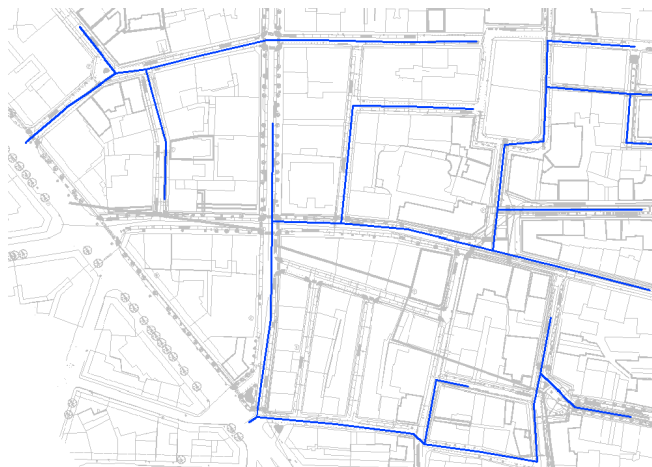


ΔΗΜΟΣ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΜΕΛΕΤΩΝ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ

ΜΕΛΕΤΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΟΜΒΡΙΩΝ ΠΛΑΤΕΙΑΣ ΧΡΗΜΑΤΙΣΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟ ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΕΝΤΡΟ

ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ



ΤΕΥΧΟΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑΤΑΡΧΗΣ

ΠΡΟΪΣΤΑΜΕΝΟΣ

ΓΕΩΡΓΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
Αγρονόμος-Τοπογράφος Μηχανικός

Σ. ΘΕΟΔΩΡΙΔΟΥ

Κ. ΜΠΕΛΙΜΠΑΣΑΚΗΣ

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2010

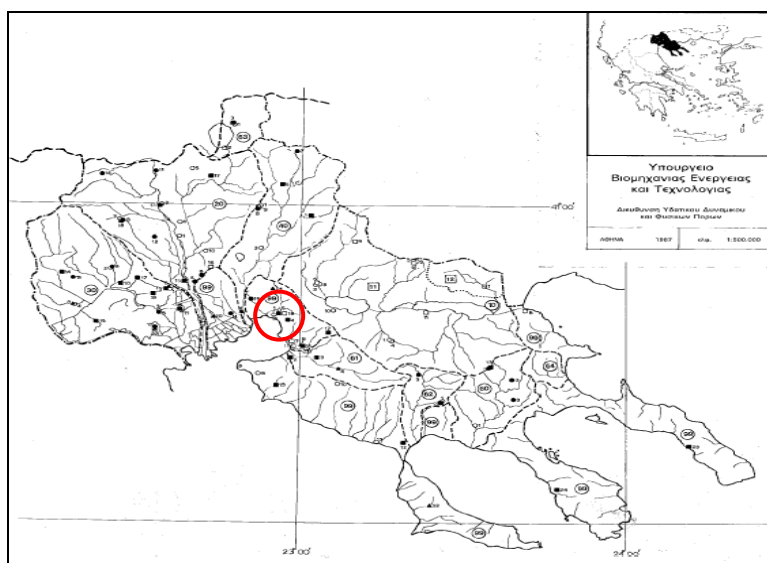
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΤΕΥΧΟΥΣ

1.ΥΔΡΟΛΟΓΙΑ	2
1.1. ΓΕΝΙΚΑ	2
1.2. ΜΕΤΕΩΡΟΛΟΓΙΚΑ ΚΑΙ ΚΛΙΜΑΤΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	2
1.3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΧΝΟΤΗΤΑΣ – ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ	3
1.3.1. ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΙΜΩΝ GUMBEL.....	3
1.3.2. ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	5
2. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΓΩΓΟΥ ΟΜΒΡΙΩΝ	6
2.1. ΓΕΝΙΚΑ	6
2.2. ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ	6
2.3. ΠΑΡΟΧΗ ΟΜΒΡΙΩΝ	6
2.4. ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ.....	7
2.5. ΛΕΚΑΝΕΣ ΑΠΟΡΡΟΗΣ.....	7
2.6. ΧΡΟΝΟΣ ΣΥΡΡΟΗΣ	7
2.7. ΟΡΘΟΛΟΓΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	8
2.8. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΡΟΗΣ.....	8
2.9. ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	9
2.10. ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΤΡΙΒΗΣ.....	11
2.10.1. CHEZY	11
2.10.2. DARCY–WEISBACH	11
2.10.3. MANNING.....	13
2.11. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ n	13
2.12. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗΣ ΡΟΗΣ ΜΕ ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΕ ΣΩΛΗΝΕΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	15
2.13. ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ	18
2.14. ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΟΣΟΣΤΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ.....	18
2.15. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΚΛΙΣΕΙΣ	19
2.16. ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΡΟΗΣ ΚΑΙ ΚΛΙΣΕΙΣ	20
2.17. ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ.....	21
2.18. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΠΛΑΤΕΙΑΣ ΧΡΗΜΑΤΙΣΤΗΡΙΟΥ	23

1. ΥΔΡΟΛΟΓΙΑ

1.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η περιοχή μελέτης βρίσκεται γεωγραφικά στη Κεντρική Μακεδονία και εντός των διοικητικών ορίων του Νομού Θεσσαλονίκης, ενώ υδρολογικά και σύμφωνα με τις διαιρέσεις του Ν. 1739/87, ανήκει στο υδατικό διαμέρισμα (10) της Κεντρικής Μακεδονίας και ειδικότερα επί της λεκάνης απορροής (99). Στο σχήμα 1.1 εμφανίζεται σε κόκκινο κύκλο η περιοχή μελέτης.



Σχήμα1.1: Υδατικό Διαμέρισμα Κεντρικής Μακεδονίας (10). Σε κόκκινο κύκλο περικλείεται η περιοχή μελέτης.
(Πηγή: ΥΒΕΤ-Διεύθυνση Υδατικού Δυναμικού και Φυσικών Πόρων 1987)

1.2. ΜΕΤΕΩΡΟΛΟΓΙΚΑ ΚΑΙ ΚΛΙΜΑΤΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Το κλίμα της Κεντρικής Μακεδονίας και συγκεκριμένα της Θεσσαλονίκης είναι μεσογειακό και υγρό. Τον χειμώνα η θερμοκρασία πέφτει πολύ χαμηλά με αποτέλεσμα να σημειώνεται παγετός. Η πιο μεγάλη θερμοκρασία που έχει καταγραφεί ήταν στις 25/7/07 και ήταν 44 βαθμούς κελσίου ενώ η πιο χαμηλή στον ίδιο σταθμό ήταν -14 βαθμούς κελσίου στις 26/1/1963. Ο επικρατέστερος άνεμος είναι ο βαρδάρης (βορειοδυτικός) ενώ οι περισσότερες βροχοπτώσεις σημειώνονται από τον Νοέμβριο έως τον Μάρτιο με τα ετήσια ύψη βροχής να φτάνουν τα 450mm. Οι χιονοπτώσεις τέλος είναι συχνό φαινόμενο κυρίως για τα γύρω ορεινά της πόλης.

1.3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΧΝΟΤΗΤΑΣ – ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ

Είναι γνωστό στην υδρολογία ότι το ύψος βροχής μπορεί να γραφεί με τη μορφή της κάτωθι τρι-παραμετρικής σχέσης:

$$h = at^bT^c \quad (1.1)$$

όπου:

h : το ύψος βροχής σε mm,

t : η χρονική διάρκεια της βροχόπτωσης σε h και

T : η περίοδος επαναφοράς σε έτη.

Για την ένταση της βροχής ισχύει η σχέση:

$$i = at^{b-1}T^c \quad (1.2)$$

όπου:

i : η ένταση της βροχής σε mm/h.

1.3.1. ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΚΡΑΙΩΝ ΤΙΜΩΝ GUMBEL

Ο σωστός σχεδιασμός της κατασκευής και λειτουργίας όλων των έργων υδατικής αξιοποίησης βασίζεται κατά κύριο λόγο στην όσο το δυνατόν καλύτερη και επιστημονικά τεκμηριωμένη εκτίμηση της πλημμυρικής παροχής του, για μια συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς. Το γεγονός αυτό οδηγεί αναπόφευκτα στην ανάγκη ανάλυσης συχνότητας ακραίων τιμών.

Στην ανάλυση συχνότητας, οι μέγιστες ετήσιες τιμές κάποιας υδρολογικής διαδικασίας δηλαδή κάποιου υδρολογικού φαινομένου που δείχνει μια συνεχή αλλαγή στο χρόνο, στο χώρο, στην επιφάνεια ή πάνω σε ένα γραμμικό γεωμετρικό στοιχείο του υδρολογικού μας δικτύου, κατατάσσονται κατά φθίνουσα τάξη μεγέθους για όσα χρόνια έχουμε παρατηρήσεις, αγνοώντας τη χρονική τους ακολουθία, οπότε προκύπτει μια σειρά συχνότητας.

Οι μέγιστες τιμές κάθε υδρολογικής παραμέτρου ακολουθούν κάποια κατανομή συχνότητας ακραίων τιμών. Η ακριβής κατανομή που ακολουθείται από τις μέγιστες αυτές τιμές της υδρολογικής παραμέτρου δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί. Από τις διάφορες κατανομές που έχουν αναφερθεί στην Ελληνική και ξένη βιβλιογραφία μεγάλη εφαρμογή

βρήκαν η κατανομή του Gumbel, η κατανομή του Pearson τύπου III και η λογαριθμική κατανομή του Pearson τύπου III.

Οι παραπάνω τρεις κατανομές έχει αποδειχθεί ότι προσεγγίζουν τα διάφορα φυσικά φαινόμενα με ικανοποιητική ακρίβεια εισάγοντας το μικρότερο βαθμό αβεβαιότητας στο σχεδιασμό των διαφόρων τεχνικών έργων.

Η έρευνα στη στατιστική υδρολογία έχει δείξει ότι μεταξύ των γνωστών κατανομών, εκείνη που προσαρμόζεται καλύτερα στην παρούσα μελέτη είναι η κατανομή των ακραίων τιμών τύπου I, γνωστή στην Υδρολογία ως κατανομή Gumbel.

Η συνάρτηση της κατανομής των ακραίων τιμών κατά Gumbel είναι :

$$F(h) = e^{-e^{-\alpha(h-x_0)}} = 1 - F_1(h) = 1 - \frac{1}{T} \quad (1.3)$$

όπου :

$F(h)$: η πιθανότητα μη υπέρβασης,

$F_1(h)$: η πιθανότητα υπέρβασης και

T : η περίοδος επαναφοράς.

Οι παράμετροι της κατανομής α και x_0 υπολογίζονται από τις σχέσεις :

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}, x_0 = \mu - \frac{\gamma}{\alpha} \quad (1.4)$$

όπου :

$\gamma = 0,57721$ η σταθερά Euler,

μ : ο μέσος όρος του συνόλου και

σ : η τυπική απόκλιση.

Με διπλή λογαρίθμηση η κατανομή λαμβάνει τη μορφή :

$$h = x_0 - \frac{1}{\alpha} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (1.5)$$

1.3.2. ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Για τον υπολογισμό της έντασης, χρησιμοποιήθηκαν οι όμβριες καμπύλες που δίνονται στη συνέχεια. Επισημαίνεται ότι, οι καμπύλες λήφθηκαν από την υδρολογική μελέτη που εκπονήθηκε για τον Ο.Α.Θ. για τη μελέτη με τίτλο «Οριστική Μελέτη Διευθέτησης των Χειμάρρων της Τουριστικής Περιοχής Θεσσαλονίκης (Περαίας – Αγ. Τριάδας)».

Περίοδος επαναφοράς $T=2$ έτη

$$i = \frac{5,02}{(t + 2)^{0,71}} \quad (1.6)$$

Περίοδος επαναφοράς $T=5$ έτη

$$i = \frac{6,05}{(t + 2)^{0,68}} \quad (1.7)$$

Περίοδος επαναφοράς $T=10$ έτη

$$i = \frac{5,73}{(t + 1)^{0,63}} \quad (1.8)$$

Περίοδος επαναφοράς $T=20$ έτη

$$i = \frac{5,65}{(t + 0,5)^{0,59}} \quad (1.9)$$

Περίοδος επαναφοράς $T=50$ έτη

$$i = \frac{5,23}{(t - 0,5)^{0,55}} \quad (1.10)$$

Όπου

t : χρόνος συγκέντρωσης σε min

i : ένταση βροχόπτωσης σε mm/min

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν οι όμβριες καμπύλες για περίοδο επαναφοράς $T=10$ έτη.

2. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΓΩΓΟΥ ΟΜΒΡΙΩΝ

2.1. ΓΕΝΙΚΑ

Το αποχετευτικό δίκτυο ομβρίων αποτελεί ένα σύνολο από αγωγούς που συλλέγουν και μεταφέρουν τα όμβρια ύδατα, εξοπλισμένο με τα κατάλληλα τυπικά και ειδικά τεχνικά έργα, που διευκολύνουν τη ροή στο δίκτυο και επιτρέπουν τη συντήρησή του.

Το δίκτυο ομβρίων παροχετεύει το τμήμα της βροχόπτωσης που απορρέει επιφανειακά, κατά τη διάρκεια ενός πλημμυρικού φαινομένου. Επομένως, η απορροή των ομβρίων αποτελεί υδρολογικό μέγεθος και ο ποσοτικός προσδιορισμός του είναι αντικείμενο της Τεχνικής Υδρολογίας.

2.2. ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

Ο βαθμός προστασίας που παρέχει ένα δίκτυο αποχέτευσης ομβρίων, περιγράφεται από την περίοδο επαναφοράς του επεισοδίου βροχής που μπορεί το δίκτυο να παροχετεύσει χωρίς προβλήματα. Όσο μεγαλύτερη είναι η περίοδος επαναφοράς, για το οποίο έχει σχεδιαστεί το δίκτυο, τόσο μεγαλύτερη είναι η προστασία που αυτό παρέχει. Επισημαίνεται ότι ο όρος αστοχία του δικτύου σημαίνει ανεπαρκή αποχέτευση του συνόλου της απορροής και όχι καταστροφή του δικτύου.

Είναι προφανές ότι η αύξηση της περιόδου επαναφοράς σχεδιασμού συνεπάγεται αύξηση του κόστους του δικτύου, με παράλληλη μείωση των καταστροφών που προκαλούνται σε περίπτωση αστοχίας, καθώς και της συχνότητας των καταστροφών αυτών. Επομένως, η επιλογή της περιόδου επαναφοράς αποτελεί ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης με αντικειμενική συνάρτηση την ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής και του κόστους αποκατάστασης των ζημιών. Στην πράξη υιοθετούνται τυπικές τιμές των περιόδων επαναφοράς που είναι οι ακόλουθες:

- Για αγωγούς σε οικιστικές περιοχές 2 έως 15 χρόνια, με πιο συχνή τιμή 5 χρόνια.
- Για αγωγούς σε εμπορικές περιοχές 10 έως 50 χρόνια.
- Για αντιπλημμυρικά έργα 50 χρόνια ή περισσότερο.

Στην παρούσα μελέτη η περίοδος επαναφοράς λήφθηκε ίση με 10 έτη.

2.3. ΠΑΡΟΧΗ ΟΜΒΡΙΩΝ

Η εκτίμηση της παροχής ομβρίων πραγματοποιείται με την ορθολογική μέθοδο, η οποία υπολογίζει τη μέγιστη τιμή της απορροής και εξετάζει χωριστά την επίδραση της

επιφάνειας που αποχετεύεται σε κάθε φρεάτιο, της έντασης βροχής, που προκύπτει μετά από στατιστική ανάλυση βροχογραφικών δεδομένων στην περιοχή μελέτης και κατάρτιση ομβρίων καμπυλών και μιας σειράς άλλων τοπογραφικών, φυσιογραφικών και πολεοδομικών μεγεθών που περιγράφονται από μια μοναδική παράμετρο, το συντελεστή απορροής. Αναλυτικά οι προαναφερθείσες παράμετροι καθώς και η ορθολογική μέθοδος περιγράφονται στις ενότητες που ακολουθούν.

2.4. ΟΜΒΡΙΕΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ

Με τον όρο όμβριες καμπύλες χαρακτηρίζονται οι καμπύλες έντασης – διάρκειας – περιόδου επαναφοράς, η κατάρτιση των οποίων είναι ουσιαστική προϋπόθεση για την ορθολογική εκτίμηση των παροχών ομβρίων της περιοχής μελέτης.

Οι όμβριες καμπύλες που χρησιμοποιούνται στο υπό μελέτη έργο παρουσιάζονται αναλυτικά στην παράγραφο 1.3.2 του παρόντος τεύχους.

2.5. ΛΕΚΑΝΕΣ ΑΠΟΡΡΟΗΣ

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενη ενότητα, για την ορθολογική εκτίμηση της παροχής των ομβρίων είναι αναγκαίος ο υπολογισμός της επιφάνειας που αποχετεύεται σε κάθε φρεάτιο. Σε κάθε διατομή ενός αγωγού ομβρίων αντιστοιχεί μια συγκεκριμένη επιφάνεια, της οποίας τα όμβρια διέρχονται από τη διατομή αυτή. Οι λεκάνες απορροής του δικτύου και η επιφάνεια αυτών, εμφανίζονται στο σχέδιο με τίτλο «Οριζοντιογραφία προτεινόμενων έργων– Αρ. Σχεδίου : ΥΔΡ 02.1»

2.6. ΧΡΟΝΟΣ ΣΥΡΡΟΗΣ

Στα δίκτυα ομβρίων ο χρόνος συγκέντρωσης μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες, το χρόνο εισόδου δηλαδή το χρόνο που χρειάζεται μέχρι η απορροή να οδηγηθεί στο δίκτυο και το χρόνο ροής κατά μήκος του αγωγού ομβρίων μέχρι την υπό έλεγχο θέση. Ο χρόνος εισόδου στην παρούσα μελέτη λήφθηκε ίσος με 10min. Ο χρόνος ροής υπολογίζεται από το πρόγραμμα κατά τον υδραυλικό υπολογισμό των αγωγών μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$t_p = \sum L_i / v_i \quad (2.1)$$

όπου:

L_i : είναι τα μήκη των διαδοχικών τμημάτων κατά μήκος μιας διαδρομής του δικτύου ομβρίων, μέχρι την υπό έλεγχο θέση,

v_i : είναι οι αντίστοιχες ταχύτητες στα προαναφερθέντα τμήματα.

2.7. ΟΡΘΟΛΟΓΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της αιχμής απορροών μικρών λεκανών απορροής (<130km², Π.Δ. 696/74), όπως οι υδρολογικές λεκάνες της μελέτης. Βασίζεται στην αρχή ότι, για βροχές με ομοιόμορφη ένταση και κατανομή πάνω στην υδρολογική λεκάνη, η μέγιστη απορροή εμφανίζεται όταν το νερό από όλα τα σημεία της λεκάνης απορροής φτάνει στην έξοδό της. Η απορροή αυτή αποτελεί ένα συγκεκριμένο ποσοστό της έντασης της βροχής που την προκαλεί.

Σύμφωνα με την ορθολογική μέθοδο, η μέγιστη πλημμυρική απορροή μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση:

$$Q_{\max}=0,278 \text{ c i A} \quad (2.2)$$

όπου:

Q_{\max} : η πλημμυρική παροχή σε m³/s,

A : η οριζόντια προβολή της λεκάνης απορροής σε km²,

i : η μέση ένταση βροχόπτωσης, διάρκειας ίσης με το χρόνο συγκέντρωσης σε mm/h και

c : ο συντελεστής απορροής.

Ο συντελεστής απορροής ή απορροϊκός συντελεστής c είναι ένας δείκτης των απωλειών βροχόπτωσης. Για την περιοχή μελέτης εκτιμάται ότι ο συντελεστής απορροής ανέρχεται σε c=0,80.

2.8. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΡΟΗΣ

Οι ελληνικοί κανονισμοί για την αποχέτευση θεωρούν υποχρεωτικό το σχεδιασμό των αγωγών ομβρίων και ακαθάρτων ως αγωγών με ελεύθερη επιφάνεια. Έτσι το ανώτερο τμήμα της γεωμετρικώς κλειστής διατομής τους δε χρησιμοποιείται από υδραυλική άποψη, διατίθεται όμως ως περιθώριο ασφαλείας και επιπλέον διασφαλίζει τον αερισμό των αγωγών. Κανονισμοί άλλων χωρών επιτρέπουν την ολική πλήρωση των αγωγών ή ακόμη επιτρέπεται και μικρή πίεση (π.χ. 0,3m), κυρίως για τους αγωγούς ομβρίων. Αυτές βέβαια οι υπερβάσεις επιτρέπονται μόνο για τη μέγιστη παροχή αγωγών, θεωρώντας ότι σε όλες τις άλλες συνθήκες μικρότερων παροχών εξασφαλίζεται ικανοποιητικός αερισμός των αγωγών.

Σε κάθε περίπτωση πάντως, η εμφάνιση σημαντικής πίεσης στη ροή των αγωγών αποχέτευσης δεν είναι επιθυμητή, διότι έχει ως συνέπεια την αναστροφή ροής, από τους αγωγούς προς τις ιδιωτικές συνδέσεις ή τα φρεάτια των οδών, με δυσμενή επακόλουθα.

Αντίθετα, στην περίπτωση κατασκευής ειδικών έργων, όπως καταθλιπτικών αγωγών, σιφώνων και σηράγγων, η λειτουργία υπό πίεση είναι αναπόφευκτη. Γίνεται εύκολα αντιληπτό, πως σε αγωγούς αυτού του τύπου δε γίνονται ιδιωτικές συνδέσεις.

Η ροή στους αγωγούς αποχέτευσης είναι μη μόνιμη, αφού οι παροχές συνεχώς μεταβάλλονται με το χρόνο. Όμως, κατά τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο τυπικών έργων αποχέτευσης (δίκτυα), γίνεται η παραδοχή μόνιμων συνθηκών ροής. Αντίστοιχα, στην περίπτωση που εξετάζονται μεμονωμένοι αγωγοί ενός δικτύου, τα φαινόμενα μη μονιμότητας (κύματα ελεύθερης επιφάνειας ή κύματα πίεσης) δικαιολογημένα μπορούν να αγνοηθούν, καθώς οι διακυμάνσεις της παροχής στο χρόνο είναι ελάχιστες.

Λόγω των πολύ συχνών μεταβολών που πραγματοποιούνται κατά μήκος ενός αγωγού αποχέτευσης είτε λόγω αύξησης της παροχής, είτε λόγω μεταβολής της διατομής ή αλλαγής της κλίσης, η ροή είναι γενικά ανομοιόμορφη. Παραταύτα, κατά τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των αγωγών γίνεται η παραδοχή ότι η ροή είναι ομοιόμορφη κατά τμήματα. Η παραδοχή αυτή είναι δικαιολογημένη για τυπικούς αγωγούς αποχέτευσης και μάλιστα συνήθως δυσμενής, με την έννοια ότι τα πραγματικά βάθη ροής που εμφανίζονται είναι συνήθως μικρότερα από τα ομοιόμορφα βάθη. Αυτό συμβαίνει επειδή, με το συνήθη κανόνα υπομετρικής τοποθέτησης των αγωγών (ταύτιση των αντυγών) δημιουργούνται μόνο καμπύλες κατάπτωσης. Οι καμπύλες υπερύψωσης είναι πολύ πιο σπάνιες και όχι σημαντικές.

2.9. ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η μέθοδος της μονοδιάστατης ροής μπορεί γενικά να εφαρμόζεται σε προβλήματα ροής σε αποχετευτικούς αγωγούς και προϋποθέτει μόνιμη ροή. Λαμβάνει υπόψη μόνο τις μεταβολές των χαρακτηριστικών της ροής στην κύρια κατεύθυνση ροής και αγνοεί κάθε μεταβολή στις κάθετες διευθύνσεις. Οι τρεις εξισώσεις της μεθόδου, η εξίσωση συνέχειας, ορμής (ποσότητας κίνησης) και ενέργειας, αναφέρονται στον όγκο αναφοράς που ορίζεται από δύο διατομές κάθετες στην κύρια κατεύθυνση ροής, τις 1 και 2 που βρίσκονται τοποθετημένες στα ανάντη και κατάντη αντίστοιχα.

Η εξίσωση συνέχειας έχει τη μορφή:

$$Q_1 = Q_2 \quad \text{ή} \quad A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (2.3)$$

όπου:

Q : η παροχή,

A : η υγρή διατομή,

V : η μέση ταχύτητα ροής των διατομών 1 και 2 αντίστοιχα.

Στην περίπτωση κόμβου με πολλές εισόδους Q_i και εξόδους Q_j η εξίσωση συνέχειας γράφεται:

$$\sum_i Q_i = \sum_j Q_j \quad (2.4)$$

Τονίζεται ότι η εξίσωση 1.8 ισχύει πάντα και στους αγωγούς αποχέτευσης, υπό συνθήκες μόνιμης ροής. Το γεγονός ότι οι παροχές σχεδιασμού διαφόρων κλάδων που συμβάλλουν σε έναν κόμβο δεν ικανοποιούν την εξίσωση συνέχειας δεν αποτελεί υδραυλικό παράδοξο. Απλώς κατά τη μελέτη κάθε ξεχωριστού κλάδου θεωρείται ως παροχή σχεδιασμού η μέγιστη παροχή που περνάει από το συγκεκριμένο κλάδο. Εννοείται ότι οι συνθήκες που μεγιστοποιούν την παροχή ή ο χρόνος που συμβαίνει το μέγιστο δεν ταυτίζονται σε όλους του συμβάλλοντες κλάδους. Έτσι οι διάφορες παροχές σχεδιασμού των κλάδων δεν αναφέρονται στην ίδια χρονική στιγμή και γι' αυτό δεν ικανοποιούν την εξίσωση συνέχειας. Στην περίπτωση, όμως, που εξετάζονται τα υδραυλικά χαρακτηριστικά ενός κόμβου, οι παροχές των κλάδων θα πρέπει οπωσδήποτε να ικανοποιούν την εξίσωση της συνέχειας.

Η εξίσωση ορμής είναι διανυσματική και για κάθε διεύθυνση ($k = 1,2,3$) ισχύει:

$$\sum F_k = \rho Q [(\beta V_k)_2 - (\beta V_k)_1] \quad (2.5)$$

όπου:

$\sum F_k$: το άθροισμα των κατά τη διεύθυνση k συνιστωσών των εξωτερικών δυνάμεων που ενεργούν στο συγκεκριμένο όγκο αναφοράς, μεταξύ των διατομών 1 και 2,

ρ : η πυκνότητα του ρευστού,

V_k : η συνιστώσα της ταχύτητας κατά τη διεύθυνση k ,

β : ο συντελεστής συνόρθωσης της ορμής.

Σε προβλήματα αγωγών αποχέτευσης, λόγω της τυρβώδους ροής που συνήθως αναπτύσσεται, η τιμή του β μπορεί να θεωρηθεί ίση με 1, χωρίς μεγάλο σφάλμα. Στις εξωτερικές δυνάμεις F_k περιλαμβάνονται:

- α. οι δυνάμεις πιέσεων στις διατομές 1 και 2,
- β. οι δυνάμεις πιέσεων στα στερεά όρια του όγκου αναφοράς μεταξύ των διατομών 1 και 2,
- γ. οι συρτικές δυνάμεις στα στερεά όρια του όγκου αναφοράς,
- δ. το βάρος του όγκου αναφοράς.

Η εξίσωση ενέργειας μεταξύ των διατομών 1 και 2 γράφεται:

$$H_1 = H_2 + H_{L12} - H_{a12} \quad (2.6)$$

όπου:

H_{L12} : οι απώλειες ενέργειας [m],

H_{a1} : η προσφερόμενη ενέργεια (π.χ. μέσω αντλίας) [m].

Για μηδενική προσφορά ενέργειας η εξίσωση 2.7 γράφεται:

$$H_1 = H_2 + H_{L12} \quad (2.7)$$

ή χρησιμοποιώντας ειδικές ενέργειες:

$$(H_0)_1 = (H_0)_2 + Z_2 - Z_1 + H_{L12} \quad (2.8)$$

2.10. ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΤΡΙΒΗΣ

2.10.1. CHEZY

Ο Γάλλος μηχανικός Antoine Chezy, περί το 1768, έθεσε τη βάση για τον υπολογισμό των απωλειών τριβής σε ροή πρισματικών αγωγών. Ο Chezy βρήκε ότι η παράσταση V^2/RJ , όπου V η μέση ταχύτητα, R η υδραυλική ακτίνα και J η κλίση του αγωγού, είναι σταθερή για οποιαδήποτε διατομή του αγωγού. Με αντικατάσταση της κλίσης του αγωγού J από την κλίση ενέργειας i , προκύπτει:

$$V = C(Ri)^{1/2} \quad (2.9)$$

όπου:

C : ο συντελεστής Chezy που εξαρτάται από την τραχύτητα του αγωγού. Ο συντελεστής C εξαρτάται σε κάποιο βαθμό από την υδραυλική ακτίνα.

2.10.2. DARCY-WEISBACH

Από τις διάφορες σχέσεις απωλειών τριβής η σχέση Darcy-Weisbach αποτελεί την πληρέστερη προσέγγιση, εξαιτίας της διαστατικής ομογένειάς της αφενός και της γενικότητάς της για οποιοδήποτε είδος ρευστού και οποιεσδήποτε συνθήκες ροής αφετέρου.

Προκειμένου για ανοιχτούς αγωγούς η εξίσωση Darcy-Weisbach έχει τη μορφή:

$$J = f \frac{1}{4R} \frac{V^2}{2g} \quad (2.10)$$

όπου:

- J : η κλίση της γραμμής ενέργειας,
- R : η υδραυλική ακτίνα (m),
- V : η μέση ταχύτητα (m/s),
- g : η επιτάχυνση της βαρύτητας (9,81 m/s²),
- f : ο αδιάστατος συντελεστής τριβών.

Η εξίσωση 1.13 είναι παρόμοια με την εξίσωση Darcy-Weisbach που ισχύει για κλειστούς υπό πίεση αγωγούς κυκλικής διατομής με τη διαφορά ότι η διάμετρος του αγωγού D έχει αντικατασταθεί με το τετραπλάσιο της υδραυλικής ακτίνας, 4R.

Ειδικότερα, ο αδιάστατος συντελεστής τριβών f εξαρτάται από:

α. τον αριθμό Reynolds (Re) ο οποίος για την περίπτωση των ανοιχτών αγωγών λαμβάνει τη μορφή:

$$Re = \frac{(4R)V}{\nu} \quad (2.11)$$

όπου:

- ν : το κινηματικό ιξώδες (m²/s).

β. τη σχετική τραχύτητα

$$\frac{K_g}{4R} \quad (2.12)$$

όπου:

- K_g : η ισοδύναμη τραχύτητα των τοιχωμάτων του αγωγού (m).

Ο συντελεστής f της εξίσωσης Darcy-Weisbach μπορεί να προσδιοριστεί από την εξίσωση Colebrook - White, η οποία για την περίπτωση των ανοιχτών αγωγών γράφεται:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left\{ \frac{K_g}{14,8 R} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right\} \quad (2.13)$$

Ο Jain (1976) για τον υπολογισμό του αδιάστατου συντελεστή τριβών, f , πρότεινε την εξής ρητή συνάρτηση:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K_g}{14,8 R} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right), \text{ για } 10^{-6} \leq \frac{K_g}{4R} \leq 10^{-2} \text{ και } 5000 \leq Re \leq 10^8 \quad (2.14)$$

η οποία αποκλίνει των τιμών του συντελεστή f της εξίσωσης Colebrook–White λιγότερο από 1% εφόσον ικανοποιούνται οι περιορισμοί ως προς το σχετικό συντελεστή τραχύτητας $\frac{K_g}{4R}$ και τον αριθμό Reynolds, Re .

Η χρήση της σχέσης Darcy-Weisbach είναι διαδεδομένη σε προβλήματα ροής υπό πίεση σε σωλήνες κυκλικής διατομής. Παρόλα τα πλεονεκτήματά της, λόγω της σχετικής πολυπλοκότητας της στις αριθμητικές εφαρμογές της σε προβλήματα αγωγών με μερική πλήρωση δεν έχει διαδεδομένη χρήση σε αγωγούς αποχέτευσης.

2.10.3. MANNING

Η σχέση του Manning προκύπτει από τη σχέση του Chezy θέτοντας:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (2.15)$$

Με αντικατάσταση προκύπτει:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (2.16)$$

Η εξίσωση του Manning έχει επικρατήσει διεθνώς για εφαρμογές σε ανοιχτούς αγωγούς και κατά συνέπεια και σε αγωγούς αποχέτευσης λόγω της απλότητάς της, της συλλογής πολλών πειραματικών δεδομένων, βάσει των οποίων έχουν δοθεί τιμές του συντελεστή της τραχύτητας n για ποικιλία περιπτώσεων, αλλά και των δυσκολιών της χρησιμοποίησης της σχέσης Colebrook–White σε προβλήματα ανοιχτών αγωγών όπως προαναφέρθηκε παραπάνω.

Ο συντελεστής τραχύτητας n δεν είναι σταθερός (εξαρτάται από το βάθος ροής) και η επίλυση δίνει ακριβέστερα αποτελέσματα όταν λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του.

2.11. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ N

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας έχουν γίνει πειραματικές μελέτες, τόσο στο εργαστήριο, όσο και στο ύπαιθρο για διαφορετικά υλικά και υπό διαφορετικές συνθήκες. Στο εργαστήριο μπορούν να γίνουν ακριβείς μετρήσεις του συντελεστή

τραχύτητας, όμως είναι εξαιρετικά δύσκολο να προσομοιωθούν οι συνθήκες ροής στο εργαστήριο με αυτές που λαμβάνουν χώρα στους αγωγούς των δικτύων αποχέτευσης. Εξ' άλλου, οι μετρήσεις του συντελεστή τραχύτητας σε υφιστάμενους αγωγούς υπονόμων ενδέχεται να επηρεάζονται από παραμέτρους που είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθούν είτε λόγω αδυναμίας ελέγχου τους, είτε λόγω σφαλμάτων στις μετρήσεις.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ισοδύναμη τραχύτητα K_g και κατά συνέπεια τους συντελεστές τραχύτητας f και n , είναι:

- -το υλικό κατασκευής του αγωγού,
- -ο αριθμός Reynolds, Re ,
- -το μέγεθος και το γεωμετρικό σχήμα της διατομής του αγωγού,
- -το βάθος ροής.

Παράλληλα με τους παραπάνω αλληλοσυσχετιζόμενους παράγοντες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την εκλογή του συντελεστή τραχύτητας και οι εξής παράγοντες:

- οι αρμοί των σωληνώσεων,
- -οι πλευρικές συνδέσεις των ιδιωτικών αποχετεύσεων και γενικότερα οι πλευρικές εισροές που διαταράσσουν τη ροή στους αγωγούς,
- -η κακή ευθυγράμμιση των αγωγών, εξαιτίας είτε σφαλμάτων στην κατασκευή είτε διαφορικών καθιζήσεων,
- -η ποσότητα και το μέγεθος των στερεών υλών που μεταφέρονται από τα όμβρια ή τα λύματα,
- -οι αποθέσεις των παραπάνω στερεών υλικών σε ορισμένες θέσεις των αγωγών,
- -οι ρίζες δένδρων που διαπερνούν τις σωληνώσεις στις θέσεις των αρμών και των ιδιωτικών συνδέσεων.

Τα αποτελέσματα ενός αριθμού πραγματικών μετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν σε αγωγούς αποχέτευσης στις Η.Π.Α., έδωσαν τιμές του συντελεστή τραχύτητας Manning n που κυμαίνονται από 0,011 έως 0,016 για αγωγούς σε καλή κατάσταση και φτάνουν μέχρι 0,020 για αγωγούς με κακή ευθυγράμμιση και αποθέσεις.

Οι Αμερικανικές ενώσεις WPCF & ASCE (1976) συνιστούν τιμές του συντελεστή τραχύτητας n που κυμαίνεται από 0,011 έως 0,015 για τα συνήθη υλικά σωληνώσεων αποχέτευσης (σωλήνες από σκυρόδεμα, αμίαντο τσιμέντο, πλαστικοί ή αργυροπυριτικοί). Για την επιλογή της τελικής τιμής θα πρέπει να συνεκτιμώνται και οι υπόλοιποι παράγοντες που επηρεάζουν την τραχύτητα, όπως αναφέρθηκαν παραπάνω.

Οι Greely κ.α. (1969) συνιστούν την τιμή $n=0,015$ για την κάλυψη όλων των υδραυλικών απωλειών στις σωληνώσεις και την τιμή $n=0,013$ εάν υπολογίζονται ξεχωριστά οι τοπικές απώλειες σε φρεάτια, καμπύλες και κόμβους.

Τέλος, να σημειωθεί ότι η ισοδύναμη τραχύτητα K_g και ο συντελεστής τραχύτητας Manning n θεωρείται, προσεγγιστικά, ότι συνδέονται μονοσήμαντα από την ακόλουθη σχέση (Muller):

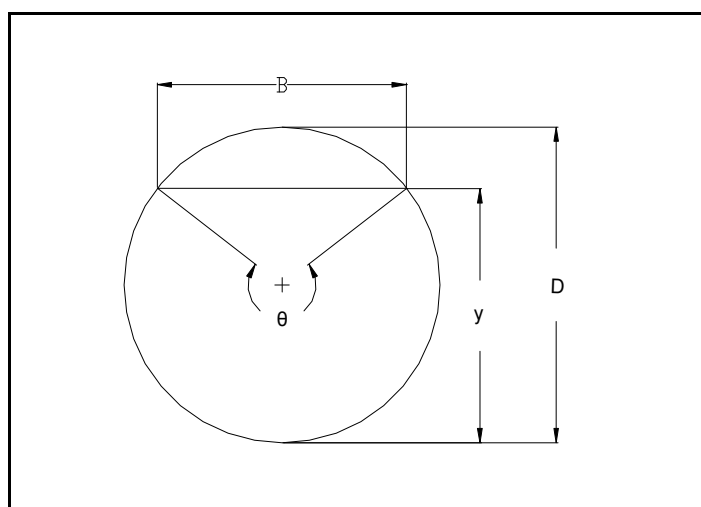
$$n = \frac{K_g^{1/6}}{26} \quad (2.17)$$

Η ανωτέρω σχέση δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα για πλήρως τυρβώδη ροή στην περιοχή $Re > 50.000$ και για σχετική τραχύτητα $K_g/4R$ στην περιοχή 0,001 έως 0,1.

2.12. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗΣ ΡΟΗΣ ΜΕ ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΕ ΣΩΛΗΝΕΣ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η κυκλική διατομή εφαρμόζεται σχεδόν αποκλειστικά σε τυπικά δίκτυα ομβρίων και ακαθάρτων, όταν χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένοι σωλήνες. Γενικά χρησιμοποιείται ο τύπος του Manning, που έχει το πλεονέκτημα να δίνει αδιαστατοποιημένες σχέσεις, ανεξάρτητες της διαμέτρου και των χαρακτηριστικών της ροής για μερική πλήρωση του αγωγού, πράγμα που δε συμβαίνει με άλλους τύπους (π.χ. Darcy-Weisbach, Kutter).

Στο σχήμα 2.2 δίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ροής σε κυκλικό αγωγό με μερική πλήρωση και στον πίνακα 2.2 δίνονται οι σχέσεις που τα συνδέουν για μερική και ολική πλήρωση.



Σχήμα 2.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ροής σε κυκλικό αγωγό.

Πίνακας 2.2: Εξισώσεις σε αγωγό κλειστής διατομής για μερική και ολική πλήρωση.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	Μερική πλήρωση ($y < D$)	Ολική πλήρωση ($y = y_0 = D$)
Λόγος πλήρωσης, y/D	$\frac{y}{D} = \frac{1 - \cos(\theta/2)}{2}$	$y_0/D = 1$
Γωνία, θ	$\theta = 2 \arccos(1 - 2 \frac{y}{D})$	$\theta_0 = 2\pi$
Εμβαδόν υγρής διατομής, A	$A = (\theta - \sin \theta) \frac{D^2}{8}$	$A_0 = \pi D^2/4$
Βρεχόμενη περίμετρος, P	$P = \frac{\theta D}{2}$	$P_0 = \pi D$
Υδραυλική ακτίνα, R	$R = (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) \frac{D}{4}$	$R_0 = D/4$
Πλάτος στην ελεύθερη επιφάνεια, B	$B = D \sin(\frac{\theta}{2}) = 2[y(D - y)]^{1/2}$	0
Λόγος A/A_0	$\frac{A}{A_0} = \frac{(\theta - \sin \theta)}{2}$	1
Λόγος R/R_0	$\frac{R}{R_0} = 1 - \frac{\sin \theta}{\theta}$	1

Με εφαρμογή του τύπου του Manning για ομοιόμορφη ροή ($i=J$), θεωρώντας ότι οι συντελεστές τραχύτητας για μερική και ολική πλήρωση είναι n και n_0 αντίστοιχα, παίρνουμε τις ακόλουθες σχέσεις για ροή σε κυκλικό αγωγό:

$$V = \frac{1}{n} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{2/3} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} J^{1/2} \quad (2.18)$$

$$V_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} J^{1/2} \quad (2.19)$$

$$\frac{V}{V_0} = \frac{n_0}{n} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{2/3} \quad (2.20)$$

$$Q = \frac{1}{24^{5/3}} \frac{1}{n} \theta \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3} D^{8/3} J^{1/2} \quad (2.21)$$

$$Q_0 = \frac{1}{4^{5/3}} \frac{1}{n_0} D^{8/3} J^{1/2} \quad (2.22)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{n_0}{n} \frac{\theta}{2\pi} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3} \quad (2.23)$$

Οι λόγοι V/V_0 και Q/Q_0 είναι ανεξάρτητοι της διαμέτρου D και της κλίσης J , ενώ εξαρτώνται από τη γωνία θ , ή ισοδύναμα από το λόγο πλήρωσης y/D , καθώς και από το λόγο των συντελεστών τραχύτητας για μερική και ολική πλήρωση, n/n_0 .

Σε πρώτη προσέγγιση μπορεί να θεωρηθεί ότι ο συντελεστής τραχύτητας είναι σταθερός, ανεξάρτητος του βάθους ροής y , δηλαδή $n/n_0 = 1$.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η μεταβολή του n με το βάθος ροής δεν οφείλεται σε σφάλμα της σχέσης του Manning, που, αν ήταν έτσι, θα μπορούσε να αναιρεθεί με τη χρησιμοποίηση της ακριβέστερης σχέσης Darcy-Weisbach με υπολογισμό του f κατά Colebrook-White. Αντίθετα πρέπει να αποδοθεί στη μεταβολή του γεωμετρικού σχήματος της βρεχόμενης διατομής του αγωγού σε συνθήκες μερικής πλήρωσης. Κατά συνέπεια, ακόμα και αν εφαρμόζεται ο τύπος Darcy-Weisbach, στην περίπτωση της ροής με μερική πλήρωση θα πρέπει να γίνεται αντίστοιχη διορθωτική διαδικασία της ισοδύναμης τραχύτητας K_g με το βάθος ροής και συνακόλουθα του συντελεστή f .

Σε σχέση με τα υπολογιστικά προβλήματα που εμφανίζονται διακρίνουμε τις ακόλουθες περιπτώσεις (η κλίση του αγωγού θεωρείται γνωστή):

1. Γνωστά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά y , D . Άγνωστα τα χαρακτηριστικά ροής V , Q .

Με εφαρμογή του τύπου του Manning και των σχέσεων του πίνακα 2.2 υπολογίζονται άμεσα τα άγνωστα μεγέθη.

2. Γνωστός ο λόγος πλήρωσης y/D και η παροχή Q , Άγνωστη η διάμετρος D (πρόβλημα διαστασιολόγησης).

Από το γνωστό y/D υπολογίζεται άμεσα η γωνία θ και ο λόγος n/n_0 , ενώ από την (2.22) υπολογίζεται η παροχή ολικής πλήρωσης Q_0 . Τέλος από την (2.21) υπολογίζεται η διάμετρος D , που στρογγυλοποιείται στην αμέσως μεγαλύτερη διάμετρο εμπορίου.

3. Γνωστή η παροχή Q και η διάμετρος D . Άγνωστα τα y , V (έλεγχος λόγου πλήρωσης)

Από τη σχέση (2.22) προκύπτει η παροχή Q_0 για ολική πλήρωση. Στη συνέχεια επιλύεται η (2.22) ως προς θ και από την αντίστοιχη σχέση του πίνακα 2.2 υπολογίζεται το y/D . Η ταχύτητα προκύπτει από την (2.18) ή με συνδυασμό των (2.19) και (2.20). Επισημαίνεται ότι η (2.21) λύνεται μόνο αριθμητικά ως προς θ . Συνιστάται η γενική επαναληπτική μέθοδος, με χρησιμοποίηση της ακόλουθης εξίσωσης, που είναι συνέπεια της (2.21):

$$\theta = \{\theta + \theta = (2\pi \frac{Q}{Q_0} \frac{n_0}{n})^{0.6} \theta^{0.4}\} / 2 \quad (2.24)$$

όπου ως αρχική τιμή θέτουμε το $\theta_0 = \pi$, και οι επαναλήψεις συνεχίζουν μέχρι να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια. Το n/n_0 , σε κάθε βήμα της γενικής επαναληπτικής μεθόδου, υπολογίζεται από την (2.23). Αν επιλεγεί η γραφική μέθοδος επίλυσης, τότε μπορεί από το

Σχήμα 2.1 να υπολογιστεί άμεσα ο λόγος y/D , χωρίς να μεσολαβήσει ο υπολογισμός της γωνίας θ .

2.13. ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ

Μαζί με τα λύματα συμπαρασύρονται διάφορα ευμεγέθη υλικά, τα οποία είναι δυνατό να φράξουν τους σωλήνες, αν η διατομή τους είναι πολύ μικρή. Κατά συνέπεια οι διατομές των σωλήνων είναι απαραίτητο να μην είναι μικρότερες από ορισμένα ελάχιστα όρια. Συγκεκριμένα, για καθεμία περίπτωση από τις παρακάτω, η διάμετρος του αγωγού πρέπει να μην είναι μικρότερη από:

- Ø150mm για ιδιωτικές συνδέσεις.
- Ø150mm για συνδέσεις φρεατίων υδροσυλλογής.
- Ø200mm για αγωγούς λυμάτων (βαρύτητας).
- Ø250mm για αγωγούς ομβρίων.
- Ø250mm για τους αγωγούς του παντορροϊκού συστήματος.

Στις ελληνικές προδιαγραφές (Π.Δ. 696/1974, άρθρο 209, παρ.6β) καθορίζονται οι παρακάτω ελάχιστες επιτρεπόμενες διάμετροι αγωγών:

- Ø200mm για τα δίκτυα ακαθάρτων.
- Ø400mm για τα δίκτυα ομβρίων.

Οι μικρότερες διατομές εντός των οποίων είναι δυνατό να συρθούν εργάτες είναι η κυκλική Ø800mm και η ωοειδής Ω600×900mm.

Οι κυκλικοί αγωγοί θεωρούνται βατοί για διαμέτρους $\geq \text{Ø}1000\text{mm}$, οι δε ωοειδείς όταν η διατομή τους είναι μεγαλύτερη της Ω700×1050mm.

Οι ελληνικές προδιαγραφές (Π.Δ. 696/1974, άρθρο 209, παρ.6β) δεν επιτρέπουν τη χρησιμοποίηση ωοειδών αγωγών μικρότερων διαστάσεων της διατομής Ω600×900mm.

2.14. ΜΕΓΙΣΤΑ ΠΟΣΟΣΤΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Όπως προαναφέρθηκε, στην Ελλάδα οι αγωγοί αποχέτευσης σχεδιάζονται να λειτουργούν ως αγωγοί με ελεύθερη επιφάνεια, δίνοντας περιθώριο ασφαλείας στον αγωγό για την αποφυγή αφενός της λειτουργίας του υπό πίεση και αφετέρου των ασταθειών ροής. Επιπλέον, το τμήμα της διατομής του αγωγού, που παραμένει ελεύθερο, διασφαλίζει τον αερισμό των λυμάτων. Αυτό επιτυγχάνεται:

- α) με τη συνεχή μεταβολή της στάθμης των λυμάτων μέσα στους αγωγούς,
- β) με τη διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ λυμάτων και ατμοσφαιρικού αέρα και

γ) με την επικοινωνία με τον εξωτερικό αέρα μέσω των εσωτερικών δικτύων αποχέτευσης των οικοδομών.

Στους ελληνικούς κανονισμούς προβλέπονται τα κάτωθι ποσοστά πλήρωσης των αγωγών αποχέτευσης κυκλικής διατομής:

- | | |
|---|-------|
| ■ αγωγοί ακαθάρτων $\varnothing \leq 400\text{mm}$ | → 50% |
| ■ αγωγοί ακαθάρτων $400 < \varnothing \leq 600\text{mm}$ | → 60% |
| ■ αγωγοί ακαθάρτων $\varnothing > 600\text{mm}$ και λοιπές διατομές | → 70% |
| ■ αγωγοί ομβρίων | → 70% |

Τέλος, για τον έλεγχο παροχετευτικότητας παλαιών αγωγών γίνεται δεκτό ποσοστό πλήρωσης 80%.

2.15. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΚΛΙΣΕΙΣ

Ο περιορισμός των ταχυτήτων κάτω από ορισμένα μέγιστα όρια στοχεύει στην αποφυγή της διάβρωσης του πυθμένα των αγωγών, αλλά και τον περιορισμό του εύρους διακύμανσης της ταχύτητας, με σκοπό την αποφυγή ασταθειών ροής σε περιπτώσεις απότομων αλλαγών της. Η διαβρωτική ικανότητα της ροής εξαρτάται από το μέγεθος και την ποσότητα των στερεών υλικών που μεταφέρονται από το ρευστό. Έτσι το καθαρό νερό μπορεί να ρέει με μεγάλες ταχύτητες της τάξης των 12m/s, χωρίς να προκαλεί διάβρωση σε επιμελώς επενδυμένους αγωγούς από σκυρόδεμα. Στους αγωγούς αποχέτευσης όμως, λόγω της στερεοπαροχής, εμφανίζεται διάβρωση ακόμα και για πολύ μικρότερες ταχύτητες.

Στη διεθνή βιβλιογραφία ασφαλής θεωρείται η ταχύτητα των 3,0m/s, που δεν προκαλεί διάβρωση σε συνήθη υλικά κατασκευής υπονόμων. Οι ελληνικές προδιαγραφές (Π.Δ. 696/1974, άρθρο 209, παρ.6ε) καθορίζουν ως μέγιστη την ταχύτητα των 6,0m/s.

Όσον αφορά στις μέγιστες κλίσεις J_{\max} , οι ελληνικές προδιαγραφές δεν αναφέρουν κάτι σχετικό. Σε γενικές γραμμές όμως, με βάση την εμπειρία, θα μπορούσαν να γίνουν δεκτές οι τιμές της J_{\max} :

- Για αγωγούς συνδέσεως οικιών με το δίκτυο είναι $J_{\max}=1/10-1/15$.
- Για αγωγούς δικτύων και διάμετρο 200 - 600mm είναι $J_{\max}=1/20$.
- Για αγωγούς δικτύων και διαμέτρους μεγαλύτερες των 600mm είναι $J_{\max}=1/30$ έως 1/100.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για επισκέψιμους αγωγούς η μέγιστη κλίση J_{\max} δε θα πρέπει να υπερβαίνει το $1/30$, διότι τότε δεν είναι εύκολο το βάδισμα ή το σύρσιμο σ' αυτούς για εργασίες συντήρησης.

2.16. ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΤΑΧΥΤΗΤΕΣ ΡΟΗΣ ΚΑΙ ΚΛΙΣΕΙΣ

Η εμφάνιση πολύ μικρών ταχυτήτων στους αγωγούς αποχέτευσης έχει αποτέλεσμα την καθίζηση στερεών υλικών στον πυθμένα και την προοδευτική δημιουργία αποθέσεων.

Στα δίκτυα ακαθάρτων η ταχύτητα αυτοκαθαρισμού δε θα πρέπει να επιτυγχάνεται μόνο όταν η παροχή είναι ίση με την παροχή σχεδιασμού, αλλά και σε μικρότερες τιμές της αυτής. Θεωρείται συνήθως ικανοποιητικό να επιτυγχάνεται η ταχύτητα αυτοκαθαρισμού για τη μέση ταχύτητα στην αρχή της περιόδου της λειτουργίας του δικτύου. Όμως αυτή η απαίτηση δεν είναι δυνατό να ικανοποιείται πάντοτε, ιδιαίτερα σε τριτεύοντες αγωγούς ακαθάρτων που λειτουργούν με πολύ μικρές παροχές ακόμα και στην περίοδο αιχμής. Σε τέτοιες περιπτώσεις προβλέπεται περιοδική πλύση των αγωγών με κατασκευή κατάλληλων φρεατίων πλύσης, ή με άλλους τρόπους.

Λόγω των πρακτικών δυσκολιών επίτευξης ικανοποιητικών συνθηκών αυτοκαθαρισμού για όλες τις κυμαινόμενες συνθήκες ροής, αντί της απαίτησης της ελάχιστης ταχύτητας χρησιμοποιείται συχνά η απαίτηση της ελάχιστης κλίσης.

Κατά τη διαστασιολόγηση των αγωγών αποχέτευσης, κατά κανόνα ακολουθείται η κλίση του εδάφους, δηλαδή κάθε αγωγός τοποθετείται παράλληλα με τη μηκοτομή του οδοστρώματος. Αυτό όμως δεν είναι δυνατό σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως όταν οι δρόμοι έχουν πολύ μικρές κλίσεις ή είναι πρακτικά οριζόντιοι, ή ακόμη όταν σε ορισμένες περιπτώσεις η χάραξη ακολουθεί κλίση αντίθετη με αυτή του εδάφους. Σε όλες αυτές τις προαναφερθείσες περιπτώσεις οι αγωγοί τοποθετούνται με την ελάχιστη κλίση, η οποία εξασφαλίζει ικανοποιητική ταχύτητα για αυτοκαθαρισμό. Εάν σε αντίθετη περίπτωση η φυσική κλίση είναι πολύ απότομη, για να αποφευχθούν μεγάλες ταχύτητες, ακολουθείται βαθμιδωτή χάραξη των αγωγών με κλίση μικρότερη αυτής του οδοστρώματος.

Οι ελληνικές προδιαγραφές (Π.Δ. 696/1974, άρθρο 209, παρ.6στ) συνιστούν οι ελάχιστες κλίσεις των αγωγών να καθορίζονται με τρόπο ώστε η ταχύτητα που αντιστοιχεί στο 10% της παροχευτικότητας του αγωγού ($Q/Q_0 = 0,1$) να υπερβαίνει τα $0,30\text{m/s}$, προκειμένου για αγωγούς ακαθάρτων ή τα $0,60\text{m/s}$ για αγωγούς ομβρίων.

Οι τιμές των ελάχιστων ταχυτήτων για πλήρη ροή που αντιστοιχούν στις ανωτέρω ταχύτητες των Ελληνικών προδιαγραφών είναι 0,56m/s για αγωγούς ακαθάρτων ή τα 1,11m/s για αγωγούς ομβρίων.

Η ελάχιστη κατασκευαστικά κλίση ενός αποχετευτικού αγωγού είναι 0,80m/km ή 0,8‰ (Metcalf and Eddy, 1981), όμως θα πρέπει να τονιστεί ότι η εφαρμογή κλίσεων μικρότερης των 2m/km θα πρέπει να αποφεύγεται.

2.17. ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

Τα έργα κοινής ωφέλειας (Δ.Ε.Η., Ο.Τ.Ε., ύδρευση, αποχέτευση) κατασκευάζονται στους δρόμους και τους λοιπούς κοινόχρηστους χώρους των πόλεων. Προκειμένου η κατασκευή τους να είναι ευχερής, είναι σκόπιμο να καθορίζεται εκ των προτέρων η ακριβής θέση των έργων αυτών στη διατομή των οδών βάσει ειδικών προδιαγραφών. Δυστυχώς στην Ελλάδα ανάλογες προδιαγραφές δεν υφίστανται. Συνεπώς, σε κάθε περίπτωση, η θέση των υπονόμων καθορίζεται ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες (πλάτος οδού, ύπαρξη άλλων έργων κοινής ωφέλειας κ.λπ.). Ειδικότερα κατά τη χάραξη των αγωγών θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

- α. Ο αγωγός ακαθάρτων τοποθετείται κατά κανόνα στον άξονα της οδού ή παραπλήσια αυτού προκειμένου το μήκος των ιδιωτικών συνδέσεων και από τις δύο πλευρές της οδού να είναι ίδιο. Με αυτόν τον τρόπο το απαιτούμενο βάθος του αγωγού είναι το μικρότερο δυνατό, καθώς αυτό εξαρτάται από το γινόμενο του μήκους L επί την επιτρεπόμενη κλίση J των ιδιωτικών συνδέσεων.
- β. Σε δρόμους με πλάτος μεγαλύτερο των 30m, προκειμένου να αποφευχθούν τα μεγάλα μήκη των ιδιωτικών συνδέσεων και τα μεγάλα βάθη εκσκαφών, τοποθετούνται κατά κανόνα δύο αγωγοί (ένας σε κάθε πλευρά) σε απόσταση ενός έως δύο μέτρων από τα κράσπεδα των πεζοδρομίων.
- γ. Στην περίπτωση του χωριστικού συστήματος, οι αγωγοί ομβρίων τοποθετούνται ψηλότερα και παραπλεύρως των αγωγών ακαθάρτων.
- δ. Αποφεύγεται βασικά η τοποθέτηση αγωγών ομβρίων πάνω από τους αγωγούς ακαθάρτων επειδή είναι επικίνδυνη η κατασκευή των αγωγών ομβρίων σε έδαφος που έχει πρόσφατα επιχωματωθεί. Επίσης, στην περίπτωση αυτή η επισκευή του δικτύου ακαθάρτων είναι προβληματική.
- ε. Αποφεύγεται η τοποθέτηση αγωγών ακαθάρτων κοντά σε αγωγούς του δικτύου ύδρευσης, λόγω του ότι υφίσταται κίνδυνος διαρροών και μόλυνσης του ύδατος του δικτύου ύδρευσης. Γι' αυτό το λόγο, οι αγωγοί ακαθάρτων τοποθετούνται σε μεγαλύτερο βάθος από αυτό των αγωγών ύδρευσης.

2.18. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΠΛΑΤΕΙΑΣ ΧΡΗΜΑΤΙΣΤΗΡΙΟΥ

Αγωγός	Ανάντη κόμβος	Κατάντη κόμβος	Διάμετρος Αγωγού	Μήκος αγωγού	Υψόμετρο πυθμένα ανάντη	Υψόμετρο πυθμένα κατάντη	Κλίση Αγωγού J	Βάθος πυθμένα ανάντη	Βάθος πυθμένα κατάντη	Ποσοστό πλήρωσης h/H	Ταχύτητα V	Παροχή Q	Οδός
			mm	m	m	m	m/m	m	m	-	m/s	m³/s	-
Κλάδος OB - 4													
OB - 4.2 : OB - 4.1	OB - 4.2	OB - 4.1	400	35,00	3,80	3,56	0,00686	1,40	2,28	0,32	0,70	0,024	ΟΡΦΑΝΙΔΟΥ
OB - 4.1 : OB - 4	OB - 4.1	OB - 4	400	46,00	3,56	3,24	0,00696	2,28	3,69	0,50	0,90	0,057	ΟΡΦΑΝΙΔΟΥ
Κλάδος OB - 3													
OB - 3.1 : OB - 3	OB - 3.1	OB - 3	400	36,00	6,11	5,33	0,02167	1,40	1,40	0,47	1,53	0,087	ΤΑΝΤΑΛΙΔΟΥ
Κλάδος OB													
OB - 9 : OB - 8	OB - 9	OB - 8	400	50,00	7,60	7,18	0,00840	1,40	1,40	0,37	0,84	0,035	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 8 : OB - 7	OB - 8	OB - 7	400	50,00	7,18	6,78	0,00800	1,40	1,40	0,49	0,95	0,058	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 7 : OB - 6	OB - 7	OB - 6	400	30,00	6,78	6,40	0,01267	1,40	1,55	0,69	1,43	0,133	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 6 : OB - 5	OB - 6	OB - 5	400	39,00	6,40	5,76	0,01641	1,55	1,54	0,70	1,63	0,153	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 5 : OB - 4	OB - 5	OB - 4	600	38,00	5,56	5,33	0,00605	1,74	1,60	0,54	1,14	0,177	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 4 : OB - 3	OB - 4	OB - 3	600	19,00	3,04	2,95	0,00474	3,89	3,78	0,68	1,14	0,234	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 3 : OB - 2	OB - 3	OB - 2	800	36,00	2,75	2,65	0,00278	3,98	3,40	0,61	1,00	0,325	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OB - 2 : OB - 1	OB - 2	OB - 1	800	34,00	2,65	2,55	0,00294	3,40	2,86	0,61	1,03	0,334	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
Κλάδος OA - 11.1													
OA - 11.1.2 : OA - 11.1.1	OA - 11.1.2	OA - 11.1.1	400	17,00	7,40	7,26	0,00824	1,40	1,64	0,21	0,62	0,012	
OA - 11.1.1 : OA - 11.1	OA - 11.1.1	OA - 11.1	400	30,00	7,26	7,05	0,00700	1,64	2,25	0,36	0,75	0,030	ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΟΥ
Κλάδος OA - 11													
OA - 11.2 : OA - 11.1	OA - 11.2	OA - 11.1	400	15,00	7,95	7,84	0,00733	1,40	1,46	0,23	0,61	0,014	ΠΑΪΚΟΥ
OA - 11.1 : OA - 11	OA - 11.1	OA - 11	400	52,00	6,85	6,49	0,00692	2,45	1,96	0,52	0,92	0,061	ΠΑΪΚΟΥ
Κλάδος OA - 8													
OA - 8.2 : OA - 8.1	OA - 8.2	OA - 8.1	400	45,00	6,28	5,70	0,01289	1,40	1,40	0,38	1,06	0,047	ΕΡΜΟΥ
OA - 8.1 : OA - 8	OA - 8.1	OA - 8	400	45,00	5,70	5,10	0,01333	1,40	1,40	0,47	1,20	0,069	ΕΡΜΟΥ
Κλάδος OA - 7													
OA - 7.2 : OA - 7.1	OA - 7.2	OA - 7.1	400	50,00	5,20	4,80	0,00800	1,40	1,40	0,44	0,90	0,049	ΒΑΣ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ
OA - 7.1 : OA - 7	OA - 7.1	OA - 7	400	50,00	4,80	4,45	0,00700	1,40	1,65	0,56	0,95	0,069	ΒΑΣ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

Κλάδος OA - 5

OA - 5.4 : OA - 5.3	OA - 5.4	OA - 5.3	400	40,00	6,51	6,23	0,00700	1,40	1,42	0,55	0,95	0,067	ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ
OA - 5.3 : OA - 5.2	OA - 5.3	OA - 5.2	400	35,00	6,23	5,95	0,00800	1,42	1,40	0,65	1,10	0,096	ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ
OA - 5.2 : OA - 5.1	OA - 5.2	OA - 5.1	400	37,00	5,95	5,14	0,02189	1,40	1,40	0,56	1,70	0,124	ΤΥΠΟΥ
OA - 5.1 : OA - 5	OA - 5.1	OA - 5	400	35,00	5,14	4,33	0,02314	1,40	1,40	0,60	1,79	0,140	ΤΥΠΟΥ

Κλάδος OA - 4

OA - 4.1 : OA - 4	OA - 4.1	OA - 4	400	60,00	5,40	4,20	0,02000	1,40	1,40	0,46	1,45	0,082	Λεωντος Σοφου
-------------------	----------	--------	-----	-------	------	------	---------	------	------	------	------	-------	---------------

Κλάδος OA - 2.7

OA - 2.7.2 : OA - 2.7.1	OA - 2.7.2	OA - 2.7.1	400	35,00	3,59	3,10	0,01400	1,40	1,40	0,38	1,10	0,049	ΑΓΙΟΥ ΜΗΝΑ
OA - 2.7.1 : OA - 2.7	OA - 2.7.1	OA - 2.7	400	29,50	3,10	2,89	0,00712	1,40	1,76	0,48	0,89	0,053	ΑΓΙΟΥ ΜΗΝΑ

Κλάδος OA - 2.3

OA - 2.3.2 : OA - 2.3.1	OA - 2.3.2	OA - 2.3.1	400	20,00	2,71	2,57	0,00700	1,40	1,51	0,67	1,05	0,094	ΕΔΕΣΗΣ
OA - 2.3.1 : OA - 2.3	OA - 2.3.1	OA - 2.3	400	39,50	2,57	1,38	0,03013	1,51	1,40	0,47	1,81	0,106	ΒΙΚΤΩΡΟΣ ΟΥΓΚΩ

Κλάδος OA - 2

OA - 2.8 : OA - 2.7	OA - 2.8	OA - 2.7	400	35,00	4,11	3,25	0,02457	1,40	1,40	0,35	1,39	0,055	ΚΑΤΟΥΜΗ
OA - 2.7 : OA - 2.6	OA - 2.7	OA - 2.6	600	19,00	2,69	2,61	0,00421	1,96	1,73	0,46	0,88	0,112	ΚΑΤΟΥΜΗ
OA - 2.6 : OA - 2.5	OA - 2.6	OA - 2.5	600	35,00	2,61	2,07	0,01543	1,73	1,40	0,34	1,43	0,123	ΚΑΤΟΥΜΗ
OA - 2.5 : OA - 2.4	OA - 2.5	OA - 2.4	600	35,00	2,07	1,72	0,01000	1,40	1,40	0,42	1,28	0,142	ΟΛΥΜΠΙΟΥ ΔΙΑΜΑΝΤΗ
OA - 2.4 : OA - 2.3	OA - 2.4	OA - 2.3	600	35,80	1,72	1,38	0,00950	1,40	1,40	0,42	1,25	0,142	ΟΛΥΜΠΙΟΥ ΔΙΑΜΑΝΤΗ
OA - 2.3 : OA - 2.2	OA - 2.3	OA - 2.2	800	9,00	1,18	1,15	0,00333	1,60	1,65	0,56	1,05	0,302	ΟΛΥΜΠΙΟΥ ΔΙΑΜΑΝΤΗ
OA - 2.2 : OA - 2.1	OA - 2.2	OA - 2.1	800	49,00	1,15	1,01	0,00286	1,65	1,49	0,57	0,98	0,302	ΟΛΥΜΠΙΟΥ ΔΙΑΜΑΝΤΗ
OA - 2.1 : OA - 2	OA - 2.1	OA - 2	800	49,00	1,01	0,87	0,00286	1,49	1,98	0,61	1,01	0,325	ΟΛΥΜΠΙΟΥ ΔΙΑΜΑΝΤΗ

Κλάδος OA

OA - 13 : OA - 12	OA - 13	OA - 12	400	54,00	8,30	7,66	0,01185	1,40	1,40	0,49	1,16	0,072	ΒΑΛΑΩΡΙΤΟΥ
OA - 12 : OA - 11	OA - 12	OA - 11	400	28,00	7,66	7,05	0,02179	1,40	1,40	0,44	1,48	0,079	ΣΥΓΓΡΟΥ
OA - 11 : OA - 10	OA - 11	OA - 10	600	33,50	6,29	6,15	0,00418	2,16	1,70	0,55	0,96	0,151	ΣΥΓΓΡΟΥ
OA - 10 : OA - 9	OA - 10	OA - 9	600	24,00	6,15	6,05	0,00417	1,70	1,42	0,56	0,97	0,157	ΣΥΓΓΡΟΥ
OA - 9 : OA - 8	OA - 9	OA - 8	600	40,00	6,05	5,10	0,02375	1,42	1,40	0,38	1,87	0,182	ΣΥΓΓΡΟΥ
OA - 8 : OA - 7	OA - 8	OA - 7	600	25,00	4,90	4,70	0,00800	1,60	1,40	0,60	1,39	0,247	ΠΛΑΤΕΙΑ ΧΡΗΜΑΤΙΣΤΗΡΙΟΥ
OA - 7 : OA - 6	OA - 7	OA - 6	800	55,00	4,25	4,10	0,00273	1,85	1,70	0,62	1,00	0,329	ΦΡΑΓΚΩΝ
OA - 6 : OA - 5	OA - 6	OA - 5	800	41,00	4,10	3,98	0,00293	1,70	1,75	0,63	1,04	0,343	ΦΡΑΓΚΩΝ
OA - 5 : OA - 4	OA - 5	OA - 4	800	43,00	3,98	3,81	0,00395	1,75	1,79	0,69	1,27	0,468	ΦΡΑΓΚΩΝ
OA - 4 : OA - 3	OA - 4	OA - 3	800	59,00	3,81	2,50	0,02220	1,79	1,40	0,47	2,45	0,563	ΛΕΩΝΤΟΣ ΣΟΦΟΥ
OA - 3 : OA - 2	OA - 3	OA - 2	800	60,00	2,50	1,45	0,01750	1,40	1,40	0,50	2,27	0,573	ΛΕΩΝΤΟΣ ΣΟΦΟΥ
OA - 2 : OA - 1	OA - 2	OA - 1	800	6,00	0,67	0,59	0,01333	2,18	2,01	0,70	2,33	0,872	ΛΕΩΝΤΟΣ ΣΟΦΟΥ