K2-K3)	0,004	0,0966	300	0,54	52639,89	0,00103	0,024	70394,95	1,13	563,16
(K1-K3)	-0,014	0,1234	150	-1,17	144525,06	0,00081	0,021	9071,44	-1,78	254,00
Σ									0,91	1011,87

Το ΔQ προκύπτει ίσο με $-0,00090\text{m}^3/\text{s}$ το οποίο είναι φανερά μεγαλύτερο από το $10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ συνεπώς συνεχίζεται η επαναληπτική διαδικασία.

Με βάση τις διορθωμένες παροχές προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

Κλάδος	Q(m ³ /s)	D(m)	L(m)	V(m/s)	Re	k/D	f	R	h _f (m)	2R _i Q _{αρχ}
(K1-K2)	0,01510	0,1410	200	0,96784	136464,9894	0,00071	0,021	6121,10	1,40	184,79
(K2-K3)	0,00310	0,0966	300	0,42207	40856,8109	0,00103	0,025	73280,24	0,70	452,69
(K1-K3)	-0,01490	0,1234	150	-1,24610	153768,2091	0,00081	0,021	9019,83	-2,00	268,86
Σ									0,10	906,35

Το ΔQ προκύπτει ίσο με -0,00011m³/s το οποίο είναι φανερά μεγαλύτερο από το 10⁻⁶ m³/s συνεπώς συνεχίζεται η επαναληπτική διαδικασία.

Τελικά προκύπτει ο ακόλουθος πίνακας:

Κλάδος	Q(m ³ /s)	D(m)	L(m)	V(m/s)	Re	k/D	f	R	h _f (m)	2R _i Q _{αρχ}
(K1-K2)	0,001499	0,1410	200	0,96061	135445,8339	0,00071	0,021	6121,37	1,376	183,54
(K2-K3)	0,00299	0,0968	300	0,40674	39372,3046	0,00103	0,025	73305,58	0,656	438,63
(K1-K3)	-0,01501	0,1234	150	-1,25553	154932,7166	0,00081	0,021	9019,49	-2,032	270,73
Σ									0,00	892,91

Για το τμήμα A-K₁ έχουμε:

$$h_f^{A-K_1} = RQ^2 \text{ με}$$

$$Re_{A-K_1} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{V \cdot D}{10^{-6}} = \frac{4QD}{\pi D^2} \cdot 10^6 = 4 \cdot 0,03 \cdot 0,1982 \cdot 10^6 / \pi \cdot 0,1982^2 = 192720,42$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,97 \text{ m/s} \Rightarrow 0,5 \leq 0,97 \leq 1,5$$

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{Re^{0.9}} + \frac{k/D}{3.7} \right) \right]^2} = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{5.74}{192720,42^{0.9}} + \frac{0,1/198,2}{3.7} \right) \right]^2} = 0,019$$

$$R = \frac{8f \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{8 \cdot 0,019 \cdot 1000}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot 0,1982^5} = 5132,83 \frac{m}{(m^3 / s)^2}$$

$$h_f^{A-K_1} = RQ^2 = 5132,83 \cdot 0,03^2 = 4,62m$$

Προσδιορισμός της πιεζομετρικής γραμμής για το δίκτυο:

Από την εφαρμογή της εξίσωσης ενέργειας ακολουθώντας την πραγματική κίνηση του νερού και χρησιμοποιώντας τις γραμμικές απώλειες όπως αυτές έχουν προσδιορισθεί από τον τελευταίο πίνακα Cross, χωρίς όμως το πρόσημό τους, ισχύει:

$$H_{K_1} = H_A - H_{fA \rightarrow K_1}, h_f^{A-K_1} = 4,62m, H_A = 110m$$

$$H_{K_1} = 110 - 4,62 = 105,38m$$

Όμοια:

$$H_{K_2} = H_{K_1} - H_{fK_1 \rightarrow K_2}, H_{fK_1 \rightarrow K_2} = 1,376m, H_{K_1} = 105,38m$$

$$H_{K_2} = 105,38 - 1,376 = 104,004m \text{ και}$$

$$H_{K_3} = H_{K_2} - H_{fK_2 \rightarrow K_3}, H_{fK_2 \rightarrow K_3} = 0,656m, H_{K_2} = 104,004m$$

$$H_{K_3} = 104,004 - 0,656 = 103,348m$$

Αν ακολουθήσουμε την κίνηση του νερού μπορούμε να καταλήξουμε απευθείας από τον κόμβο K_1 στον κόμβο K_3 :

$$H_{K_1} = H_A - H_{fA \rightarrow K_1}, h_f^{A-K_1} = 4,62m, H_A = 110m$$

$$H_{K_1} = 110 - 4,62 = 105,38m \text{ και}$$

$$H_{K_3} = H_{K_1} - H_{fK_1 \rightarrow K_3}, H_{K_1} = 105,38m, H_{fK_1 \rightarrow K_3} = 2,032m$$

$$H_{K_3} = 105,38 - 2,032 = 103,348m$$

Η μέθοδος Cross στηρίζεται στην αρχή της διατήρησης της ενέργειας στους βρόγχους. Συνεπώς, οι τελικές παροχές που προκύπτουν από τη μέθοδο Cross είναι επόμενο να ικανοποιούν την παραπάνω αρχή δηλαδή, *ανεξάρτητα από τη διαδρομή το ύψος ενέργειας σε ένα κόμβο είναι ίδιο.*

Έλεγχος επάρκειας του δικτύου από πλευράς πίεσης:

$$h_{pi} = (H_i - z_i)$$

	Ύψος απωλειών h_f (m)	Γραμμή ενέργειας H(m)	Υψόμετρο εδάφους z (m)	Ύψος πίεσης h_p (m) έλεγχος
A		110		
K ₁	4,62	105,38	49	56,38≥16
K ₂	1,38	104	51	53≥16
K ₃	0,65	103,35	48	55,35≥16

Το ελάχιστο απαιτούμενο ύψος πίεσης για διώροφες κατοικίες είναι 16m. Ελέγχοντας τα υψόμετρα πίεσης για κάθε κόμβο του δικτύου συμπεραίνουμε ότι το ύψος πίεσης είναι μεγαλύτερο από 16m για κάθε σημείο του δικτύου.

Ελέγχεται η στατική πίεση για το χαμηλότερο σημείο του δικτύου. Θεωρώντας ακίνητο το νερό και άρα μηδενικές απώλειες σε κάθε διαδρομή το σημείο K₃(+48) που είναι και το χαμηλότερο στο δίκτυο θα έχει στατική πίεση:

$$h_{sz} = 105,38 - 48 = 57,38 \leq 60\text{m}$$

Επίσης, όλο το δίκτυο πρέπει να έχει πίεση κάτω από τα 60m γιατί διευκολύνει την επιλογή σωλήνων 10 atm και για την αποφυγή υπερπίεσεων λόγω υδραυλικού πλήγματος που μπορεί να οδηγήσει σε θραύση σωλήνων. Επιπλέον, στο εσωτερικό υδραγωγείο οι μεγάλες πιέσεις έχουν ως αποτέλεσμα τη θραύση των οικιακών συσκευών που σχετίζονται με την ύδρευση.

Εφαρμογή Δεικτών Todini:

$$P_{tot} = \gamma \sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k = 1 \cdot 0,03 \cdot 110 = 3,3 J / s$$

Ισχύει $P_{tot} = P_{int} + P_{ext}$

$$P_{ext} = \gamma \sum_{i=1}^{n_n} q_i h_i = 1 \cdot [0,012 \cdot 53 + 0,018 \cdot 55,35] = 1,6323 J / s$$

$P_{tot} = P_{int} + P_{ext} \Rightarrow P_{int} = 3,3 - 1,6323 = 1,6677 J / s$ το ποσό της ισχύος που χάθηκε στο δίκτυο για να ικανοποιήσει τη συνολική ζήτηση

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i h_i^*} = \frac{0,012 \cdot 53 - 16 + 0,018 \cdot 55,35 - 16}{0,03 \cdot 110 - [0,012 \cdot 16 + 0,018 \cdot 16]} = 0,4086$$

Δείκτης αστοχίας I_f :

$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} I_{fi}}{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} = 0$$

Καθώς:
$$I_{fi} = \begin{cases} 0 & \forall i: h_i \geq h_i^* \\ q_i^*(h_i^* - h_i) & \forall i: h_i < h_i^* \end{cases}$$

Τέλος για τον τρίτο δείκτη ισχύει:

$$I_s = \min h_i - h_i^* \quad \forall i = 1, n_n \Rightarrow I_s = \min \quad 53 - 16, \quad 56,38 - 16, \quad 55,35 - 16 =$$

$$\min \quad 37, \quad 40,38, \quad 39,35 \Rightarrow I_s = 37m$$

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα εξάγεται το συμπέρασμα ότι το δίκτυο είναι ικανοποιητικό καθώς, ο δείκτης ευρωστίας I_e είναι ικανοποιητικός κάτι που σημαίνει ότι ικανοποιούνται οι περιορισμοί για το ύψος πίεσης. Επίσης, ο δείκτης αστοχίας I_f είναι ίσος με το 0 κάτι που καταδεικνύει ότι δεν υπάρχει αστοχία στο δίκτυο. Τέλος ο δείκτης I_s δείχνει πως η ελάχιστη διαφορά μεταξύ πραγματικού του ύψους πίεσης και του απαιτούμενου ύψους πίεσης είναι 37m, ποσό που καταδεικνύει την επάρκεια του δικτύου. Συνολικά, μπορούμε να πούμε ότι το δίκτυο ύδρευσης έχει υψηλό βαθμό αξιοπιστίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗΝ ΠΟΛΗ ΤΩΝ ΣΟΦΑΔΩΝ

8.1 ΓΕΩΓΡΑΦΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΗΣ ΠΟΛΗΣ ΤΩΝ ΣΟΦΑΔΩΝ

Οι Σοφάδες, είναι μία μικρή πόλη που βρίσκεται στη Θεσσαλία και πιο συγκεκριμένα στον Νομό Καρδίτσας. Απέχει 15 χιλιόμετρα από την πρωτεύουσα του νομού την ομώνυμη Καρδίτσα, συνδέεται με αυτή με την Εθνική οδό Αθηνών - Καρδίτσας (Ε65) και απέχει 284 χλμ. από την Αθήνα, 203 χλμ από τη Θεσσαλονίκη, 51 χλμ. από την Λάρισα και 104 χλμ. Από τον Βόλο. Οι πιο κοντινές θαλάσσιες ακτές είναι οι ακτές της Αγχιάλου και του Αγιόκαμπου που απέχουν 80 χλμ και 96 χλμ αντίστοιχα. Το υψόμετρο της πόλης είναι περίπου 120 μέτρα και οι συντεταγμένες 39°20' Βόρεια 22°6' Ανατολικά. Την πόλη διασχίζει ο ποταμός «Ονόχωνος» ή αλλιώς «Σοφαδίτης» ο οποίος είναι παραπόταμος του ποταμού Πηνειού.

8.2 ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο Νομός Καρδίτσας:

- παράγει το 0,9% του Ακαθάριστου Εγχώριου Προϊόντος της Χώρας. Συμμετέχει στην παραγωγή του Περιφερειακού Προϊόντος κατά 16%.
- Με κατά κεφαλή προϊόν 10.271€ κατατάσσεται 28ος με βάση το κριτήριο αυτό, με 87% του μέσου όρου της Ελλάδας το 2001 (64% του μέσου όρου της ΕΕ-25).
- Ανά 100 κατοίκους του αναλογούν 18 αυτοκίνητα (μέσος όρος χώρας 33 το 2002) και 0,8 νέες κατοικίες (μέσος όρος χώρας 1,2 το 2002). Το 2003 οι πωλήσεις καινούριων επιβατικών αυτοκινήτων αυξήθηκαν κατά 2,7%, ενώ στο σύνολο της Χώρας μειώθηκαν κατά 3,2%.
- Η αναλογία τροχαίων ατυχημάτων ανά 1.000 κατοίκους παρουσιάζει καθοδική τάση, 1,1 το 2001, ενώ το 2002 τα ατυχήματα μειώθηκαν 12% και 3% το 2003.
- Με δηλωθέν εισόδημα 9,3 χιλ. € ανά φορολογούμενο το 2003, οι φορολογούμενοί του πλήρωσαν το 2003 κατά μέσο όρο για φόρο εισοδήματος 465 €, έναντι μέσου όρου χώρας 1.076.
- Στο Νομό αναλογεί το 1% των φορολογουμένων, 0,7% του δηλωθέντος εισοδήματος της χώρας και 0,4% του φόρου εισοδήματος φυσικών προσώπων.

8.3 ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η περιοχή των Σοφάδων κατοικείται από τους προϊστορικούς χρόνους. Οι πρώτοι γνωστοί κάτοικοι είναι οι Πελασγοί (Προέλληνες), στους οποίους πιθανά ανάγεται και η λατρεία της Ιτώνιας Αθηνάς. Η προϊστορική Άρνη υπήρξε, σύμφωνα με τον Όμηρο και τον Πausανία, η κοιτίδα των Αιολέων. Η μεγαλύτερη γιορταστική εκδήλωση στο Θεσσαλικό χώρο, τα Κουάρια, προς τιμή του θεού Απόλλωνα πιθανολογείται ότι διεξαγόταν στην παραποτάμια περιοχή της κοινότητας Μασχολουρίου.

Στα Ομηρικά έπη το όνομα Ελλάς πιθανολογείται ότι αντιστοιχούσε σε περιοχή της Θεσσαλιώτιδας που διαρρεόταν από τους ποταμούς Ενιπέα, Απιδανό και άλλους παραποτάμους του Πηνειού (Ονώχονος κ.λπ.) και κάτοικοί του ήταν οι Μυρμιδόνες. Κατά συνέπεια, και πριν η χώρα Ελλάς συμπεριλάβει και τη Στερεά Ελλάδα, συμπεριλάμβανε σε μεγάλο βαθμό το Δήμο Σοφάδων.

Το 1114 π.Χ. η Άρνη κυριεύτηκε από τους Θεσσαλούς μετονομαζόμενη σε Κιέριο, ενώ η περιοχή επιρροής των Σοφάδων επωνομάσθηκε Θεσσαλιώτις. Με τη συνθήκη της Άρνης σηματοδοτείται η απαρχή της δουλοπαροικίας με την οποία ο τοπικός πληθυσμός (εφεξής καλούμενοι Πενέστες) μετατράπηκε σε δουλοπάροικους των νικητών Θεσσαλών.

Το Μοσχολούρι, που μάλλον υπάρχει από το 100 μ.Χ. αι., ήκμασε μετά το 1500 μ.Χ. και έγινε γνωστό για το ετήσιο πανελλήνιο γνωστό πανηγύρι - παζάρι του (αναφέρεται στη Νεώτερη Γεωγραφία του 1791) καθώς και για το σχολείο του στο οποίο δίδαξαν μεγάλοι λόγιοι της εποχής.

Γενικά, η κεντρική θέση της περιοχής υπήρξε η αιτία συνεχών επιδρομών και κατακτήσεων, όπως Γόθων (396 μ.Χ.), Σλάβων (578 μ.Χ.), Σαρακηνών (90ς αι.), Βούλγαρων (927 μ.Χ.), Φράγκων (1204), Σέρβων (1346) και βεβαίως Τούρκων (1396 - 1881) και Γερμανο-Ιταλών (1941 - 1944).

8.4 ΑΝΑΠΤΥΞΙΑΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

8.4.1 ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΑ

Νόμος Καποδίστρια ή Σχέδιο Καποδίστρια είναι η συνηθισμένη ονομασία του νόμου (2539/97) του Ελληνικού Κράτους, που δημοσιεύτηκε το 1997 και σύμφωνα με τον οποίο έγινε συνένωση κοινοτήτων σε μεγαλύτερους δήμους με σκοπό τη βελτιστοποίηση της δημόσιας διοίκησης στο επίπεδο της τοπικής αυτοδιοίκησης. Νέος όρος που εισήγαγε ο Νόμος Καποδίστρια είναι τα Δημοτικά Διαμερίσματα (οι παλαιές κοινότητες). Ο νόμος αυτός πήρε το όνομά του από τον Ιωάννη Καποδίστρια, πρώτο κυβερνήτη της Ελλάδος μετά την απελευθέρωσή της από τους Οθωμανούς. Λόγω της κατάργησης των κοινοτήτων έτυχε σημαντικής αντίδρασης σε ορισμένες περιοχές.

Μετά την εφαρμογή του Νόμου Καποδίστρια οι Σοφάδες μαζί με 13 κοινότητες, ενώνονται και σχηματίζουν τον διευρυμένο Δήμο Σοφάδων με συνολική έκταση 241.255 στρέμματα και συνολικό πληθυσμό 12.215 κατοίκους.

8.4.2 ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΛΛΙΚΡΑΤΗ

Σχέδιο Καλλικράτης είναι το όνομα που δόθηκε από την ελληνική κυβέρνηση στη «Νέα Αρχιτεκτονική της Αυτοδιοίκησης και της Αποκεντρωμένης Διοίκησης», μια σειρά διοικητικών αλλαγών στην Τοπική Αυτοδιοίκηση.

Σημαντικό σημείο του σχεδίου είναι η διοικητική μεταρρύθμιση της αυτοδιοίκησης μέσω της μείωσης του αριθμού φορέων και συγκεκριμένα προτείνεται:

- Συνένωση Οργανισμών Τοπικής Αυτοδιοίκησης (Δήμοι και κοινότητες) από 1034 σε 325 Δήμους.
- Συνένωση περίπου 6.000 Νομικών Προσώπων και Δημοτικών Επιχειρήσεων των Δήμων σε λιγότερα από 2000.
- Αντικατάσταση των 56 νομαρχιακών αυτοδιοικήσεων σε 13 αιρετές περιφέρειες που θα είναι η σημερινές 13 περιφέρειες και τις 13 κρατικές περιφέρειες σε 7 γενικές διοικήσεις του κράτους μοιρασμένες σε 7 πόλεις (Αθήνα, Θεσσαλονίκη, Πειραιάς, Πάτρα, Ηράκλειο, Λάρισα, Ιωάννινα).
- Μετατροπή της θητείας δημάρχου και περιφερειάρχη από τετραετή σε πενταετή με διεξαγωγή των εκλογών ταυτόχρονα με τις Ευρωεκλογές.

Το Σχέδιο Καλλικράτης είναι συνέχεια του Σχεδίου Καποδίστρια. Το Σχέδιο Καλλικράτης (ως Νέα Αρχιτεκτονική) πήρε το όνομά του από τον Καλλικράτη, έναν από τους δυο αρχιτέκτονες του Παρθενώνα της Ακρόπολης των Αθηνών.

Σύμφωνα με το Σχέδιο Καλλικράτη στο Δήμο Σοφάδων εισχωρούν οι παρακάτω δήμοι: δήμος Αρνης, δήμος Ρεντίνης, δήμος Ταμασίου και ο δήμος Μενελαΐδας, οι οποίοι και καταργήθηκαν. Έτσι ο Δήμος Σοφάδων είναι πλέον ο δεύτερος μεγαλύτερος δήμος του Νομού Καρδίτσας, αμέσως μετά από τον Δήμο Καρδίτσας.

Η παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκε για το δίκτυο ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων, δηλαδή στην πρωτεύουσα του δήμου.

8.5 ΟΝΟΜΑΣΙΑ

Το όνομα των Σοφάδων ετυμολογικά δεν έχει ξεκαθαριστεί. Η επικρατέστερη άποψη, με την οποία και η τοπική προφορική παράδοση συμφωνεί, είναι ότι προέρχεται από τους ομώνυμους «Σοφάδες» (χωμάτινα, υπερυψωμένα στις αυλές των σπιτιών τετράπλευρα σαν εξέδρες). Οι μικροί σχετικά αυτοί «σοφάδες» ήταν το «σήμα κατατεθέν» του οικισμού. Μια βαθύτερη ωστόσο ιστορική θεώρηση του θέματος, μας κάνει να πιστέψουμε πως η άποψη αυτή δεν μπορεί να είναι ορθή, αφού και οι σοφάδες δεν ήταν το αποκλειστικό γνώρισμα μόνο των σπιτιών της ομώνυμης πόλης. Επιπλέον η ύπαρξη του πρώτου οικισμού χρονολογείται πολύ νωρίτερα από τη δημιουργία σοφάδων στην περιοχή.

8.6 ΧΡΟΝΟΙ ΙΔΡΥΣΗΣ

Η ίδρυση των Σοφάδων χάνεται στα βάθη των αιώνων. Στοιχεία που μαρτυρούν την καταγραφή των Σοφάδων στην απογραφή των Τούρκων (ως «Σοφού») στα έτη 1454-1455, ανάγουν σε αρκετά, άγνωστο πόσα, χρόνια πριν την ίδρυση της πόλης.

Στα μετέπειτα χρόνια έχουμε κάποιες γραπτές αναφορές για την ύπαρξη των Σοφάδων, ιδίως σε προθέσεις μοναστηριών από το 16ο αιώνα και μετά. Αλλά και από άλλες πηγές έχουμε αρκετές πληροφορίες για τους Σοφάδες των περασμένων αιώνων. Σπουδαίες πληροφορίες μας δίνει ο Άγγλος περιηγητής Ληκ, που πέρασε από τους Σοφάδες στα 1810, ενώ στα 1817 έχουμε την πληροφορία ότι ήταν από τα μεγαλύτερα χωριά του κάμπου της περιοχής.

8.7 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ

Μετά την απελευθέρωση της Θεσσαλίας και την ενσωμάτωσή της στην ελεύθερη Ελλάδα (1881), οι Σοφάδες άρχισαν να αναπτύσσονται σε κωμόπολη με ταχύ ρυθμό. Σ' αυτό συντέλεσε η θέση τους στο Θεσσαλικό κάμπο και περισσότερο, ίσως, η σιδηροδρομική γραμμή και η σύνδεσή της με τις μεγάλες θεσσαλικές πόλεις (Βόλο, Τρίκαλα, Καρδίτσα) αλλά και τις Αθήνα και Θεσ/νίκη.

Η εβδομαδιαία εμποροπανήγυρις που γίνεται από παλαιωτάτων χρόνων κάθε Σάββατο, συνετέλεσε και αυτή στην περαιτέρω εμπορική και γενικότερη οικονομική ευρωστία της. Έτσι οι Σοφάδες εξελίχθηκαν γρήγορα σε σύγχρονη, μοντέρνα και προοδευτική κωμόπολη της δυτικής Θεσσαλίας.

Την πορεία αυτή των Σοφάδων ήρθε να ανακόψει ο καταστροφικός σεισμός που ισοπέδωσε κυριολεκτικά την πόλη στις 30 Απριλίου του 1954.

8.8 ΣΥΓΚΟΙΝΩΝΙΕΣ

Η γεωγραφική θέση της πόλης την έχει μετατρέψει από αρχαιοτάτων χρόνων ως ένα συγκοινωνιακό και εμπορικό σταυροδρόμι. Την πόλη διασχίζει η Εθνική οδός Καρδίτσας - Αθηνών και σύντομα ολοκληρώνονται τα έργα της οδού Ε65 όπου θα ενώνει την ανατολική Ελλάδα με την Εγνατία οδό (στον κόμβο Παναγιάς).

Η πόλη διαθέτει σιδηροδρομικό Σταθμό από τον οποία περνά η Γραμμή Καλαμπάκα -Παλαιοφάρσαλα και κατά συνέπεια συνδέεται με όλη την Ελλάδα (μέσω ανταποκρίσεων από τα Παλαιοφάρσαλα).

8.9 ΜΝΗΜΕΙΑ

- Η ανακαινισμένη (1953) γέφυρα του Μοσχολουρίου στον ποταμό Ονώχονο, που είναι πιθανό να κατασκευάστηκε επί Σαρακηνών (10 μ.Χ. αι.).
- Το αρχαίο ιερό της Ιτωνίας Αθηνάς στο ΔΔ Φίλιας που ανακαλύφθηκε κατά τη διάρκεια της δεκαετίας 1960-1970 με άφθονα πλουσιότατα ευρήματα. Το ιερό ιδρύθηκε στα μυκηναϊκά χρόνια (1580-1100 πΧ) και ήκμασε στα υστερογεωμετρικά χρόνια. Τα ευρήματα βρίσκονται στο αρχαιολογικό μουσείο του Βόλου.
- Ο αρχαιολογικός χώρος στο Δασοχώρι όπου γίνονται ανασκαφές και έχουν ανακαλυφθεί χρυσά νομίσματα.
- Ο νεολιθικός οικισμός στην ευρύτερη περιοχή του Αγ. Βησσάριου.

- Διάσπαρτοι στον κάμπο νεολιθικοί οικισμοί, χαμηλοί γήλοφοι γνωστοί ως “μαγούλες”. Κάθε “μαγούλα” αποτελούσε οικισμό αποτελούμενο από 40-50 κατοικίες ή καλύβες. Στο Δήμο Σοφάδων έχουν εντοπιστεί περί τις 26 “μαγούλες” στις οποίες βρέθηκαν κεραμικά ευρήματα, πήλινα και οστέινα εργαλεία, εργαλεία από οψιανό, ειδώλια, σφραγίδες κ.α. Τα ευρήματα βρίσκονται στο αρχαιολογικό μουσείο του Βόλου.

Στην περιοχή σώζονται και θρησκευτικά μνημεία, όπως:

- Εκκλησία του 17αι στο Δασοχώρι με αξιόλογες αγιογραφίες. Πρόκειται για το μονόχωρο κεραμοσκεπαστο νεκροταφειακό ναό του Αγ. Αθανασίου που χρονολογείται στα 1730.
- Η Εκκλησία της Κοίμησης της Θεοτόκου στο Μελισσοχώρι του 17αι με αγιογραφίες.
- Ο κοιμητηριακός, κεραμοσκεπής ναός του Αγ. Βησσαρίωνα στο ΔΔ Αγ. Βησσαρίωνα.
- Ο ναός Κοίμησης της Θεοτόκου στο ΔΔ Μελισσοχωρίου που αρχικά τοιχογραφήθηκε το 1790 και στη συνέχεια επιζωγραφίστηκε ο νάρθηκας του το 1871 και ο κυρίως ναός το 1899.
- Ο τρίκλιτος ναός του Προφήτη Ηλία στο ΔΔ Φίλιας. Διαθέτει ξυλόγλυπτο τέμπλο και δεσποτικό θρόνο και ξυλόγλυπτο, ζωγραφιστό άμβωνα που χρονολογούνται στα 1852.

Στο Δήμο Σοφάδων βρισκόταν και ο ναός των Αγίων Ταξιαρχών που κτίστηκε το 1287 μ.Χ. και καταστράφηκε από το μεγάλο σεισμό του 1954.

8.10 ΤΟΠΙΑ

Φυσικές τοποθεσίες με αισθητικό ενδιαφέρον είναι:

- Ο ποταμός Ονώχονος (Σοφαδίτης). Είναι όμως σε μεγάλο βαθμό υποβαθμισμένος καθώς η κοίτη και τα πρηνή του αποτελούν τον αποδέκτη λυμάτων και απορριμμάτων.
- Στο Ανώγειο: Δάσος με πλατύφυλλα (~60 ha) που διασχίζεται από το Σοφαδίτη ποταμό. Δεν υπάρχει φορέας που να ασχολείται υπεύθυνα με τη διαχείριση και την προστασία του δάσους με αποτέλεσμα να έχει γεμίσει απορρίμματα. Επίσης δεν εφαρμόζονται μέτρα πυροπροστασίας και δεν είναι εφικτή η διάβαση πυροσβεστικών οχημάτων. Οι υπεύθυνοι του δημοτικού διαμερίσματος προγραμματίζουν να δημοπρατήσουν διαδικασία ξύλευσης τμημάτων του δάσους με σκοπό τη διάνοιξη δρόμων. Πριν από 15 χρόνια κάηκαν περίπου 500 στρ. του δάσους.

Περιοχές του Δήμου που έχουν ιδιαίτερο οικολογικό ενδιαφέρον είναι:

- Τμήμα του Δήμου Σοφάδων που έχει χαρακτηριστεί ως Σημαντική Περιοχή για τα Πουλιά (IBA) λόγω της πολυπληθούς παρουσίας του κερκινεζιού (*Falco naumanni*). Το κερκινέζι είναι ένα παγκοσμίως απειλούμενο και προστατευόμενο είδος μικρού γερακιού, που περιλαμβάνεται στο Παράρτημα Ι της Οδηγίας 79/409/ΕΟΚ "Περί διατηρήσεως των αγρίων πτηνών".
- Οι λίγες παρόχθιες συστάδες και τα ελάχιστα εναπομένοντα παραποτάμια δάση αποτελούν πυρήνες που - με την προϋπόθεση της καλής ποιότητας των επιφανειακών νερών που περιβάλλουν - μπορούν να συμβάλλουν στη

διατήρηση μιας αξιοσημείωτης βιοποικιλότητας ανάμεσα στο ομοιογενές και οικολογικά φτωχό τοπίο των μονοκαλλιεργειών.

8.11 Δ.Ε.Υ.Α. ΣΟΦΑΔΩΝ

Η Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων ιδρύθηκε το 2001 με αντικείμενο την:

- Παροχή υπηρεσιών ύδρευσης και αποχέτευσης.
- Μελέτη, κατασκευή, εγκατάσταση, λειτουργία, εκμετάλλευση, διαχείριση, συντήρηση, επέκταση και ανανέωση συστημάτων ύδρευσης και αποχέτευσης.
- Άντληση, αφαλάτωση, επεξεργασία, αποθήκευση, μεταφορά και διανομή πάσης φύσεως υδάτων με στόχο την υλοποίηση των προαναφερομένων σκοπών της Δ.Ε.Υ.Α.Σ.
- Έργα και διαδικασίες συλλογής, μεταφοράς, αποθήκευσης, επεξεργασίας καθώς και
- Διαχείριση και διάθεση των προϊόντων της επεξεργασίας των λυμάτων.

Στην υπηρεσία σήμερα υπηρετούν 5 άτομα εκ των οποίων ένας μηχανικός, ένας οικονομολόγος, 2 υδραυλικοί και ένας διοικητικός υπάλληλος.

Σχετικά με το έργο στο οποίο πραγματοποιήθηκε η εφαρμογή των δεικτών, αυτό ολοκληρώθηκε το 2006 και ο συνολικός χρόνος κατασκευής του ήταν δύο χρόνια. Σύμφωνα με τα στοιχεία που μας έδωσε η υπηρεσία η μελέτη του δικτύου ύδρευσης τηρήθηκε στο ακέραιο κατά τη διάρκεια της κατασκευής του έργου. Ως μείζον ζήτημα από την υπηρεσία τέθηκε το γεγονός του υψηλού μη καταγεγραμμένου και του ατιμολόγητου νερού που οφείλεται κυρίως σε κλοπές και παράνομες συνδέσεις που πραγματοποιούνται στον καταυλισμό των αθίγγανων που υπάρχει στα όρια του δήμου.

8.12 ΕΦΑΡΜΟΓΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε η εφαρμογή των δεικτών Todini στο δίκτυο ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων. Η χρήση άλλων δεικτών αξιολόγησης δεν ήταν εφικτή λόγω της έλλειψης στοιχείων.

Δίκτυο

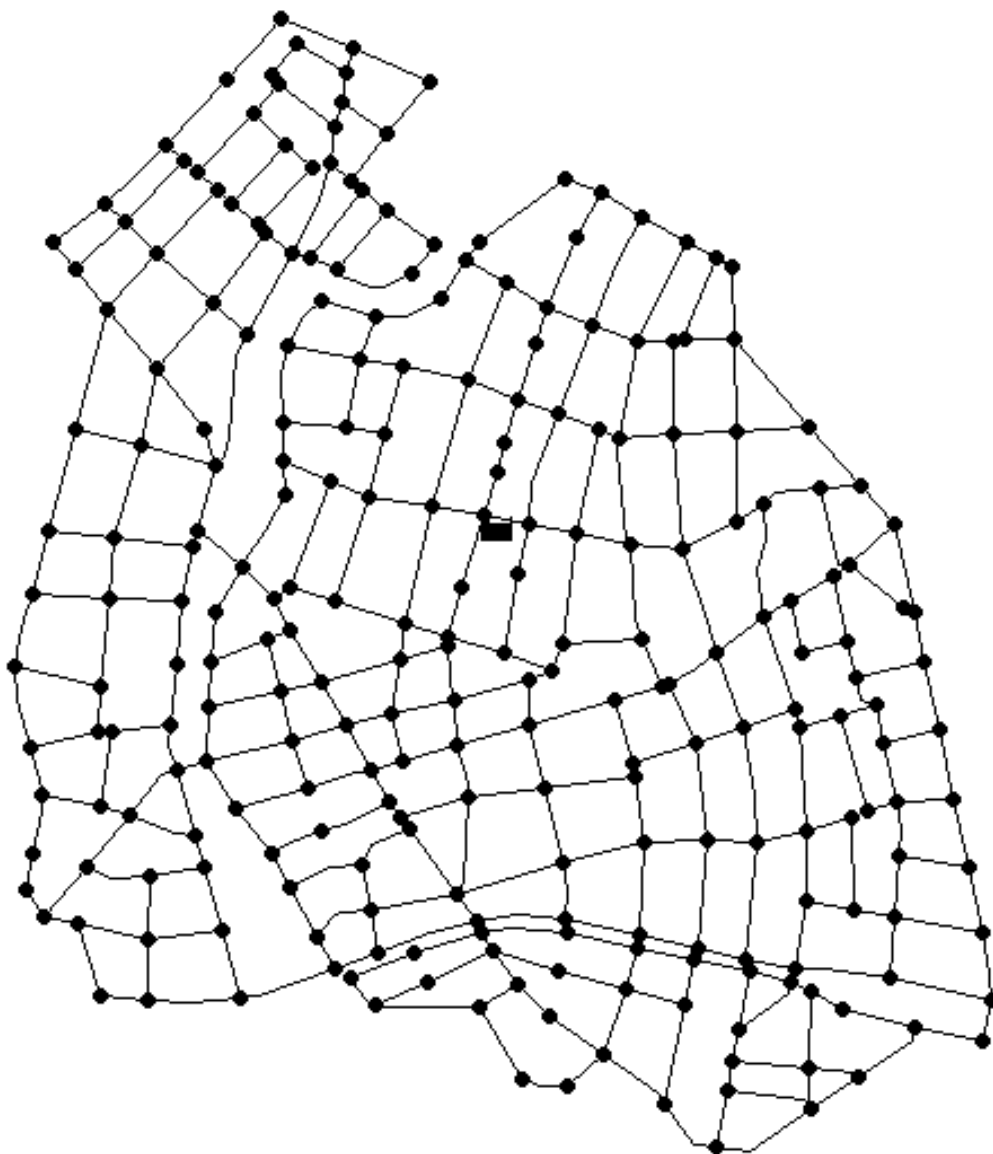
Παρακάτω θα αναλυθεί η διαδικασία η οποία ακολουθήθηκε μέχρι και την εμφάνιση των τελικών αποτελεσμάτων.

Το δίκτυο ύδρευσης των Σοφάδων καλύπτει τις ανάγκες περίπου 8000 κατοίκων και αποτελείται από μία δεξαμενή (υδατόπυργο), 393 αγωγούς και 251 κόμβους. Το δίκτυο τροφοδοτείται από τη λίμνη Νικολάου Πλαστήρα με 300 m³/h. Η τραχύτητα των αγωγών είναι 0,1 mm έτσι ώστε να συνυπολογίζονται οι τοπικές απώλειες και η γήρανση των αγωγών. Το συνολικό εμβαδόν της εξεταζόμενης περιοχής είναι 2.013.003 m². Στην παρούσα εφαρμογή εξετάζεται η αξιοπιστία του δικτύου στη

δυσμενέστερη κατάσταση με μέγιστη ωριαία κατανάλωση 200 l/κάτοικο/ημέρα και πολλαπλασιαστή ζήτησης 4,5.

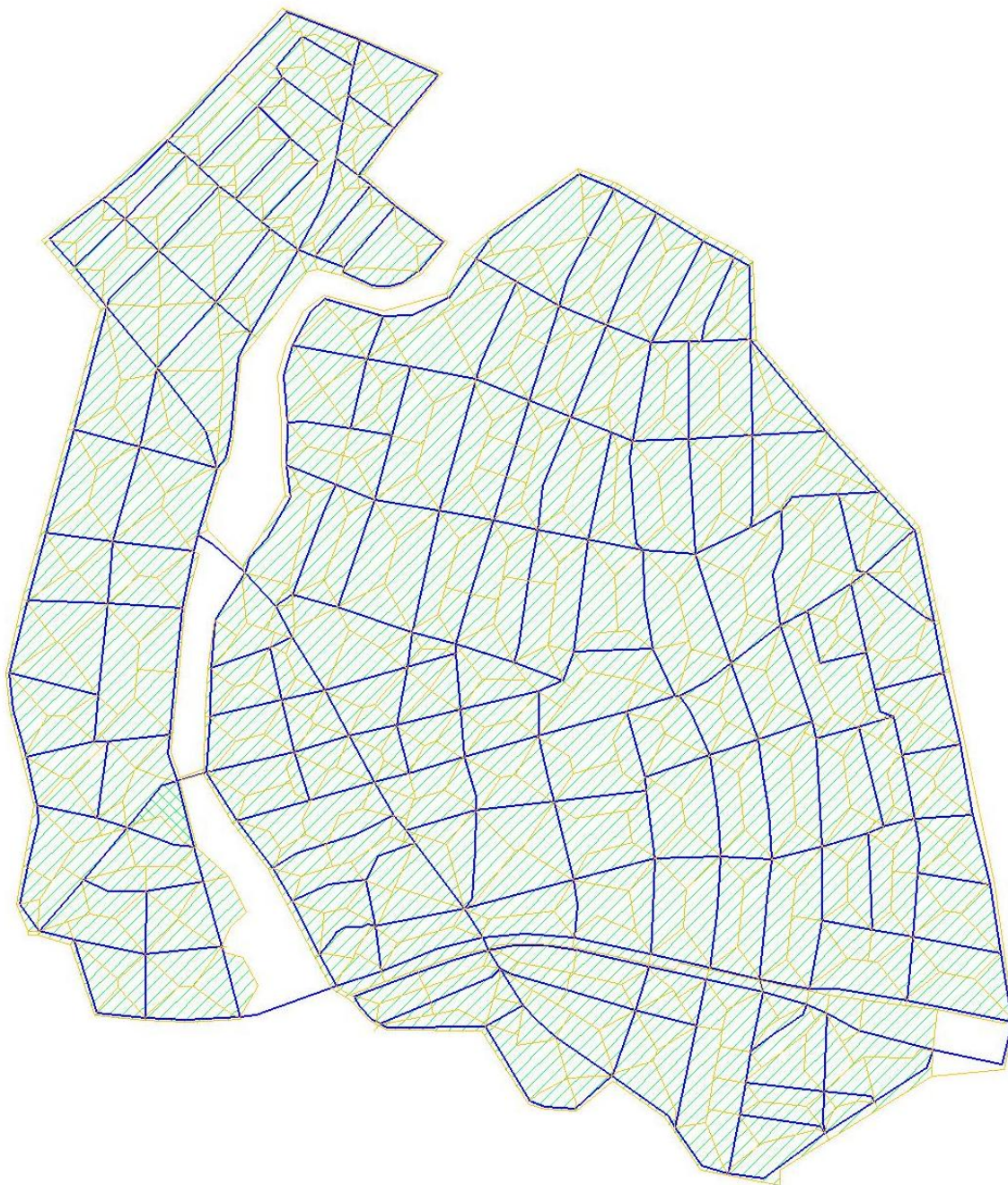
Όσον αφορά την διαδικασία ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα:

Αρχικά ψηφιοποιήθηκε πλήρως η οριζοντιογραφία των σωληνώσεων απευθείας με χρήση του υδραυλικού προγράμματος EPANET όπως φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα:8.1 Απεικόνιση του δικτύου σωληνώσεων.

Στη συνέχεια και προκειμένου να υπολογιστούν οι παροχές στους κλάδους, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των εμβαδών με τη βοήθεια της μεσοκαθέτου θεωρώντας ίση κατανομή πληθυσμού σε κάθε κλάδο. Ψηφιοποιήθηκαν τα στοιχεία καταναλώσεων με τη χρήση του προγράμματος AUTOCAD και υπολογίστηκαν τα εμβαδά τους. Παρακάτω ακολουθεί η απεικόνιση των εμβαδών:



Σχήμα 8.2: Απεικόνιση των στοιχείων καταναλώσεων-εμβαδά.

Ακολουθούν αναλυτικά τα εμβαδά ανά κλάδο:

Πιν. 8.1: Εμβαδά αγωγών

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Καπάντη	Εμβαδό (m ²)	Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Καπάντη	Εμβαδό (m ²)
1	1001	1002	6844	39	1039	1040	7819
2	1002	1003	2754	40	1038	1041	7139
3	1003	1004	6534	41	1041	1042	4867
4	1004	1005	10	42	1042	1043	3277
5	1001	1006	5174	43	1043	1044	9666
6	1006	1007	3491	44	1043	1045	5814
7	1007	1008	7928	45	1045	1046	6349
8	1008	1009	6336	46	1033	1047	7546
9	1009	1010	3219	47	1047	1048	3169
10	1007	1011	3178	48	1033	1049	1511
11	1011	1012	4894	49	1049	1050	11437
12	1011	1013	5925	50	1050	1051	6636
13	1001	1014	4789	51	1051	1052	5593
14	1014	1015	12153	52	1052	1053	3807
15	1015	1016	4653	53	1053	1054	3706
16	1014	1017	5250	54	1054	1055	3802
17	1017	1018	2351	55	1055	1056	362
18	1018	1019	2266	56	1056	1057	2221
19	1017	1020	5961	57	1057	1058	4505
20	1020	1021	7121	58	1049	1059	7713
21	1020	1022	3087	59	1059	1060	5033
22	1022	1023	4507	60	1049	1061	9659
23	1017	1024	6758	61	1061	1062	8849
24	1024	1025	5009	62	1062	1063	9126
25	1025	1026	2519	63	1063	1064	292
26	1025	1027	2031	64	1064	1065	6147
27	1027	1028	7120	65	1065	1066	3713
28	1028	1029	3510	66	1066	1067	4202
29	1027	1030	1198	67	1067	1068	486
30	1030	1031	3402	68	1068	1069	2573
31	1031	1032	3091	69	1069	1070	1251
32	1030	1033	10	70	1070	1071	3163
33	1033	1034	6720	71	1071	1072	4198
34	1034	1035	5741	72	1061	1073	6404
35	1035	1036	3803	73	1073	1074	339
36	1036	1037	2160	74	1074	1075	5290
37	1037	1038	1906	75	1075	1076	6507
38	1038	1039	7221	76	1061	1077	4313

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
77	1077	1078	7037
78	1078	1079	15472
79	1079	1080	3266
80	1080	1081	52
81	1081	1082	5291
82	1082	1083	4647
83	1083	1084	1002
84	1084	1085	3338
85	1085	1086	7672
86	1086	1087	2502
87	1087	1088	5903
88	1084	1089	6252
89	1089	1090	217
90	1090	1091	10032
91	1091	1092	97
92	1090	1093	5334
92	1077	1094	5183
94	1094	1095	2269
95	1095	1096	2907
96	1096	1097	6655
97	1097	1098	4343
98	1095	1099	7744
99	1099	1100	7652
100	1077	1101	3300
101	1101	1102	6821
102	1102	1103	1235
103	1103	1104	2275
104	1104	1105	7153
105	1101	1106	4932
106	1106	1107	3464
107	1107	1108	4085
108	1108	1109	9064
109	1101	1110	4439
110	1110	1111	2937
111	1111	1112	9713
112	1112	1113	2495
113	1113	1114	7065
114	1112	1115	8610
115	1115	1116	773
116	1116	1117	5961
117	1110	1118	208
118	1118	1119	5780
119	1119	1120	9144

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
120	1120	1121	2962
121	1121	1122	5480
122	1122	1123	10305
123	1121	1124	3749
124	1124	1125	3715
125	1125	1126	4454
126	1126	1127	6965
127	1127	1128	1632
128	1128	1129	5181
129	1129	1130	2462
130	1120	1131	4101
131	1131	1132	6106
132	1132	1133	3431
133	1133	1134	4891
134	1132	1135	6754
135	1135	1136	3368
136	1136	1137	6637
137	1120	1138	4679
138	1138	1139	4622
139	1139	1140	4364
140	1140	1141	2675
141	1141	1142	2943
142	1142	1143	1197
143	1143	1144	4356
144	1144	1145	4782
145	1145	1146	10720
146	1140	1147	4691
147	1147	1148	10509
148	1148	1149	2777
149	1149	1150	2860
150	1150	1151	2743
151	1149	1152	8079
152	1152	1153	1085
153	1140	1154	7213
154	1154	1155	3391
155	1155	1156	3239
156	1156	1157	3336
157	1157	1158	2200
158	1158	1159	150
159	1159	1160	3465
160	1155	1161	3121
161	1161	1162	4847
162	1162	1163	1023

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
163	1163	1164	12090
164	1155	1165	8503
165	1165	1166	4373
166	1166	1167	2571
167	1167	1168	3119
168	1168	1169	1436
169	1169	1170	570
170	1118	1171	2476
171	1171	1172	7222
172	1172	1173	3544
173	1173	1174	530
174	1174	1175	4378
175	1175	1176	2523
176	1175	1177	9216
177	1175	1178	20
178	1178	1179	200
179	1179	1180	8582
180	1180	1181	6410
181	1179	1182	3272
182	1182	1183	7398
183	1183	1184	8372
184	1183	1185	13356
185	1185	1186	9787
186	1182	1187	5388
187	1187	1188	5070
188	1188	1189	6616
189	1189	1190	307
190	1190	1191	7744
191	1188	1192	2339
192	1192	1193	4968
193	1193	1194	6237
194	1194	1195	1674
195	1195	1196	6000
196	1196	1197	5840
197	1193	1198	2329
198	1198	1199	4659
199	1199	1200	6224
200	1198	1201	7725
201	1201	1202	7393
202	1202	1203	7510
203	1203	1204	1250
204	1204	1205	1278
205	1201	1206	6710

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
206	1206	1207	5419
207	1207	1208	2285
208	1178	1209	6548
209	1209	1210	6943
210	1210	1211	5983
211	1209	1212	1616
212	1212	1213	10081
213	1213	1214	8873
214	1214	1215	2061
215	1215	1216	1560
216	1209	1217	6330
217	1217	1218	2662
218	1218	1219	8380
219	1219	1220	2570
220	1220	1221	1289
221	1217	1222	7707
222	1222	1223	993
223	1223	1224	1511
224	1224	1225	2905
225	1222	1226	1404
226	1226	1227	728
227	1227	1228	5232
228	1227	1229	3980
229	1229	1230	6625
230	1229	1231	887
231	1231	1232	1796
232	1232	1233	8458
233	1233	1234	3204
234	1234	1235	688
235	1235	1236	2507
236	1232	1237	976
237	1237	1238	1421
238	1238	1239	5001
239	1239	1240	4995
240	1222	1241	6346
241	1241	1242	1640
242	1242	1243	344
243	1243	1244	1134
244	1244	1245	2622
245	1242	1246	3219
246	1246	1247	3903
247	1241	1248	3261
248	1248	1249	1766

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
249	1249	1250	3287
250	1250	1251	926
251	1006	1002	6148
252	1002	1008	1496
253	1008	1003	4366
254	1010	1004	11244
255	1009	1012	1936
256	1012	1013	3245
257	1005	1040	10
258	1013	1016	3441
259	1016	1022	2900
260	1015	1020	5240
261	1023	1030	4357
262	1019	1026	12341
263	1021	1027	4764
264	1026	1029	4325
265	1029	1032	1783
266	1034	1050	7610
267	1035	1051	9650
268	1036	1052	12326
269	1013	1037	10
270	1037	1053	13103
271	1041	1054	8030
272	1042	1055	8734
273	1039	1043	5280
274	1045	1057	5873
275	1040	1044	2720
276	1044	1046	3178
277	1046	1058	3611
278	1058	1072	3686
279	1072	1088	3992
280	1088	1092	3050
281	1092	1093	4513
282	1057	1071	5110
283	1070	1087	1935
284	1086	1089	5800
285	1056	1069	9528
286	1054	1068	12574
287	1067	1083	10640
288	1053	1066	13060
289	1066	1082	7886
290	1052	1065	11023
291	1065	1081	6772

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
292	1051	1063	7520
293	1064	1079	6300
294	1050	1062	11952
295	1062	1078	5670
296	1049	1074	7840
297	1073	1096	1654
298	1047	1059	2897
299	1059	1075	3041
300	1093	1130	3675
301	1130	1146	4383
302	1146	1160	6235
303	1090	1129	8836
304	1083	1128	14062
305	1127	1145	8678
306	1145	1160	8900
307	1160	1170	4968
308	1082	1126	14113
309	1126	1144	13381
310	1144	1158	10500
311	1159	1169	6418
312	1080	1105	5987
313	1105	1125	13128
314	1125	1143	10976
315	1143	1157	10489
316	1157	1168	11287
317	1104	1124	14522
318	1124	1142	12321
319	1078	1102	3456
320	1103	1123	4234
321	1123	1118	5658
322	1121	1141	10941
323	1141	1156	10782
324	1156	1167	13527
325	1095	1107	3624
326	1107	1112	3602
327	1115	1174	2355
328	1111	1171	2980
329	1099	1108	3206
330	1108	1113	3686
331	1113	1116	3772
332	1094	1106	3240
333	1106	1111	3978
334	1171	1131	14760

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
335	1131	1147	15678
336	1147	1161	13490
337	1172	1132	12950
338	1135	1148	7661
339	1151	1162	3122
340	1173	1133	9596
341	1136	1149	6613
342	1048	1060	1903
343	1060	1076	2723
344	1076	1098	1605
345	1098	1100	2700
346	1100	1109	2324
347	1109	1114	2706
348	1114	1117	2028
349	1117	1176	1856
350	1177	1134	876
351	1134	1137	1567
352	1137	1152	3878
353	1153	1150	1900
354	1164	1166	1712
355	1208	1203	4041
356	1207	1202	5286
357	1202	1199	5508
358	1204	1200	5703
359	1200	1194	6577
360	1194	1192	7722
361	1195	1189	7444
362	1190	1185	3900
363	1205	1197	2578
364	1196	1191	3222
365	1183	1180	5466

Αγωγός	Κόμβος Ανάντη	Κόμβος Κατάντη	Εμβαδό (m ²)
366	1180	1210	11759
367	1210	1213	7027
368	1213	1218	11117
369	1218	1226	8858
370	1225	1245	1444
371	1224	1244	9735
372	1223	1243	5278
373	1246	1249	3592
374	1191	1186	4367
375	1186	1184	4492
376	1184	1181	3967
377	1181	1211	7866
378	1211	1214	8339
379	1214	1219	7867
380	1219	1231	9119
381	1215	1220	5369
382	1220	1237	6522
383	1216	1221	3175
384	1221	1238	3658
385	1233	1230	3401
386	1234	1248	6525
387	1236	1250	4018
388	1240	1251	3244
389	1251	1247	4439
390	1048	1206	20
391	1109	1192	10
392	1230	1228	2662
393	1120	1000	10
		Εολ=	2013003

Στη συνέχεια υπολογίστηκε το εμβαδόν που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο, θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή πληθυσμού:

$$\sum E_{\kappa\lambda} = \left(\frac{E_{\kappa\lambda_1}}{2} + \frac{E_{\kappa\lambda_2}}{2} + \dots \right) \quad (8.1)$$

Και η κατανάλωση σχεδιασμού κόμβου είναι ίση με:

$$q_n = \sum_{\kappa\lambda \in I_n} E_{\kappa\lambda} \cdot \frac{Q_{\max}^h}{E_{ολ}} \quad (8.2)$$

Όπου

Q_{\max}^h : η ολική κατανάλωση σχεδιασμού, η οποία προσδιορίστηκε για πληθυσμό 8.000 κατοίκων, με μέγιστη ωριαία κατανάλωση 200 l/κάτοικο/ημέρα και πολλαπλασιαστή ζήτησης 4,5.

Πιν. 8.2: Κατανάλωση σχεδιασμού κόμβων (l / s)

Κόμβος	$\Sigma E_{\kappa\lambda}$	Q_{\max}^h	q_n
1001	7622	83,3333	0,3155
1002	8621	83,3333	0,3569
1003	6526	83,3333	0,2702
1004	8889	83,3333	0,3680
1005	10	83,3333	0,0004
1006	7407	83,3333	0,3066
1007	6486	83,3333	0,2685
1008	8659	83,3333	0,3585
1009	5393	83,3333	0,2233
1010	6578	83,3333	0,2723
1011	6996	83,3333	0,2896
1012	4537	83,3333	0,1878
1013	6158	83,3333	0,2549
1014	9851	83,3333	0,4078
1015	9534	83,3333	0,3947
1016	5144	83,3333	0,2129
1017	6875	83,3333	0,2846
1018	2012	83,3333	0,0833
1019	5568	83,3333	0,2305
1020	8324	83,3333	0,3446
1021	5475	83,3333	0,2267
1022	5247	83,3333	0,2172
1023	4432	83,3333	0,1835
1024	9780	83,3333	0,4049
1025	4780	83,3333	0,1979
1026	9269	83,3333	0,3837
1027	7089	83,3333	0,2935
1028	5315	83,3333	0,2200
1029	4308	83,3333	0,1783
1030	4478	83,3333	0,1854
1031	3247	83,3333	0,1344
1032	2197	83,3333	0,0910
1033	7891	83,3333	0,3267
1034	10036	83,3333	0,4155
1035	9597	83,3333	0,3973
1036	9144	83,3333	0,3785
1037	8530	83,3333	0,3531
1038	8133	83,3333	0,3367
1039	10159	83,3333	0,4206
1040	5268	83,3333	0,2181
1041	10018	83,3333	0,4147
1042	8439	83,3333	0,3494
1043	12018	83,3333	0,4975
1044	7780	83,3333	0,3221
1045	8566	83,3333	0,3546
1046	6569	83,3333	0,2719
1047	6669	83,3333	0,2761
1048	3185	83,3333	0,1319
1049	17657	83,3333	0,7310
1050	15689	83,3333	0,6495
1051	14700	83,3333	0,6085
1052	16374	83,3333	0,6778
1053	16839	83,3333	0,6971
1054	14056	83,3333	0,5819
1055	6449	83,3333	0,2670
1056	6056	83,3333	0,2507
1057	8402	83,3333	0,3478
1058	5902	83,3333	0,2443
1059	9205	83,3333	0,3811
1060	4830	83,3333	0,2000
1061	14613	83,3333	0,6049
1062	17799	83,3333	0,7368
1063	8470	83,3333	0,3506
1064	6369	83,3333	0,2637
1065	13828	83,3333	0,5724
1066	14432	83,3333	0,5974
1067	7664	83,3333	0,3173
1068	7817	83,3333	0,3236

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1069	10513	83,3333	0,4352
1070	3175	83,3333	0,1314
1071	11000	83,3333	0,4554
1072	5938	83,3333	0,2458
1073	3809	83,3333	0,1577
1074	6734	83,3333	0,2788
1075	7419	83,3333	0,3071
1076	5417	83,3333	0,2243
1077	9917	83,3333	0,4105
1078	15510	83,3333	0,6421
1079	12518	83,3333	0,5182
1080	4247	83,3333	0,1758
1081	6058	83,3333	0,2508
1082	15969	83,3333	0,6611
1083	15175	83,3333	0,6282
1084	5296	83,3333	0,2192
1085	5505	83,3333	0,2279
1086	13002	83,3333	0,5383
1087	5170	83,3333	0,2140
1088	6473	83,3333	0,2680
1089	6133	83,3333	0,2539
1090	12210	83,3333	0,5055
1091	5065	83,3333	0,2097
1092	3830	83,3333	0,1586
1093	6237	83,3333	0,2582
1094	5346	83,3333	0,2213
1095	8273	83,3333	0,3425
1096	5218	83,3333	0,2160
1097	9371	83,3333	0,3879
1098	4323	83,3333	0,1790
1099	9301	83,3333	0,3850
1100	6337	83,3333	0,2623
1101	9746	83,3333	0,4035
1102	7166	83,3333	0,2967
1103	3473	83,3333	0,1438
1104	11975	83,3333	0,4957
1105	12729	83,3333	0,5269
1106	7807	83,3333	0,3232
1107	7388	83,3333	0,3058
1108	10021	83,3333	0,4148
1109	7047	83,3333	0,2917
1110	3793	83,3333	0,1570
1111	9305	83,3333	0,3852

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1112	12210	83,3333	0,5055
1113	8509	83,3333	0,3523
1114	5899	83,3333	0,2442
1115	5578	83,3333	0,2309
1116	5253	83,3333	0,2175
1117	4922	83,3333	0,2038
1118	7061	83,3333	0,2923
1119	7462	83,3333	0,3089
1120	10443	83,3333	0,4323
1121	11567	83,3333	0,4788
1122	7892	83,3333	0,3267
1123	9699	83,3333	0,4015
1124	16132	83,3333	0,6678
1125	15796	83,3333	0,6539
1126	19457	83,3333	0,8055
1127	8638	83,3333	0,3576
1128	15798	83,3333	0,6540
1129	8240	83,3333	0,3411
1130	4736	83,3333	0,1961
1131	20323	83,3333	0,8413
1132	14620	83,3333	0,6052
1133	8959	83,3333	0,3709
1134	3285	83,3333	0,1360
1135	8892	83,3333	0,3681
1136	8309	83,3333	0,3440
1137	5837	83,3333	0,2416
1138	4651	83,3333	0,1925
1139	4493	83,3333	0,1860
1140	9472	83,3333	0,3921
1141	13671	83,3333	0,5659
1142	7209	83,3333	0,2984
1143	13169	83,3333	0,5452
1144	16511	83,3333	0,6835
1145	16539	83,3333	0,6847
1146	10421	83,3333	0,4314
1147	22183	83,3333	0,9183
1148	10474	83,3333	0,4336
1149	10165	83,3333	0,4208
1150	3750	83,3333	0,1552
1151	2933	83,3333	0,1214
1152	6521	83,3333	0,2700
1153	1491	83,3333	0,0617
1154	5302	83,3333	0,2195

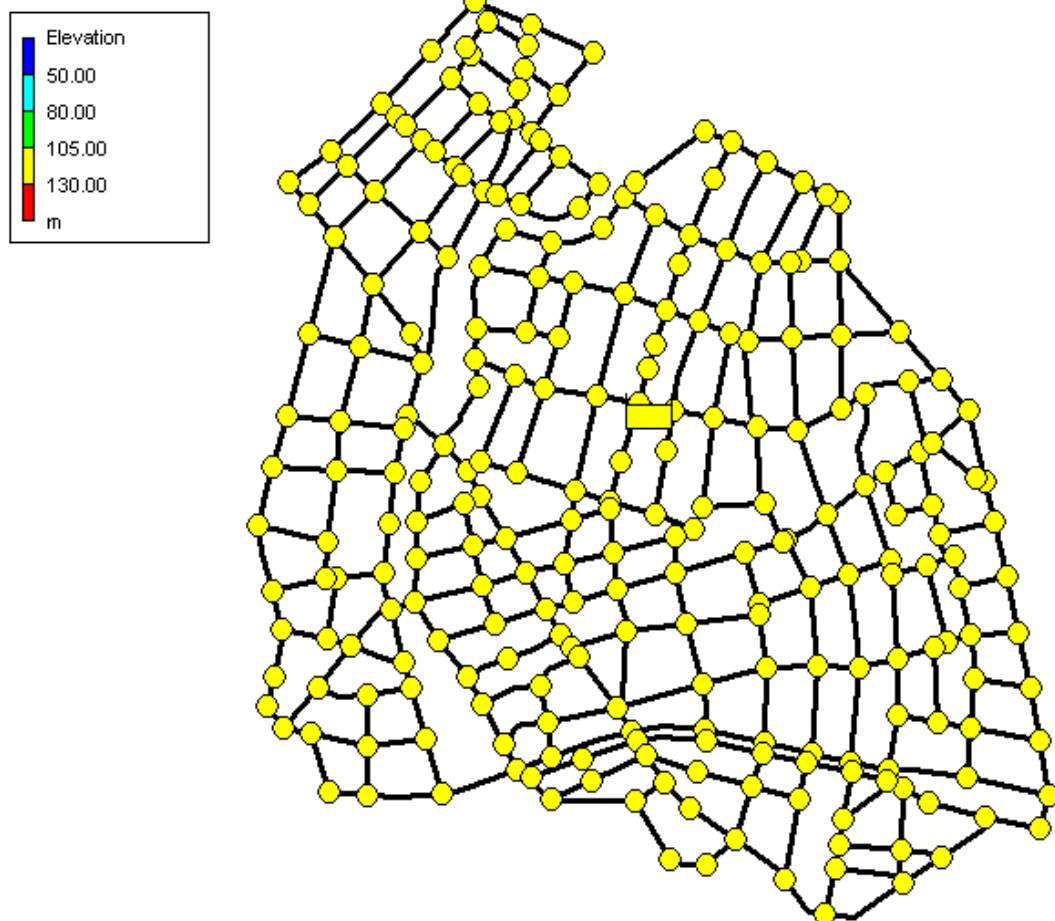
Κόμβος	$\Sigma E_{\kappa\lambda}$	Q_{\max}^h	q_n
1155	9127	83,3333	0,3778
1156	15441	83,3333	0,6392
1157	13656	83,3333	0,5653
1158	6426	83,3333	0,2660
1159	5017	83,3333	0,2077
1160	11199	83,3333	0,4636
1161	10728	83,3333	0,4441
1162	4496	83,3333	0,1861
1163	6557	83,3333	0,2714
1164	6901	83,3333	0,2857
1165	12483	83,3333	0,5168
1166	4328	83,3333	0,1792
1167	9608	83,3333	0,3977
1168	7927	83,3333	0,3282
1169	4213	83,3333	0,1744
1170	2435	83,3333	0,1008
1171	13221	83,3333	0,5473
1172	16162	83,3333	0,6691
1173	6835	83,3333	0,2830
1174	3340	83,3333	0,1383
1175	8059	83,3333	0,3336
1176	2190	83,3333	0,0907
1177	4868	83,3333	0,2015
1178	3377	83,3333	0,1398
1179	6030	83,3333	0,2496
1180	16109	83,3333	0,6669
1181	9122	83,3333	0,3776
1182	8030	83,3333	0,3324
1183	17296	83,3333	0,7160
1184	8416	83,3333	0,3484
1185	13168	83,3333	0,5451
1186	9323	83,3333	0,3859
1187	5229	83,3333	0,2165
1188	7013	83,3333	0,2903
1189	8780	83,3333	0,3635
1190	5622	83,3333	0,2327
1191	7369	83,3333	0,3051
1192	5031	83,3333	0,2083
1193	8144	83,3333	0,3371
1194	11105	83,3333	0,4597
1195	7509	83,3333	0,3109
1196	7183	83,3333	0,2974
1197	4006	83,3333	0,1658

Κόμβος	$\Sigma E_{\kappa\lambda}$	Q_{\max}^h	q_n
1198	7357	83,3333	0,3046
1199	8196	83,3333	0,3393
1200	9252	83,3333	0,3830
1201	10914	83,3333	0,4518
1202	11578	83,3333	0,4793
1203	6400	83,3333	0,2649
1204	4116	83,3333	0,1704
1205	1725	83,3333	0,0714
1206	6064	83,3333	0,2510
1207	6495	83,3333	0,2689
1208	3163	83,3333	0,1309
1209	10718	83,3333	0,4437
1210	15856	83,3333	0,6564
1211	11094	83,3333	0,4593
1212	5849	83,3333	0,2421
1213	16943	83,3333	0,7014
1214	11876	83,3333	0,4916
1215	4495	83,3333	0,1861
1216	2507	83,3333	0,1038
1217	8350	83,3333	0,3457
1218	12567	83,3333	0,5202
1219	12367	83,3333	0,5120
1220	7876	83,3333	0,3260
1221	4201	83,3333	0,1739
1222	8225	83,3333	0,3405
1223	3891	83,3333	0,1611
1224	7076	83,3333	0,2929
1225	6941	83,3333	0,2873
1226	5495	83,3333	0,2275
1227	4680	83,3333	0,1937
1228	5578	83,3333	0,2309
1229	5556	83,3333	0,2300
1230	6344	83,3333	0,2626
1231	5712	83,3333	0,2365
1232	5616	83,3333	0,2325
1233	6879	83,3333	0,2848
1234	5209	83,3333	0,2156
1235	1597	83,3333	0,0661
1236	4621	83,3333	0,1913
1237	4460	83,3333	0,1846
1238	5040	83,3333	0,2086
1239	4998	83,3333	0,2069
1240	3856	83,3333	0,1596

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1241	5279	83,3333	0,2185
1242	2602	83,3333	0,1077
1243	3282	83,3333	0,1359
1244	6131	83,3333	0,2538
1245	1932	83,3333	0,0800
1246	5358	83,3333	0,2218

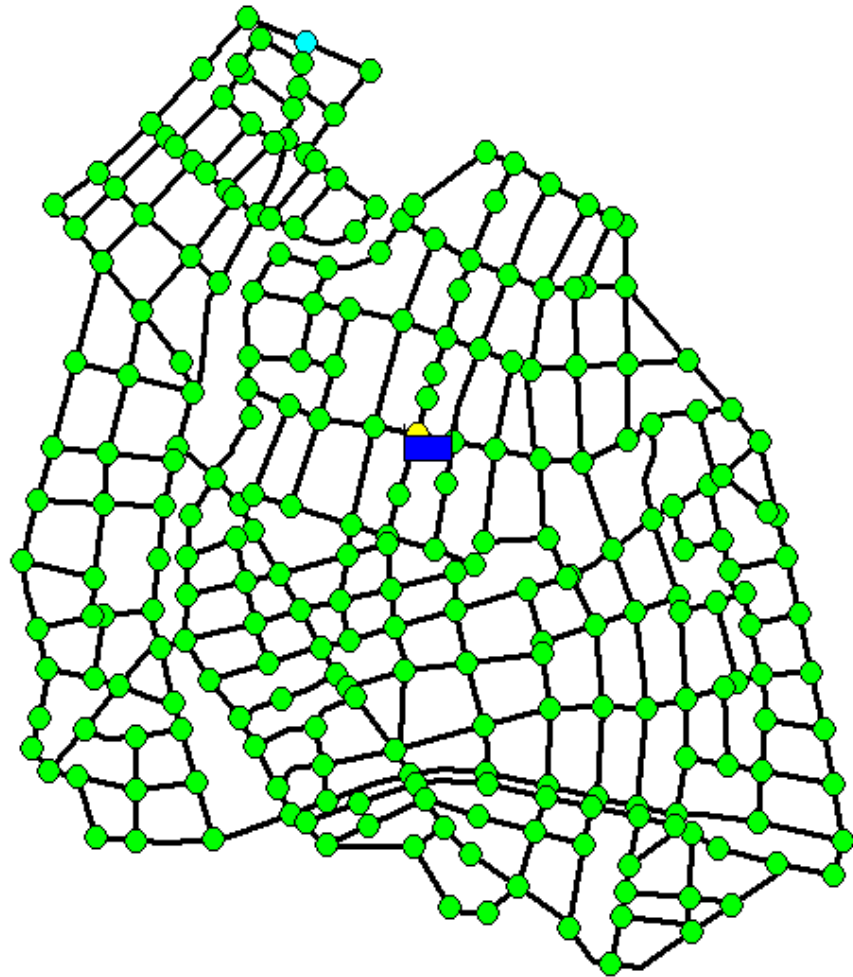
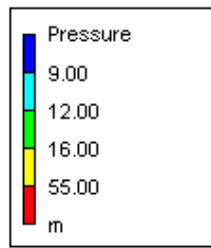
Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1247	4171	83,3333	0,1727
1248	5681	83,3333	0,2352
1249	4227	83,3333	0,1750
1250	4116	83,3333	0,1704
1251	4041	83,3333	0,1673

Εισάγοντας στο πρόγραμμα EPANET τις παραπάνω τιμές λαμβάνουμε τα ύψη πίεσης για κάθε κόμβο καθώς και τις παροχές. Παρακάτω απεικονίζονται τα υψόμετρα εδάφους, το ύψος πίεσης ανά κόμβο και οι ταχύτητες ροής ανά κόμβο όπως εξάγονται από το πρόγραμμα για την υπάρχουσα κατάσταση του δικτύου.



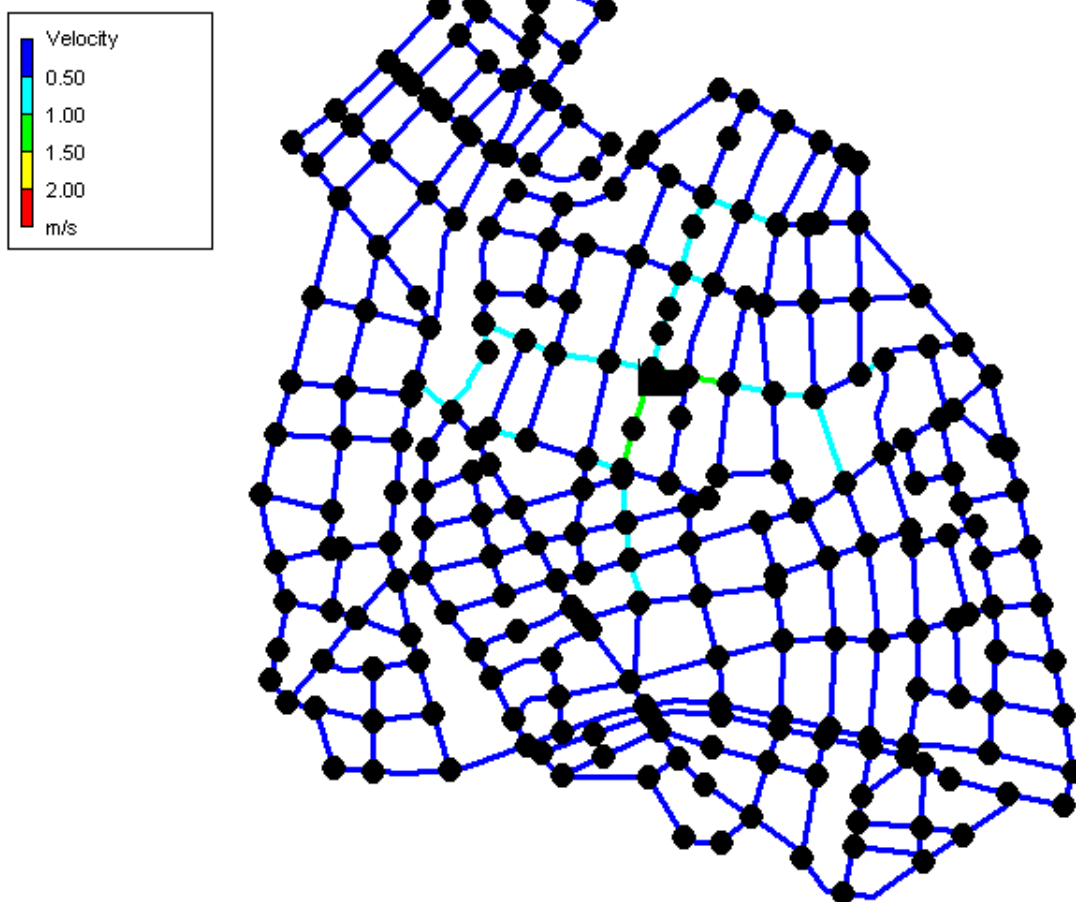
Σχήμα 8.3: Απεικόνιση υψομέτρων εδάφους

Όπως φαίνεται και από το παραπάνω σχήμα, έχουμε να κάνουμε με μία επίπεδη πόλη όπου τα υψόμετρα εδάφους έχουν πολύ κοντινές τιμές μεταξύ τους. Γι' αυτό άλλωστε και κρίθηκε απαραίτητη η δημιουργία υπέργειας δεξαμενής, καθώς δεν υπάρχει πουθενά κοντά στην περιοχή αξιόλογη υψομετρική διαφορά.



Σχήμα 8.4: Απεικόνιση ύψους πίεσης

Όπως φαίνεται από το σχήμα τα ύψη πίεσης είναι σχεδόν σε όλο το δίκτυο κάτω από το απαιτούμενο για διώροφα κτίσματα ύψος πίεσης των 16 m. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο μελετητής θεώρησε ως απαιτούμενο ύψος πίεσης για διώροφα κτήρια τα 9 m.



Σχήμα 8.5: Απεικόνιση ταχύτητας ροής

Όπως προκύπτει από το σχήμα οι ταχύτητες ροής είναι σχετικά μικρές (<0,50 m/s) καθώς έχουν επιλεγεί αγωγοί μεγάλων διαμέτρων κάτι που ήταν αναμενόμενο λόγω του μη επαρκούς υψομέτρου της περιοχής και της επιδίωξης για μικρότερες απώλειες.

Το υψόμετρο της γραμμής ενέργειας στην υπάρχουσα κατάσταση στην κεφαλή του δικτύου λαμβάνεται ίσο με +127.8 που είναι η κατώτατη στάθμη ύδατος (+110,30 +17,5) στον υδατόπυργο ώστε να εξασφαλίζεται η επιθυμητή πίεση στο δίκτυο ακόμα και με τον υδατόπυργο σχεδόν άδειο. Έτσι είναι δυνατή η εφαρμογή των δεικτών του Todini όπως φαίνεται στον πίνακα παρακάτω:

Πιν. 8.3: Εφαρμογή δεικτών Todini ανά κόμβο

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f	Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f
1001	0,32	13,88	16	-0,000073	0,000509	1006	0,31	14,58	16	-0,000047	0,000330
1002	0,36	13,87	16	-0,000082	0,000575	1007	0,27	15,04	16	-0,000028	0,000194
1003	0,27	13,73	16	-0,000066	0,000459	1008	0,36	14,58	16	-0,000055	0,000383
1004	0,37	13,36	16	-0,000105	0,000732	1009	0,22	14,35	16	-0,000039	0,000272
1005	0,00	14,75	16	0,000000	0,000000	1010	0,27	14,49	16	-0,000044	0,000306

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f
1011	0,29	14,95	16	-0,000033	0,000228
1012	0,19	14,40	16	-0,000033	0,000228
1013	0,25	14,47	16	-0,000041	0,000287
1014	0,41	14,06	16	-0,000085	0,000596
1015	0,39	14,17	16	-0,000077	0,000535
1016	0,21	14,28	16	-0,000039	0,000271
1017	0,28	14,41	16	-0,000048	0,000334
1018	0,08	14,11	16	-0,000016	0,000113
1019	0,23	14,41	16	-0,000039	0,000274
1020	0,34	13,98	16	-0,000074	0,000515
1021	0,23	14,10	16	-0,000047	0,000328
1022	0,22	14,17	16	-0,000043	0,000302
1023	0,18	14,13	16	-0,000036	0,000252
1024	0,40	14,47	16	-0,000066	0,000459
1025	0,20	14,14	16	-0,000040	0,000279
1026	0,38	14,27	16	-0,000071	0,000493
1027	0,29	13,85	16	-0,000067	0,000467
1028	0,22	14,25	16	-0,000041	0,000289
1029	0,18	14,73	16	-0,000025	0,000171
1030	0,19	14,07	16	-0,000039	0,000275
1031	0,13	14,23	16	-0,000025	0,000172
1032	0,09	14,65	16	-0,000013	0,000091
1033	0,33	14,20	16	-0,000064	0,000445
1034	0,42	14,04	16	-0,000088	0,000617
1035	0,40	14,04	16	-0,000084	0,000588
1036	0,38	13,99	16	-0,000082	0,000573
1037	0,35	14,68	16	-0,000050	0,000346
1038	0,34	14,75	16	-0,000046	0,000319
1039	0,42	14,66	16	-0,000060	0,000422
1040	0,22	14,65	16	-0,000032	0,000223
1041	0,41	14,29	16	-0,000075	0,000526
1042	0,35	14,76	16	-0,000047	0,000325
1043	0,50	14,55	16	-0,000078	0,000544
1044	0,32	14,35	16	-0,000057	0,000396
1045	0,35	14,25	16	-0,000066	0,000459
1046	0,27	14,45	16	-0,000045	0,000314
1047	0,28	14,49	16	-0,000045	0,000317
1048	0,13	15,09	16	-0,000013	0,000089
1049	0,73	14,24	16	-0,000138	0,000963
1050	0,65	13,89	16	-0,000147	0,001028
1051	0,61	14,08	16	-0,000126	0,000878
1052	0,68	14,10	16	-0,000139	0,000969

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f
1053	0,70	14,33	16	-0,000125	0,000876
1054	0,58	14,19	16	-0,000113	0,000787
1055	0,27	14,11	16	-0,000055	0,000383
1056	0,25	14,09	16	-0,000051	0,000358
1057	0,35	13,97	16	-0,000076	0,000533
1058	0,24	14,26	16	-0,000045	0,000313
1059	0,38	14,20	16	-0,000073	0,000513
1060	0,20	13,81	16	-0,000047	0,000328
1061	0,60	14,06	16	-0,000125	0,000873
1062	0,74	13,97	16	-0,000161	0,001126
1063	0,35	14,09	16	-0,000072	0,000501
1064	0,26	14,09	16	-0,000053	0,000372
1065	0,57	13,87	16	-0,000130	0,000910
1066	0,60	13,95	16	-0,000132	0,000922
1067	0,32	13,88	16	-0,000073	0,000509
1068	0,32	13,67	16	-0,000080	0,000559
1069	0,44	14,10	16	-0,000090	0,000627
1070	0,13	13,99	16	-0,000028	0,000196
1071	0,46	13,96	16	-0,000101	0,000703
1072	0,25	13,68	16	-0,000062	0,000435
1073	0,16	13,91	16	-0,000036	0,000251
1074	0,28	13,85	16	-0,000065	0,000451
1075	0,31	13,61	16	-0,000080	0,000555
1076	0,22	13,95	16	-0,000048	0,000338
1077	0,41	14,23	16	-0,000078	0,000544
1078	0,64	13,87	16	-0,000146	0,001022
1079	0,52	13,91	16	-0,000117	0,000815
1080	0,18	13,67	16	-0,000045	0,000314
1081	0,25	13,65	16	-0,000063	0,000440
1082	0,66	13,60	16	-0,000170	0,001187
1083	0,63	13,38	16	-0,000177	0,001237
1084	0,22	13,26	16	-0,000065	0,000452
1085	0,23	13,60	16	-0,000059	0,000414
1086	0,54	13,75	16	-0,000130	0,000911
1087	0,21	13,71	16	-0,000052	0,000361
1088	0,27	14,03	16	-0,000057	0,000399
1089	0,25	12,99	16	-0,000081	0,000564
1090	0,51	12,98	16	-0,000165	0,001155
1091	0,21	13,82	16	-0,000049	0,000343
1092	0,16	14,02	16	-0,000034	0,000237
1093	0,26	13,19	16	-0,000078	0,000548
1094	0,22	13,75	16	-0,000053	0,000371

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	l_r	l_f
1095	0,34	13,59	16	-0,000088	0,000614
1096	0,22	13,92	16	-0,000049	0,000343
1097	0,39	13,98	16	-0,000085	0,000591
1098	0,18	14,19	16	-0,000035	0,000244
1099	0,38	13,74	16	-0,000092	0,000644
1100	0,26	13,59	16	-0,000067	0,000470
1101	0,40	14,48	16	-0,000065	0,000456
1102	0,30	14,30	16	-0,000055	0,000382
1103	0,14	14,53	16	-0,000022	0,000154
1104	0,50	14,52	16	-0,000079	0,000555
1105	0,53	13,83	16	-0,000123	0,000862
1106	0,32	13,98	16	-0,000069	0,000485
1107	0,31	13,67	16	-0,000078	0,000541
1108	0,41	13,57	16	-0,000107	0,000747
1109	0,29	14,12	16	-0,000059	0,000409
1110	0,16	14,82	16	-0,000020	0,000142
1111	0,39	14,46	16	-0,000064	0,000450
1112	0,51	13,94	16	-0,000113	0,000788
1113	0,35	13,67	16	-0,000088	0,000611
1114	0,24	14,12	16	-0,000048	0,000338
1115	0,23	14,29	16	-0,000042	0,000295
1116	0,22	14,05	16	-0,000046	0,000322
1117	0,20	14,01	16	-0,000043	0,000298
1118	0,29	14,89	16	-0,000035	0,000241
1119	0,31	15,39	16	-0,000020	0,000142
1120	0,43	16,17	16	0,000008	0,000000
1121	0,48	14,99	16	-0,000052	0,000363
1122	0,33	15,10	16	-0,000032	0,000223
1123	0,40	14,70	16	-0,000056	0,000390
1124	0,67	15,03	16	-0,000070	0,000487
1125	0,65	14,45	16	-0,000108	0,000755
1126	0,81	14,40	16	-0,000139	0,000972
1127	0,36	14,07	16	-0,000075	0,000521
1128	0,65	13,08	16	-0,000204	0,001423
1129	0,34	13,12	16	-0,000105	0,000734
1130	0,20	13,04	16	-0,000064	0,000444
1131	0,84	14,66	16	-0,000121	0,000844
1132	0,61	14,34	16	-0,000109	0,000759
1133	0,37	14,15	16	-0,000073	0,000513
1134	0,14	13,66	16	-0,000035	0,000246
1135	0,37	14,16	16	-0,000073	0,000510
1136	0,34	13,73	16	-0,000083	0,000579

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	l_r	l_f
1137	0,24	14,07	16	-0,000050	0,000347
1138	0,19	15,66	16	-0,000007	0,000048
1139	0,19	15,03	16	-0,000020	0,000138
1140	0,39	14,73	16	-0,000053	0,000371
1141	0,57	14,36	16	-0,000100	0,000701
1142	0,30	13,94	16	-0,000066	0,000463
1143	0,55	13,68	16	-0,000137	0,000957
1144	0,68	13,52	16	-0,000181	0,001264
1145	0,68	13,58	16	-0,000177	0,001234
1146	0,43	13,20	16	-0,000129	0,000903
1147	0,92	14,14	16	-0,000184	0,001283
1148	0,43	13,81	16	-0,000101	0,000706
1149	0,42	13,71	16	-0,000103	0,000721
1150	0,16	13,71	16	-0,000039	0,000275
1151	0,12	13,63	16	-0,000031	0,000213
1152	0,27	13,98	16	-0,000059	0,000409
1153	0,06	13,99	16	-0,000013	0,000090
1154	0,22	14,39	16	-0,000038	0,000266
1155	0,38	14,23	16	-0,000072	0,000504
1156	0,64	13,78	16	-0,000153	0,001065
1157	0,57	13,56	16	-0,000149	0,001043
1158	0,27	13,49	16	-0,000073	0,000508
1159	0,21	13,44	16	-0,000058	0,000403
1160	0,46	13,40	16	-0,000128	0,000897
1161	0,44	13,93	16	-0,000098	0,000683
1162	0,19	13,45	16	-0,000052	0,000363
1163	0,27	13,17	16	-0,000082	0,000573
1164	0,29	13,42	16	-0,000080	0,000561
1165	0,52	13,45	16	-0,000142	0,000994
1166	0,18	13,11	16	-0,000056	0,000390
1167	0,40	13,26	16	-0,000118	0,000822
1168	0,33	13,08	16	-0,000103	0,000722
1169	0,17	13,23	16	-0,000051	0,000353
1170	0,10	13,20	16	-0,000030	0,000210
1171	0,55	14,59	16	-0,000083	0,000581
1172	0,67	14,22	16	-0,000128	0,000894
1173	0,28	14,12	16	-0,000057	0,000395
1174	0,14	14,47	16	-0,000023	0,000161
1175	0,33	14,19	16	-0,000064	0,000448
1176	0,09	13,79	16	-0,000021	0,000149
1177	0,20	13,53	16	-0,000053	0,000370
1178	0,14	12,96	16	-0,000046	0,000319

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f
1179	0,25	12,84	16	-0,000085	0,000592
1180	0,67	13,70	16	-0,000165	0,001155
1181	0,38	14,24	16	-0,000072	0,000501
1182	0,33	13,24	16	-0,000098	0,000683
1183	0,72	13,83	16	-0,000168	0,001171
1184	0,35	14,69	16	-0,000049	0,000344
1185	0,55	14,18	16	-0,000107	0,000750
1186	0,39	14,26	16	-0,000073	0,000509
1187	0,22	13,40	16	-0,000061	0,000429
1188	0,29	13,57	16	-0,000076	0,000528
1189	0,36	14,38	16	-0,000063	0,000437
1190	0,23	14,37	16	-0,000040	0,000281
1191	0,31	14,25	16	-0,000058	0,000407
1192	0,21	13,61	16	-0,000054	0,000376
1193	0,34	13,75	16	-0,000082	0,000573
1194	0,46	13,28	16	-0,000134	0,000938
1195	0,31	14,07	16	-0,000064	0,000449
1196	0,30	14,14	16	-0,000060	0,000418
1197	0,17	14,12	16	-0,000034	0,000240
1198	0,30	13,70	16	-0,000074	0,000517
1199	0,34	13,73	16	-0,000083	0,000579
1200	0,38	13,32	16	-0,000109	0,000763
1201	0,45	13,76	16	-0,000108	0,000756
1202	0,48	13,63	16	-0,000122	0,000853
1203	0,26	14,02	16	-0,000055	0,000386
1204	0,17	14,12	16	-0,000034	0,000240
1205	0,07	14,42	16	-0,000012	0,000083
1206	0,25	13,56	16	-0,000065	0,000457
1207	0,27	14,13	16	-0,000054	0,000379
1208	0,13	14,02	16	-0,000028	0,000193
1209	0,44	12,60	16	-0,000161	0,001122
1210	0,66	13,74	16	-0,000160	0,001118
1211	0,46	14,28	16	-0,000085	0,000593
1212	0,24	13,46	16	-0,000065	0,000457
1213	0,70	13,19	16	-0,000211	0,001475
1214	0,49	13,55	16	-0,000129	0,000900
1215	0,19	14,04	16	-0,000040	0,000279
1216	0,10	13,14	16	-0,000031	0,000214

Κόμβοι	Παροχή (l/s)	Ύψος Πίεσης (m)	h_i^*	I_r	I_f
1217	0,35	12,59	16	-0,000128	0,000895
1218	0,52	13,04	16	-0,000165	0,001154
1219	0,51	13,31	16	-0,000147	0,001028
1220	0,33	13,89	16	-0,000075	0,000522
1221	0,17	13,39	16	-0,000048	0,000333
1222	0,34	12,75	16	-0,000119	0,000828
1223	0,16	12,58	16	-0,000059	0,000410
1224	0,29	12,34	16	-0,000114	0,000796
1225	0,29	12,13	16	-0,000120	0,000841
1226	0,23	12,96	16	-0,000075	0,000524
1227	0,19	13,02	16	-0,000061	0,000424
1228	0,23	12,57	16	-0,000085	0,000591
1229	0,23	13,09	16	-0,000072	0,000502
1230	0,26	12,87	16	-0,000087	0,000610
1231	0,24	13,50	16	-0,000064	0,000450
1232	0,23	13,40	16	-0,000064	0,000448
1233	0,28	12,98	16	-0,000091	0,000634
1234	0,22	13,00	16	-0,000071	0,000495
1235	0,07	12,90	16	-0,000023	0,000163
1236	0,19	12,51	16	-0,000071	0,000497
1237	0,18	13,63	16	-0,000046	0,000320
1238	0,21	13,35	16	-0,000060	0,000417
1239	0,21	13,35	16	-0,000060	0,000417
1240	0,16	12,85	16	-0,000054	0,000378
1241	0,22	12,69	16	-0,000078	0,000546
1242	0,11	12,57	16	-0,000040	0,000283
1243	0,14	12,66	16	-0,000050	0,000351
1244	0,25	12,45	16	-0,000095	0,000665
1245	0,08	12,14	16	-0,000033	0,000231
1246	0,22	12,57	16	-0,000081	0,000566
1247	0,17	12,67	16	-0,000061	0,000424
1248	0,24	12,68	16	-0,000086	0,000597
1249	0,17	12,58	16	-0,000062	0,000436
1250	0,17	12,57	16	-0,000063	0,000437
1251	0,17	11,17	16	-0,000088	0,000616

Με τους συνολικούς δείκτες να έχουν ως εξής:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow I_r = -0,018814 ,$$

$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} I_{fi}}{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow I_f = 0,13145 \text{ και}$$

$$I_s = \min h_i - h_i^* \quad \forall i = 1, n_n \Rightarrow I_s = -4,83m$$

Ο δείκτης I_r που δείχνει την ευρωστία του δικτύου είναι αρνητικός όχι με μεγάλες τιμές, κάτι που σημαίνει ότι υπάρχει ένας αριθμός κόμβων με σημαντική κατανάλωση όπου δεν ικανοποιούνται οι περιορισμοί για το ύψος πίεσης, ενώ υπάρχει ένας αριθμός κόμβων με σημαντική παροχή που ικανοποιούν τους περιορισμούς για το ύψος πίεσης. Ωστόσο, τα δίκτυα ύδρευσης απαιτείται να έχουν υψηλό βαθμό αξιοπιστίας .

Ο δείκτης αστοχίας I_f λαμβάνει μία τιμή που είναι αναμενόμενη και καταδεικνύει το γεγονός πως στο δίκτυο υπάρχει κάποια αστοχία.

Ο τελευταίος δείκτης I_s δείχνει ότι η ελάχιστη τιμή της διαφοράς του ύψους πίεσης μεταξύ των κόμβων και του απαιτούμενου ύψους πίεσης αυτών είναι $-4,83$ m κάτι που σημαίνει πως υπάρχει σημαντικό έλλειμμα πίεσης τόσο στον συγκεκριμένο κόμβο όσο και σε άλλους.

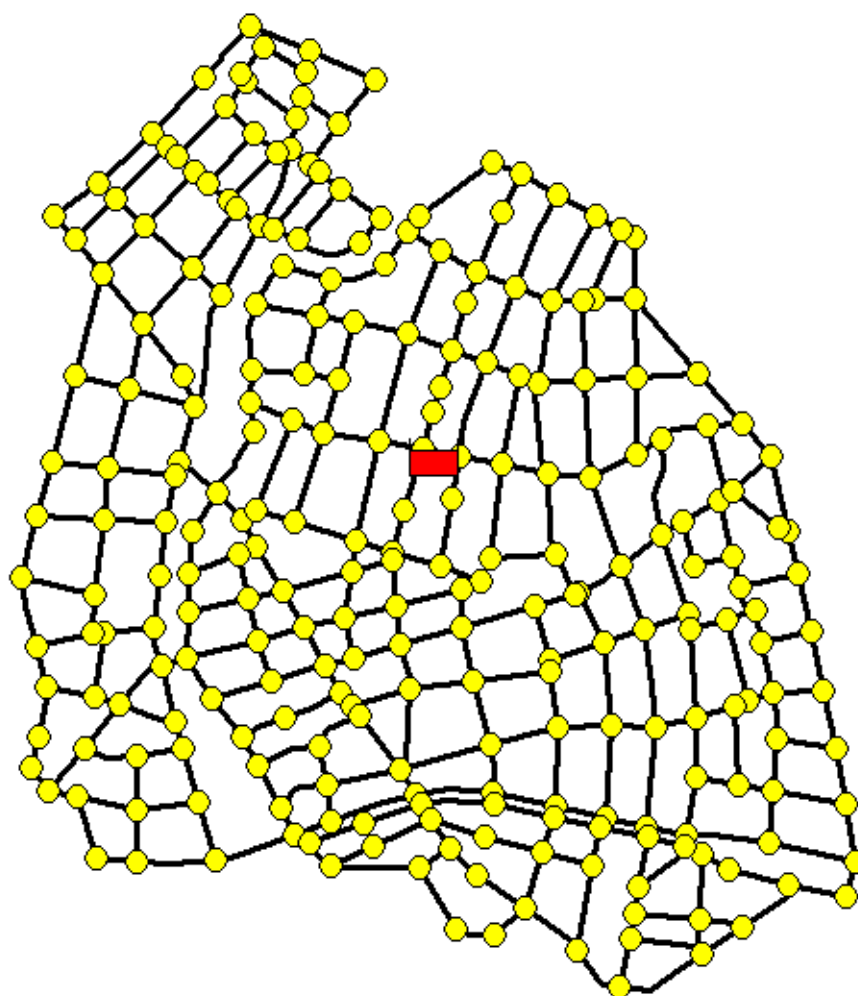
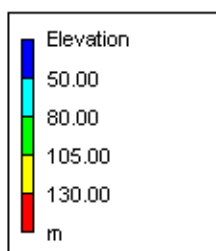
Εναλλακτικά Σενάρια

Παρακάτω θα αναφερθούν συνοπτικά δύο εναλλακτικά σενάρια λειτουργίας του δικτύου προκειμένου να υπάρχει μία δυνατότητα σύγκρισης των αποτελεσμάτων και των προτεινόμενων δεικτών αξιοπιστίας. Οι αναλυτικοί πίνακες με τα δεδομένα των σεναρίων βρίσκονται στο παράρτημα.

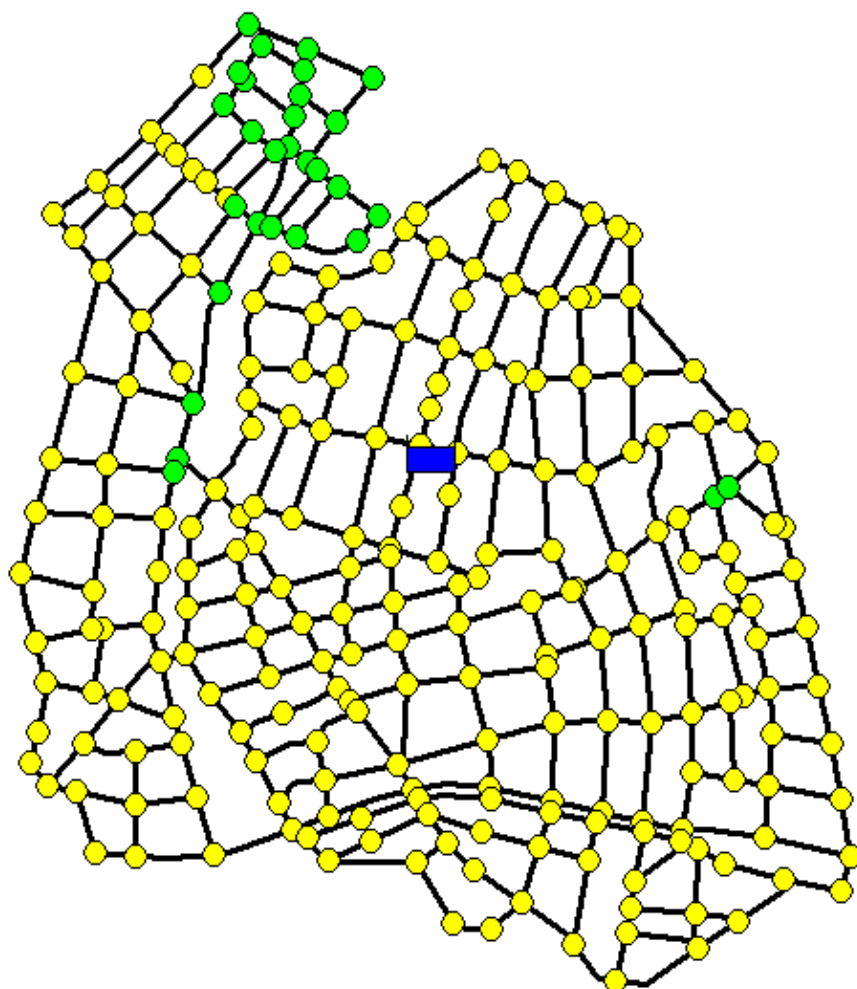
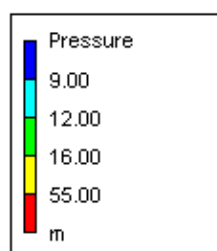
1° Εναλλακτικό Σενάριο-Βελτιωτικό

Το πρώτο σενάριο είναι *βελτιωτικό* και χρησιμοποιεί τα δεδομένα της μελέτης με μοναδική διαφορά το υψόμετρο της γραμμής ενέργειας στην κεφαλή του δικτύου, δηλαδή στον υδατόπυργο, όπου θα ληφθεί ίσο με $+130,80$ m.

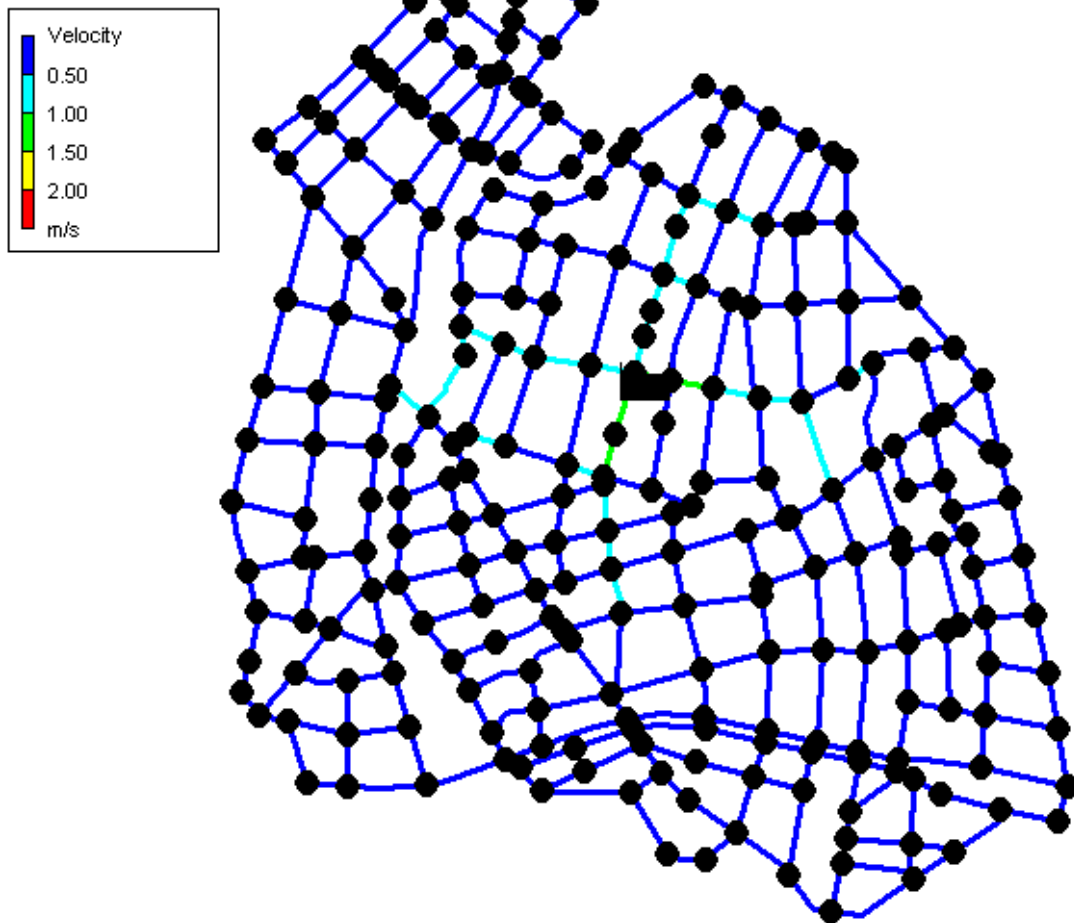
Ακολουθούν τα εξαγόμενα αποτελέσματα από το πρόγραμμα EPANET.



Σχήμα 8.6: Απεικόνιση υψομέτρων εδάφους



Σχήμα 8.7: Απεικόνιση ύψους πίεσης



Σχήμα 8.8: Απεικόνιση ταχύτητας ροής

Με τους συνολικούς δείκτες αξιοπιστίας να έχουν ως εξής:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow I_r = 0,007823$$

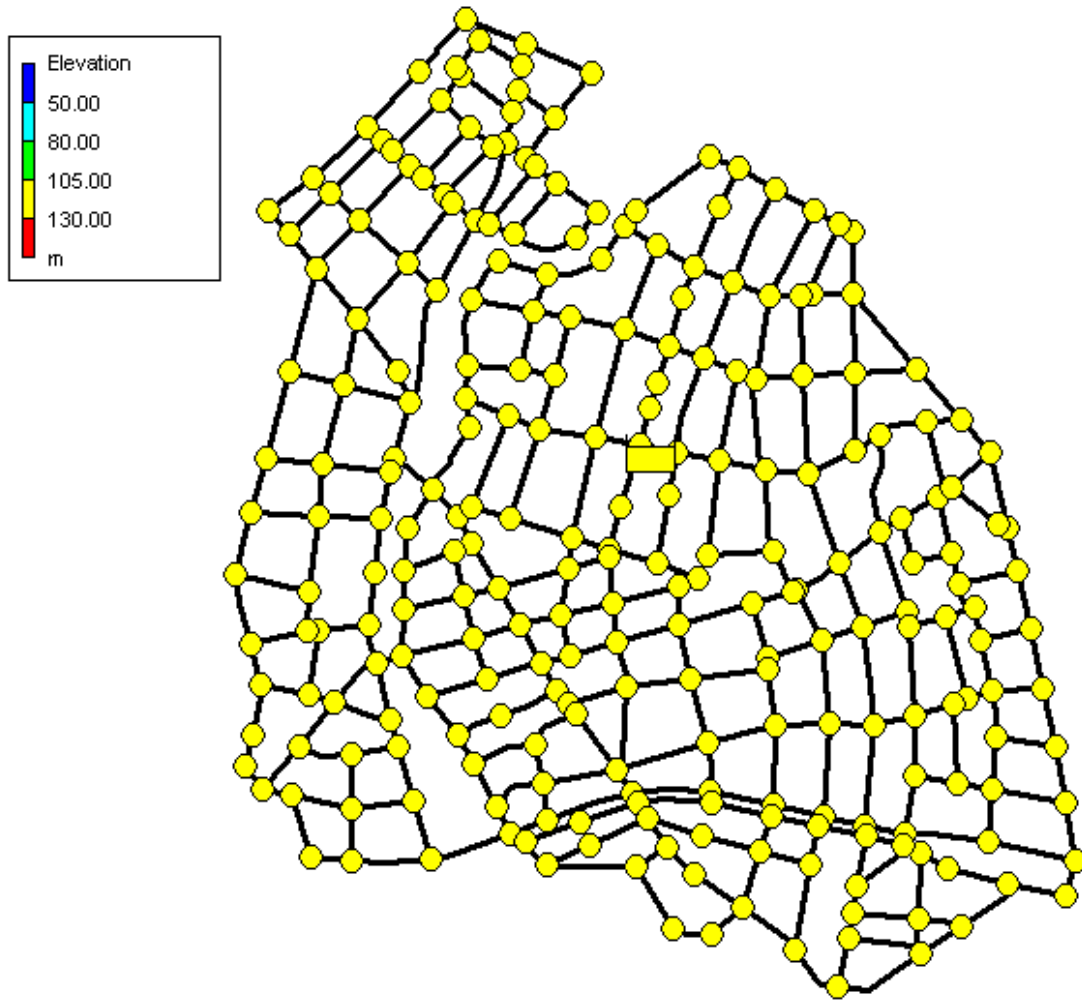
$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} I_{fi}}{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow I_f = 0,001723 \text{ και}$$

$$I_s = \min h_i - h_i^* \quad \forall i = 1, n_n \Rightarrow I_s = -1,83m$$

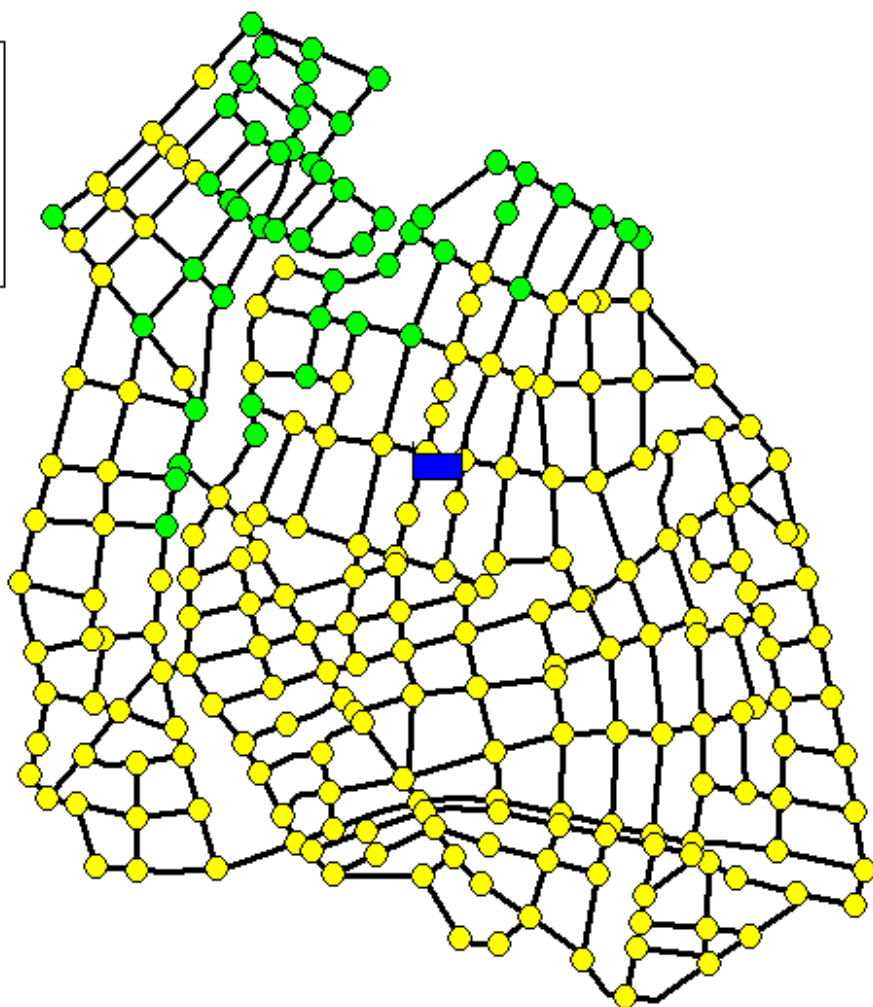
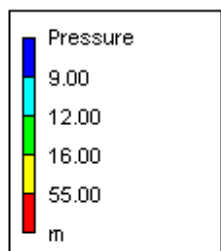
2° Εναλλακτικό Σενάριο

Το δεύτερο σενάριο είναι εναλλακτικό και σε αυτό η ολική κατανάλωση σχεδιασμού προσδιορίστηκε για πληθυσμό 8.000 κατοίκων, με μέγιστη ωριαία κατανάλωση 200l/κάτοικο/ημέρα και πολλαπλασιαστές ζήτησης ίσο με 2,0 ενώ το υψόμετρο της δεξαμενής

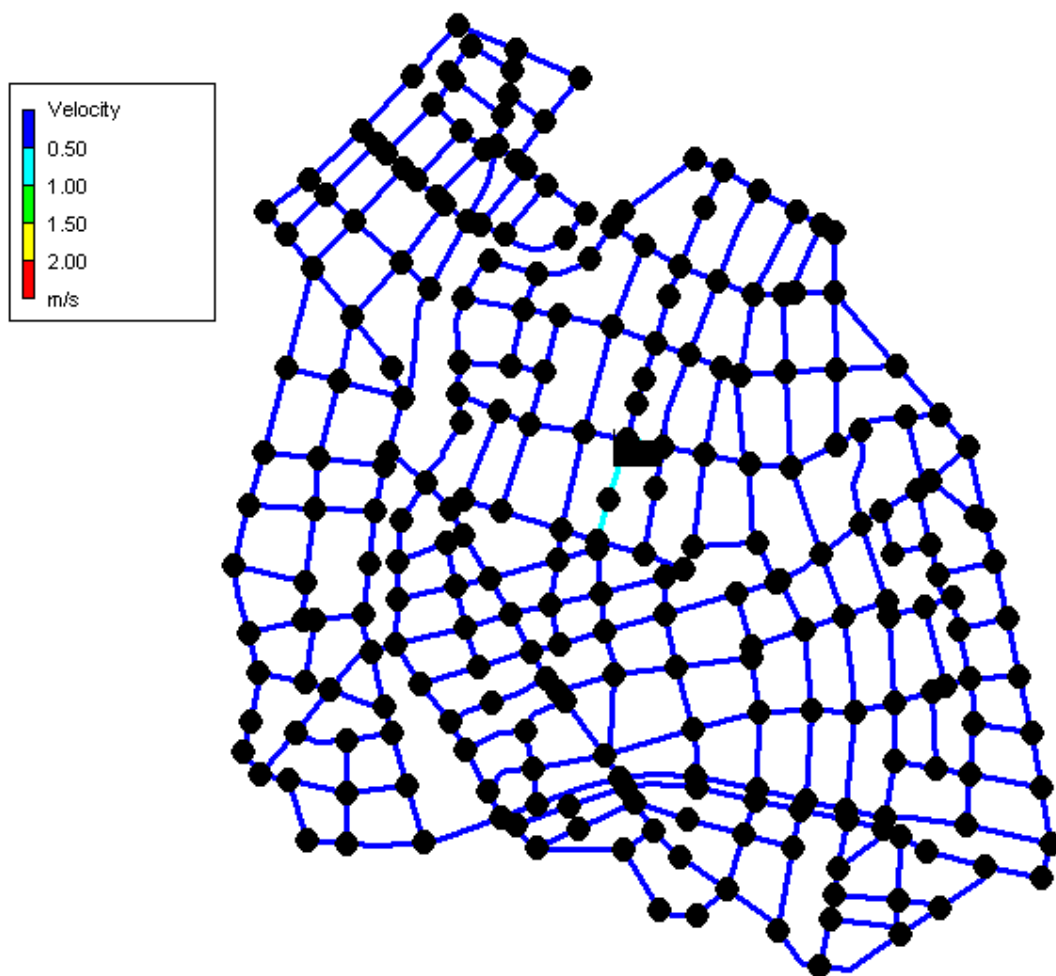
παραμένει στα +127,80 m. Συνεπώς επέρχονται αλλαγές στις παροχές των κόμβων καθώς και στην παροχή της δεξαμενής που πλέον ανέρχεται σε 37,037 l/s. Τα εξαγόμενα αποτελέσματα από το πρόγραμμα EPANET έχουν ως εξής:



Σχήμα 8.9: Απεικόνιση υψομέτρων εδάφους



Σχήμα 8.10: Απεικόνιση ύψους πίεσης



Σχήμα 8.11: Απεικόνιση ταχύτητας ροής

Με τους συνολικούς δείκτες αξιοπιστίας να έχουν ως εξής:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow , I_r = 0,006377$$

$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} I_{fi}}{\sum_{i=1}^{n_n} q_i^* h_i^*} \Rightarrow I_f = 0,001542 \text{ και}$$

$$I_s = \min h_i - h_i^* \quad \forall i=1, n_n \Rightarrow I_s = -1,99m$$

Μη καταγεγραμμένο και ατιμολόγητο νερό

Ένας ακόμα σημαντικός δείκτης αξιολόγησης του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων αποτελεί το μη καταγεγραμμένο και το ατιμολόγητο νερό. Σύμφωνα με στοιχεία της Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων και οι δύο δείκτες προσεγγίζουν το 50% με 60%. Συνολικά υπολογίζεται ότι περισσότερα

από 1.300.000 m³ νερού δεν καταγράφονται το χρόνο ενώ περίπου άλλα τόσα υπολογίζεται ότι δεν τιμολογούνται. Η πλειοψηφία του νερού που δεν καταγράφεται και του νερού που δεν τιμολογείται έχει να κάνει με κλοπές και παράνομες συνδέσεις που πραγματοποιούν οι κάτοικοι του καταυλισμού αθίγγανων που βρίσκονται στα όρια του δήμου. Ένα μικρό ποσοστό μη καταγεγραμμένου νερού οφείλεται σε διαρροές και υπομέτρηση των υδρομετρητών. Ένα επίσης μικρό ποσοστό του ατιμολόγητου νερού οφείλεται σε διαρροές, καθαρισμούς δρόμων, πότισμα πάρκων και καθαρισμό σωλήνων.

Ανάλυση Αποτελεσμάτων

Η πόλη των Σοφάδων είναι μία πεδινή, επίπεδη πόλη. Έτσι λοιπόν το υψόμετρο της περιοχής δεν είναι επαρκές από υδραυλικής άποψης και συνεπώς επιλέχθηκε ως λύση για την κατά το δυνατόν πιο εύρυθμη και αξιόπιστη λειτουργία του δικτύου η χρησιμοποίηση αγωγών μεγάλων διαμέτρων έτσι ώστε να μειωθούν οι απώλειες.

Σημαντικό ρόλο στα αποτελέσματα που εξήχθησαν διαδραματίζει η επιλογή του μελετητή να θέσει ως απαιτούμενο ύψος πίεσης στους κόμβους τα 9 m, τη στιγμή που στη σύγχρονη βιβλιογραφία για διώροφα κτήρια (από τα οποία αποτελείται η πόλη των Σοφάδων) συνήθως επιλέγονται τιμές μεταξύ των 16-17 m.

Όσον αφορά τους προτεινόμενους δείκτες αξιοπιστίας αυτοί κατέδειξαν με τον πλέον αντιπροσωπευτικό τρόπο τη λειτουργία του δικτύου.

Ο δείκτης που αντιπροσωπεύει την ευρωστία του δικτύου (I_r) πήρε αρνητικές τιμές για την πραγματική κατάσταση του δικτύου, κάτι που ήταν αναμενόμενο λόγω του ότι τα ύψη πίεσης ήταν στο σύνολο σχεδόν των κόμβων κάτω των 16 m. Με το πρώτο εναλλακτικό σενάριο λειτουργίας όπου αυξήθηκε το υψόμετρο της δεξαμενής παρατηρήθηκε μία αύξηση του I_r το οποίο πλέον έχει θετική τιμή. Το ίδιο συμβαίνει και με το δεύτερο εναλλακτικό σενάριο λειτουργίας. Αυτή η εξέλιξη κρίνεται ως αναμενόμενη για το πρώτο εναλλακτικό σενάριο καθώς τα ύψη πίεσης αυξήθηκαν με συνέπεια τη συνολική αύξηση του δείκτη, ενώ για το δεύτερο σενάριο λόγω του γεγονότος ότι μειώθηκε η παροχή της δεξαμενής και συνεπώς και των κλάδων.

Ο δείκτης αστοχίας για την πραγματική κατάσταση του δικτύου (I_i) κατέδειξε πως υπάρχουν αστοχίες στο δίκτυο, καθώς παρατηρούνται μικρές ταχύτητες ροής στους αγωγούς και χαμηλά ύψη πίεσης. Στο πρώτο όμως εναλλακτικό σενάριο λειτουργίας ο δείκτης έπεσε σε οριακά θετικές τιμές κάτι που καταδεικνύει την ορθότερη λειτουργία του δικτύου κάτω από τις συνθήκες του πρώτου εναλλακτικού σεναρίου. Παρόμοια πτώση του δείκτη παρατηρείται και με το δεύτερο σενάριο λειτουργίας.

Ο τρίτος δείκτης I_s για την πραγματική κατάσταση του δικτύου δείχνει ότι υπάρχει σημαντικό έλλειμμα πίεσης όχι μόνο σε απομακρυσμένα σημεία του δικτύου, αλλά σχεδόν στο σύνολο αυτού κάτι που δημιουργεί σημαντικά προβλήματα υποπίεσεων. Το έλλειμμα αυτό υποχωρεί σημαντικά τόσο στο πρώτο όσο και στο δεύτερο εναλλακτικό σενάριο λειτουργίας.

Συμπερασματικά, οι προτεινόμενοι δείκτες αξιοπιστίας καταδεικνύουν τη μη επαρκή αξιοπιστία του δικτύου στην υπάρχουσα κατάσταση λειτουργίας του. Αντίθετα, με τα δύο εναλλακτικά σενάρια λειτουργίας επιτυγχάνεται μεγαλύτερη αξιοπιστία του δικτύου που πιθανόν θα οδηγούσε σε πιο

εύρυθμη λειτουργία του δικτύου. Επίσης, η πολύ μεγάλες τιμές του μη καταγεγραμμένου και του ατιμολόγητου νερού καταδεικνύουν τη γενικότερη μη αξιόπιστη λειτουργία του δικτύου.

Συνεπώς, μπορούμε να πούμε πως το δίκτυο δεν έχει καλή αξιοπιστία, καθώς τη δυσμενέστερη μέρα του χρόνου παρατηρείται έντονο πρόβλημα υποπίεσεων στο σύνολο σχεδόν του δικτύου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην σημερινή εποχή όπου η διαχείριση των υδατικών πόρων είναι πρωταρχικής σημασίας, η αξιολόγηση των αστικών δικτύων ύδρευσης είναι κομβικής σημασίας έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η λειτουργία τους και να καταγραφούν τα προβλήματά τους. Στο πλαίσιο αυτό η παρούσα εργασία επιχείρησε μία συνοπτική καταγραφή των δεικτών αξιολόγησης των δικτύων ύδρευσης και επικεντρώθηκε στην εφαρμογή των δεικτών Todini στο δίκτυο ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων. Στόχος της ήταν να υπάρξει μία αξιολόγηση του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων. Ο στόχος της εργασίας επιτεύχθηκε καθώς με βάση την ανάλυση των αποτελεσμάτων προκύπτει η έλλειψη αξιοπιστίας του δικτύου ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων και τα προβλήματα πίεσης που παρουσιάζονται σε αυτό.

Στο τεχνικό κομμάτι, η συμβολή του υδραυλικού προγράμματος EPANET ήταν σημαντική στην μετατροπή των αναλογικών δεδομένων σε ψηφιακά και στον άμεσο υπολογισμό του πλήθους των δεδομένων που απαιτούνταν για την υλοποίηση της εφαρμογής. Το δίκτυο ύδρευσης της πόλης των Σοφάδων δεν μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστο καθώς με βάση τα αποτελέσματα που μας έδωσαν οι δείκτες Todini είναι σαφές πως το δίκτυο έχει υψηλό δείκτη αστοχίας και μεγάλο έλλειμμα ύψους πίεσης ενώ αντίθετα έχει χαμηλό, οριακά αρνητικό δείκτη ευρωστίας. Επίσης, ένα άλλο σημαντικό πρόβλημα του δικτύου που καταγράφηκε είναι τα υψηλά ποσοστά του μη καταγεγραμμένου και του ατιμολόγητου νερού. Αυτά οφείλονται κυρίως στην πληθώρα παράνομων συνδέσεων και κλοπών που πραγματοποιούνται από τους αθίγγανους που βρίσκονται σε καταυλισμό, στα όρια του δήμου. Αυτό είναι ένα μείζον κοινωνικό και οικονομικό πρόβλημα, καθώς από τη μία οι αθίγγανοι της περιοχής ζουν κάτω από το όριο της φτώχειας και σε κάκιστες συνθήκες, ενώ την ίδια ώρα η Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων ζημιώνεται σημαντικά σε οικονομικό επίπεδο, κόστος που συχνά μεταφέρεται στους καταναλωτές.

ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Γενικά τα δίκτυα ύδρευσης απαιτείται να έχουν υψηλό βαθμό αξιοπιστίας. Συχνά αυτό καθίσταται αδύνατο λόγω του πλήθους προβλημάτων που παρουσιάζουν τα αστικά δίκτυα ύδρευσης. Ειδικότερα το δίκτυο της πόλης των Σοφάδων παρουσιάζει σημαντικά προβλήματα που αναλύθηκαν παραπάνω. Για την επίλυση των προβλημάτων εξετάστηκαν δύο εναλλακτικά σενάρια λειτουργίας του δικτύου. Στο μεν πρώτο διατηρήσαμε τα δεδομένα της μελέτης με μοναδική διαφορά το υψόμετρο στον υδατόπυργο, όπου λήφθηκε ίσο με +130,80 m, ενώ στο δεύτερο η ολική κατανάλωση σχεδιασμού προσδιορίστηκε για πληθυσμό 8.000 κατοίκων, με μέγιστη ωριαία κατανάλωση 200 l/κάτοικο/ημέρα και πολλαπλασιαστική ζήτησης ίσο με 2,0 ενώ το υψόμετρο της δεξαμενής παρέμεινε στα +127,80 m. Και τα δύο σενάρια βελτίωσαν αισθητά την αξιοπιστία του δικτύου και περιόρισαν το έντονο φαινόμενο των υποπίεσεων όπως καταγράφηκε από τους δείκτες Todini. Το μεν πρώτο σενάριο ήταν βελτιωτικό, ενώ το δεύτερο ήταν εναλλακτικό και δημιουργήθηκε με σκοπό να υπάρξει ένα μέτρο σύγκρισης μεταξύ των σεναρίων.

Όσον αφορά το εκτεταμένο ζήτημα κλοπών και παράνομων συνδέσεων που παρατηρείται στο δίκτυο προτείνεται η κατασκευή ξεχωριστής δεξαμενής στον καταυλισμό των αθίγγανων έτσι ώστε να καλύπτονται αυτόνομα οι ανάγκες του πληθυσμού. Αυτή η λύση αναμένεται να υιοθετηθεί

σύνομα από τη Δ.Ε.Υ.Α. Σοφάδων, και κρίνεται ως λογική, καθώς έτσι θα περιοριστεί το φαινόμενο των κλοπών και των παράνομων συνδέσεων αλλά και θα δοθεί μία οριστική λύση στο πρόβλημα ύδρευσης των αθίγγανων. Επιπλέον η δημιουργία μίας ακόμα δεξαμενής θα βελτιώσει αισθητά και τη λειτουργία του υπάρχοντος δικτύου καθώς αυτό θα καλύπτει λιγότερους καταναλωτές.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική

Αφτιάς Μ. 1992, *Υδρεύσεις*, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Ευστρατιάδης Α. & Κουτσογιάννης Δ. 2005, *Τυπικά Υδραυλικά Έργα (Σημειώσεις στα πλαίσια του μαθήματος)*, ΕΜΠ ΣΠΜ, Αθήνα

Ζωτάλης Α. 2008, Διπλωματική Εργασία, *Γεωγραφικά Συστήματα Πληροφοριών σε δίκτυα ύδρευσης οικισμών εφαρμογή: Μανδράκι, Νίσυρος*, Εργαστήριο Εγγειοβελτιωτικών Έργων και Διαχείρισης Υδατικών Πόρων, ΣΑΤΜ, ΕΜΠ

Μαντόγλου Α. 2004, *Μηχανική Ρευστών και Εφαρμοσμένη Υδραυλική*, ΕΜΠ, Αθήνα

Νουτσόπουλος Γ. , και Χριστοδούλου Γ. , 1996, *Μαθήματα Μηχανικής Ρευστών*, Εκδόσεις Ε.Μ.Π, Αθήνα

Παντοκράτορας Α. 1997, *Υδρεύσεις Πόλεων, Τόμος Ι*, Θεωρία, Ξάνθη, ΔΠΘ

Παντοκράτορας Α. 1997, *Υδρεύσεις Πόλεων, Τόμος Ι Ι*, Παραδείγματα, Ξάνθη, ΔΠΘ

Ρούσσης Α. 2010, Διπλωματική Εργασία, *Πρόταση αναβάθμισης του δικτύου ύδρευσης Μανδρακίου της Νισύρου με χρήση μοντέλων επίλυσης δικτύων ύδρευσης*, Εργαστήριο Εγγειοβελτιωτικών Έργων και Διαχείρισης Υδατικών Πόρων, ΣΑΤΜ, ΕΜΠ

Τερζίδης Γ. 1997, *Εφαρμοσμένη Υδραυλική*, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη

Τσακίρης Γ. 2006, *Υδραυλικά Έργα Σχεδιασμός και Διαχείριση, Τόμος ΙΙ*, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα

Τσακίρης Γ. 2010. *Υδραυλικά Έργα, Σχεδιασμός και Διαχείριση Τόμος Ι - Αστικά Υδραυλικά Έργα*, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα

Διεθνής

Avi Ostfeld 2001, *Reliability Analysis of regional water distribution systems*, Urban Water 3 (2001) pp 253-260

Bao Y. and Mays L. 1980, *Model for Water Distribution System Reliability* Journal of Hydraulic Engineering 116, (9), pp 1119-1137(September 1990)

Camp, R. and Lawler, J., 1969, *Water Supplies*, in Davis, C. and Sorenson, K., (Eds), Handbook of Applied Hydraulics, McGraw-Hill, N.Y.

Gargano R. and Pianese D. 2000, *Reliability As Tool For Hydraulic Network Planning*, Journal of Hydraulic Engineering 126, (5), pp 354-364

Liimatainen, J. and Virta M. , 1975, *Vedenkulutuksen vaihtehtut*

Metcalf and Eddy, 1972. *Wastewater Engineering*, McGraw-Hill, N.Y.

Todini E. 2000. *Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach*, Urban Water, 2, (2), pp 115-122

Todini,E.,1979.*Un metodo del gradient per la verifica delle reti idrauliche (in Italian)*. *Bollettino degli Ingegneri della Toscana* n 11.

Todini, E.,& Pilati, S.1988. *A gradient algorithm for the analysis of pipe networks*. In B. Coulbeck & Chun-HouOrr (Eds.), *Computer applications in water supply* pp.1-20. Wiley: Research Studies Press.

Trifunovic, N., 2006, *Introduction to urban water distribution*, Unesco IHE lecture note series, Taylor & Francis.

Διαδικτυακοί τόποι

www.sofades.gr

<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακες εναλλακτικών σεναρίων:

1^ο Εναλλακτικό Σενάριο-Βελτιωτικό

Πίν. 1.1: Εφαρμογή δεικτών Todini ανά κόμβο

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	l_r	l_f
1001	0,32	16,88	16	0,000029	0,000000
1002	0,36	16,87	16	0,000033	0,000000
1003	0,27	16,73	16	0,000021	0,000000
1004	0,37	16,36	16	0,000014	0,000000
1005	0,00	17,75	16	0,000000	0,000000
1006	0,31	17,58	16	0,000051	0,000000
1007	0,27	18,04	16	0,000058	0,000000
1008	0,36	17,58	16	0,000059	0,000000
1009	0,22	17,35	16	0,000031	0,000000
1010	0,27	17,49	16	0,000042	0,000000
1011	0,29	17,95	16	0,000059	0,000000
1012	0,19	17,40	16	0,000028	0,000000
1013	0,25	17,47	16	0,000038	0,000000
1014	0,41	17,06	16	0,000045	0,000000
1015	0,39	17,17	16	0,000048	0,000000
1016	0,21	17,28	16	0,000028	0,000000
1017	0,28	17,41	16	0,000041	0,000000
1018	0,08	17,11	16	0,000009	0,000000
1019	0,23	17,41	16	0,000034	0,000000
1020	0,34	16,98	16	0,000035	0,000000
1021	0,23	17,10	16	0,000026	0,000000
1022	0,22	17,17	16	0,000027	0,000000
1023	0,18	17,13	16	0,000021	0,000000
1024	0,40	17,47	16	0,000061	0,000000
1025	0,20	17,14	16	0,000024	0,000000
1026	0,38	17,27	16	0,000050	0,000000
1027	0,29	16,85	16	0,000026	0,000000
1028	0,22	17,25	16	0,000029	0,000000
1029	0,18	17,73	16	0,000033	0,000000
1030	0,19	17,07	16	0,000021	0,000000
1031	0,13	17,23	16	0,000017	0,000000
1032	0,09	17,65	16	0,000016	0,000000
1033	0,33	17,20	16	0,000041	0,000000
1034	0,42	17,04	16	0,000046	0,000000
1035	0,40	17,04	16	0,000043	0,000000
1036	0,38	16,99	16	0,000039	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	l_r	l_f
1037	0,35	17,68	16	0,000061	0,000000
1038	0,34	17,75	16	0,000062	0,000000
1039	0,42	17,66	16	0,000073	0,000000
1040	0,22	17,65	16	0,000038	0,000000
1041	0,41	17,29	16	0,000055	0,000000
1042	0,35	17,76	16	0,000064	0,000000
1043	0,50	17,55	16	0,000081	0,000000
1044	0,32	17,35	16	0,000045	0,000000
1045	0,35	17,25	16	0,000046	0,000000
1046	0,27	17,45	16	0,000041	0,000000
1047	0,28	17,49	16	0,000044	0,000000
1048	0,13	18,09	16	0,000028	0,000000
1049	0,73	17,24	16	0,000095	0,000000
1050	0,65	16,89	16	0,000060	0,000000
1051	0,61	17,08	16	0,000069	0,000000
1052	0,68	17,10	16	0,000078	0,000000
1053	0,70	17,33	16	0,000097	0,000000
1054	0,58	17,19	16	0,000072	0,000000
1055	0,27	17,11	16	0,000031	0,000000
1056	0,25	17,09	16	0,000028	0,000000
1057	0,35	16,97	16	0,000035	0,000000
1058	0,24	17,26	16	0,000032	0,000000
1059	0,38	17,20	16	0,000048	0,000000
1060	0,20	16,81	16	0,000017	0,000000
1061	0,60	17,06	16	0,000066	0,000000
1062	0,74	16,97	16	0,000075	0,000000
1063	0,35	17,09	16	0,000040	0,000000
1064	0,26	17,09	16	0,000030	0,000000
1065	0,57	16,87	16	0,000052	0,000000
1066	0,60	16,95	16	0,000060	0,000000
1067	0,32	16,88	16	0,000029	0,000000
1068	0,32	16,67	16	0,000022	0,000000
1069	0,44	17,10	16	0,000051	0,000000
1070	0,13	16,99	16	0,000013	0,000000
1071	0,46	16,96	16	0,000046	0,000000
1072	0,25	16,68	16	0,000018	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1073	0,16	16,91	16	0,000015	0,000000
1074	0,28	16,85	16	0,000025	0,000000
1075	0,31	16,61	16	0,000020	0,000000
1076	0,22	16,95	16	0,000022	0,000000
1077	0,41	17,23	16	0,000053	0,000000
1078	0,64	16,87	16	0,000058	0,000000
1079	0,52	16,91	16	0,000049	0,000000
1080	0,18	16,67	16	0,000013	0,000000
1081	0,25	16,65	16	0,000017	0,000000
1082	0,66	16,60	16	0,000041	0,000000
1083	0,63	16,38	16	0,000025	0,000000
1084	0,22	16,26	16	0,000006	0,000000
1085	0,23	16,60	16	0,000014	0,000000
1086	0,54	16,75	16	0,000042	0,000000
1087	0,21	16,71	16	0,000016	0,000000
1088	0,27	17,03	16	0,000029	0,000000
1089	0,25	15,99	16	0,000000	0,000002
1090	0,51	15,98	16	-0,000001	0,000008
1091	0,21	16,82	16	0,000018	0,000000
1092	0,16	17,02	16	0,000017	0,000000
1093	0,26	16,19	16	0,000005	0,000000
1094	0,22	16,75	16	0,000017	0,000000
1095	0,34	16,59	16	0,000021	0,000000
1096	0,22	16,92	16	0,000021	0,000000
1097	0,39	16,98	16	0,000040	0,000000
1098	0,18	17,19	16	0,000022	0,000000
1099	0,38	16,74	16	0,000029	0,000000
1100	0,26	16,59	16	0,000016	0,000000
1101	0,40	17,48	16	0,000062	0,000000
1102	0,30	17,30	16	0,000041	0,000000
1103	0,14	17,53	16	0,000022	0,000000
1104	0,50	17,52	16	0,000079	0,000000
1105	0,53	16,83	16	0,000046	0,000000
1106	0,32	16,98	16	0,000033	0,000000
1107	0,31	16,67	16	0,000022	0,000000
1108	0,41	16,57	16	0,000024	0,000000
1109	0,29	17,12	16	0,000034	0,000000
1110	0,16	17,82	16	0,000030	0,000000
1111	0,39	17,46	16	0,000060	0,000000
1112	0,51	16,94	16	0,000050	0,000000
1113	0,35	16,67	16	0,000025	0,000000
1114	0,24	17,12	16	0,000028	0,000000
1115	0,23	17,29	16	0,000031	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1116	0,22	17,05	16	0,000024	0,000000
1117	0,20	17,01	16	0,000021	0,000000
1118	0,29	17,89	16	0,000057	0,000000
1119	0,31	18,39	16	0,000077	0,000000
1120	0,43	19,17	16	0,000142	0,000000
1121	0,48	17,99	16	0,000100	0,000000
1122	0,33	18,10	16	0,000072	0,000000
1123	0,40	17,70	16	0,000071	0,000000
1124	0,67	18,03	16	0,000142	0,000000
1125	0,65	17,45	16	0,000099	0,000000
1126	0,81	17,40	16	0,000119	0,000000
1127	0,36	17,07	16	0,000040	0,000000
1128	0,65	16,08	16	0,000005	0,000000
1129	0,34	16,12	16	0,000004	0,000000
1130	0,20	16,04	16	0,000001	0,000000
1131	0,84	17,66	16	0,000146	0,000000
1132	0,61	17,34	16	0,000085	0,000000
1133	0,37	17,15	16	0,000044	0,000000
1134	0,14	16,66	16	0,000010	0,000000
1135	0,37	17,16	16	0,000045	0,000000
1136	0,34	16,73	16	0,000026	0,000000
1137	0,24	17,07	16	0,000027	0,000000
1138	0,19	18,66	16	0,000053	0,000000
1139	0,19	18,03	16	0,000040	0,000000
1140	0,39	17,73	16	0,000071	0,000000
1141	0,57	17,36	16	0,000081	0,000000
1142	0,30	16,94	16	0,000029	0,000000
1143	0,55	16,68	16	0,000039	0,000000
1144	0,68	16,52	16	0,000037	0,000000
1145	0,68	16,58	16	0,000041	0,000000
1146	0,43	16,20	16	0,000009	0,000000
1147	0,92	17,14	16	0,000110	0,000000
1148	0,43	16,81	16	0,000036	0,000000
1149	0,42	16,71	16	0,000031	0,000000
1150	0,16	16,71	16	0,000012	0,000000
1151	0,12	16,63	16	0,000008	0,000000
1152	0,27	16,98	16	0,000028	0,000000
1153	0,06	16,99	16	0,000006	0,000000
1154	0,22	17,39	16	0,000032	0,000000
1155	0,38	17,23	16	0,000049	0,000000
1156	0,64	16,78	16	0,000052	0,000000
1157	0,57	16,56	16	0,000033	0,000000
1158	0,27	16,49	16	0,000014	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1159	0,21	16,44	16	0,000010	0,000000
1160	0,46	16,40	16	0,000019	0,000000
1161	0,44	16,93	16	0,000043	0,000000
1162	0,19	16,45	16	0,000009	0,000000
1163	0,27	16,17	16	0,000005	0,000000
1164	0,29	16,42	16	0,000013	0,000000
1165	0,52	16,45	16	0,000024	0,000000
1166	0,18	16,11	16	0,000002	0,000000
1167	0,40	16,26	16	0,000011	0,000000
1168	0,33	16,08	16	0,000003	0,000000
1169	0,17	16,23	16	0,000004	0,000000
1170	0,10	16,20	16	0,000002	0,000000
1171	0,55	17,59	16	0,000091	0,000000
1172	0,67	17,22	16	0,000085	0,000000
1173	0,28	17,12	16	0,000033	0,000000
1174	0,14	17,47	16	0,000022	0,000000
1175	0,33	17,19	16	0,000041	0,000000
1176	0,09	16,79	16	0,000007	0,000000
1177	0,20	16,53	16	0,000011	0,000000
1178	0,14	15,96	16	-0,000001	0,000004
1179	0,25	15,84	16	-0,000004	0,000030
1180	0,67	16,70	16	0,000049	0,000000
1181	0,38	17,24	16	0,000049	0,000000
1182	0,33	16,24	16	0,000008	0,000000
1183	0,72	16,83	16	0,000062	0,000000
1184	0,35	17,69	16	0,000062	0,000000
1185	0,55	17,18	16	0,000068	0,000000
1186	0,39	17,26	16	0,000051	0,000000
1187	0,22	16,40	16	0,000009	0,000000
1188	0,29	16,57	16	0,000017	0,000000
1189	0,36	17,38	16	0,000052	0,000000
1190	0,23	17,37	16	0,000033	0,000000
1191	0,31	17,25	16	0,000041	0,000000
1192	0,21	16,61	16	0,000013	0,000000
1193	0,34	16,75	16	0,000027	0,000000
1194	0,46	16,28	16	0,000013	0,000000
1195	0,31	17,07	16	0,000035	0,000000
1196	0,30	17,14	16	0,000036	0,000000
1197	0,17	17,12	16	0,000020	0,000000
1198	0,30	16,70	16	0,000022	0,000000
1199	0,34	16,73	16	0,000026	0,000000
1200	0,38	16,32	16	0,000013	0,000000
1201	0,45	16,76	16	0,000036	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1202	0,48	16,63	16	0,000032	0,000000
1203	0,26	17,02	16	0,000028	0,000000
1204	0,17	17,12	16	0,000020	0,000000
1205	0,07	17,42	16	0,000010	0,000000
1206	0,25	16,56	16	0,000015	0,000000
1207	0,27	17,13	16	0,000032	0,000000
1208	0,13	17,02	16	0,000014	0,000000
1209	0,44	15,60	16	-0,000018	0,000132
1210	0,66	16,74	16	0,000051	0,000000
1211	0,46	17,28	16	0,000062	0,000000
1212	0,24	16,46	16	0,000012	0,000000
1213	0,70	16,19	16	0,000014	0,000000
1214	0,49	16,55	16	0,000028	0,000000
1215	0,19	17,04	16	0,000021	0,000000
1216	0,10	16,14	16	0,000001	0,000000
1217	0,35	15,59	16	-0,000015	0,000108
1218	0,52	16,04	16	0,000002	0,000000
1219	0,51	16,31	16	0,000017	0,000000
1220	0,33	16,89	16	0,000031	0,000000
1221	0,17	16,39	16	0,000007	0,000000
1222	0,34	15,75	16	-0,000009	0,000064
1223	0,16	15,58	16	-0,000007	0,000050
1224	0,29	15,34	16	-0,000020	0,000143
1225	0,29	15,13	16	-0,000026	0,000189
1226	0,23	15,96	16	-0,000001	0,000007
1227	0,19	16,02	16	0,000000	0,000000
1228	0,23	15,57	16	-0,000010	0,000074
1229	0,23	16,09	16	0,000002	0,000000
1230	0,26	15,87	16	-0,000004	0,000025
1231	0,24	16,50	16	0,000013	0,000000
1232	0,23	16,40	16	0,000010	0,000000
1233	0,28	15,98	16	-0,000001	0,000004
1234	0,22	16,00	16	0,000000	0,000000
1235	0,07	15,90	16	-0,000001	0,000005
1236	0,19	15,51	16	-0,000010	0,000070
1237	0,18	16,63	16	0,000012	0,000000
1238	0,21	16,35	16	0,000008	0,000000
1239	0,21	16,35	16	0,000008	0,000000
1240	0,16	15,85	16	-0,000003	0,000018
1241	0,22	15,69	16	-0,000007	0,000051
1242	0,11	15,57	16	-0,000005	0,000035
1243	0,14	15,66	16	-0,000005	0,000036
1244	0,25	15,45	16	-0,000014	0,000103

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1245	0,08	15,14	16	-0,000007	0,000052
1246	0,22	15,57	16	-0,000010	0,000071
1247	0,17	15,67	16	-0,000006	0,000042
1248	0,24	15,68	16	-0,000008	0,000058
1249	0,17	15,58	16	-0,000007	0,000054

Κόμβος	Παροχή	Ύψος πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1250	0,17	15,57	16	-0,000008	0,000055
1251	0,17	14,17	16	-0,000033	0,000233

2^ο Εναλλακτικό Σενάριο

Πιν. 1.2 : Κατανάλωση σχεδιασμού κόμβων (l / s)

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1001	7622	37,0370	0,1402
1002	8621	37,0370	0,1586
1003	6526	37,0370	0,1201
1004	8889	37,0370	0,1635
1005	10	37,0370	0,0002
1006	7407	37,0370	0,1363
1007	6486	37,0370	0,1193
1008	8659	37,0370	0,1593
1009	5393	37,0370	0,0992
1010	6578	37,0370	0,1210
1011	6996	37,0370	0,1287
1012	4537	37,0370	0,0835
1013	6158	37,0370	0,1133
1014	9851	37,0370	0,1812
1015	9534	37,0370	0,1754
1016	5144	37,0370	0,0946
1017	6875	37,0370	0,1265
1018	2012	37,0370	0,0370
1019	5568	37,0370	0,1024
1020	8324	37,0370	0,1532
1021	5475	37,0370	0,1007
1022	5247	37,0370	0,0965
1023	4432	37,0370	0,0815
1024	9780	37,0370	0,1799
1025	4780	37,0370	0,0879
1026	9269	37,0370	0,1705
1027	7089	37,0370	0,1304
1028	5315	37,0370	0,0978
1029	4308	37,0370	0,0793
1030	4478	37,0370	0,0824

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1031	3247	37,0370	0,0597
1032	2197	37,0370	0,0404
1033	7891	37,0370	0,1452
1034	10036	37,0370	0,1847
1035	9597	37,0370	0,1766
1036	9144	37,0370	0,1682
1037	8530	37,0370	0,1569
1038	8133	37,0370	0,1496
1039	10159	37,0370	0,1869
1040	5268	37,0370	0,0969
1041	10018	37,0370	0,1843
1042	8439	37,0370	0,1553
1043	12018	37,0370	0,2211
1044	7780	37,0370	0,1431
1045	8566	37,0370	0,1576
1046	6569	37,0370	0,1209
1047	6669	37,0370	0,1227
1048	3185	37,0370	0,0586
1049	17657	37,0370	0,3249
1050	15689	37,0370	0,2887
1051	14700	37,0370	0,2705
1052	16374	37,0370	0,3013
1053	16839	37,0370	0,3098
1054	14056	37,0370	0,2586
1055	6449	37,0370	0,1187
1056	6056	37,0370	0,1114
1057	8402	37,0370	0,1546
1058	5902	37,0370	0,1086
1059	9205	37,0370	0,1694
1060	4830	37,0370	0,0889

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q^h_{max}	q_n
1061	14613	37,0370	0,2689
1062	17799	37,0370	0,3275
1063	8470	37,0370	0,1558
1064	6369	37,0370	0,1172
1065	13828	37,0370	0,2544
1066	14432	37,0370	0,2655
1067	7664	37,0370	0,1410
1068	7817	37,0370	0,1438
1069	10513	37,0370	0,1934
1070	3175	37,0370	0,0584
1071	11000	37,0370	0,2024
1072	5938	37,0370	0,1093
1073	3809	37,0370	0,0701
1074	6734	37,0370	0,1239
1075	7419	37,0370	0,1365
1076	5417	37,0370	0,0997
1077	9917	37,0370	0,1825
1078	15510	37,0370	0,2854
1079	12518	37,0370	0,2303
1080	4247	37,0370	0,0781
1081	6058	37,0370	0,1115
1082	15969	37,0370	0,2938
1083	15175	37,0370	0,2792
1084	5296	37,0370	0,0974
1085	5505	37,0370	0,1013
1086	13002	37,0370	0,2392
1087	5170	37,0370	0,0951
1088	6473	37,0370	0,1191
1089	6133	37,0370	0,1128
1090	12210	37,0370	0,2247
1091	5065	37,0370	0,0932
1092	3830	37,0370	0,0705
1093	6237	37,0370	0,1148
1094	5346	37,0370	0,0984
1095	8273	37,0370	0,1522
1096	5218	37,0370	0,0960
1097	9371	37,0370	0,1724
1098	4323	37,0370	0,0795
1099	9301	37,0370	0,1711
1100	6337	37,0370	0,1166
1101	9746	37,0370	0,1793
1102	7166	37,0370	0,1318
1103	3473	37,0370	0,0639

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q^h_{max}	q_n
1104	11975	37,0370	0,2203
1105	12729	37,0370	0,2342
1106	7807	37,0370	0,1436
1107	7388	37,0370	0,1359
1108	10021	37,0370	0,1844
1109	7047	37,0370	0,1297
1110	3793	37,0370	0,0698
1111	9305	37,0370	0,1712
1112	12210	37,0370	0,2247
1113	8509	37,0370	0,1566
1114	5899	37,0370	0,1085
1115	5578	37,0370	0,1026
1116	5253	37,0370	0,0966
1117	4922	37,0370	0,0906
1118	7061	37,0370	0,1299
1119	7462	37,0370	0,1373
1120	10443	37,0370	0,1921
1121	11567	37,0370	0,2128
1122	7892	37,0370	0,1452
1123	9699	37,0370	0,1785
1124	16132	37,0370	0,2968
1125	15796	37,0370	0,2906
1126	19457	37,0370	0,3580
1127	8638	37,0370	0,1589
1128	15798	37,0370	0,2907
1129	8240	37,0370	0,1516
1130	4736	37,0370	0,0871
1131	20323	37,0370	0,3739
1132	14620	37,0370	0,2690
1133	8959	37,0370	0,1648
1134	3285	37,0370	0,0604
1135	8892	37,0370	0,1636
1136	8309	37,0370	0,1529
1137	5837	37,0370	0,1074
1138	4651	37,0370	0,0856
1139	4493	37,0370	0,0827
1140	9472	37,0370	0,1743
1141	13671	37,0370	0,2515
1142	7209	37,0370	0,1326
1143	13169	37,0370	0,2423
1144	16511	37,0370	0,3038
1145	16539	37,0370	0,3043
1146	10421	37,0370	0,1917

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q^h_{max}	q_n
1147	22183	37,0370	0,4081
1148	10474	37,0370	0,1927
1149	10165	37,0370	0,1870
1150	3750	37,0370	0,0690
1151	2933	37,0370	0,0540
1152	6521	37,0370	0,1200
1153	1491	37,0370	0,0274
1154	5302	37,0370	0,0976
1155	9127	37,0370	0,1679
1156	15441	37,0370	0,2841
1157	13656	37,0370	0,2513
1158	6426	37,0370	0,1182
1159	5017	37,0370	0,0923
1160	11199	37,0370	0,2060
1161	10728	37,0370	0,1974
1162	4496	37,0370	0,0827
1163	6557	37,0370	0,1206
1164	6901	37,0370	0,1270
1165	12483	37,0370	0,2297
1166	4328	37,0370	0,0796
1167	9608	37,0370	0,1768
1168	7927	37,0370	0,1458
1169	4213	37,0370	0,0775
1170	2435	37,0370	0,0448
1171	13221	37,0370	0,2433
1172	16162	37,0370	0,2974
1173	6835	37,0370	0,1258
1174	3340	37,0370	0,0615
1175	8059	37,0370	0,1483
1176	2190	37,0370	0,0403
1177	4868	37,0370	0,0896
1178	3377	37,0370	0,0621
1179	6030	37,0370	0,1109
1180	16109	37,0370	0,2964
1181	9122	37,0370	0,1678
1182	8030	37,0370	0,1477
1183	17296	37,0370	0,3182
1184	8416	37,0370	0,1548
1185	13168	37,0370	0,2423
1186	9323	37,0370	0,1715
1187	5229	37,0370	0,0962
1188	7013	37,0370	0,1290
1189	8780	37,0370	0,1615

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q^h_{max}	q_n
1190	5622	37,0370	0,1034
1191	7369	37,0370	0,1356
1192	5031	37,0370	0,0926
1193	8144	37,0370	0,1498
1194	11105	37,0370	0,2043
1195	7509	37,0370	0,1382
1196	7183	37,0370	0,1322
1197	4006	37,0370	0,0737
1198	7357	37,0370	0,1354
1199	8196	37,0370	0,1508
1200	9252	37,0370	0,1702
1201	10914	37,0370	0,2008
1202	11578	37,0370	0,2130
1203	6400	37,0370	0,1178
1204	4116	37,0370	0,0757
1205	1725	37,0370	0,0317
1206	6064	37,0370	0,1116
1207	6495	37,0370	0,1195
1208	3163	37,0370	0,0582
1209	10718	37,0370	0,1972
1210	15856	37,0370	0,2917
1211	11094	37,0370	0,2041
1212	5849	37,0370	0,1076
1213	16943	37,0370	0,3117
1214	11876	37,0370	0,2185
1215	4495	37,0370	0,0827
1216	2507	37,0370	0,0461
1217	8350	37,0370	0,1536
1218	12567	37,0370	0,2312
1219	12367	37,0370	0,2275
1220	7876	37,0370	0,1449
1221	4201	37,0370	0,0773
1222	8225	37,0370	0,1513
1223	3891	37,0370	0,0716
1224	7076	37,0370	0,1302
1225	6941	37,0370	0,1277
1226	5495	37,0370	0,1011
1227	4680	37,0370	0,0861
1228	5578	37,0370	0,1026
1229	5556	37,0370	0,1022
1230	6344	37,0370	0,1167
1231	5712	37,0370	0,1051
1232	5616	37,0370	0,1033

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1233	6879	37,0370	0,1266
1234	5209	37,0370	0,0958
1235	1597	37,0370	0,0294
1236	4621	37,0370	0,0850
1237	4460	37,0370	0,0821
1238	5040	37,0370	0,0927
1239	4998	37,0370	0,0920
1240	3856	37,0370	0,0709
1241	5279	37,0370	0,0971
1242	2602	37,0370	0,0479
1243	3282	37,0370	0,0604

Κόμβος	$\Sigma E_{κλ}$	Q_{max}^h	q_n
1244	6131	37,0370	0,1128
1245	1932	37,0370	0,0355
1246	5358	37,0370	0,0986
1247	4171	37,0370	0,0767
1248	5681	37,0370	0,1045
1249	4227	37,0370	0,0778
1250	4116	37,0370	0,0757
1251	4041	37,0370	0,0743

Πίν. 1.3: Εφαρμογή δεικτών Todini ανά κόμβο

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1001	0,14	17,41	16	0,000048	0,000000
1002	0,16	17,41	16	0,000054	0,000000
1003	0,12	17,30	16	0,000038	0,000000
1004	0,16	16,99	16	0,000038	0,000000
1005	0,00	18,38	16	0,000000	0,000000
1006	0,14	18,11	16	0,000071	0,000000
1007	0,12	18,52	16	0,000073	0,000000
1008	0,16	18,11	16	0,000082	0,000000
1009	0,10	17,91	16	0,000046	0,000000
1010	0,12	18,09	16	0,000061	0,000000
1011	0,13	18,43	16	0,000076	0,000000
1012	0,08	17,92	16	0,000037	0,000000
1013	0,11	17,93	16	0,000051	0,000000
1014	0,18	17,53	16	0,000067	0,000000
1015	0,18	17,63	16	0,000071	0,000000
1016	0,09	17,73	16	0,000038	0,000000
1017	0,13	17,69	16	0,000053	0,000000
1018	0,04	17,39	16	0,000013	0,000000
1019	0,10	17,69	16	0,000041	0,000000
1020	0,15	17,36	16	0,000049	0,000000
1021	0,10	17,39	16	0,000034	0,000000
1022	0,10	17,56	16	0,000038	0,000000
1023	0,08	17,39	16	0,000027	0,000000
1024	0,18	17,71	16	0,000074	0,000000
1025	0,09	17,32	16	0,000029	0,000000
1026	0,17	17,50	16	0,000062	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1027	0,13	16,95	16	0,000030	0,000000
1028	0,10	17,42	16	0,000034	0,000000
1029	0,08	17,91	16	0,000037	0,000000
1030	0,08	17,07	16	0,000021	0,000000
1031	0,06	17,34	16	0,000019	0,000000
1032	0,04	17,82	16	0,000018	0,000000
1033	0,15	17,10	16	0,000040	0,000000
1034	0,18	17,14	16	0,000050	0,000000
1035	0,18	17,30	16	0,000057	0,000000
1036	0,17	17,36	16	0,000056	0,000000
1037	0,16	18,13	16	0,000082	0,000000
1038	0,15	18,30	16	0,000083	0,000000
1039	0,19	18,28	16	0,000105	0,000000
1040	0,10	18,28	16	0,000055	0,000000
1041	0,18	17,89	16	0,000082	0,000000
1042	0,16	18,38	16	0,000092	0,000000
1043	0,22	18,18	16	0,000116	0,000000
1044	0,14	17,98	16	0,000067	0,000000
1045	0,16	17,88	16	0,000073	0,000000
1046	0,12	18,08	16	0,000060	0,000000
1047	0,12	17,40	16	0,000041	0,000000
1048	0,06	18,00	16	0,000029	0,000000
1049	0,32	17,11	16	0,000086	0,000000
1050	0,29	16,95	16	0,000067	0,000000
1051	0,27	17,23	16	0,000080	0,000000
1052	0,30	17,46	16	0,000106	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1053	0,31	17,75	16	0,000131	0,000000
1054	0,26	17,71	16	0,000107	0,000000
1055	0,12	17,69	16	0,000049	0,000000
1056	0,11	17,69	16	0,000045	0,000000
1057	0,15	17,59	16	0,000058	0,000000
1058	0,11	17,88	16	0,000050	0,000000
1059	0,17	17,10	16	0,000045	0,000000
1060	0,09	16,70	16	0,000015	0,000000
1061	0,27	16,76	16	0,000050	0,000000
1062	0,33	16,97	16	0,000077	0,000000
1063	0,16	17,23	16	0,000048	0,000000
1064	0,12	17,23	16	0,000036	0,000000
1065	0,25	17,10	16	0,000066	0,000000
1066	0,27	17,20	16	0,000078	0,000000
1067	0,14	17,18	16	0,000040	0,000000
1068	0,14	17,13	16	0,000038	0,000000
1069	0,19	17,69	16	0,000078	0,000000
1070	0,06	17,59	16	0,000023	0,000000
1071	0,20	17,58	16	0,000076	0,000000
1072	0,11	17,29	16	0,000034	0,000000
1073	0,07	16,72	16	0,000012	0,000000
1074	0,12	16,71	16	0,000021	0,000000
1075	0,14	16,50	16	0,000017	0,000000
1076	0,10	16,81	16	0,000020	0,000000
1077	0,18	16,80	16	0,000035	0,000000
1078	0,29	16,64	16	0,000045	0,000000
1079	0,23	16,88	16	0,000049	0,000000
1080	0,08	16,67	16	0,000013	0,000000
1081	0,11	16,67	16	0,000018	0,000000
1082	0,29	16,65	16	0,000046	0,000000
1083	0,28	16,68	16	0,000046	0,000000
1084	0,10	16,65	16	0,000016	0,000000
1085	0,10	17,11	16	0,000027	0,000000
1086	0,24	17,30	16	0,000075	0,000000
1087	0,10	17,29	16	0,000031	0,000000
1088	0,12	17,60	16	0,000046	0,000000
1089	0,11	16,43	16	0,000011	0,000000
1090	0,22	16,43	16	0,000023	0,000000
1091	0,09	17,32	16	0,000029	0,000000
1092	0,07	17,52	16	0,000026	0,000000
1093	0,11	16,63	16	0,000017	0,000000
1094	0,10	16,38	16	0,000009	0,000000
1095	0,15	16,27	16	0,000010	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1096	0,10	16,73	16	0,000018	0,000000
1097	0,17	16,82	16	0,000034	0,000000
1098	0,08	17,02	16	0,000020	0,000000
1099	0,17	16,45	16	0,000018	0,000000
1100	0,12	16,34	16	0,000010	0,000000
1101	0,18	16,85	16	0,000037	0,000000
1102	0,13	16,73	16	0,000023	0,000000
1103	0,06	16,78	16	0,000011	0,000000
1104	0,22	16,70	16	0,000037	0,000000
1105	0,23	16,47	16	0,000026	0,000000
1106	0,14	16,51	16	0,000017	0,000000
1107	0,14	16,28	16	0,000009	0,000000
1108	0,18	16,26	16	0,000011	0,000000
1109	0,13	16,85	16	0,000027	0,000000
1110	0,07	16,93	16	0,000016	0,000000
1111	0,17	16,77	16	0,000032	0,000000
1112	0,22	16,42	16	0,000022	0,000000
1113	0,16	16,28	16	0,000011	0,000000
1114	0,11	16,77	16	0,000020	0,000000
1115	0,10	16,73	16	0,000018	0,000000
1116	0,10	16,60	16	0,000014	0,000000
1117	0,09	16,59	16	0,000013	0,000000
1118	0,13	16,94	16	0,000030	0,000000
1119	0,14	16,97	16	0,000033	0,000000
1120	0,19	17,07	16	0,000049	0,000000
1121	0,21	16,50	16	0,000025	0,000000
1122	0,15	16,99	16	0,000036	0,000000
1123	0,18	16,82	16	0,000036	0,000000
1124	0,30	17,05	16	0,000076	0,000000
1125	0,29	16,84	16	0,000059	0,000000
1126	0,36	17,07	16	0,000093	0,000000
1127	0,16	16,84	16	0,000032	0,000000
1128	0,29	16,30	16	0,000021	0,000000
1129	0,15	16,47	16	0,000017	0,000000
1130	0,09	16,37	16	0,000008	0,000000
1131	0,37	16,03	16	0,000003	0,000000
1132	0,27	16,12	16	0,000008	0,000000
1133	0,16	16,08	16	0,000003	0,000000
1134	0,06	15,74	16	-0,000004	0,000000
1135	0,16	16,00	16	0,000000	0,000000
1136	0,15	15,75	16	-0,000009	0,000063
1137	0,11	16,14	16	0,000004	0,000000
1138	0,09	16,80	16	0,000017	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1139	0,08	16,35	16	0,000007	0,000000
1140	0,17	16,28	16	0,000011	0,000000
1141	0,25	16,36	16	0,000022	0,000000
1142	0,13	16,19	16	0,000006	0,000000
1143	0,24	16,13	16	0,000008	0,000000
1144	0,30	16,17	16	0,000012	0,000000
1145	0,30	16,42	16	0,000030	0,000000
1146	0,19	16,25	16	0,000011	0,000000
1147	0,41	15,99	16	-0,000001	0,000007
1148	0,19	15,77	16	-0,000011	0,000074
1149	0,19	15,75	16	-0,000011	0,000080
1150	0,07	15,74	16	-0,000004	0,000000
1151	0,05	15,65	16	-0,000004	0,000000
1152	0,12	16,04	16	0,000001	0,000000
1153	0,03	16,04	16	0,000000	0,000000
1154	0,10	16,13	16	0,000003	0,000000
1155	0,17	16,10	16	0,000004	0,000000
1156	0,28	16,00	16	0,000000	0,000000
1157	0,25	16,02	16	0,000001	0,000000
1158	0,12	16,09	16	0,000003	0,000000
1159	0,09	16,07	16	0,000002	0,000000
1160	0,21	16,14	16	0,000007	0,000000
1161	0,20	15,87	16	-0,000006	0,000000
1162	0,08	15,45	16	-0,000011	0,000000
1163	0,12	15,31	16	-0,000020	0,000140
1164	0,13	15,91	16	-0,000003	0,000000
1165	0,23	15,84	16	-0,000009	0,000062
1166	0,08	15,61	16	-0,000008	0,000000
1167	0,18	15,80	16	-0,000009	0,000000
1168	0,15	15,68	16	-0,000012	0,000000
1169	0,08	15,87	16	-0,000003	0,000000
1170	0,04	15,86	16	-0,000001	0,000000
1171	0,24	16,72	16	0,000042	0,000000
1172	0,30	16,48	16	0,000035	0,000000
1173	0,13	16,46	16	0,000014	0,000000
1174	0,06	16,85	16	0,000012	0,000000
1175	0,15	16,63	16	0,000023	0,000000
1176	0,04	16,31	16	0,000003	0,000000
1177	0,09	15,71	16	-0,000006	0,000000
1178	0,06	15,50	16	-0,000007	0,000000
1179	0,11	15,48	16	-0,000014	0,000000
1180	0,30	16,44	16	0,000032	0,000000
1181	0,17	17,11	16	0,000046	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1182	0,15	15,95	16	-0,000002	0,000000
1183	0,32	16,70	16	0,000054	0,000000
1184	0,15	17,60	16	0,000058	0,000000
1185	0,24	17,09	16	0,000063	0,000000
1186	0,17	17,19	16	0,000049	0,000000
1187	0,10	16,14	16	0,000003	0,000000
1188	0,13	16,34	16	0,000011	0,000000
1189	0,16	17,22	16	0,000047	0,000000
1190	0,10	17,21	16	0,000029	0,000000
1191	0,14	17,19	16	0,000040	0,000000
1192	0,09	16,35	16	0,000008	0,000000
1193	0,15	16,61	16	0,000022	0,000000
1194	0,20	16,19	16	0,000009	0,000000
1195	0,14	16,99	16	0,000033	0,000000
1196	0,13	17,08	16	0,000034	0,000000
1197	0,07	17,08	16	0,000018	0,000000
1198	0,14	16,60	16	0,000020	0,000000
1199	0,15	16,68	16	0,000025	0,000000
1200	0,17	16,28	16	0,000011	0,000000
1201	0,20	16,69	16	0,000033	0,000000
1202	0,21	16,58	16	0,000029	0,000000
1203	0,12	16,98	16	0,000028	0,000000
1204	0,08	17,08	16	0,000021	0,000000
1205	0,03	17,38	16	0,000010	0,000000
1206	0,11	16,49	16	0,000013	0,000000
1207	0,12	17,08	16	0,000031	0,000000
1208	0,06	16,98	16	0,000014	0,000000
1209	0,20	15,27	16	-0,000035	0,000000
1210	0,29	16,53	16	0,000037	0,000000
1211	0,20	17,12	16	0,000054	0,000000
1212	0,11	16,16	16	0,000004	0,000000
1213	0,31	15,94	16	-0,000004	0,000000
1214	0,22	16,33	16	0,000018	0,000000
1215	0,08	16,83	16	0,000016	0,000000
1216	0,05	15,93	16	-0,000001	0,000006
1217	0,15	15,34	16	-0,000024	0,000000
1218	0,23	15,83	16	-0,000009	0,000000
1219	0,23	16,12	16	0,000007	0,000000
1220	0,14	16,72	16	0,000024	0,000000
1221	0,08	16,22	16	0,000004	0,000000
1222	0,15	15,53	16	-0,000017	0,000000
1223	0,07	15,42	16	-0,000010	0,000069
1224	0,13	15,21	16	-0,000025	0,000173

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1225	0,13	15,01	16	-0,000031	0,000217
1226	0,10	15,81	16	-0,000005	0,000032
1227	0,09	15,90	16	-0,000002	0,000015
1228	0,10	15,49	16	-0,000012	0,000086
1229	0,10	16,00	16	0,000000	0,000000
1230	0,12	15,79	16	-0,000006	0,000043
1231	0,11	16,40	16	0,000011	0,000000
1232	0,10	16,30	16	0,000007	0,000000
1233	0,13	15,90	16	-0,000003	0,000022
1234	0,10	15,90	16	-0,000002	0,000017
1235	0,03	15,80	16	-0,000001	0,000010
1236	0,09	15,40	16	-0,000013	0,000091
1237	0,08	16,51	16	0,000010	0,000000
1238	0,09	16,21	16	0,000005	0,000000

Κόμβος	Παροχή	Ύψος Πίεσης	h_i^*	I_r	I_f
1239	0,09	16,21	16	0,000005	0,000000
1240	0,07	15,71	16	-0,000005	0,000034
1241	0,10	15,52	16	-0,000012	0,000000
1242	0,05	15,41	16	-0,000007	0,000000
1243	0,06	15,51	16	-0,000007	0,000000
1244	0,11	15,31	16	-0,000018	0,000000
1245	0,04	15,01	16	-0,000010	0,000000
1246	0,10	15,41	16	-0,000014	0,000000
1247	0,08	15,51	16	-0,000009	0,000066
1248	0,10	15,52	16	-0,000012	0,000000
1249	0,08	15,42	16	-0,000011	0,000000
1250	0,08	15,41	16	-0,000011	0,000000
1251	0,07	14,01	16	-0,000034	0,000235