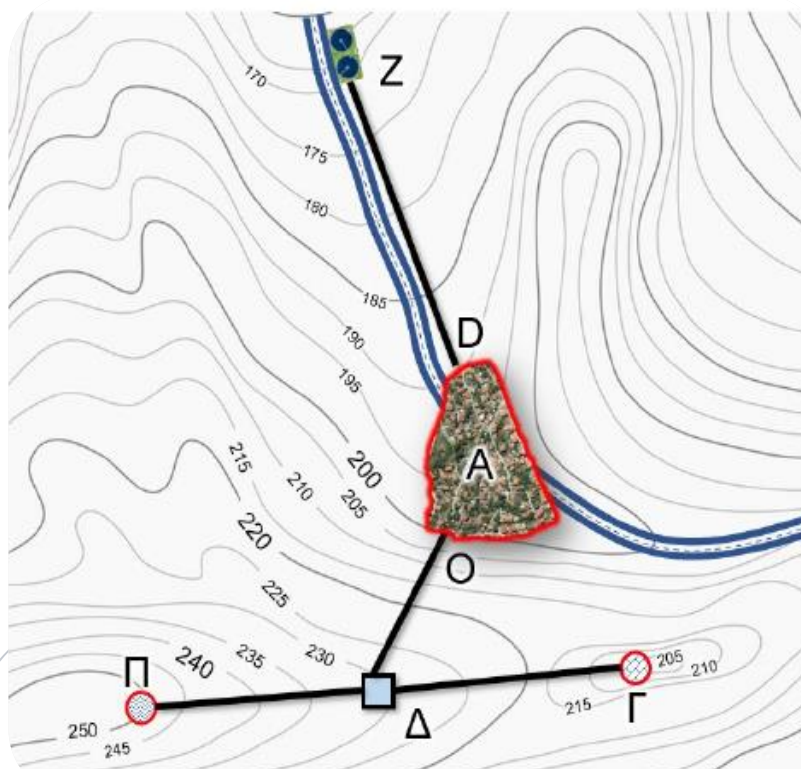




ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ ΤΜΗΜΑ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΙΚΙΣΜΟΥ



Επιβλέπων Καθηγητής: Κουτρούλης Αριστείδης

Μάθημα: Υδραυλικά Έργα

Ομάδα 15:

Θεοχάρη Κυριακή, ΑΜ:2018050043

Σαρτζετάκη Μαρία, ΑΜ: 2019050097

Ψωμά Αγγελική, ΑΜ: 2019050044

Φλώρα Λούκαϊ ,ΑΜ:2016050021

Πίνακας περιεχομένων

Εκφώνηση:	2
1 ^ο Μέρος: Εξωτερικό δίκτυο ύδρευσης	4
Ερώτημα 1.1:	4
Ερώτημα 1.2:	9
Ερώτημα 1.3	12
1.3.1: Διαστασιολόγηση βαρυτικών αγωγών ΠΔ και ΔΟ	12
1.3.2: Συνδυαστική διαστασιολόγηση αντλιοστασίου – καταθλιπτικού αγωγού εξωτερικού υδραγωγείου.....	18
Ερώτημα 1.4	24
2 ^ο Μέρος: Εσωτερικό δίκτυο ύδρευσης.....	26
Ερώτημα 1.5	26
Ερώτημα 1.6	45
Ερώτημα 1.7	48
3 ^ο Μέρος: Δίκτυο αποχέτευσης.....	51
Ερώτημα 1.8	52
Ερώτημα 1.9	57
1.9.1: Διαστασιολόγηση των Αγωγών Όμβριων MC και Ca	58
1.9.2: Διαστασιολόγηση Αγωγών Ακαθάρτων FE Και ED.....	65

ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΟΙΚΙΣΜΟΥ

Εκφώνηση:

Πρόκειται να μελετηθεί η ύδρευση οικισμού πληθυσμού **5027**αριθμού κατοίκων σύμφωνα με την απογραφή του 2021 και εκτιμάται να αυξάνεται με ρυθμό **0.9%**ετησίως. Η εγκατάσταση θα εξυπηρετεί την περιοχή για τα επόμενα 40 χρόνια. Ο οικισμός έχει έντονη παραθεριστική και τουριστική δραστηριότητα καθώς και προοπτικές για περεταίρω τουριστική ανάπτυξη. **2400**παραθεριστές επισκέπτονται την περιοχή κατά το τετράμηνο Ιούνιο – Σεπτέμβριο, ενώ ο ρυθμός αύξησης της παραθεριστικής δραστηριότητας είναι ίδιος με αυτό του μόνιμου πληθυσμού. Στην περιοχή λειτουργούν **5**ξενοδοχεία με πισίνες **300**κλινών έκαστο και έχουν σχεδιαστεί επιπλέον **3**δυναμικότητας**200**έκαστο. Η πληρότητα των ξενοδοχείων φαίνεται στον πίνακα. Πίνακας πληρότητας ξενοδοχείων:

Μήνας	Ιαν	Φεβ	Μαρ	Απρ	Μαι	Ιουν	Ιουλ	Αυγ	Σεπ	Οκτ	Νοε	Δεκ
Πληρότητα	0%	0%	20%	45%	85%	100%	100%	100%	100%	90%	60%	0%

Στον οικισμό δραστηριοποιούνται επίσης:

- Ένα βιοτεχνικό πάρκο μεταποίησης αγροτικών προϊόντων που λειτουργεί **12**ώρες όλο το χρόνο με κατανάλωση **181**m³/d.
- Ένα ελαιουργείο 24ωρης λειτουργίας από Οκτώβριο μέχρι και Ιανουάριο, με κατανάλωση **86**m³/d.

Οι απώλειες του δικτύου είναι **15%**

Ο οικισμός του σχήματος πρόκειται να υδροδοτηθεί από τη πηγή **Π** με σταθερή παροχή **1150**. Σε περίπτωση μη επάρκειας της πηγής οι ανάγκες του οικισμού θα καλυφθούν και από τη γεώτρηση **Γ**. Ο οικισμός έχει έκταση **0.5110**mm² και μπορεί να υποτεθεί ότι ο πληθυσμός είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος στον οικισμό.

Το Project χωρίζεται σε 3 μέρη και πιο συγκεκριμένα:

- Το εξωτερικό δίκτυο ύδρευσης
- Το εσωτερικό δίκτυο ύδρευσης
- Το δίκτυο αποχέτευσης

Τέλος, τα ζητούμενα για κάθε μέρος βρίσκονται μαζί με της λύσεις τους. Επίσης όλες οι πράξεις έγιναν με την χρήση του προγράμματος excel το οποίο στάλθηκε μαζί με την αναφορά. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζεται ο πίνακας των δεδομένων για την επίλυση του project όπως δόθηκε από τον διδάσκοντα για το μάθημα υδραυλικά έργα.

Πίνακας 1

Δεδομένα	
	ΟΜΑΔΑ 15
Σημερινός πληθυσμός οικισμού (Κ)	5027
Σημερινός πληθυσμός Παραθεριστών (Π)	2400
Ετήσια ποσοστιαία αύξηση πληθυσμού (Λ) [%]	0.9
Ξ1 - Αριθμός υφιστάμενων ξενοδοχείων	5
ΚΛ1 - Αριθμός κλινών έκαστου ξενοδοχείου Ξ1	300
Ξ2 - Αριθμός μελλοντικών ξενοδοχείων	3
ΚΛ2 - Αριθμός κλινών έκαστου μελλοντικού ξενοδοχείου Ξ2	200
Καταναλωση σε νερο υδρευσης ανα Μόνιμο κάτοικο και ημέρα (l/κατ/d)	150
Καταναλωση σε νερο υδρευσης ανα Παραθεριστή και ημέρα (l/παρ/d)	200
Καταναλωση σε νερο υδρευσης ανα κλίνη και ημέρα (l/κλ./d)	300
Καταναλωση βιοτεχνικού πάρκου (m ³ /d)	181
Ω _{MET} - Ωρες λειτουργίας βιοτεχνικού πάρκου ανά ημέρα (h)	12
Κ _{ΕΑ} - Καταναλωση Ελαιουργείου (m ³ /d)	86
Παροχή πηγής οικισμού (Q _π) [m ³ /day]	1150
Υψος δεξαμενής (Φ) [m]	3
Ωρες λειτουργίας αντλίας γεώτρησης κάθε μέρα (H)	15
Μήκος αγωγού ΠΔ [m]	700
Μήκος αγωγού ΓΔ [m]	580
Μήκος αγωγού ΔΟ [m]	510
Στάθμη γεώτρησης από την επιφάνεια εδάφους (ΣΓ) [m]	-47
Κόστος του αντλητικού συγκροτήματος (ΚΑΣ) [€/kW]	1700
Ετήσιο κόστος συντήρησης των αντλιών (ΕΚΣΑ) [€/kW]	110
Κόστος άντλησης (Καντλ) [€/kW]	0.11
επιτόκιο αναγωγής (ΕΑ)	9%
Κομβός από τον οποίο εισέρχεται η παροχή υδρευσης στον οικισμό	Ο
OB [m]	151
BC [m]	154
CD [m]	144
DE [m]	169
EF [m]	191
FG [m]	182
GH [m]	120
HJ [m]	89
JK [m]	50
KL [m]	59
LO [m]	79
LM [m]	112
MC [m]	162
MN [m]	100
NG [m]	140
NJ [m]	74
CF [m]	150
Ca [m]	75
Έκταση οικισμού (Θ) (τετραγωνικά χιλιόμετρα)	0.5110
Μήκος αγωγού λυμάτων DZ [m]	278
S _{FE}	1.2%
S _{ED}	1.3%
S _{MC}	1.4%
S _{Ca}	1.4%
E _{FE} αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.6
E _{ED} αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.5
E _{MC} αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	5.2
E _{Ca} αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.3
Πλησιέστερος βροχογραφικός σταθμός	ΚΟΖΑΝΗ
Συντελεστής απορροής C	0.7
t _{MC}	11

1^οΜέρος: Εξωτερικό δίκτυο ύδρευσης

Πίνακας 2

ΔεδομέναΜέρους Α	
	ΟΜΑΔΑ 15
Σημερινός πληθυσμόςοικισμού (Κ)	5027
Σημερινός πληθυσμός Παραθεριστών (Π)	2400
Ετήσια ποσοστιαία αύξηση πληθυσμού (Λ) [%]	0.9
Ξ1 - Αριθμόςυφιστάμενωνξενοδοχείων	5
Κλ1 - Αριθμός κλινών έκαστου ξενοδοχείου Ξ1	300
Ξ2 - Αριθμόςμελλοντικώνξενοδοχείων	3
Κλ2 - Αριθμός κλινών έκαστου μελλοντικού ξενοδοχείου Ξ2	200
Καταναλωση σε νερουδρευσηςανα Μόνιμο κάτοικο και ημέρα (l/κατ/d)	150
Καταναλωση σε νερουδρευσηςανα Παραθεριστή και ημέρα (l/παρ/d)	200
Καταναλωση σε νερουδρευσηςανα κλίνη και ημέρα (l/κλ./d)	300
Καταναλωση βιοτεχνικού πάρκου (m ³ /d)	181
Ω _{MET} - Ώρες λειτουργίας βιοτεχνικού πάρκου ανά ημέρα (h)	12
Κ _{ΕΛ} - Καταναλωση Ελαιουργείου (m ³ /d)	86
Παροχή πηγής οικισμού (Qπ) [m ³ /day]	1150
Υψος δεξαμενής (φ) [m]	3
Ωρες λειτουργίας αντλίας γεώτρησης κάθε μέρα (H)	15
Μηκος αγωγού ΠΔ [m]	700
Μήκος αγωγού ΓΔ [m]	580
Μηκος αγωγού ΔΟ [m]	510
Στάθμη γεώτρησης από την επιφάνεια εδάφους (ΣΓ) [m]	-47
Κόστος του αντλητικού συγκροτήματος (ΚΑΣ) [€/kW]	1700
Ετήσιο κόστος συντήρησης των αντλιών (ΕΚΣΑ) [€/kW]	110
Κόστος άντλησης (Καντλ) [€/kW]	0.11
επιτόκιο αναγωγής (ΕΑ)	9%

Ερώτημα 1.1: Να γίνει ο υπολογισμός των παροχών σχεδιασμού του δικτύου ύδρευσης σε $\left(\frac{L}{s}\right)$.

Για την επίλυση του πρώτου ερωτήματος πραγματοποιήθηκαν τα ακόλουθα βήματα:

Βήμα 1^ο: Εύρεση πληθυσμού(μόνιμων κατοίκων και παραθεριστών) μετά από 40 χρόνια με την χρήση του παρακάτω τύπου:

$$P = P_0 * (1+r)^t$$

Όπου P_0 =ο σημερινός πληθυσμός

r =η ετήσια ποσοστιαία αύξηση πληθυσμού

t = ο χρόνος

Για τους μόνιμους κατοίκους : $P_{\mu\omicron\nu.2063} = P_0 * (1+r)^t = 5027 * (1+0.009)^{40} = 7194$ κατ.

Για τους και παραθεριστών $P_{\mu\alpha\rho\alpha\theta.2063} = P_0 * (1+r)^t = 2400 * (1+0.009)^{40} = 3434$ κατ.

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός παροχής Q για κάθε χρήση μετά από 40 χρόνια

Όλες οι πράξεις έγιναν με την βοήθεια του EXCEL, παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τα αποτελέσματα των παροχών σε $\frac{L}{d}$ και μετα μετατράπηκαν σε $\frac{L}{s}$.

Πίνακας 3

Υπολογισμός παροχής Q για κάθε χρήση (το 2063)		
Q μόνιμων	1079062.981 L/d	12.49 L/s
Q παραθεριστών	686891.0961 L/d	7.95 L/s
Q τουριστών*	630000 L/d	7.29 L/s
Q βιοτεχν.	181000 L/d	2.09 L/s
Q εξυγιαντικού	86000 L/d	1.00 L/s

Βήμα 3^ο:Εύρεση των μέσων παροχών για κάθε χρήση για τα σενάρια A και B

Από τα αποτελέσματα του πίνακα 3 και τα δεδομένα του πίνακα 5 έγινε ο πίνακας 4 που παρουσιάζει τους συντελεστές ημερήσιας αιχμής και ωραίων αιχμής, καθώς και αποτελέσματα των μέσων ημερήσιων και ωραίων παροχών για κάθε ομάδα χρηστών. Επίσης, ο πίνακας 5 βάση με το χρώμα του κάθε κελίου δείχνει ποιους μήνες αλλά και πότε η κάθε ομάδα χρηστών (Μον.Κάτοικοι, Παραθεριστές, Τουρίστες, Βιοτεχνικό Πάρκο, Ελαιοτριβείο) χρησιμοποιεί το έργο (πράσινο = χρησιμοποιεί το έργο, λευκό = δεν χρησιμοποιεί το έργο).

Πίνακας 4

			Μέση Ημ. Παροχή (L/s)			Μέση Ωρ. Παροχή (L/s)	
Χρήστες	Μέση Ημ. Παροχή (L/s)	Συντελεστής Ημ. Αιχμ. Θέρος	Σενάριο Α	Σενάριο Β	Συντελεστής Ωρ. Αιχμ.	Σενάριο Α	Σενάριο Β
Μον. Κατ.	12.49	1.5	18.73	18.73	2	24.98	24.98
Παραθ.	7.95	1.2	9.54	-	1.5	11.93	-
Τουρ.	7.29	1.1	8.02	8.02	1.5	10.94	10.94
Βιοτ.	2.09	1	2.09	2.09	2	4.19	4.19
Ελαιο.	1.00	1	-	1.00	1	-	1.00
ΣΥΝΟΛΟ			38.39	29.84		52.03	41.10

Πίνακας 5

Μήνας	Ι	Φ	Μ	Α	Μ	Σενάριο Α				Σενάριο Β		
						Ι	Ι	Α	Σ	Ο	Ν	Δ
Μον. Κατ.												
Παραθ.												
Τουρ.	0	0	20	45	85	100	100	100	100	90	60	0
Βιοτ.												
Ελαιο.												

Συμπλήρωση του πίνακα 4

Αρχικά, δημιουργήθηκαν 2 σενάρια στα οποία το πρώτο (Σενάριο Α) είναι για 4 μήνες ξεκινώντας από τον Ιούνιο μέχρι τον Σεπτέμβριο με 100% πληρότητα των ξενοδοχείων, παρουσία παραθεριστών, συνεχή λειτουργία του βιοτεχνικού πάρκου και μη λειτουργία του ελαιοτριβείου. Ενώ το Σενάριο Β είναι μόνο για τον μήνα Οκτώβριο με πληρότητα των ξενοδοχείων να βρίσκεται στο 90%, χωρίς την παρουσία παραθεριστές, λειτουργία του βιοτεχνικού πάρκου και έναρξη της λειτουργίας του ελαιοτριβείου.

Ακολούθως, συμπληρώνονται οι στήλες του πίνακα 4 των μέσων παροχών για την κάθε χρήση και για τα δύο σενάρια με τις ακόλουθες σχέσεις:

Μέση Ημ. Παροχή($\frac{L}{s}$)= Μέση Ημ. Παροχή($\frac{L}{s}$) για κάθε χρήση* Συντελεστής Ημ. Αιχμ.
Θέρος

Μέση Ωρ. Παροχή($\frac{L}{s}$)=Μέση Ημ. Παροχή($\frac{L}{s}$) με την σχέση Μέση Ημ. Παροχή($\frac{L}{s}$)* Συντελεστής
Ωρ. Αιχμ.

Ενδεικτικά γίνεται ο υπολογισμός για την πρώτη γραμμή των στηλών 4,5,7,8 του πίνακα 4

Σενάριο Α

$$\text{Μέση Ημ. Παροχή}(\frac{L}{s})=12.49*1.5$$

$$=18.73\frac{L}{s}$$

$$\text{Μέση Ωρ. Παροχή}=12.49*2$$

$$=24.98\frac{L}{s}$$

Σενάριο Β

$$\text{Μέση Ημ. Παροχή}=12.49*1.5$$

$$=18.73\frac{L}{s}$$

$$\text{Μέση Ωρ. Παροχή}=12.49*2$$

$$=24.98\frac{L}{s}$$

Βήμα 4^ο:Υπολογισμός ετήσιου όγκου νερού και μέσης ετήσιας παροχής

Ο τύπος για τον υπολογισμό του ετήσιου όγκου νερού είναι:

$$V_{\text{tot,year}}=(V_{\text{μον.κατ.}} + V_{\text{παρ.}} + V_{\text{τουρ.}} + V_{\text{ελαι.}} + V_{\text{βιο.}}) * \text{Απώλειες δικτύου}$$

Ο τύπος για τον υπολογισμό της ετήσιας παροχής νερού είναι:

$$Q_{\text{μέση,40y}} = \frac{V_{\text{tot,year}} m^3}{365 \text{ days}}$$

Για την συμπλήρωση του πίνακα 6 χρησιμοποιήθηκε ο τύπος:

$$V_{i,\text{year}}=Q_i \times 365 \text{ days [L]}$$

Όπου:

Q_i = οι παροχές για κάθε χρήση που βρέθηκαν από το βήμα 2 σελίδα 5

Ενώ για τους τουρίστες ο τύπος είναι:

$$V_{\text{τουρ, year}} = Q_{\text{τουριστών}} * \text{ημέρες κάθε μήνα} * \text{πληρότητα κάθε μήνα}$$

Πίνακας 6

Υπολογισμός ετήσιου όγκου νερού (data 2063) [m ³ /year]				
V μόνιμων	393857988,2	L	393857,99	m ³
Vπαραθεριστών	250715250,1	L	50715,25	m ³
Vτουριστών	132300000	L	132300,00	m ³
Vβιοτεχν.	66065000	L	66065,00	m ³
Vελαιουργείου	31390000	L	31390,00	m ³
Συνολικά	1005477474	L	1005477,47	m ³

Ενδεικτικά γίνεται ο υπολογισμός για τους ετήσιους όγκους των παραθεριστών και των τουριστών

$$V_{\text{παρ, year}} = Q_{\text{παρ}} * 365 \text{ days}$$

$$= 686891.1 * 365$$

$$= 250715250.1 \text{ L}$$

Μετατροπή από L σε m³

$$V_{\text{παρ, 40}} = 250715250.1 / 1000$$

$$= 250715.2501 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{τουρ, 40}} = Q_{\text{τουρ}} * \text{ημέρες κάθε μήνα} * \text{πληρότητα κάθε μήνα}$$

$$= 630000 * 30 * (0.2 * 1 + 0.45 * 1 + 0.85 * 1 + 0.9 * 1 + 0.6 * 1 + 1 * 4)$$

$$= 132300000 \text{ L}$$

Μετατροπή από L σε m³

$$V_{\text{τουρ, 40}} = 132300000 / 1000$$

$$= 132300 \text{ m}^3$$

Οπότε,

$$V_{\text{tot, 40}} = (V_{\text{μον. κατ.}} + V_{\text{παρ.}} + V_{\text{τουρ.}} + V_{\text{ελαι.}} + V_{\text{βιο.}}) * \text{Απώλειες δικτύου}$$

$$= (393857.9882 + 250715.2501 + 132300 + 66065 + 31390) * 1.15$$

$$= 874328.2383 \text{ m}^3$$

$$Q_{μέση,40} = \frac{874328.2383m^3}{365 \text{ days}}$$

$$= 2754.73 \frac{m^3}{d} \text{ ή } 31.88 \frac{L}{s}$$

Βήμα 5^ο: Υπολογισμός των παροχών σχεδιασμού του δικτύου ύδρευσης σε $\left(\frac{L}{s}\right)$

Για τον υπολογισμό των παροχών σχεδιασμού είναι το άθροισμα του κάθε σεναρίου ξεχωριστά και επιλέγεται το σενάριο που έχει τις μεγαλύτερες παροχές σχεδιασμού. Για το ερώτημα 1.1 βάση με τον πίνακα 4 επιλέχθηκε το σενάριο Α, αρκετά λογικό αφού στο σενάριο Α υπάρχει 100% πληρότητα των ξενοδοχείων, παρουσία των παραθεριστές και συνέχει λειτουργία του βιοτεχνικού πάρκου.

Πίνακας 7: Αποτελέσματα 1^{ου} ερωτήματος

Παροχή σχεδιασμού εξωτερικού υδραγωγείου	38.39	L/s
Παροχή σχεδιασμού εσωτερικού υδραγωγείου	52.03	L/s

Ερώτημα 1.2: Ζητείται η διαστασιολόγηση όγκου δεξαμενής Δ ύδρευσης [m^3] και επιφάνειας κάτοψης, ωφέλιμου ύψους **3m**. Η δεξαμενή ρύθμισης θα πρέπει να επαρκεί για 4ωρη βλάβη του τροφοδοτικού της συστήματος και να είναι διπλού θαλάμου με ορθογωνική κάτοψη. Η αντλία της γεώτρησης θα λειτουργεί **15** ώρες ημερησίως (**ξεκινώντας από τις 16:00**). Η δεξαμενή γεμίζει από την κορυφή, και αδειάζει από τον πυθμένα και η ελάχιστη στάθμη της είναι **1m** από την επιφάνεια του εδάφους. Στον Πίνακα 1 δίνεται η ποσοστιαία διακύμανση της κατανάλωσης κατά τη διάρκεια της ημέρας στον οικισμό. Η παροχή πυρόσβεσης εξυπηρετείται από **2 κρουνοί** των **5 $\frac{L}{s}$** για 4 ώρες.

Λύση

Βήμα 1^ο: Έυρεση του ποσοστού συνεισφοράς της πηγής και της γεώτρησης

Για την Πηγή:

$$\text{Συνεισφορά πηγής, day} = \frac{Q_{\pi}}{Q_{\max, \text{day}}} * 100\% = \frac{1150 * 1000 * \frac{1}{24 * 60 * 60} \left(\frac{L}{s}\right)}{38.39 \left(\frac{L}{s}\right)} * 100\% = \mathbf{34,67\%}$$

Όμως από την εκφώνηση του project η άντληση νερού από την πηγή είναι 24 ώρες οπότε:

$$\text{Συνεισφορά πηγής} = \frac{\text{Ποσοστό συνεισφοράς της Πηγής τη μέρα}}{\text{Ώρες άντλησης}} = \frac{34,67\%}{24} = \mathbf{1.44\%}$$

Για την Γεώτρηση:

Αφού βρέθηκε το ποσοστό της πηγής μπορεί να γίνει αφαίρεση για να βρεθεί το ποσοστό της γεώτρησης ανα μέρα

$$\text{Συνεισφορά γεωτρ., day} = 100\% - 34,67\% = \mathbf{65.33\%}$$

Από την εκφώνηση του ερωτήματος 1.2 αναφέρει ότι η αντλία της γεώτρησης θα λειτουργεί 15 ώρες ημερησίως ξεκινώντας από τις 16:00.

$$\text{Συνεισφορά Γεώτρησης} : \frac{\text{Ποσοστό συνεισφοράς της Γεώτρησης τη μέρα}}{\text{Ώρες άντλησης}} = \frac{65.33\%}{15} = 4.36\%$$

Βήμα 2^ο: Δημιουργία του πίνακα ώρας-ζήτησης και υπολογισμός της περισσειας(%)

Πίνακας 8

ΩΡΑ	ΖΗΤΗΣΗ(%)	ΠΗΓΗ(%)	ΓΕΩΤΡΗΣΗ(%)	ΠΕΡΙΣΣΕΙΑ(%)
00:00-01:00	2	1.44	4.36	3.80
01:00-02:00	2	1.44	4.36	7.60
02:00-03:00	2	1.44	4.36	11.40
03:00-04:00	2	1.44	4.36	15.20
04:00-05:00	3	1.44	4.36	18.00
05:00-06:00	3	1.44	4.36	20.80
06:00-07:00	4	1.44	4.36	22.60
07:00-08:00	5	1.44	0	19.04
08:00-09:00	5	1.44	0	15.49
09:00-10:00	6	1.44	0	10.93
10:00-11:00	7	1.44	0	5.38
11:00-12:00	7	1.44	0	-0.18
12:00-13:00	8	1.44	0	-6.73
13:00-14:00	6	1.44	0	-11.29
14:00-15:00	5	1.44	0	-14.84
15:00-16:00	5	1.44	0	-18.40
16:00-17:00	5	1.44	4.36	-17.60
17:00-18:00	6	1.44	4.36	-17.80
18:00-19:00	4	1.44	4.36	-16.00
19:00-20:00	4	1.44	4.36	-14.20
20:00-21:00	3	1.44	4.36	-11.40
21:00-22:00	2	1.44	4.36	-7.60
22:00-23:00	2	1.44	4.36	-3.80
23:00-00:00	2	1.44	4.36	0.00

Για τη συμπλήρωση του παραπάνω πίνακα δώθηκαν από τον διδάσκοντα οι ώρες και το ποσοστό ζήτησης. Στη συνέχεια, υπολογίστικαν οι συνεισφορές των δυο(πηγή και γεώτρηση) από το 1^ο βήμα στην σελίδα 8. Τέλος, για τον υπολογισμό της περισεείας έγινε η αφαίρεση της ζήτησης από το άθροισμα των συνισφορών. Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο υπολογισμός για την πρώτη γραμμή του πίνακα με ζήτηση 2% και συνεισφορές πηγής και γεώτρησης 1.44% και 4.36% αντίστοιχα.

$$\text{Περισεεία} = \text{Συνυσφωρα πηγης(\%)} + \text{Συνυσφορά γεώτρησης(\%)} - \text{Ζήτηση(\%)}$$

$$= 1.44\% + 4.36\% - 2\%$$

$$= 3.80\%$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός Ωφέλιμου Όγκου

Ωφέλιμος Όγκος: Είναι το άθροισμα του όγκου ρύθμισης που εξισορρόπη τη χρονική ανισόκατανομή μεταξύ των εισροών από το εξωτερικό υδραγωγείο και των εκροών προς το δίκτυο, με τον όγκο ασφάλειας που είναι το απόθεμα που διατηρείται σε μόνιμη βλάβη, είτε για την περίπτωση βλάβης του εξωτερικού υδραγωγείου ή πυρκαγιάς.

$$V_{\omega\phi\acute{\epsilon}\lambda\iota\mu\omicron} = V_{\rho\acute{\upsilon}\theta\mu\iota\sigma\eta\varsigma} + \max\{V_{\pi\upsilon\rho\kappa\alpha\gamma\iota\acute{\alpha}\varsigma}, V_{\beta\lambda\acute{\alpha}\beta\eta\varsigma}\}$$

Επιλέγεται το μεγαλύτερο από τα δυο

Για τον υπολογισμό του ωφέλιμου όγκου πρέπει να υπολογιστούν οι όγκοι Βλάβης και Πυρκαγιάς.

Για Όγκο Ρύθμισης:

$$V_{\text{ρύθμισης}} = \{ | \text{μέγιστη περίσσεια \%} | + | \text{ελάχιστη περίσσεια \%} | \} * V_{\text{max, ημερ.}}$$

όπου $V_{\text{max, ημερ.}}$ = ο όγκος νερού που συγκεντρώνεται στη δεξαμενή εντός 24 ωρών με παροχή $Q_{\text{max, ημερ.}}$.

Η μέγιστη περίσσεια % και η ελάχιστη περίσσεια % βρέθηκαν κατά την συμπλήρωση του πίνακα 6.

$$V_{\text{ρύθμισης}} = \{ | \text{μέγιστη περίσσεια \%} | + | \text{ελάχιστη περίσσεια \%} | \} * V_{\text{max, ημερ.}}$$

$$= \{ | 22.60 \% | + | -18.40 \% | \} * 3316.86 m^3$$

$$= 1359.86 m^3$$

Για Όγκο Πυρκαγιάς:

$$V_{\text{πυρκαγιάς}} = q_{\text{κρούν.}} * N_{\text{κρουών}} * t_{\text{πυρκαγιάς}}$$

Όπου

$q_{\text{κρουών.}}$ = η παροχή πυρόσβεσης

$N_{\text{κρουών}}$ = ο αριθμός των κρουών

$t_{\text{πυρκαγιάς}}$ = χρόνος εξυπηρέτησης κρουών

$$V_{\text{πυρκαγιάς}} = q_{\text{κρούν.}} * N_{\text{κρουών}} * t_{\text{πυρκαγιάς}}$$

$$= 5 \frac{L}{s} * 2 * 4h * \frac{3600}{1000}$$

$$= 144 m^3$$

Για Όγκο Βλάβης:

$$V_{\text{βλάβης}} = Q_{\text{καταθλ.}} * t_{\text{βλάβης}} + Q_{\text{πηγής}} * t_{\text{βλάβης}}$$

$$\text{Όπου } Q_{\text{γεωτρ./καταθλ.}} = Q_{\text{max, day}} * \text{Συνεισφορά γεωτρ., day} * \frac{24}{24 - \text{τστάσης}}$$

Άρα,

$$V_{\text{βλάβης}} = Q_{\text{καταθλ.}} * t_{\text{βλάβης}} + Q_{\text{πηγής}} * t_{\text{βλάβης}}$$

$$= (25.08 \frac{L}{s} * \frac{24}{24-9} * 4 * 3600 + 13,31 * 4 * 3600) / 1000$$

$$= 769.50 m^3$$

Τέλος αφού υπολογίστηκαν οι όγκοι μπορεί να βρεθεί ο ωφέλιμος όγκος

$$V_{\text{ωφέλιμο}} = V_{\text{ρύθμισης}} + \max\{V_{\text{πυρκαγιάς}}, V_{\text{βλάβης}}\}$$

$$=1359.86m^3+769.50m^3$$

$$=2129.35m^3$$

Βήμα 4º: Υπολογισμός επιφάνειας δεξαμενής

Η επιφάνεια Α μπορεί να βρεθεί από την σχέση $V=A*\phi$ που ϕ είναι το ωφέλιμο ύψος της δεξαμενής και ο όγκος είναι ο ωφέλιμος όγκος.

$$V=A*\phi \Rightarrow A=\frac{V}{\phi} = \frac{2129.35}{3} = 709.78m^2$$

Ερώτημα 1.3

Αν η προσαυξημένη τιμή της ισοδύναμης τραχύτητας είναι $k_s = 0,5$ mm (τιμή σχεδιασμού) να γίνει διαστασιολόγηση των αγωγών του εξωτερικού υδραγωγείου, πηγή –δεξαμενή(ΠΔ), δεξαμενής - οικισμού (ΔΟ) από HDPE καθώς και συνδυαστική διαστασιολόγηση του αντλιοστασίου και του καταθλιπτικού γεώτρησης – δεξαμενής(ΓΔ) βάσει της χάραξης που δίνεται στο **Σχήμα 1**, με τη βοήθεια της οικονομικής βελτιστοποίησης με αναγωγή μεγεθών σε ετήσια βάση όπου κρίνεται απαραίτητο. Να γίνει επίσης πρόβλεψη για υδραυλικό πλήγμα στους αγωγούς. Τα **μήκη των αγωγών** δίνονται. Η αντλία της γεώτρησης θα λειτουργεί **15** ώρες ημερησίως (ξεκινώντας από τις 16:00). Η στάθμη της γεώτρησης (**-47**) σχετικά με την επιφάνεια του εδάφους δίνεται. Η εφεδρική αντλητική ισχύς είναι ίση με **20%** της συνολικής απαιτούμενης, ο συντελεστής απόδοσης των αντλιών είναι **n=0,75** και οι τοπικές απώλειες στο αντλιοστάσιο είναι ίσες με 5% του μανομετρικού ύψους και όχι λιγότερο από 3m. Το κόστος του αντλητικού συγκροτήματος (**1700**), το ετήσιο κόστος συντήρησης των αντλιών (**ΕΚΣΑ**) και το κόστος άντλησης (**0,11**) δίνονται. – Για τον υπολογισμό του κόστους άντλησης να θεωρήσετε ότι η γεώτρηση καλύπτει ένα ποσοστό **60%** του συνολικού απαιτούμενου ετήσιου όγκου νερού. Για αναγωγή των εφάπαξ δαπανών σε ετήσιο τοκοχρεολύσιο το επιτόκιο αναγωγής (**9%**) δίνεται. Για το μηχανολογικό εξοπλισμό να ληφθεί χρόνος απόσβεσης **N_{μηχ}=15 έτη** και για τον καταθλιπτικό αγωγό **N_{αγωγ}=40 έτη**. Η κινηματική συνεκτικότητα του νερού είναι **v (m²/s) = 1·10⁻⁶**.

Λύση

Για την λύση της ασκήσεις 1.3 χωρίστηκε σε 2 μέρη:

-  Διαστασιολόγηση βαρυτικών αγωγών ΠΔ και ΔΟ
-  Συνδυαστική διαστασιολόγηση αντλιοστασίου – καταθλιπτικού αγωγού εξωτερικού υδραγωγείου.

1.3.1: Διαστασιολόγηση βαρυτικών αγωγών ΠΔ και ΔΟ

Όπως και στα προηγούμενα ερωτήματα η επίλυση της άσκησης θα γίνει με βήματα

Βήμα 1: Επιλογή της κλάσης για τους αγωγούς ΠΔ και ΔΟ από τον ακόλουθο τύπο:

$$\min(\kappa\lambda\acute{\alpha}\sigma\eta) = \max\left(\frac{g\Delta H_{\max}}{100}, 10\text{atm}\right)$$

Όπου g = η επιτάχυνση της βαρύτητας 9.81m/s^2

$$\Delta H_{\max} = \text{ανώτατη στάθμη} - \text{κατώτατο υψόμετρο αγωγού} + 30 \sim 40\text{m (υπερπιέσεις)}$$

Για τον αγωγό ΠΔ:

$$\Delta H_{\max} = \text{ανώτατη στάθμη} - \text{κατώτατο υψόμετρο αγωγού} + 40\text{m (υπερπιέσεις)}$$

$$= 250 - 230 + 40$$

$$= 60\text{m}$$

$$\min(\kappa\lambda\acute{\alpha}\sigma\eta) = \max\left\{\frac{g\Delta H_{\max}}{100}, 10\text{atm}\right\}$$

$$= \max\left\{\frac{9.81 \cdot 60}{100}, 10\text{atm}\right\}$$

$$= \max\{5.886, 10\text{atm}\} \rightarrow \text{Επιλέγεται το μεγαλύτερο από τα δύο}$$

$$= 10\text{atm}$$

Για τον αγωγό ΔΟ:

$$\Delta H_{\max} = \text{ανώτατη στάθμη} - \text{κατώτατο υψόμετρο αγωγού} + 30 \sim 40\text{m (υπερπιέσεις)}$$

$$= 250 - 230 + 40$$

$$= 70\text{m}$$

$$\min(\kappa\lambda\acute{\alpha}\sigma\eta) = \max\left\{\frac{g\Delta H_{\max}}{100}, 10\text{atm}\right\}$$

$$= \max\left\{\frac{9.81 \cdot 60}{100}, 10\text{atm}\right\}$$

$$= \max\{5.886, 10\text{atm}\} \rightarrow \text{Επιλέγεται το μεγαλύτερο από τα δύο}$$

$$= 10\text{atm}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός μέγιστου διαθέσιμου ύψους ενέργειας

$$\text{Για τον ΠΔ: } \Delta H_{\max\text{απ.}} = \min H_{\text{πηγής}} - \max H_{\text{δεξαμενής}} = 250 - (230 + 3) = 17\text{m}$$

$$\text{Για τον ΔΟ: } \Delta H_{\max\text{απ.}} = \min H_{\text{δεξαμενής}} - \max H_{\text{οικισμού}} = (230 + 1) - 210 = 21\text{m}$$

Οπότε οι απώλειες των αγωγών ΠΔ και ΔΟ δεν πρέπει να ξεπεράσουν τα 17 μέτρα και τα 21 μέτρα, αντίστοιχα. ($\Delta H_{\text{απωλ}} \leq \Delta H_{\max\text{απ.}}$)

Βήμα 3^ο: Επιλογή βέλτιστης διαμέτρου από τον πίνακα οικονομικών διαμέτρων

Από το βήμα 1 υπολογίστηκε η κλάση των αγωγών 10atm και από την εκφώνηση δόθηκε το υλικό των αγωγών ότι είναι HDPE. Ακολουθώντας, επιλέγεται ένα εύρος τιμών για των

HYDROLIFE PE 100 EN 12201 10ATM - SDR 17			
Κωδικός	Εξ. Διάμετρος mm	Πάχος Τοιχώματος mm	Τιμή €/ m
0200221000	22	2.0	0.00

ονομαστικών διαμέτρων από τον πίνακα που απεικονίζετε στην **εικόνα 1**. Στη συνέχεια, γίνεται η συμπλήρωση των πινάκων 9 και 10 , από αυτούς τους πίνακες η πιο οικονομική διάμετρος που ταυτόχρονα πληρεί και τους περιορισμούς είναι η βέλτιστη.

Εσωτερική διάμετρος (mm)	V_{max} (m/s)	V_{min} (m/s)
$D_{εσωτ} \leq 125$	1.55	0.50
$125 < D_{εσωτ} \leq 175$	1.85	0.50
$175 < D_{εσωτ} \leq 350$	2.00	0.50
$350 < D_{εσωτ} \leq 450$	2.10	0.50
$450 < D_{εσωτ} \leq 600$	2.20	0.50
$600 < D_{εσωτ} \leq 800$	2.30	0.70
$800 < D_{εσωτ} \leq 1000$	2.40	0.70
$D_{εσωτ} > 1000$	2.5	0.70

Εικόνα 2^η:Όρια ταχυτήτων ροής σε αγωγούς εξωτερικού υδραγωγείου σύμφωνα με την ελληνική νομοθεσία

Εικόνα 1^η:Πίνακας για διαθέσιμους HDPE αγωγούς ύδρευσης 10 atm

HYDROLIFE PE 100 EN 12201 16ATM - SDR 11			
Κωδικός	Εξ. Διάμετρος mm	Πάχος τοιχώματος mm	Τιμή €/m
0300201600	20	2,0	0,69
0300251600	25	2,3	0,95
0300321600	32	3,0	1,38
0300401600	40	3,7	2,07
0300501600	50	4,6	3,17
0300631600	63	5,8	5,01
0300751600	75	6,8	7,02
0300901600	90	8,2	10,14
0301101600	110	10,0	15,15
0301251600	125	11,4	19,51
0301401600	140	12,7	23,52
0301601600	160	14,6	30,80
0301801600	180	16,4	39,07
0302001600	200	18,2	48,10
0302251600	225	20,5	60,85
0302501600	250	22,7	74,88
0302801600	280	25,4	98,51
0303151600	315	28,6	124,71
0303551600	355	32,2	158,71
0304001600	400	36,3	215,38
0304501600	450	40,9	272,00
0305001600	500	45,4	338,63
0305601600	560	50,8	424,21
0306301600	630	57,2	537,42

Εικόνα 3^η:Πίνακας για διαθέσιμους HDPE αγωγούς ύδρευσης 16atm

Αγωγοί από HDPE		
Ονομαστική Διάμετρος φ(mm)	10 atm	16 atm
	Εσωτερική διάμετρος D (mm)	Εσωτερική διάμετρος D (mm)
90	79.2	73.6
110	96.8	90
125	110.2	102.2
140	123.4	114.6
160	141.1	130.8
180	158.6	147.2
200	176.2	163.6
225	198.2	184
250	220.4	204.6
280	246.8	229.2
315	277.6	257.8
355	312.8	290.6
400	352.6	327.4
450	396.6	368.2

Εικόνα 4^η:Πίνακας με τις ενδεικτικές ονομαστικές και εσωτερικές διαμέτρους αγωγών εμπορίου για το υλικό HDPE

Πίνακας 9

Εύρεση Βέλτιστης Διαμέτρου ΠΔ												
Ονομαστική Διάμετρος φ (mm)	Εσωτερική διάμετρος D (mm)	A (m ²)	Q πηγής	V (m/s)	Vmin(m/s)	Vmax(m/s)	Συνθήκη V	Re	ks/D	f	Hf**	Σύγκριση ΔΗΑΠ
90	79.20	0.00492652	0.013310185	2.70	0.50	1.55	x	213977.9561	0.000631	0.019	62.47628	χ
110	96.80	0.007359369	0.013310185	1.81	0.50	1.55	x	175072.8732	0.000517	0.019	22.90679	χ
125	110.20	0.009537907	0.013310185	1.40	0.50	1.55	ok	153784.5202	0.000454	0.019	11.97935	ok
140	123.40	0.011959698	0.013310185	1.11	0.50	1.55	ok	137334.3122	0.00041	0.019	6.80402	ok
160	141.10	0.015636657	0.013310185	0.85	0.50	1.85	ok	120106.6912	0.000354	0.019	3.481016	ok
180	158.60	0.019755874	0.013310185	0.67	0.50	1.85	ok	106854.0613	0.000315	0.0193	1.970738	ok
200	176.20	0.024383817	0.013310185	0.55	0.50	2.00	x	96180.78391	0.000284	0.0195	1.176502	ok
250	220.40	0.038151627	0.013310185	0.35	0.50	2.00	x	76892.2601	0.000227	0.02	0.394057	ok

Πίνακας 10

Εύρεση Βέλτιστης Διαμέτρου ΔΟ												
Ονομαστική Διάμετρος φ (mm)	Εσωτερική διάμετρος D (mm)	A (m ²)	Q	V (m/s)	Vmin(m/s)	Vmax(m/s)	Συνθήκη V	Re	ks/D	f	Hf**	Σύγκριση Ηφμ ΔΗΟΠωλ
160	141.10	0.015636657	0.052030817	3.33	0.50	1.85	x	469508.8166	0.000354	0.017	34.67581	χ
180	158.60	0.019755874	0.052030817	2.63	0.50	1,85	x	417702.9888	0.000315	0.0166	25.90197	χ
200	176.20	0.024383817	0.052030817	2.13	0.50	2.00	x	375980.1022	0.000284	0.0165	15.2123	ok
250	220.40	0.038151627	0.052030817	1.36	0.50	2.00	ok	300579.3739	0.00023	0.0164	4.93772	ok
280	246.80	0.047838791	0.052030817	1.09	0.50	2.00	ok	268426.637	0.000203	0.0165	2.821621	ok
315	277.60	0.060524165	0.052030817	0.86	0.50	2.00	ok	238644.4309	0.00018	0.0166	1.576708	ok
355	312.80	0.076846372	0.052030817	0.68	0.50	2.00	ok	211789.3031	0.00016	0.0166	0.86799	ok

Για συμπλήρωση των πινάκων γίνετε ενδεικτικός υπολογισμός για την πρώτη γραμμή του αγωγού ΠΔ (ο πίνακας 10 συμπληρώθηκε με τον ίδιο τρόπο).

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω οι στήλες 1 και 2 είναι δεδομένες από τους πίνακες που παρουσιάζεται στην εικόνα 1 και 4 σελίδα 13. Για την πρώτη γραμμή του πίνακα 9 η Ονομαστική Διάμετρος είναι ίση 90mm και η Εσωτερική διάμετρος ίση με 79,20mm.

Στη τρίτη και τέταρτη στήλη υπολογίζεται το εμβαδόν και η ταχύτητα του αγωγού από τους τύπους:

$$A = \pi D^2 / 4$$

$$= 3.14 * 79.20^2 / 4$$

$$= 0.00492652 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A$$

$$= 0.013310185 / 0.015636657$$

$$= 2.70 \text{ m/s}$$

Οι στήλες 6 και 7 αναφέρονται στα όρια των ταχυτήτων ροής στους αγωγούς του εξωτερικού υδραγωγείου σύμφωνα με την ελληνική νομοθεσία και δίνονται από την εικόνα 2 στην σελίδα 13. Για την πρώτη γραμμή η εσωτερική διάμετρος ισούται με 79.20mm και από την εικόνα 2 παρατηρείτε ότι ισχύει η πρώτη περίπτωση ($D_{\text{εσωτ.}} \leq 125 \text{ mm}$) άρα η V_{min} είναι ίση με 0,5m/s και η V_{max} ίση με 1,55m/s.

Στην επόμενη στήλη γίνεται η σύγκριση των ταχυτήτων αν ισχύει η σχέση $V_{\text{min}} \leq V \leq V_{\text{max}}$.

$$V_{\text{min}} = 0,5 \leq V = 2,70 \leq V_{\text{max}} = 1,55 \quad \text{✗}$$

Στη 9^η στήλη υπολογίζεται ο αριθμός Reynolds, στη 10^η ο συντελεστής τραχύτητας από τους παρακάτω τύπους. Από αυτές τις δυο τις στήλες μπορεί να συμπληρωθεί η 11^η που είναι ο συντελεστής f από το διάγραμμα Moody.

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

$$= \frac{2.70 * 79.20}{10^{-6}}$$

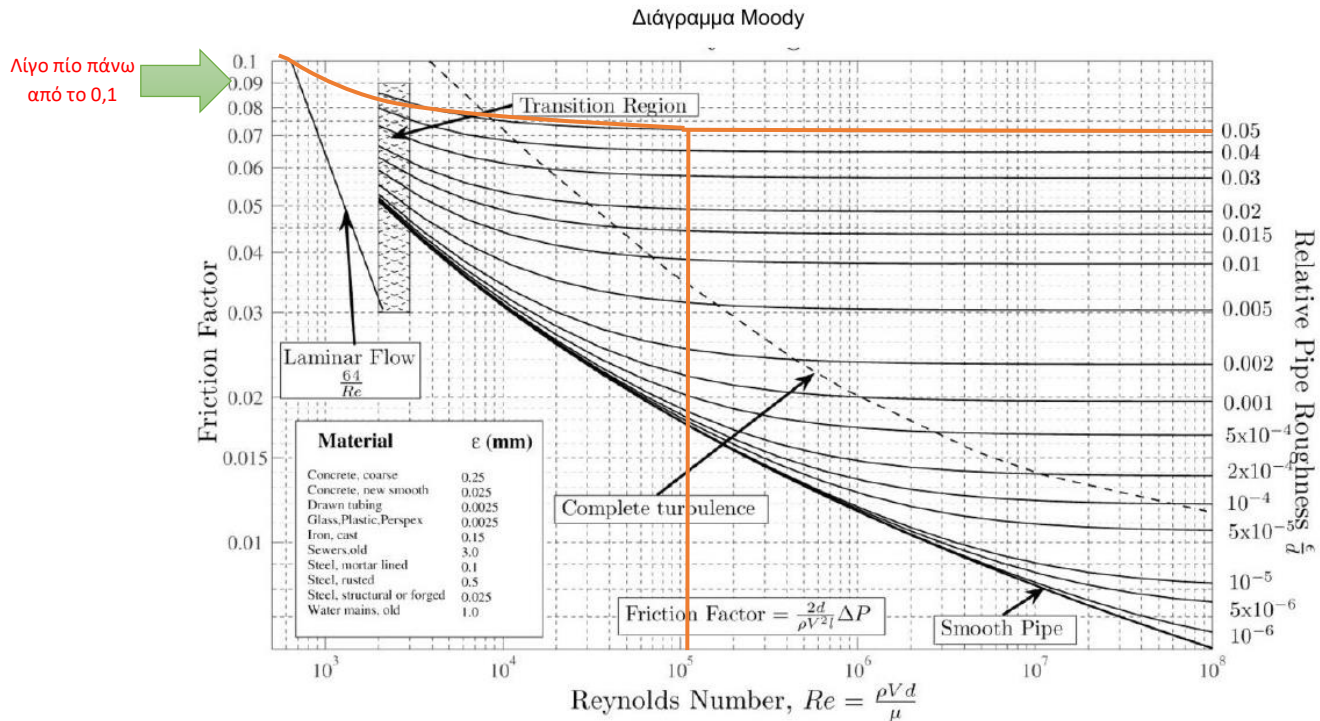
$$= 213977.9561$$

$$\frac{k_s}{D} = \frac{0.05}{79.20} = 0.000631$$

Από διάγραμμα Moody

$$f = 0.019$$

Παρακάτω παρουσιάζεται το διάγραμμα Moody για την πρώτη γραμμή. Για την εύρεση του συντελεστή σχεδιάζεται μια κάθετη γραμμή εκεί που είναι ο αριθμός Reynolds υπολογίστηκε παραπάνω. Έπειτα στα δεξιά του διαγράμματος σχεδιάζεται μια ευθεία για το $\frac{k_s}{D}$. Τέλος, εκεί που ενώνονται οι δυο γραμμές δημιουργείτε ένα σημείο σε μια καμπύλη και από εκεί προς τα αριστερά υπολογίζεται ο συντελεστής f. Στο Project χρησιμοποιήθηκε η εφαρμογή Moody Chart Calculator για λόγους ευκολίας υπολογισμού του συντελεστή f.



Εικόνα 4^η: Διάγραμμα Moody για την πρώτη στήλη του πίνακα 7

Για την στήλη 12 υπολογίζονται οι απώλειες ή με την χρήση του τύπου:

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

$$= 0.19 * \frac{700}{79.20} * \frac{2.70^2}{2 * 9.81}$$

$$= 62.48 \text{ m}$$

Τέλος, για την τελευταία στήλη γίνεται έλεγχος αν οι απώλειες που βρέθηκαν στην στήλη 12 δεν ξεπερνάνε τα 17 m (από το βήμα 2) για τον αγωγό ΠΔ.

$$\Delta H_{\text{απωλ}} \leq \Delta H_{\text{max απ}} \Leftrightarrow 62.48 \text{ m} \leq 17 \text{ m} \quad \text{✗}$$

Αφού δεν ισχύει καμία από τις 2 ανοσιότητες για τις στήλες 8 και 12 τότε δεν είναι η βέλτιστη διάμετρος του αγωγού.

Τα αποτελέσματα για το πρώτο μέρος του 1.3 ερωτήματος είναι τα ακόλουθα επίσης παρουσιάζονται και στους πίνακες 9 με 10 με κίτρινο χρώμα.

Πίνακας 11: Αποτελέσματα			
	Ονομαστική Διάμετρος(mm)	Εσωτερική Διάμετρο(mm)	Κόστος (€)
ΠΔ	140	123.40	15.49
ΔΟ	250	220.40	48.84

1.3.2: Συνδυαστική διαστασιολόγηση αντλιοστασίου – καταθλιπτικού αγωγού εξωτερικού υδραγωγείου

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός κλάσεως αγωγού ΓΔ με την χρήση του τύπου

$$H_{\mu\alpha\nu.} = \Delta z + \Delta H_{\tau\omicron\pi.} + \Delta H_f$$

όπου:

Δz : υψομετρική διαφορά στις στάθμες

$\Delta H_{\tau\omicron\pi.}$: τοπικές απώλειες = $\max\{0,05H_{\mu\alpha\nu.}, 3\text{m}\}$

ΔH_f : γραμμικές απώλειες = $2\% \times L$

Άρα

$$\left. \begin{array}{l} \Delta z = 230 + 4 - (205 - 47) = 76\text{m} \\ \Delta H_{\tau\omicron\pi.} = \max\{0,05H_{\mu\alpha\nu.}, 3\text{m}\} \\ \Delta H_f := 0,02 \cdot 580 = 11,6\text{m} \end{array} \right\} H_{\mu\alpha\nu.} = 91,98\text{m}$$

Σε περίπτωση απότομου κλεισίματος της δικλείδας στη δεξαμενή Γ κατά τη διάρκεια λειτουργίας της αντλίας:

$$H_{\max} = 205 - 47 + 91,16$$

$$= 249,16\text{m}$$

Το μέγιστο μανομετρικό φορτίο στον αγωγό είναι ίσο με:

$$\left(\frac{P}{\gamma}\right)_{\max} = H_{\max} - z_{\min}$$

$$= 249,98 - (205 - 47)$$

$$= 91,98\text{m}$$

Οπότε η κλάση του αγωγού είναι:

$$\min(\text{κλάση}) = \max\left(\frac{g\Delta H_{\max}}{100}, 10\text{atm}\right)$$

$$= \max\left\{\frac{9,81 \cdot (91,98 + 40)}{100} \text{atm}, 10\text{atm}\right\}$$

$$= \max\{12,95\text{atm}, 10\text{atm}\} \longrightarrow \text{Επιλέγεται το μεγαλύτερο από τα δύο}$$

Όμως δεν υπάρχει στο εμπόριο για 13atm αγωγός ύδρευσης HDPE οπότε επιλέγεται ο για 16atm.

Βήμα 2° :Υπολογισμός παροχής σχεδιασμού καταθλιπτικού αγωγού με τον τύπο:

$$Q_{κατ.} = Q_{max,ημερ.} * \frac{24}{t_h}$$

$$\text{όπου } Q_{max,ημερ.} = 38.39 \frac{L}{s} \text{ (Ερώτημα 1.1)}$$

$$\begin{aligned} Q_{κατ.} &= Q_{max,ημερ.} * \frac{24}{t_h} \\ &= 38.39 \frac{L}{s} * \frac{24hr}{15hr} \\ &= 61.42 \frac{L}{s} \end{aligned}$$

Βήμα 3°: Συμπλήρωση του πίνακα 10

Όπως και στο πρώτο μέρος με τους βαρυτικούς αγωγούς έγινε ο ενδεικτικός υπολογισμός για την πρώτη γραμμή ξεκινώντας από την στήλη 13^η καθώς οι προηγούμενες στήλες συμπληρώνονται με τον ίδιο τρόπο όπως για τον αγωγό ΠΔ στο πρώτο μέρος με την μοναδική διαφορά να είναι ότι χρησιμοποιείτε αγωγός με κλάση 16atm (το υλικό παραμένει το ίδιο). Οπότε η πρώτη στήλη (Ονομαστική Διάμετρος) και η δεύτερη στήλη (Εσωτερική διάμετρος) συμπληρώθηκαν βάση με την εικόνα 4 σελίδα 13. Στη επόμενη σελίδα παρουσιάζετε ο πίνακας 12.

Έυρεση Βέλτιστης Διαμέτρου ΓΔ												
Ονομαστική Διάμετρος φ (mm)	Εσωτερική διάμετρος D (mm)	A (m^2)	Qκατ.	V (m/s)	Vmin(m/s)	Vmax(m/s)	Συνθήκη V	Re	ks/D	f	Hf**	H'μαν.
160	130.8	0.013430282	0.040128	2.99	0.5	1.85	x	390814	0.000382263	0.0171	34.50	116.03
180	147.2	0.017009254	0.040128	2.36	0.5	2.00	x	347272	0.000339674	0.0170	19.00	99.75
200	163.60	0.021010494	0.040128	1.91	0.50	2.00	ok	312460	0.000305623	0.0170	11.21	91.57
225	184.00	0.02657696	0.040128	1.51	0.50	2.00	ok	277818	0.000271739	0.0170	6.23	85.34
250	204.60	0.032861011	0.040128	1.22	0.50	2.00	ok	249846	0.000244379	0.0170	3.66	83.65
280	229.20	0.04	0.04	0.97	0.50	2.00	ok	223030	0.00021815	0.0170	2.08	81.98
315	257.80	0.05	0.04	0.77	0.50	2.00	ok	198287	0.000193949	0.0171	1.16	81.02
355	290.60	0.07	0.040128	0.61	0.50	2.00	ok	175907	0.000172058	0.0172	0.64	80.47

ΔΗτοπ.	Ραπ	Ρεγκ.	ΚόστοςΑγωγού	ΚΑΣ	ΕΚΣΑ	Καντλ.	ΕΑ	Δαπάνη αγωγού	Δαπάνη αντλιας	Σ Αντλιοστ.
5.53	60.90	73.08	30.86	1700	110	0.11	0.09	17898.8	124235.06	15412.46
4.75	52.36	62.83	39.07	1700	110	0.11	0.09	22660.6	106808.67	13250.56
4.36	48.06	57.67	48.10	1700	110	0.11	0.09	27898.00	98043.04	12163.11
4.11	45.32	54.38	60.85	1700	110	0.11	0.09	35293.00	92445.67	11468.71
3.98	43.90	52.68	74.88	1700	110	0.11	0.09	43430.40	89563.27	11111.12
3.90	43.03	51.64	98.51	1700	110	0.11	0.09	57135.80	87779.51	10889.83
3.86	42.52	51.03	124.71	1700	110	0.11	0.09	72331.80	86749.52	10762.05
3.83	42.24	50.69	158.71	1700	110	0.11	0.09	92051.80	86166.12	10689.67

Σ Αγωγών	Σ Συντήρηση αντλ.	Εετήσια	Ολειτουργ.	Συνολικήετήσια
1663.87	8038.74	423873.58	46626.09	71741.16
2106.52	6911.15	364417.05	40085.88	62354.11
2593.39	6343.96	334509.88	36796.09	57896.55
3280.82	5981.78	315412.38	34695.36	55426.67
4037.27	5795.27	305578.01	33613.58	54557.24
5311.32	5679.85	299492.07	32944.13	54825.13
6723.94	5613.20	295977.86	32557.56	55656.75
8557.10	5575.45	293987.38	32338.61	57160.84

Ενδεικτικοί υπολογισμοί για την πρώτη γραμμή του πίνακα 12 από την στήλη 14 και έπειτα γιατί όπως αναφέρθηκε και παραπάνω οι στήλες 1 έως την 13^η βρέθηκαν με την ίδια μεθοδολογία όπως στο 1^ο μέρος του ερωτήματος 1.3.

Αρχικά για τις στήλες 14 και 15 παρουσιάζονται τα μανομετρικά ύψοι και οι τοπικές απώλειες

$$H'_{\mu\alpha\nu.} = \Delta z + \Delta H_{\tau\omicron\pi.} + h_f \Rightarrow H_{\mu\alpha\nu.} = 75 + 0,05 * H_{\mu\alpha\nu.} + h_f \Rightarrow H_{\mu\alpha\nu.} = (75 + h_f) / 0,95$$

$$\Delta z = 230 + 4 - (205 - 47) = 76 \text{ m}$$

$$H'_{\mu\alpha\nu.} = 116.03 \text{ m}$$

$$\Delta H_f := 35.55 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\tau\omicron\pi.} = \max\{0,05 H_{\mu\alpha\nu.}, 3 \text{ m}\}$$

$$\Delta H_{\tau\omicron\pi.} = 5.53 \text{ m}$$

Οι στήλες 16 και 17 παρουσιάζουν την απαιτούμενη ισχύς και την εγκαταστημένη:

Απαιτούμενη Ισχύς:

$$P_{\alpha\pi.} = \frac{\gamma Q H_{\mu\alpha\nu.}}{n}$$

Όπου

$$\gamma = \text{το ειδικό βάρος νερού ίσο με } 9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$n = \text{o συντελεστής απόδοσης των αντλιών (n=0,75)}$$

$$P_{\alpha\pi.} = \frac{\gamma Q H_{\mu\alpha\nu.}}{n}$$

$$= \frac{9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.061424 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 116.03 \text{ m}}{0,75}$$

$$= 60.90 \text{ kW}$$

Εγκαταστημένη Ισχύς:

$$P_{\epsilon\gamma\kappa.} = 1,2 P_{\alpha\pi.}$$

$$P_{\epsilon\gamma\kappa.} = 1,2 P_{\alpha\pi.}$$

$$= 1,2 * 60.90$$

$$= 73.08 \text{ kW}$$

Ακολουθως, για την στήλη 17 που παρουσιάζει το κόστος των αγωγών βάση με την ονομαστική τους διάμετρο τα δεδομένα πάρθηκαν από την εικόνα 3 σελίδα 13. Για τις στήλες 18 έως 21 δόθηκαν από την εκφώνηση του ερωτήματος 1.3.

Για τις στήλες 22 και 23 γίνεται ο υπολογισμός των εφάπαξ δαπανών για τους αγωγούς και των αντλιών με την χρήση των τύπων:

Εφάπαξ Δαπανών του Αγωγού:

$$\Delta_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} = \text{Κόστος αγωγού} * L$$

Όπου L = το μήκος του αγωγού ΓΔ

$$\Delta_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} = \text{Κόστος αγωγού} * L$$

$$= 30.86\text{€/m} * 580\text{m}$$

$$= 17898.8 \text{ €}$$

Εφάπαξ Δαπανών της Αντλίας:

$$\Delta_{\alpha\text{ν}\tau\lambda\iota\acute{o}\nu} = P_{\text{ε}\gamma\kappa} * \text{ΚΑΣ}$$

$$\Delta_{\alpha\text{ν}\tau\lambda\iota\acute{o}\nu} = P_{\text{ε}\gamma\kappa} * \text{ΚΑΣ}$$

$$= 1700\text{€/kW} * 73.08\text{kW}$$

$$= 124235.06 \text{ €}$$

Στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός του ετήσιο τοκοχρεολυσίου του αγωγού, ο ετήσιος τοκοχρεολυσίου της αντλίας ο υπολογισμός της ετήσιας συντήρησης, και το ετήσιο κόστους λειτουργίας (στήλες 24,25,26 και 28):

Ετήσιο Τοκοχρεολύσιο του Αγωγού δίνεται από τον τύπο:

$$C_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} = \Delta_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} * \frac{i \times (i + 1)^N}{(i + 1)^N - 1}$$

όπου:

i = ετήσιο επιτόκιο αναγωγής($i=9\%$)

N = ο χρόνος απόσβεσης του καταθλιπτικού αγωγού ίσο με 40 χρόνια

$$\begin{aligned} C_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} &= \Delta_{\alpha\gamma\omega\gamma\acute{o}\upsilon} * \frac{i \times (i + 1)^N}{(i + 1)^N - 1} \\ &= 17898.8 * \frac{0,09 \times (0,09 + 1)^{40}}{(0,09 + 1)^{40} - 1} \\ &= 1663.87\text{€/έτος} \end{aligned}$$

Ετήσιο Τοκοχρεολύσιο του Αντλιοστασίου δίνεται από τον τύπο:

$$C_{αντλ.} = \Delta_{αντλ} \times \frac{i \times (i + 1)^N}{(i + 1)^N - 1}$$

όπου:

i = ετήσιο επιτόκιο αναγωγής (i=9%)

N= ο χρόνος απόσβεσης για το μηχανολογικό εξοπλισμό ίσο με 15 χρόνια

$$\begin{aligned} C_{αντλ.} &= \Delta_{αντλ} \times \frac{i \times (i + 1)^N}{(i + 1)^N - 1} \\ &= 124235.06 \text{ €} \times \frac{0,09 \times (0,09 + 1)^{15}}{(0,09 + 1)^{15} - 1} \end{aligned}$$

= 15412.46€/έτος

Ετήσια Συντήρηση

$$C_{συντήρησης} = P_{εγκ} * ΕΚΣΑ$$

Όπου: ΕΚΣΑ =ετήσιο κόστος συντήρησης των αντλιών (ΕΚΣΑ=110€/year)

$$C_{συντήρησης} = P_{εγκ} * ΕΚΣΑ$$

$$= 73.08 * 110$$

$$= 8038.74\text{€/year}$$

Ετήσιο Κόστος Λειτουργίας:

$$C_{λειτουργίας, άντλησης} = E_{year} \times K_{αντλ}$$

όπου:

$$K_{αντλ} = 0,11\text{€/kWh}$$

$$E_{year} = \frac{\gamma * H'_{μαν} * V_{μέση 40}}{3600 * \eta}$$

$$= \frac{9.81 * 116.03 * 1005477}{3600 * 0.75}$$

$$= 423873.58\text{kWh /year}$$

$$C_{λειτουργίας, άντλησης} = E_{year} * K_{αντλ}$$

$$= 423873.58 * 0,11$$

$$= 46626.09\text{€/έτος}$$

$V_{μέση 40}$ υπολογίστηκε από το ερώτημα 1.1 στη σελίδα 8

Τέλος υπολογίζεται το συνολικό ετήσιο κόστος(τελευταία στήλη):

$$C_{total} = C_{αντλ.} + C_{αγωγού} + C_{συντήρησης .αντλ} + C_{λειτουργίας. άντλησης}$$

$$= 15412.46 + 1663.87 + 8038.74 + 46626.09$$

$$= 71741.16 \text{ €/έτος}$$

Βήμα 4°: Επιλογή του πιο οικονομικού αγωγού

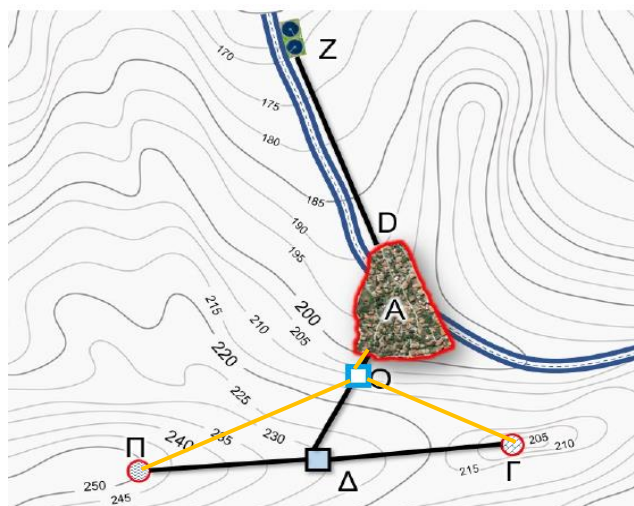
Αφού συμπληρώθηκε ο πίνακας 12 επιλέγεται ο αγωγός που να ισχύει η σχέση $V_{min} \leq V \leq V_{max}$, να έχει τοπικές απώλειες μεγαλύτερες από 3m και να έχει το μικρότερο ετήσιο κόστος.

Βήμα 4	Αποτελέσματα			
		Ονομαστική Διάμετρος(mm)	Εσωτερική Διάμετρος(mm)	Κόστος(€/m)
	ΠΔ	125	110,20	12,74
	ΔΟ	250	220,40	48,84
	ΓΔ	225	184	60.85

Ερώτημα 1.4

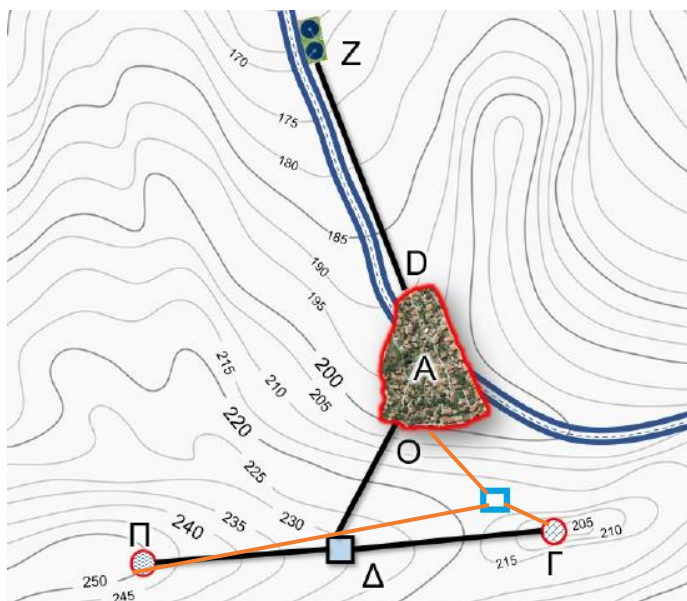
Προτείνετε εναλλακτικές διαφορετικής χωροθέτησης για την δεξαμενή ρύθμισης, πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

Σενάριο Ι: Η δεξαμενή ρύθμισης να βρίσκεται πιο κοντά στον οικισμό



Η κλίση της τοπογραφίας στη νέα διαδρομή του αγωγού ΠΔ είναι μικρότερη από την προηγούμενη, οπότε το μήκος του αγωγού δεν θα αλλάξει σημαντικά. Ωστόσο, η υψομετρική διαφορά θα αυξηθεί αλλά η κλάση του αγωγού θα παραμείνει κάτω από τις 10 atm. Αντίθετα, ο αγωγός ΔΓ έχει αυξηθεί σε μήκος αλλά έχει μειωθεί η υψομετρική του διαφορά. Από την αρχική εκτίμηση, φαίνεται ότι το κόστος των αγωγών ΔΟ και ΔΓ θα μειωθεί, ενώ το κόστος του αγωγού ΠΔ δεν αναμένεται να αλλάξει σημαντικά. Με βάση αυτά, το πρώτο σενάριο φαίνεται να έχει θετική επίδραση στο κόστος του υδραγωγείου.

Σενάριο 2^ο: Η δεξαμενή ρύθμισης να βρίσκεται πιο κοντά στην γεώτρηση



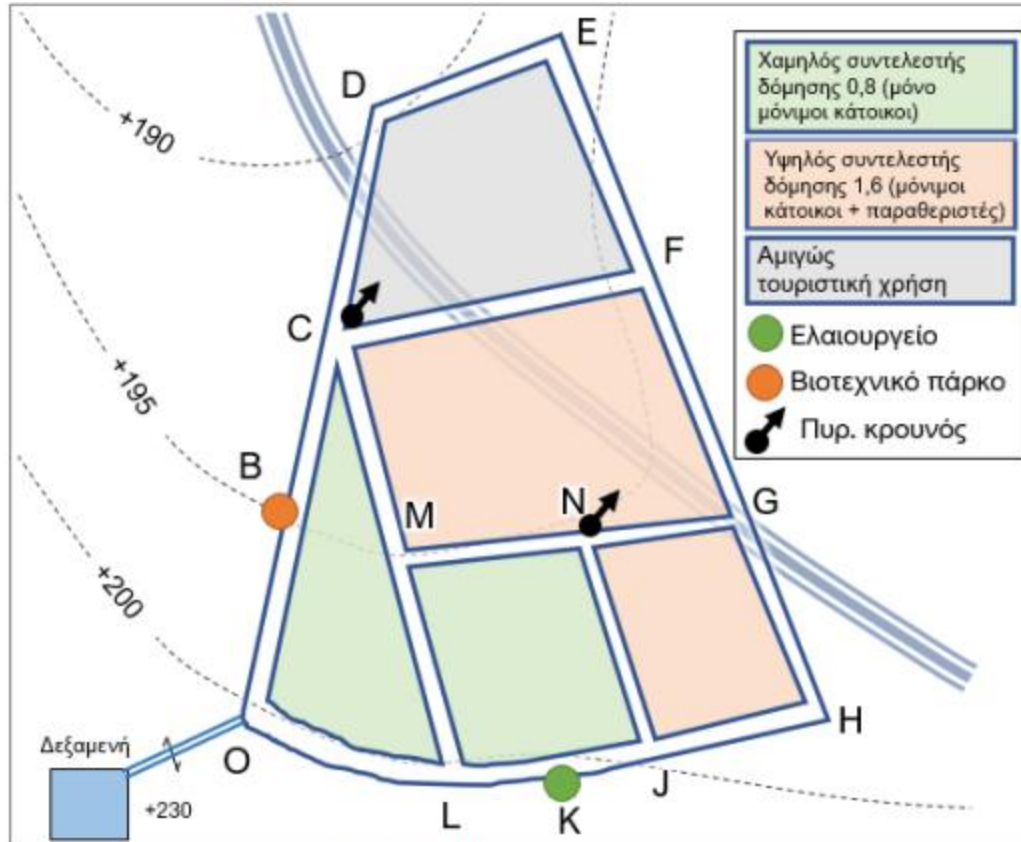
Για το δεύτερο σενάριο προτείνεται η δεξαμενή ρύθμισης να τοποθετηθεί κοντά στην γεώτρηση ώστε να μειωθούν τα έξοδα της άντλησης. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντλία για να μεταφέρει το νερό από τη στάθμη της γεώτρησης σε ένα φρεάτιο πιεζοθραύσεως, το οποίο θα βρίσκεται σε χαμηλότερο επίπεδο από τη δεξαμενή, ώστε να επιτευχθεί η ροή λόγω βαρύτητας στη δεξαμενή. Αντίθετα, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί αγωγός για να μεταφέρει το νερό απευθείας στη δεξαμενή με μια καταθλιπτική διάταξη. Ανεξάρτητα από την επιλογή, το κόστος μεταφοράς του νερού από τη γεώτρηση στη δεξαμενή εξακολουθεί να είναι σημαντικά μικρότερο από πριν. Σημειώνεται επίσης ότι ο αγωγός ΔΟ θα έχει μικρότερο μήκος, ενώ ο αγωγός ΠΔ έχει αυξηθεί αρκετά το μήκος του.

2^ο Μέρος: Εσωτερικό δίκτυο ύδρευσης

Ερώτημα 1.5

Καθορισμός σχηματικής διάταξης εσωτερικού δικτύου διανομής και υπολογισμός παροχών στους κόμβους

Ζητείται να καθοριστεί η σχηματική διάταξη του εσωτερικού δικτύου διανομής και να υπολογιστούν οι παροχές στους κόμβους που θα καθοριστούν (Σχήμα 2).



Σχήμα 2: Κάτοψη οικισμού.

Για τον Οικισμό Ο του Σχήματος 2 υπολογίστηκε ότι η παροχή σχεδιασμού του εσωτερικού υδραγωγείου ανέρχεται σε $Q_{\max, \omega\rho} = 52,03 \text{ l/s}$. Η ανώτατη στάθμη στη δεξαμενή είναι 4 m και η κατώτερη 1 m.

Στο Σχήμα 2 παρουσιάζονται οι ζώνες διαφορετικών χρήσεων της περιοχής μελέτης (μόνιμοι κάτοικοι, παραθεριστές και τουρίστες), οι ειδικοί καταναλωτές (μία βιοτεχνία και ένα ελαιουργείο) και οι θέσεις κρουνοών πυρόσβεσης που επιλέχθηκαν με την συνεργασία της πυροσβεστικής. Στον Πίνακα 14 φαίνονται τα στοιχεία ολικών καταναλώσεων.

Χρήστες	Θερινό Σενάριο (σχεδιασμού) Q_{max} , ωριαίο (L/s)	Χειμερινό Σενάριο (σχεδιασμού) Q_{max} , ωριαίο (L/s)
Μόνιμοι Κάτοικοι	24.98	24.98
Παραθεριστές	11.93	0
Τουρίστες / Ξενοδοχεία	10.94	0
Βιοτεχνικό Πάρκο	4.19	4.19
Ελαιουργείο	0	1
ΣΥΝΟΛΟ	52.04	30.17

Πίνακας 14: Στοιχεία ολικών καταναλώσεων οικισμού.

Για την χωρική κατανομή της ζήτησης σε υδρευτικό νερό του οικισμού του σχήματος 2 γίνεται χρήση της μεθόδου ισοδύναμων μηκών, τα βήματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.

1^ο βήμα:

Χάραξη του δικτύου διανομής (κόκκινες γραμμές) και καθορισμός των υπολογιστικών κόμβων (κόκκινες τελείες) σύμφωνα με τις οδηγίες τοποθέτησης κόμβων.

Οι κόμβοι του δικτύου 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 κρουνών
- στις θέσεις των ειδικών διατάξεων (φρεάτια, βαλβίδες, αντλίες)

Σε ορισμένες περιπτώσεις, συστήνεται η τοποθέτηση κόμβων σε σημεία όπου είναι επιθυμητός, κατά την κρίση του μηχανικού, ο έλεγχος πιέσεων κατά την υδραυλική ανάλυση του δικτύου (σε πολύ υψηλά, πολύ χαμηλά ή πολύ απομακρυσμένα σημεία του).

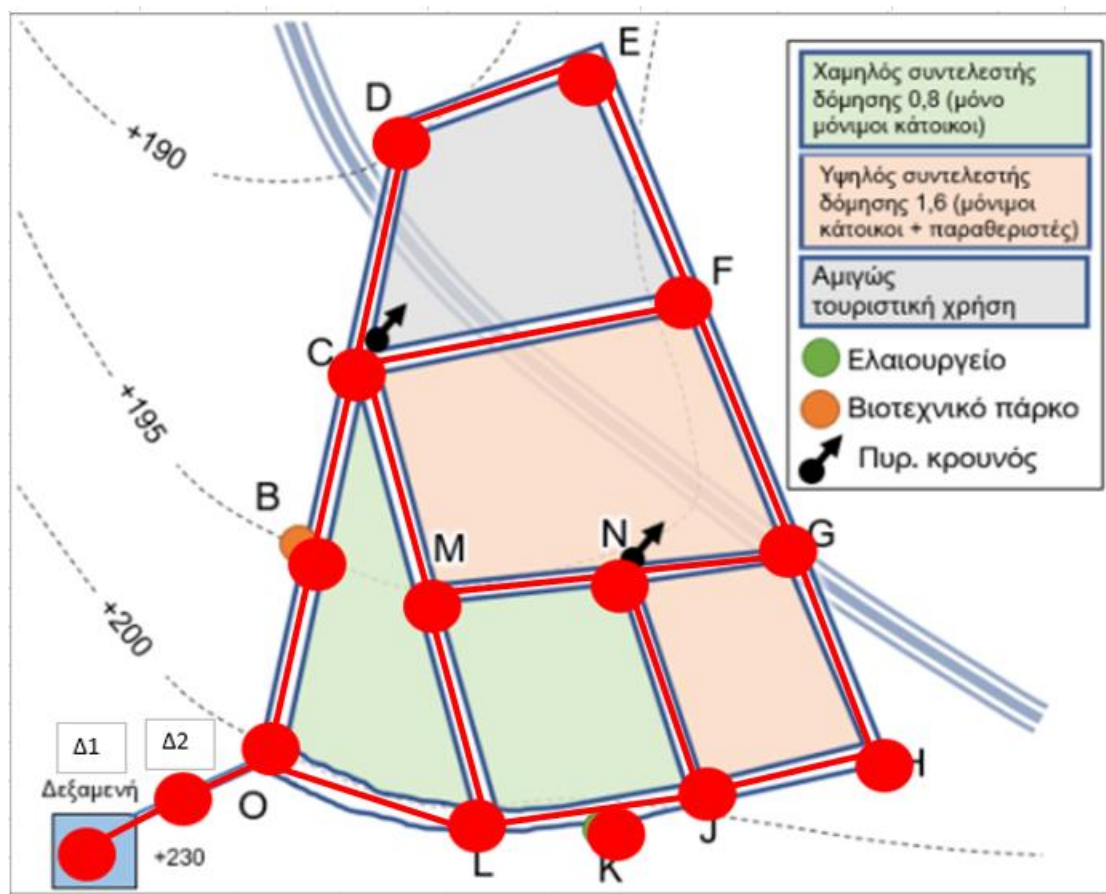
Ειδικοί καταναλωτές και κρουνοί που βρίσκονται σχετικά κοντά σε κόμβους άλλης αιτιολογίας είναι δυνατόν να αναχθούν σε αυτούς (μείωση υπολογιστικού φόρτου).

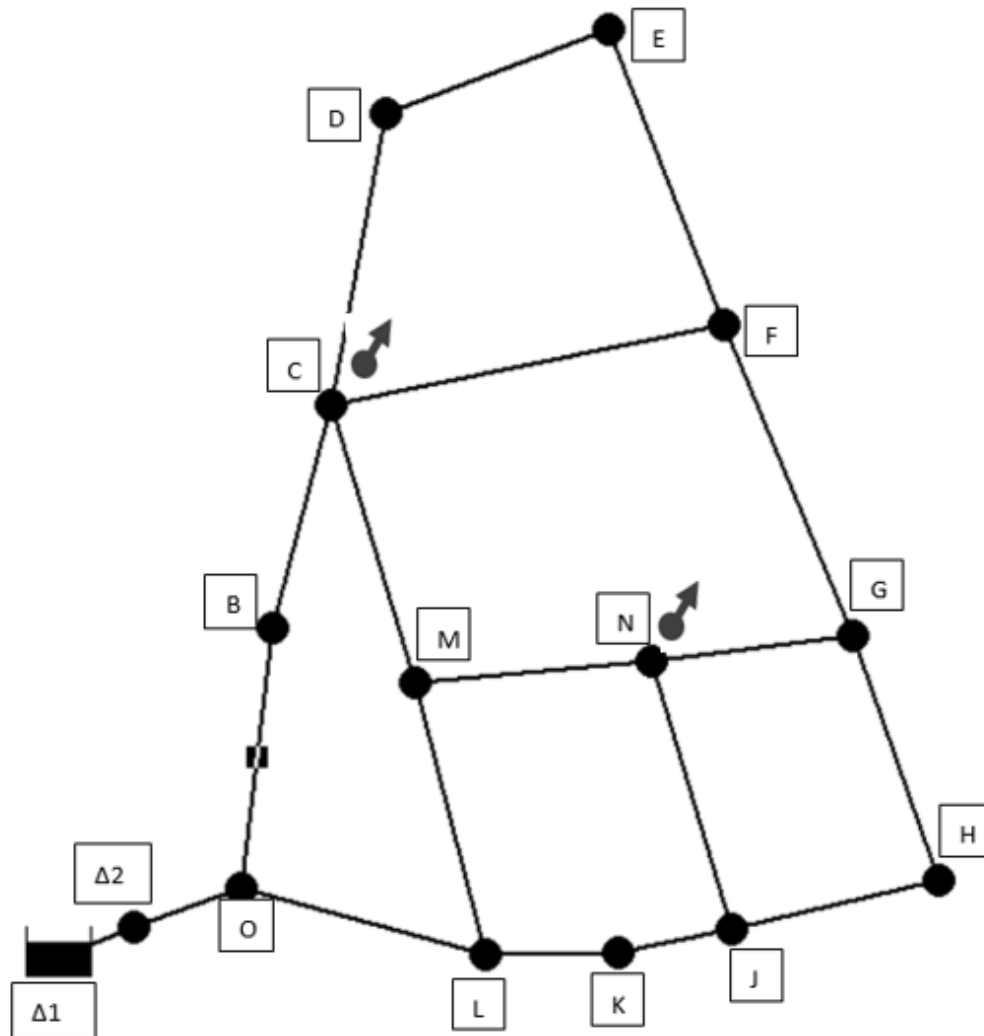
Για λόγους ευστάθειας του αριθμητικού σχήματος επίλυσης, ο σχετικός λόγος των μηκών των κλάδων του ίδιου βρόχου δεν πρέπει να ξεπερνά το 10.

2^ο βήμα:

Ονοματίζουμε κάθε κόμβο με μοναδική αλφαριθμητική ονομασία (Δ1, Δ2, Ο, Β, C, D, E, F, G, H, J, K, L, M, N) και ολοκληρώνεται η σχηματική διάταξη του δικτύου.

Οπότε παίρνουμε την παρακάτω σχηματική διάταξη του εσωτερικού δικτύου





 Πυρ. κρουνός
 Κόμβος
 Αγωγός

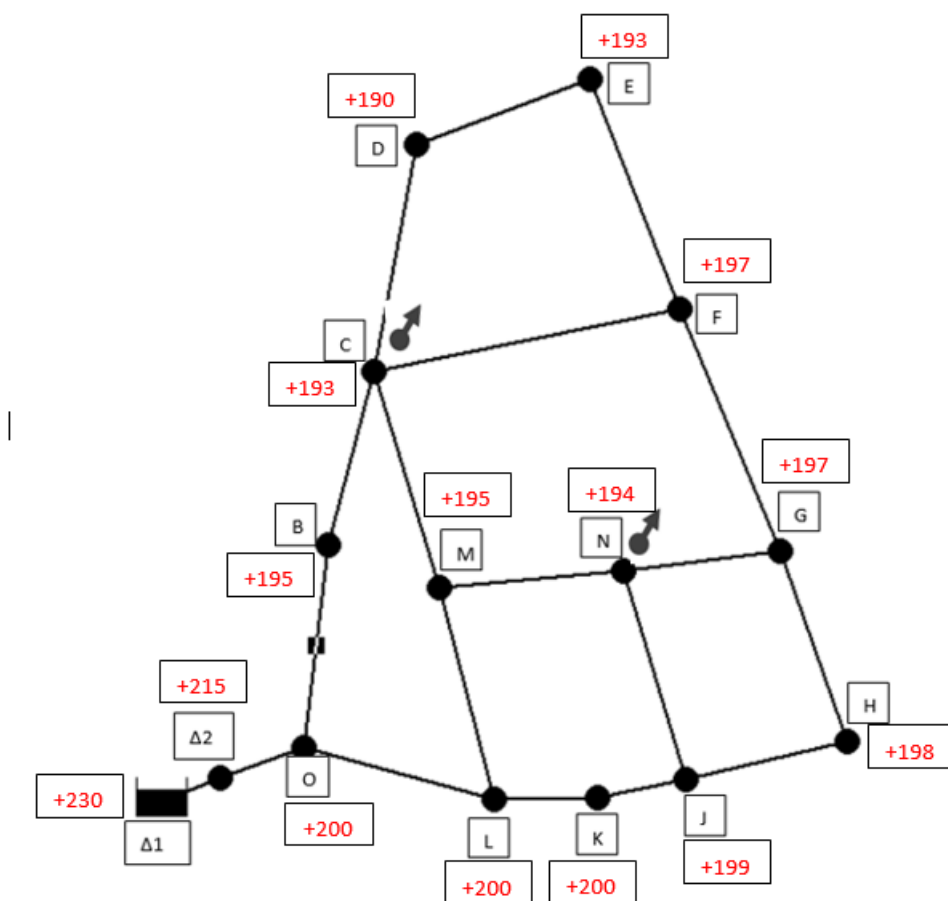
Από την τοπογραφία υπολογίζονται: α) τα πραγματικά μήκη των κλάδων και β) τα υψόμετρα των κόμβων.

Όνομα Κόμβου	Δ1	Δ2	O	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N
Υψόμετρο από το έδαφος (m)	230	215	200	195	193	190	193	197	197	198	199	200	200	195	194

Πίνακας 15: Υψόμετρο από το έδαφος κάθε κόμβου.

Όνομα κλάδου	Δ1Δ2	Δ2O	OB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HJ	JK	KL	LO	CF	CM	MN	ML	NJ	NG
Πραγματικό μήκος κλάδου (m)	255	255	151	154	144	169	191	182	120	89	50	59	79	150	162	100	112	74	140

Πίνακας 16: Πραγματικό μήκος κάθε κόμβου.



4^ο βήμα:

Κατασκευή Μητρώο συνδέσεως κόμβων:

Καταρτίζεται μητρώο συνδέσεως των υπολογιστικών κόμβων του δικτύου όπου με (1) σημειώνονται τα ζεύγη κόμβων που συνδέονται μέσω κλάδων. Το μητρώο είναι συμμετρικό με άθροισμα 2πλάσιο του αριθμού των κόμβων.

Κατασκευή Μητρώο πραγματικού μήκους κλάδων:

Βάσει του μητρώου συνδέσεων υπολογιστικών κόμβων του προηγούμενου βήματος, καταρτίζεται το μητρώο πραγματικού μήκους των κλάδων του δικτύου το οποίο είναι συμμετρικό με άθροισμα ίσο με το διπλάσιο του πραγματικού μήκους των αγωγών.

Κατασκευή Μητρώο συντελεστών ισοδύναμου μήκους:

Για κάθε μία από τις χρήσεις (μόνιμοι κάτοικοι, παραθεριστές, τουρίστες) και διαφορετικές πυκνότητες δόμησης, καταρτίζεται ξεχωριστός πίνακας συνδέσεως υπολογιστικών κόμβων του δικτύου ύδρευσης, όπου τοποθετούνται οι συντελεστές $\alpha=0$ αν δεν υφίσταται η υπό μελέτη χρήση, $\alpha=1$ αν υφίσταται η χρήση μόνο στη μία πλευρά του δρόμου και $\alpha=2$ αν υφίσταται η χρήση και στις δύο πλευρές του δρόμου.

ΜΗΤΡΩΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΟΜΒΩΝ

	Δ_1	Δ_2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ_1			1												
Δ_2		1													1
B					1										1
C				1		1		1						1	
D					1		1								
E						1		1							
F							1		1						
G								1		1					1
H									1		1				
J										1		1			1
K											1		1		
L												1		1	1
M					1								1		1
N									1		1			1	
O			1	1									1		

ΜΗΤΡΩΟ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ ΚΛΑΔΩΝ

	Δ1	Δ2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ1															
Δ2															
B															
C															
D															
E															
F															
G															
H															
J															
K															
L															
M															
N															
O															

ΜΗΤΡΩΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΜΟΝΙΜΟΥΣ ΚΑΤΟΙΚΟΥΣ ΚΑΙ ΧΑΜΗΛΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΔΟΜΗΣΗΣ 0,8)

	Δ1	Δ2	Β	Γ	Δ	Ε	Ζ	Η	Θ	Ι	Κ	Λ	Μ	Ν	Ο
Δ1															
Δ2															
Β															
Γ															
Δ															
Ε															
Ζ															
Η															
Θ															
Ι															
Κ															
Λ															
Μ															
Ν															
Ο															

ΜΗΤΡΩΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΜΟΝΙΜΟΥΣ ΚΑΤΟΙΚΟΥΣ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΔΟΜΗΣΗΣ 1,6)

	Δ1	Δ2	Β	Γ	Δ	Ε	Φ	Γ	Η	Ι	Κ	Λ	Μ	Ν	Ο
Δ1															
Δ2															
Β															
Γ															
Δ															
Ε															
Φ															
Γ															
Η															
Ι															
Κ															
Λ															
Μ															
Ν															
Ο															

ΜΗΤΡΩΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΠΑΡΑΘΕΡΙΣΤΕΣ)

	Δ1	Δ2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ1															
Δ2															
B															
C															
D															
E															
F															
G															
H															
J															
K															
L															
M															
N															
O															

ΜΗΤΡΩΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΤΟΥΡΙΣΤΕΣ)

	Δ1	Δ2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ1															
Δ2															
B															
C															
D															
E															
F															
G															
H															
J															
K															
L															
M															
N															
O															

5° βήμα: Κατασκευή Μητρώο τελικών συντελεστών ισοδύναμου μήκους για διαφορετικούς συντελεστές δόμησης ίδιας χρήσης.

Για την περίπτωση διαφορετικών συντελεστών δόμησης $\kappa=1, 2, \dots, m$ που υπάγονται στην ίδια χρήση π.χ. μόνιμοι κάτοικοι, υπολογίζονται οι τελικοί συντελεστές ισοδύναμου μήκους:

$$\Phi_{i,k} = \sum_{k=1}^m (a_{i,j,k} * \sigma_k)$$

όπου σ_k είναι ο συντελεστής δόμησης που αφορά το μητρώο συντελεστών ισοδύναμου μήκους κ ($\kappa=1, 2, \dots, m$) και $a_{i,j,k}$ είναι ο συντελεστής που βρίσκεται στη θέση (i,j) του μητρώου.

Π.χ για τον κλάδο MN

$$\varphi_{MN} = 0,8 \cdot 1 + 1,6 \cdot 1 = 2,4$$

ΜΗΤΡΩΟ ΤΕΛΙΚΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΜΟΝΙΜΟΥΣ ΚΑΤΟΙΚΟΥΣ - ΥΨΗΛΟ ΚΑΙ ΧΑΜΗΛΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΔΟΜΗΣΗΣ)																
	Δ1	Δ2	Β	Γ	Δ	Ε	ΣΤ	Ζ	Η	Θ	Ι	Κ	Λ	Μ	Ν	Ξ
Δ1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Δ2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Β	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,8
Γ	0	0	0	0,8	0	0	0	1,6	0	0	0	0	0	0	2,4	0
Δ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ε	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ΣΤ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ζ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Η	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Θ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ι	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Κ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Λ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Μ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ν	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ξ	0	0	0	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

6° βήμα: Μητρώο ισοδύναμου μήκους για κάθε χρήση.

Για κάθε χρήση υπολογίζεται το μητρώο ισοδύναμου μήκους κλάδων. Αυτό προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό των στοιχείων του μητρώου συντελεστών ισοδύναμου μήκους της χρήσης και του μητρώου του πραγματικού μήκους.

ΜΗΤΡΩΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ ΓΙΑ ΜΟΝΙΜΟΥΣ ΚΑΤΟΙΚΟΥΣ

[illegible]

ΜΗΤΡΩΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΠΑΡΑΘΕΡΙΣΤΕΣ)

	Δ1	Δ2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ1															
Δ2															
B															
C							150						162		
D															
E															
F				150				182							
G							182		120					280	
H								120		89					
J									89					74	
K															
L															
M				162										100	
N								280		74			100		
O															
Υπολογίζεται το σύνολο: 2314															

ΜΗΤΡΩΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΗΚΟΥΣ (ΤΟΥΡΙΣΤΕΣ)

	Δ1	Δ2	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	O
Δ1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Δ2	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0		144	0	150	0	0	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	144		169	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	169		191	0	0	0	0	0	0	0	0
F	0	0	0	150	0	191		0	0	0	0	0	0	0	0
G	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0
H	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0
J	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
K	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0
L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0
M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0
N	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0
O	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Υπολογίζεται το σύνολο: 1308

7ο βήμα: Μητρώο συντελεστών κατανομής παροχής σχεδιασμού $Q_{\max, \omega}$ στους κόμβους.

Σύμφωνα με την μέθοδο των ισοδύναμων μηκών επιρροής, για κάθε χρήση x (x = μόνιμοι κάτοικοι, παραθεριστές, τουρίστες κλπ.), υπολογίζονται οι συντελεστές κατανομής $Tj^{(x)}$ της μέγιστης ωριαίας παροχής $Q^{(x)}_{\max, \omega}$ της χρήσης, στους κόμβους $j=1,2,...,n$ του δικτύου:

$$Tj^{(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n L_{eq}^{(x)}(i,j)}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n L_{eq}^{(x)}(i,j)}$$

όπου $L_{eq}^{(x)}(i,j)$ είναι το ισοδύναμο μήκος του υπολογιστικού μέλους (i,j) για χρήση x .

Π.χ για κόμβο C για χρήση μόνιμων κατοίκων

$$T_C^{(\text{μόνιμοι κάτοικοι})} = \frac{123,2+240+388,8}{5387,2} = 0,139$$

Μητρώο συντελεστών κατανομής παροχής σχεδιασμού $Q_{\max, \omega}$ στους κόμβους						
	Μόνιμοι Κάτοικοι	Παραθεριστές	Τουρίστες	Μόνιμοι Κάτοικοι	Παραθεριστές	Τουρίστες
Δ1	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
Δ2	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
B	244	0	0	0.0453	0.0000	0.0000
C	752	312	294	0.1396	0.1348	0.2248
D	0	0	313	0.0000	0.0000	0.2393
E	0	0	360	0.0000	0.0000	0.2752
F	531.2	332	341	0.0986	0.1435	0.2607
G	931.2	582	0	0.1729	0.2515	0.0000
H	334.4	209	0	0.0621	0.0903	0.0000
J	360	163	0	0.0668	0.0704	0.0000
K	87.2	0	0	0.0162	0.0000	0.0000
L	289.6	0	0	0.0538	0.0000	0.0000
M	808	262	0	0.1500	0.1132	0.0000
N	865.6	454	0	0.1607	0.1962	0.0000
O	184	0	0	0.0342	0.0000	0.0000
Σύνολο	5387.2	2314	1308	1.0000	1.0000	1.0000

8^ο βήμα:

Υπολογισμός τελικών παροχών κόμβων (l/s) για κανονική λειτουργία δικτύου σύμφωνα με το θερινό και χειμερινό σενάριο (με σενάριο πυρόσβεσης).

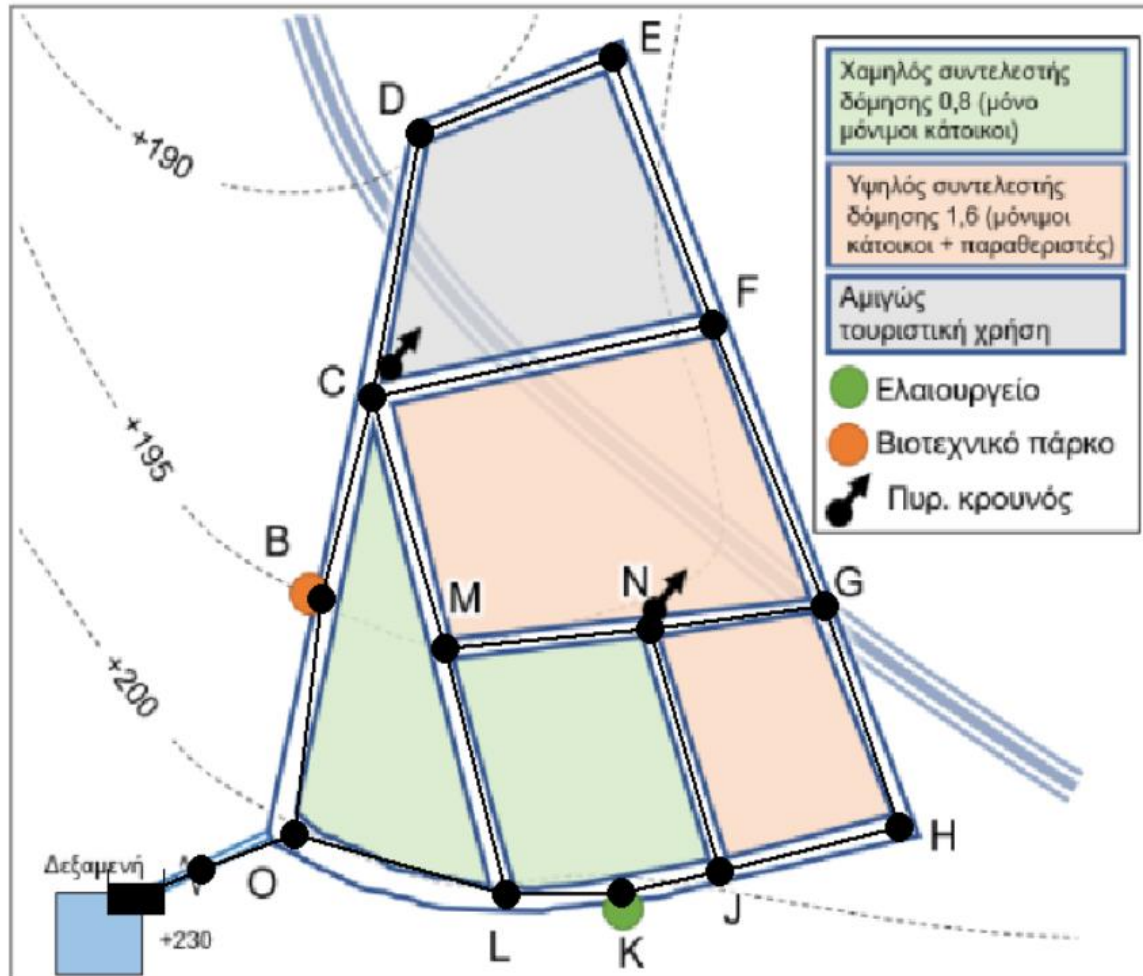
Θερινό Σενάριο (σχεδιασμού) Q _{max} , ωριαίο (L/s)						
Q Μόνιμοι Κάτοικοι	Q Παραθεριστές	Q Τουρίστες	Q Ελαιουργείο	Q Βιοτεχνικό Πάρκο	Q Πυρόσβεση	Σύνολο Επικόμβιο
0	0	0	0	0	0	0.00
0	0	0	0	0	0	0.00
1.131407781	0	0	0	4.18	0	5.31
3.486961687	1.608539326	2.458990826	0	0	5	12.55
0	0	2.617905199	0	0	0	2.62
0	0	3.011009174	0	0	0	3.01
2.463130383	1.711650821	2.852094801	0	0	0	7.03
4.317897238	3.000544512	0	0	0	0	7.32
1.550585091	1.077515125	0	0	0	0	2.63
1.669290169	0.840358686	0	0	0	0	2.51
0.404339174	0	0	0	0	0	0.40
1.342851203	0	0	0	0	0	1.34
3.746629047	1.350760588	0	0	0	0	5.10
4.013715474	2.340630942	0	0	0	5	11.35
0.853192753	0	0	0	0	0	0.85
24.98	11.93	10.94	0	4.18	10	62.03

Χειμερινό Σενάριο (σχεδιασμού) Qmax, ωριαίο (L/s)

Q Μόνιμοι Κάτοικοι	Q Παραθεριστές	Q Τουρίστες	Ελαιουργείο	Βιοτεχνικό Πάρκο	Πυρόσβεση	Σύνολο Επικόμβιο
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
1.131407781	0	0	0	4.18	0	5.311407781
3.486961687	0	0	0	0	5	8.486961687
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
2.463130383	0	0	0	0	0	2.463130383
4.317897238	0	0	0	0	0	4.317897238
1.550585091	0	0	0	0	0	1.550585091
1.669290169	0	0	0	0	0	1.669290169
0.404339174	0	0	1	0	0	1.404339174
1.342851203	0	0	0	0	0	1.342851203
3.746629047	0	0	0	0	0	3.746629047
4.013715474	0	0	0	0	5	9.013715474
0.853192753	0	0	0	0	0	0.853192753
24.98	0	0	1	4.18	10	40.16

Ερώτημα 1.6

Διαστασιολόγηση αγωγών εσωτερικού δικτύου



. Σχηματική Διάταξη Εσωτερικού δικτύου διανομής με χρήση λογισμικού EPANET.

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Friction Factor
Pipe d1d2	62.02	1.63	15.17	0.025
Pipe bc	16.97	1.09	12.13	0.028
Pipe = cd	2.21	0.92	29.58	0.038
Pipe de	-0.41	0.42	11.84	0.046
Pipe ef	-3.42	0.36	1.92	0.032
Pipe cf	-8.99	0.94	12.62	0.031
Pipe cm	-6.78	0.92	14.30	0.032
Pipe ml	-19.88	1.27	16.59	0.028
Pipe kl	17.67	1.48	26.42	0.029
Pipe jk	17.27	1.11	12.56	0.028
Pipe hj	7.14	0.75	8.03	0.031
Pipe gh	4.51	0.61	6.43	0.033
Pipe ng	-4.27	0.58	5.79	0.033
Pipe mn	-8.00	0.84	10.04	0.031
Pipe fg	1.46	0.61	13.15	0.039
Pipe nj	7.62	0.80	9.12	0.031
Pipe d2o	62.02	1.63	15.17	0.025
Pipe ob	22.28	1.43	20.76	0.028
Pipe lo	38.89	1.26	10.51	0.026

Table Report for links/pipes via EPANET.

- Ισοδύναμη τραχύτητα (roughness) χρησιμοποιήθηκε ίση με 0,5mm.
- Οι ταχύτητες ροής (velocity) με μικρές εξαιρέσεις (1,63m/s, 0,42m/s) βρίσκονται στην περιοχή 0,5-1,5 m/s. Οπότε τα όρια των ταχυτήτων πληρούνται!

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΓΩΓΩΝ ΗΔΡΕ 10ΑΤΜ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ

Αγωγοί (Pipes)	Εξωτερική Διάμετρος ϕ (mm)	Πάχος (mm)	Εσωτερική Διάμετρος D (mm)
Δ1Δ2	250	14,8	220,4
Δ2Ο	250	14,8	220,4
ΟΒ	160	9,5	141
ΒC	160	9,5	141
CD	63	3,8	55,4
DE	40	2,4	35,2
EF	125	7,4	110,2
FG	63	3,8	55,4
GH	110	6,6	96,8
HJ	125	7,4	110,2
JK	160	9,5	141
KL	140	8,3	123,4
LO	225	13,4	198,2
GN	110	6,6	96,8
NM	125	7,4	110,2
ML	160	9,5	141
MC	110	6,6	96,8
NJ	125	7,4	110,2
CF	125	7,4	110,2

Ερώτημα 1.7

Έλεγχος μέγιστων και ελάχιστων πιέσεων στου κόμβους

Network Table - Nodes				
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc d2	215	0	230.13	15.13
Junc l	200	1.34	225.43	25.43
Junc j	199	2.51	223.25	24.25
Junc k	200	0.40	223.87	23.87
Junc h	198	2.63	222.53	24.53
Junc b	195	5.31	223.13	28.13
Junc c	193	12.55	221.26	28.26
Junc m	195	5.10	223.58	28.58
Junc n	194	11.35	222.57	28.57
Junc g	197	7.32	221.76	24.76
Junc f	197	7.03	219.37	22.37
Junc e	193	3.01	219.00	26.00
Junc d	190	2.62	217.00	27.00
Junc o	200	0.85	226.26	26.26
Resvr d1	234	#N/A	234.00	0.00

Head (Μέγιστη) - Pressure (Ελάχιστη) Πίεση κάθε κόμβου/junction via EPANET.

1^ο βήμα: Έλεγχος μέγιστων πιέσεων.

Το ύψος πίεσεως στους κόμβους του δικτύου δε θα πρέπει να υπερβαίνει τα 60-70m διότι δημιουργούνται προβλήματα στα εσωτερικά δίκτυα των σπιτιών.

Ο έλεγχος πιέσεων γίνεται πάντα με την ανώτατη στάθμη (Α.Σ.) της δεξαμενής ρύθμισης και απουσία ροής

$$\max (P(i)/\gamma) = A.S - Z_i$$

όπου Z_i είναι το υψόμετρο εδάφους στον κόμβο i .

Η ανώτατη πίεση είναι ίση με το άθροισμα του υψόμετρου από το έδαφος της δεξαμενής ρύθμισης και της ανώτερης στάθμης του νερού σε αυτή: $230 + 4 = 234 \text{ m}$

Κόμβος	Υψόμετρο εδάφους (m)	max(P/γ) (m) // HEAD	έλεγχος μεγίστων πιέσεων (<60- 70m)
Δ1	230	4	OK
Δ2	215	19	OK
B	195	39	OK
C	193	41	OK
D	190	44	OK
E	193	41	OK
F	197	37	OK
G	197	37	OK
H	198	36	OK
J	199	35	OK
K	200	34	OK
L	200	34	OK
M	195	39	OK
N	194	40	OK
O	200	34	OK

Από τον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι σε κανένα κόμβο δεν παρουσιάζεται μέγιστη πίεση > 70m οπότε δεν χρειάζεται να γίνει χωρισμός του οικισμού σε ζώνες διαχείρισης πιέσεων.

2^ο βήμα: Έλεγχος ελαχίστων πιέσεων.

ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΛΑΧΙΣΤΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ

Κατώτατη Στάθμη Δεξαμενής (Κ.Σ) = 231m, Αριθμός Οροφών n=3, Απαιτούμενο ύψος πίεσης για Ζόροφα = $(3+1)*4 = 16\text{m}$

Κόμβος	Υψόμετρο εδάφους (m)	Υψόμετρο + Απαιτούμενη Πίεση για Ζόροφα	min(P/γ) (m) // PRESSURE	έλεγχος ελαχίστων πιέσεων (<)
Δ1	230	246	-15	OK
Δ2	215	231	0	OK
B	195	211	20	OK
C	193	209	22	OK
D	190	206	25	OK
E	193	209	22	OK
F	197	213	18	OK
G	197	213	18	OK

H	198	214	17	OK
J	199	215	16	OK
K	200	216	15	OK
L	200	216	15	OK
M	195	211	20	OK
N	194	210	21	OK
O	200	216	15	OK

Η στήλη «**min(P/γ) (m)**» εκφράζει το ελάχιστο ύψος πίεσης που απαιτεί ο κάθε κόμβος έτσι ώστε να εξυπηρετήσει τα τριώροφα κτίρια του οικισμού.

Συγκρινόμενος με την ελάχιστη πίεση κάθε κόμβου “**Pressure**” από τα αποτελέσματα παρατηρείται πως εξυπηρετούνται οι ανάγκες.

Τα όρια των πιέσεων πληρούνται!

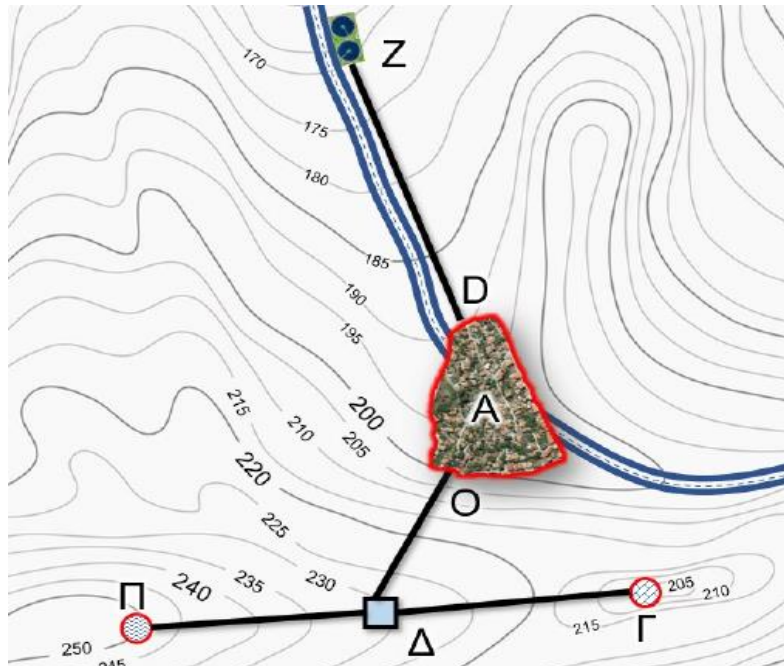
3^ο Μέρος: Δίκτυο αποχέτευσης

Δεδομένα Μέρους Γ	
	Ομάδα 15
MC [m]	162
EF [m]	191
DE [m]	169
Cα [m]	75
Έκταση οικισμού (Θ) (τετραγωνικά χιλιόμετρα)	0.5110
Πυκνότητα πληθυσμού (ε)[κατ/ha]	160
Ειδική Ημερήσια Κατανάλωση (Q_e) [$\frac{L}{κατ*d}$]	180
Μήκος αγωγού λυμάτων DZ [m]	278
SFE	1.2%
SED	1.3%
SM _c	1.4%
SCα	1.4%
EFE αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.6
EED αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.5
EM _c αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	5.2
ECα αποχετευόμενη εκτάση αγωγού [ha]	4.3
Πλησιέστερος βροχογραφικός σταθμός	KOZANH
Συντελεστής απορροής C	0.7
tMC	11

Ερώτημα 1.8

Α) Ζητείται ο υπολογισμός παροχής σχεδιασμού του κεντρικού συλλεκτήρα (με ελαστικούς αρμούς) ακαθάρτων DZ που αποχετεύει τη συνολική έκταση $A = 0.5110 \text{ km}^2$ του οικισμού.

Β) Να διαστασιολογηθεί επίσης ο αγωγός HDPE που θα αποχετεύει τα ακάθαρτα ύδατα του οικισμού από το σημείο D στο Z (μήκους **278m**) όπου υπάρχει βιολογικός καθαρισμός που παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα. Ο συντελεστής manning για πλήρη πλήρωση είναι $n_0 = 0.015$.



Για την λύση του Α) ερωτήματος ακολούθησαν τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός του εξυπηρετούμενου πληθυσμού με τη χρήση του τύπου

$$N = A * \varepsilon$$

Όπου:

N = ο αριθμός των κατοίκων

A = η έκταση του πληθυσμού (m^2)

ε = πυκνότητα του πληθυσμού $\frac{\text{κατ}}{\text{m}^2}$

Άρα

$$N = A * \varepsilon$$

$$= 5110000 \text{ m}^2 * 0,016 \frac{\text{κατ}}{\text{m}^2}$$

$$= 8176 \text{ κάτοικοι}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός μέγιστης ημερήσιας παροχής λυμάτων

$$Q_H = \lambda_H * N * Q_e * \rho$$

Όπου:

Q_H = η μέγιστη ημερήσια παροχή λυμάτων ($\frac{L}{s}$)

λ_H = ο συντελεστής ημερήσιας παροχής για συνυπολογισμό της εποχιακής διακύμανσης ($\lambda_H = 1,5$ για το καλοκαίρι)

Q_e = η ειδική ημερήσια κατανάλωση ($\frac{L}{κατ*d}$)

ρ = το ποσοστό του υδρευτικού νερού που εισέρχεται στο δίκτυο με τυπικές τιμές 0,6 για κήπους με 0,8 για αμιγώς αστικές περιοχές. (Για την Ελλάδα έχει τιμή 0,8)

Οπότε

$$\begin{aligned} Q_H &= 1,5 * 8176 κατ * 180 \frac{L}{κατ * d} * 0,8 \\ &= 1766016 \frac{L}{d} * \frac{1d}{24h} * \frac{1h}{60min} * \frac{1min}{60s} \\ &= 20.44 \frac{L}{s} \end{aligned}$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός του συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής (P) και της μέγιστης στιγμιαίας παροχής από τους τύπους (Q_P)

$$P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_H}} < 3$$

$$Q_P = Q_H * P$$

Για συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής:

$$\begin{aligned} P &= 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_H}} < 3 \\ &= 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{20.44}} < 3 \\ &= 2.05 \quad \checkmark \end{aligned}$$

Για μέγιστη στιγμιαία παροχή:

$$\begin{aligned}Q_P &= Q_H * P \\&= 20.44 \frac{L}{s} * 2,05 \\&= 41.90 \frac{L}{s}\end{aligned}$$

Βήμα 4º: Υπολογισμός διηθήσεων

$$Q_\delta = A * q_\delta$$

Όπου:

A = η έκταση του πληθυσμού(ha)

q_δ =παροχή αιχμής διηθήσεων ανά μονάδα επιφάνειας ($\frac{L}{s \cdot ha}$) και υπολογίζεται από τον τύπο

$$q_\delta = \frac{0.5}{A^{0,3}} \leq 0,16$$

$$\begin{aligned}q_\delta &= \frac{0,5}{A^{0,3}} \leq 0,16 \\&= \frac{0.5}{51.1^{0,3}} \leq 0,16 \\&= 0.15 \frac{\frac{L}{s}}{ha} \quad \checkmark\end{aligned}$$

Άρα

$$\begin{aligned}Q_\delta &= A * q_\delta \\&= 51.1ha * 0.15 \frac{L}{s * ha} \\&= 7.67 \frac{L}{s}\end{aligned}$$

Βήμα 5º: Υπολογισμός παροχής σχεδιασμού

$$\begin{aligned}Q_{\text{σχεδιασμού}} &= Q_\delta + Q_P \\&= 7.67 \frac{L}{s} + 41.90 \frac{L}{s} \\&= 49.57 \frac{L}{s}\end{aligned}$$

Λύση Β) ερωτήματος: Διαστασιολόγηση του βαρυτικού αγωγού DZ με υλικό HDPE που θα αποχετεύει τα ακάθαρτα ύδατα του οικισμού

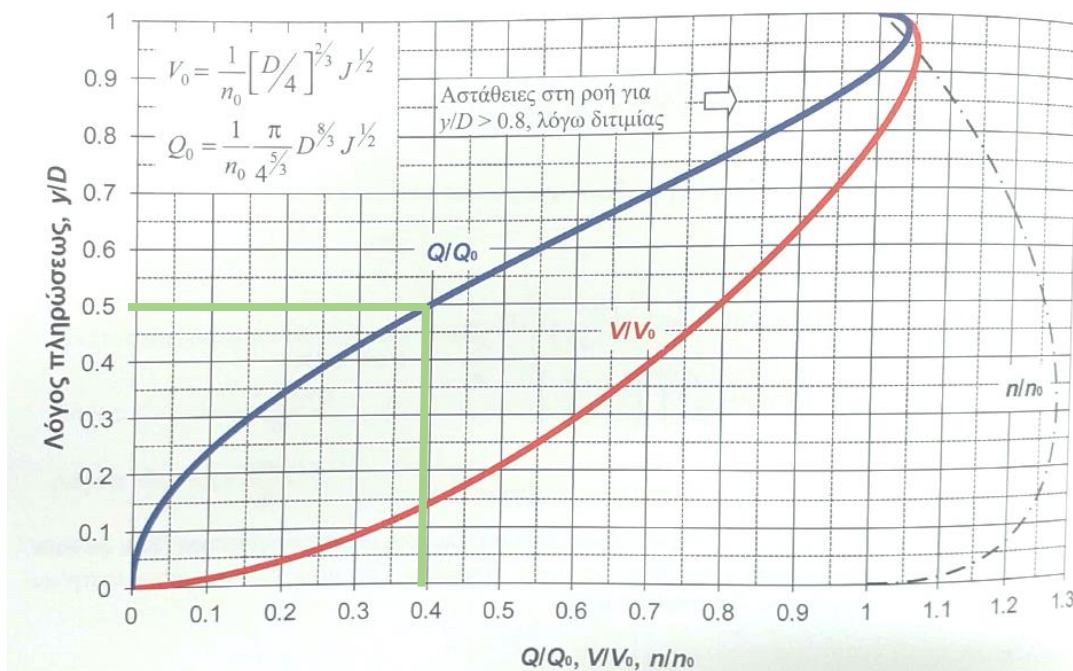
Όπως και στο Α ερώτημα θα λυθεί με βήματα.

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός κλίσης αγωγού βάση με την εικόνα που δόθηκε στην εκφώνηση

$$S_{DZ} = \frac{h_D - h_Z}{L_{DZ}} = \frac{190m - 170m}{278m} = 0.072$$

Υπόθεση: Η παροχή σχεδιασμού που υπολογίστηκε είναι μικρή ($Q_\sigma = 49.57 \frac{L}{s}$), άρα αναμένεται ότι ο αγωγός θα έχει εσωτερική διάμετρο κάτω των 40cm. Επίσης ο λόγος πλήρωσης ($\frac{y}{D}$) ισούται με 0,5.

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός παροχής ολικής πληρώσεως Q_0 με την βοήθεια του διαγράμματος μερικής πλήρωσης



Βάση με το διάγραμμα της διαγράμματος μερικής πλήρωσης βρέθηκε ότι για $\frac{y}{D} = 0,5$ ο λόγος $\frac{Q}{Q_0}$ είναι 0.4. Ακολούθως μπορεί να υπολογιστεί η παροχή ολικής πληρώσεως με απλή αντικατάσταση της παροχής σχεδιασμού που υπολογίστηκε στο Α ερώτημα.

$$Q_0 = \frac{Q}{0.4} = \frac{0.0496 \frac{m^3}{s}}{0.4} = 0.12 \frac{m^3}{s}$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός της εσωτερικής διαμέτρου D από τον τύπο

$$D = \left(\frac{4^{5/3} * n_0 * Q_0}{\pi * S_{DZ}^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Όπου:

D = η εσωτερική διάμετρος του αγωγού ακαθάρτων

n_0 = ο συντελεστής Manning

Άρα,

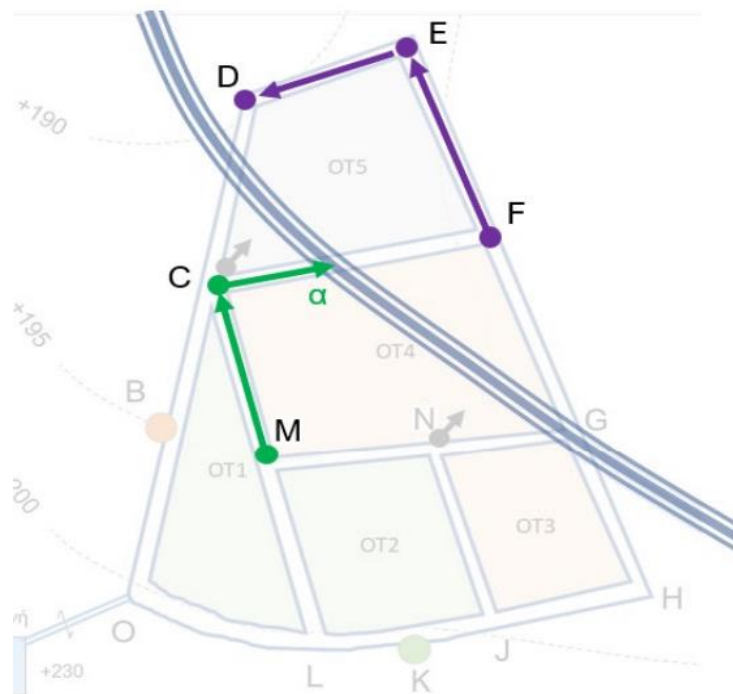
$$\begin{aligned} D &= \left(\frac{4^{5/3} * n_0 * Q_0}{\pi * S_{DZ}^{1/2}} \right)^{3/8} \\ &= \left(\frac{4^{5/3} * 0.015 * 0.12 \frac{m^3}{s}}{\pi * (0.072)^{1/2}} \right)^{3/8} \\ &= \mathbf{0.24m \text{ ή } 24cm} \end{aligned}$$

Ερώτημα 1.9

Από την πιο κάτω εικόνα δίνεται η οριζοντιογραφία με τα επιμέρους τμήματα των αγωγών ακαθάρτων και ομβρίων του οικισμού. Ο **αγωγός MCα είναι αγωγός ομβρίων** και ο **αγωγός FED είναι δευτερεύων αγωγός ακαθάρτων**. Τα μήκη των αγωγών δίνονται.

Το ελάχιστο βάθος αγωγών ομβρίων είναι **1m** και των αγωγών ακαθάρτων είναι **2m**. Οι συνολικές αποχετευόμενες εκτάσεις τμημάτων αγωγών δίνονται. Οι όμβριες καμπύλες να υπολογιστούν με βάση την γενικευμένη $i(d, T) = \frac{\lambda' (T/\Delta)^K - \psi'}{(1 + d/\theta)^n}$ και τους συντελεστές του πλησιέστερου στον οικισμό βροχογραφικού σταθμού όπως αναζητηθούν από το [ΥΠΕΚΑ](#).

Η περίοδος επαναφοράς σχεδιασμού είναι $T=5$ έτη και ο συντελεστής απορροής $C=0,7$. Ο χρόνος συγκέντρωσης τμήματος MC t_{MC} δίνεται. Η πυκνότητα πληθισμού στην περιοχή μελέτης είναι $\varepsilon=160$ κατ/ha και η ειδική κατανάλωση είναι υδρευτικού νερού $Q_E=180$ l/κατ/d. Ο συντελεστής μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης είναι $\lambda_H = 1,5$ και το ποσοστό εισόδου υδρευτικού νερού στο δίκτυο ακαθάρτων: $\rho = 0,8$. Οι παρασιτικές εισροές $\approx 35\%$ της παροχής αιχμής ακαθάρτων. Οι διάμετροι υφιστάμενων αγωγών ανάντη του σημείου M: 70cm (όμβρια) και ανάντη του σημείου F: 30cm (ακάθαρτα). Εμπορικές διάμετροι είναι διαθέσιμοι ανά 10cm. Για τους υδραυλικούς υπολογισμούς να ληφθεί συντελεστής Manning σε καθεστώς ολικής πλήρωσης $n_0=0,015$. Ζητείται να γίνει διαστασιολόγηση και έλεγχος των: αγωγών ομβρίων M_c και C_α , αγωγών ακαθάρτων FE και ED.



Η λύση του ερωτήματος 1.9 θα χωριστεί σε 2 μέρη (Α,Β):

1.9.1: Διαστασιολόγηση των Αγωγών Όμβριων MC και Ca

Για Αγωγό Ομβρίων MC:

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός έντασης βροχοπτώσεως i σχεδιασμού τμήματος MC με την χρήση γενικευμένης εξίσωσης όμβριας καμπύλης

$$i(d, T) = \frac{\lambda' \left[\left(\frac{T}{\Delta} \right)^\kappa - \psi' \right]}{\left(1 + \frac{d}{\vartheta} \right)^\eta}$$

όπου:

i = η ένταση της βροχόπτωσης ($\frac{mm}{h}$)

d = η χρονική διάρκεια = χρόνος συγκέντρωσης τμήματος MC = 11min

T = η περίοδος επαναφοράς = 5 years

$\kappa, \lambda', \psi', \vartheta, \eta$ = οι συντελεστές του πλησιέστερου στον οικισμό βροχογραφικού σταθμού από το [ΥΠΕΚΑ](#). Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τους συντελεστές του βροχογραφικού σταθμού στη Κοζάνη όπως δόθηκαν από το [ΥΠΕΚΑ](#):

ΥΔ	ΚΩΔΙΚΟΣ	ΟΝΟΜΑ	X	Y	Z	κ	λ'	ψ'	ϑ	η
GR09	415	ΚΟΖΑΝΗ	316331.1	4461825.3	625	0.126	304.1	0.76	0.076	0.686

Αφού βρέθηκαν όλα τα δεδομένα που χρειάζονται για τον υπολογισμό της έντασης της βροχόπτωσης i , μπορεί να γίνει ο υπολογισμός της.

$$i(d, T) = \frac{304.1[(5)^{0.126} - 0.76]}{\left(1 + \frac{0.18}{0.076}\right)^{0.686}} = 61.44 \frac{mm}{h} * \frac{1h}{60min} * \frac{1min}{60s} * \frac{1m}{1000mm} = 1,71 * 10^{-5} \frac{m}{s}$$

Όπου

$T = 5years$

$d = t_{MC} = 11min * \frac{1h}{60min} = 0.18h$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός παροχής σχεδιασμού τμήματος MC με την χρήση του παρακάτω τύπου:

$$Q^{MC} = c * E_{MC} * i$$

E_{MC} = αποχετευόμενη εκτάση αγωγού MC ($E_{MC} = 5.2ha = 52000m^2$)

c = Συντελεστής απορροής ($c = 0.7$)

$$\begin{aligned}
 Q^{MC} &= c * E_{MC} * i \\
 &= 0.7 * 52000 * 1,71 * 10^{-5} \\
 &= 0.62 \frac{m^3}{s}
 \end{aligned}$$

Βήμα 3^ο: Διαστασιολόγηση αγωγού ομβρίων στο τμήμα MC, έλεγχος επάρκειας διαμέτρου
D = 80cm = 0,8m

Βήμα 3.1: Υπολογισμός παροχής πλήρωσης

$$Q_o^{MC} = \frac{1}{n_o} * \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}} * D^{\frac{8}{3}} * J_o^{\left(\frac{1}{2}\right)}$$

Όπου:

n_o = ο συντελεστής manning σε καθεστώς ολικής πλήρωσης = 0,015.

J_o = η κλίση του εδάφους

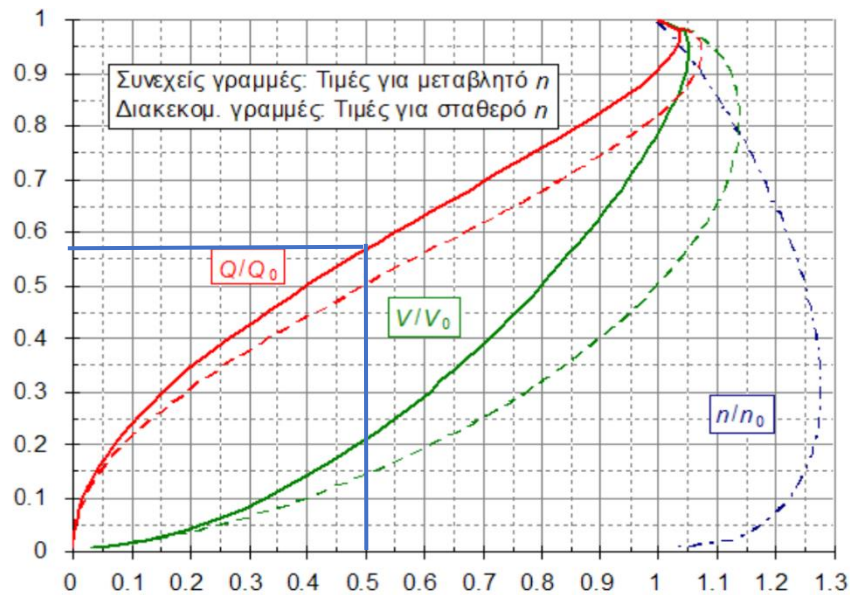
$$\begin{aligned}
 J_o &= \frac{195m - 193m}{162m} \\
 &= 0.012
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_o^{MC} &= \frac{1}{0.015} * \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}} * 0.8^{\frac{8}{3}} * 0.012^{\frac{1}{2}} \\
 &= 1.25 \frac{m^3}{s}
 \end{aligned}$$

Βήμα 3.2: Έλεγχος μέγιστου ποσοστού πλήρωσης

$$\frac{Q_{σχ}^{MC}}{Q_o^{MC}} = \frac{0.62 \frac{m^3}{s}}{1.25 \frac{m^3}{s}} = 0.50$$

Ακολουθως πρέπει να βρεθεί ο λόγος πλήρωσης $\left(\frac{y}{D}\right)$ από το νομογράφημα που παρουσιάζεται αμέσως μετά και πρέπει να είναι μικρότερος από 0.7 βάση με τις προδιαγραφές του Π.Δ 696/1974 για αγωγούς ομβρίων.



Από νομογράφημα ο λόγος πλήρωσης ισούται με $0.56 < 0.7$ ✓

Βήμα 3.2: Έλεγχος μέγιστης ταχύτητας

Για τον έλεγχο της μέγιστης ταχύτητας γίνεται μέσω του λόγου της ταχύτητας σχεδιασμού προς την ταχύτητα ροής.

$$\frac{V_{σχ}^{MC}}{V_0^{MC}}$$

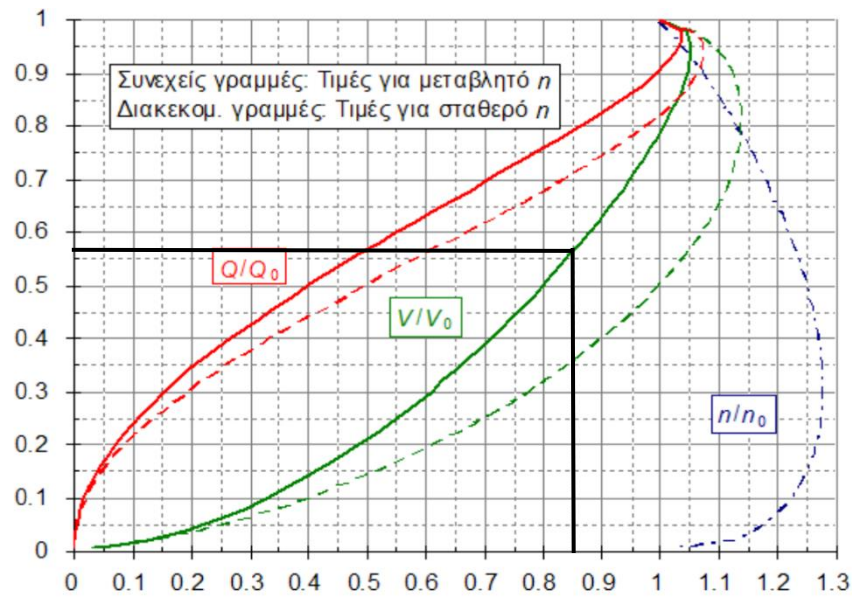
Όπου

$$V_0^{MC} = \frac{(4 * Q_o^{MC})}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 1.25}{\pi * 0.8^2}$$

$$= 2.50 \frac{m}{s}$$

Στη συνέχεια, για να υπολογιστεί η ταχύτητα σχεδιασμού γίνεται ξανά η χρήση του νομογραφήματος με την χρήση του λόγου πλήρωσης που βρέθηκε στο προηγούμενο βήμα (βήμα 3.2)



Άρα,

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{MC}}{V_0^{MC}} = 0,85 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{MC} = 2,50 * 0,85 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{MC} = 2,13 \frac{m}{s} < V_{max} = 6 \frac{m}{s} \quad \checkmark$$

Βήμα 3.4: Έλεγχος ελάχιστης ταχύτητας

$$V_0^{MC} = 2,50 \frac{m}{s} > V_{0,min} = 1,11 \frac{m}{s} \quad \checkmark$$

Άρα η διάμετρος $D = 80\text{cm}$ επαρκεί για το τμήμα MC.

Για Αγωγό Ομβρίων C_α:

Ακολουθείται ακριβώς η ίδια διαδικασία με τον αγωγό MC το μόνο που αλλάζει είναι η χρονική κλίμακα ή διάρκεια γεγονότος βροχής σχεδιασμού (d) και η κλίση του εδάφους (J_o).

Βήμα 1^ο:

$$d = t_c^{Ca} = t_c^{MC} + t_h^{MC} \Rightarrow d = t_c^{MC} + \frac{L_{MC}}{V_{σχ}^{MC}}$$

Άρα,

$$d = 660s + \frac{162m}{2.50m/s}$$

$$= 724.8s \text{ ή } 12.08min \text{ ή } 0.20h$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός έντασης βροχοπτώσεως σχεδιασμού τμήματος C_α με την χρήση γενικευμένης εξίσωσης ομβρίας καμπύλης

$$i(d, T) = \frac{304.1[(5)^{0.126} - 0.76]}{(1 + \frac{0.20}{0.076})^{0.686}} = 58.35 \frac{mm}{h} * \frac{1h}{60min} * \frac{1min}{60s} * \frac{1m}{1000mm}$$

$$i(d, T) = 1.62 * 10^{-5} \frac{m}{s}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός παροχής σχεδιασμού τμήματος C_α με την χρήση του παρακάτω τύπου:

$$Q_{σχ}^{Ca} = c * E_{C_α} * i$$

$$= 0.7 * 43000 * 1.62 * 10^{-5}$$

$$= 0.49 \frac{m}{s}$$

Βήμα 3^ο: Διαστασιολόγηση αγωγού ομβρίων στο τμήμα C_α και έλεγχος επάρκειας διαμέτρου $D = 80cm$

Βήμα 3.1: Υπολογισμός παροχής πλήρωσης

$$Q_o^{Ca} = \frac{1}{n_o} * \frac{\pi}{4} * D^{\frac{8}{3}} * J_o^{\frac{1}{2}}$$

Όπου:

$$J_o = \frac{193m - 192.5m}{75m}$$

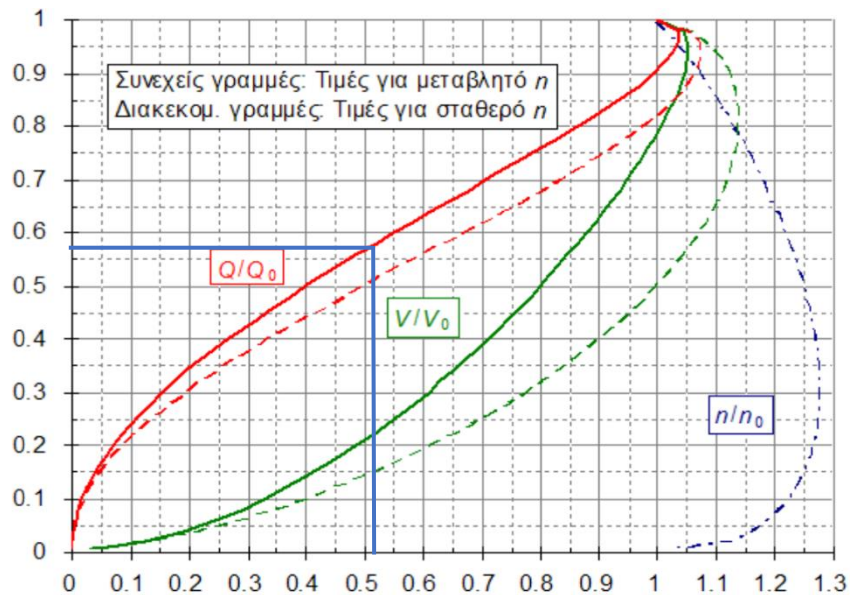
$$= 0.007$$

$$Q_o^{Ca} = \frac{1}{0.015} * \frac{\pi}{4} * 0.8^{\frac{8}{3}} * 0.007^{\frac{1}{2}} = 0.96 \frac{m^3}{s}$$

Βήμα 3.2: Έλεγχος μέγιστου ποσοστού πλήρωσης

$$\frac{Q_{\sigma\chi}^{Ca}}{Q_0^{Ca}} = \frac{0.49 \frac{m^3}{s}}{0.96 \frac{m^3}{s}} = 0.51$$

Όπως και για τον αγωγό M_c πρέπει να βρεθεί ο λόγος πλήρωσης $\left(\frac{y}{b}\right)$ από το νομογράφημα να είναι μικρότερος από 0.7 βάση με τις προδιαγραφές του Π.Δ 696/1974 για αγωγούς ομβρίων.



Από νομογράφημα ο λόγος πλήρωσης ισούται με $0.59 < 0.7$ ✓

Βήμα 3.2: Έλεγχος μέγιστης ταχύτητας

Για τον έλεγχο της μέγιστης ταχύτητας γίνεται μέσω του λόγου της ταχύτητας σχεδιασμού προς την ταχύτητα ροής.

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{Ca}}{V_0^{Ca}}$$

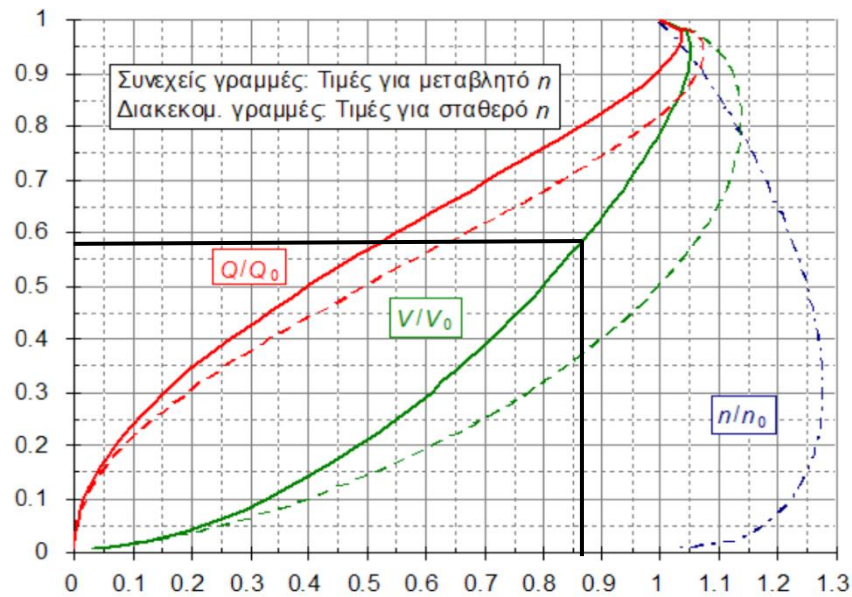
Όπου

$$V_0^{Ca} = \frac{(4 * Q_0^{Ca})}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.96}{\pi * 0.8^2}$$

$$= 1.91 \frac{m}{s}$$

Στη συνέχεια, για να υπολογιστεί η ταχύτητα σχεδιασμού γίνεται ξανά η χρήση του νομογραφήματος με την χρήση του λόγου πλήρωσης που βρέθηκε στο προηγούμενο βήμα (βήμα 3.2)



Άρα,

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{C\alpha}}{V_0^{C\alpha}} = 0,86 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{C\alpha} = 1.91 * 0.86 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{C\alpha} = 1.64 \frac{m}{s} < V_{max} = 6 \frac{m}{s} \quad \checkmark$$

Βήμα 3.4: Έλεγχος ελάχιστης ταχύτητας

$$V_0^{C\alpha} = 1.91 \frac{m}{s} > V_{0,min} = 1.11 \frac{m}{s} \quad \checkmark$$

Άρα η διάμετρος $D = 80\text{cm}$ επαρκεί για το τμήμα C_α

1.9.2: Διαστασιολόγηση Αγωγών Ακαθάρτων FE Και ED

Για την επίλυση του 2^{ου} μέρους του ερωτήματος 1.9 θα χρησιμοποιηθούν οι τύποι της μέγιστης ημερήσιας παροχής(Q_H) και ο συντελεστής μέγιστης στιγμιαίας παροχής(P) από το ερώτημα 1.8. Επίσης και για τους δυο αγωγούς η διαδικασία σχεδιασμού τους ακολουθεί ακριβώς τα ίδια βήματα (μεχρι το βήμα 3) με το ερώτημα 1.8.

Για Αγωγό Ακαθάρτων FE:

Βήμα 1^ο:Υπολογισμός του εξυπηρετούμενου πληθυσμού με τη χρήση του τύπου

Άρα

$$N = A * \varepsilon$$

$$N = A * \varepsilon$$

$$= 46000 \text{ m}^2 * 0,016 \frac{\text{κατ}}{\text{m}^2}$$

$$= 736 \text{ κάτοικοι}$$

Βήμα 2^ο: Υπολογισμός μέγιστης ημερήσιας παροχής στο τμήμα FE

$$Q_H = 1,5 * 736 \text{ κατ} * 180 \frac{L}{\text{κατ} * d} * 0,8$$

$$= 158976 \frac{L}{d} * \frac{1d}{24h} * \frac{1h}{60min} * \frac{1min}{60s}$$

$$= 1.84 \frac{L}{s}$$

Βήμα 3^ο: Υπολογισμός του συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής(P) και της παροχής σχεδιασμού από τους τύπους($Q_{σχ}^{FE}$)

$$P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_H}} < 3$$

$$Q_{σχ}^{FE} = Q_H * P * 1.4$$

Για συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής

$$P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_H}} < 3$$

$$= 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{1.84}} < 3$$

$$= 3$$



Παροχή σχεδιασμού

$$\begin{aligned}
 Q_{σχ}^{FE} &= Q_H * P * 1.4 \\
 &= 1.84 \frac{L}{s} * 3 * 1.4 \\
 &= 7.73 \frac{L}{s}
 \end{aligned}$$

Βήμα 4^ο: Υπολογισμός ελάχιστου βάθους τοποθέτησης αγωγού ακαθάρτων στο τμήμα FE

Γενικά για την ελαχιστοποίηση των εκσκαφών, επιλέγεται η τοποθέτηση του αγωγού ακαθάρτων με την κλίση εδάφους. Επίσης σύμφωνα με τις προδιαγραφές της μελέτης το βάθος της άντυγας πρέπει να είναι 1 m κάτω από το πυθμένα του αγωγού ομβρίων και όχι μικρότερο από 2 m.

Άρα:

$$\begin{aligned}
 d_{FE} &= \max\{h_{\min, \text{ακαθ}}, h_{\min, \text{ομβρ}} + D_{\text{ομβρ}} + 1m\} \\
 &= \max\{2m, 1m + 0.8m + 1m\} \\
 &= 3.8m
 \end{aligned}$$

Βήμα 5^ο: Υπολογισμός κλίσης εδάφους

$$J_0 = \frac{197 - 193}{191} = 0,02$$

Βήμα 6^ο: Έλεγχος επάρκειας διαμέτρου D=20cm και διαστασιολόγηση του αγωγού FE

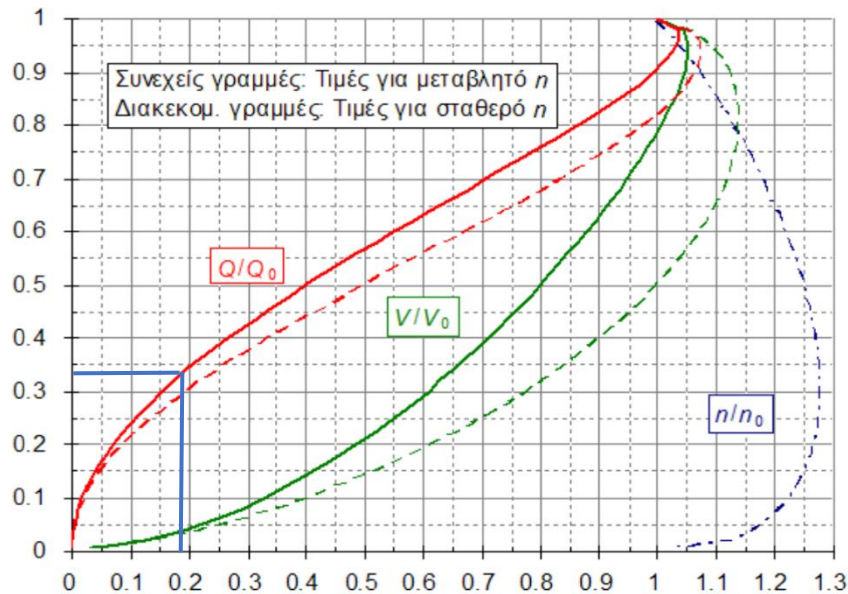
Βήμα 6.1: Υπολογισμός παροχής

$$\begin{aligned}
 Q_o^{FE} &= \frac{1}{n_o} * \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}} * D^{\frac{8}{3}} * J_o^{\left(\frac{1}{2}\right)} \\
 &= \frac{1}{0,015} * \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}}} * 0.2^{\frac{8}{3}} * 0.02^{\frac{1}{2}} \\
 &= 0,04 \frac{m^3}{s} \text{ ή } 40 \frac{L}{s}
 \end{aligned}$$

Βήμα 6.2: Έλεγχος μέγιστου ποσοστού πλήρωσης

$$\frac{Q_{σχ}^{FE}}{Q_0^{FE}} = \frac{7.73 \frac{L}{s}}{40 \frac{L}{s}} = 0.19$$

Ακολουθώντας, πρέπει να βρεθεί ο λόγος πλήρωσης ($\frac{y}{D}$) από το νομογράφημα που παρουσιάζεται αμέσως μετά και πρέπει να είναι μικρότερος από 0.5 βάση με τις προδιαγραφές του Π.Δ 696/1974 για αγωγούς ακαθάρτων.



Από νομογράφημα ο λόγος πλήρωσης ισούται με 0.34 ✓

Βήμα 3.2: Έλεγχος μέγιστης ταχύτητας

Για τον έλεγχο της μέγιστης ταχύτητας γίνεται μέσω του λόγου της ταχύτητας σχεδιασμού προς την ταχύτητα ροής.

$$\frac{V_{σχ}^{FE}}{V_0^{FE}}$$

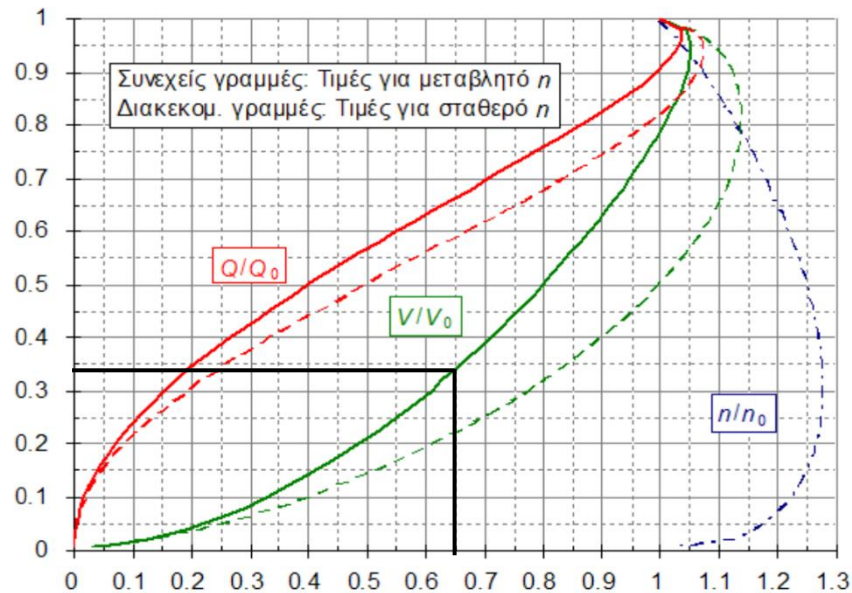
Όπου

$$V_0^{FE} = \frac{(4 * Q_0^{FE})}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.04}{\pi * 0.2^2}$$

$$= 1.27 \frac{m}{s}$$

Στη συνέχεια, για να υπολογιστεί η ταχύτητα σχεδιασμού γίνεται ξανά η χρήση του νομογραφήματος με την χρήση του λόγου πλήρωσης που βρέθηκε στο προηγούμενο βήμα (βήμα 3.2)



Άρα

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{FE}}{V_0^{FE}} = 0.59 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{Ca} = 1.27 * 0.65 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{Ca} = 0.82 \frac{m}{s} < V_{max} = 3 \frac{m}{s} \checkmark$$

Βήμα 3.4: Έλεγχος ελάχιστης ταχύτητας

$$V_0^{FE} = 1.27 \frac{m}{s} > V_{0,min} = 0.56 \frac{m}{s} \checkmark$$

Άρα η διάμετρος $D = 20\text{cm}$ επαρκεί για το τμήμα FE

Για τον Αγωγό Ακαθάρτων ED:

Βήμα 1^ο: Υπολογισμός του εξυπηρετούμενου πληθυσμού με τη χρήση του τύπου

Άρα

$$N = A * \varepsilon$$

$$N = A * \varepsilon$$

$$= 45000 \text{ m}^2 * 0,016 \frac{\text{κατ}}{\text{m}^2}$$

$$= 720 \text{ κατ}$$

Βήμα 2º: Υπολογισμός μέγιστης ημερήσιας παροχής στο τμήμα ED

$$Q_H = 1,5 * 720 \text{ κατ} * 180 \frac{L}{\text{κατ} * d} * 0,8$$

$$= 155520 \frac{L}{d} * \frac{1d}{24h} * \frac{1h}{60min} * \frac{1min}{60s}$$

$$= 1.8 \frac{L}{s}$$

Βήμα 3º: Υπολογισμός του συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής(P) και της παροχής σχεδιασμού από τους τύπους($Q_{σχ}^{ED}$)

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_H}} < 3$$

$$Q_{σχ}^{ED} = Q_H * P * 1.4$$

Για συντελεστή μέγιστης στιγμιαίας παροχής

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_H}} < 3$$

$$= 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{1.8}} < 3$$

$$= 3 \quad \checkmark$$

Παροχή σχεδιασμού

$$Q_{σχ}^{ED} = Q_H * P * 1.4$$

$$= 1.8 \frac{L}{s} * 3 * 1.4$$

$$= 7.56 \frac{L}{s}$$

Βήμα 4º: Έλεγχος επάρκειας διαμέτρου D=20cm και διαστασιολόγηση του αγωγού ED

Βήμα 4.1: Υπολογισμός κλίσης εδάφους

$$J_0 = \frac{193 - 190}{169} = 0,018$$

Βήμα 4.2: Υπολογισμός παροχής

$$Q_o^{ED} = \frac{1}{n_o} * \frac{\pi}{4^{\frac{3}{2}}} * D^{\frac{8}{3}} * J_o^{\left(\frac{1}{2}\right)}$$

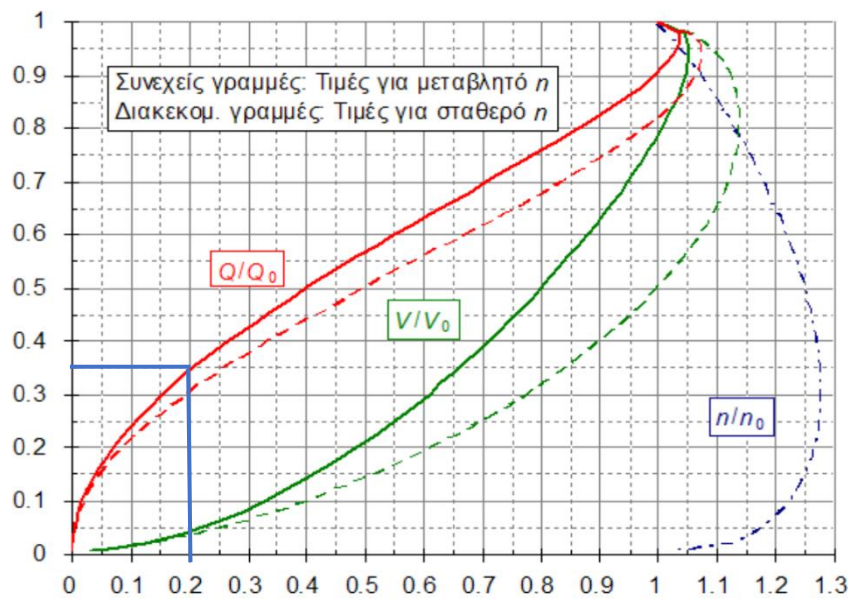
$$= \frac{1}{0,015} * \frac{\pi}{4^{\frac{3}{2}}} * 0,2^{\frac{8}{3}} * 0,018^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,038 \frac{m^3}{s} \text{ ή } 38 \frac{L}{s}$$

Βήμα 4.3: Έλεγχος μέγιστου ποσοστού πλήρωσης

$$\frac{Q_{σχ}^{ED}}{Q_o^{ED}} = \frac{7,56 \frac{L}{s}}{38 \frac{L}{s}} = 0.2$$

Ακολουθως, πρέπει να βρεθεί ο λόγος πλήρωσης $\left(\frac{y}{D}\right)$ από το νομογράφημα που παρουσιάζεται αμέσως μετά και πρέπει να είναι μικρότερος από 0.5 βάση με τις προδιαγραφές του Π.Δ 696/1974 για αγωγούς ακαθάρτων.



Από νομογράφημα ο λόγος πλήρωσης ισούται με 0.35 ✓

Βήμα 4.4: Έλεγχος μέγιστης ταχύτητας

Για τον έλεγχο της μέγιστης ταχύτητας γίνεται μέσω του λόγου της ταχύτητας σχεδιασμού προς την ταχύτητα ροής.

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{ED}}{V_0^{ED}}$$

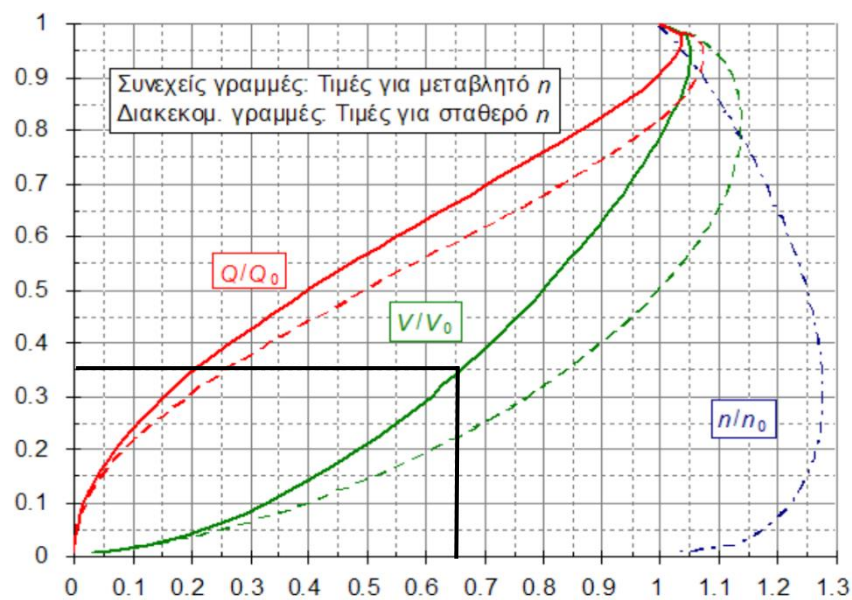
Όπου

$$V_0^{ED} = \frac{(4 * Q_0^{FE})}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.038}{\pi * 0.2^2}$$

$$= 1,21 \frac{m}{s}$$

Στη συνέχεια, για να υπολογιστεί η ταχύτητα σχεδιασμού γίνεται ξανά η χρήση του νομογραφήματος με την χρήση του λόγου πλήρωσης που βρέθηκε στο προηγούμενο βήμα



Άρα

$$\frac{V_{\sigma\chi}^{ED}}{V_0^{ED}} = 0,65 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{ED} = 1.21 * 0.65 \Rightarrow V_{\sigma\chi}^{ED} = 0.79 \frac{m}{s} < V_{max} = 3 \frac{m}{s}$$



Βήμα 4.5: Έλεγχος ελάχιστης ταχύτητας

$$V_0^{ED} = 0.79 \frac{m}{s} > V_{0,min} = 0.56 \frac{m}{s}$$



Άρα η διάμετρος D = 20cm επαρκεί για το τμήμα ED