

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ  
ΝΟΜΟΣ ΙΩΑΝΝΙΝΩΝ  
ΔΗΜΟΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ  
ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ ΕΞΟΧΗΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΤΙΤΛΟΣ ΤΕΥΧΟΥΣ

ΤΕΥΧΟΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2019

Ο ΣΥΝΤΑΚΤΗΣ

ΕΓΚΡΙΘΗΚΕ & ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ

7/2/2019  
  
ΦΩΤΕΙΝΗ ΚΟΝΤΟΥ  
ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ







ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑ ΗΠΕΙΡΟΥ

ΓΕΝΙΚΗ Δ/ΝΣΗ ΑΝΑΠΤΥΞΙΑΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΥ,

ΠΕΡ/ΝΤΟΣ & ΥΠΟΔΟΜΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΔΟΜΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ Π.Η.

ΕΡΓΟ: « ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ

ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ .ΟΙΚΙΣΜΟ

ΕΞΟΧΗΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ: 176.612,90 €

## ΤΕΥΧΟΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

### ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΕΞΕΛΙΞΗ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ - ΥΔΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΓΚΕΣ .....	3
1.1.	ΔΗΜΟΓΡΑΦΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ - ΕΞΕΛΙΞΗ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ .....	3
1.2.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	5
1.2.1.	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ - ΤΥΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΓΚΩΝ .....	5
1.2.2.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΖΗΤΗΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΔΙΑΝΟΜΗΣ .....	8
2.	ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ .....	9
2.1.	ΒΑΣΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ .....	9
2.2.	ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ .....	10
2.3.	ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΡΟΗΣ .....	10
2.4.	ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΩΝ ΜΕΣΩ ΟΠΩΝ .....	11
2.4.1.	ΡΟΗ ΣΕ ΟΠΕΣ - ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ .....	11
2.4.2.	ΔΙΑΦΡΑΜΑ ΜΕ ΟΠΗ ΜΕΣΑ ΣΕ ΣΩΛΗΝΩΤΟ ΑΓΩΓΟ .....	12
2.5.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ .....	14
2.5.1.	ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΚΑΙ ΡΥΘΜΙΣΗΣ .....	14
2.5.2.	ΠΙΕΣΕΙΣ .....	17
2.5.3.	ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΔΙΑΝΟΜΗΣ ΕΞΟΧΗΣ .....	17
3.	ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΠΛΗΓΜΑ .....	19
3.1.	ΓΕΝΙΚΑ .....	19
3.2.	ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ .....	20

### ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1:	Πληθυσμός του οικισμού. Εξοχής της Τ.Κ. Εξοχής της Δ.Ε. Κόνιτσας του Δήμου Κόνιτσας (Πηγή: Απογραφή ΕΛΣΤΑΤ 2011) .....	3
Πίνακας 1.2:	Εξέλιξη του μόνιμου πληθυσμού από το 1961 έως το 2011 (Πηγή: Απογραφή ΕΛΣΤΑΤ 2011) .....	3

<b>Πίνακας 1.3:</b> Μέσο σταθερό ετήσιο ποσοστό μεταβολής του πληθυσμού .....	3
<b>Πίνακας 1.4:</b> Εξέλιξη μόνιμου και συνολικού πληθυσμού.....	4
<b>Πίνακας 1.5:</b> Υπολογισμός καταναλώσεων νερού του οικισμού Εξοχής.....	7
<b>Πίνακας 2.1:</b> Μέγιστες επιτρεπόμενες ταχύτητες ροής.....	10

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

**Σχήμα 2.1:** Συντελεστές οργάνων Κ για μετρητές Venturικοί διαφράγματα με οπή. ... 13

### ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»: ΑΓΩΓΟΙ ΔΙΚΤΥΟΥ

### ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Β»: ΚΟΜΒΟΙ ΔΙΚΤΥΟΥ

### ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Γ»: ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΩΝ

Δ.	Δήμος
Δ.Ε.	Δημοτική Ενότητα Ελληνική Στατιστική Αρχή Εθνική Στατιστική Υπηρεσία Ελλάδος
ΕΛ.ΣΤΑΤ.	Τοπική Κοινότητα
Ε.Σ.Υ.Ε.	
Τ.Κ.	

## 1. ΕΞΕΛΙΞΗ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ- ΥΔΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΓΚΕΣ

### 1.1. ΔΗΜΟΓΡΑΦΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ - ΕΞΕΛΙΞΗ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ

Ο οικισμός της Εξοχής ανήκει στην Τ.Κ. Εξοχής της Δημοτικής Ενότητας Κόνιτσας, του Δήμου Κόνιτσας της Περιφερειακής Ενότητας Ιωαννίνων, η οποία διοικητικά υπάγεται στην Περιφέρεια Ηπείρου και ο μόνιμος πληθυσμός αυτής, σύμφωνα με την απογραφή του 2011, εμφανίζεται στον επόμενο πίνακα.

**Πίνακας 1.1:** Πληθυσμός του οικισμού. Εξοχής της Τ.Κ. Εξοχής της Δ.Ε. Κόνιτσας του Δήμου Κόνιτσας (Πηγή: Απογραφή ΕΛΣΤΑΤ 2011).

	Οικισμός	Πληθυσμός
	Εξοχής	29
	Τράπεζα	12
<b>Σύνολο Τ.Κ. Εξοχής</b>		<b>41</b>
<b>Σύνολο Δ.Ε. Κόνιτσας</b>		<b>4.632</b>
<b>Σύνολο Δήμου Κόνιτσας</b>		<b>4.632</b>

Από την εξέλιξη του μόνιμου πληθυσμού στον οικισμό της Εξοχής από το 1961 έως το 2011 (50 έτη), σύμφωνα με τις απογραφές της ΕΣΥΕ (νυν ΕΛ.ΣΤΑΤ.) και τα μέσα ετήσια ποσοστά ετήσιας μεταβολής ανά δεκαετία, παρατηρείται ότι ο οικισμός της Εξοχής παρουσιάζει μείωση του πληθυσμού μέχρι τη δεκαετία 1971-1981, αύξηση του πληθυσμού τη δεκαετία 1981-1991, ενώ έπειτα μέχρι και τη δεκαετία 2001-2011 παρουσιάζει ξανά μείωση (Πίνακας 1.2).

**Πίνακας 1.2:** Εξέλιξη του μόνιμου πληθυσμού από το 1961 έως το 2011 (Πηγή:

Έτος	1961	1971	1981	1991	2001	2011
Πληθυσμός οικισμού Εξοχής	142	74	41	58	42	29

**Πίνακας 1.3:** Μέσο σταθερό ετήσιο ποσοστό μεταβολής του πληθυσμού.

Χρονικό διάστημα	1961-71	1971-81	1981-91	1991-2001	2001-2011
Οικισμός Εξοχής	-6,31%	-5,73%	-3,53%	-3,18%	-3,64%

Για το σχεδιασμό ενός δικτύου ύδρευσης εξετάζονται οι ανάγκες όχι μόνο του σημερινού πληθυσμού αλλά και του εκτιμώμενου πληθυσμού μετά από 40 έτη, όση δηλαδή και η προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου. Για την εκτίμηση του μελλοντικού πληθυσμού χρησιμοποιείται η μέθοδος του ανατοκισμού υιοθετώντας μικρά ποσοστά αύξησης του πληθυσμού.

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Για τον οικισμό της Εξοχής το μέσο ποσοστό ετήσιας αύξησης λαμβάνεται ίσο με 0,50% για όλη την περίοδο της επόμενης 40ετίας. Ο τύπος του ανατοκισμού δίδεται από τη σχέση:

$$E_n = E_0(1 + \varepsilon)^n \quad (1.1)$$

όπου:

$E_n$  : ο μελλοντικός πληθυσμός μετά από  $n$  έτη,

$E_o$  : ο μόνιμος πληθυσμός του 2011 (πληθυσμός αφετηρίας),  $\epsilon$  : η

μέση ετήσια αύξηση πληθυσμού (%),  $n$ : ο αριθμός ετών από την

αρχή λειτουργίας του έργου.

Ο μελλοντικός πληθυσμός υπολογίστηκε για διάφορα έτη, όμως ο πληθυσμός σχεδιασμού είναι αυτός που αντιστοιχεί στο έτος 2059 και αναφέρεται στην 40ετία από την έναρξη της εκπόνησης της παρούσας μελέτης. Για τον υπολογισμό του πληθυσμού σχεδιασμού λαμβάνεται υπόψη και ο εποχιακός πληθυσμός, που προστίθεται στο μόνιμο πληθυσμό των οικισμών.

Ο μόνιμος πληθυσμός της Εξοχής, όπως και γενικότερα των οικισμών της ευρύτερης περιοχής, αυξάνεται τα Σαββατοκύριακα, τις εορτές, τις αργίες και την καλοκαιρινή περίοδο. Σύμφωνα με πληροφόρηση από τους τοπικούς φορείς η αύξηση του πληθυσμού ανέρχεται στο 60%, γεγονός που αναμένεται ότι θα συνεχισθεί και στο μέλλον. Επίσης, ο διερχόμενος πληθυσμός ανέρχεται στα 30 άτομα.

Στον επόμενο πίνακα δίνονται τα στοιχεία εξέλιξης μόνιμου και συνολικού πληθυσμού (μόνιμου και εποχιακού) για τον οικισμό της Εξοχής, σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές (μέσο ετήσιο ποσοστό αύξησης 0,50%, ποσοστό προσαύξησης του εποχιακού πληθυσμού 250%) για το τρέχον έτος 2019, την 20ετία και την 40ετία.

**Πίνακας 1.4:** Εξέλιξη μόνιμου και συνολικού πληθυσμού.

Ονομασία οικισμού	Μόνιμος πληθυσμός			Συνολικός πληθυσμός (μόνιμος + εποχιακός + διερχόμενος)		
	2019	2039	2059	2019	2039	2059
Ετος						
Οικισμός Εξοχής	31	34	37	80	85	90

Η περιοχή χαρακτηρίζεται από ήπια κτηνοτροφική δραστηριότητα (εκτροφή αιγοπροβάτων κυρίως), και για το λόγο αυτό λαμβάνεται υπόψη ο αριθμός των ζώων για τον υπολογισμό των υδατικών καταναλώσεων. Ειδικότερα, υπολογίζονται 50 μεσαία ζώα και 10 μεγάλα.

## 1.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 1.2.1. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ - ΤΥΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΓΚΩΝ

Για τον υπολογισμό των υδατικών αναγκών γίνονται

οι εξής παραδοχές για τις διάφορες μέσες ημερήσιες

ειδικές καταναλώσεις νερού:

- Οικιακή κατανάλωση:
  - οΜόνιμος πληθυσμός οΕποχικός πληθυσμός
  - οΔιερχόμενος πληθυσμός
- Κάλυψη δημοτικών αναγκών, άρδευσης κ.ά.
- Κτηνοτροφική κατανάλωση οΜεσαία οικόσιτα ζώα (Αιγοπρόβατα): οΜεγάλα οικόσιτα ζώα (Βοοειδή, Ιπποειδή):

$$q = 200 \text{ l/άτομο/d } q =$$

$$200 \text{ l/άτομο/d } q = 50$$

$$\text{l/άτομο/d } q = 4 \text{ f/m}^2/\text{d}$$

$$q = 10 \text{ l/κεφαλή/d } q =$$

$$50 \text{ l/κεφαλή/d}$$

Μέση ημερήσια κατανάλωση:

$$Q''_{\eta\mu} = \frac{q \cdot \Pi}{1000} \quad (1.2)$$

όπου:

$q$ : η ειδική κατανάλωση  $\Pi$ : ο πληθυσμός του στο

έτος στόχου Μέγιστη ημερήσια παροχή:

$$Q_{\max} = K_{\max} \cdot Q''_{\eta\mu} \quad (1.3)$$

όπου :

$Q_L$ : η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση σε  $\text{m}^3/\text{ημέρα}$

: συντελεστής ημερήσιας αιχμής που για τους οικισμούς λαμβάνει τιμή ίση με 1,50

(ΚΥΑ Δ11/Φ16/8500/22-3-1991)

Μέγιστη ωριαία αιχμή:

$$Q_L = Q_L \cdot K_{\omega\rho\chi} \quad (1.4)$$

όπου:

$K_{\omega\rho}$

max: ο συντελεστής αιχμής της ωριαίας κατανάλωσης, ο οποίος δίνεται από τον τύπο:

$$K = 1,5 + 25 / V_{\max} \leq 3 \quad (1.5)$$

όπου:

QL: η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση σε l/s.

Ανάγκες για δημόσια χρήση:

$$Q_a = \frac{q_a^f}{1000} \quad (1.6)$$

όπου:

$Q_a$  : οι ανάγκες άρδευσης κοινόχρηστων χώρων,  $q_a$  : η ειδική κατανάλωση κοινόχρηστων χώρων,

f: το σύνολο της αρδευόμενης έκτασης των κοινόχρηστων χώρων του οικισμού.

Στον επόμενο πίνακα υπολογίζονται οι υδατικές απαιτήσεις για τον οικισμό της Εξοχής, όπου προστίθεται και η κατανάλωση νερού για την κάλυψη του ζωικού πληθυσμού. Το ποσοστό απωλειών του εσωτερικού δικτύου διανομής, λόγω διαρροών, λαμβάνεται ίσο με 15%.

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ  
Πίνακας 1.5: Υπολογισμός καταναλώσεων νερού του οικισμού Εξοχής.

ΑΝΘΡΩΠΙΝΟΣ ΠΛΗΘΥΣΜΟΣ												
Κατηγορία κατανάλωσης	Πληθυσμός	Επιφάνεια κήπων-γηπέδων	Ημερήσια ειδική κατανάλωση νερού	Συντελεστής αιχμής ημερήσιας κατανάλωσης	Μέση ημερήσια κατανάλωση		Μέγιστη ημερήσια κατανάλωση		Συντελεστής αιχμής	Επιλεγμένος συντελεστής αιχμής	Μέγιστη ωριαία κατανάλωση	
	(Άτομα / ζώα)	(m²)	(i/άτομο/d) (i/nf/d) (i/ζώο/d)		(nf/d)	(l/s)	(nf/d)	(l/s)		<=3	(nf/d)	(l/s) (rrY/hr)
Μόνιμος	37		200	1,5	7,40	0,09	11,10	0,13	8,43	3,00	33,30	0,39 1,39
Διανυκτερεύοντες	22		200	1,5	4,44	0,05	6,66	0,08	10,34	3,00	19,98	0,24 0,83
Διερχόμενοι	30		50	1,5	1,50	0,02	2,25	0,03	15,93	3,00	6,75	0,09 0,28
Κάλυψη αναγκών Δήμου για Κοινόχρηστους χώρους		592	4	1,0	2,37	0,03	2,37	0,03	1,00	1,00	2,37	0,03 0,10
Σύνολο						0,19		0,27			62,40	0,75 2,60
Απώλειες δικτύου 15%						0,01		0,04			9,36	0,11 0,39
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΟΙΚΩΝ						0,2		0,31			71,76	0,86 2,99
ΖΩΙΚΟΣ ΠΛΗΘΥΣΜΟΣ												
Κατηγορία κατανάλωσης	Πληθυσμός	Επιφάνεια κήπων-γηπέδων	Ημερήσια ειδική κατανάλωση νερού	Συντελεστής αιχμής ημερήσιας κατανάλωσης	Μέση ημερήσια κατανάλωση		Μέγιστη ημερήσια κατανάλωση		Συντελεστής αιχμής	Επιλεγμένος συντελεστής αιχμής	Μέγιστη ωριαία κατανάλωση	
	(Άτομα / ζώα)	(m²)	(i/άτομο/d) (i/rrY/d) (i/ζώο/d)		(nf/d)	(l/s)	(nf/d)	(l/s)		<=3	(nf/d)	(l/s) (m³/hr)
Μονάδα μεσαίων ζώων	50		10	1,50	0,50	0,01	0,75	0,01	28,33	3,00	2,25	0,03 0,09
						0,01					2,59	0,03 0,11
Μονάδα μεγάλων ζώων	10		50	1,50	0,50	0,01	0,75	0,01	28,33	3,00	2,25	0,03 0,09
						0,01					2,59	0,03 0,11
ΣΥΝΟΛΟ (ΑΝΘΡΩΠΙΝΟΥ ΚΑΙ ΖΩΙΚΟΥ ΠΛΗΘΥΣΜΟΥ)						0,24					76,94	0,92 3,21

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ ΕΞΟΧΗΣ  
ΚΟΝΙΤΣΑΣ

### 1.2.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΖΗΤΗΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΔΙΑΝΟΜΗΣ

Ο υπολογισμός των ζητήσεων στους κόμβους είναι ίσος με το ημιάθροισμα των ζητήσεων των συντρεχόντων αγωγών σε κάθε κόμβο. Οι ζητήσεις των αγωγών του δικτύου διανομής είναι το πηλίκο του εμβαδού επιρροής των συντρεχόντων αγωγών σε κάθε κόμβο δια του συνολικού εμβαδού της κάθε ζώνης πολλαπλασιαζόμενο επί τη συνολική μέγιστη ωριαία παροχή. Δηλαδή ισχύουν οι εξής τύποι:

1. Ζήτηση κόμβων  $q_k$ ,

$$q_k = 0,50 \cdot \Sigma q_a \quad (1.7)$$

όπου  $q_k$  ζήτηση των συντρεχόντων αγωγών στον εξεταζόμενο κόμβο.

2. Ζήτηση αγωγών  $q_a$

$$q_a = \frac{F_c}{\Sigma F_z} \cdot Q^{\text{TM}}, \quad (1.8)$$

όπου:

$F_c$ : το εμβαδόν επιρροής του υπ' όψη αγωγού

$\Sigma F_z$ : το συνολικό εμβαδόν της ζώνης επιρροής του δικτύου

$Q^{\text{TM}}$ : Η μέγιστη ωριαία παροχή στην κεφαλή του δικτύου της κάθε ζώνης.

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών των ζητήσεων των κόμβων του δικτύου εμφανίζονται στο παράρτημα Β του παρόντος τεύχους.

## 2. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ 2.1. ΒΑΣΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΔΡΑΥΛΙΚΗΣ

Στις υδραυλικές επιλύσεις του δικτύου ύδρευσης του οικισμού της Εξοχής χρησιμοποιήθηκαν οι κάτωθι βασικές εξισώσεις :

1. Νόμος διατηρήσεως της μάζας - Εξίσωση συνέχειας:

$$Q = \frac{\pi \cdot D_1^4 \cdot V_1}{4} = \frac{\pi \cdot D_2^4 \cdot V_2}{4} \quad V_2 = \text{σταθερή} \quad (2.1)$$

2. Εξίσωση κινήσεως:

$$\frac{V^2}{2g} + z = \text{σταθερή} \quad (2.2)$$

3. Εξίσωση ενέργειας:

$$\frac{V_1^2}{2g} + z_1 + h_f = \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_{f1-2} \quad (2.3)$$

όπου  $V = V$  -είναι η μέση ταχύτητα της ροής.

5. Ημιεμπειρική εξίσωση γραμμικών απωλειών των Darcy- Weisbach:

4. Νόμος διατήρησης της ποσότητας κίνησης:

$$\sum F_x = 0 \quad (2.4)$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

όπου  $h_f = (h_2 - h_1) = h_1 - h_2$  είναι το ύψος των απωλειών εξαιτίας της τριβής και  $f$  είναι ο συντελεστής τριβής.

6. Συντελεστής τριβής των Darcy - Weisbach(σχέση των Swamee και Jain): 1,325

$$f = \frac{K}{\ln \left( \frac{5,74}{3,7 D Re^{0,9}} \right)^2} \quad (2.6)$$

7. Αριθμός Reynolds: ο  $V \cdot$

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu} \quad (2.7)$$

όπου:

Q: η παροχή σε  $m^3/s$ ,

D: η εσωτερική διάμετρος σε m,

V : η ταχύτητα ροής σε m/s,

h<sub>f</sub>: οι γραμμικές απώλειες φορτίου σε m,

L: το μήκος του αγωγού σε m,

f: ο αδιάστατος συντελεστής τριβής των Darcy-Weisbach, k: ο συντελεστής

απόλυτης τραχύτητας σε m, g: 9,81 m/s<sup>2</sup>, η επιτάχυνση της βαρύτητας, ν:

1,306x10<sup>-6</sup>m<sup>2</sup>/sec, το κινηματικό ιξώδες του νερού στους 10°C.

## 2.2. ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ

Οι αγωγοί οι οποίοι προτείνεται να χρησιμοποιηθούν στο δίκτυο ύδρευσης είναι κατασκευασμένοι από σωλήνες πολυαιθυλενίου συμπαγούς τοιχώματος (HDPEPE100 MRS10) κατά ΕΛΟΤ EN 12201-2 τρίτης γενιάς, ονομαστικής πίεσης λειτουργίας PN12,5 για το σύνολο του δικτύου. Η τιμή του συντελεστή τραχύτητας κεξαρτάται από το υλικό κατασκευής των σωλήνων που θα χρησιμοποιηθούν στο δίκτυο. Για την υδραυλική επίλυση για τους αγωγούς πολυαιθυλενίου λήφθηκε τιμή ίση με 0,01mm.

## 2.3. ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΡΟΗΣ

Η επιλογή των διαμέτρων των αγωγών έγινε έτσι ώστε για τις αναμενόμενες παροχές οι ελάχιστες ταχύτητες ροής να κυμαίνονται περί τα  $V_{min}=0,10m/s$  (για την αποφυγή εναποθέσεων και την ακινητοποίηση του νερού με αποτέλεσμα την υποβάθμιση της ποιότητας του), ενώ τα όρια των μέγιστων αναπτυσσόμενων ταχυτήτων (Πίνακας 2.1) λαμβάνονται από την Εγκύκλιο 22.200/30-7-1977.

**Πίνακας 2.1:** Μέγιστες επιτρεπόμενες ταχύτητες ροής.

Εσωτερική από (mm)	Διάμετρος (mm) έως (mm)	Ταχύτητα $V_{max}$ (m/s)
0	124	1,55
125	174	1,85
175	349	2,00
350	449	2,10
450	599	2,20
600	799	2,30
800	999	2,40
	>1000	2,50

Σημειώνεται ότι το κριτήριο της ελάχιστης ταχύτητας δεν δύναται να καλυφθεί σε όλες τις περιπτώσεις,

ακόμα και με την χρήση της ελάχιστης διαμέτρου του αγωγού, δεδομένων των πολύ μικρών παροχών που εμφανίζονται στο δίκτυο διανομής.

## 2.4. ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΟΧΩΝ ΜΕΣΩ ΟΠΩΝ

### 2.4.1. ΡΟΗ ΣΕ ΟΠΕΣ - ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ

Στην υδραυλική με τον όρο οπή ονομάζεται ένα άνοιγμα κανονικού κλειστού σχήματος, που βρίσκεται στις παρειές ή τον πυθμένα δοχείου. Η ροή μέσα από την οπή θεωρείται πάντοτε ότι βρίσκεται κάτω από πίεση, δηλαδή το προς το εσωτερικό περίγραμμα της οπής βρίσκεται ολόκληρο κάτω από την επιφάνεια του νερού.

Οι οπές χρησιμοποιούνται συνήθως για τη μέτρηση της παροχής και έχουν σχήματα κυκλικά, τετραγωνικά ή ορθογωνικά. Αν και η ροή στην περιοχή της οπής είναι τουλάχιστον δισδιάστατη, παρόλα αυτά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μονοδιάστατη ανάλυση, κατά μήκος μιας γραμμής ροής και με τη βοήθεια ορισμένων πειραματικών συντελεστών, να εξαχθούν τύποι για τον υπολογισμό της παροχής.

Έστω μια οπή μικρής σχετικά διατομής  $E$ , που βρίσκεται στην παρειά μιας μεγάλης δεξαμενής. Η ροή μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι πρακτικά σταθερή για μικρά χρονικά διαστήματα. Επειδή το σύστημα είχε σε μια στιγμή ορισμένη ενέργεια, η εξίσωση του Bernoulli ισχύει κατά μήκος μιας γραμμής ροής που αρχίζει από την ελεύθερη επιφάνεια και περνάει μέσα από το κέντρο της οπής. Τα υγρά μόρια που έχουν σαν τροχιά την παραπάνω γραμμή ροής βγαίνουν κάθετα προς το επίπεδο της οπής. Τα άλλα υγρά μόρια, που ακολουθούν περισσότερο καμπυλόγραμμες τροχιές στην περιοχή της οπής, εξαιτίας της αδράνειας δε μπορούν να πάρουν κάθετη προς την οπή διεύθυνση ταυτόχρονα με την έξοδό τους από αυτή. Σαν συνέπεια προκαλείται μια στένωση της διατομής εξόδου της φλέβας μέχρις ότου όλες οι τροχιές γίνουν παράλληλες σε μικρή απόσταση κατάντη της οπής. Η διατομή της φλέβας, στην οποία παύει η παραπέρα στένωση, ονομάζεται συνεσταλμένη διατομή (*Venacontracta*) και βρίσκεται περίπου σε απόσταση  $D/2$  κατάντη της οπής για την περίπτωση οπής κυκλικού σχήματος διαμέτρου  $D$ .

Ο λόγος της συνεσταλμένης διατομής  $E_c$  της ρευστής φλέβας, προς τη διατομή  $E$  της οπής ονομάζεται συντελεστής συστολής  $C_c$  και δίνεται από τη σχέση:

$$C_c = E \quad (2-8)$$

## 2.4.2. ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΕ ΟΠΗ ΜΕΣΑ ΣΕ ΣΩΛΗΝΩΤΟ ΑΓΩΓΟ

Το διάφραγμα με οπή λεπτής παρειάς τοποθετείται στη σύνδεση δύο (2) σωλήνων ενός σωληνωτού αγωγού και χρησιμοποιείται συνήθως για τη μέτρηση της παροχής. Η συνεσταλμένη διατομή λαμβάνει χώρα στο σημείο 2 κατάντη της οπής. Εφαρμόζοντας την εξίσωση Bernoulli μεταξύ των σημείων 1 και 2, έχουμε (για την απλή περίπτωση οριζώντιου αγωγού):

$$V_1^2 + p_1 = V_2^2 + p_2 + \rho g (z_1 - z_2) \quad (2.9)$$

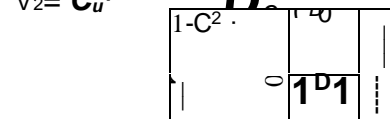
Αν  $C_c$  είναι ο συντελεστής συστολής και  $E_0$  είναι το εμβαδόν της οπής, τότε  $E_2 = C_c E_0$ . Από την εξίσωση συνέχειας θα έχουμε:

$$V_1 E_1 = V_2 C_c E_0 \quad V_1 = C_c \frac{D^2}{D_1^2} V_2 \quad (2.10)$$

Αντικαθιστώντας την 2.22 στην 2.21 και εκτελώντας τις πράξεις θα έχουμε:

$$V_2^2 = \frac{2 \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot C_c^2 \cdot \frac{D^4}{D_1^4} \cdot \frac{p_1 - p_2}{\rho}}{1 - C_c^2} \quad (2.ii)$$

$$V_2 = C_u \cdot \frac{D^2}{D_1^2} \cdot \sqrt{\frac{p_1 - p_2}{\rho}} \quad (2.i2)$$



Λύνοντας ως προς  $V_2$  και εισάγοντας το συντελεστή ταχύτητας, παίρνουμε:  
Άρα η παροχή  $Q$  δίνεται από τον τύπο:

$$Q = C_c E_0 V_2 = \mu E_0 \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (p_1 - p_2)}{\rho}} \quad (2.i3)$$

ή

$$(214)$$

όπου:

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ ΕΞΟΧΗΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

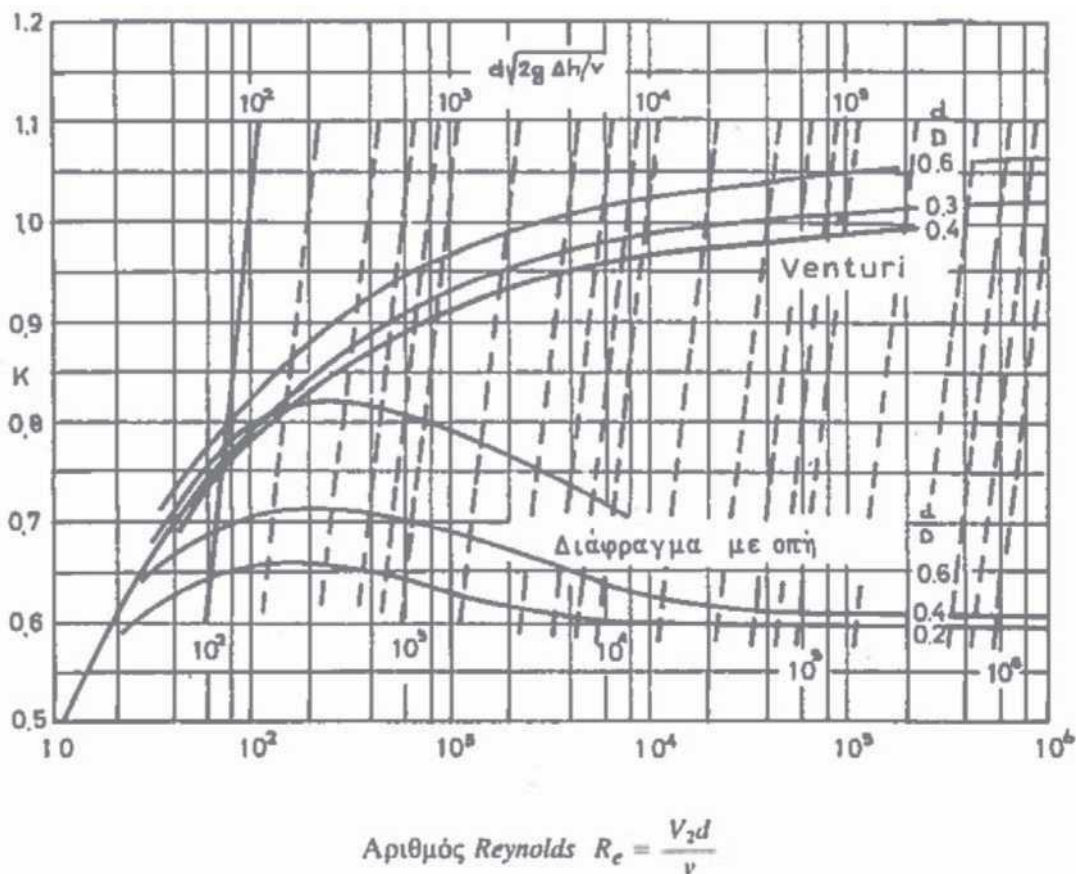
Όπου  $\mu$  είναι ο συντελεστής παροχής, που ορίζεται από τη σχέση:  $\mu = C_c \cdot C_u$  (2.16)

Η τιμή του συντελεστή παροχής  $\mu$  εξαρτάται από το σχήμα και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της οπής και από τον αριθμό Reynolds. Για τις συνηθισμένες περιπτώσεις η τιμή του  $\mu$  κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0,59 και 0,63, η τιμή του  $C_c$  μεταξύ των τιμών 0,61 και 0,63 και η τιμή του  $C_u$  μεταξύ των τιμών 0,95 και 0,99.

Ο συντελεστής  $K$ , ονομάζεται συντελεστής οργάνου, που προσδιορίζεται πειραματικά και

εξαρτάται από το σχήμα, το λόγο  $\frac{D_n}{D_1}$  και τον αριθμό Reynolds και δίνεται σε μορφή

πινάκων ή σχεδιαγραμμάτων (Σχήμα 2.1). Στη γενική μορφή, για αριθμούς Reynolds μεγαλύτερους από 10.000 η τιμή του  $K$  λαμβάνεται ίση με 0,61.



**Σχήμα 2.1:** Συντελεστές οργάνων  $K$  για μετρητές Venturικοί και διαφράγματα με οπή.

## 2.5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ

### 2.5.1. ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΚΑΙ ΡΥΘΜΙΣΗΣ

Η μαθηματική-υδραυλική επίλυση του δικτύου ύδρευσης έγινε μέσω του λογισμικού TechnologismikiWorks2011. Το πρόγραμμα βασίζεται και είναι πλήρως συμβατό με το ΕΡΑΕΡΑΝΕΤ2 το οποίο αναπτύχθηκε στο Cincinnati των Ηνωμένων Πολιτειών και ειδικότερα από το NationalRiskManagementResearchLaboratory του U.S. EnvironmentalProtectionAgency. Το λογισμικό αυτό μπορεί να προσομοιώσει, να επιλύσει και να ρυθμίσει τη λειτουργία όλου του δικτύου.

Η μέθοδος, που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση των εξισώσεων συνέχειας και ενέργειας, οι οποίες χαρακτηρίζουν την υδραυλική κατάσταση ενός σωληνωτού δικτύου σε μια δεδομένη χρονική στιγμή, βασίζεται σε μια υβριδική προσέγγιση κόμβου-βρόχου. Οι Todin και Pilati (1987) και αργότερα οι Salgado et al (1988) την ονόμασαν «Βαθμωτή μέθοδο (Gradient method)». Παρόμοιες προσεγγίσεις έχουν περιγραφεί από τους Hamam και Brameller (The Hybrid method, 1971) και από τον Osiaclacz (The Newton loop-node method, 1987). Η μόνη διαφορά ανάμεσα σε αυτές τις μεθόδους, είναι ο τρόπος με τον οποίο ενημερώνονται οι παροχές σε κάθε κόμβο μετά από μια νέα δοκιμαστική επίλυση των πιεζομετρικών φορτίων στους κόμβους. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε βασίζεται στην προσέγγιση του Todini.

Αναλυτικότερα, σ' ένα σωληνωτό δίκτυο με N εσωτερικούς κόμβους και NF σταθερούς κόμβους (δεξαμενές και δεξαμενές σταθερού φορτίου), οι απώλειες φορτίου στον αγωγό μεταξύ των κόμβων i, j δίνονται από τη σχέση:

$$H_i - H_j = h_{ij} = r \cdot Q^m + m \cdot Q^2 \quad (2.17)$$

όπου:

H : το πιεζομετρικό φορτίο, h: οι

απώλειες,

r: ο συντελεστής γραμμικών απωλειών, n:

εκθέτης ροής,

m: ο συντελεστής τοπικών απωλειών, που για το διεθνές σύστημα μονάδων (S.I.) δίνεται από τη

σχέση  $m = 0,08263 K d^{-4}$ , όπου K ο αδιάστατος συντελεστής των τοπικών απωλειών οι τιμές

του οποίου, στη διεθνή βιβλιογραφία, δίνονται σε πίνακες και δη διάμετρος του αγωγού.

Q: η παροχή.

Οι τιμές του συντελεστή των γραμμικών απωλειών και του εκθέτη της ροής εξαρτώνται από την εξίσωση (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning), η οποία θα επιλεγεί για τον υπολογισμό τους. Στην επίλυση του δικτύου ύδρευσης χρησιμοποιήθηκε ως τύπος γραμμικών απωλειών ο τύπος των Darcy-Weisbach, οπότε ο εκθέτης ροής παίρνει την τιμή δύο ( $n=2$ ) και ο συντελεστής των γραμμικών απωλειών ισούται με:

- $r=0,0252 f d^{-5} L$  για το Αγγλοσαξονικό σύστημα μονάδων και
- $r=0,08263 f d^{-5} L$  για το Διεθνές σύστημα μονάδων (S.I.)

Στην περίπτωση προσφοράς στο δίκτυο ενέργειας μέσω αντλητικού συγκροτήματος, οι απώλειες στην αντλία εκφράζονται από μια εκθετική σχέση της μορφής:

$$h_{ij} = h_o + r \cdot (Q_{ij})^n \quad (2.18)$$

όπου:

$h_o$  :το φορτίο διακοπής της αντλίας

$\omega$  : συντελεστής, που εκφράζει τον αριθμό των στροφών στις οποίες λειτουργεί η αντλία σε σχέση

με τον κανονικό αριθμό στροφών.  $r, n$ : συντελεστές της χαρακτηριστικής καμπύλης της αντλίας

Στο δίκτυο ύδρευσης πρέπει να ικανοποιείται και η εξίσωση συνέχειας σ' όλους τους κόμβους, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$\sum O_i - \sum D_i = 0 \text{ για } i = 1, 2, \dots, N \quad (2.19)$$

όπου:

$D_i$ : η ζήτηση στον κόμβο  $i$  (κατά συνθήκη λαμβάνεται θετική).

Για ένα σύνολο γνωστών πιεζομετρικών φορτίων στους σταθερούς κόμβους, αναζητούμε τις τιμές των πιεζομετρικών φορτίων  $H_{ij}$  και των παροχών  $Q_{ij}$  οι οποίες ικανοποιούν τις εξισώσεις 2.1 και 2.5.

Για την επίλυση των παραπάνω εξισώσεων γίνεται αρχικά μια εκτίμηση των παροχών σε κάθε αγωγό, χωρίς απαραίτητα οι τιμές αυτές να ικανοποιούν την εξίσωση συνέχειας. Στη συνέχεια, υπολογίζονται τα πιεζομετρικά φορτία για κάθε κόμβο του δικτύου από την υπό εξίσωση που έχει μητρωϊκή μορφή:

$$A \cdot H = F \quad (2.20)$$

όπου:

A : ο NxN λαμβανόμενος πίνακας των συντελεστών των αγνώστων H : ο Nx1 πίνακας-διάνυσμα των αγνώστων πιεζομετρικών φορτίων και F: ο Nx1 πίνακας-διάνυσμα των σταθερών όρων

Τα διαγώνια στοιχεία του λαμβανόμενου πίνακα δίνονται από τη σχέση:

$$A_{ii} = \sum_j P_{ij} \quad (2.21)$$

Ενώ τα μη μηδενικά μη διαγώνια στοιχεία του ισούνται με:

$$A_{ij} = -P_{ij} \quad (2.22)$$

Ο όρος  $r_{ij}$  είναι το αντίστροφο της παραγώγου των απωλειών στη σύνδεση μεταξύ των κόμβων i και j, είναι ανάλογη της ροής και ισούται με:

$$P_{ij} = \frac{1}{r_{ij}}, \text{ για αγωγούς} \quad (2.23)$$

και

$$P_{ij} = \frac{1}{r_{ij}} = \frac{1}{\left( \frac{Q_{ij}}{Q_j} \right)^{n-1}}, \text{ για αντλίες} \quad (2.24)$$

Κάθε όρος του διανύσματος των σταθερών όρων περιλαμβάνει τη μη εξισορρόπηση των κομβικών τιμών, συν ένα διορθωτικό παράγοντα:

$$\left( \sum_j Q_{ij} - D_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{ij} H_f \quad (2.25)$$

Ο τελευταίος όρος της παραπάνω σχέσης εφαρμόζεται σε κάθε σύνδεσμο, ο οποίος συνδέει τον κόμβο i με έναν σταθερό κόμβο f. Ο διορθωτικός παράγοντας της ροής γι' δίνεται από τις σχέσεις:

$$y_{ij} = P_{ij} \left( \left| \frac{Q_{ij}}{Q_j} \right|^{n-1} \right) \text{sgn}(Q_{ij}), \text{ για αγωγούς} \quad (2.26)$$

και

$$y_{ij} = P_{ij} \left( \left| \frac{Q_{ij}}{Q_j} \right|^{n-1} \right) \text{sgn}(Q_{ij}), \text{ για αντλίες} \quad (2.27)$$

Ο όρος  $\operatorname{sgn}(x)$  ισούται με 1 εάν  $x > 0$  και με -1 σε αντίθετη περίπτωση (η παροχή  $Q_{ij}$  λαμβάνεται πάντα θετική για τις αντλίες).

Αφού υπολογιστούν τα νέα πιεζομετρικά φορτία από την εξίσωση 2.5 υπολογίζονται στη συνέχεια οι τιμές των παροχών από τη σχέση:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \{y_{ij} - P_{ij} (H_i - H_j)\} \quad (2.28)$$

Εάν το άθροισμα των απόλυτων μεταβολών στη ροή σε σχέση με τη συνολική ροή σε όλους τους κλάδους του δικτύου είναι μεγαλύτερη από μια ανοχή, τότε οι εξισώσεις 2.20 και 2.28 επιλύονται ξανά. Η επαναληπτική μέθοδος της εξίσωσης συνέχειας της ροής ολοκληρώνεται μετά το πρώτο βήμα.

### 2.5.2. ΠΙΕΣΕΙΣ

Οι πιέσεις στο δίκτυο ύδρευσης θα πρέπει να κυμαίνονται μεταξύ των ανώτατων και των κατώτατων ορίων αυτών, τα οποία είναι τα εξής:

- Ανώτατο όριο πιέσεων έως 6010ΣΥ για αποφυγή διαρροών, βλάβης των φλοτέρ καθώς και την αποφυγή θορύβων στις υδραυλικές εγκαταστάσεις των οικοδομών.
- Κατώτατο όριο πιέσεων, ανάλογα με το επιτρεπόμενο μέγιστο ύψος των οικοδομών, ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία του δικτύου για τη μέγιστη αναμενόμενη ωριαία παροχή κατανάλωσης, σύμφωνα με τα στοιχεία της βιβλιογραφίας διαμορφώνεται ως εξής:
  - ο για μονώροφες οικοδομές 12-15m
  - ο για διώροφες οικοδομές 16-19m
  - ο για τριώροφες οικοδομές 20-23m
  - ο για τετραώροφες οικοδομές 24-37m

Στον οικισμό της Εξοχής η πλειοψηφία των κατοικιών αναφέρεται σε μονώροφες οικοδομές και το επιθυμητό κατώτατο όριο πιέσεων είναι 12-15m.

### 2.5.3. ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΔΙΑΝΟΜΗΣ ΕΞΟΧΗΣ

Η υδραυλική επίλυση έγινε για τη μέγιστη ωριαία παροχή αιχμής. Στα παραρτήματα Α και Β του παρόντος τεύχους δίνονται σε πίνακες τα αποτελέσματα της υδραυλικής επίλυσης.. Από τα αποτελέσματα των υπολογισμών προκύπτει ότι δεν υπάρχει πρόβλημα στην υδραυλική λειτουργία του δικτύου διανομής, αφού η πίεση λειτουργίας των κόμβων βρίσκεται εντός των προβλεπόμενων ορίων (15σιΣΥ - 60σιΣΥ).

### 3. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΠΛΗΓΜΑ

#### 3.1. ΓΕΝΙΚΑ

Οι εξισώσεις που χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του υδραυλικού πλήγματος ή πλήγματος κριού είναι οι ακόλουθες:

Εξίσωση συνεχείας:

$$\frac{dH}{dt} + \frac{a^2}{g} \frac{dV}{dx} = 0 \quad (3.1)$$

Εξίσωση κινήσεως:

$$\frac{dV}{dt} + g \frac{dH}{dx} = 0 \quad (3.2)$$

όπου:

H : το ολικό φορτίο σε m,

V : η μέση ταχύτητα του νερού μέσα στον αγωγό σε m/s, g: 9,81

m/s<sup>2</sup>, η επιτάχυνση της βαρύτητας, t: ο χρόνος σε s, x: το μήκος σε m,

a: η ταχύτητα διαδόσεως του ελαστικού κύματος μέσα στον αγωγό σε m/s, η οποία δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho} \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} \quad (3.3)$$

όπου:

K : το μέτρο ελαστικότητας του νερού σε N/m<sup>2</sup>,

E: το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του αγωγού σε N/m<sup>2</sup>, ρ : η

πυκνότητα του νερού σε kg/m<sup>3</sup>, e: το πάχος των τοιχωμάτων σε m,

D: η εσωτερική διάμετρος του αγωγού σε m.

C<sub>1</sub> : δυνατότητα του αγωγού για αξονική παραμόρφωση

### **3.2. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ**

Για την ασφαλή λειτουργία του νέου δικτύου ύδρευσης της Εξοχής, υπολογίζεται για κάθε έναν αγωγό η μέγιστη πίεση (το άθροισμα της μέγιστης δυναμικής υπερπίεσης και της στατικής πίεσης) που μπορεί να αναπτυχθεί σ' αυτόν. Ο υπολογισμός των υπερπιέσεων έγινε για τη λειτουργία του δικτύου με τη μέγιστη ωριαία παροχή. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους πίνακες του παραρτήματος Γ, όπου προκύπτει ότι σε κανένα σημείο του δικτύου ύδρευσης δεν αναπτύσσεται πίεση μεγαλύτερη από την ονομαστική πίεση λειτουργίας των σωληνώσεων και των λοιπών ειδικών εξαρτημάτων.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Idelchic I.E., 1975. Handbook of Hydraulic resistance. 2nd edition revised and augmented. Moscow.
2. Rossman Lewis A., 2000. Epanet 2 - User's manual. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati.
3. Γιαννόπουλος Σ., 2000. Σημειώσεις δικτύων ύδρευσης. Θεσσαλονίκη: Πανεπιστημιακό τυπογραφείο.
4. Δημητρίου Ι.Δ., 1994. Εφαρμοσμένη Υδραυλική. 2η έκδ. Αθήνα: Φούντας.
5. Μαυρουδής Ι., 2000. *Αντλίες και σωληνώσεις*. 2η έκδ. Αθήνα: Σταμούλης Αθ.
6. Παρθενιάδης Ε., 1987. Εισαγωγή εις την αστικήν υδραυλικήν. 3η έκδ. Θεσσαλονίκη.
7. Σούλης Ι., 2000. Υδραυλική κλειστών αγωγών. Θεσσαλονίκη: Αϊβάζη.
8. Τερζίδης Γ., 1986. *Μαθήματα υδραυλικής, 2. Κλειστοί αγωγοί*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
9. Τερζίδης Γ., 1985. *Γενική υδραυλική*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
10. Τζιμόπουλος Χ., 1975. *Μαθήματα υδραυλικού πλήγματος κριού, Θεωρία - Εφαρμογές*. Θεσσαλονίκη.
11. Τζιμόπουλος Χ., 1982. *Γεωργική Υδραυλική, τόμος II, Συλλογικά αρδευτικά δίκτυα με καταιονισμό*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
12. Τολίκας Δ., 2000. *Υδραυλικό πλήγμα*. Θεσσαλονίκη: Παρατηρητής.
13. Τσακογιάννης Ι., 2002. Υδραυλική - Μόνιμη ροή σε κλειστούς αγωγούς και σε υδροδυναμικές μηχανές. Θεσσαλονίκη: Παρατηρητής.
14. Τσόγκας Χ., 1988. Υδραυλικά έργα. Αθήνα: Ίδρυμα Ευγενίδου.

## ΑΡΘΡΟΓΡΑΦΙΑ

1. Streeter V. L., 1969. Water Hammer Analysis, Proc. A.S.C.E., J. Hydr. Div. Hy6, pp., 1959-1972.
2. Streeter V. L., 1964. Water Hammer Analysis of pipelines, Proc. A.S.C.E., J. Hydr. Div. Hy 4, pp. 151-171.
3. Τζιμόπουλος Χρ. & Τερζίδης Γ. *Αριθμητικά μέθοδοι επιλύσεως του προβλήματος του υδραυλικού πλήγματος*. ΤΕΕ Τεχνικά Χρονικά, 585, 586, 587 σελ. 183-196.

## ΝΟΜΟΘΕΣΙΑ

1. Ν. 3852/2010 (ΦΕΚ 87/Α'/7-6-2010). Νέα Αρχιτεκτονική της Αυτοδιοίκησης και της Αποκεντρωμένης Διοίκησης - Πρόγραμμα Καλλικράτης.
2. Κ.Υ.Α. Δ11/Φ.16/8500/91 (ΦΕΚ-174/Β'/26-03-1991) "Προσδιορισμός κατώτατων και ανώτατων ορίων των αναγκαίων ποσοτήτων για την ορθολογική χρήση νερού στην ύδρευση."  
ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
3. Π.Δ. 696/1974 (ΦΕΚ-301/Α'/08-10-1974) "Περί αμοιβών μηχανικών δια σύνταξιν μελετών, επίβλεψιν, παραλαβήν κλπ συγκοινωνιακών, υδραυλικών και κτιριακών έργων, ως και τοπογραφικών κτηματογραφικών και χαρτογραφικών εργασιών και σχετικών τεχνικών

προδιαγραφών μελετών."

4. Ν. 4412/2016 (ΦΕΚ Α' 147/08.08.2016). "Δημόσιες Συμβάσεις Έργων, Προμηθειών και Υπηρεσιών (προσαρμογή στις Οδηγίες 2014/24/ΕΕ και 2014/25/ΕΕ) "
5. Προσχέδιο της Υ.Α. της παραγρ. 2 του άρθρου 196 του Ν.4412/2016 «περί εξειδίκευσης των παραδοτέων στοιχείων ανά στάδιο και ανά κατηγορία μελέτης».
6. Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (Φ.Ε.Κ Β' 315/17.4.1997, Φ.Ε.Κ Β' 479/11.6.1997, Φ.Ε.Κ Β' 537/1.5.2002, Φ.Ε.Κ Β' 1561/2.6.2016, Φ.Ε.Κ Β' 4007/14.12.2016, Φ.Ε.Κ. Β' 1839/25.5.2017, Φ.Ε.Κ. Β' 466/14.2.201



# **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»**

## **Αγωγοί Δικτύου**

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ ΕΞΟΧΗΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

Αγωγός	Υλικό - Ονομαστική πίεση - Διάμετρος	Μήκος	Ταχύτητα	Παροχή	Απώλειες
		(m)	(m/s)	(l/s)	(m/km)
Α. ΚΥΡΙΟΣ ΤΡΟΦΟΔΟΤΙΚΟΣ ΑΓΩΓΟΣ					
ΔΕΞ - K16	PE 3ηςPN12.5 063	143.25	0.41	0.92	4.84
K16 - K1	PE 3ηςPN12.5 063	87.95	0.38	0.86	4.28
Β. ΑΓΩΓΟΙ ΔΙΚΤΥΟΥ					
K1 - K2	PE 3ηςPN12.5 063	14.22	0.23	0.52	1.74
K3 - K2	PE 3ηςPN12.5 063	96.24	0.09	-0.21	0.35
K3 - K8	PE 3ηςPN12.5 063	138.51	0.03	0.06	0.04
K8 - K9	PE 3ηςPN12.5 063	38.63	0.01	0.03	0.02
K11 - K14	PE 3ηςPN12.5 063	121.30	0.04	-0.09	0.06
K10 - K11	PE 3ηςPN12.5 063	109.81	0.05	0.11	0.07
K10 - K4	PE 3ηςPN12.5 063	53.12	0.05	0.10	0.07
K4 - K3	PE 3ηςPN12.5 063	26.15	0.02	-0.04	0.02
K2 - K10	PE 3ηςPN12.5 063	59.13	0.12	0.26	0.52
K12 - K13	PE 3ηςPN12.5 063	76.71	0.06	0.13	0.09
K12 - K5	PE 3ηςPN12.5 063	164.10	0.02	-0.03	0.02
K5 - K6	PE 3ηςPN12.5 063	49.62	0.03	0.06	0.04
K6 - K8	PE 3ηςPN12.5 063	71.91	0.02	0.04	0.02
K6 - K7	PE 3ηςPN12.5 063	14.03	0.00	0.01	0.01
K5 - K4	PE 3ηςPN12.5 063	15.43	0.06	-0.13	0.10
K11 - K12	PE 3ηςPN12.5 063	12.48	0.06	0.13	0.08
K1 - K14	PE 3ηςPN12.5 063	138.83	0.10	0.23	0.41
K14 - K15	PE 3ηςPN12.5 063	24.49	0.02	0.05	0.03

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Β»**  
**Κόμβοι Δικτύου**

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΟΙΚΙΣΜΟ ΕΞΟΧΗΣ ΚΟΝΙΤΣΑΣ

Ονομασία	Τετμημένη Χ	Τεταγμένη Υ	Υψόμετρο άξονα	Ζήτηση	Πιεζομετρικό ύψος	Πιεζομετρικό φορτίο	
	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(m)	(m)	(atm)
ΚΟΜΒΟΙ ΔΙΚΤΥΟΥ							
ΔΕΞ	222,090.45	4,443,378.63	728.70	0.000	731.00	0.00	0.00
K16	222,040.78	4,443,444.30	710.64	0.060	730.31	19.66	1.97
K1	221,964.97	4,443,406.38	705.80	0.110	729.93	24.13	2.41
K15	221,903.51	4,443,256.08	703.80	0.050	729.87	26.07	2.61
K2	221,964.33	4,443,420.48	704.11	0.050	729.91	25.79	2.58
K3	221,952.70	4,443,492.08	697.28	0.110	729.87	32.59	3.26
K8	221,967.13	4,443,624.35	687.47	0.070	729.87	42.39	4.24
K9	221,969.22	4,443,662.42	681.38	0.030	729.87	48.48	4.85
K14	221,910.46	4,443,279.39	705.30	0.090	729.88	24.57	2.46
K11	221,853.25	4,443,376.89	697.82	0.070	729.87	32.04	3.20
K10	221,917.12	4,443,452.31	703.26	0.050	729.88	26.61	2.66
K4	221,929.64	4,443,502.38	699.21	0.010	729.87	30.66	3.07
K13	221,843.13	4,443,301.92	691.25	0.130	729.86	38.60	3.86
K12	221,841.09	4,443,375.77	695.24	0.030	729.87	34.62	3.46
K5	221,919.75	4,443,514.01	696.96	0.040	729.87	32.90	3.29
K6	221,941.05	4,443,558.54	692.94	0.010	729.87	36.93	3.69
K7	221,953.59	4,443,563.26	695.53	0.010	729.87	34.33	3.43

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Γ»**  
**Μέγιστες Αναπτυσσόμενες Πιέσεις**

	$\frac{Q}{L}$	$\frac{Q}{D^5}$	$\frac{Q}{D^4}$	$\frac{Q}{D^3}$	$\frac{Q}{D^2}$	$\frac{Q}{D}$	$\frac{Q}{D}$
Παροχή ΑνωνούQ (Us)	0.52	0.21	0.06	0.03	K11 -K14	K10 -K11	K10 -K4
ή (m <sup>3</sup> /h)	1.872	0.756	0.216	0.108	0.09	0.11	0.1
ή (m <sup>3</sup> /day)	44.928	18.144	5.184	2.592	0.324	0.396	0.36
ή (m <sup>3</sup> /s)	0.000520	0.000210	0.000060	0.000030	7.776	9.504	8.64
Εσωτερική διάμετρος αγωγού μεταφοράς ύεσ(μ)	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.000090	0.000110	0.000100
Ονομαστική διάμετρος Don (m)	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063
Μήκος ανωνούL (m)	14.216	96.24	138.508	38.632	121.295	109.806	53.115
Κινηματικό ιξώδες του νερού ν (m <sup>2</sup> /s)	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06
Συντελεστής απόλυτης τραχύτητας κΑνωνού (πιπι)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
Ταχύτητα ροής V (m/s)	0.230	0.090	0.030	0.010	0.040	0.050	0.050
Αριθμός Revoolds Re	9,411	3,682	1,227	409	1,637	2,046	2,046
Συντελεστής τριβών f	0.032	0.042	0.061	0.099	0.055	0.051	0.051
Επιτάχυνση της βαρύτητας g (m/s <sup>2</sup> )	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Απώλειες τριβών ΔΗί (πι)	0.025	0.034	0.006	0.001	0.007	0.007	0.004
Υψόμετρο άξονα ανωνούανάντη (πι)	705.795	697.276	697.276	687.467	697.816	703.258	703.258
Υψόμετρο άξονα ανωνούκατάντη (πι)	704.109	704.109	687.467	681.376	705.297	697.816	699.207
Πιεζομετρικό φορτίο ανάντη (πι)	729.931	729.873	729.873	729.867	729.868	729.876	729.876
Πιεζομετρικό φορτίο κατάντη (πι)	729.906	729.906	729.867	729.866	729.875	729.868	729.872
Μεγίστη πίεση ανάντη (πι)	24.14	32.60	32.60	42.40	32.05	26.62	26.62
Μεγίστη πίεση κατάντη (πι)	25.80	25.80	42.40	48.49	24.58	32.05	30.67
Μέτρο ελαστικότητας ανωνού E (Pa)	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08
Μέτρο ελαστικότητας ύδατος K (Pa)	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09
Πυκνότητα νερού ρ (kg/m <sup>3</sup> )	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4
Πάχος τοιχωμάτων e (πι)	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
Ταχύτητα διαδόσεως ελαστικού κύματος a (m/s)	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32
Μεγίστη αναπτυσσόμενη υπερπίεση λόγω υδραυλικού πλήγματος P (πι)	6.10	2.39	0.80	0.27	1.06	1.33	1.33
ή (atm)	0.61	0.24	0.08	0.03	0.11	0.13	0.13
Μεγίστη αναπτυσσόμενη πίεση Pmax(πι)	31.90	34.99	43.20	48.76	33.11	33.38	31.99
ή (atm)	3.19	3.50	4.32	4.88	3.31	3.34	3.20

	K4 - K3	K2 -K10	K12 -K13	K12 - K5	K5 - K6	K6 - K8	K6 - K7
Παροχή ΑνωνούQ (Us)	0.04	0.26	0.13	0.03	0.06	0.04	0.01
ή (m³/h)	0.144	0.936	0.468	0.108	0.216	0.144	0.036
ή (m³/day)	3.456	22.464	11.232	2.592	5.184	3.456	0.864
ή (m³/s)	0.000040	0.000260	0.000130	0.000030	0.000060	0.000040	0.000010
Εσωτερική διάμετρος αγωγού μεταφοράς ύεσ(μ)	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536
Ονομαστική διάμετρος Don (m)	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063
Μήκος ανωνούL (m)	26.153	59.127	76.713	164.1	49.62	71.906	14.031
Κινηματικό ιξώδες του νερού ν (m²/s)	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06
Συντελεστής απόλυτης τραχύτητας κΑνωνού (πιπι)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
Ταχύτητα ροής V (m/s)	0.020	0.120	0.060	0.020	0.030	0.020	0.000
Αριθμός Revoolds Re	818	4,910	2,455	818	1,227	818	0
Συντελεστής τριβών f	0.072	0.038	0.048	0.072	0.061	0.072	#ΔΙΑΙ P./0!
Επιτάχυνση της βαρύτητας g (m/s²)	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Απώλειες τριβών ΔΗί (πι)	0.001	0.031	0.007	0.004	0.002	0.002	0.000
Υψόμετρο άξονα ανωνούανάντη (πι)	699.207	704.109	695.235	695.235	696.961	692.935	692.935
Υψόμετρο άξονα ανωνούκατάντη (πι)	697.276	703.258	691.253	696.961	692.935	687.467	695.526
Πιεζομετρικό φορτίο ανάντη (πι)	729.872	729.906	729.867	729.867	729.871	729.869	729.869
Πιεζομετρικό φορτίο κατάντη (πι)	729.873	729.876	729.86	729.871	729.869	729.867	729.869
Μεγίστη πίεση ανάντη (πι)	30.67	25.80	34.63	34.63	32.91	36.93	36.93
Μεγίστη πίεση κατάντη (πι)	32.60	26.62	38.61	32.91	36.93	42.40	34.34
Μέτρο ελαστικότητας ανωνού E (Pa)	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08
Μέτρο ελαστικότητας ύδατος K (Pa)	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09
Πυκνότητα νερού ρ (kg/m³)	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4
Πάχος τοιχωμάτων e (πι)	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
Ταχύτητα διαδόσεως ελαστικού κύματος a (m/s)	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32
Μέγιστη αναπτυσσόμενη υπερπίεση λόγω υδραυλικού πλήνματος P (πι)	0.53	3.18	1.59	0.53	0.80	0.53	0.00
ή (atm)	0.05	0.32	0.16	0.05	0.08	0.05	0.00
Μέγιστη αναπτυσσόμενη πίεση Pmax(πι)	33.13	29.80	40.20	35.16	37.73	42.93	36.93
ή (atm)	3.31	2.98	4.02	3.52	3.77	4.29	3.69

	K5 - K4	K11 -K12	ΔΕΞ -K16	K16-K1	K1 -K14	K14-K15
Παροχή ΑνωνούQ (Us)	0.13	0.13	0.92	0.86	0.23	0.05
ή (m³/h)	0.468	0.468	3.312	3.096	0.828	0.18
ή (m³/day)	11.232	11.232	79.488	74.304	19.872	4.32
ή (m³/s)	0.000130	0.000130	0.000920	0.000860	0.000230	0.000050
Εσωτερική διάμετρος αγωγού μεταφοράς ύεσ(m)	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536	0.0536
Ονομαστική διάμετρος Don (m)	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063	PE 3ηςPN12.5 063
Μήκος ανωνούL (m)	15.429	12.482	143.248	87.953	138.827	24.493
Κινηματικό ιξώδες του νερού ν (m²/s)	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06	1.310E-06
Συντελεστής απόλυτης τραχύτητας κΑνωνού (πιπι)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
Ταχύτητα ροής V (m/s)	0.060	0.060	0.410	0.380	0.100	0.020
Αριθμός Revoolds Re	2,455	2,455	16,776	15,548	4,092	818
Συντελεστής τριβών f	0.048	0.048	0.027	0.028	0.040	0.072
Επιτάχυνση της βαρύτητας g (m/s²)	9.81	9.81	10.81	11.81	12.81	13.81
Απώλειες τριβών ΔΗί (πι)	0.001	0.001	0.693	0.376	0.056	0.001
Υψόμετρο άξονα ανωνούανάντη (πι)	696.961	697.816	728.7	710.644	705.795	705.297
Υψόμετρο άξονα ανωνούκατάντη (πι)	699.207	695.235	710.644	705.795	705.297	703.796
Πιεζομετρικό φορτίο ανάντη (πι)	729.871	729.868	731	730.307	729.931	729.875
Πιεζομετρικό φορτίο κατάντη (πι)	729.872	729.867	730.307	729.931	729.875	729.874
Μεγίστη πίεση ανάντη (πι)	32.91	32.05	2.30	19.66	24.14	24.58
Μεγίστη πίεση κατάντη (πι)	30.67	34.63	19.66	24.14	24.58	26.08
Μέτρο ελαστικότητας ανωνού E (Pa)	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08	8.000E+08
Μέτρο ελαστικότητας ύδατος K (Pa)	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09	1.960E+09
Πυκνότητα νερού ρ (kg/m³)	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4	999.4
Πάχος τοιχωμάτων e (πι)	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
Ταχύτητα διαδόσεως ελαστικού κύματος a (m/s)	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32	260.32
Μέγιστη αναπτυσσόμενη υπερπίεση λόγω υδραυλικού πλήγματος P (πι)	1.59	1.59	9.87	8.38	2.03	0.38
ή (atm)	0.16	0.16	0.99	0.84	0.20	0.04
Μέγιστη αναπτυσσόμενη πίεση Pmax(πι)	34.50	36.22	29.54	32.51	26.61	26.46
ή (atm)	3.45	3.62	2.95	3.25	2.66	2.65

Ιωάννινα 01-08- 2023

Οι Αρμόδιοι Υπάλληλοι

Μαρινέλα Μπλιθικιώτη  
Πολιτικός Μηχανικός

Ιωάννης Αντωνίου  
Μηχανολόγος Μηχανικός

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ  
Ο αν. Πρ/νος Τμ. Δ.Π. της  
Δ.Τ.Ε. Περιφέρειας Ηπείρου

Βασίλειος Κυριαζής  
Ηλεκτρολόγος Μηχανικός

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ  
Η Αν. Προϊσταμένη της Δ.Τ.Ε.  
Περιφέρειας Ηπείρου

Ελένη Νικολού  
Πολιτικός Μηχανικός