

ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΚΟΥΤΣΟΓΙΑΝΝΗΣ
ΛΕΚΤΟΡΑΣ ΕΜΠ

ΒΟΗΘΗΜΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ
ΑΣΤΙΚΩΝ ΥΔΡΕΥΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ
(ΔΥΟ ΛΥΜΕΝΕΣ ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ)

ΕΚΔΟΣΗ 2.0
ΕΜΠ - ΑΘΗΝΑ 1990

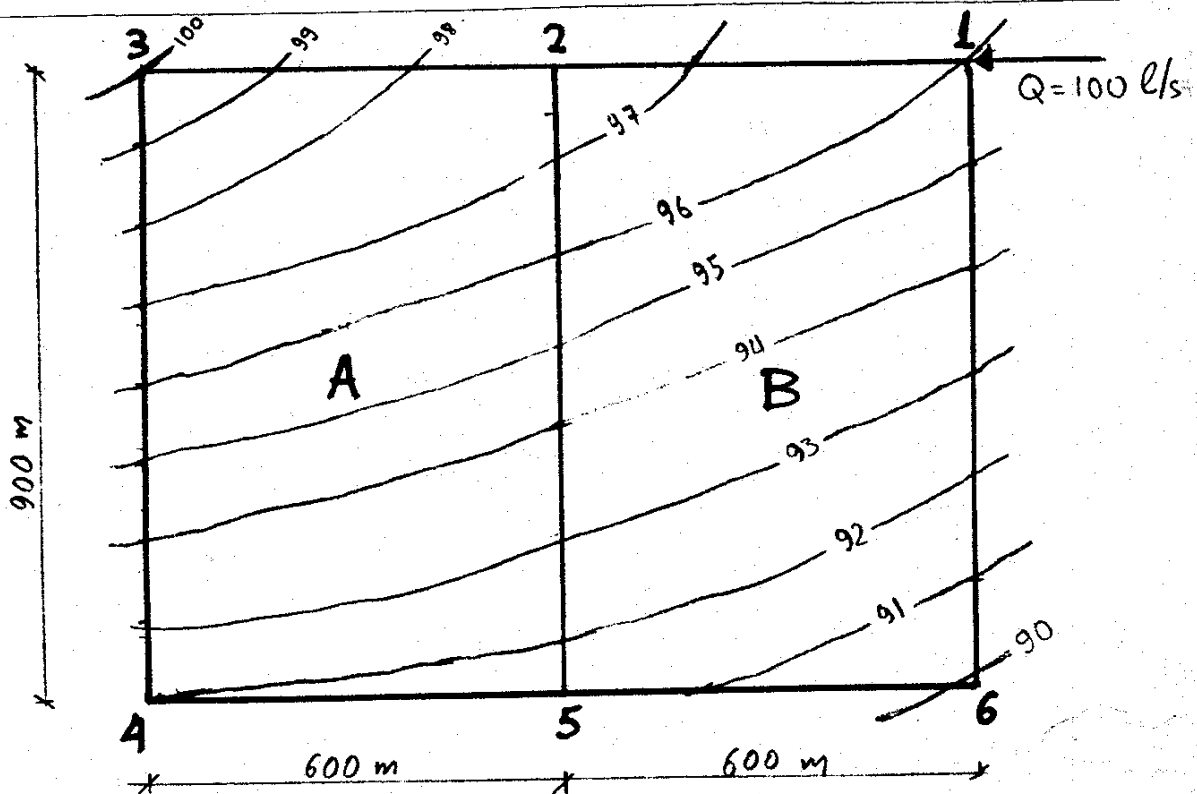
ΔΥΟ ΛΥΜΕΝΕΣ ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΑΣΤΙΚΩΝ ΥΔΡΕΥΤΙΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ

Επιμέλεια: Δημ. Κουτσογιάννης, Λέκτορας ΕΜΠ

ΑΣΚΗΣΗ 1: ΟΙ ΜΕΘΟΔΟΙ HARDY CROSS ΚΑΙ NEWTON-RAPHSON

Ζητείται η διαστασιολόγηση και ο υδραυλικός υπολογισμός του υδρευτικού δικτύου δύο βρόχων του Σχήματος 1, που περιλαμβάνει επτά κλάδους. Δίνονται τα ακόλουθα:

- Ισοδύναμη τραχύτητα αγωγών $k_g = 0.1 \text{ mm}$.
- Διαβάθμιση διαμέτρων αγωγών εμπορίου ανά 25 mm.
- Οι ανάγκες των βρόχων Α και Β είναι ίσες με 60% και 40% αντίστοιχα.
- Το ενεργειακό υψόμετρο του κόμβου υδροληψίας 1 είναι $H_1 = 135 \text{ m}$.
- Η ελάχιστη απαιτούμενη πίεση είναι 2 atm.



Σχήμα 1 Γενική διάταξη δικτύου.

ΛΥΣΗ**1. Υπολογισμός παροχών εξόδου κόμβων**

α) Διανομή της παροχής εξόδου στους βρόχους:

Βρόχος A: $60\% \times 100.0 = 60.0 \text{ l/s}$. Βρόχος B: $40\% \times 100.0 = 40.0 \text{ l/s}$.

β) Διανομή της παροχής εξόδου στους κλάδους: θεωρούμε ότι η παροχή εξόδου είναι ανάλογη του μήκους του κλάδου.

Βρόχος A:

$$\Sigma L = 600 + 900 + 600 + 900 = 3000 \text{ m}$$

$$q_{23} = q_{45} = (600 / 3000) * 60.0 = 12.0 \text{ l/s}$$

$$q_{25} = q_{34} = (900 / 3000) * 60.0 = 18.0 \text{ l/s}$$

Βρόχος B:

$$\Sigma L = 600 + 900 + 600 + 900 = 3000 \text{ m}$$

$$q_{12} = q_{56} = (600 / 3000) * 40.0 = 8.0 \text{ l/s}$$

$$q_{25} = q_{61} = (900 / 3000) * 40.0 = 12.0 \text{ l/s}$$

γ) Διανομή της παροχής εξόδου στους κόμβους: Κάνουμε την παραδοχή ότι η συνολική παροχή εξόδου κάθε κλάδου εξέρχεται συγκεντρωμένα στους δύο κόμβους-όρια του κλάδου, μισή και μισή, οπότε:

$$q_1 = q_6 = (1/2) * (12.0 + 8.0) = 10.0 \text{ l/s}$$

$$q_2 = q_5 = (1/2) * (12.0 + 8.0 + 18.0 + 12.0) = 25.0 \text{ l/s}$$

$$q_3 = q_4 = (1/2) * (18.0 + 12.0) = 15.0 \text{ l/s}$$

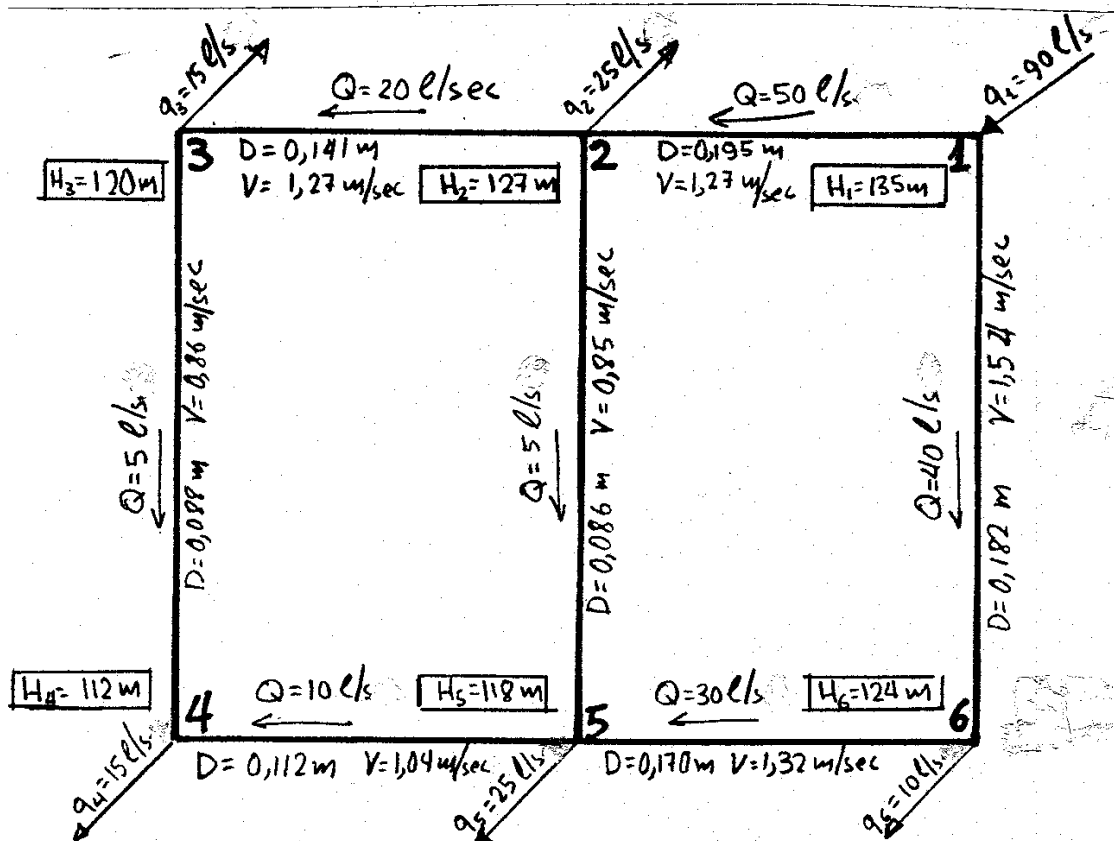
$$\text{Ελεγχος: } 2 * (10.0 + 25.0 + 15.0) = 100.0 = Q$$

Η εικόνα των παροχών εξόδου φαίνεται στο Σχήμα 2. Η τελική παροχή εισόδου στον κόμβο 1 είναι 90 l/s ($= 100 - 10 \text{ l/s}$).

2. Διαστασιολόγηση του δικτύου (Καθορισμός διαμέτρων των κλάδων)

Προσοχή: Η ορθολογική αντιμετώπιση του θέματος απαιτεί βελτιστοποίηση (ελαχιστοποίηση του κόστους των αγωγών). Εδώ θα δοθεί μία απλή μέθοδος για τον προσδιορισμό μιας τεχνικά αποδεκτής λύσης, όχι όμως της βέλτιστης.

- α) Επιλέγουμε τις παροχές των κλάδων σε τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξισώσεις συνέχειας στους κόμβους. Στον κόμβο 1 έχουμε $Q_{12} + Q_{16} = 90$ l/s. Έστω $Q_{12} = 50$ l/s οπότε $Q_{16} = 40$ l/s. Στον κόμβο 2 έχουμε $Q_{23} + Q_{25} = 50 - 25 = 25$ l/s. Έστω $Q_{23} = 20$ l/s, οπότε $Q_{25} = 5$ l/s. Οι παροχές των υπόλοιπων κλάδων προκύπτουν μονοσήμαντα από τις εξισώσεις συνέχειας, και φαίνονται στο Σχήμα 2.



Σχήμα 2 Παροχές εξόδου και αρκικά δεδομένα διαστασιολόγησης των αγωγών

- β) Επιλέγουμε τα ενεργειακά υψόμετρα των κόμβων σε τρόπο ώστε να ικανοποιείται παντού η συνθήκη της ελάχιστης πίεσης ($P_{\min} = 2$ atm, άρα $H_{\min} - Z = 20$ m, όπου Z το υψόμετρο εδάφους). Παράλληλα προσέχουμε να συμβαδίζουν οι κλίσεις ενέργειας με τη φορά των παροχών που εκλέξαμε. Από την τοπογραφία της περιοχής (Σχήμα 1) προκύπτει ότι το κρίσιμο σημείο είναι ο κόμβος 3 που έχει το μεγαλύτερο υψόμετρο. Άρα επιλέγουμε $H_3 = 100 + 20 = 120$ m. Επίσης στη διαδρομή 1-6-5-4 κρίσιμος είναι ο κόμβος 4 και θέτουμε $H_4 = 92 + 20 = 112$ m. Ακόμη είναι δεδομένο το ενεργειακό υψόμετρο του κόμβου 1: $H_1 = 135$ m. Τα υπόλοιπα υψόμετρα επιλέγονται με γνώμονα την ομαλή μεταβολή της γραμμής ενέργειας από κόμβο σε κόμβο. Οι τιμές που έχουν επιλεγεί φαίνονται στο Σχήμα 2.

- γ) Μετά τα παραπάνω μπορούν να υπολογιστούν οι διάμετροι των κλάδων. Για τον αγωγό 1-2 έχουμε: $L = 600$ m, $Q = 0.050$ m³/s, $\Delta H = 135 - 127 = 8.0$ m. Η ισοδύναμη τραχύτητα είναι $k_g = 0.10$ mm και η κινηματική συνεκτικότητα $\nu = 1.3 \cdot 10^{-6}$ m²/s (για $T = 10^\circ\text{C}$), οπότε

$$D = \left[\frac{8 L Q^2}{\pi^2 g \Delta H} \right]^{1/5} f^{1/5} = 0.435 f^{1/5} \quad (1)$$

Για $f = 0.02$ από την (1) παίρνουμε $D = 0.199$ m (αρχική εκτίμηση). Τότε $k_g / D = 0.00050$, $V = 4Q / (\pi D^2) = 11.61$ m/s, $Re = (VD / \nu) = 3.2 \cdot 10^5$. Από τη σχέση Colebrook ή το διάγραμμα Moody προκύπτει $f = 0.0181$ και από την (1) : $D = 0.195$ m (πρώτη προσέγγιση). Πάλι με την ίδια διαδικασία έχουμε: $k_g / D = 0.00051$, $V = 1.68$ m/s, $Re = 3.27 \cdot 10^5$, $f = 0.0182$ και $D = 0.195$ m (δεύτερη προσέγγιση = τελική). Με τον ίδιο τρόπο υπολογίσαμε και τις διαμέτρους και ταχύτητες των άλλων κλάδων και τις σημειώσαμε στο Σχήμα 2. Παρατηρούμε ότι οι ταχύτητες έχουν λογικές τιμές. Σε περίπτωση που κάποια ταχύτητα ήταν υπερβολικά μεγάλη, ή υπερβολικά μικρή, θα έπρεπε να κάνουμε κάποιες μετατροπές στις υποθέσεις (α) ή (β) και να ξαναλύσουμε όσους κλάδους επηρεάζονται από τις μετατροπές. Μετά τα παραπάνω στρογγυλεύουμε όλες τις διαμέτρους των κλάδων, στην πλησιέστερη προς τα πάνω τιμή διαμέτρου εμπορίου.

Επειδή έχουμε μεταβάλει τις διαμέτρους που υπολογίσαμε, στρογγυλεύοντας τις όπως στο Σχήμα 3, οι παροχές των κλάδων του δικτύου θα μεταβληθούν επίσης. Ο υπολογισμός των πραγματικών παροχών των κλάδων γίνεται με κάποια επαναληπτική μέθοδο, π.χ. Cross ή Newton-Raphson. Είναι σκόπιμο να θεωρήσουμε σαν αρχικές εκτιμήσεις των παροχών των κλάδων, αυτές που χρησιμοποιήσαμε για τη διαστασιολόγηση.

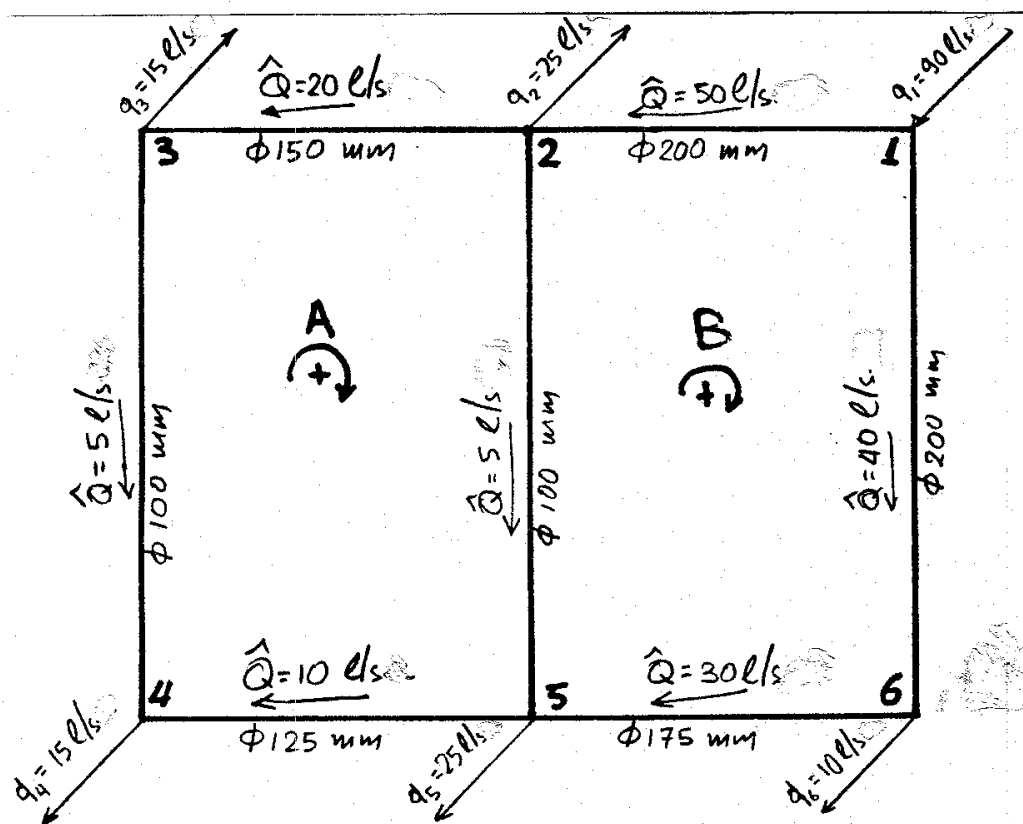
3. Επίλυση του δικτύου με τη μέθοδο Hardy Cross (των βρόχων).

- α) *Προσημάνση παροχών και υδραυλικών απωλειών:* Η προσημάνση των παροχών γίνεται σε σχέση με το βρόχο αναφοράς. Σε κάθε βρόχο ορίζεται αυθαίρετα μιιά θετική φορά διαγραφής, και αν η παροχή ενός κλάδου έχει φορά ίδια με τη θετική φορά διαγραφής, τότε είναι θετική. Για παράδειγμα η Q_{25} , όπως είναι σημειωμένη στο Σχήμα 3 είναι θετική όταν αναφερόμαστε στο βρόχο A, αλλά αρνητική όταν αναφερόμαστε στο βρόχο B. Με τον ίδιο τρόπο προσημαίνονται και οι υδραυλικές απώλειες. Αν χρησιμοποιούμε τον τύπο Darcy-Weisbach θα έχουμε

$$\Delta H_i = [Q_i] f_i C_i Q_i^2 \quad (2)$$

όπου i δείκτης που επαναφέρεται στον κλάδο, $[Q_i]$ το πρόσημο του Q_i , και

$$C_i = (8 L_i) / (\pi^2 g D_i^5) \quad (3)$$



Σχήμα 3 Τελικές διαμέτροι αγωγών και αρχικές εκτιμήσεις των παροχών των κλάδων.

β) Διόρθωση των παροχών ενός βρόχου: Σε κάθε βήμα της μεθόδου Cross γίνεται διόρθωση όλων των παροχών των κλάδων κάθε βρόχου, κατά μια ενιαία ποσότητα q , που υπολογίζεται από τη σχέση

$$q = -\frac{\sum_i (\Delta H_i^*)}{\sum_i X_i^*} \quad (4)$$

όπου το μέγεθος ΔH_i^* αποτελεί προσέγγιση του ΔH_i και υπολογίζεται για κάθε κλάδο i από τη σχέση (2), με βάση την εκάστοτε εκτίμηση της παροχής Q_i^* , και το X_i^* ορίζεται με τη σχέση

$$X_i^* = 2f_i C_i |Q_i^*| = 2 \Delta H_i^* / Q_i^* \quad (5)$$

γ) *Εφαρμογή της μεθόδου:* Η εφαρμογή γίνεται στον Πίνακα 1. Η υπολογιστική διαδικασία σταματά όταν οι προκύπτουσες διορθώσεις σε όλους τους βρόχους είναι μικρότερες από την τάξη μεγέθους του τελευταίου δεκαδικού ψηφίου των παροχών που μας ενδιαφέρει (στην εφαρμογή μας 0.1 l/s).

Σημείωση: Σε περίπτωση που, για τον υπολογισμό των απωλειών, αντί της (2), χρησιμοποιείται ο εμπειρικός τύπος $\Delta H_i = [Q_i]^n r_i$, τότε αντίστοιχα έχουμε $X_i^* = n r_i |Q_i^*|^{n-1} = r_i \Delta H_i^* / Q_i^*$.

Πίνακας 1 Επίλυση του δικτύου με τη μέθοδο Hardy Cross (των βρόχων)

ΚΛΑ- ΔΟΣ	L	D	C ^{#1}	ΔΟΚΙΜΗ 1		ΔΟΚΙΜΗ 2		ΔΟΚΙΜΗ 3		ΤΕΛΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ Q ΔΗ ^{#3}				
				Q*	ΔΗ*	X*	Q*	ΔΗ*	X*		Q*	ΔΗ*		
ΒΡΟΧΟΣ Β														
1-2	600	0.200	154,849	-0.050	-7.16	286.25	-0.0502	-7.21	287.30	-0.501	-7.18	286.78	-0.0501	-7.15
2-5	900	0.100	7,436,417	-0.005	-4.47	1789.82	-0.0055	-5.34	1943.62	-0.0054	-5.16	1912.93	-0.0054	-5.14
5-6	600	0.175	302,052	+0.030	+5.29	352.71	+0.0298	+5.22	350.69	+0.0299	+5.26	351.65	+0.0299	+5.29
6-1	900	0.200	232,274	+0.040	+7.00	350.24	+0.0398	+6.94	348.65	+0.0399	+6.97	349.44	+0.0399	+7.00
				Σ =	+0.66	2779.02	Σ =	-0.39	2930.15	Σ =	-0.11	2900.80	Σ =	0.00
				q =	-0.0002		q =	+0.0001		q =	0.00004			
ΒΡΟΧΟΣ Α														
2-3	600	0.150	652,854	-0.020	-5.32	531.86	-0.0197	-5.17	524.69	-0.0197	-5.11		-0.0197	-5.11
3-4	900	0.100	7,436,417	-0.005	-4.47	1789.82	-0.0047	-3.99	1697.07	-0.0047	-3.94		-0.0047	-3.94
4-5	600	0.125	1,624,510	+0.010	+3.58	761.81	+0.0103	+3.79	735.70	+0.0103	+3.79		+0.0103	+3.83
5-2	900	0.100	7,436,417	+0.0052 ^{#2}	+4.81	1851.45	+0.0054	+5.16	1912.93	+0.0054	+5.16		+0.0054	+5.22
				Σ =	-1.40	4889.94	Σ =	-0.21	4870.39	Σ =			Σ =	0.00
				q =	+0.0003		q =	0.00004						

Υποσημειώσεις

#1 Τα C υπολογίζονται με τη σχέση (3)

#2 Δεν βάζουμε την αρχική τιμή (+0.005), αλλά αυτή που προέκυψε μετά την πρώτη διόρθωση του βρόχου Α

#3 Προκειμένου να κλείνουν τα αθροίσματα, καταθέσαμε τα υπόλοιπα της τελευταία δοκιμής ανάλογα με τα $|\Delta H_i|$

4. Επίλυση του δικτύου με τη μέθοδο Newton-Raphson (βρόχων)

α) Προσήμανση παροχών και υδραυλικών απωλειών: Εδώ ακολουθούμε ενιαία, για όλους τους βρόχους, προσήμανση των παροχών των κλάδων. θεωρούμε λοιπόν θετικές τις φορές που έχουν σημειωθεί στο Σχήμα 3. Η ποσότητα διόρθωσης q των παροχών ενός βρόχου είναι θετική όταν η φορά της συμπίπτει με τη θετική φορά διαγραφής του βρόχου (τό ίδιο όπως και στη μέθοδο Cross). Τέλος οι υδραυλικές απώλειες θεωρούνται θετικές όταν η φορά των παροχών συμπίπτει με τη φορά διαγραφής του βρόχου.

β) Κατάστρωση των σχέσεων τελικών παροχών: Αν Q_i^* είναι η αρχική εκτίμηση της παροχής του κλάδου i , Q_i είναι η πραγματική τιμή της παροχής και q_k η παροχή διόρθωσης του βρόχου k θα έχουμε:

$$\begin{aligned} Q_{12} &= Q_{12}^* - q_B & Q_{23} &= Q_{23}^* - q_A \\ Q_{25} &= Q_{25}^* + q_A - q_B & Q_{34} &= Q_{34}^* - q_A \\ Q_{56} &= Q_{56}^* + q_B & Q_{45} &= Q_{45}^* + q_A \\ Q_{61} &= Q_{61}^* + q_B \end{aligned} \quad (6)$$

γ) Μόρφωση των σχέσεων συνολικής ενεργειακής διαφοράς σε κάθε βρόχο: Χρησιμοποιούμε τη σχέση (2).

$$\begin{aligned} H_B &= H_B(q_A, q_B) = H_{12} + H_{25} + H_{56} + H_{61} + \lambda_{12} C_{12} (Q_{12}^* - q_B)^2 - \\ &\quad - \lambda_{25} C_{25} (Q_{25}^* + q_A - q_B)^2 + \lambda_{56} C_{56} (Q_{56}^* + q_B)^2 + \lambda_{61} C_{61} (Q_{61}^* + q_B)^2 \\ H_A &= H_A(q_A, q_B) = H_{23} + H_{34} + H_{45} + H_{52} = -\lambda_{23} C_{23} (Q_{23}^* - q_A)^2 - \\ &\quad - \lambda_{34} C_{34} (Q_{34}^* - q_A)^2 + \lambda_{45} C_{45} (Q_{45}^* + q_A)^2 + \lambda_{25} C_{25} (Q_{25}^* + q_A - q_B)^2 \end{aligned}$$

δ) Μόρφωση μερικών παραγώγων των H_A , H_B , ως προς q_A , q_B : Επειδή η μεταβολή των συντελεστών λ με τα q_A , q_B είναι μικρή, θα θεωρήσουμε ότι τα λ είναι σταθερά. Η παραδοχή αυτή δεν εισάγει υπολογιστικό σφάλμα, με την προϋπόθεση ότι τα λ θα υπολογίζονται εκ νέου σε κάθε επανάληψη.

$$\frac{\theta H_B}{\theta q_B} = + 2\lambda_{12} C_{12} (Q_{12}^* - q_B) + 2\lambda_{25} C_{25} (Q_{25}^* + q_A - q_B) +$$

$$+ 2\lambda_{56} C_{56} (Q_{56}^* + q_B) + 2\lambda_{61} C_{61} (Q_{61}^* + q_B)$$

$$\frac{\theta H_A}{\theta q_A} = + 2\lambda_{23} C_{23} (Q_{23}^* - q_A) + 2\lambda_{34} C_{34} (Q_{34}^* - q_A) +$$

$$+ 2\lambda_{45} C_{45} (Q_{45}^* + q_A) + 2\lambda_{25} C_{25} (Q_{25}^* + q_A - q_B)$$

$$\frac{\theta H_B}{\theta q_A} = \frac{\theta H_A}{\theta q_B} = - 2\lambda_{25} C_{25} (Q_{25}^* + q_A - q_B)$$

ε) *Μόρφωση εξισώσεων Newton*: Προσεγγίζουμε τα H_A , H_B με τους πρωτοβάθμιους όρους των αναπτυγμάτων Mac-Laurin, ήτοι

$$H_A(q_A, q_B) = H_A(0, 0) + \frac{\theta H_A(0, 0)}{\theta q_A} q_A + \frac{\theta H_B(0, 0)}{\theta q_B} q_B$$

Επειδή $H_A = 0$ και $H_B = 0$ προκύπτει τελικά το σύστημα

$$\begin{bmatrix} \frac{\theta H_B(0, 0)}{\theta q_B} & \frac{\theta H_B(0, 0)}{\theta q_A} \\ \frac{\theta H_A(0, 0)}{\theta q_B} & \frac{\theta H_A(0, 0)}{\theta q_A} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_B \\ q_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -H_B(0, 0) \\ -H_A(0, 0) \end{bmatrix} \quad (7)$$

Από τη λύση του συστήματος προκύπτει η διόρθωση (q_B, q_A) που όμως δεν είναι η ακριβής λύση, επειδή έχουν παραλειφθεί οι υψηλοβάθμιοι όροι των αναπτυγμάτων Mac-Laurin. Συνεπώς η διαδικασία πρέπει να επαναληφθεί για απόκτηση καλύτερης προσέγγισης. Παρατηρούμε ότι:

$$H_B(0, 0) = \Sigma (\Delta H^*)_B$$

$$\frac{\theta H_B(0, 0)}{\theta q_B} = \Sigma (X^*)_B$$

$$H_A(0, 0) = \Sigma (\Delta H^*)_A$$

$$\frac{\theta H_A(0, 0)}{\theta q_A} = \Sigma (X^*)_A$$

$$\frac{\theta H_B(0,0)}{\theta a_A} = \frac{\theta H_A(0,0)}{\theta a_B} = -X_{25}^*$$

όπου τα ΔH^* και X^* , έχοντας την ίδια σημασία όπως και στη μέθοδο Cross, υπολογίζονται με βάση τις εκτιμήσεις των παροχών Q^* .

5. Αριθμητική εφαρμογή της μεθόδου Newton-Raphson

Με τις τιμές των Q του σχήματος 3, και με βάση και τα αριθμητικά δεδομένα του πίνακα 1 έχουμε

$$H_B(0,0) = \Sigma(\Delta H^*)_B = +0.66$$

$$H_A(0,0) = \Sigma(\Delta H^*)_A = -5.32 - 4.47 + 3.58 + 4.47 = -1.74$$

$$\frac{\theta H_B(0,0)}{\theta a_B} = \Sigma(X^*)_B = + 2779.02$$

$$\frac{\theta H_A(0,0)}{\theta a_A} = \Sigma(X^*)_A = 531.86 + 1789.82 + 716.81 + 1789.82 = 4828.91$$

$$\frac{\theta H_B(0,0)}{\theta a_A} = \frac{\theta H_A(0,0)}{\theta a_B} = -X_{25} = - 1789.82$$

και συνεπώς το σύστημα (7) γίνεται

$$\begin{bmatrix} 2779.02 & -1789.82 \\ -1789.82 & 4828.91 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_B \\ q_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.66 \\ +1.74 \end{bmatrix}$$

Λύνοντας το σύστημα βρίσκουμε: $q_B = - 0.00001$, $q_A = + 0.0004$, οπότε οι νέες παροχές των κλάδων, σε m^3/s είναι: (από τις εξισώσεις (6))

$$Q_{12}^* = 0.0500$$

$$Q_{23}^* = 0.0196$$

$$Q_{25}^* = 0.0054$$

$$Q_{34}^* = 0.0046$$

$$Q_{56}^* = 0.0300$$

$$Q_{45}^* = 0.0104$$

$$Q_{61}^* = 0.0400$$

Επαναλαμβάνουμε την ίδια διαδικασία με τις νέες εκτιμήσεις και έχουμε

$$H_B(0,0) = \Sigma(\Delta H^*)_B = -7.16 - 5.16 + 5.29 + 7.00 = -0.03$$

$$H_A(0,0) = \Sigma(\Delta H^*)_A = -5.12 - 3.83 + 3.86 + 5.16 = +0.07$$

$$\frac{\theta H_B(0,0)}{\theta q_B} = \Sigma(X^*)_B = 286.25 + 1912.93 + 352.71 + 350.24 = 2902.13$$

$$\frac{\theta H_A(0,0)}{\theta q_A} = \Sigma(X^*)_A = 522.30 + 1666.06 + 741.99 + 1912.93 = 4843.28$$

$$\frac{\theta H_B(0,0)}{\theta q_A} = \frac{\theta H_A(0,0)}{\theta q_B} = -1912.93$$

και

$$\begin{bmatrix} 2902.13 & -1912.93 \\ -1912.93 & 4843.28 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_B \\ q_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} +0.03 \\ -0.07 \end{bmatrix}$$

απ' όπου υπολογίζουμε $q_B = +0.000001$, $q_A = +0.00001$. Δηλαδή στη δεύτερη δοκιμή οι διορθώσεις που υπολογίζονται είναι μικρότερες από 0.1 l/s ή $0.0001 \text{ m}^3/\text{s}$ και συνεπώς ήδη οι παροχές της πρώτης δοκιμής είναι ικανοποιητικές εκτιμήσεις. Παρατηρούμε ότι η μέθοδος Newton-Raphson συγκλίνει ταχύτερα από τη μέθοδο Cross. Η διαφορά στο τελευταίο δεκαδικό ψηφίο που εμφανίζουν τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων οφείλεται σε στρογγυλεύσεις των παροχών που κάνουμε στου υπολογισμούς.

5. Υπολογισμός ενεργειακών υψομέτρων και πιέσεων στους κόμβους

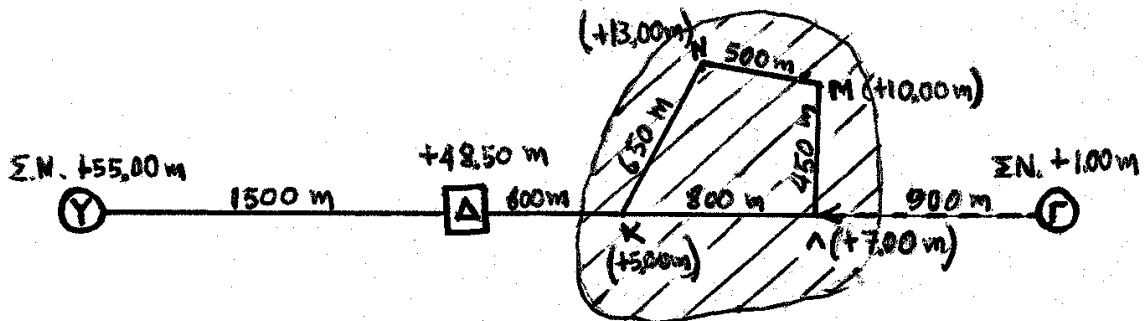
Χρησιμοποιούμε τις τιμές των απωλειών που υπολογίστηκαν με τη μέθοδο Cross (Πίνακας 3). Τα υψόμετρα εδάφους Z προκύπτουν από το Σχήμα 1.

$H_1 = 135.00 \text{ m}$	$p_1/\gamma = 135.00 - 96.00 = 39.00 \text{ m}$
$H_2 = 135.00 - 7.15 = 127.85 \text{ m}$	$p_2/\gamma = 127.85 - 97.50 = 30.35 \text{ m}$
$H_3 = 127.85 - 5.11 = 122.74 \text{ m}$	$p_3/\gamma = 122.74 - 100.00 = 22.74 \text{ m}$
$H_4 = 122.74 - 3.94 = 118.80 \text{ m}$	$p_4/\gamma = 118.80 - 92.00 = 26.80 \text{ m}$
$H_5 = 118.80 + 3.83 = 122.63 \text{ m}$	$p_5/\gamma = 122.63 - 91.25 = 31.38 \text{ m}$
$H_6 = 122.63 + 5.22 = 127.85 \text{ m}$	$p_6/\gamma = 127.85 - 90.00 = 37.85 \text{ m}$

Η ελάχιστη πίεση εμφανίζεται στον κόμβο 3 και είναι $p_3 = 2.27 \text{ atm} > 2 \text{ atm} = p_{\min}$. Συνεπώς η προταθείσα λύση διαστασιολόγησης είναι τεχνικά αποδεκτή.

ΑΣΚΗΣΗ 2: ΓΕΝΙΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΙΣ ΥΔΡΕΥΣΕΙΣ

Για την ύδρευση του τουριστικού οικισμού του Σχήματος 1 (γραμμοσκιασμένη περιοχή) μελετάται η γενική διάταξη του δικτύου που φαίνεται στο σχήμα. Η τροφοδότηση του οικισμού θα γίνεται κατά βάση από την υδροληψία Υ, που μπορεί να δίνει σε συνεχή βάση παροχή 14 l/s, ενώ προβλέπεται η δεξαμενή Δ για τη ρύθμιση της διακύμανσης της κατανάλωσης σε ημερήσια βάση. Για την κάλυψη των θερινών αιχμών της κατανάλωσης, όταν δεν επαρκεί η τροφοδότηση από την υδροληψία Υ, προβλέπεται άντληση νερού από τη γεώτρηση Γ, με απευθείας κατάθλιψη στο εσωτερικό δίκτυο.



Σχήμα 1 Γενική διάταξη υδρευτικού δικτύου.

Δίνονται τα ακόλουθα στοιχεία της μελέτης:

- Πληθυσμός (μελλοντικός): 5.000 κάτοικοι.
- Μέγιστη ημερήσια κατανάλωση (θερινή): 300 l/ημ/κατ.
- Ημερήσια διακύμανση της κατανάλωσης:

Ώρα	0-8	8-14	14-24
Ποσοστό κατανάλωσης	20%	50%	30%

- Ισοδύναμη τραχύτητα αγωγών $k_g = 0.1$ mm.
- Διαβάθμιση διαμέτρων αγωγών εμπορίου ανά 25 mm.

Ζητούνται

- Η αθροιστική καμπύλη κατανάλωσης.
- Ο λόγος λ της μέγιστης ωριαίας παροχής προς τη μέγιστη ημερήσια παροχή.
- Οι παροχές υπολογισμού του εξωτερικού υδραγωγείου και των κύριων τροφοδοτικών αγωγών ΔΚ και ΓΛ.
- Η διαστασιολόγηση της δεξαμενής.

5. Η διαστασιολόγηση των αγωγών του εξωτερικού και εσωτερικού δικτύου.
6. Η υδραυλική επίλυση του δικτύου (εξωτερικού και εσωτερικού).
7. Το μανομετρικό ύψος και η ισχύς του αντλιοστασίου.
8. Σκαριφήματα πιεζομετρικής γραμμής κατά μήκος των αγωγών ΥΔΚΛΓ.

ΛΥΣΗ

1. Αθροιστική καμπύλη κατανάλωσης

Η μέγιστη ημερήσια κατανάλωση είναι $V_H = 5.000 * 300 / 1000 = 1500 \text{ m}^3$, και η αντίστοιχη παροχή $q_H = (1500 * 1000) / (24 * 3600) = 17.36 \text{ l/s}$. Από τα δεδομένα ωριαίας διακύμανσης της κατανάλωσης έχουμε

$$\Delta V_{0-8} = 1500 * 0.20 = 300 \text{ m}^3$$

$$\Delta V_{8-14} = 1500 * 0.50 = 750 \text{ m}^3$$

$$\Delta V_{14-24} = 1500 * 0.30 = 450 \text{ m}^3$$

$$V_8 = 300 \text{ m}^3$$

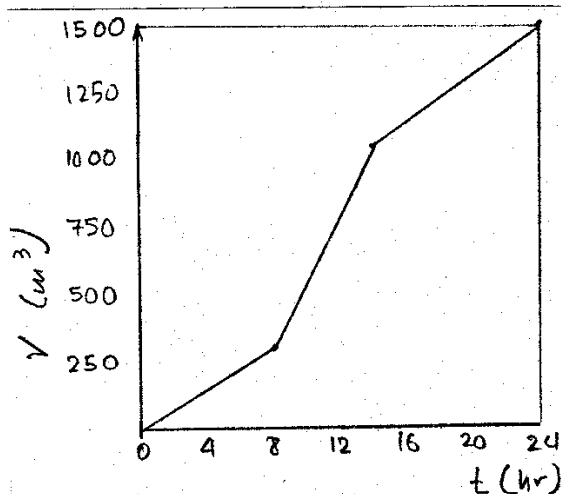
$$V_{14} = 300 + 750 = 1050 \text{ m}^3$$

$$V_{24} = 1050 + 450 = 1500 \text{ m}^3$$

Η αθροιστική καμπύλη κατανάλωσης φαίνεται στο Σχήμα 2.

2. Υπολογισμός του συντελεστή λ

Οι παροχές που αντιστοιχούν στους τρεις κλάδους της αθροιστικής καμπύλης είναι $Q_{0-8} = 300 * 1000 / (8 * 3600) = 10.42 \text{ l/s}$, και όμοια: $Q_{8-14} = 34.72 \text{ l/s}$, $Q_{14-24} = 12.50 \text{ l/s}$. Η τιμή του λ είναι: $\lambda = 34.72 / 17.36 = 2.0$.



Σχήμα 2 Αθροιστική καμπύλη κατανάλωσης.

3. Παροχές υπολογισμού εξωτερικού υδραγωγείου και αγωγών ΔΚ και ΓΛ

Η παροχή της υδροληψίας των 14 l/s δίνει ένα ημερήσιο όγκο $(14 * 24 * 3600) / 1000 = 1210 \text{ m}^3$, δεν καλύπτει δηλαδή την απαίτηση των 1500 m^3 . Την διαφορά $1500 - 1210 = 290 \text{ m}^3$ θα την πάρουμε από τη γεώτρηση Γ. Το πρόγραμμα λειτουργίας του δικτύου θα είναι το ακόλουθο:

ΩΡΕΣ		0-8	8-14	14-24	ΣΥΝΟΛΟ
ΟΓΚΟΣ ΣΕ m^3	ΣΥΝΟΛΟ	300	750	450	1500
	ΑΠΟ Δ	300	460	450	1210
	ΑΠΟ Γ	-	290	-	290
ΠΑΡΟΧΗ ΣΕ l/s	ΣΥΝΟΛΟ	10.42	34.72	12.50	
	ΑΠΟ Δ	10.42	21.29	12.50	
	ΑΠΟ Γ	-	13.43	-	

Εδώ θα πρέπει να σκεφτούμε ότι κατά τις ημέρες με χαμηλή κατανάλωση, μικρότερη από $1210 m^3$, είναι σκόπιμο να μη λειτουργούμε τη γεώτρηση, αποφεύγοντας έτσι το κόστος της ενέργειας που απαιτείται για την άντληση. Στην περίπτωση λοιπόν της οριακής κατανάλωσης των $1210 m^3$ θα έχουμε το ακόλουθο πρόγραμμα.

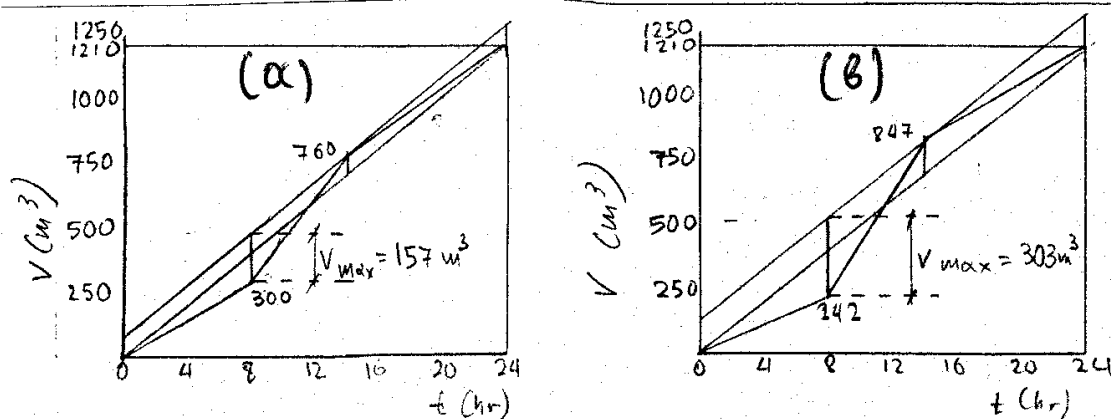
ΩΡΕΣ		0-8	8-14	14-24	ΣΥΝΟΛΟ
ΟΓΚΟΣ ΣΕ m^3	(ΑΠΟ Δ)	242	605	363	1210
ΠΑΡΟΧΗ ΣΕ l/s	(ΑΠΟ Δ)	8.40	28.01	10.08	

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι μέγιστες παροχές των αγωγών είναι:

Εξωτερικό υδραγωγείο (ΥΔ)	14.00 l/s
Αγωγός ΔΚ	28.01 l/s
Αγωγός ΓΛ	13.43 l/s

4. Διαστασιολόγηση δεξαμενής

Στο Σχήμα 3 έχουν απεικονιστεί οι αθροιστικές καμπύλες εισροών και εκροών της δεξαμενής Δ, στις περιπτώσεις: (α) της μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης, $1500 m^3/ημ$ και (β) της ενδιάμεσης κατανάλωσης $1210 m^3/ημ$.



Σχήμα 3 Αθροιστικές καμπύλες εισρών και εκρρών της δεξαμενής Δ, στις περιπτώσεις: (α) της μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης, $1500 m^3/ημ$ και (β) της ενδιάμεσης κατανάλωσης, $1210 m^3/ημ$.

Από τις αθροιστικές καμπύλες, που προφανώς αφορούν μόνο στον όγκο νερού που διακινείται μέσω της δεξαμενής, ο απαιτούμενος ρυθμιστικός όγκος της δεξαμενής είναι $157 m^3$ στην περίπτωση της μέγιστης κατανάλωσης και $303 m^3$ στην περίπτωση της ενδιάμεσης κατανάλωσης των $1210 m^3/ημ$.

Ο όγκος ασφάλειας θα υπολογιστεί με την παραδοχή 24ωρης βλάβης είτε στο εξωτερικό υδραγωγείο, είτε στο αντλιοστάσιο της γεώτρησης και τον αγωγό ΓΛ.

Παρατηρούμε ότι σε συνθήκες ενδιάμεσης κατανάλωσης, στις οποίες η τροφοδοσία κανονικά γίνεται μόνο από τη δεξαμενή, μια βλάβη του εξωτερικού υδραγωγείου μπορεί να αντιμετωπιστεί με λειτουργία του αντλιοστασίου της γεώτρησης. Με αυτό τον τρόπο μπορούμε να πάρουμε $13.43 * 86400 / 1000 = 1160 m^3$. Επομένως το απόθεμα ασφαλείας είναι μόνο $1210 - 1160 = 50 m^3$, και ο συνολικός όγκος της δεξαμενής $303 + 50 = 353 m^3$.

Σε συνθήκες μέγιστης κατανάλωσης, εφόσον έχουμε βλάβη του εξωτερικού υδραγωγείου, η 24ωρη λειτουργία της γεώτρησης μπορεί να δώσει ένα επιπλέον όγκο, πέραν των $290 m^3$, που δίνει υπό κανονικές συνθήκες, $1160 - 290 = 870 m^3$. Επομένως το απόθεμα ασφαλείας της δεξαμενής πρέπει να είναι $1210 - 870 = 340 m^3$. Αντίστοιχα, το απόθεμα ασφαλείας για την περίπτωση βλάβης του αντλιοστασίου της γεώτρησης, απαιτείται να είναι $290 m^3$. Άρα το μέγιστο απόθεμα ασφαλείας είναι $340 m^3$, και ο συνολικός όγκος της δεξαμενής $157 + 340 = 497 m^3$.

Κατά συνέπεια στη δυσμενέστερη περίπτωση (αυτή της μέγιστης κατανάλωσης) απαιτείται ολικός όγκος δεξαμενής $497 m^3$. Σημειώνεται ότι το απόθεμα ασφαλείας είναι υπερεπαρκές και για την περίπτωση πυρκαγιάς, εφόσον αυτή δεν συμπίπτει χρονικά με τη

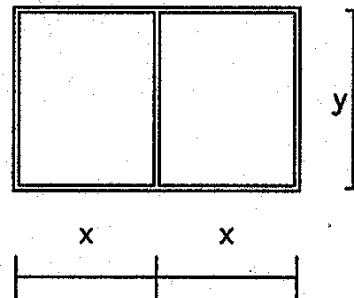
βλάβη, Πράγματι, ο όγκος που απαιτείται για μια 8ωρη πυρκαγιά είναι $5 \text{ l/s} * (8*3600) \text{ s} = 144.000 \text{ l} = 144 \text{ m}^3 < 340 \text{ m}^3$.

Εστω μέγιστο βάθος νερού στη δεξαμενή 3.0 m, οπότε η επιφάνεια της δεξαμενής πρέπει να είναι $F = 497 / 3.0 = 166 \text{ m}^2$. Θα προβλέψουμε μια ορθογωνική κλειστή δεξαμενή με δύο ίδιους θαλάμους (ώστε να μπορεί να γίνεται συντήρηση στον ένα θάλαμο, ενώ θα μπορεί να λειτουργεί ο άλλος). Οι διαστάσεις x και y των θαλάμων θα υπολογιστούν με κριτήριο την ελάχιστη δυνατή περίμετρο των τοιχωμάτων.

Σύμφωνα με το Σχήμα 4 έχουμε

$$F = 2xy \quad y = F / 2x$$

$$\Pi = 4x + 3y = 4x + 3F / 2x$$



Σχήμα 4 Σκαρίφημα διθάλαμης δεξαμενής

Για να έχουμε την ελάχιστη περίμετρο θα πρέπει

$$\frac{d\Pi}{dx} = 0 \quad \text{ή} \quad 4 - \frac{3F}{2} \frac{1}{x^2} = 0 \quad \text{ή} \quad x^2 = \frac{3F}{8}$$

Άρα

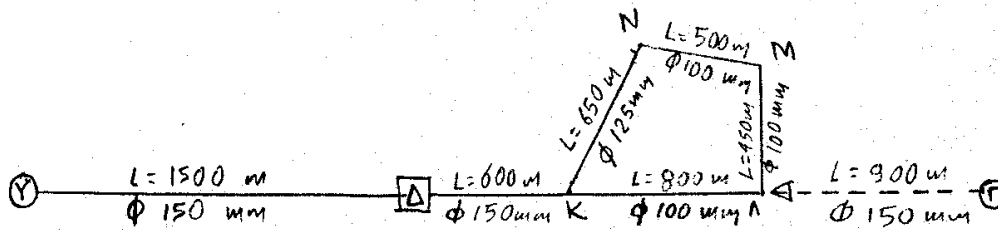
$$x = (3 * 166 / 8)^{1/2} = 7.89 \text{ m}, \quad y = 166 / (2 * 7.89) = 10.52 \text{ m}$$

Στογγυλεύοντας τα παραπάνω, έχουμε τις τελικές διαστάσεις $x = 8.00 \text{ m}$, $y = 10.50 \text{ m}$, $h = 3.00 \text{ m}$, και ο όγκος είναι $V = 2 * 352.00 = 704.00 \text{ m}^3$.

Για λόγους ευνοϊκότερης στατικής λειτουργίας της δεξαμενής και για αποφυγή αισθητικής υποβάθμισης της περιοχής, κατασκευάζουμε την δεξαμενή υπόγεια (με την προϋπόθεση ότι δεν είναι απαγορευτικό το κόστος εκσκαφής). Αν το υψόμετρο του εδάφους είναι + 48.5 m, θεωρούμε ότι η ανώτερη στάθμη της δεξαμενής είναι + 48.00 m και η κατώτατη στάθμη + 45.00 m.

5. Διαστασιολόγηση αγωγών

- α) *Γενικά:* Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των αγωγών του εσωτερικού δικτύου εδώ θα γίνει για κανονικές συνθήκες λειτουργίας. Κανονικά όμως θα πρέπει να γίνεται έλεγχος και για συνθήκες βλάβης ή πυρκαγιάς. Σε όλους τους υπολογισμούς που θα επακολουθήσουν θα δεχτούμε $\nu = 1.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
- β) *Εξωτερικό υδραγωγείο:* Η δυσμενέστερη, από άποψη παροχетеυτικότητας του εξωτερικού υδραγωγείου, στάθμη της δεξαμενής είναι η ανώτατη, άρα $\Delta H = 55.00 - 48.00 = 7.00 \text{ m}$, ενώ $L = 1500 \text{ m}$ και $Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$. Κατά τα γνωστά με επαναληπτική εφαρμογή του τύπου Darcy-Weisbach προκύπτει $D = 0.149 \text{ m}$ ($k_g/D = 0.000671$, $V = 0.80 \text{ m/s}$, $f = 0.0212$), οπότε τοποθετούμε τη διάμετρο του εμπορίου $\Phi 150 \text{ mm}$.
- γ) *Αγωγός ΓΛ:* Τα δεδομένα είναι: $Q_{\max} = 0.01343 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 900 \text{ m}$. Εδώ έχουμε ελευθερία επιλογής διαμέτρου, επειδή δεν είναι δεδομένο το ύψος απωλειών ενέργειας. Κατά συνέπεια ανακύπτει ένα πρόβλημα οικονομικής βελτιστοποίησης, το οποίο όμως δεν θα αντιμετωπιστεί, παρά μόνο θα δοθεί μια τεχνικά αποδεκτή λύση. Έτσι, προκειμένου να περιορίσουμε τις υπερπιέσεις λόγω υδραυλικού πλήγματος θα θεωρήσουμε μια ταχύτητα μικρότερη από 1.0 m/s . Εκλέγουμε τελικά τη διάμετρο $\Phi 150 \text{ mm}$ που δίνει ταχύτητα $V = 4Q / \pi D^2 = 0.76 \text{ m}$. Κατά τα γνωστά προκύπτει $f = 0.0213$ και από τον τύπο Darcy-Weisbach $\Delta H = 3.76 \text{ m}$.
- δ) *Εσωτερικό δίκτυο:* Και πάλι έχουμε ελευθερία επιλογής διαμέτρων. Το τελικό κριτήριο για αποδοχή ενός συνδυασμού των διαμέτρων των κλάδων είναι η εξασφάλιση της ελάχιστης αστικής πίεσης που, για τριώροφα σπίτια είναι: $p/\gamma = 4.0 (n + 1) = 4.0 \cdot (3 + 1) = 16.0 \text{ m}$. Ο όρος αυτός θα πρέπει να εκπληρώνεται και στη περίπτωση της μέγιστης ημερήσιας κατανάλωσης (1500 m^3) και στην περίπτωση της ενδιάμεσης κατανάλωσης (1210 m^3) οπότε η τροφοδότηση του οικισμού γίνεται μόνο από τη δεξαμενή. Περιμένουμε ότι η δεύτερη περίπτωση είναι η δυσμενέστερη (αυτό βέβαια θα το διαπιστώσουμε πιο κάτω), οπότε διαστασιολογούμε με βάση τις παροχές της ενδιάμεσης κατανάλωσης. Καταρτίζοντας ένα αυθαίρετο αλλά αποδεκτό σχήμα ενεργειακών υψομέτρων των κόμβων και κατανομής των παροχών στους κλάδους του βρόχου, καθορίζουμε τελικά τις διαμέτρους που φαίνονται στο Σχήμα 5. (Για λεπτομέρειες εφαρμογής της μεθοδολογίας διαστασιολόγησης βλέπε άσκηση 1).



Σχήμα 5 Διάμετροι κλάδων δικτύου.

6. Επίλυση του δικτύου

- α. *Εξωτερικό υδραγωγείο*: Τα δεδομένα είναι: $L = 1500 \text{ m}$, $D = 0.150 \text{ m}$, και $Q = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$, απ' όπου υπολογίζουμε: $f = 0.0212$ και $\Delta H = 6.78 \text{ m}$.
- β. *Παροχές εξόδου κόμβων*: Με τις παραδοχές ότι η παροχή κατανάλωσης κάθε κλάδου είναι ανάλογη του μήκους του και ότι η παροχή αυτή εξέρχεται τελικά συγκεντρωμένη στους δύο κόμβους που ορίζουν τον κλάδο, αν Q_0 είναι η συνολική παροχή, έχουμε

$$\Sigma L = 800 + 450 + 650 + 500 = 2400 \text{ m}$$

$$q_K = \frac{(1/2) * (800 + 650)}{2400} Q_0 = 0.302 Q_0$$

$$q_L = \frac{(1/2) * (800 + 450)}{2400} Q_0 = 0.260 Q_0$$

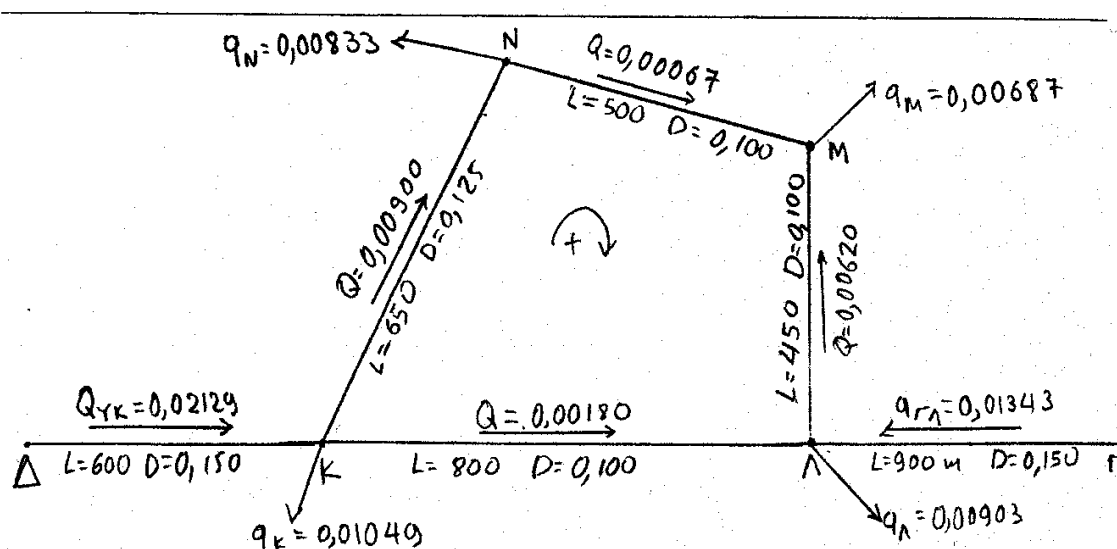
$$q_M = \frac{(1/2) * (450 + 500)}{2400} Q_0 = 0.198 Q_0$$

$$q_N = \frac{(1/2) * (500 + 650)}{2400} Q_0 = 0.240 Q_0$$

Για $Q_0 = 0.03472 \text{ m}^3/\text{s}$ (μέγιστη ωριαία) προκύπτει: $q_K = 0.01049 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_L = 0.00903 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_M = 0.00687 \text{ m}^3/\text{s}$, και $q_N = 0.00833 \text{ m}^3/\text{s}$. Για $Q_0 = 0.02801 \text{ m}^3/\text{s}$ (=

η μεγαλύτερη ωριαία, κατά την ημέρα της ενδιάμεσης κατανάλωσης των 1210 m^3) προκύπτει: $q_K = 0.00846 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_\Lambda = 0.00728 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_M = 0.00555 \text{ m}^3/\text{s}$, και $q_N = 0.00672 \text{ m}^3/\text{s}$.

- γ. Επίλυση του εσωτερικού δικτύου για τη μέγιστη ωριαία παροχή: Με αρχικές υποθετικές παροχές όπως στο Σχήμα 6 επιλύουμε το βρόχο ΚΑΜΝΚ με τη μέθοδο Cross. Η επίλυση φαίνεται στον Πίνακα 1. Για το μεμονωμένο κλάδο ΔΚ έχουμε: $L = 600 \text{ m}$, $D = 0.150 \text{ m}$, $Q = 0.02129 \text{ m}^3/\text{s}$, οπότε $\Delta H = 5.99 \text{ m}$. Τέλος για τον κλάδο ΓΛ έχουμε: $L = 900 \text{ m}$, $D = 0.150 \text{ m}$, $Q = 0.01343 \text{ m}^3/\text{s}$, οπότε $\Delta H = 3.76 \text{ m}$.



Σχήμα 6 Παροχές εξόδου στην περίπτωση της μέγιστης κατανάλωσης και υποθετικές παροχές κλάδων εσωτερικού δικτύου για την επίλυση με τη μέθοδο Cross (σε m^3/s).

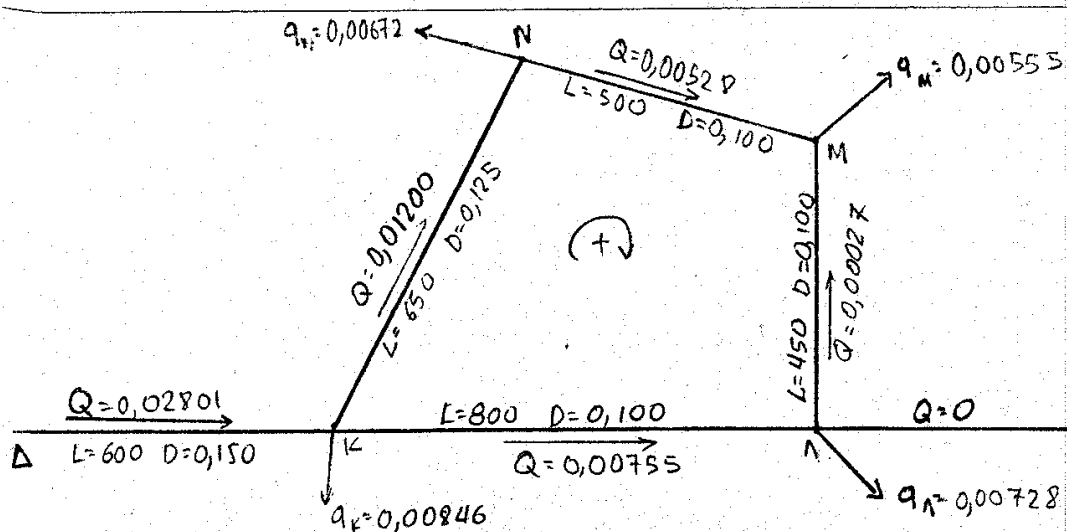
- δ. Επίλυση του εσωτερικού δικτύου για την ωριαία αιχμή της ημέρας της ενδιάμεσης κατανάλωσης (1210 m^3)-Χωρίς λειτουργία αντλίας: Με αρχικές υποθετικές παροχές όπως στο Σχήμα 7 επιλύουμε το βρόχο ΚΑΜΝΚ με τη μέθοδο Cross. Η επίλυση φαίνεται στον Πίνακα 2. Για τον αγωγό ΔΚ έχουμε: $L = 600 \text{ m}$, $D = 0.150 \text{ m}$, $Q = 0.02801 \text{ m}^3/\text{s}$, οπότε $\Delta H = 10.12 \text{ m}$. Τέλος για τον αγωγό ΓΛ έχουμε $Q = 0$, οπότε $\Delta H = 0$.

Πίνακας 1 Επίλυση του βρόχου με τη μέθοδο Hardy Cross στην περίπτωση της μέγιστης κατανάλωσης.

ΚΑΑ- ΔΟΣ	L	D	ΔΟΚΙΜΗ 1		ΔΟΚΙΜΗ 2		ΔΟΚΙΜΗ 3				
			Q*	ΔΗ*	X*	Q*	ΔΗ*	X*	Q*	ΔΗ*	X*
ΚΝ	650	0.125	+0.00900	3.19	708.11	+0.00926	+3.36	725.94	+0.00929	+3.39	728.00
ΝΜ	500	0.100	+0.00067	0.07	198.39	+0.00093	+0.12	254.12	+0.00096	+0.12	260.36
ΜΛ	450	0.100	-0.00620	-3.34	1078.78	-0.00594	-3.09	1039.13	-0.00591	-3.06	1034.55
ΑΚ	800	0.100	-0.00180	-0.61	681.13	-0.00154	-0.46	601.66	-0.00151	-0.45	592.38
			Σ =	-0.70	2666.40	Σ =	-0.07	2620.85	Σ =	0	2615.28
			q =	+0.00026		q =	+0.00003		q =	0	

Πίνακας 2 Επίλυση του βρόχου με τη μέθοδο Hardy Cross στην περίπτωση της ενδιάμεσης κατανάλωσης.

ΚΑΑ- ΔΟΣ	L	D	ΔΟΚΙΜΗ 1		ΔΟΚΙΜΗ 2			
			Q*	ΔΗ*	X*	Q*	ΔΗ*	X*
ΚΝ	650	0.125	+0.01200	+5.47	912.46	+0.01209	+5.57	918.51
ΝΜ	500	0.100	+0.00528	+2.75	1042.25	+0.00537	+2.84	1057.62
ΜΛ	450	0.100	-0.00027	-0.01	92.48	-0.00018	-0.01	69.89
ΑΚ	800	0.100	-0.00755	-8.61	2281.50	-0.00746	-8.40	2257.36
			Σ =	-0.40	4328.66	Σ =	0	4303.38
			q =	+0.00000		q =	0	



Σχήμα 7 Παροχές εξόδου στην περίπτωση της ενδιάμεσης κατανάλωσης και υποθετικές παροχές κλάδων εσωτερικού δικτύου για την επίλυση με τη μέθοδο Cross (σε m^3/s).

ε. *Ενεργειακά ύψη και πιέσεις στην περίπτωση της μέγιστης ωριαίας κατανάλωσης:* Στη δυσμενέστερη περίπτωση έχουμε $H_{\Delta} = +45.00$, οπότε

$$\begin{aligned} H_{\kappa} &= +45.00 - 5.99 = +39.01 \text{ m} & p_{\kappa}/\gamma &= +39.01 - 5.00 = 34.01 \text{ m} \\ H_{\lambda} &= +39.01 - 0.45 = +38.56 \text{ m} & p_{\lambda}/\gamma &= +38.56 - 7.00 = 31.56 \text{ m} \\ H_{\mu} &= +38.56 - 3.06 = +35.50 \text{ m} & p_{\mu}/\gamma &= +35.50 - 10.00 = 25.50 \text{ m} \\ H_{\nu} &= +35.00 + 0.12 = +35.62 \text{ m} & p_{\nu}/\gamma &= +35.12 - 13.00 = 22.62 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Ελεγχος } H_{\kappa} = +35.62 + 3.38 = 30.01 \text{ m}$$

Συμπέρασμα: Οι πιέσεις είναι σε όλα τα σημεία μεγαλύτερες από 16 m.

στ. *Ενεργειακά ύψη και πιέσεις στην περίπτωση της αιχμής της ημέρας με ενδιάμεση κατανάλωση:* Στη δυσμενέστερη περίπτωση και πάλι θα είναι $H_{\Delta} = 45.00 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} H_{\kappa} &= +45.00 - 10.12 = +34.88 \text{ m} & p_{\kappa}/\gamma &= +34.88 - 5.00 = 29.88 \text{ m} \\ H_{\lambda} &= +34.88 - 8.40 = +26.48 \text{ m} & p_{\lambda}/\gamma &= +26.48 - 7.00 = 19.48 \text{ m} \\ H_{\mu} &= +26.48 - 0.01 = +26.47 \text{ m} & p_{\mu}/\gamma &= +26.47 - 10.00 = 16.47 \text{ m} \\ H_{\nu} &= +26.47 + 2.84 = +29.31 \text{ m} & p_{\nu}/\gamma &= +29.31 - 13.00 = 16.31 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Ελεγχος } H_{\kappa} = +29.31 + 5.57 = +34.88 \text{ m}$$

Συμπέρασμα: Οι πιέσεις είναι δυσμενέστερες (μικρότερες) από την προηγούμενη περίπτωση, αλλά και πάλι είναι μεγαλύτερες από 16 m. Συνεπώς η προταθείσα λύση είναι τεχνικά αποδεκτή.

7. Μανομετρικό ύψος και ισχύς αντλιοστασίου.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραγράφων 6γ και 6ε θα είναι: $H_T = +38.56 + 3.76 = +42.32$ m. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί στην ελάχιστη στάθμη δεξαμενής (+45.00 m). Για την εξέταση του μανομετρικού ύψους της αντλίας, όμως, δυσμενέστερα αποτελέσματα δίνει η μέγιστη στάθμη δεξαμενής, οπότε $H_T = 42.32 + 3.00 = 45.32$ m.

Θεωρούμε ότι ο ολικός συντελεστής τοπικών απωλειών είναι $k = 5.00$, οπότε για ταχύτητα $V = 0.76$ m/sec οι τοπικές απώλειες είναι $h_T = 5.0 * 0.76^2 / (2 * 9.81) = 0.15$ m. Τελικά το μανομετρικό ύψος της αντλίας είναι:

$$H_M = 45.32 + 0.15 - 1.00 = 44.47 \approx 44.50 \text{ m}$$

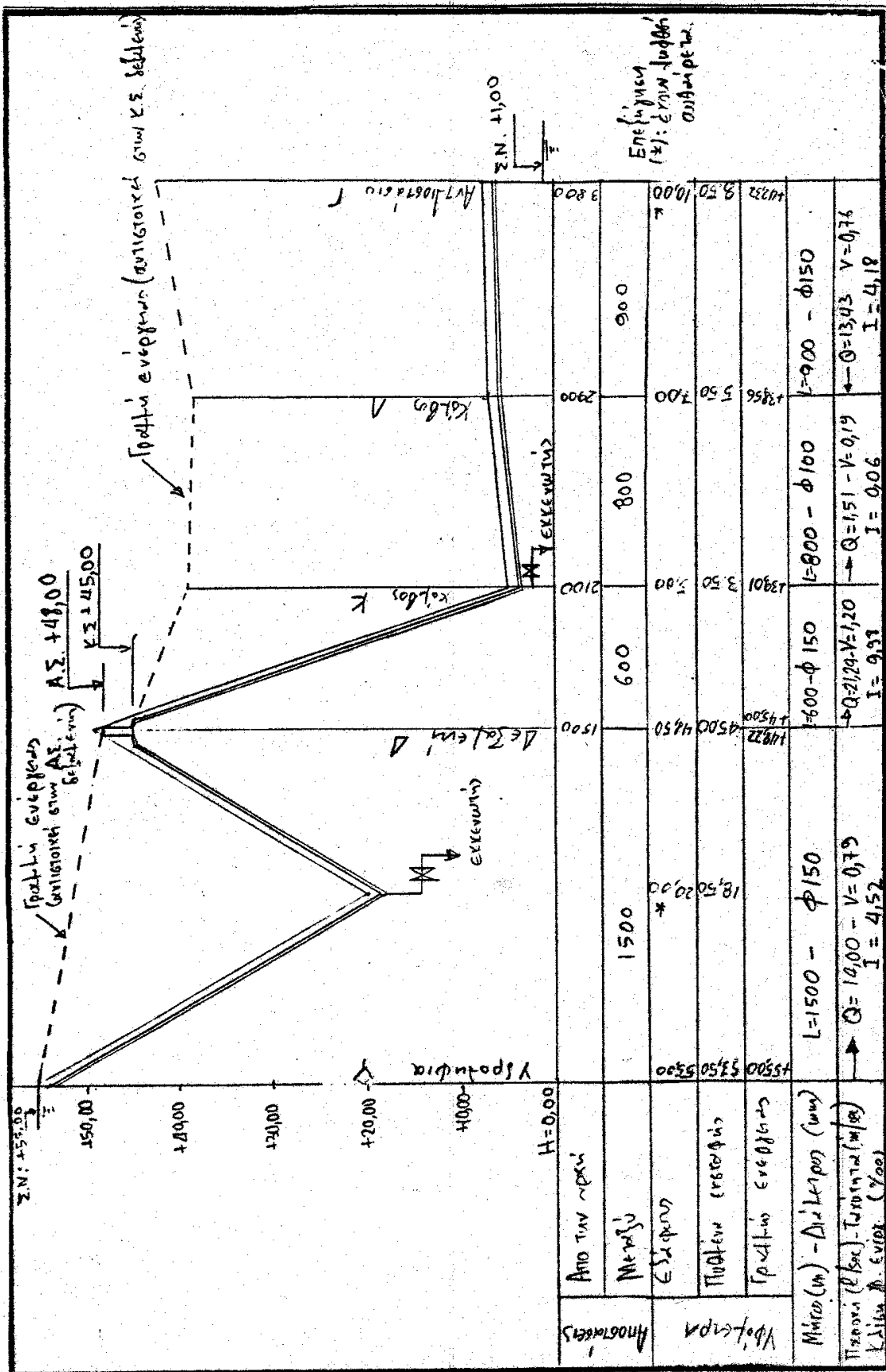
Η απαιτούμενη, επαυξημένη κατά 10%, ισχύς, για βαθμό απόδοσης $\eta = 70\%$, είναι

$$P = 1.10 \frac{\rho g Q H}{\eta} = 1.10 \frac{1000 * 9.81 * 0.01343 * 44.50}{0.70} = 9213 \text{ W} = 9.12 \text{ kW}$$

Επιλέγουμε 2 αντλίες των 4.6 kW και μία ίδια εφεδρική, που θα λειτουργούν παράλληλα με παροχή $= 13.43 / 2 = 6.72$ l/s και μανομετρικό ύψος $= 44.50$ m.

8. Σκαριφήματα πιεζομετρικής γραμμής κατά μήκος των αγωγών ΥΔΚΛΓ

Στο Σχήμα 8 δίνεται η υδραυλική μηκοτομή για τη μέγιστη κατανάλωση. Με παρόμοιο τρόπο, και με τα στοιχεία της παραγράφου 6.στ μπορεί να σχεδιαστεί και η μηκοτομή που αφορά στην ενδιάμεση κατανάλωση.



Σχήμα 8 Υδραυλική μηκτομή για την περίπτωση της μέγιστης κατανάλωσης.