

## BÖLÜM 1

### SU TEMİNİ ve ÇEVRE SAĞLIĞI TESİSLERİ ve SULARIN ÖZELLİKLERİ

#### 1.1 Giriş

İhtiyaç duyulan uygun miktar ve kalitede su temin etme çalışmaları şehirleşme ile başlar. Eski yerleşimlerde bile çoğu kez yeterli miktarda su şehre yakın bir yerden temin edilemediğinden, suyu kaynağından şehre getirmek için akadükölöer inşa edilmekteydi. Bu sistemler, suyu bireysel kullanıcıların ayağına kadar getirmekten ziyade, şehrin bazı merkezi yerlerinde kullanıcılara sunmaktaydı. On sekizinci yüzyılın ortalarına kadar borular; ağaç, kil ve kurşundan imal edilir ve tecrit problemleri olduğundan genellikle basınçlı çalıştırılmazdı. Bu tarihlerden sonra font boruların çok ekonomik bir şekilde imal edilebilmesi, buharlı pompaların gelişmesi ve boru ek yerlerindeki izolasyon tekniklerinin gelişmesi ile su temini tesisleri bireysel kullanıcılara rahatça ulaşabilecek şekilde daha yüksek basınçlarda boyutlandırılmaya başlanmıştır. Su temin sisteminin yeterli miktarda ve içilebilir kalitede su sağlayabilmesi modern şehirler için bir gerekliliktir. Modern bir su temini sistemi, Şekil 1.1 ve Çizelge 1.1’de görüldüğü gibi 6 elemana sahip olabilir.

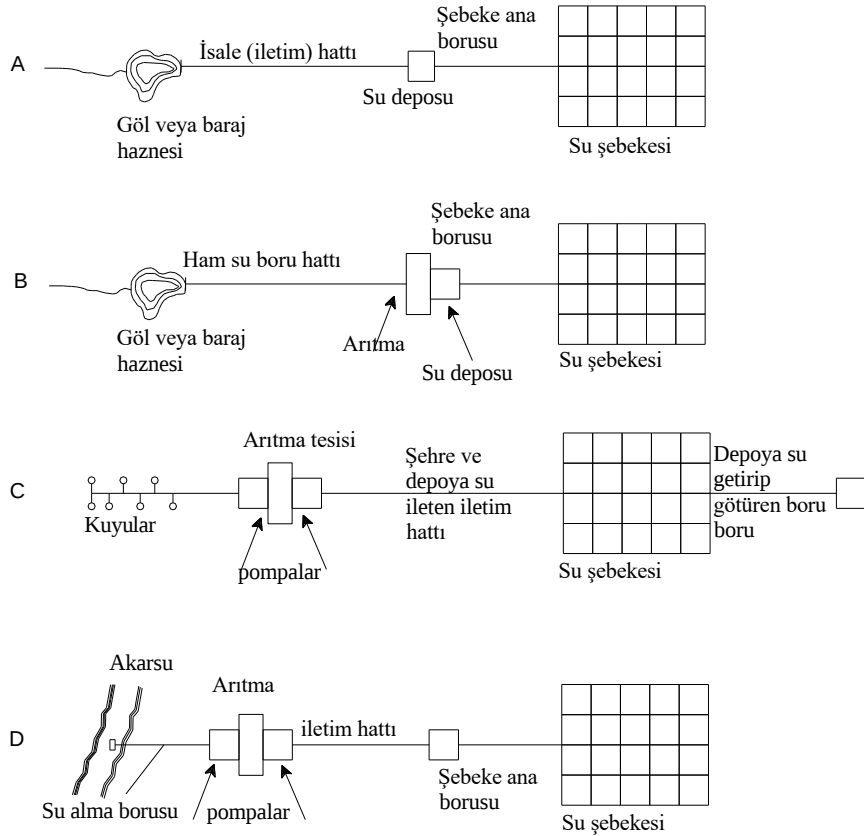
- 1-) Kaynak,
- 2-) Depolama,
- 3-) Arıtma tesisine iletim veya isale hattı,
- 4-) Arıtma tesisi,
- 5-) Arıtma tesisinden şehir su deposuna iletim ve
- 6-) Şehir su dağıtım şebekesi.

Her su temini sisteminde yukarıda sayılan 6 elemanın da bulunması gerekmeyebilir. Mesela yeraltı suyu çoğu kez depolama ve arıtma yapılmadan tüketiciye ulaştırılır. Bazen su kaynağı temiz olduğundan arıtma ihtiyacı olmayabilir.

Çizelge 1.1 Su temini sistemi elemanları ve tarifleri.

| Eleman            | Tarifi                                                                             |
|-------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| Kaynak            | Akarsular, tatlı su ve baraj gölleri gibi yüzeysel su kaynakları veya yeraltı suyu |
| Depolama          | Genellikle su kaynağı yakınlarındaki yüzeysel su depolama tesisleri, rezervuarlar  |
| İsale (iletim)    | Yüzeysel su kaynağından arıtma tesisine iletim                                     |
| Arıtma            | Su kalitesini iyileştirmek için arıtma tesisi                                      |
| İsale ve depolama | Şehrin bir veya daha fazla yerine arıtmadan gelen suyun depolanması ve isalesi     |
| Dağıtım (şebeke)  | Sisteme bağlanan bireysel kullanıcılara suyun teslimi                              |

Şekil 1.1. a’da temiz bir yüzeysel su kaynağından sağlanan su bir iletim hattı ile doğrudan şehir su deposuna ve oradan şebekeye su sağlarken, Şekil 1.1.b’de yüzeysel su kaynağından temin edilen ham su önce bir iletim hattı ile arıtma ünitesine iletilmekte ve depolama da aynı yerde yapılmaktadır. Buradan da şehre verilmektedir. Şekil 1.1.c’de ise ihtiyaç yeraltı suyundan sağlanmakta ve arıtıldıktan sonra iletim hattı ile şehre verilmektedir. Şehirde tüketimin az olduğu saatlerde iletim hattı hem şebekeyi doğrudan beslemekte hem de su fazlası depolanmakta iken, tüketimin fazla olduğu saatlerde iletim hattından gelen ile birlikte depoda biriktirilen su şehre verilmektedir. Şekil 1.1.d’de ise yüzeysel su kaynağı yakınında bulunan arıtma tesisinde su arıtıldıktan sonra terfili iletim hattı ile şehir deposuna suyu ileterek şebekeye vermektedir.



Şekil 1.1 Yerleşim bölgelerine su getiren çeşitli tesisler ve yerleşim şekilleri

## 1.2 İçme Suyunda Bulunması Gereken Özellikler

Doğada bulunan suların içerisinde çözülmüş halde tuzlar, gazlar ve çeşitli büyüklüklerde katı maddeler bulunur ve su hiçbir şekilde saf halde bulunmaz. Havada yoğunlaşan su buharı bile havadaki toz zerrecikleri üzerinde yoğunlaşarak yağmur damlası şeklinde yeryüzüne düşer, yüzeysel su veya yeraltı suyu şeklinde hidrolojik çevrime devam ederken bile kirlenmeye devam eder. Diğer taraftan bu çevrim esnasında suyun toprakta filtrasyon, adsorpsiyon ve iyon değişimi, yüzeysel su kaynaklarında da çökeltme ve diğer aktivitelerle de kirliliklerinin bir kısmı giderilir.

Geri kalanı da içme suyu arıtma tesislerinde giderilerek su, içme ve kullanma amacına dönük arzu edilen kaliteye eriştirilir. Suda bulunan maddeler; yaşayan canlı organizmalar, organik ve inorganik maddeler halinde bulunabilirler. Bu maddelerin hepsi zararlı olmayıp, bazılarının sağlık, estetik ve teknik sebeplerle olmaması arzu edilir. İçme suyunun özellikle canlı organizmalar ve ağır metaller gibi sağlığa zararlı kimyasal maddelerden mutlaka arınmış olması gerekir.

İçme ve kullanma amacıyla temin edilen sularda kullanım amacına göre bir takım özelliklerin bulunması gerekir. Bu sular, fiziksel, kimyasal ve bakteriyolojik açıdan belirli sınırlara sahip olmalıdır.

### 1.2.1 Fiziksel Özellikler

Sıcaklık, koku, tat, renk, berraklık ve buharlaşma kalıntısı suların fiziksel özellikleri olarak sıralanabilir. İçme suyunda arzu edilen sıcaklık 7-12°C olup, sınır değerleri 5-15°C civarındadır. Sudaki koku genellikle humus, demir, hidrojen sülfür ve organik maddelerden ileri gelir. Sulara karışan fenoller ve yağlar kötü koku ve tada yol açar. İçme ve kullanma suyu mümkün mertebe kokusuz olmalıdır.

Suyun tadı bilhassa demir, tuz, hidrojen sülfür ve organik maddelerin karışımından kaynaklanır. İçme suyu taze tadı vermelidir. Suya renk veren maddeler demir, kil, lem veya organik maddelerdir.

Sudaki bulanıklığa kil ve demir karışımı sebep olur. Su berrak ve iç açıcı olarak görünmelidir. Sağlık açısından mahsurlu değildir. Ancak, tekstil sanayi gibi bazı sanayi türlerinde arzu edilmez. Ayrıca, organik madde bulunması halinde içme suyu olarak zararlı olabilir.

Su buharlaştığında bıraktığı kalıntı beyaz olmalıdır. Demirli sular sarımsı buharlaşma kalıntısı, organik madde karışmış su ise koyu renk bir buharlaşma kalıntısı bırakır.

### 1.2.2 Kimyasal Özellikler

Suda çeşitli bileşikler halinde bulunan demir, mangan, kalsiyum, magnezyum, agresif karbonik asit, hidrojen ve hidroksil iyonları, çözünmüş oksijen, azot ve klor bileşiklerinin miktarı suyun kimyasal bakımdan özelliklerini gösterir. Bunlar aşağıda özetlenmiştir.

**Demir:** Demir;  $\text{FeCO}_3$ ,  $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$ ,  $\text{FeSO}_4$  veya humuslu bileşikler halinde suda bulunur. Genellikle  $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$  şeklinde suda bulunarak hava ile temas kurması halinde  $\text{Fe}(\text{OH})_3$  şeklinde çöker. Bundan dolayı demir yumruları oluşur. Demirli sular mürekkep kokar ve çamaşırlarda pas izi bırakır.

**Mangan:** Mangan suda genellikle demirle beraber  $Mn(HCO_3)_2$ ,  $MnSO_4$  ve humuslu mangan bileşikleri şeklinde bulunur. Demir gibi mangan da genellikle  $Mn(HCO_3)_2$  şeklinde suda bulunur.  $Fe^{++}$  tuzlarına nazaran, Mn bileşikleri oksijen karşısında daha stabildir. Demir bakterileri gibi mangan bakterileri de borularda birikerek tıkanmalara sebep olabilir. Ayrıca suyun kokmasına da sebep olur.

**Sertlik:** Suyun sertliği sudaki kalsiyum ve magnezyum bileşiklerinden ileri gelir. Birim olarak çeşitli sertlik derecesi kullanılır. Bunlar; Alman, Fransız ve İngiliz sertlik dereceleridir. [1 Alm. Sertliği (10 mg/l CaO), 1 Fr. Sertliği (10 mg/l  $CaCO_3$ ), 1 İng. Sertliği (7 mg/l  $CaCO_3$ )]. Sertlik daha çok endüstri suları için önemlidir. Örneğin tekstil ve boya sanayi çok yumuşak su arzu eder.

**Karbonik asit:** Karbonik asit, serbest ( $CO_2$ ), bağlı  $CaCO_3$  ve  $(Ca(HCO_3)_2)$  şekillerinde bulunur. Reaksiyon denklemi  $CaCO_3 + CO_2 + H_2O \rightleftharpoons Ca(HCO_3)_2$  şeklindedir. Sularda agresifliğe yol açar ve boruların aşınmasına ve kısa zamanda zarar görmesine sebep olurlar.

**PH:** Su içindeki  $H^+$  iyonu konsantrasyonunun (-) logaritmasına PH denir. Doğal suların PH derecesi içindeki bağlı ve serbest  $CO_2$  oranına bağlıdır. PH değerine göre sular; PH=7 nötr, PH<7 asidik ve PH>7 bazik özellik gösterirler.

**Oksijen:** Oksijenin agresif  $CO_2$  ile aynı zamanda bulunması durumunda demir ve kurşun için çözücü olabilir. Bu durum sağlık açısından tehlikelidir.

**Hidrojen Sülfür:** Kükürt,  $H_2S$  (hidrojen sülfür) olarak suda bulunur ve suda kötü kokuya sebep olur. Bu sebeple içme suyu olarak kullanılamaz.  $H_2S$ , organik çürüme ve derin su tabakalarından kükürt karışımı sebebiyle ortaya çıkar.

**Azot Bileşikleri:** Sudaki azot, amonyak ( $NH_3$ ), nitrit ( $NO_2$ ) ve nitrat ( $NO_3$ ) bileşiklerinden meydana gelir. Amonyak; azotlu organik maddelerin çürümesi ve insan veya hayvan atıklarındaki mikroorganizmaların metabolizma faaliyetleri, humuslu topraktaki nitratın indirgenmesi veya nitratın  $CO_2$  ve kükürtlü ortamda indirgenmesi ile meydana gelir.

Nitrit ( $NO_2$ ), suyun insanlar ve hayvanlar tarafından kirletildiğinin göstergesidir. Demirli kuyu sularında görülür.

Nitrat ( $NO_3$ ), toprakta azot ihtiva eden organik maddelerin son ürünüdür (Minerilizasyon). Diğer kirleticilerin bulunmaması durumunda (Nitrit, amonyum tuzları) nitrat çoğu bakımdan hijyenik olarak mahzurlu değildir. Genellikle, eski kuvvetli zemin kirliliğinin bir göstergesidir.

**Klor Bileşikleri:** Kaya tuzlarının aşınması sonucu ortaya çıkar. Suyun tadını etkiler. Klorit,  $NaCl$ ,  $MgCl_2$  ve  $CaCl_2$  bileşikleri şeklindedir.

Ayrıca suda arsenik, kadmiyum, krom, kurşun, cıva ve baryum gibi zehirli maddeler ve radyoaktifler bulunmamalıdır.

Arsenik sinir sistemi bozukluklarına yola açar ve felç oluşturur. Civanın vücutta birikmesiyle, baş ağrısı ve diş eti iltihapları görülür. Ruhsal bozukluklar ve hafıza kayıplarına yol açar. Kadmiyum ve bileşikleri ise susuzluk hissi, boğazda kuruma, asabiyet, ve kuvvetli öksürüğe yol açar. Kromun ülser, bronşit, akciğer ve böbrek rahatsızlıklarına yol açtığı bilinmektedir. Kurşun ve bileşikleri, iştahsızlık, karın ağrısı, felç ve duyu bozukluklarına sebep olurlar. Baryum, kas ve adale sistemine zararlı tesirleri görülür.

### 1.2.3 Bakteriyolojik Özellikler

Suda, özellikle kirlenmiş suda bakteriler bulunur ve çeşitli hastalıklara yol açarlar. Sudaki zararlı mikroorganizmaları yok etmek için en etkili yol klorla dezenfeksiyondur. Bu mikroorganizmalar bir taraftan çeşitli kirlilikleri ayrıştırarak tasfiye etmekte, tekrar inorganik maddeler haline dönüştürmekte, diğer taraftan patojen (hastalık yapan) cinsleri de canlılarda hastalık meydana getirmektedir. Bakterilerin çoğalma kabiliyeti oldukça yüksektir. İnsan ve hayvan artıkları, dağılan bitkiler mikroorganizmalar için çok iyi bir yaşama ortamıdır. Diğer taraftan hasta vücutlardan da bol miktarda hastalık mikrobu yeryüzüne verilmektedir. Bundan dolayı bir ortamda bakteri sayısı ne kadar azsa, hastalık yapan mikropların bulunması ihtimali o kadar azdır. Hastalığa yol açan mikroorganizmaların bakteriyolojik muayeneleri zordur. Bu sebeple, bakteriyolojik muayene için bazı indikatör mikroorganizmaların tespiti yapılır. İndikatör mikroorganizmalar, coliform bakterisi (E Coli), streptococcus feacalis ve Clostridium Perfringens sporlarıdır. Bunlardan en çok kullanılanı E.Coli basilidir. Bir suda E Coli bakterisinin olması, su içine herhangi bir şekilde hayvan ve insan pisliğinin karıştığını gösterir. Coli basillerin kendileri patojen değildir. Fakat bulundukları ortamda patojen mikropların bulunması ihtimali yüksektir. Bakteriyolojik muayene için sudaki koloni sayısı tespit edilir.

Numune, mümkünse musluktan alınmalıdır. Önce musluk ağzı bir ispirto ocağı veya benzeri ile yakılır. Sonra önceden sterilize edilmiş kap içerisine su alınır. Böylece sonuca olumsuz yönde etkileyebilecek dış kirlenmelere engel olunmuş olur. Numune kabı bir pamuk veya benzeri tıkaçla tıkanır. Mümkün mertebe serin yerde muhafaza edilen numune, kısa süre içinde tahlil edilmelidir. Aksi takdirde yüksek sıcaklık ve uzun süre bekleme su içindeki bakterilerin çoğalmalarını, bunun sonucunda da hatalı neticelere sebep olur. Jelatin kültür, üstü muhafazalı dik duran bir kap içine konur. 10 cm<sup>3</sup> civarında numune konarak karıştırılır ve 22 °C'de 48 saat bekletilir. Neticede meydana gelen bakteri kolonileri büyüteçle sayılır.

## BÖLÜM 2

### SU İHTİYAÇLARI VE NÜFUS TAHMİNİ

#### 2.1 Su İhtiyaçları

Su getirme tesislerini projelendirmek için mevcut ve gelecekteki su ihtiyaçlarının bilinmesi gereklidir. Bir şehrin su ihtiyacı kullanıcıların doğal yapısına göre genellikle aşağıdaki gibi sınıflandırılırlar:

1. Evsel su ihtiyaçları: Konutların içme, kullanma, temizlik, araba ve bahçe sulama gibi ihtiyaçlarını kapsar. Tüketicilerin sosyo-ekonomik durumuna göre 75-380 l/NG (litre/nüfus/gün) civarındadır. Tüketicilerin az olduğu küçük yerleşim yerlerinde toplam tüketimin yaklaşık %50'sini evsel ihtiyaçlar oluşturur. Özellikle tarımsal faaliyetlerin yoğun olduğu kırsal yerleşimlerde küçük ve büyükbaş hayvanların ihtiyaçları da önemli yer tutar ve hayvan nüfusu eşdeğer nüfusa dönüştürülerek evsel ihtiyaçlara ilave edilir.
2. Ticari ve Endüstriyel Su İhtiyaçları: Fabrika, büro ve depolar gibi ticari ve endüstriyel kurumların su ihtiyacını kapsar. Sınai tesisler, su ihtiyaçlarını şehir şebekesinden alıp almamalarına göre şehir su temini sistemlerine önemli derecede etki ederler. Bu ihtiyaçların miktarı evsel ihtiyaçların %200'ne kadar çıkabilir. Bu gibi tesislerin su ihtiyaçları üretim tipine göre birim üretim, çalışan sayısı veya kurulu alan gibi faktörlere göre tayin edilirler. Birim ihtiyaçlarda üretim şemasına göre ya literatürden ya da yerinde ölçülerek tayin edilir.
3. Resmi kurumların su ihtiyaçları: Okulların, ibadethanelerin, hastanelerin, itfaiye kurumunun ve belediye hizmetlerinin (Cadde yıkama, sokak çeşmeleri, park ve bahçe sulaması v.s.) ihtiyaçlarını kapsar. Resmi hizmetler için gereken su ihtiyacı kişi başına 50-75 l/NG civarındadır. Yangın suyu ihtiyacı günlük ortalama tüketime etki etmemesine rağmen anlık pik değerlerine önemli etkisi olmaktadır.
4. Su sistemindeki kaçak ve kayıplar: Bunlar fatura edilemeyen kaçak kullanım, sayaçlardaki okuma hataları ve su şebekesinden sızıntılar şeklinde görülürler. İyi bir işletme, düzenli bir ölçüm ve kalibrasyonla belirgin bir şekilde azaltılabilir.

#### 2. 2 Su Kullanımına Etki Eden Faktörler

Su tüketiminin yerel dağılımı; şehrin büyüklüğüne, endüstrinin varlığına, suyun kalitesine, fiyatına ve şebeke basıncına; nüfusun sosyal, kültürel ve ekonomik karakterine ve suyun ölçümüne bağlıdır. Bunlar ana hatları ile aşağıda sıralanmıştır.

- 1-) Şehrin Büyüklüğü: Küçük şehirlerde çok fazla önemli olmamasına rağmen, büyük şehirlerde endüstri tarafından kullanılan önemli miktardaki su kişi başına su tüketiminin artmasına yola

açar. Ayrıca bazı küçük yerleşimlerde kanalizasyon sisteminin olmaması tüketimi azaltırken, kanalizasyon sistemi olan şehirlerde daha fazla su tüketildiği görülür.

2-) Endüstriyel ve Ticari faaliyetler: Su tüketimine önemli ölçüde etki edebilir. Şehrin nüfusu ile doğrudan bir ilişkisi yoktur. Şehirde gelecekte planlanan endüstri tipi, birim imalat için su kullanım miktarı vs etkilere bağlıdır. Bazı sanayi tesisleri ihtiyaçlarını başka kaynaklardan doğrudan sağlayabilir. Ticari sahalardaki su tüketimi ise doğrudan iş sahasındaki işgücü sayısına bağlıdır. Bazen ticari alanlarda su miktarı alanın büyüklüğüne göre 10-15 l/m<sup>2</sup>/G alınır. Türkiye’de sanayi büyüklüğü ve tipine göre birim hektar alan için 0.5-1.5 L/s.ha olarak göz önüne alınmaktadır.

3-) Nüfusun sosyal, kültürel ve ekonomik durumu: Nüfus yapısı da su tüketimine önemli oranda etki eder. Sosyal refahın yükselmesi su tüketimini arttırdığı gibi çamaşır ve bulaşık makinesi gibi teknolojik ev aletlerinin kullanımının artması su tüketimini azaltabilir.

4-) Suyun Ölçülmesi: Bireysel tüketicilere verilen suyun ölçülebilir olması su tüketimini %50 civarında azaltabilir. Suyun ölçülmemesi, tüketicinin daha savurgan olmasına ve daha fazla su tüketmesine yol açar.

5-) Diğer Faktörler: İklim, suyun kalitesi, sistemdeki basınç ve süreklilik su tüketimini etkiler. Kuru ve sıcak havalarda daha fazla banyo ihtiyacı dolayısıyla su tüketimi artar. Soğuk havalarda borularda patlaklar oluşarak su kaçaklarına yola açar. Su kalitesinin düşük olması su tüketimini azaltır. Şebeke basıncının yüksek tutulması sızıntı kayıplarını arttırarak su tüketimini yükseltir. Şebeke basıncının azaltılması ile kişi başına %6 civarında tüketim azalmasına yol açabilir.

### 2.3 Birim Su Tüketimi

Kişi başına düşen su tüketimleri mevsimlik, günlük ve hatta saatlik değişim gösterir. Bir insanın bir yılda harcadığı toplam su miktarı 365’e bölünürse kişi başı ortalama günlük tüketim ( $q_{ort}$ ) elde edilir ve litre/gün/kişi (l/NG) cinsinden ifade edilir. En sıcak mevsimin en sıcak gününde bir kişi tarafından harcanan 24 saatlik su miktarına ise maksimum günlük su tüketimi denir ve  $q_{mak}$  olarak gösterilir. En sıcak ayın en sıcak gününün en çok su kullanılan (örneğin öğleyin) saatine göre hesaplanan günlük su tüketimine ise maksimum saatlik tüketim denir ve  $makq_{mak}$  olarak gösterilir. Yurdumuzda yapılan projelerde maksimum günlük tüketim ortalama tüketimin yaklaşık olarak 1.5 katı, maksimum saatlik tüketim de maksimum günlük tüketimin 1.5 katı olarak dikkate alınır. Buna göre,  $q_{mak} = 1.5q_{ort}$  ve  $makq_{mak}=1.5q_{mak}$  olur. Pik katsayıları yerleşimin tüketim alışkanlıklarına göre değiştiğinden en doğrusu proje bölgesinde tespit edilmelidir. İstanbul’da pik katsayıları İSKİ 1,3 olarak alınmaktadır. Çizelge 5.1’de yeni yönetmelikte verilen pik saatlik faktörler görülmektedir. Ülkemizde kabul edilen kişi başı günlük

ortalama su tüketimleri de Çizelge 2.1’de, çeşitli endüstriyel birimler için birim üretim başına özel su tüketimleri Çizelge 2.2’de verilmişlerdir.

Hidrolik tasarıma temel teşkil edecek evsel su tüketim verileri, evsel kullanıma tahakkuk ettirilen miktarlara göre kararlaştırılabilir. Tahakkuk verileri elde edilemiyorsa, Çizelge 2.1’de verilen değerler ve proje yapılacak bölgenin nüfusu, sosyo-ekonomik durumu ve iklimi gibi faktörler göz önüne alınarak kişi başına ortalama günlük su tüketimi belirlenir.

Endüstriler, ticarethaneler ve hizmet binalarındaki su ihtiyaçları hesaplanarak toplam su ihtiyacı tahmin edilmelidir. Endüstriyel (ticari) su ihtiyacı için, proje yapılan bölgede mevcut tahakkuklarda elde edilen veriler kullanılır. Mevcut değilse, benzer bölgelerdeki veriler kullanılmalıdır. Mevcut tüketim verileri yoksa, organize sanayi bölgeleri için birim su tüketimi 0,4 L/sn.ha alınabilir. Proje bölgesinde mevcut veya planlanan tüm turistik tesislerin sayısı, nitelikleri ve yatak kapasiteleri göz önünde bulundurularak, su tüketimi günübirlik turist sayısı baz alınarak belirlenir. Proje bölgesinde hayvan besiciliği yapılıyorsa, hayvan su ihtiyaçları da su tüketiminin belirlenmesinde dikkate alınır. Hayvan besiciliği için su ihtiyacı hayvan başına günlük tüketim olarak kabul edilmeli ve hayvan sayısına göre belirlenmelidir.

Evsel tüketim haricindeki su ihtiyaçları için birim tüketim değerleri Çizelge 2.2’de verilmiştir. Özel su ihtiyacı için pik faktörler belirlenirken tesislerin kapasiteleri ve iklimsel şartlar gibi faktörler de dikkate alınmalıdır.

İçme suyu hesaplarında Çizelge 2.2’deki değerler maksimum günlük pik katsayısı ile çarpılmalıdır. Gelecekteki nüfusu 300000’e kadar olan yerleşimlerde Çizelge 2.2’deki değerlere yol, bahçe sulaması, park, pazaryeri, oto, okul, hastane, mezbaha, otel, hamam, hastane, çamaşırhane, dükkan, inşaat v.b. yerlerin ihtiyaçları ve temizlenmesi için tüketilecek su miktarları da dahildir. Ancak su miktarını etkileyecek büyüklükte tesislerin ihtiyaçları ayrıca ilave edilmelidir.

Çizelge 2.1 Nüfus başına ortalama günlük su tüketimleri,  $q_{ort}$  (İçme ve kullanma suyu temini ve dağıtım sistemleri hakkında yönetmelik ve ekleri, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, 2017)

| Nüfus (N, kişi)              | Evsel su ihtiyacı ( $q_{ort}$ , L/kişi.gün)* |
|------------------------------|----------------------------------------------|
| $\leq 50.000$                | 80 – 100                                     |
| $> 50.000$ ve $\leq 100.000$ | 100 – 120                                    |
| $> 100.000$                  | 120 – 140                                    |

\* Bu değerler tavsiye niteliğinde olup, büyükşehir belediyeleri/belediyelerin evsel su tüketim değerleri dikkate alınarak belirlenmelidir.

Şehrin nüfusu arttıkça saatlik tüketimdeki salınımlar azalır. Haftanın günlerine göre de su tüketimi değişiklik gösterir. Bu değişimde gelenek, görenek, turizm ve endüstrinin mevsimlik çalışması rol oynar. Buna göre evsel su ihtiyacı;

$$Q_{iht} = (q_{mak} N_{n\u00fcs} ) / 86400 \quad (1/s) \quad (2.1)$$

olarak elde edilir. B\u00fcy\u00fck \u015fehirlerde gerek yoksa da k\u00f6y ve k\u00fc\u00e7\u00fck kasabalarda hayvan su ihtiya\u00e7\u0131 \u00f6nemli miktarda oldu\u011fundan ayrıca hesaba katılması gerekir. B\u00fcy\u00fck ba\u015f hayvan i\u00e7in 50 l/g\u00fcn/hayvan, k\u00fc\u00e7\u00fck ba\u015f hayvan i\u00e7in 15 l/g\u00fcn/hayvan ve askeri garnizonlarda her ara\u00e7 i\u00e7in 50 l/g\u00fcn/ara\u00e7 alınabilir. Buna g\u00f6re hayvan su ihtiya\u00e7\u0131;

$$Q_{hay}=(N_b50+N_k15)/86400 \quad (2.2)$$

olur. Burada,  $N_b$ , b\u00fcy\u00fck ba\u015f hayvan ve  $N_k$ , k\u00fc\u00e7\u00fck ba\u015f hayvan sayısıdır. Civardaki pınar, kuyu, dere ve g\u00f6l gibi su kaynaklarından hayvan su ihtiya\u00e7\u0131n\u0131n kar\u015fılanması halinde hayvan su ihtiya\u00e7\u0131 hesaplara katılmayabilir. Ayrıca iklim \u015fartlarına g\u00f6re t\u00fcketim de\u011ferleri artırılabilir.

$Q_{end}$ , L/s cinsinden end\u00fcstri su ihtiya\u00e7\u0131 olmak \u00fczere beldenin toplam su ihtiya\u00e7\u0131  $Q$  a\u015fa\u011fdaki gibi olur ;

$$Q=Q_{evsel.iht}+Q_{hayvan}+Q_{end} \quad (L/s) \quad (2.3)$$

\u00c7izelge 2.2 \u00c7e\u015fitli birimlerde ki\u015fi ba\u015fına ortalama g\u00fcnl\u00fck su t\u00fcketimi (\u0130\u00e7me ve kullanma suyu temini ve da\u011fıtım sistemleri hakkında y\u00f6netmelik ve ekleri, \u00c7evre ve \u015ehircilik Bakanlı\u011f\u0131, 2017)

| Özel su ihtiya\u00e7\u0131                                             | Su ihtiya\u00e7\u0131 (L/g\u00fcn) |
|------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|
| Havaalanı (ki\u015fi ba\u015fı)                                        | 10 – 20                            |
| Hamam (ki\u015fi ba\u015fı)                                            | 100                                |
| Pansiyon (ki\u015fi ba\u015fı)                                         | 190                                |
| Fabrika (i\u015f\u00e7i ba\u015fı)                                     | 100                                |
| Otel (yatak ba\u015fı)                                                 | 250 – 600                          |
| Hastane (yatak ba\u015fı)                                              | 250 – 600                          |
| Restoran (ki\u015fi ba\u015fı)                                         | 10 – 25                            |
| Yatılı okul (\u00f6\u011frenci ba\u015fı)                              | 150                                |
| Okul (\u00f6\u011frenci ba\u015fı)                                     | 25 – 95                            |
| Kışla (asker ba\u015fı)                                                | 100                                |
| Y\u00fczme havuzu (m <sup>2</sup> ba\u015fı)                           | 500                                |
| Sinema-tiyatro (koltuk ba\u015fı)                                      | 20                                 |
| Ara\u00e7 yıkama (ara\u00e7 ba\u015fı)                                 | 50                                 |
| B\u00fcy\u00fckba\u015f hayvan besicili\u011fi (hayvan ba\u015fı)      | 50                                 |
| K\u00fc\u00e7\u00fckba\u015f hayvan besicili\u011fi (hayvan ba\u015fı) | 15                                 |
| Tavuk-\u00f6rdek hindi besicili\u011fi (hayvan ba\u015fı)              | 0,25                               |
| Mezbaha (b\u00fcy\u00fckba\u015f hayvan ba\u015fı)                     | 300 – 400                          |
| Mezbaha (k\u00fc\u00e7\u00fckba\u015f hayvan ba\u015fı)                | 150 – 300                          |

Kayıtlardan elde edilen verilerden, t\u00fcketime verilen su miktarı ile tahakkuka ba\u011flan su miktarı tespit edilerek ka\u00e7ak kullanım ve fiziki kayıp oranı belirlenmeye \u00e7alışılır. Bunun m\u00fcmk\u00fcn

olmaması ya da belirlenen bu oranın % 30'un üzerinde olması halinde proje başlangıç yılı için kayıp kaçak oranı, toplam brüt su ihtiyacının yaklaşık % 30'u olarak alınır.

Yeni yapılacak tesislerde kayıp-kaçak kontrol sistemleri teşkil edilerek kayıp-kaçak oranlarının en az düzeye indirilmesi hedeflenmelidir. Bu oran proje hedef yılı için toplam brüt su ihtiyacının %10-20'si olarak kabul edilir.

## 2.4 Su Tüketimindeki Salınımlar

a) Senelik Salınımlar: Genellikle iklim şartları ile ilgilidir. Serin ve yağışlı senelerde toplam yıllık tüketim daha az, sıcak senelerde ise daha fazladır.

b) Aylık Salınımlar: Bunlar hava şartları, turist akını, fabrikaların sezonluk çalışma durumu v.s ile alakalıdır.

c) Günlük Salınımlar: Günlük salınımlar oldukça farklıdır. Pazar günleri en düşük, diğer günler ise oldukça düzensizdir. Fakat, tesislerin boyutlandırılması için önemlidir. Genel olarak maksimum su tüketimi Mayıs sonu ile Ağustos ortasında meydana gelir. Yaklaşık olarak maksimum günlük su tüketimi ortalama günlük tüketimin 1.3~2.0 katı arasında değişir.

d) Saatlik Salınımlar: Burada 0-6 saatleri arası en az su tüketilen zaman aralığıdır. 6-18 saatleri arasında günlük suyun büyük bir kısmı harcanır. Gece yarısına kadar da tüketim tedricen azalır. Maksimum saatlik su tüketimi, ortalama günlük tüketimin 1.6-3.0 katı kadardır. Küçük yerleşim bölgelerinde bu salınım daha belirgindir. Çünkü halkın çoğunun sosyo-ekonomik ve kültürel yapısı benzerlik gösterir. Hep aynı saatlerde su kullanılır. Bu değerler ortalama 1.5 olarak alınabilir. Sonuç olarak:

$q_{ort}$ =Günlük tüketim ortalaması (yıllık ortalama) (L/NG)

$q_{mak}$ =Günlük maksimum su tüketimi (yıl içinde görülen) (L/NG)

$q_{mak}=1.5q_{ort}$

$makq_{mak}$ = Maksimum saatlik tüketim= $1.5q_{mak}$  (yıl içinde en fazla tüketimin olduğu saat) (L/NG)

$makq_{mak} = 2.25q_{ort}$

$makq$  maks önce saatlik olarak (L/sa) belirlenir daha sonra 24 saat ile çarpılarak (L/NG) aynı birime dönüştürülür. Maksimum saatlik pik katsayıları yeni yönetmelikte nüfusa göre belirlenmiştir (Çizelge 5. 1).

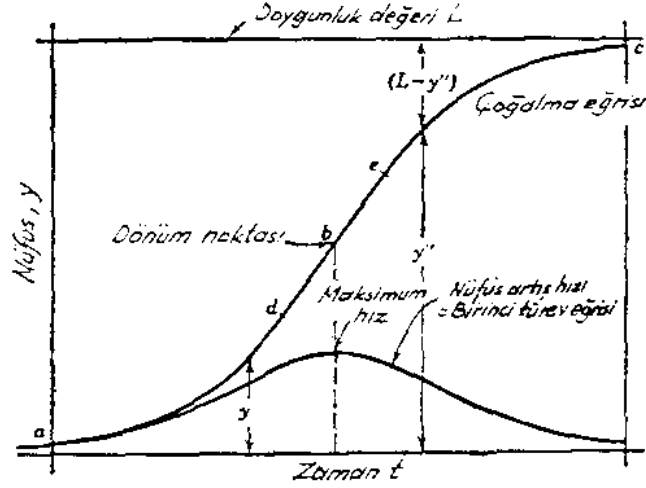
## 2.5 Tesis Projelendirme Debileri

Bir içme suyu tesisinde depoya kadar, depo dahil, tüm tesisler maksimum günlük su tüketimine ( $q_{mak}$ ), depodan sonraki kısımlar ise maksimum saatlik tüketime ( $makq_{mak}$ ) göre hesaplanır. Su alma (kaptaj) yapısı, arıtma (tasfiye) tesisi, su iletim (isale) hattı ve şebeke ana borusu debileri

hesaplanırken günde 24 saat sürekli su akacağı düşünülür. Terfi (pompaj) halinde su, pompa çalışma süresince akacağından isale hattı debisi bu süreye göre hesaplanır. Eğer arıtma tesisi de pompanın çalışmasına bağlı ise o da pompa çalışma müddetine göre hesaplanır. Debi genellikle L/s olarak bulunur. Şebeke ana borusu hesabında yangın ve münferit çok su harcayan tesis ve bölgeler için ayrıca yangın debisi ve özel debi de hesaba katılır.

## 2.6 Nüfus Tahmin Metotları

Su ihtiyacının belirlenebilmesi için yerleşimin gelecekteki nüfusunun belirlenmesi gerekir. Gelecekteki su ihtiyacının nüfus artışı ile doğrudan ilişkili olması gerektiği düşünülebilir, ancak bu çoğu kez doğru değildir. Gelecekteki su ihtiyacı sadece nüfus artışına bağlı olmayıp proje süresi boyunca toplumun ekonomik seviyesinde meydana gelecek değişim, nüfus yoğunluğu, şehirleşme mertebesi, su fiyatındaki politikalar, devletin yerel ve genel politikaları, doğal afetler, şebeke basıncı ve su kalitesi gibi pek çok faktör su ihtiyacına etki eder. Mesela nüfus yoğunluğu bakımından doygunluğa yaklaşmış bir yerleşim bölgesinin geçmiş nüfus artışlarından hareketle gelecekteki nüfusunun belirlemek hangi metot kullanılırsa kullanılsın hatalı sonuç verebilir. Meydana gelecek bir doğal afet nüfus hareketlerine yol açabilir. Dolayısıyla, gelecek nüfus tahmini ile gelecek su tüketimini tayin etmek ve buna göre tesisleri boyutlandırmak için dikkatli olmak gerekir. Bununla beraber herhangi bir şehrin nüfus karakteristiği S şeklinde bir eğri çizer. Şekil 2. 1’de yatay ekseninde zaman ve düşey ekseninde nüfus olmak üzere bir şehrin nüfus artış eğrisi görülmektedir. Bu eğrinin herhangi bir noktasında çizilen teğetin eğimi o anki nüfus artış hızını verir ( $dN/dt=tg\alpha$ ). Başlangıçta nüfus artış hızı çok yavaş iken zamanla hızlanarak b noktasına gelindiğinde en büyük değerine ulaşır. a ve b arasında artan hızda bir nüfus artışı vardır. b noktasından sonra nüfus artış hızı azalır ve c noktasına gelindiğinde nüfus doygunluğa ulaşarak artış hızı durur. Şekil 2.1’de görüldüğü gibi nüfus artış hızı zamanla asimptotik olur. Yeni iskana açılan bir bölgede artan hızda bir nüfus artışı gözlenirken (ab eğrisi), büyük bir şehirde arsa yetersizliği, sosyal tıkanmalar veya doğal afetler gibi sebeplerle azalan hızda (bc eğrisi) bir nüfus artışı ile karşılaşılabilir. Bazı yerlerde de nüfus artış eğrisinin lineer kaldığı da (aritmetik artış) görülür. Aşağıda bazı nüfus artış metotları incelenecektir.



Şekil 2. 1. Nüfus artış eğilimleri

### 2.6.1 Aritmetik artış metodu

Bu metotta eşit zaman aralıklarında eşit sayıda nüfus artışının olduğu kabulünden hareket edilir. Buna göre aritmetik artışa göre gelecek nüfus,

$$N_G = N_S + k_a(t_G - t_s) \quad (2.4)$$

bağıntısından elde edilir.

Burada;  $k_a = \frac{(N_S - N_i)}{(t_s - t_i)}$  olarak elde edilen aritmetik nüfus artış katsayısıdır. Diğer

parametreler;

$N_S$  = Son nüfus,

$N_i$  = İlk nüfus,

$t_s$  = Son nüfus sayımının yapıldığı yıl,

$t_i$  = İlk nüfus sayımının yapıldığı yıl,

$N_G$  = Gelecekteki nüfus (tahmin edilecek nüfus),

$t_G$  = Gelecekteki nüfusu tahmin edilecek yıl.

olarak verilmektedir.

### 2.6.2 Geometrik Artış Metodu (İller Bankası Metodu)

Logaritmik artış da denilen bu metotta nüfustaki birim zamandaki artış yani artış hızı o anki nüfus sayısı ile orantılıdır. Yani:

$$\frac{dN}{dt} = k_g N$$

Burada  $k_g$  geometrik nüfus artış katsayısıdır. Bu bağıntı, geometrik artışın gerçekleştiği  $N_i$  ve  $N_s$  nüfusları arasında entegre edilirse,

$$\int_{N_i}^{N_s} \frac{dN}{N} = k_g \int_{t_i}^{t_s} dt ,$$

$$[\ln N]_{N_i}^{N_s} = k_g [t]_{t_i}^{t_s}$$

bulunur. Buradan,

$$k_g = \frac{\ln N_s - \ln N_i}{t_s - t_i}$$

elde edilir. Bu ifade 10 tabanına göre yazılırsa,

$$k'_g = \frac{\log N_s - \log N_i}{t_s - t_i}$$

elde edilir. Gelecekteki nüfus için ise,

$$\log N_g = \log N_s + \frac{(\log N_s) - (\log N_i)}{t_s - t_i} (t_g - t_s) \quad (2.5)$$

bulunur. Aritmetik artış basit faize, logaritmik artış bileşik faize benzetilebilir. Buradan hareketle Türkiye’de İller Bankası Yöntemi olarak bilinen bileşik faiz denkleminde ulaşılır. Bu metotta da nüfusun geometrik diziye göre arttığı kabul edilir. Bunun için geçmiş yılların nüfus sayımı sonuçlarından yararlanılarak 100 nüfusun bir yılda ne kadar arttığı bulunur ve bu artış P ile gösterilir. Yani 100 nüfus bir senede P kadar artarak 100+P nüfus olmaktadır. Nüfus artış hızı,

$$P = \left( \sqrt[n]{\frac{N_s}{N_i}} - 1 \right) 100 \text{ ve gelecek nüfus,}$$

$$N_G = N_s \left( 1 + \frac{P}{100} \right)^n \quad (2.6)$$

bağıntılarından elde edilir. Burada,

P: Nüfus artış oranı

a=t<sub>s</sub>-t<sub>i</sub>

a: Dikkate alınan ilk nüfus sayımı ile son nüfus sayımı arasındaki yıl farkı.

N<sub>S</sub>: Son nüfus

N<sub>G</sub>: Gelecekteki nüfus

N<sub>i</sub>: İlk nüfus

n=t<sub>G</sub>-t<sub>S</sub> (yıl olarak)

İller Bankası yönetmeliğine göre:

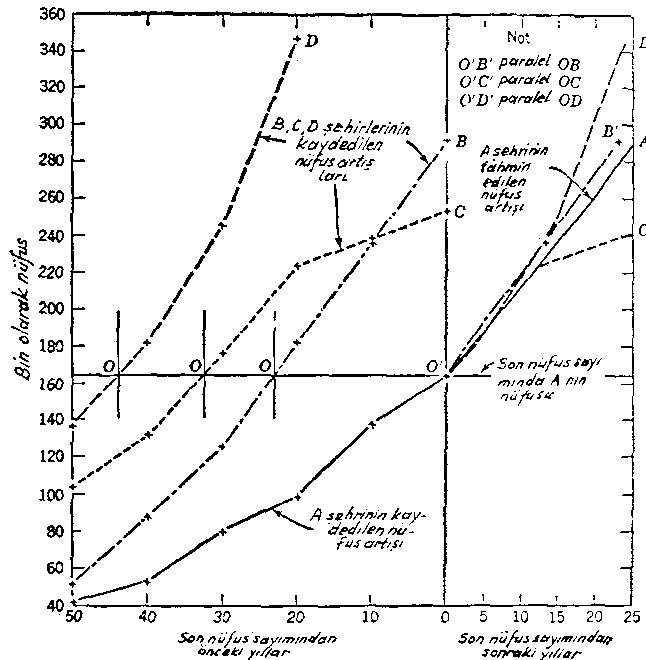
P<1            ise            P=1 alınır

3>P>1        ise            P=P (aynen) alınır.

P>3            ise            P=3 alınır.

### 2.6.3 Benzer Şehirler Metodu

Yatay ekseninde zaman düşey ekseninde nüfuslar gösterilerek çizilen eğriler o şehrin geçmiş nüfus artış eğilimlerini verir. Buradan eğrileri uzatarak geleceğe ait nüfus projeksiyonları oluşturulur. Buna benzer şehirler metodu denir. Gelecekteki nüfusu incelenen şehrin nüfus eğrisi geleceğe doğru uzatılırken; bu şehre benzerlik gösteren fakat ondan daha büyük nüfusa sahip şehirlerin geçmiş nüfus eğrilerinden faydalanılır ve incelenen şehrin gelecekte, kıyaslanan şehirlerin geçmiş nüfus trendlerine uyacağı kabul edilir. Metodun zayıflığı kıyas yapılan zaman dilimlerinin farklılığıdır ve bu zaman dilimlerinde ülkedeki sosyal, kültürel ve ekonomik koşulların oldukça farklılık göstermesidir. Dolayısıyla, benzer şehirler olarak seçilecek şehirlerin ekonomik ve sosyal gelişimini daha önce tamamlamış ve kararlı bir nüfus artış eğilimine gelmiş olması gerekir. Metot için herhangi bir A şehrinin benzeri ve ondan daha büyük B, C ve D gibi şehirlerinin geçmiş nüfusları aynı grafikte işaretlenir (Şekil 2.2). Daha sonra A şehrinin en son tarihteki nüfus değerinden yukarıda kalan diğer şehirlerin nüfus değerleri O noktasına kaydırılarak, söz konusu şehrin ekonomik ve diğer planlamaları dikkate alınarak bunların arasından en uygun OA' gibi bir doğru geçirilir. Böylece elde edilen OA' eğrisi A şehrinin gelecekteki nüfus tahminini ortaya koyar.



Şekil 2.2. Benzer şehir metodu

## 2.7 Proje Süresi

İçme suyu ve kanalizasyon tesisleri belli bir süre sonraki ihtiyacı karşılayacak şekilde yapılır. Bu süre genellikle 20-30 yıldır. Bu süreye proje süresi denir ve yapılacak tesisin proje süresi sonundaki ihtiyaca cevap vermesi gerekir. Projelendirme süresinin seçiminde aşağıdaki faktörler göz önünde tutulur:

1. Aşınma ve yıpranmayı göz önüne alarak tesislerin ve kullanılacak malzemenin faydalı ömrü,
2. Tesislerin yerleşme tarzlarını da göz önünde tutarak bunları kademeli yapmanın ve sayısını artırmanın kolay veya zor olup olmadığı,
3. Ticari ve endüstriyel ihtiyaçlarda meydana gelecek artışları gözeterek nüfusun artış hızı,
4. Alınacak kredinin faizi,
5. Proje süresince enflasyon beklentisi,
6. Tesislerin tam kapasite ile çalıştırılmadıkları ilk yıllardaki işletme şekilleri.

Bu faktörler dikkate alınarak çeşitli su temini ve çevre sağlığı tesislerinin yaklaşık proje süreleri (ömürleri) Çizelge 2.3’de verilmiştir. Türkiye’de su temini ve kanalizasyon tesisleri genellikle 30 yıl sonraki nüfusa hizmet verecek şekilde projelendirilir.

Çizelge 2.3 Su Temini ve Çevre Sağlığı tesisleri Proje Süreleri (G.M.Fair, J.C.Geyer, 1980)

| Yapı Tipi                        | Karakteristik özelliği               | Proje süresi(yıl) |
|----------------------------------|--------------------------------------|-------------------|
|                                  |                                      |                   |
| Büyük barajlar ve kanallar       | Büyütmek zor ve pahalı               | 25-50             |
| Kuyu, şebeke ve filtreler        | İlaveler kolay                       | 10-25             |
| Çapları 30 cm den büyük borular  | Değiştirmek zamanla daha masraflı    | 20-25             |
| Çapları 30 cm den küçük borular  | Sınırlı bir alanda hızla değişebilir | Tam gelişme       |
| Çapları 40 cm den küçük kanallar | Sınırlı bir alanda hızla değişebilir | Tam gelişme       |
| Toplayıcılar,sağanak kanalları   | Genişletilmesi zor ve masraflıdır    | 40-50             |
| Arıtma tesisleri                 | Nüfus artışı ve faiz düşükse         | 20-25             |
|                                  | Nüfus artışı ve faiz yüksekse        | 10-15             |

## 2.8 Nüfus Dağılımı ve Yoğunluğu (Kesafeti)

Bir yerleşimde suyun dağıtılmasında, nüfus yoğunluğunun ve yerleşimdeki farklı iskan tipindeki bölgelerin iskan durumunun, kullanım şeklinin belirlenmesi ve tahmin edilmesi gerekir. Aksi takdirde bazı bölgeler susuz kalırken diğer bölgelerde su fazlalığı görülebilir ve şebeke iyi

işletilemez. Bunun için nüfus yoğunluğu genellikle hektar başına düşen insan sayısı olarak ifade edilir. İmar şekline göre muhtemel nüfus yoğunlukları Çizelge 2.4’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.4 İmar şekline göre nüfus yoğunlukları

| Yerleşim şekli                                                      | Nüfus yoğunluğu (N/ha) |
|---------------------------------------------------------------------|------------------------|
| 1. Konut alanları                                                   |                        |
| a. Tek aileli büyük parseller                                       | 10-40                  |
| b. Tek aileli küçük parseller                                       | 40-90                  |
| c. Çok aileli ikametgahlar                                          | 40-250                 |
| d. Apartmanlar                                                      | 250-2500               |
| 2. İş ve ticaret bölgeleri                                          | 40-80                  |
| 3. Endüstri bölgeleri                                               | 10-40                  |
| 4. Parklar, oyun sahaları ve mezarlıklar hariç genel ortalama değer | 25-120                 |

Bu değerler, tipik imar bloklarının bugünkü ve gelecekteki muhtemel bölünme şeklini imar planlarından analiz etmek suretiyle tayin edilmektedir.

## 2.9 Çözümlü Örnekler

**Örnek 2.1:** Bir kasabanın 1955 nüfusu 12000, 1960 nüfusu 12800 olsun. Buna göre nüfus artışının aritmetik artışa uygun olduğu kabul edilerek kasabanın 1990 nüfusunu hesap ediniz.

$$k_a = \frac{(N_s - N_f)}{(t_s - t_f)} = \frac{12800 - 12000}{1960 - 1955} = 160 \text{ nüfus/yıl olmak üzere,}$$

$$N_G = N_s + k_a(t_G - t_f) = 12800 + 160(1990 - 1960) = 17600 \text{ kişi}$$

elde edilir.

**Örnek 2.2:** Bir şehrin 1950 nüfusu 10000, 1960 nüfusu 20000 ve 1970 nüfusu 30000 olduğuna göre 2000 yılı nüfusunu bulunuz.

Nüfus her 10 senede 10000 artmakta yani artış aritmetik (lineer) olmaktadır. Buna göre önce 1960-1970 yılları arasında daha sonra 1950-1960 yılları arasında aritmetik artış katsayısını bulalım.

$$k_{a1} = \frac{30000 - 20000}{1970 - 1960} = 1000 \text{ kişi/yıl}$$

ve

$$k_{a2} = \frac{20000 - 10000}{1960 - 1950} = 1000 \text{ kişi/yıl}$$

bulunur. Görüldüğü gibi her iki zaman diliminde de artış katsayıları eşittir. Buna göre  $k_a=1000$  alınırsa 2000 yılı nüfusu,

$$N_G = 30000 + 1000(2000 - 1970) = 60000 \text{ kişi}$$

elde edilir.

**Örnek 2.3.** 1950 nüfusu 10000, 1960 nüfusu 20000 olan bir kentin, 1979 yılından itibaren 30 yıl sonrasındaki nüfusunun ne olacağını geometrik artışa göre hesaplayınız.

$$P = \left( \sqrt[a]{(N_g / N_m)} - 1 \right) \text{ idi, Burada}$$

$$a = 1960 - 1950 = 10 \text{ yıl, } N_i = 10000, \quad N_s = 20000 \text{ olduğuna göre;}$$

$$(P = 100 \left( \sqrt[10]{(20000 / 10000)} - 1 \right) = 7,18$$

bulunur. İller Bankasına göre  $P = 3$  alınmalı ve gelecekteki nüfus buna göre bulunmalıdır. Buna göre, 1979 yılında sonraki 30 yıl sonra yani  $n = (1979 - 1960) + 30 = 49$  yıl sonra (1960 nüfusu  $N_s = 20000$  için),

$$N_g = N_s \left( 1 + \frac{P}{100} \right)^n = 20000 \left( 1 + \frac{3}{100} \right)^{49} = 85125 \text{ bulunur.}$$

## BÖLÜM 3

### YERALTI SUYU, HİDROLİK ESASLARI VE ALINMA ŞEKİLLERİ

#### 3.1 Menba Suları (Pınarlar)

Yeraltı suyunun zemin yüzeyine akan veya kendiliğinden yeryüzüne çıkan kısmına pınar (menba) adı verilir. Pınarlar, münferit noktalar etrafında toplanan veya nispeten uzun hatlar boyunca yayılı durumda yere çıkan menbalar veya nehir, göl veya denizlerin tabanından çıkan su altı pınarları halinde olabilirler.

Birçok şekilde meydana gelen menbalar oluş sebebine, kaya yapısına, debisine ve sıcaklık derecelerine göre aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilir.

(a) Pınarları besleyen akifer şekline göre; serbest su yüzeyli ve basınçlı naptan çıkan, cazibe (yer çekimi) ve artezyen (basınçlı) akışlı pınarlar.

(b) Boşlukların karakterine göre; sızma veya filtrasyon (süzülme) pınarları, çatlak (damar) pınarları veya kalker boşlukları, karstik pınarları.

(c) Debilerine göre; En küçüğü 0.5 l/dk olmak üzere menbalar 8 dereceye ayrılmıştır.

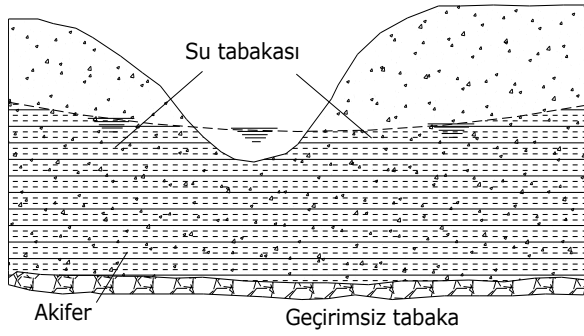
(d) Sıcaklıklarına göre; Soğuk (ılık) ve sıcak (termal) menbalar. Hidrostatik basınç altında akan sulardan meydana gelen cazibe pınarları aşağıdaki tipleri ihtiva ederler:

- Yeraltı su yüzeyi ile yeryüzünün kesiştiği yerlerde teşekkül eden talveg (vadi) ve yamaç pınarları,
- Yeraltı suyuna taban teşkil eden geçirimsiz tabakanın yamacı kestiği yerden yeryüzüne çıkan tabaka veya tesviye pınarları,
- Yeraltı suyu ile irtibatlı olan geçirimsiz kaya yarık ve çatlaklarından çıkan sulardan oluşan savak pınarları,
- Kalker boşluklarında meydana gelen karstik pınarlar.

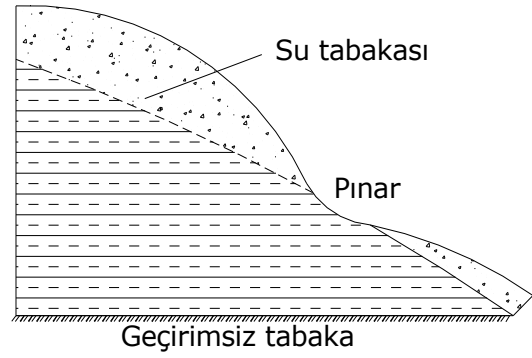
Şimdi bu son dört grupta toplanan basınçsız (serbest akışlı) pınarlarla basınçlı (artezyen) pınarların karakter ve özelliklerini gözden geçirelim.

##### 3.1.1 Talveg ve Yamaç Pınarları

Arazi içinde mevcut bir yarık veya çöküntü ile yeraltı suyu düzeyinin kesiştiği noktalardan çıkan yeraltı sularına talveg pınarı denir (Şekil 3.1). Bu tip pınarlar genellikle vadi tabanından daha aşağıda bulunan geçirimsiz bir tabaka üzerinde biriken yeraltı suyunun talvegden yukarı çıkmasıyla meydana gelir. Bu çıkış noktası zemin yamacında bulunduğu taktirde yüzeye çıkan yeraltı suyuna yamaç pınarı adı verilir (Şekil 3.2).



Şekil 3.1 Talveg (vadi) pınarı

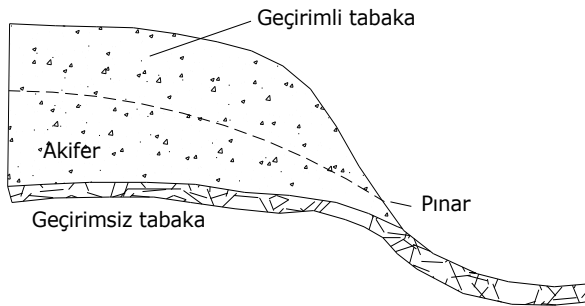


Şekil 3.2 Yamaç pınarı

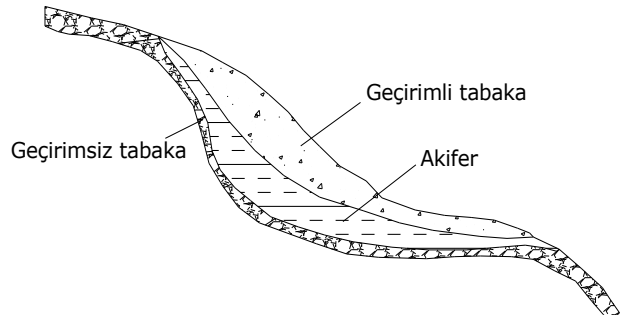
### 3.1.2 Tesviye (Tabaka) Pınarları

Su taşıyan bir tabakanın zemin yamaçlarını kestiği noktalarda meydana gelen menbalara tesviye pınarları denir (Şekil 3.3). Bu pınarları karakterize eden nokta, menbayı besleyen napa taban vazifesi gören geçirimsiz tabaka yüzeyinin yeryüzüne çıkmasıdır. Taban yüzeyi, yeni devirlerde meydana gelmiş taşlar, şev döküntüleri ve yığıntı konilerinden oluşmuş ise, bu malzeme içerisinde meydana gelen napların beslediği menbalar döküntü pınarları ismini alır (Şekil 3.4).

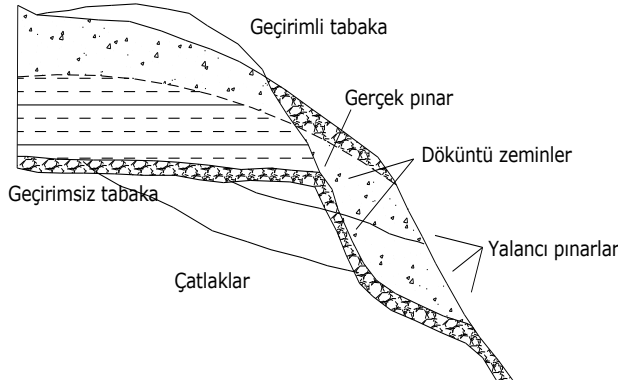
Döküntü tipi pınarların debileri genellikle az olduğundan fazla önemli değildir. Eskiden oluşmuş bir tabakanın kenarından bir kaynak halinde akan ve aktığı kısmın alt tarafındaki şev döküntüleri arasına girerek bu döküntü yığınının eteğinden çıkan yalancı pınarlar tesviye veya döküntü pınarları ile karıştırılmamalıdır. Bu gibi hallerde geçirimsiz zeminin vadi yamacını kestiği (p) noktasında pınar görünmez, (P<sub>1</sub>) gibi bir noktadan çıkar (Şekil 3.5) ve buna yalancı veya zahiri pınar adı verilir.



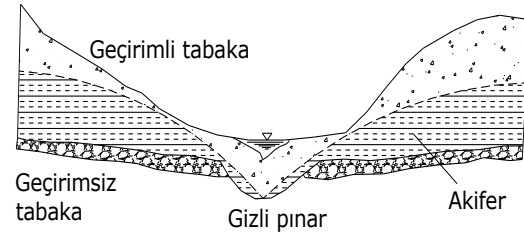
Şekil 3.3 Tesviye pınarı



Şekil 3.4 Döküntü pınarı



Şekil 3.5 Yalancı pınar

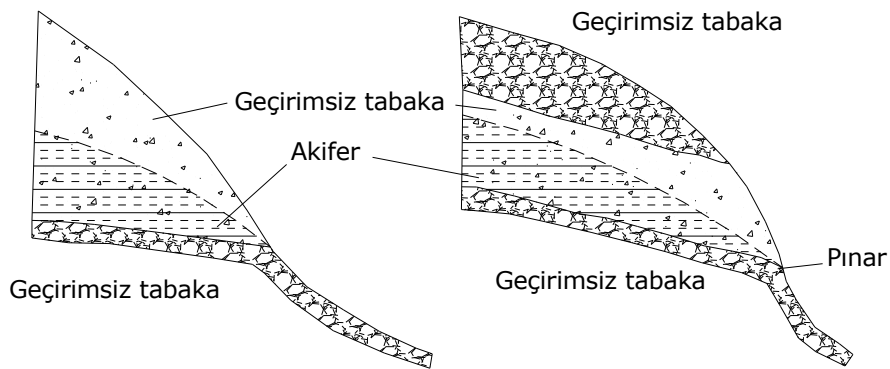


Şekil 3.6 Gizli pınar

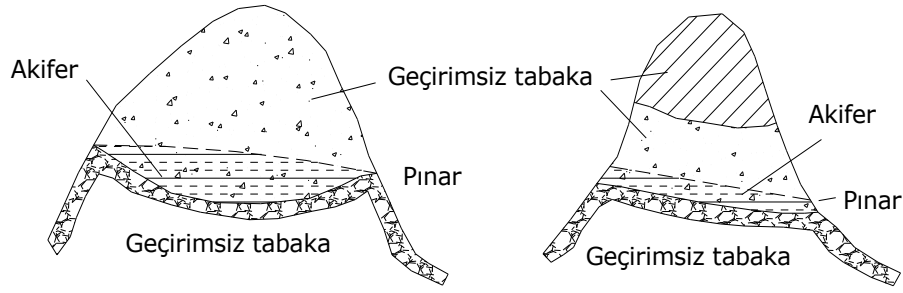
Burada, gerçek pınar döküntü zemin kitlesi altında bulunan ve dışardan görünmeyen (p) noktasındadır. Eğer geçirimsiz zemin vadi yamaçlarını mevcut bir dere veya göl yatağının altında keserse, pınarlar yeryüzüne çıkmazlar ve böylece dere yatağının altında akan yeraltı nehri veya deresini beslerler (Şekil 3.6). Bu şekilde meydana gelen menbalara yeraltı, gizli veya görünmeyen pınarlar denir. Taban yüzeyleri yeraltı suyunun akış doğrultusunda monoklinal geçirimsiz tabakalardan oluşan yeraltı sularının beslediği menbalara nehir tipi veya monoklinal pınarlar denir (Şekil 3.7).

Taban yüzeyleri yeraltı suyu hareketi doğrultusunda antiklinal ise göl tipi veya antiklinal pınarlar meydana gelir (Şekil 3.8). Herhangi bir yeraltı suyunun tabanı antiklinal şeklinde olduğunda, bu taban yüzeyinin yeryüzünü kestiği hat boyunca pek çok sayıda pınarlar teşekkül edebilir. Bunlar savak pınarlarına da örnek teşkil edebilir.

Şayet yeraltı napının tabanı bir yeraltı vadisi şeklinde olursa, bu vadi talvegi ile zemin yüzeyinin kesiştiği noktada kümeli bir pınar merkezi meydana getirir.



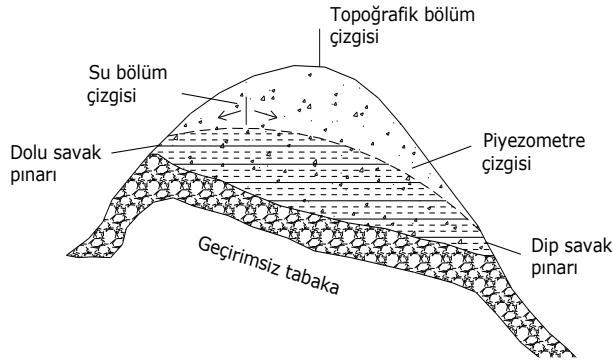
Şekil 3.7 Monoklinal (göl tipi) pınarlar



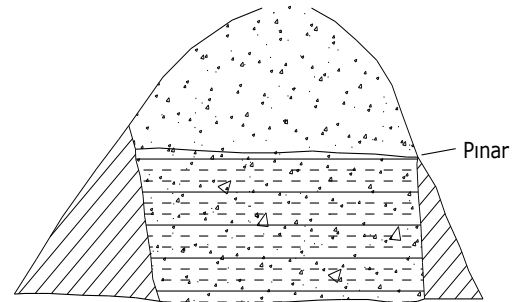
Şekil 3.8 Antiklinal (göl tipi) pınarlar

### 3.1.3 Savak Pınarları

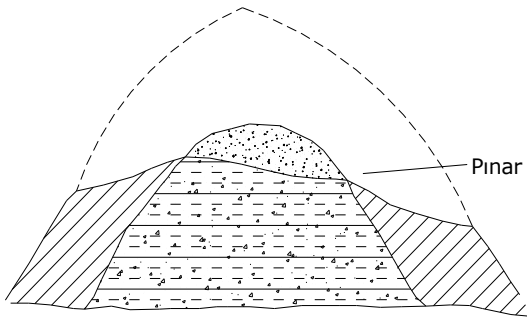
Bölgeyi karakterize eden etkin yeraltı geçirimsiz tabakası yerine başka bir geçirimsiz tabaka üzerinde toplanarak belirli bir seviyeye ulaşınca savaklanmak suretiyle yer yüzüne çıkan yeraltı sularının teşkil ettiği pınarlara savak pınarları denir. Şekil 3.9’da bu tarzda üstten (dolu savak pınarı) ve alttan (dip savak pınarı) çıkan iki pınar görülmektedir. Düşeye yakın doğrultudaki monoklinallerden meydana gelen savak pınarları Şekil 3.10’da ve üst kısmı aşınmış antiklinallerde teşekkül eden savak pınarları Şekil 3.11’de gösterilmiştir. Üst kısmı sonradan dolmuş bir fayda meydana gelen savak pınarları (Şekil 3.12) ile geçirimsiz bir tabakanın geçirimli bir tabakayı kısmen örtmesi sonucu oluşan savak pınarları Şekil 3.13’de gösterilmiştir.



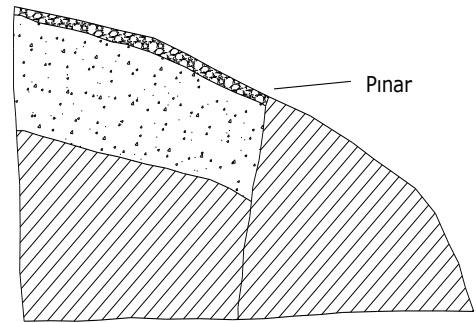
Şekil 3.9 Dolu savak ve dip savak pınarı



Şekil 3.10 Monoklinal savak pınarı

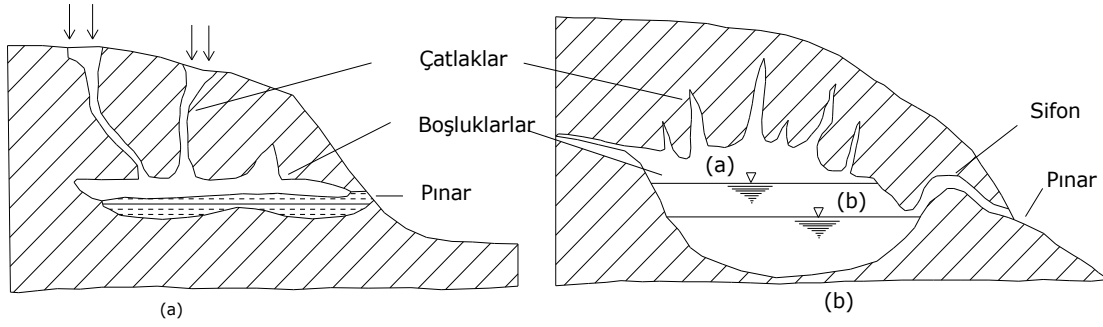


Şekil 3.11 Antiklinal savak pınarı



Şekil 3.12 Fay kırığında oluşmuş savak pınarı

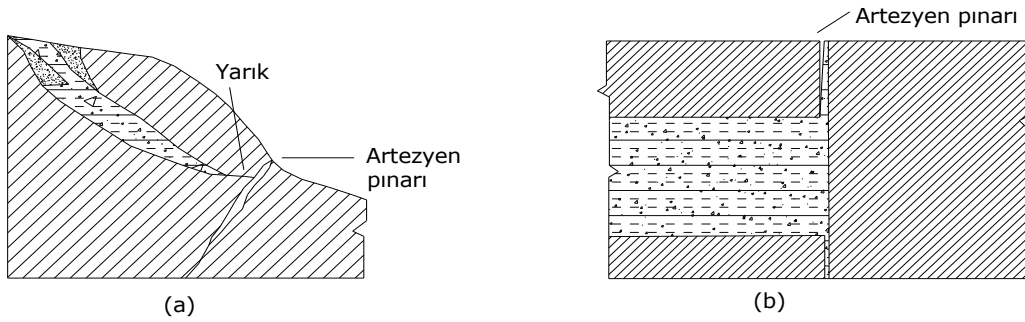




Şekil 3.15 Kalker boşluk pınarları

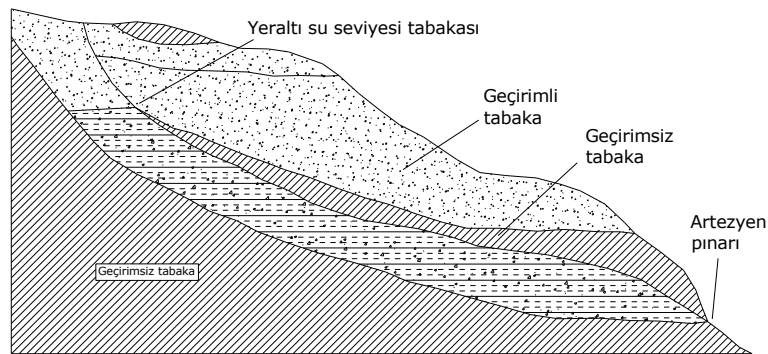
### 3.1.5 Artezyen Pınarları

Bu tipteki pınarlar bir artezyen nap (basınçlı yeraltı suyu) üzerinde uzanan geçirimsiz bir yarık veya çatlaktan (Şekil 3.16.a) ve geçirimsiz bir tabakadaki faydan (Şekil 3.16.b) dışarı çıkarlar. Artezyen kaynakları menbadan uzakta olan geniş bir su toplama havzasına sahiptirler ve su kaynaktan yeryüzüne basınç altında çıkar (Şekil 3.17).



Şekil 3.16 Kaya çatlaklarında oluşan artezyen pınarları

Eğer drenaj alanı genişse artezyen pınarından çıkan suyun debisi de fazla olacaktır. Kaynağın ağzında bulunan ve suyun akımını önleyen engeller temizlenirse artezyen pınarının debisi arttırılabilir. Kaynak ağzının tıkanması halinde ise artezyen pınarı yeryüzüne çıkmadan bir yer altı nehrine karışır. Bu olaya en fazla kalkerli ve kurak kumsal bölgelerde rastlanır.



Şekil 3.17 Artezyen pınarı

### 3.2 Su Alma Tesisleri

Su kaynağında suyu toplamak ya da derlemek için inşa edilen yapılara su alma yapıları veya kısaca kaptaj denir. Su alma tesisleri yeraltı ve yüzeysel su kaptajları olmak üzere ikiye ayrılabilir. Yer altı suyu kaptajları; kuyular, galeriler, drenaj sistemleri, menba (pınar) kaptajları ve kurudere kaptajları (yeraltı bentleri) olarak sıralanabilir. Suludere kaptajları (yüzeysel su alma tesisleri) ise; akarsular üzerinde inşaa edilen regülatörlerden veya baraj göllerinden doğrudan su alma yapıları ile doğal göllerden su alma tesisleridir. Ayrıca herhangi bir bölgenin veya binanın üzerine düşen yağmur sularını toplamak için inşa edilen su alma tesislerine de sarnıçlar adı verilir. Yüzeysel su alma tesisleri Su kaynakları Mühendisliği dersinin konusu olduğundan burada sadece yeraltı suyu kaptajından bahsedilmiştir.

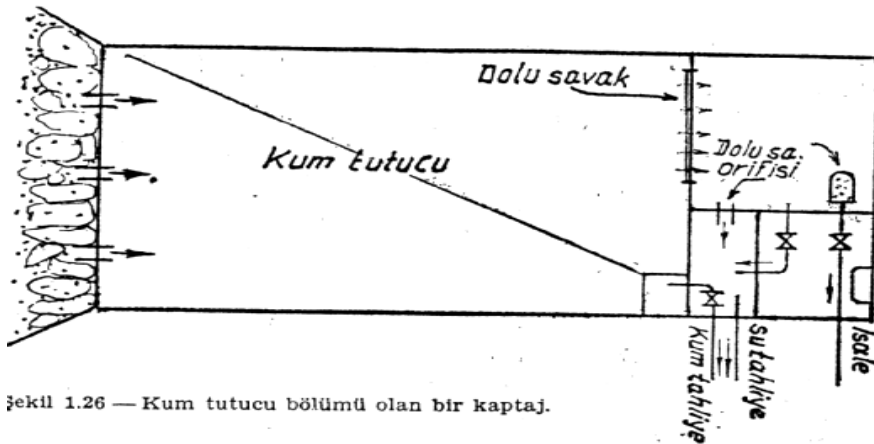
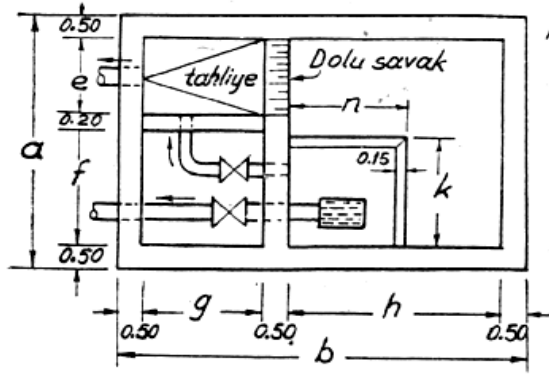
#### 3.2.1 Menba Kaptajları

Bir kaptaj tesisi genel olarak su bölümü, manevra bölümü ve boşaltım (tahliye) bölümlerinden oluşur. Menba suyunun derlenmesinde, suyun çıkış seviyesini mümkün olduğunca korumak gerekir. Suyun kaynaktan çıkış seviyesinden daha büyük bir seviyeye kabartılması halinde ters basınçla suyun geri kaçması; pompaj veya başka şekilde kaynak çıkış seviyesinin altına inilmesi halinde dışarıdan kaynağa yabancı ve kirli suların karışması söz konusu olur. Menba debisi ve kullanılacak iletim hattı çapına göre uygulamada kullanılabilecek menba (pınar) kaptaj ölçüleri Çizelge 3. 1’de verilmiştir. Eğer  $Q \leq 3 \text{ L/s}$  ise 1 adet borulu savak,  $3 < Q \leq 6 \text{ L/s}$  ise 2 adet borulu savak ve  $Q > 6 \text{ L/s}$  ise ince serbest savak konulur.

Eğer kaynaktan temin edilen su kum gibi ayrık taneler içeriyorsa bu gibi kaptajlarda su bölümünün başına bir kum tutucu ilave edilir. Şekil 3.18’de yandan kaynayan (yamaç ve tesviye pınarı) bir menba üzerine yapılmış bir kum tutuculu kaptaj görülmektedir. Şekil 3.19’da ise tabandan kaynayan bir kaynak (talveg pınarı) üzerine yapılan kaptaj tesisi görülmektedir. Kum tutucu boyutları fazla büyük çıktığı takdirde ayrı bir çökeltme havuzu şeklinde teşkil edilmesi gerekir.

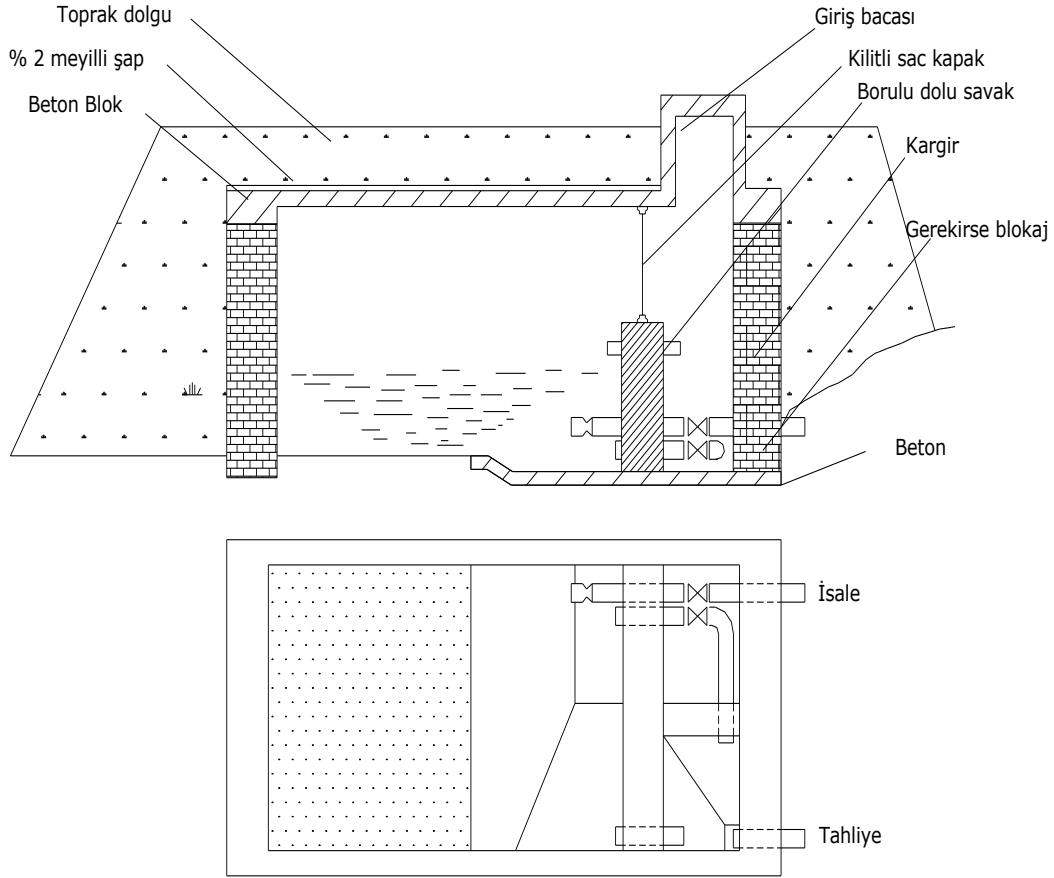
Çizelge 3. 1 Kaptaj Ölçüleri

| Tip no | Menba Debisi (L/s) | İsale çapı (mm)        | kaptaj ölçüler (m) |      |      |      |      |      |      |      |
|--------|--------------------|------------------------|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|
|        |                    |                        | a                  | b    | e    | f    | g    | h    | n    | k    |
| 1      | $Q \leq 6$         | $\varnothing < 200$    | 2.50               | 3.50 | 0.50 | 0.80 | 0.80 | 1.20 | 0.80 | 0.80 |
| 2      | $6 < Q \leq 90$    | $\varnothing \leq 300$ | 3.00               | 3.50 | 0.80 | 1.00 | 0.80 | 1.20 | 1.00 | 1.00 |
| 3      | $90 < Q \leq 160$  | $\varnothing \geq 300$ | 3.20               | 4.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| 4      | $160 < Q \leq 320$ | $\varnothing \leq 600$ | 3.70               | 4.00 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.25 | 1.25 |
| 5      | $Q > 300$          | $\varnothing \geq 600$ | 4.00               | 4.50 | 1.50 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.25 | 1.25 |



Şekil 1.26 — Kum tutucu bölümü olan bir kaptaj.

Şekil 3. 18 Kum Tutuculu Kaptaj Tesisi



Şekil 3.19 Alttan kaynayan menba üzerinde bir kaptaj

### 3.2.2 Kohezyonsuz Ayrık Tanelerin Çökelme Hızı ve Kum Tutucu Boyutlandırması

Çökelmeye başlayan kum-çakıl gibi kohezyonsuz ayrık bir tanenin çökme hızı giderek artar. Fakat bir an gelir ki tane sabit hızla çökmeye devam eder. Çökelme hızı sabit kaldığı anda tane üzerine etki yapan kuvvetler toplamı sıfır olur. Bu da tanenin sıvı içindeki ağırlığının, tanenin çökerken karşılaştığı (sürtünme v.b.) dirençlere eşit olması sonucu meydana gelir. Bu eşitlik küresel taneler için aşağıdaki şekilde yazılır;

Tanenin su içindeki ağırlığı  $W' = 1/6\pi d^3(\gamma_d - \gamma)$  ve

$$\text{Ayrık tanenin çökmesine karşı koyan direnç kuvveti} \quad F_d = \frac{C_d F \gamma V_c^2}{2g} \quad (3.1)$$

Olduğuna göre bu iki kuvvetin eşitliğinden tane çökelme hızı  $1/6\pi d^3(\gamma_d - \gamma) = \frac{C_d F \gamma V_c^2}{2g}$

$$V_c = \sqrt{\frac{4gd(\gamma_s - \gamma)}{3C_d \gamma}} \quad (3.2)$$

bulunur. Burada  $\gamma_d$ , tane özgül ağırlığı,  $\gamma$ , sıvının özgül ağırlığı,  $d$ , tane çapı,  $C_d$ , direnç veya sürüklenme katsayısı,  $V_c$ , çökme hızı ve  $F$ , küre kesit alanıdır.

$C_d$  direnç veya sürüklenme katsayısı sabit olmayıp tane  $Re$  sayısına bağlıdır. Tane Reynolds sayısı,

$$Re = \frac{V_c d}{\nu} \quad (3.3)$$

bağıntısından bulunur. (3.2) formülünde  $Re \leq 0.5$  değerleri için (laminer çökme hali için)

$C_d=24/Re$  olup, Bu denklem 3.2’de yerine konulursa Stokes denklemi elde edilir.

$$V_c = \frac{gd^2(\gamma_d - \gamma)}{18\nu\gamma} \quad (\nu = \text{kinematik viskozite}) \quad (3.4)$$

$0.5 < Re < 10^3$  için ise;

$C_d=24/Re+3/\sqrt{Re}+0.34$  olup 3.2 denkleminde yerine yazılarak  $V_c$  bulunur. Bu aralığa geçiş bölgesi denir. Eğer tane Reynolds sayısı  $10^3 < Re < 10^4$  ise (Türlüanslı çökme hali )

$C_d=0.4$  olup, (3.2) denkleminde yerine yazılırsa,

$$V_c = \sqrt{\frac{3.3gd(\gamma_d - \gamma)}{\gamma}} \quad (3.5)$$

denklemi elde edilir.

Bu formüllerde istenilen herhangi bir birim sistemi kullanılabilir. Kum tutucunun boyutlandırılması ile ilgili diğer esaslar Örnek 3.2’de verilmiştir.

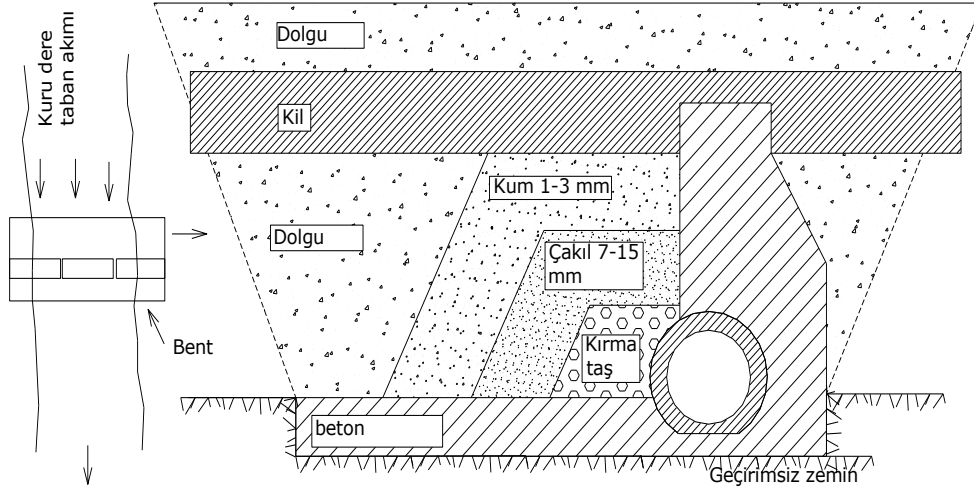
Tanelerin kum tutucudan dışarı kaçmaması ve çökmenin engellenmemesi için kum tutucularda yatay su akış hızı  $V_a < 5$  cm/s olmalıdır.

### 3.2.3 Yeraltı Bentleri

Bazı kuru derelerde yeraltı suyu bulunabilir. Bu taktirde kuru dere vadisinde akışa dik doğrultuda geçirimsiz tabakaya kadar inen enine bir hendek açılarak yeraltı bendi inşa edilir. Bu bent hem yeraltı suyunun akışını keserek onu biriktirir, hem de bu suyu alıp isaleye verir. Yüzey sularının içeri girmemesi için bendin üstü tercihen 50-60 cm kalınlıkta ve en az 5 m genişlikte bir kil tabakası ile örtülür (Şekil 3.20).

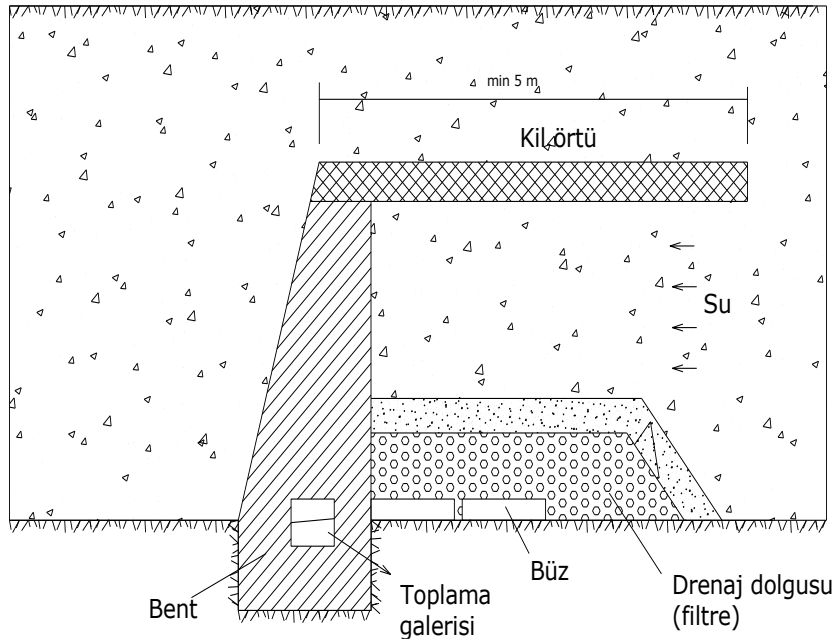
Geçirimsiz tabakaya kadar inilmediği takdirde su çekildikçe su seviyesi düşer ve kısa bir süre sonra bentten su temin edilemez ve su bendin altından geçer.

Şekil 3.21’deki yeraltı bendinde, menba kısmındaki iri malzemeli dolgu içine 1 m boyunda delikli borular uzatılmıştır. Bunlardan gelen sular bent gövdesindeki galeriye akmakta oradan da bendin bir ucundaki toplama odasına gitmektedir.



Şekil 3.20 Yer altı bendi

Alınan suyun kirlenmesini önlemek için bendin menba tarafından eni 50 m, bent kenarlarından da en az 30 m genişlikteki bir alan koruma bölgesi olarak bırakılmalı, tarım yapılmamalı ve hayvan sokulmamalı, etrafı tel örgü ile korunmalıdır.



Şekil 3.21 Galerili yeraltı bendi

### 3.3 Yeraltı Suyunun Hidrolik Esasları

Darcy kanunu yeraltı suyu akımının temel denklemdir. Yeraltındaki yeraltı suyu akımı hemen hemen laminardır. Darcy kanunu;

$V = k.J$  olarak verilmektedir. Burada;

$k$  = Zeminin permeabilite (geçirimsizlik) katsayısı (m/s),

$J$  = Yer altı suyu akımının piyozometre çizgisi eğimidir (hidrolik eğim).

$k$  değeri laboratuvarında aşağıda şematik şekli görülen bir aletle tayin edilebilir. Burada,  $l$  uzunluğunda ve  $A$  en kesit alanına sahip silindirik bir tüpün içerisine konan zemine sabit basınçta bir akım verilerek,  $l$  uzunluğunda kaybedilen enerji ( $h$ ) tayin edilir. Debi belli olduğuna göre Darcy bağıntısından geçirimsizlik katsayısı belirlenebilir.

Süreklilik denklemi  $V = \frac{Q}{A}$  ve hidrolik eğim  $J = \frac{h}{l}$  olduğuna göre bu Darcy denkleminde yerine

yazılırsa,  $V = k \frac{h}{l} = \frac{Q}{A}$  olur. Buradan geçirimsizlik katsayısı  $k$  çekilirse;

$k = \frac{Q l}{A h}$  elde edilir. Burada;

$V$  = Hız (m/s),

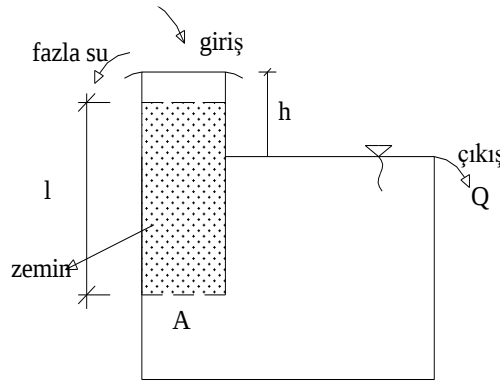
$J$  = Hidrolik eğim (m/m),

$h$  =  $l$  uzunluğundaki yük (enerji) kaybı (m),

$l$  = Akış uzunluğu (m),

$Q$  = Debi ( $m^3/s$ ) ve

$A$  = Enkesit alanıdır ( $m^2$ )



Şekil 3.22 Sabit yükde geçirimsizlik katsayısının belirlenmesi

Yeraltında alınacak su miktarının belirlenmesi için  $k$ 'nın bilinmesi gereklidir. Geçirimsizlik katsayısı ( $k$ ) çeşitli yollarla tayin edilir. Bunlar ;

1) Yaklaşık hesaplar için Çizelge 3.2'deki gibi literatürden faydalanmak.

2) Deneylerle tayin:

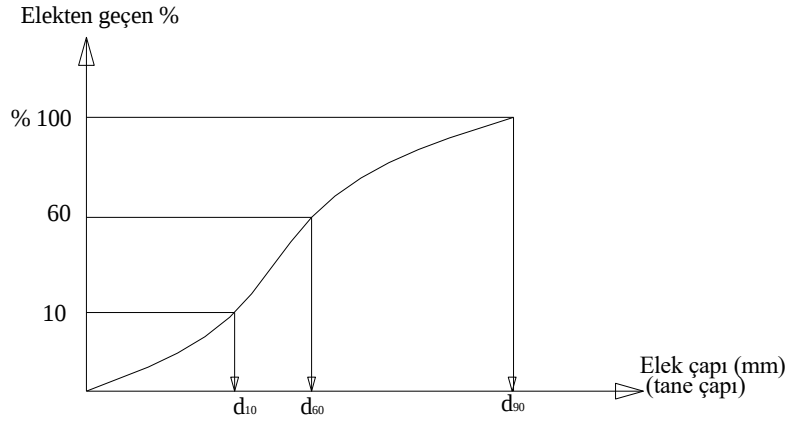
Söz konusu yerden sondajla alınacak zemin numunesini Şekil 3.22'deki gibi bir permeabilite aletiyle deney tabi tutulur.

3) Elek analizi vasıtasıyla tayin:

Zeminden alınan numune elek analizine tabi tutulur ve granülometri eğrisi çizilir (Şekil 3.23). Bu granülometri eğrisinden etkin tane çapı  $d_w=d_{10}$  ve  $d_{60}$  bulunur. Burada  $d_{10}$ , granülometri eğrisinde malzemenin ağırlıkça %10'unun geçtiği elek çapı,  $d_{60}$  da malzemenin ağırlıkça %60'ının geçtiği elek çapını ifade etmektedir.

Çizelge 3.2 Çeşitli zeminlerde Permeabilite katsayısı

| Zemin çeşidi ve zemin boyutları | k (m/s)       |
|---------------------------------|---------------|
| Kum 4... 8 mm.                  | 0.035         |
| Kum 2...4 mm                    | 0.025...0.030 |
| Kum 1...6 mm.                   | 0.003...0.008 |
| İnce Kum                        | 0.02          |
| Çakıl                           | 0.015...0.03  |
| Orta çakıl                      | 0.0351        |



Şekil 3.23 Granülometri eğrisi

Daha sonra üniformluluk katsayısı  $u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$  'den bulunur. Eğer;

$$u \leq 5 \text{ ise } k = 0.0116d_{10}^2,$$

$$u \cong 1 \text{ ise } k = 0.015d_{10}^2 \text{ (üniform zemin),}$$

$$u > 5 \text{ ise } k = 0.006d_{10}^2$$

olarak alınır. Bu ifadelerde  $d_{10}$  mm olarak alınırsa k m/s olarak belirlenir.

#### 4) Pompaj deneyleri ile k tayini:

Bu metot en doğru sonucu verir. Bu metotta, bir esas kuyu ve bu kuyunun çevresinde gözetleme kuyuları açılır. Esas kuyudan belli bir debi çekilerek, esas kuyudaki ve gözetleme kuyularındaki seviye alçalmaları ölçülür ve (3. 6)ve (3.7) bağıntılarından k tayin edilir.

Serbest naplı akiferde,  $k = Q(\ln x_2 - \ln x_1) / \pi(y_2^2 - y_1^2)$  veya

$$k = Q(\ln x_2 - \ln x_1) / 2\pi H(S_1 - S_2) \quad (3.6)$$

Basınçlı akiferde ise H yerine basınçlı su tabakası kalınlığı olan m gelir ve,

$$k = Q(\ln x_2 - \ln x_1) / 2\pi m(S_1 - S_2) \quad (3.7)$$

Burada; Q, esas kuyudan çekilen debiyi,  $x_1$  ve  $x_2$ , gözetleme kuyularının esas kuyuya olan uzaklıkları,  $y_2$  ve  $y_1$ , esas kuyudan Q debisi çekildiğinde gözetleme kuyularındaki su derinlikleri ve  $S_1$  ve  $S_2$  gözetleme kuyularında su seviyelerindeki düşmedir.

### 3.4 Yeraltı Sularının Yatay Su Alma Tesisleri İle Alınması

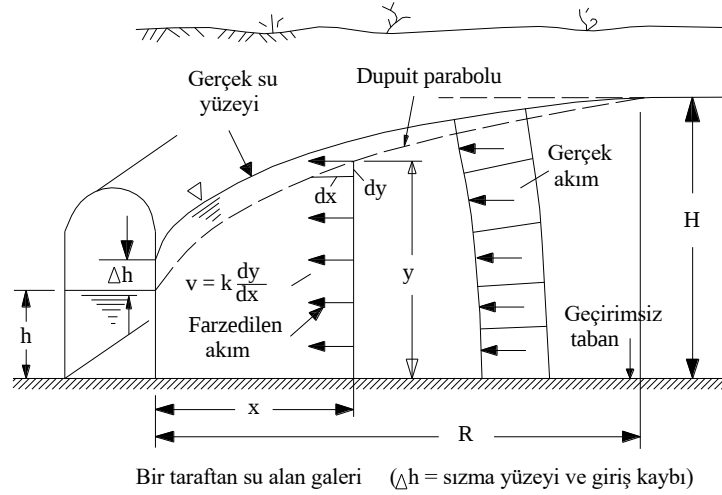
Akifer tabakası kalınlığı az ve su miktarı kuyularla almaya yeterli değilse drenlerle su alma yoluna gidilir. Bunun için çoğunlukla üst yarısı veya her yanı delikli 50–100 mm çapındaki borular veya 5 mm kadar aralıklarla uç uca konan büz ve künkler geçirimsiz zemine kadar açılan hendek tabanına ve yeraltı suyu akımı doğrultusuna dik olmak üzere döşenir. Boru birleşimlerine kum ve çakıl girmesini önlemek için boru çevresi yarısına kadar cam yünü ile örtülür. Geçirimsiz zemine inilmesi çok önemlidir. Aksi takdirde akiferde su seviyesi boru seviyesine düşünce su alınmaz ve böylece akiferdeki suyun tamamından yararlanılamaz (Şekil 3.24 ve Şekil 3.25).

Su bol ise ve ihtiyaç duyulan debi fazla ise daha büyük çaplı borularla galeriler inşa edilir. Galerilerin çapı içinde insan gezebilecek kadar büyük olabilir. Galerinin yan duvarlarına, suyun girmesi için delikler (barbakan) bırakılır. Boruların tıkanmaması için etrafına önce iri çakıl, sonra ince çakıl, sonra da kum tabakası ile üç tabaka filtre oluşturulur. Bunların üstüne toprak dolgu serilir. En üste de, zemin sularının sızarak yeraltı suyunu kirletmemesi için bir kil bant oluşturulur. Sızdırma boruları en az 4-5 m derinlikte olmalıdır. 50–100 m’de bir muayene bacası konulmalıdır. Dren boruları ve galeriler için aşağıdaki formüller kullanılabilir.

#### a-) Hareketsiz ve serbest yüzeyli yer altı suyu için drenlerle su alma (Galeriye gelen Serbest Yüzeyli Kararlı Akım)

Akifer geçirimsiz tabana oturmuş ise şu kabüllere göre debi matematiksel olarak hesaplanır;

1. Zemin izotop ve sıkıştırılmaz,
2. Su tabakasının bütün derinliği boyunca akını üniform ve yataydır,
3. Galeri kafi derecede uzundur.



Şekil 3.24 Galeriyeye doğru hareketsiz serbest yüzeyli kararlı akım

Darcy kanununa ( $V=k.J$ ) göre galerinin birim alanına gelen debi;

$Q=kyLdy/dx$  olur. Burada hidrolik eğim  $j=dy/dx$ 'dir. Buradan  $\int_{x_1}^{x_2} Qdx = Lk \int_{y_1}^{y_2} ydy$  ve

$$Qx \Big|_{x_1}^{x_2} = Lk \Big|_{y_1}^{y_2} y^2 / 2 \quad \text{ve} \quad x_1 = 0 \text{ için } y_1 = h \text{ ve } x_2 = R \text{ için } y_2 = H$$

Sınır şartları yazılırsa,

$$Q(x_1 - x_2) = L(k/2)(y_1^2 - y_2^2) \rightarrow Q(0-R) = (Lk/2)(H^2 - h^2)$$

elde edilir. Buradan ;

$$\text{Tek taraflı beslenmeden galeride } Q = Lk(H^2 - h^2)/(2R) \quad \text{m}^3/\text{sn} \quad (3.8)$$

$$\text{Çift taraflı beslenmede } Q = Lk(H^2 - h^2)/(R) \quad \text{m}^3/\text{sn} \quad (3.9)$$

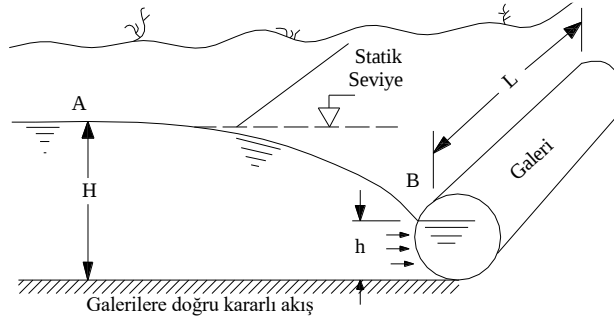
olarak Dupuit formülleri elde edilir.

#### b-) Hareketli (akan) serbest yüzeyli akiferden yatay dren boruları ile su alma

$V=kJ$  (Darcy) olduğuna göre ve  $A=HL$  alanından geçen akım  $Q=VA=kJA$

$$\text{olur. Buradan; } Q = kJHL \quad (3.10)$$

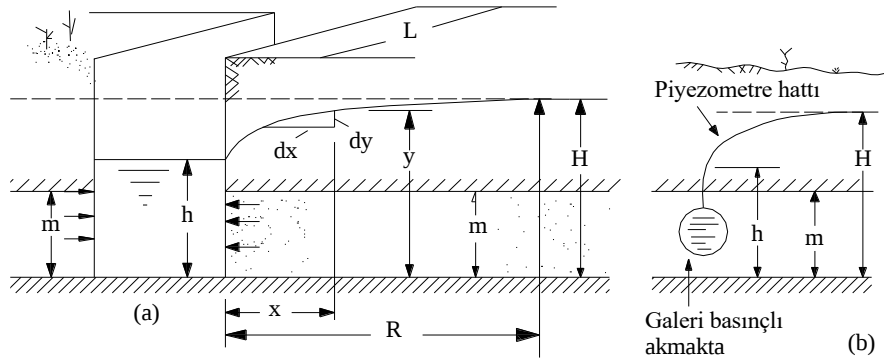
bulunur.  $J$  değeri olarak şekildeki A noktasındaki hidrolojik eğim ve  $Q$  formülünde buna karşı gelen  $H$  yüksekliği alınır. Eğer B noktasındaki  $J$  alınırsa formülde  $h$  konulması gerekir. Eğer B noktasındaki  $J$  alınırsa formülde  $h$  konulur.



Şekil 3.25 Galeriyeye doğru hareketli serbestli yüzeyli akım

### c) Hareketli ve basınçlı yer altı suyunun dren boruları ile temini (Basınçlı su yüzeyli galeri)

Burada beslenme sadece (m) kalınlığındaki akiferden olmaktadır. Yani yeraltı suyu A=mL alanından hendek ya da kuyuya girmektedir. Süreklilik ve Darcy denklemlerinden,  $Q=AV$  ve  $V=kJ=k(dy/dx)$  ve  $Q=mLk(dy/dx)$  elde edilir. Denklem düzenlenir ve integre edilirse,



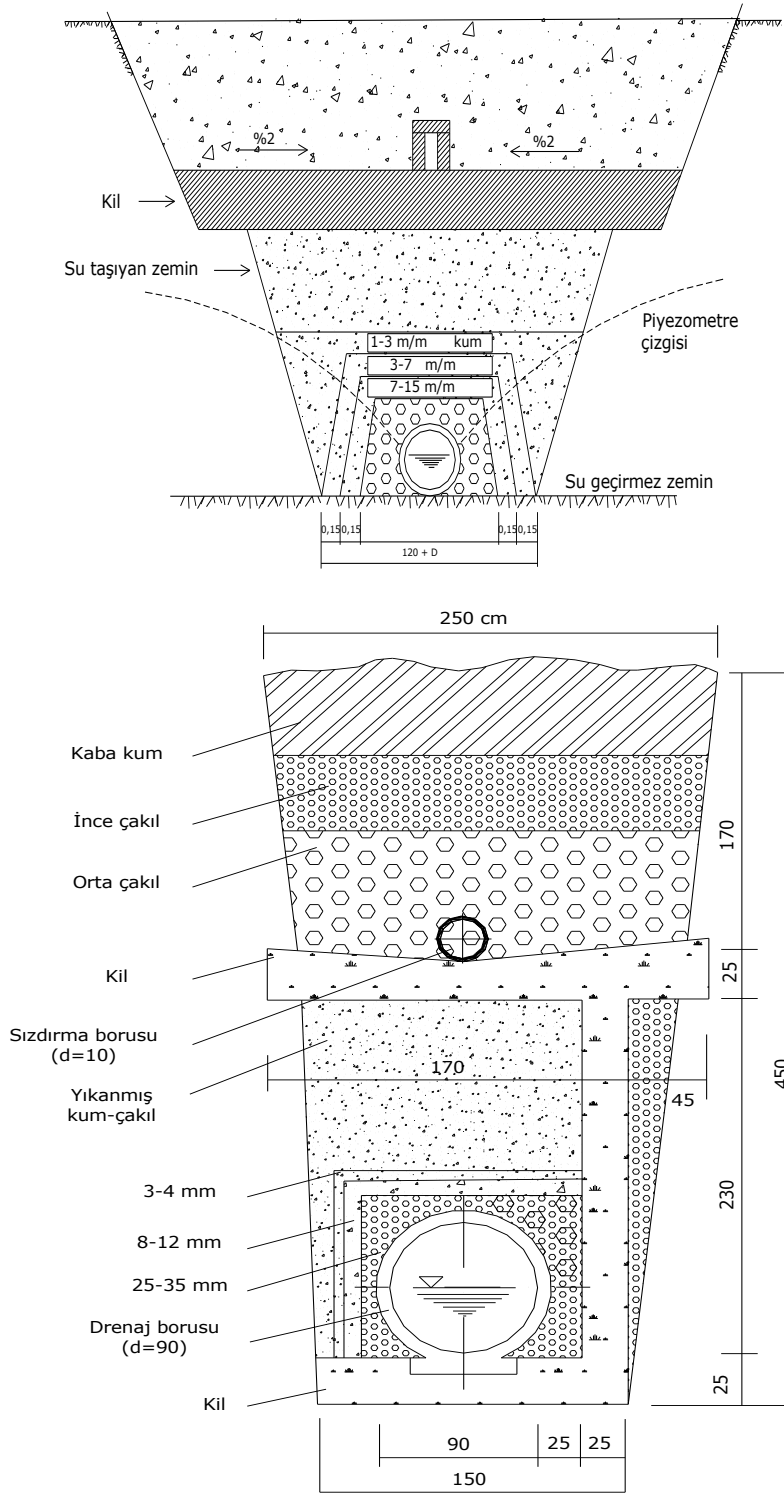
Basınçlı su yüzeyli napta (a) hendek, (b) galeri (dren) hali

Şekil 3. 26 Galeriyeye doğru hareketli ve basınçlı yeraltı suyu akımı

$Qdx=mLkdy$  ve  $Q \int dx=mLk \int dy \rightarrow Qx=mLky+C$  bulunur. Burada,  $x=0$  için  $y=h$  ve  $0=mLkh+C$  olur. Buradan  $C=-mLkh$  bulunur. O halde,  $Qx=mLky-mLkh=mLk(y-h)$  yazılır ve,  $Q=mLk(y-h)/x$  bulunur.  $x=R$  için  $y=H$  olduğundan tek taraflı beslenmede  $Q_{tek}=mLk(H-h)/R$ , ve çift taraflı beslenmede,

$$Q_{\text{çift}}=2mLk(H-h)/R \quad (3.11)$$

bulunur. Aşağıda çeşitli drenlerle su toplama tesisi genel şeması görülmektedir.



Şekil 3.27 Çeşitli galeri tesisi tipleri

### 3.5 Düşey Su Toplama Tesisleri (Kuyular)

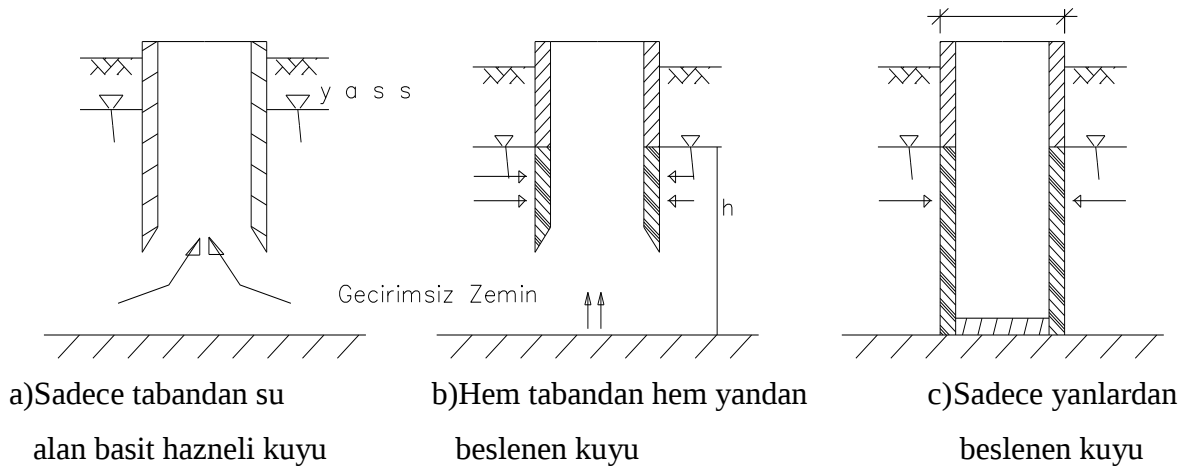
Düşey su toplama tesisleri adi (hazneli) ve borulu kuyular olarak iki kısma ayrılır.

### 3.5.1 Hazneli Kuyular

Bunlar, bir kuyu içinde 5-12 m derinlikler arasında bol miktarda su toplamanın mümkün olduğu yerlerde açılır. Kuyu çapının büyük olması su girişini ve temizlenmesini kolaylaştırmaktadır. Su girişinin değişmesi durumunda dengeleme vazifesi görmektedir. Su girişi alttan ve yan cidarlardan olur. Tabandan kum emilmesini önlemek için krepin (su alma ağzı), tabandan en az 1 m üste yerleştirilmelidir. Ayrıca kum zeminlerde tabana, alt kısımda ince taneler olacak şekilde 2-3 m çakıl yerleştirilmelidir. Kuyudaki alçalma 2-3 m'yi geçmemelidir.

### 3.5.2 Hazneli (Keson) Kuyuların Su Alma Kapasitesi ve Boyutlandırılması

Hazneli kuyular geçirimsiz zemine kadar indirilebileceği gibi, su tabakasının derin olması durumunda, geçirimli tabaka içinde de bırakılabilir. Suyun kuyuya tabandan ve yandan girmesi halinde kuyuya kısmi nüfuziyetli, sadece yandan girmesi haline ise tam nüfuziyetli kuyu denir.



Şekil 3.28 Hazneli kuyuların muhtelif durumları.

Hem hidrolik olarak daha açık olması ve hem de daha fazla su elde edilebilmesi bakımından en iyisi üçüncü haldir. Hazneli kuyularda hesaplar giriş yüzey alanları dikkate alınarak yapılır.

Kuyunun su alma yüzeyi:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} + \pi d h \quad (3.12)$$

A, giriş yüzeyi alanı, h, cidar yüksekliği ve d, dış çaptır.

Suyun yalnız tabandan girmesi halinde:  $A = \pi d^2 / 4$

Suyun yalnız yandan girmesi halinde:  $A = \pi d h$

olur. Kum taneleri sürüklenmeden alınabilecek maksimum akım hızı;

$V_{\max} = \frac{\sqrt{k}}{15}$  (Sichardt) olduğuna göre kuyunun kapasitesi süreklilik denkleminde  $Q=AV$ 'den;

$$Q_{\max} = \frac{\sqrt{k}}{15} A$$

olmalıdır. Hazneli kuyuda kuyu cidarlarındaki giriş deliklerinin toplam alanının yan yüzeye oranı  $\alpha$  ile gösterilirse, yan yüzeylerden su alan kuyularda kuyunun su alma kapasitesi;

$$Q = \alpha \pi d h \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (3.13)$$

Hem taban ve hem de yandan su alan kuyularda;

$$Q = \alpha \pi d h \frac{\sqrt{k}}{15} + \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (3.14)$$

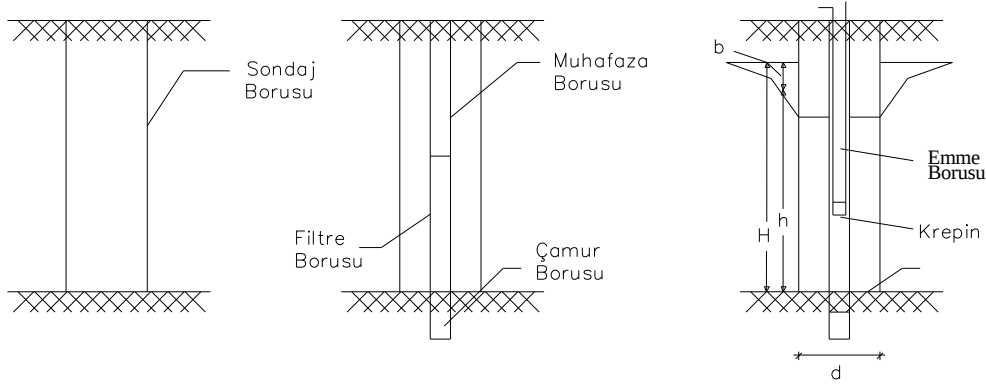
olur. Hazneli kuyularda  $\alpha=1/4 \approx 1/5$ , borulu kuyularda  $\alpha=1$  alınır. Bu tip kuyularda giriş hızı küçük olduğu için kuyu çevresine ayrıca kum-çakıl filtreye gerek yoktur. Yalnız, suyun tabandan girmesi halinde bilhassa ince taneli zeminlerde filtre koymak faydalı olur. Bu filtrelerin tane çapları borulu kuyulardaki gibi belirlenir. Tabaka kalınlıkları ise 20 cm alınır.

### 3.5.3 Borulu Kuyular

Borulu kuyular 1.5–4 m uzunluğundaki borularla teşkil edilen ve hazneli kuyulara nazaran daha küçük çapta olan kuyulardır. Hazneli kuyulara nazaran daha ucuzdurlar ve daha kolay inşa edilirler. Debiler mevsimlere göre pek az değişir. Hijyenik yönden borulu kuyular diğerlerine göre daha üstündür. Kirlenmelere karşı yeraltı suyunu korumaktadır.

#### 3.5.3.1 Borulu Kuyu Elemanları

- a) Sondaj Borusu: Kuyunun en dış kısmında bulunur. Sondaj metotlarının birini uygulamak
- b) Filtre Borusu: Yeraltı suyunun girdiği delikli borudur.
- c) Muhafaza Borusu: Filtre borusunun üst kısmında ve onun devamı şeklinde deliksiz bir borudur. Aynı çapta olabileceği gibi ondan büyükte olabilir.

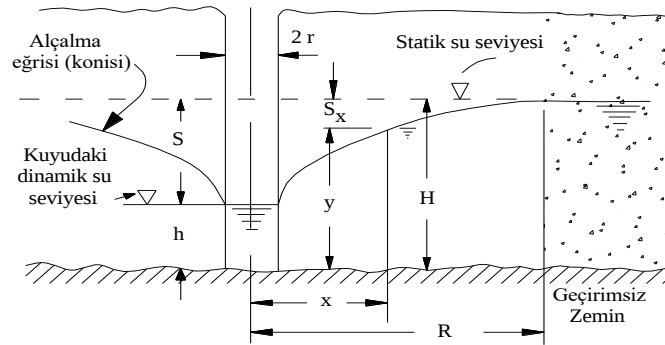


Şekil 3.29 Borulu kuyu elemanları.

### 3.5.3.2 Borulu Kuyulardan Çekilebilecek Debilerin Hesabı

Karalı akım halinde borulu kuyuların hesabı yeraltı suyu tabakasının basınçlı veya basınçsız olması durumuna göre iki şekilde hesaplanır.

#### 1) Yeraltı suyunun Basınçsız (serbest yüzlü) olması hali



Şekil 3.30 Serbest yüzeyli kuyu

Yeraltı suyu akımı hızı  $V = kJ$  (Darcy) denklemi ile ifade edildiğine göre süreklilik denkleminde yerine yazılırsa  $Q = AkJ$  elde edilir. Herhangi bir  $(x,y)$  noktasındaki hidrolik eğim  $J = \frac{dy}{dx}$  'dir.

Hidrolik eğim,  $J$ , süreklilik denkleminde yerine konursa;

$$Q = Ak \frac{dy}{dx}$$

bulunur. Yarıçapı  $x$ , yüksekliği  $y$  olan silindirin çevre alanı suyun kuyuya giriş yaptığı yüzey alanıdır. Yani  $F = 2\pi xy$  dir. Bu süreklilik denkleminde yerine konursa;  $Q = 2\pi xyk \frac{dy}{dx}$

ve kuyu eksenini ile tesir yarıçapı arasında integre edilirse;

$$\int_r^R \frac{Q}{2\pi kx} dx = \int_h^H y dy, \quad \frac{Q}{2\pi k} [\ln x]_r^R = \left[ \frac{x^2}{2} \right]_h^H$$

$$\frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{R}{r} = \frac{H^2 - h^2}{2} \quad \text{ve}$$

$$Q_1 = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}} = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln(R/r)} \quad (3.15)$$

bulunur. Tesir yarıçapı  $R = \frac{0.68(H^2 - h^2)}{HJ \log\left(\frac{R}{r}\right)}$  bağıntısından bulunur. Tesir yarıçapı için Sichardt,

permeabilite katsayısı ve alçalmaya bağlı olarak daha basit olan aşağıdaki ampirik formülü vermiştir.

$$R = 3000s\sqrt{k}$$

(3.15) denklemi suyun kuyuya giriş imkanını dikkate almadan matematiksel olarak çıkarılmıştır. Bu denklemde  $h=0$  konursa:

$$Q_1 = \pi k \frac{H^2}{\ln(R/r)} \quad \text{olur. Diğer taraftan şekle bakıldığında, } H=0 \text{ olması durumunda suyun}$$

giriş alanı sıfır olacağından debide sıfır olur. Demek ki kuyudan alınabilecek debi sadece alçalmaya değil, aynı zamanda kuyunun alabileceği debiye de bağlıdır. Bu miktar  $Q=VA$  süreklilik denkleminde bulunur. Burada giriş alanı silindirin yanal alanıdır. Yani,

$$F = 2\pi rh$$

olur. Giriş hızı  $V=kJ$  olduğuna göre, Sichardt müsaade edilebilir maksimum hidrolik eğimi ampirik olarak;

$$J_{\text{kritik}} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \quad \text{olarak vermiştir.}$$

(J) nin bu değeri ile kuyunun alabileceği debi;

$$Q_2 = 2\pi rh \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (3.16)$$

olarak bulunur. İki denklemin ortak çözümü maksimum alçalmada maksimum debiyi (opt. s ve opt. Q) verir.

Islak giriş yüzeyi ( $F=2\pi rh$ ) hiçbir zaman üniform olarak yüklenmez. Eğer emme borusu filtrenin üst tarafında son buluyorsa, üst kısım alt kısımdan daha fazla yüklenir. Tersine emme borusu alt kısma kadar uzanıyorsa, alt kısımda hız fazla olur. Üniform yükleme için emme borusu tamamen delikli yapılmalıdır. Bu da pratikte mümkün olamamaktadır.

Fakat, kritik eğim veya hız biraz daha küçük seçilerek, filtrenin aşırı yüklenmesinin ve kuyuya kum sürüklenmesinin önüne geçilmiş olur.

Buna göre kuyudan alınmasına müsaade edilen en büyük debi,

$$Q = 2\pi r h \frac{\sqrt{k}}{30} \quad \text{veya} \quad Q = \frac{\pi d h d_w}{280} \text{ olur.}$$

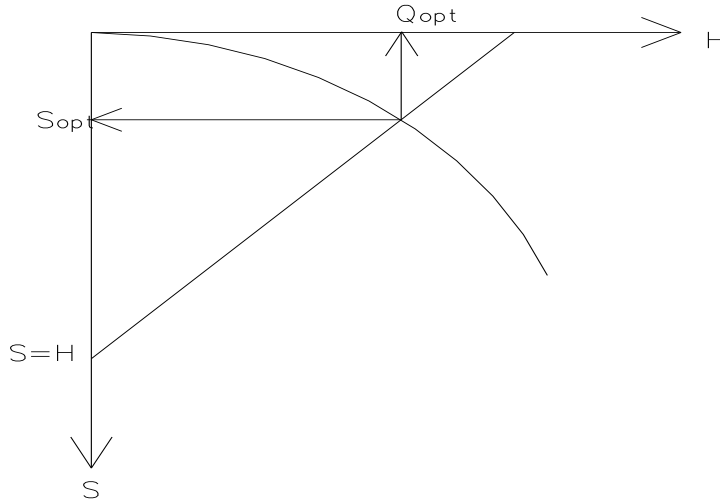
Permeabilite katsayısı,

$$k = 0.0116(d_w)^2$$

Bu değerler uzun ömürlü su temini v.s. için açılan kuyularda kullanılan diğer formül ise,

$$Q = 2\pi r h \frac{\sqrt{k}}{15}$$

olup, geçici amaçlar için açılan kuyularda kullanılır.



$$Q_1 = \pi \cdot k \frac{H^2}{\ln(R/r)}$$

$$Q_2 = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}$$

Şekil 3.31 Serbest kuyu grafiği

## 2. Yeraltı suyunun basınçlı olması halinde kuyu formülleri

Süreklilik Denklemi:  $Q = FV = 2\pi x m k J$  ve  $J = \frac{dy}{dx}$

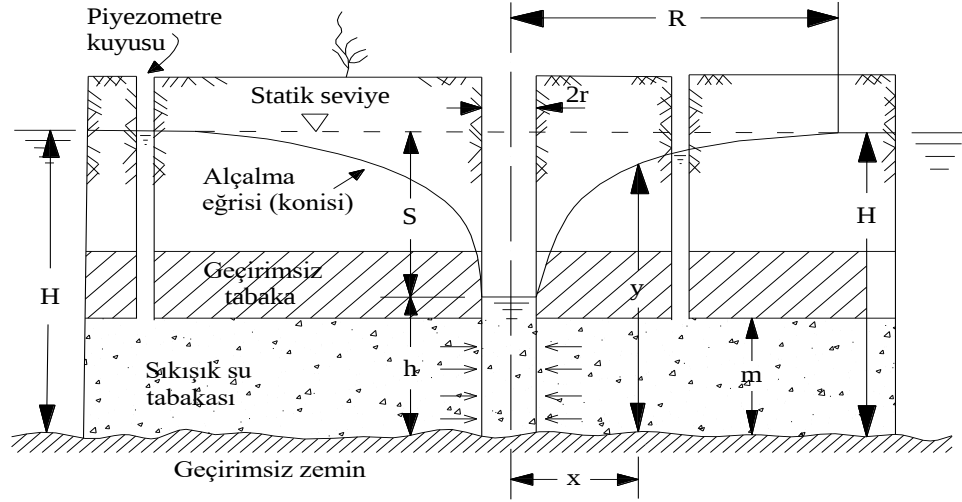
$$Q = 2\pi x m k \frac{dy}{dx}$$

$$\int_r^R \frac{Q}{2\pi k m x} dx = \int_h^H dy, \quad \frac{Q}{2\pi k m} \ln \frac{R}{r} = H - h$$

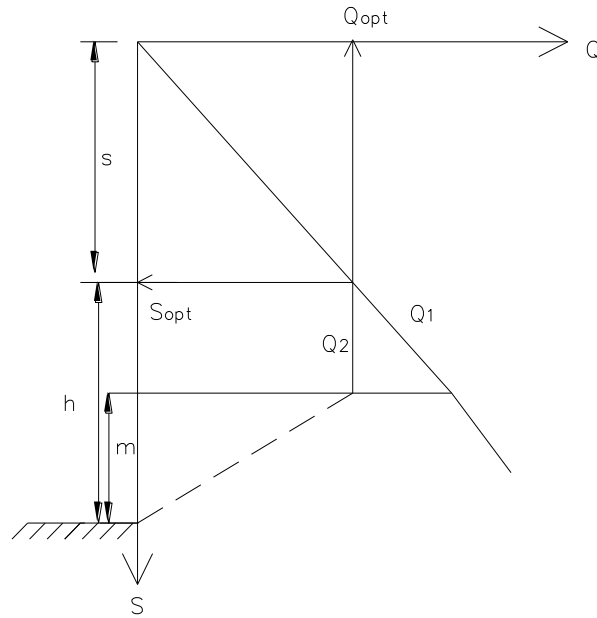
$$Q_1 = 2\pi k m \frac{H - h}{\ln(R/r)} \quad (3.17)$$

bulunur. Kuyudan emniyetle alınabilecek debi;

$$Q_2 = \pi d m \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (3.18)$$



Şekil 3.32 Basınçlı kuyu



Şekil 3.33 Basınçlı Kuyu Q-s Grafiği

### Filtre Boruları

Filtre borusu hem yeraltı suyunun kuyuya girmesini sağlamakta hem de toprağın kuyuya girmesine engel olmaktadır. Filtrenin çeşidi ve büyüklüğü kuyunun gaye ve ömrüne bağlıdır. Filtre borusu suyun kimyasal ve diğer özelliklerine karşı mukavim olmalıdır. İyi bir mekanik mukavemeti olmalı ve kuyuyu kumlanmaya karşı korumalıdır. Gerekli filtre alanı suyun hızından (filtre hızından) tespit edilir.

Filtre borusu dış yüzey alanı  $F = \pi dh$  olduğuna göre, kuyuya giren debi  $Q = \pi dhV$  olup buradan filtre borusunun çapı,  $d = \frac{Q}{\pi dh}$  olarak bulunur. Filtre borusunun deliklerinin arasından yer altı suyunun geçiş hızı ise kum filtre tabakasındaki tane çapına göre;

|                                                   |                           |
|---------------------------------------------------|---------------------------|
| Filtredeki tanelerin yarısının çapı < 0.5 mm ise  | $V = 1 \text{ mm/s}$ ,    |
| Filtredeki tanelerin yarısının çapı > 1 mm ise    | $V = 2 \text{ mm/s}$ veya |
| Filtredeki tanelerin yarısının çapı < 0.25 mm ise | $V = 0,5 \text{ mm/s}$    |

olarak seçilir. Filtre borusu korozyona ve mekanik tesirlere karşı dayanıklı olmalıdır. Bunun için genellikle metal borular uygundur. Çeperi delinmiş font boruların etrafına dokunmuş ağlar konularak kumlanma önlenabilir. Suyun müsait olmayan kimyasal bir özelliğe sahip olması halinde ağlar kabuk bağlayabilir veya kopabilir. Artan filtre direnci nedeniyle de kuyu verimi azalır.

Ağlı filtrelerin bu mahzurları nedeniyle bugün daha ziyade kum çakıl filtreler kullanılmaktadır. Burada ağ yerine birkaç tabaka kum çakıl konur. Bunun için kuyuyu bu kalınlıkta genişletmek gerekir. Filtrelerin yerleştirilmesi sırasında tabakalar arasına boru indirilir. Daha sonra bunlar geri çekilir.

Yıkılmış silis, kum, çakıl belirli büyüklükte ve mümkün mertebe yuvarlak olmalıdır. Köşeli olması halinde filtre delikleri tıkanabilir. Filtre çapı ve tabaka sayısı, su taşıyan tabakanın granülometresine göre değişir. Filtre için bu zeminden numune alınarak elek analizi yapılır ve granülometre eğrisi çizilir.

Bu eğrilerden  $d_{60}$  ve  $d_{10}$  tane çapları tespit edilir. Bu değerlerden üniformaluluk katsayısı belirlenerek,

Eğer  $3 < u < 5$  ise filtrenin en dış tabakasının çapı  $4 \sim 5d_{90}$  alınır.  
 $u < 3$  ise dış tabaka çapı  $4 \sim 5d_{80}$  alınır.

Filtre malzemesini teşkil eden kumların tane çapı, filtre borusu deliklerinden içeri giremeyecek değere sahip olmalıdır. Ayrıca filtre borusu delik çapları da kum tanelerinin kumlama esnasında yarıklarda asılı kalmayacak şekilde seçilmelidir.

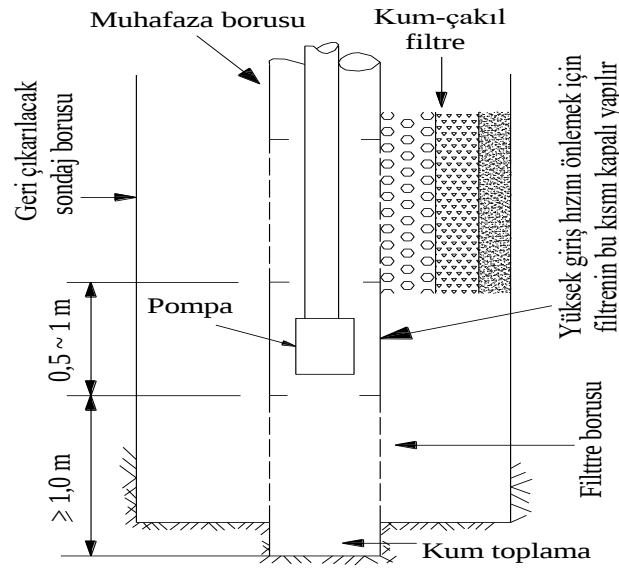
Filtrede en dış tabaka çapını tayin ettikten sonra daha içteki tabakaların çapları bir içtekinin 4 katını alarak bulunabilir. Ya da, DIN 4924'e göre Çizelge 3.3'den alınabilir. Ayrıca Filtre tabakası kalınlıkları da Çizelge 3.4'den bulunabilir.

Çizelge 3.3 DIN 4924'e göre kum filtre tane büyüklükleri

| Dane çapı (mm) |              |   |
|----------------|--------------|---|
| Kum            | 0,25 - 0,5   | ● |
|                | 0,5 - 1,0    | ● |
|                | 0,71 - 1,4   | ● |
|                | 1,0 - 2,0    | ● |
| Çakıl          | 2,0 - 3,15   | ● |
|                | 3,15 - 5,6   | ● |
|                | 5,6 - 8,0    | ● |
|                | 8,0 - 16,0   | ● |
|                | 16,0 - 31,15 | ● |

Çizelge 3.4 DIN 4924 e göre filtre tabakası kalınlıkları

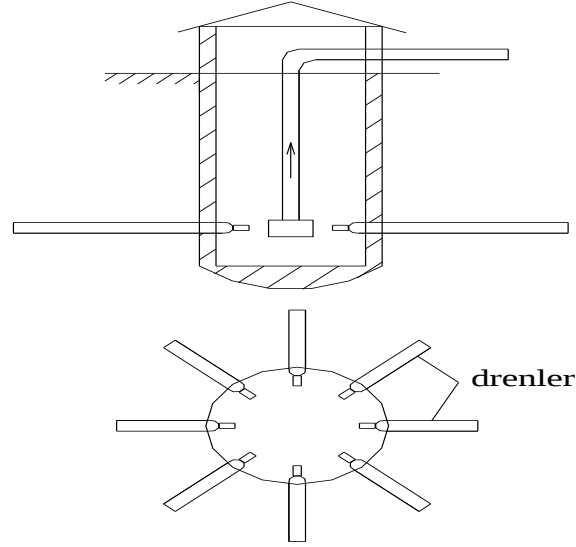
| Tane çapı(mm)         | 0,75 –4 | 4 –12 | 12 - 35 |
|-----------------------|---------|-------|---------|
| Tabaka kalınlığı (mm) | ≥ 60    | ≥ 70  | ≥80     |



Şekil 3.34 Kum-çakıl filtre ile donatılmış bir kuyu kesiti

### 3.5.4 Yatay Drenli Kuyular

Su tabakası kalınlığı az ve yeryüzüne mesafesi fazla ise sular yatay drenli kuyularla alınır. Yatay drenli kuyular en az 2 m çapındaki bir hazneli kuyuyu zemine indirmek suretiyle açılır. Derinliği su taşıyan tabakaya bağlı olarak 30 m'den fazla olmamalıdır. Filtre borularının çapı 180–350 mm arasında ve uzunlukları max 120 m kadar olup, kuyu haznesinden yatay sondajla çakılırlar.



Şekil 3.35 Yatay drenli kuyu

Yatay drenli kuyuların, düşey filtreli borulu kuyulara nazaran en büyük üstünlükleri uygun hidrolojik şartlara sahip olmalarıdır. Düşey borulardan alınabilecek su miktarları, seviye alçalmasına bağlıdır. Yatay tesislerin ise hidrolojik imkanlar ve boru açma tekniği ile sınırlandırılmıştır. Bu tesisler ile y.a.s. miktarlarının %90'ına kadar miktarı alınabilir. Borulu kuyularda bu değer ancak %30'dur.

### 3.5.5 Borulu Kuyuların İnşası

Borulu kuyular çeşitli şekillerde inşa edilir. Bunlar en belli başlı şu şekilde inşaa edilir.

- Sondaj makinası etkisini karşılamak için konulacak olan beton altlığı yerleştirmek için zemin 2-3m. kazılır. Bu değer yeraltı su seviyesinin altında olmamalıdır.
- Sondaj borusu geçirimsiz tabana 1-2 m girecek şekilde çakılır.
- Çamur borusunun, muhafaza borulu filtre borusunun inşasının gerekli olması halinde kum çakıl filtrenin konulması ve sondaj borusunun geri çekilmesi.
- Gözetleme borusunun, emme borusunun yerleştirilmesi ve boru başlığı ve boru başlık hücresinin inşası.

### 3.8. Çözümlü Örnekler

**Örnek 3 .1:** Tabanı geçirimsiz zemine oturan serbest naplı bir kuyudan 12.4 L/s su çekilirken 15 m uzaktaki gözlem kuyusunda seviye 8.57 m, 125 m uzaktaki gözlem kuyusunda su seviyesi 8.98 m'dir. Zeminin geçirimsizlik katsayısı nedir?

**Çözüm:**  $k = Q(\ln x_2 - \ln x_1) / [\pi(y_2^2 - y_1^2)] =$

$k = 0.0124(\ln 125 - \ln 15) / [\pi(8.98^2 - 8.57^2)] = 0.00116 \text{ m/s}$  bulunur

**Örnek 3.2:** Yeraltı suyu bulunan bir zeminde üniformaluluk katsayısı  $u=3$  ve  $d_{90}= 0.2 \text{ mm}$  olduğuna göre, açılacak borulu kuyunun üç tabakalı teşkil edilecek filtre tabakası kalınlığı ile filtre tane çaplarını bulunuz.

**Çözüm:** En dış tabakanın tane çapı  $=4\sim 5d_{90}=4\sim 5\times 0.2=0.8\sim 1.00 \text{ mm}$  olmalıdır. Diğer tabakaların tane çapları Çizelge 3.3'den bulunur. Buna göre;

Orta tabaka = 3.15-5.64 mm ve iç tabaka=16- 31.5 mm bulunur. Filtre borusu delik çapı en içteki tabaka tane çapının %25'i alınırsa  $=0.25\times 16=4 \text{ mm}$  bulunur. Filtre tabakalarının kalınlıkları da yine filtre tane çapına bağlıdır. Bunlarda Çizelge 3.4'den bulunur. Buna göre, en dıştaki tabaka 60 mm, orta tabaka 70 mm ve en içteki tabaka 80 mm kalınlıklarında oluşturulabilirler.

**Örnek 3.3:**  $Q=0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ 'lik su sağlayan bir kaynağın (pınar) su ile birlikte taşıdığı  $d=0.005 \text{ cm}$  çapındaki kum tanelerini gidermek için gerekli kum tutucu havuzunu boyutlandırınız. Tane özgül ağırlığı  $\gamma_d=2.65 \text{ gr/cm}^3$ , su sıcaklığı  $T=10 \text{ }^\circ\text{C}$  ve kinematik viskozite  $\nu=0.0131 \text{ cm}^2/\text{s}$  alınacaktır.

**Çözüm:** Tane Reynolds sayısını (Laminer çökme hali)  $Re<0.5$  kabul edelim. Bu kabüle uyan Stokes formülü;

$$V_\phi = \frac{gd^2(\gamma_d - \gamma)}{18\nu} \text{ olup tanenin çökme hızı } V_\phi = \frac{981 \times (0.005)^2 \times (2.65 - 1)}{18 \times 1.31 \times 10^{-2}} = 0.171 \text{ cm/s} \text{ bulunur.}$$

Başlangıçta yapılan kabulü kontrol edersek,

$$Re = \frac{0.171 \times 0.005}{1.31 \times 10^{-2}} = 0.065 < 0.5 \text{ olduğundan yapılan laminer çökme kabulü doğrudur.}$$

Tane  $V_\phi$  çökme hızı ile kum tutucu tabanına ( $h$  derinliğini) katedinceye kadar, havuzun  $l$  uzunluğunu  $V_a$  akış hızı ile katedeceğinden,  $h/V_\phi = l/V_a$  ve  $l = hV_a / V_\phi$  olur. Her iki tarafı da  $b$  havuz genişliği ile çarparsak ( $b.l =$  akıma dik enkesit alanı),

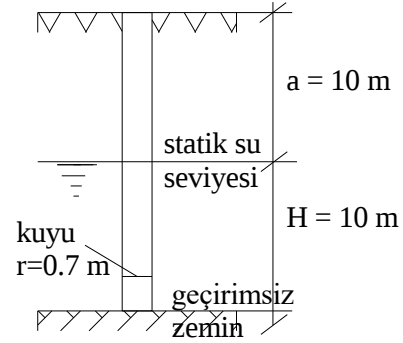
$bl = A = Q/V_\phi$  olduğuna göre buradan kum tutucu havuz yüzey alanı,

$A = 0.010 / 0.00171 = 5.85 \text{ m}^2$  bulunur ve  $b=2 \text{ m}$  için  $l = 2.95 \text{ m}$  elde edilir. Havuzda su derinliği  $h=1 \text{ m}$  seçildiğine göre havuzdaki yatay akım hızı ise  $V_a = 0.010 / (2.1) = 0.5 \text{ cm/s}$  bulunur.

Bu da kum tutucularda genellikle yatay hızın  $V_a=5 \text{ cm/s}$  istenmesine uygundur.

**Örnek 3.4:** Zemin boy kesiti şekilde verilen serbest yüzeyli akiferde açılacak bir kuyudan;

- Çekilebilecek optimum debiyi,
- İhtiyaç debisini sağlayabilmek için gerekli kuyu sayısını hesaplayınız.
- Kuyunun şematik şeklini çizerek motor ve pompa yerleşim şeklini belirtiniz.
- Kuyudan alınabilecek optimum debiyi ve alçalmayı grafiklerle tayin ediniz.



$Q_{iht}=25$  L/s olup, zeminin permeabilite katsayısı  $k=0.003$  m/s alınacaktır

**Çözüm:** Serbest yüzeyli (basınçsız) akiferden çeşitli seviyeler için çekilen debiler kuyudaki seviye düşmesine bağlı olarak;

$$a) Q_1 = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln(R/r)} = \pi k \frac{(H+h)(H-h)}{\ln \frac{3000s\sqrt{k}}{r}} = \pi k \frac{[H + (H-s)]s}{\ln \frac{3000s\sqrt{k}}{r}} = \pi k \frac{(2H-s)s}{\ln \frac{3000s\sqrt{k}}{r}} \quad \text{ile verilmektedir.}$$

Buna göre,

$$Q_1 = \pi 0.003 \frac{(20-s)s}{\ln \frac{3000s\sqrt{0.003}}{0.35}} = 9.42 \times 10^{-3} \frac{(20-s)s}{\ln 469s}$$

bulunur. Kuyudaki seviye düşmesine bağlı olarak kum taneleri sürüklenmeden çekilebilecek maksimum debi de;

$$Q_2 = \pi d h \frac{\sqrt{k}}{15} = \pi 0.70 (H-s) \frac{\sqrt{k}}{15} = 8.02 \times 10^{-3} (10-s) = 8.02 \times 10^{-2} - 8.02 \times 10^{-3} s$$

bulunur. Buna göre çeşitli seviye düşmeleri için  $Q_1$  ve  $Q_2$  debileri eşit oluncaya kadar iterasyon yapılırsa;

$s=0$  m için,  $Q_1=0$

$$Q_2 = \pi 0.70 (10-0) \frac{\sqrt{0.003}}{15} = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=1 \text{ m için, } Q_1 = 9.42 \times 10^{-3} \frac{(20-1) \times 1}{\ln(469 \times 1)} = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 8.02 \times 10^{-2} - 8.02 \times 10^{-3} \times 1 = 0.072 \neq 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=2 \text{ m için, } Q_1 = 9.42 \times 10^{-3} \frac{(20-2) \times 2}{\ln(469 \times 2)} = 0.0495 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 8.02 \times 10^{-2} - 8.02 \times 10^{-3} \times 2 = 0.064 \neq 0.0495 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=2.5 \text{ m için, } Q_1 = 9.42 \times 10^{-3} \frac{(20-2.5) \times 2.5}{\ln(469 \times 2.5)} = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 8.02 \times 10^{-2} - 8.02 \times 10^{-3} \times 2.5 = 0.06 \cong 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$$

Optimum seviye düşmesi  $s_{opt}=2.5 \text{ m}$  ve optimum çekilebilecek debi  $Q_{opt} = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$  elde edilir.

$$\text{b) İhtiyaç debisini sağlayabilecek erekli kuyu sayısı ise; } n = \frac{Q_{opt}}{Q_{iht}} = \frac{0.025}{0.060} = 0.4 \text{ ve } n=1 \text{ kuyu}$$

yeterli olacaktır. Bu durumda bir adet kuyudan ihtiyaç debisi fazlasıyla karşılanmaktadır. İhtiyaç debisinde kuyudaki seviye düşmesi de tatonmanla,

$$0.025 = 9.42 \times 10^{-3} \frac{(20-s)s}{\ln 469.s} \text{ denkleminde,}$$

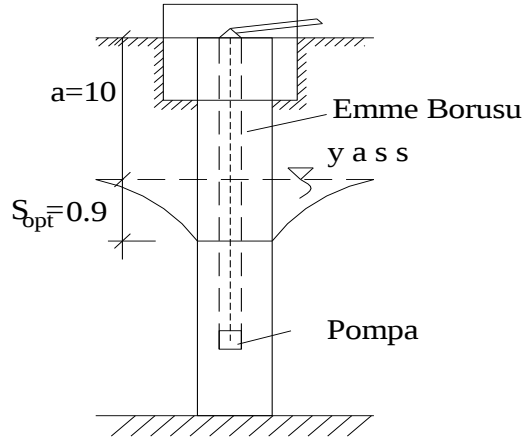
$$s=1 \text{ m için, } Q_1 = 0.029 \text{ m}^3/\text{s} > 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=0.90 \text{ m için, } Q_1 = 9.42 \cdot 10^{-3} \frac{(20-0.9) \times 0.9}{\ln(439 \times 0.9)} = 0.026 \text{ m}^3/\text{s} = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$$

bulunur. Kuyudan  $s=0.9 \text{ m}$  alçalma ile su ihtiyacı karşılanabilecektir.

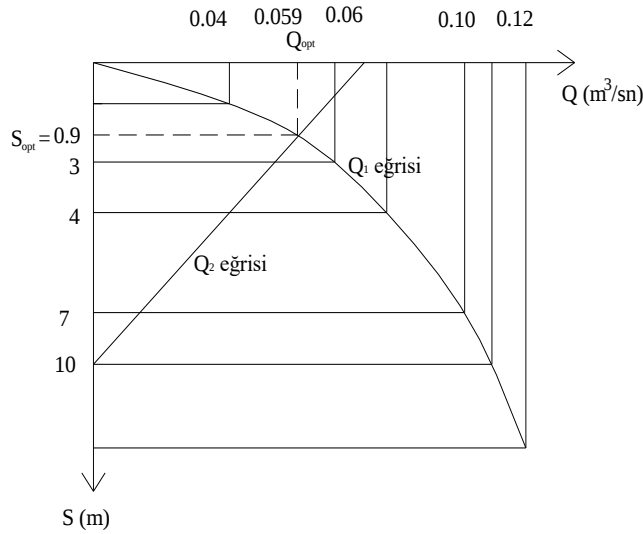
c) Motor ve pompa düzenlemesi emme yüksekliğine göre tayin edilir. Teorik olarak maksimum pompa emme derinliği atmosfer basıncı kadardır. Ancak emme borusundaki yersel ve sürtünme kayıpları dikkate alındığında emme derinliği 6-7 m'yi geçmemelidir. Aksi halde pompa emme borusunun içine yerleştirilerek motor üstte olacak şekilde düşey bir mille tahrik edilir. 25 m'yi geçen mil uzunluklarında tahrik milinde yataklama ve burulma problemleri oluşacağından, motor ve pompa su içinde kalacak şekilde dalgıç pompa uygulaması yapılır. Buna göre;

|                                |                                       |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| $a+s < 6-7 \text{ m}$ ise      | motor ve pompa üstte                  |
| $6-7 < a+s < 25 \text{ m}$ ise | motor üstte, pompa altta (Derin kuyu) |
| $a+s > 25 \text{ m}$ ise       | motor pompa altta (dalgıç pompa)      |



şeklinde düzenleme yapılır. Örnekte  $a+s=10+0.9=10.9$  m'dir. Yani kuyuda motor üstte, pompa altta olmalıdır.

d) b şıkında çeşitli debiler için elde edilen  $Q_1$  ve  $Q_2$  değerleri ile Q-s grafiği çizilirse kuyudaki su seviyesindeki düşüğe bağlı olarak  $Q_1$  ve  $Q_2$  eğrileri elde edilir.  $Q_1$  ve  $Q_2$  eğrilerinin kesişme noktası  $S_{opt}$  ve  $Q_{opt}$  değerlerini verir.



**Örnek 3.5:** Gelecekteki nüfusu 20000 kişi olarak tahmin edilen bir şehrin içme suyu ihtiyacı, zemin boy kesiti şekilde verilen basınçlı bir akiferde açılacak kuyularla sağlanacaktır. Ayrıca kuyu açılacak zemindeki elek analizi sonuçları tabloda verilmiştir.

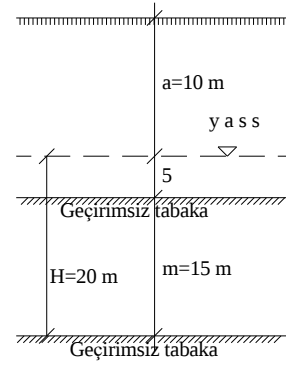
Buna göre;

- Şehrin ihtiyaç debisini bulunuz. ( $q_{ort}=100$  l/NG ).
- Zeminin permeabilite katsayısını hesaplayınız.
- Çeşitli kuyu çaplarını deneyerek en uygun kuyu çapını ve sayısını belirleyiniz.

d) Kuyu içine yerleştirilecek kum-çakıl filtreyi ve emme borusunu boyutlandırıp, uygun kuyu çapını seçiniz.

e) Başlık aksamı ile birlikte kuyunun şematik şeklini çiziniz.

| <u>Elek çapı(mm)</u> | <u>Elekten geçen %</u> |
|----------------------|------------------------|
| < 0.2                | 10                     |
| 0.2-0.6              | 50                     |
| 0.6-2.0              | 30                     |
| >2.0                 | <u>10</u>              |
|                      | 100                    |



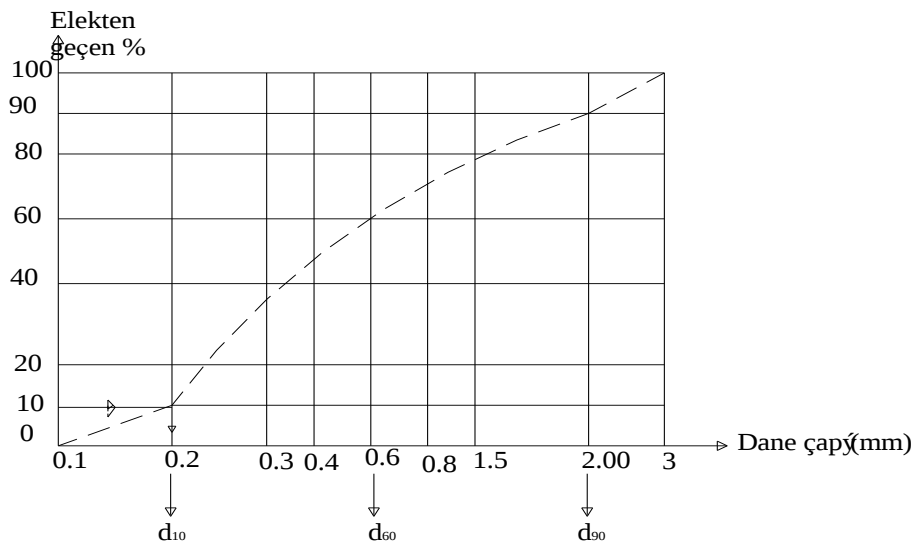
### Çözüm:

$$a) Q_{iht} = \frac{q_{mak} \cdot N}{86400} = \frac{1.5 q_{ort} N}{86400} = \frac{1.5 \times 100 \times 20000}{86400} = 34.7 \text{ L/s}$$

b) (k) permeabilite sayısını tayini için granülometri eğrisinin çizilmesi gerekir. Granülometri eğrisinden  $d_{10}=0.2 \text{ mm}$  ve  $d_{60}=0.60$  ve  $d_{90}=2 \text{ mm}$  bulunur. Buradan  $u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.6}{0.2} = 3$

olduğundan, permeabilite katsayısı  $k=0.0116d_{10}^2=0.0116 \times 0.2^2 = 4.64 \times 10^{-4} \text{ (m/s)}$  elde edilir.  $d_{10}$  mm olarak alınmalıdır.

c) Kuyu donanımı (emme borusu çapı, krepin çapı v.s.) belli olmadığından, muhtemel kuyu çaplarına göre optimum debi hesaplanıp, bundan sonra emme borusu çapı ve kum-çakıl filtre kalınlığı dikkate alınarak uygun kuyu çapı seçilmelidir. Ortalama kuyu çaplarını 60, 80 ve 90 cm seçelim.



Granülometri eğrisi

Her bir kuyu çapı için zemin taneleri sürüklenmeden çekilebilecek maksimum debiler,

$$D=60 \text{ cm için, } Q_{2\max} = 2\pi m \frac{\sqrt{k}}{30} = 2\pi \frac{0.60}{2} 15 \frac{\sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{30} = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D=80 \text{ cm için, } Q_{2\max} = 2\pi \frac{0.80}{2} \times 15 \times \frac{\sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{30} = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D=90 \text{ cm için, } Q_{2\max} = 2\pi \frac{0.90}{2} \times 15 \times \frac{\sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{30} = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$$

bulunur. Çeşitli kuyu çapları için kuyulardaki seviye alçalmasına bağlı olarak çekilebilecek  $Q_1$  debilerini bulalım. Burada dikkat edilmesi gereken,  $s < 5$  m'lik alçalmaya kadar basınçlı akifer,  $s > 5$  m için serbest yüzeyli akifer bağıntılarının kullanılmasıdır.

$$D=60 \text{ cm için; } Q_1 = 2\pi km \frac{H-h}{\ln(R/r)} = 2\pi \times 4.64 \times 10^{-4} \times 15 \times \frac{s}{\ln \frac{3000s \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.30}}$$

$$Q_1 = 0.043 \frac{s}{\ln 215s}$$

$$s=1 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{1}{\ln(215 \times 1)} = 8 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=2 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{2}{\ln(215 \times 2)} = 0.014 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=5 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{5}{\ln(215 \times 5)} = 0.031 \text{ m}^3/\text{s}$$

$S > 5$  m için serbest hal formülü geçerli olduğuna göre;

$$S=7 \text{ m için, } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \times \frac{20^2 - 13^2}{\ln \frac{3000 \times 7 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.3}} = 0.046 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S=15 \text{ m için, } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \times \frac{20^2 - 5^2}{\ln \frac{3000 \times 15 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.3}} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D=0.80 \text{ m için; } Q_1 = 0.043 \frac{s}{\ln 161s}$$

$$s=1 \text{ m için } Q_1 = 0.043 \frac{1}{\ln 161 \times 1} = 8.4 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=2 \text{ m için } Q_1 = 0.043 \frac{2}{\ln 161 \times 2} = 0.0148 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=5 \text{ m için } Q_1 = 0.043 \frac{5}{\ln 161 \times 5} = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$$

**S>5 m için serbest hal formülü geçerlidir.**

$$S=7 \text{ m } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \frac{20^2 - 13^2}{\ln \frac{3000 \times 7 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.4}} = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S=15 \text{ m } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \frac{20^2 - 5^2}{\ln \frac{3000 \times 15 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.4}} = 0.070 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D=0.90 \text{ m için; } Q_1 = 0.043 \frac{s}{\ln 143s}$$

$$s=1 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{1}{\ln(143 \times 1)} = 8.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=2 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{2}{\ln(143 \times 2)} = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s=5 \text{ m için, } Q_1 = 0.043 \times \frac{5}{\ln(143 \times 5)} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$$

**S>5 m için serbest hal formülü geçerlidir.**

$$S=7 \text{ m için, } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \times \frac{20^2 - 13^2}{\ln \frac{3000 \times 7 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.45}} = 0.048 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S=15 \text{ m için, } Q_1 = \pi \times 4.64 \times 10^{-4} \times \frac{20^2 - 5^2}{\ln \frac{3000 \times 15 \times \sqrt{4.64 \times 10^{-4}}}{0.45}} = 0.071 \text{ m}^3/\text{s}$$

Her üç kuyu çapında da kuyulardan çekilebilecek optimum debiler ihtiyaç debisinden küçük olduğundan tek kuyu yeterli değildir. Bu durumda çapı 60 cm olan iki kuyu seçilebilir. İhtiyaç debisinin yarısı olan 17.35 L/s bir kuyudan çekileceğine göre bu debide 60 cm çaplı kuyudaki alçalma miktarı,

$$0.01735 = s \frac{s}{\ln 215s} \text{ ifadesinden tatonmanla } s \cong 3.1 \text{ m elde edilir.}$$

d) Kum-çakıl Filtrenin Boyutlandırılması:

$$u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,60}{0,20} = 3 \text{ ve } 5 > u > 3 \text{ olduğundan kum-çakıl filtrenin en dış tabakasının tane çapı}$$

**Örnek 3.6:** 1950 yılındaki nüfusu 10000, 1970 yılındaki nüfusu 20000 olan bir şehrin ve bu şehir yakınında kurulacak yaz sezonunda nüfusu 10000 kişi olabilecek bir turistik tesisin içme suyu ihtiyacı; debisi  $Q_{\min}=10$  L/s olan bir yamaç menbaı (pınar) ile eğimli veya eğimsiz yeraltı suyundan sızdırma boruları ile sağlanacaktır.  $q_{\max,\text{şehir}}= 150$  l/NG,  $q_{\max,\text{tur.tesis}} = 200$  l/NG ve  $k= 0.0004$  m/s olduğuna göre;

- Şehrin 1980 yılından itibaren 30 yıl sonraki nüfusunu İller Bankası metoduna göre bulunuz.
- Turistik tesis dahil şehrin ihtiyaç debisini hesaplayınız.
- Menba kum sürüklemektedir. Menba kaptajı ile birlikte bir kum tutucu yapılarak çapı 0.01cm'den küçük tanelerin tutulması istenmektedir. Buna göre kaptajı boyutlandırınız.
- Düz ve eğimli halde sızdırma borularını boyutlandırıp, ölçeksiz olarak şematik şekillerini çiziniz. Dren borularında manning katsayısı  $n=0.010$  alınacaktır.

**Cevap:**

- $a=1970-1950=20$  yıl ve  $n=2010-1970=40$  yıl olduğuna göre geçmiş nüfus artış hızı,

$$P = \left( \sqrt[20]{\frac{20000}{10000}} - 1 \right) 100 = (1.035 - 1) 100 = \%3.5 \text{ bulunur. İller Bankası yönetmeliğine göre } p > 3 \text{ ise}$$

$p=3$  alındığına göre 2010 yılı nüfusu,

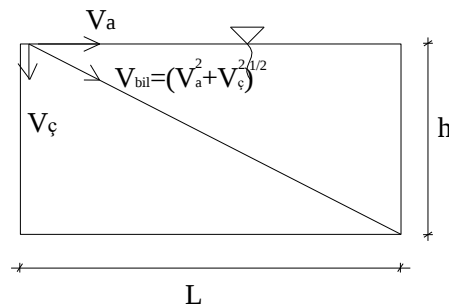
$$N_{2010} = 20000 \left( 1 + \frac{3}{100} \right)^{40} = 65240 \approx 65000 \text{ kişi elde edilir.}$$

- İhtiyaç debisi, şehrin ve turistik tesisin ihtiyaçları toplamı olup,

$$Q_{\text{iht}} = Q_{\text{şehir}} + Q_{\text{tur.tesis}} = \frac{65000 \times 150}{86400} + \frac{10000 \times 200}{86400} = 112.84 + 23.14 \approx 136 \text{ L/s elde edilir.}$$

- Menba Kaptajı Boyutlandırması:

Kum tutucu hesabı : Menba suyunun sıcaklığı  $T=10^\circ\text{C}$ , kinematik viskozitesi  $\nu=1.31 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$   $=1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (kinematik vizkosite), çökmesi istenen tane çapı  $d=0.01 \text{ cm}=10^{-4} \text{ m}$ ,  $V_c$  çökme hızı ve  $V_a$  akış hızıdır.



Önce laminer çökme kabul edelim. Buna göre çökme hızı;

$$V_{\text{ç}} = \frac{981}{18} (2.65 - 1) \cdot \frac{(10^{-2})^2}{1.31 \times 10^{-2}} = 0.68 \text{ cm/s} \text{ bulunur. Re sayısını tahkik edelim.}$$

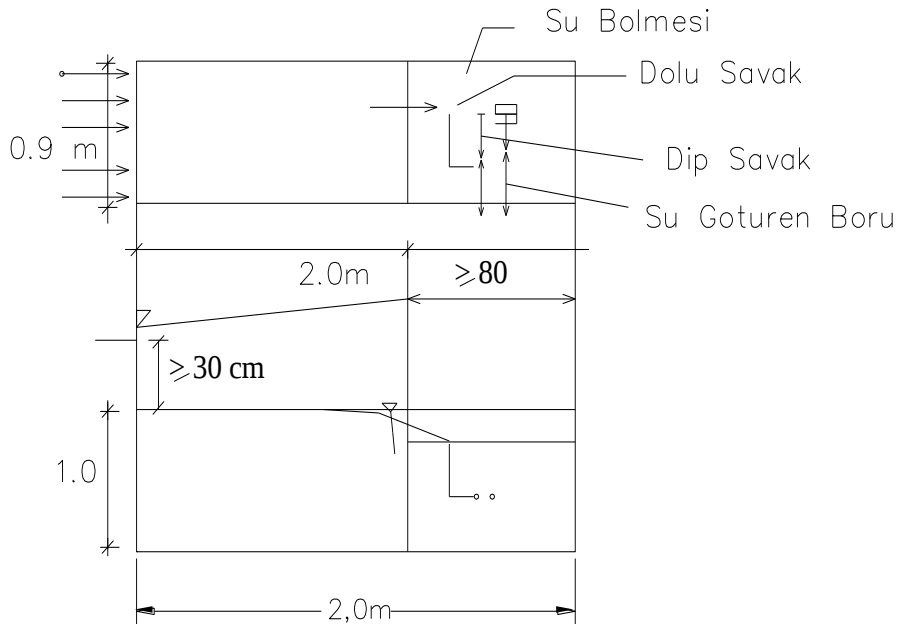
$$Re = \frac{0.68 \times 0.01}{1.31 \times 10^{-2}} = 0.51 \cong 0.50 \text{ elde edilir. O halde yapılan kabul doğrudur ve } V_{\text{ç}} = 0.68 \text{ cm/s}$$

alınabilir. Kum tutucu derinliği  $h=1 \text{ m}$  ve yatay akım hızı  $V_a=4 \text{ cm/s}$  alınırsa, kum tutucu havuz uzunluğu,  $L = h \frac{V_a}{V_{\text{ç}}} = 1.0 \frac{0.04}{0.0068} = 5.88 \text{ m}$  bulunur. Havuz uzunluğu %20 arttırılırsa,

$L' = 1.2 \times 5.88 \cong 7.0 \text{ m}$  bulunur. Yatay ve düşey hıza göre kum tutucu havuzun olması gereken genişliği;  $Q=blV_{\text{ç}}$  den  $0.010=b \times 7.0 \times 0.0068$  ve  $b=0.21 \text{ m}$  (düşey hıza göre);  $Q=bhV_a$  dan  $0.010=b \times 1.0 \times 0.04$  ve  $b=0.25 \text{ m}$  (yatay hıza göre) bulunur. Bu değer çok küçük olduğundan ve ince uzun bir havuz yapısal olarak uygun değildir. Dolayısıyla,  $b = 0.90 \text{ m}$  alınarak yatay akım hızı ve havuz uzunluğu azaltılır.

$$V_a = \frac{Q}{bh} = \frac{0.01}{0.9 \times 1.0} = 0.011 \text{ m/s} = 1.1 \text{ cm/s} \text{ ve havuz uzunluğu } L = 1.0 \times \frac{0.011}{0.0068} = 1.6 \text{ m}$$

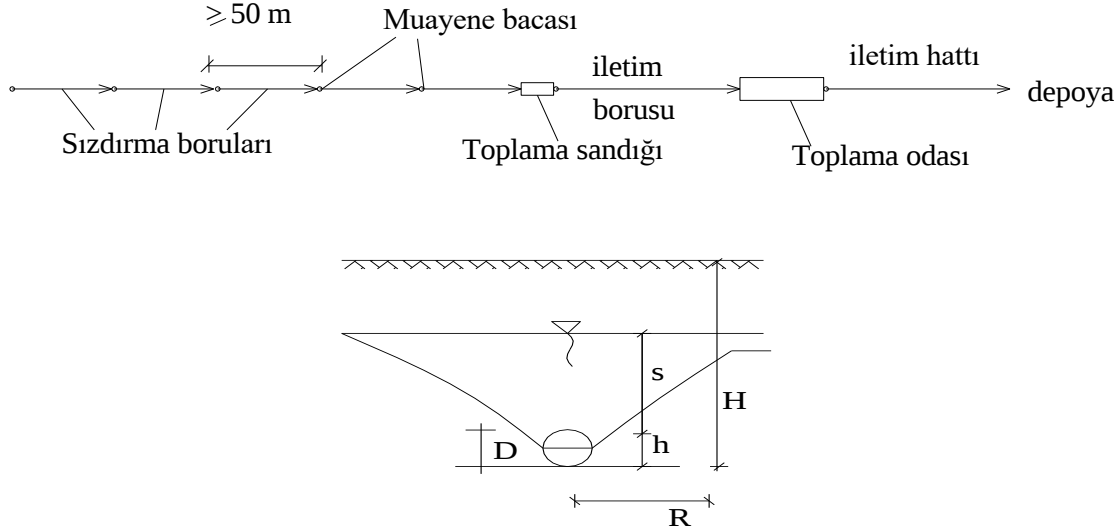
$L' = 1.2 \times 1.6 \cong 2.0 \text{ m}$  bulunur. Bu durumda kum tutucu boyutları;  $L=2.0 \text{ m}$ ,  $b=0.90 \text{ m}$  ve  $h=1.0 \text{ m}$  olur.



d) Toplam ihtiyaç debisi  $Q_{\text{ih}} = 136 \text{ L/s}$ 'dir. Bunun  $10 \text{ L/s}$ 'si menbadan alınmaktadır. Buna göre sızdırma boruları ile toplanacak yeraltı suyu debisi  $Q = 126 \text{ L/s}$ 'dir.

### 1) Yeraltı suyu yatay bir akiferden sağlanırsa;

Sızdırma borularında hız  $V=0.2-0.4$  m/s olacak şekilde bir eğim verilir ve kesitlerin yarı dolu aktığı kabul edilir. Drenlerin tek bir hat boyunca ve çift taraflı su topladığını kabul edelim. Değişik ve standart boru çapları kullanalım ( $\phi 100$  mm,  $\phi 200$  mm,  $\phi 400$  mm,  $\phi 600$  mm,  $\phi 800$  mm).



$\phi 100$  mm çaplı borunun taşıyacağı maksimum debi;

$$Q_{100} = \frac{\pi(0.1)^2}{2 \times 4} \times 0.4 = 1.57 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} < 0.126 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bulunur. Bu debiyi toplayacak } 100 \text{ mm çaplı}$$

$$\text{dren borusunun uzunluğu denklem 3.9'dan, } L_{100} = \frac{QR}{k(H^2 - h^2)} = \frac{1.57 \times 10^{-3} \times 237}{0.0004(4^2 - 0.05^2)} = 58 \text{ m}$$

$$\text{bulunur. Burada; } s = H - h = H - \frac{D}{2} \text{ ve tesir yarıçapı,}$$

$$R = 3000s\sqrt{k} = 3000(4 - 0.05)\sqrt{0.0004} = 237 \text{ m'dir. \%50 dolulukta } 1.57 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s'lik debiyi } 0.4 \text{ m/s hızda iletecek } 100 \text{ mm çaplı dren borusu eğimi Manning denkleminde, } V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

$$0.4 = \frac{1}{0.010} \left( \frac{1}{2} \times \frac{0.1}{4} \right)^{2/3} j^{1/2} \text{ ifadesiden } j = 5.48 \times 10^{-3} \text{ bulunur. } \phi 100 \text{ mm'lik borunun toplayabileceği}$$

maksimum debi ihtiyaç debisinden küçük olduğundan  $\phi 200$  mm'lik boru seçelim ve hesapları

$$\text{yineleyelim. } \phi 200 \text{ mm için; } Q_{200} = \frac{\pi(0.2)^2}{2 \times 4} \times 0.4 = 6.28 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s,}$$

$$R = 3000 \times (4 - 0.1) \times \sqrt{0.0004} = 234 \text{ m ve } L_{200} = \frac{(6.28 - 1.57) \times 10^{-3} \times 234}{0.0004(4^2 - 0.1^2)} = 172 \text{ m bulunur. \%50}$$

dolulukta  $6.28 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ 'lik debiyi  $0.4 \text{ m/s}$  hızda iletecek  $200 \text{ mm}$  çaplı dren borusu eğimi Manning denkleminde,  $0.4 = \frac{1}{0.010} \left( \frac{1}{2} \times \frac{0.2}{4} \right)^{2/3} j^{1/2}$  ifadesiden  $j = 2.18 \times 10^{-3}$  bulunur. Bu boruda

ihtiyaç debisini karşılamadığından bir üst standart çapa geçilir.  $\phi 400 \text{ mm}$  için;

$$Q_{400} = \frac{\pi(0.4)^2}{2 \times 4} \times 0.4 = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}, \quad R = 3000 \times (4 - 0.2) \times \sqrt{0.0004} = 228 \text{ m} \quad \text{ve}$$

$$L_{400} = \frac{(0.025 - 6.28 \times 10^{-3}) \times 228}{0.0004(4^2 - 0.2^2)} = 669 \text{ m} \text{ bulunur. } \%50 \text{ dolulukta } 0.025 \text{ m}^3/\text{s}'\text{lik debiyi } 0.4 \text{ m/s}$$

hızda iletecek  $400 \text{ mm}$  çaplı dren borusu eğimi Manning denkleminde,

$$0.4 = \frac{1}{0.010} \left( \frac{1}{2} \times \frac{0.4}{4} \right)^{2/3} j^{1/2} \text{ ifadesiden } j = 8.65 \times 10^{-4} \text{ bulunur. Bu boruda ihtiyaç debisini}$$

karşılamadığından bir üst standart çapa geçilir.  $\phi 600 \text{ mm}$  için;  $Q_{600} = \frac{\pi(0.6)^2}{2 \times 4} \times 0.4 = 0.056 \text{ m}^3/\text{s}$ ,

$$R = 3000 \times (4 - 0.3) \times \sqrt{0.0004} = 222 \text{ m} \text{ ve } L_{600} = \frac{(0.056 - 0.025) \times 222}{0.0004(4^2 - 0.3^2)} = 1082 \text{ m} \text{ bulunur. } \%50$$

dolulukta  $0.056 \text{ m}^3/\text{s}$ 'lik debiyi  $0.4 \text{ m/s}$  hızda iletecek  $600 \text{ mm}$  çaplı dren borusu eğimi Manning

denkleminde,  $0.4 = \frac{1}{0.010} \left( \frac{1}{2} \times \frac{0.6}{4} \right)^{2/3} j^{1/2}$  ifadesiden  $j = 5.04 \times 10^{-4}$  bulunur. Bu boruda ihtiyaç

debisini karşılamadığından bir üst standart çapa geçilir.  $\phi 900 \text{ mm}$  için;

$$Q_{900} = \frac{\pi(0.9)^2}{2 \times 4} \times 0.4 = 0.127 \text{ m}^3/\text{s} \cong 126 = Q_{iht} \text{ bulunur. O halde maksimum } 900 \text{ mm} \text{ çaplı boru}$$

ihtiyaca yeterlidir. Bu çap için gerekli boru uzunluğu,  $R = 3000 \times (4 - 0.1) \times \sqrt{0.0004} = 234 \text{ m}$  ve

$$L_{900} = \frac{(0.127 - 0.056) \times 213}{0.0004(4^2 - 0.45^2)} = 2393 \text{ m} \text{ bulunur. } \%50 \text{ dolulukta } 0.127 \text{ m}^3/\text{s}'\text{lik debiyi } 0.4 \text{ m/s} \text{ hızda}$$

iletecek  $900 \text{ mm}$  çaplı dren borusu eğimi Manning denkleminde,  $0.4 = \frac{1}{0.010} \left( \frac{1}{2} \times \frac{0.9}{4} \right)^{2/3} j^{1/2}$

ifadesiden  $j = 2.94 \times 10^{-4}$  bulunur.

Sonuç olarak  $58 \text{ m } \phi 100 \text{ mm}$ ,  $172 \text{ m } \phi 200 \text{ mm}$ ,  $669 \text{ m } \phi 400 \text{ m}$ ,  $1082 \text{ m } \phi 600 \text{ mm}$  ve  $2393 \text{ m } \phi 900 \text{ mm}$ 'lik boru olmak üzere toplam  $4374 \text{ m}$  dren borusu ile  $126 \text{ L/s}$ 'lik ihtiyaç debisi karşılanmaktadır.

## 2-) Yeraltı suyu $j=0.01$ eğimli bir akiferden sağlanırsa;

Burada; çekilen debi  $Q = kLHJ$  bağıntısından bulunur. Buna göre,  $0.127 = 0.0004 \times L \times 4 \times 0.01$  ve

$$L \frac{0.126}{0.0004 \times 4 \times 0.01} = 7875 \text{ m} \text{ uzunluğundaki sızdırma boruları ile ihtiyaç karşılanabilir. Tek bir}$$

çap kullanılması durumunda;  $0.126 = \frac{\pi D^2}{2 \times 4}$  'den  $D=0.90$  m çaplı dren borusu kullanılmalıdır.

Ancak tek çap kullanılması ekonomik değildir. Dolayısıyla minimum standart çaplı borudan başlayarak ihtiyacı karşılayacak şekilde çaplar artırılarak gidilmelidir. Bu akifer için de sızdırma borularında aynı hız ve eğimde toplanacak debiler aynı olduğundan;

$\phi 100$  mm için;  $0.00157 = 0.0004 \times L_{100} \times 4 \times 0.01$   $L_{100} = 98$  m,

$\phi 200$  mm için;  $(0.00628 - 0.00157) = 0.0004 \times L_{200} \times 4 \times 0.01$   $L_{200} = 294$  m,

$\phi 400$  mm için;  $(0.025 - 0.00628) = 0.0004 \times L_{400} \times 4 \times 0.01$   $L_{400} = 1170$  m,

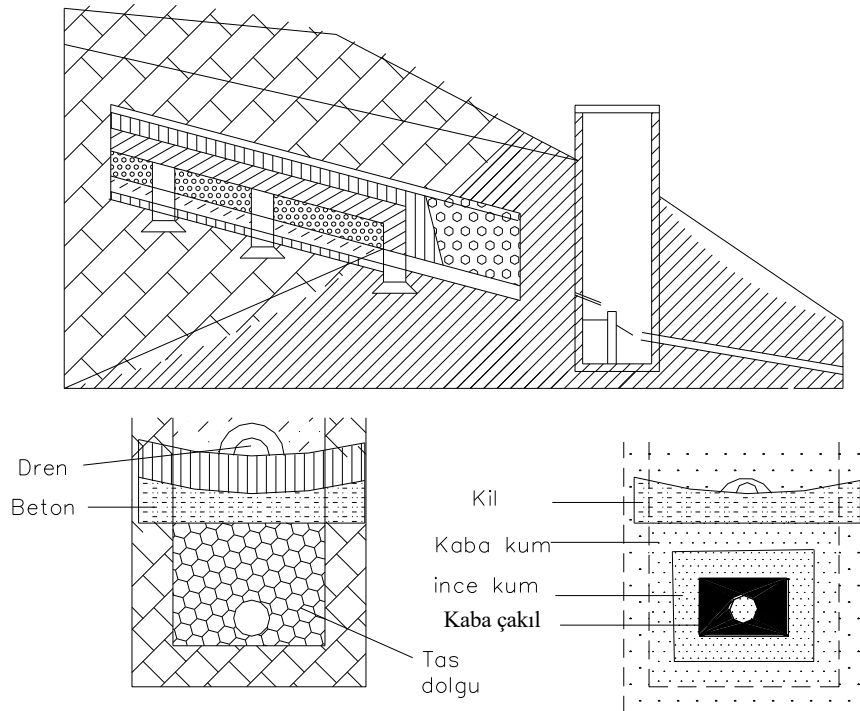
$\phi 600$  mm için;  $(0.056 - 0.025) = 0.0004 \times L_{600} \times 4 \times 0.01$   $L_{600} = 1938$  m ve

$\phi 900$  mm için;  $(0.126 - 0.056) = 0.0004 \times L_{900} \times 4 \times 0.01$   $L_{900} = 4375$  m

ve toplam  $L_{\text{toplam}} = 7881$  m bulunur.

Dren boruları 50-100 m aralıklarla muayene bacaları yerleştirilerek birbirine bağlanırlar. Herhangi bir arıza, bakım ve onarım durumunda bu bacalardan girilerek müdahale edilir. Sızdırma borularından toplanan sular hattın sonununda bir toplama sandığından isale hattına verilerek oradan hazneye iletilir.

Şekilde bir dren sisteminin çeşitli kesitleri verilmiştir.



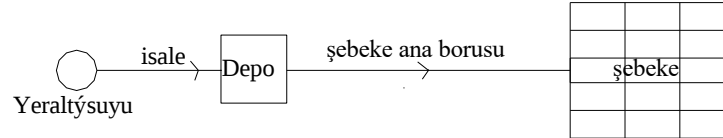
Şekil: Bir dolu savak membandan su alınması

## BÖLÜM 4

### SULARIN İLETİLMESİ (İSALE)

#### 4.1 İsale Tipleri

Su getirme tesisleri genellikle dört esas yapıdan meydana gelir. İsale (iletim) hattı, su haznesi (depo), şebeke ana borusu ve içme suyu şebekesi.



Topoğrafik, hidrolik ve ekonomik şartlar dikkate alınarak sular üç şekilde iletilebilir:

- Cazibeli isale,
- Terfilili isale,
- Hem cazibeli ve hem de terfilili isale.

İsale (iletim) hatları, basınçlı (dolu) olarak akan kapalı boruların meydana getirdiği boru hatlarıdır. İsalelerin çoğu bu şekildedir, inşa tarzı kolay ve maliyeti diğerlerine kıyasla düşüktür. Ayrıca boru içindeki basınç dışarıdan kirli suların boru içine girmesini önlediğinden kirlenme tehlikesine karşı sağlık bakımından güvenlidir. Basınçlı iletim özellikle terfilili isale hatları ancak yüksek basınçlara dayanan boruların ekonomik maliyetlerle imal edilebilmesinden sonra yapılabilmektedir. Cazibeli isalede su, su alma yerinden (kaynak) şehre veya depoya kendi enerjisi ile akar. Kaynak su kotu, depo kotundan daha fazladır (Şekil 4.1).

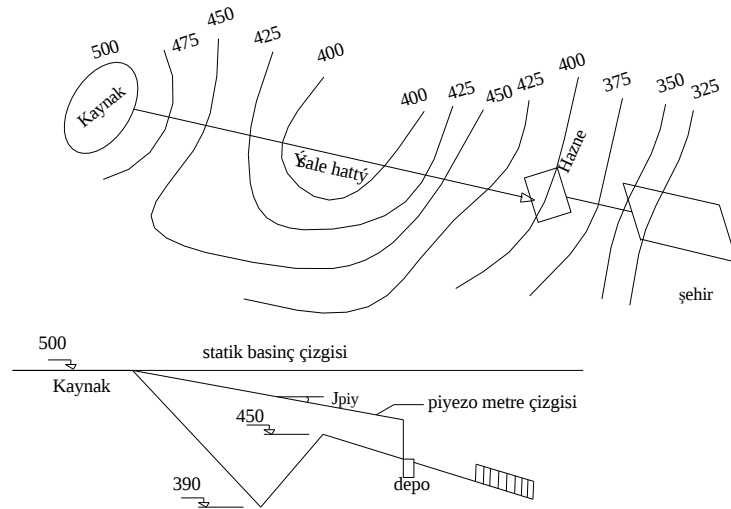
Terfilili isalede kaynak şehirden daha düşük kotlu bir noktadadır. Kaynaktan alınan su, bir pompa ile hazneye veya doğrudan şehre pompalanır. Depo yeri, Şekil 4.2’de olduğu gibi, şehirden sonra olabileceği gibi şehirden önce de olabilir.

Hem cazibeli hem terfilili isalede ise, eğer ekonomikse kısmen cazibe ile isale yapılarak, toplam terfi yüksekliğinden tasarruf sağlanabilir (Şekil 4.3).

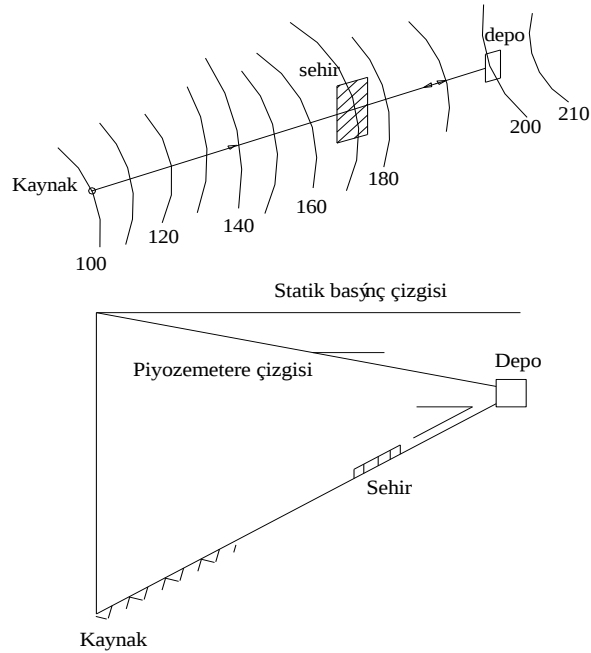
İletim hatları ihtiyaca göre terfilili veya cazibeli olarak tasarlanabilir. Terfilili sistemlerde iletim hatları pompa çalışma süresi ve terfi debisine göre tasarlanmalı; cazibeli sistemlerde ise maksimum kişi başı günlük tüketime ( $q_{mak}$  değerine) göre tasarlanmalıdır. Cazibeli boru planlanıyorsa hattın güzergahı, boyu, çapı, cinsi, hat üzerindeki basınçlar ve sanat yapıları göz önünde bulundurularak ekonomik analizler yapılmalı ve en uygun çözüm seçilmelidir.

Terfilili sistemlerde iletim hatları için ekonomik çap tayini yapılmalıdır. Ekonomik çap belirlenirken ilk yatırım maliyeti, yük kayıpları ve pompaların verimi gibi faktörler göz önünde

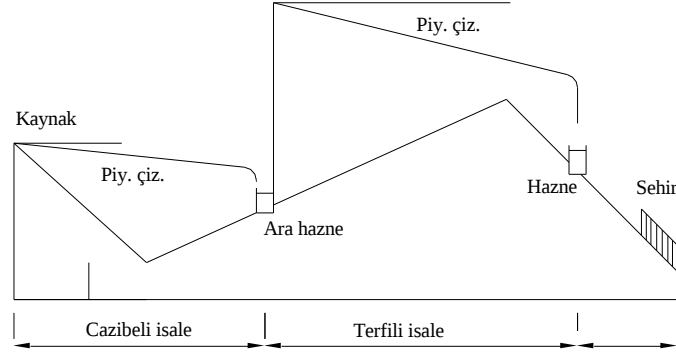
bulundurulmalı ve sistemin tüm ömrü boyunca ekonomik açıdan en uygun çözüm seçilmelidir. Ekonomik çap tayininde maliyetler, ilk yatırım maliyeti ve işletme maliyeti olarak iki kaleme ele alınmalı ve toplam maliyeti en aza indiren boru çapı belirlenmelidir. İlk yatırım maliyeti hesaplanırken boru çapına bağlı maliyetler ve kazı maliyetleri gibi faktörler dikkate alınmalıdır. İşletme maliyetleri ise tahmin edilen enerji sarfiyatları ile belirlenmelidir. Borularda, üretici firmalar tarafından verilen emniyetli basınç sınırları aşılmamalıdır. Terfili ve cazibeli sistemlerde statik basınçlar ve su darbesi etkileri dikkate alınarak boru cins ve tipleri seçilmelidir.



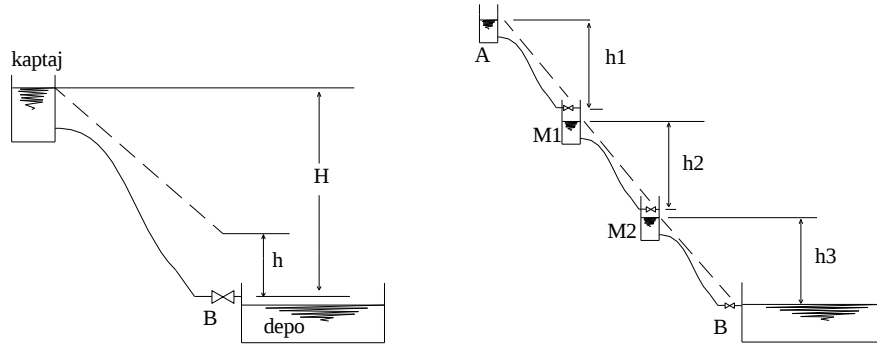
Şekil 4.1 Cazibeli isale



Şekil 4. 2 Terfili isale



Şekil 4.3 Hem terfili hem cazibeli isale



Şekil 4.4 Maslakların fonksiyonu

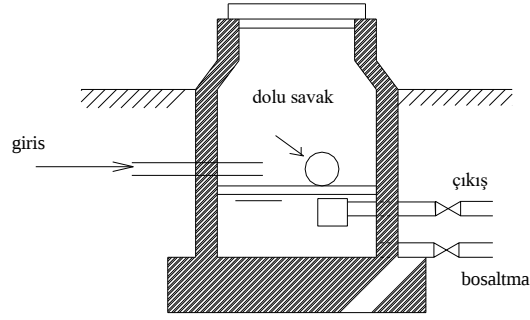
## 4.2 İsale Hattı İşletme Elemanları

İsale hattında kullanılan sanat yapıları (işletme elemanları) maslak, vantuz odası, hava bacası ve tahliye odasından ibarettir. Bunlardan her biri aşağıda açıklanmıştır.

### 4.2.1 Maslak (Basınç Kırma Odası)

İsale hattında kullanılacak boruların fazla basınca maruz kalması durumunda hat üzerine Şekil 4.4'deki gibi odacıklar yapılarak, bu odacıklarda suyun hava ile temas etmesi ve böylece rölatif basıncın sıfıra (atmosfer basıncına) düşmesi sağlanır. Bu odacıklara maslak (basınç kırma odası, enerji kırıcı) denir.

Şekil 4.4'deki  $M_1$  ve  $M_2$  maslakları sayesinde B vanası tamamen kapalı olduğu zaman doğabilecek H statik basıncı;  $h_3$ ,  $h_2$  ve  $h_1$  gibi üç parçaya bölünür. Böylece isale hattında daha düşük basınca dayanan, yani et kalınlığı daha az ve daha ucuz boru kullanılabilir. Maslak çok basit bir büzden dahi yapılabilir. Şekil 4.5'de basit bir maslak odası verilmiştir. Maslak esas itibariyle bir kaptaja benzer ve su bölmesi, manevra odası ve tahliye bölmesi olmak üzere üç kısımdan meydana gelir. Tahliye bölmesi dolu savak tertibini de içermektedir.

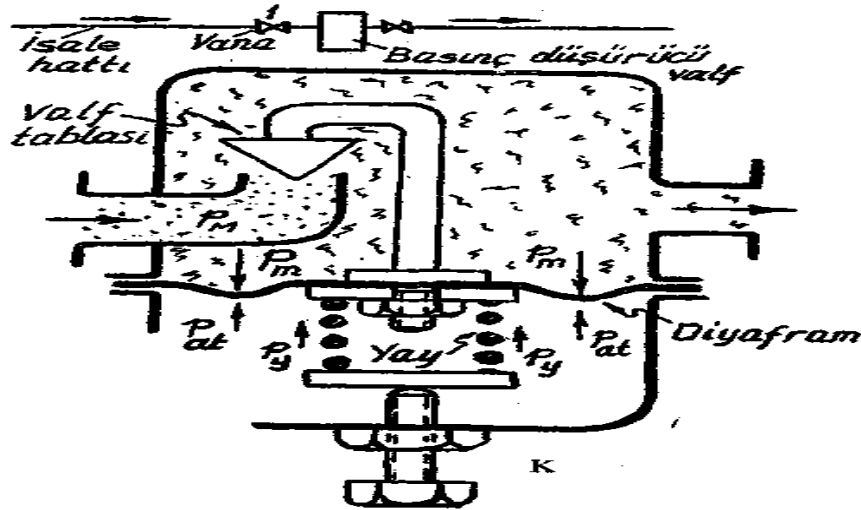


Şekil 4.5 Basit bir maslak.

Maslağa konulan dolu savak maksimum debiyi tahliye edebilecek şekilde çaplandırılır. Su bölmesi küçük debili tesislerde 10 dakikalık suyu biriktirecek büyüklükte seçilebilir. Debi büyüdükçe, bu dolma süresi 10 dakikadan çok daha küçük alınabilir.

#### 4.2.2 Basınç Düşürme Vanaları

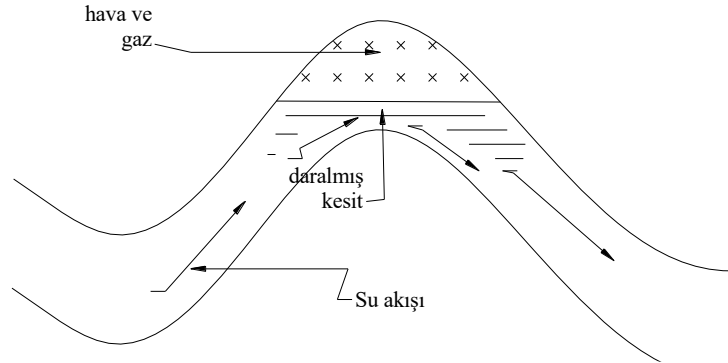
Şehir içinde yapılabilecek yer ve imkân bulunmayabilir. Örneğin bir fabrika ayırım hattı üzerine maslak konulamaz, konulursa basınç önce sıfıra düşer ve sonra suyu fabrikaya pompalamak gerekir. Bu gibi hallerde basınç düşürmek için Şekil 4.6'daki gibi basınç düşürücü vana kullanılır. Vanalardan geçen suyun rölatif basıncı alttaki yayın sağladığı basınca eşittir. Vanadan çıkan suyun basıncı alttaki K basınç ayar civatası ile ayarlanır.



Şekil 4.6 Basınç düşürücü valfin çalışma şeması

#### 4.2.3 Vantuz

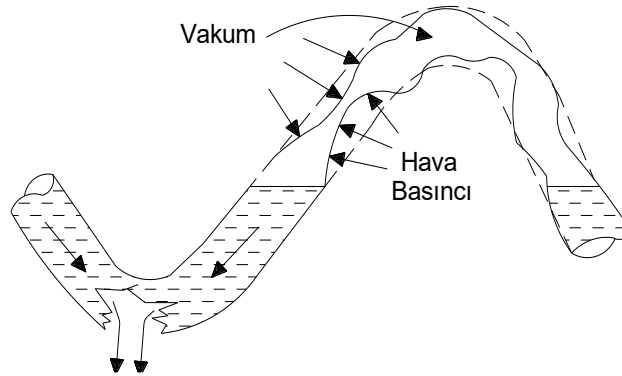
İsale hatları işletmeye alınırken su boru içerisindeki havayı önüne katarak Şekil 4.7'deki gibi hattın tepe noktalarına taşır ve hava orada hapsolür. Bazen hava kesiti tamamen kapayarak su akışını durdurur. Bu durum, yeni yapılmış ve işletmeye açılacak isale hatlarının deneme çalıştırmalarında (hatalı yapılmış hatlarda) sık rastlanır.



Şekil 4.7 Hava ve gaz birikmesi ile kesiti daralan bir tepe noktası

Bir isale hattının her yerinde hız ve basınç farklıdır. Hızın fazla olduğu (vana v.s.) kesitlerde su basıncı düşer, hattın tepe noktalarında da basınç düşüktür. Basıncın düşük olduğu yerlerde, su içinde çözünmüş haldeki çeşitli gazlar ( $\text{CO}_2$  v.s.) çözünerek serbest hale gelir ve su ile sürüklenerek Şekil 4.7'deki gibi tepe noktalarda birikir ve kesiti daraltarak akışı kısar veya tamamen durdurur. Bu hava ve gazların birikme noktalarından dışarı atılması gerekir. Ayrıca, bazen isale hattının alt kısımlarındaki bir boru kırılabilir ve Şekil 4.8'deki gibi sular bu kırıktan akarak hattın tepe noktasında vakum meydana getirir. Bu taktirde dış basınç altında borular ezilme meydana gelebilir.

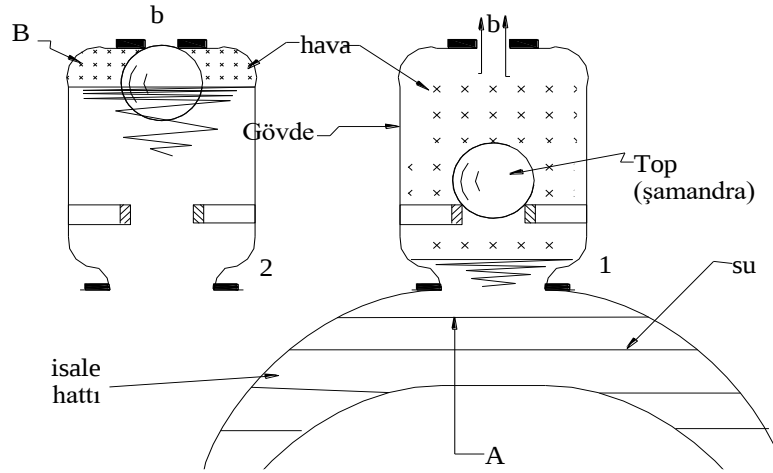
Bu sakıncaları önlemek için hattın tepe noktalarına vantuz (hava boşaltma sübabı, hava vanası) denilen bir tür cihaz konulur.



Şekil 4.8 Kırılmış bir hattın üst kesiminde vakum meydana gelmesi

Vantuzun şematik bir görünüşü Şekil 4.9'da verilmiştir. Vantuz, üstünde bir delik, içinde bir top (şamandıra) bulunan silindirik veya prizmatik bir gövdeden oluşan bir cihazdır. Cihazın içinde su yokken top aşağı düşerek desteklerin üzerinde durur. Boru hattı su ile doldukça su hattaki havayı önüne katar ve hattın tepe noktasına konulmuş bulunan vantuza getirir. Bu hava topun yanlarından geçerek üstteki (b) deliğinden dışarı atılır ve hava çıktıkça boşalan kısma arkasından su gelir ve vantuzun içine girer. Su belli bir seviyeye gelince topu yüzdürür ve top, su ile beraber yükselerek (b) deliğini tamamen kapatır ve böylece hem üstte kalan az bir miktar havanın hem

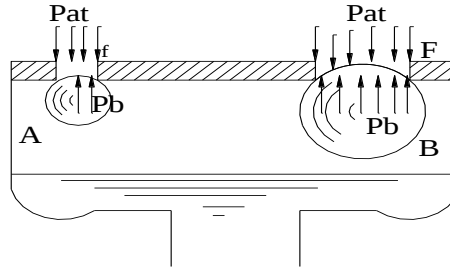
de içindeki suyun dışarı çıkmasını engeller. Bu sayede boru üst kısmında hiç hava birikmez ve akışı engellemez. Eğer Şekil 4.8'deki gibi aşağı bir kesimde boru kırılır veya hattın suyu boşalırsa, önce vantuz içindeki su seviyesi yavaş yavaş düşer, top aşağı iner ve b deliği açılır. Buradan hatta hava girmeye başlar ve alçalan suyu takip ederek boru içerisine hava (atmosfer basıncında) doldurur ve negatif basınç oluşması engellenir. Dolayısıyla da boruda çökme meydana gelmesi önlenmiş olur.



Şekil 4.9 Vantuzun şematik görünüşü

Büyük çaplı boru hatlarında hattın suyla dolması ve özellikle boşalma çok hızlı olabilir. Bu nedenle borudan kısa sürede çıkacak veya girecek hava miktarı çok fazla olur. Dolayısıyla b deliğinin büyük olması gerekir. Diğer taraftan normal işletme sırasında suda bulunabilecek az miktardaki hava ve gazlar vantuzun üst kısmında toplanarak su seviyesini düşürür ve seviye öyle bir duruma gelir ki top biraz aşağı düşerek deliği açar ve az bir miktar hava dışarı kaçtıktan sonra su seviyesi tekrar yükselerek (b) deliğini yeniden kapatır. Tekrarlanan bu hava çıkışları için küçük bir delik yeterli olur. Dolayısıyla, büyük çaplı isale hatlarında biri büyük diğeri küçük çaplı olmak üzere iki deliği (subabı) olan vantuzlara gerek duyulur. Bunlara çift subablı vantuz denir (Şekil 4.10).

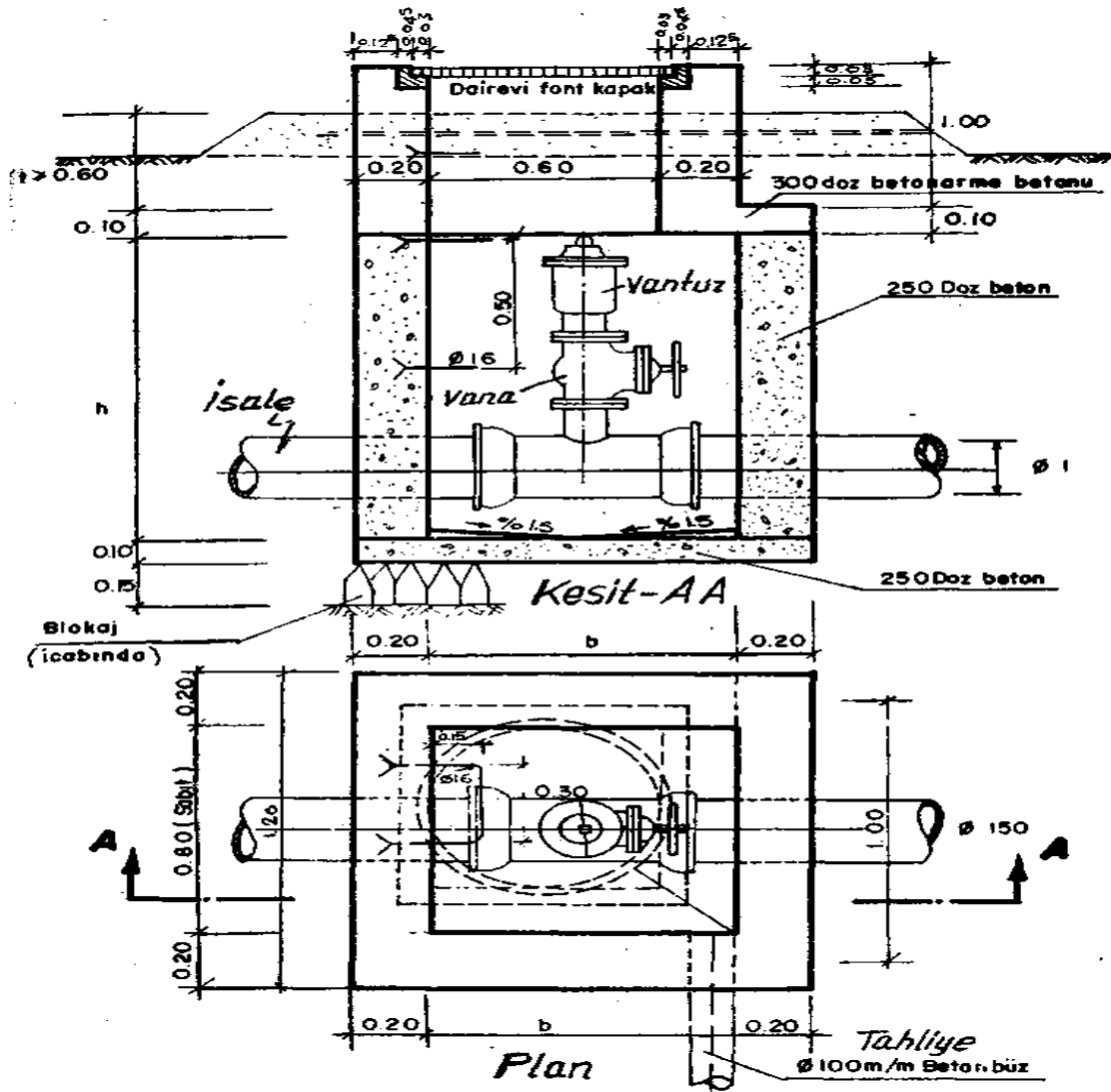
Çok miktarda havanın kısa sürede giriş çıkışı için büyük küre ve aynı zamanda küçük küre birlikte, az miktarda hava giriş çıkışı için yalnız küçük küre açılır. İsale hatlarında yerleştirilen vantuzlar genellikle vantuz odası denilen bacalar içine alınır. Bunun için hat üzerine önce bir T parçası, onun üzerine de vana ve vantuz monte edilir. İsale hattının çapına göre vantuz odası ve vantuz ile ilgili ölçüler değişmektedir. Şekil 4.11'de vantuz odası tipi gösterilmiş ve Çizelge 4.1'de de buna ait ölçüler verilmiştir.



Şekil 4.10 Çift küreli vantuz şeması

Çizelge 4.1 Tip vantuz odası ölçüleri

| İsale boru çapı $\varnothing_1$<br>(mm) | Vantuz boğaz çapı<br>(mm) | b (m) | h (m) | Kapak tipi |
|-----------------------------------------|---------------------------|-------|-------|------------|
| 75 - 100                                | 50                        | 100   | 110   | Font kapak |
| 125 - 200                               | 80                        | 120   | 130   | Font kapak |
| 250 - 400                               | 80                        | 140   | 150   | Font kapak |
| 450 - 600                               | 100                       | 180   | 200   | Font kapak |

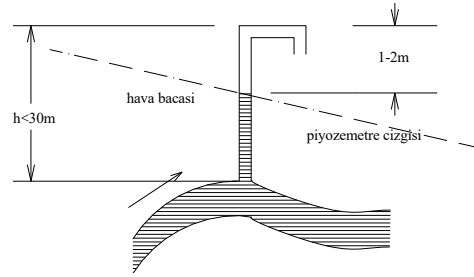


Şekil 4.11 Vantuz odası tipi

#### 4.2.4 Hava Bacaları

Vantuz gereken hattın tepe noktalarındaki işletme basıncı 5-6 metreden az olursa vantuz hava deliğinden yeterince hızla boşalamaz top ve subap yapışmaları meydana gelebilir. Bu gibi düşük basınçlı noktalarda vantuz yerine hava bacası kullanılır (Şekil 4.12). Hava bacanın tepesi o noktadaki piyezometre çizgisinin 1-2 m yukarısına kadar uzatılır. Böylece, işletme sırasında hava bacasından dışarı su akması önlenir. Ancak depo girişindeki vana kapatılırsa, tesis statik basınca maruz kalır ve hava bacasından dışarı su akar, bu suyu uzaklaştıracak tedbir de alınmalıdır.

Hava bacaları 30 m yüksekliğe kadar kullanılabilir. Daha yüksek boru dikmekten çok masraflı olduğu için kaçınılır. Hava bacasından hattın içine yabancı maddelerin girişini önlemek için, hava bacasının tepesi genellikle ters sifon şeklinde düzenlenir.



Şekil 4.12 Hava bacası şeması

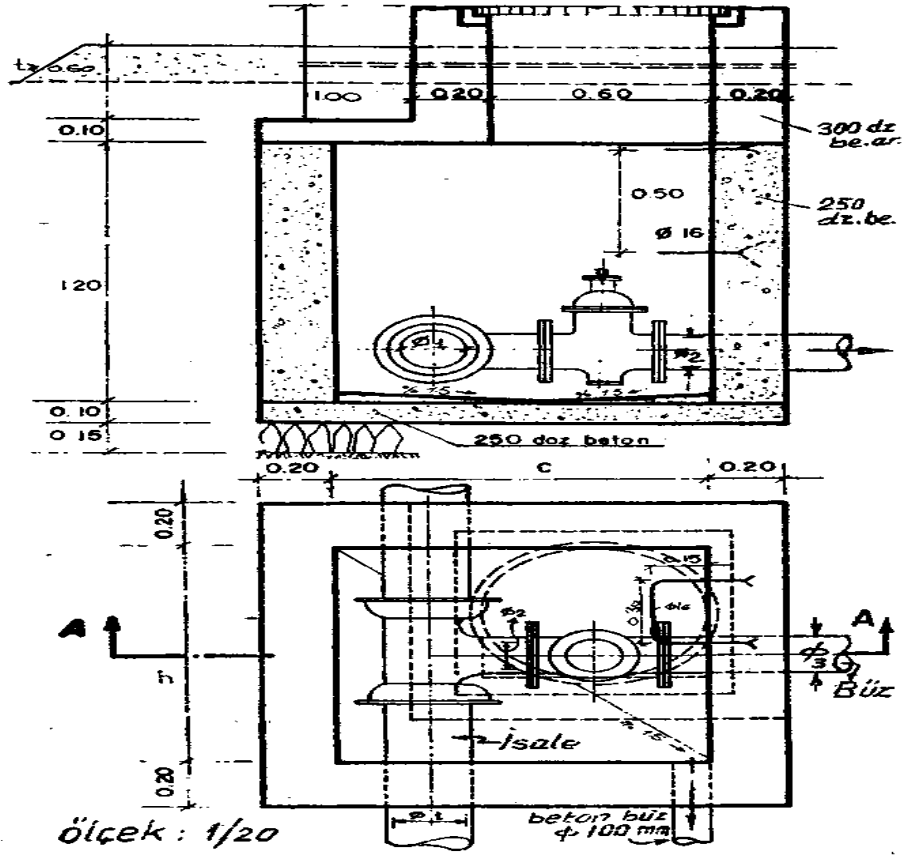
#### 4.2.5 Tahliye (Boşaltım)

İletim hattındaki arızaları gidermek için hattının suyunu boşaltmak, alçak yerlerde biriken çamur, kum ve benzeri şeyleri dışarı atmak için iletim hatlarının en alçak noktalarına tahliye vanaları konur. Vana açılınca boru içindeki su ile birlikte çökelti maddeleri de hızla dışarı atılır. Şekil 4.13’de bir tahliye odası tipi görülmektedir. Boru çapına göre bu tipin ölçüleri Çizelge 4.2’de verilmiştir.

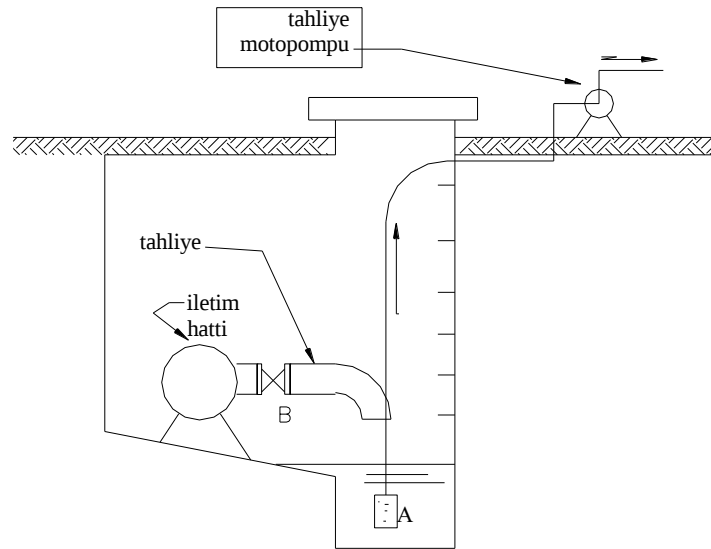
Tahliye edilen suları cazibe ile uzaklaştırmak olanağı yoksa, tahliye odasına bir pompa konularak sular terfi yolu ile uzaklaştırılır (Şekil 4.14). Tahliye vanası açılınca sular A odacığına dolar ve oradan pompa ile dışarı atılır.

Çizelge 4.2 Tahliye odası ölçüleri

| İsale çapı $\varnothing_1$<br>(mm) | Tahliye çapı, $\varnothing_2$ (mm) | h (m) | c (m) | Tahliye büzü $\varnothing_3$ (mm) | Kapak |
|------------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-----------------------------------|-------|
| 75 - 100                           | 75                                 | 1,00  | 1,00  | 150                               | Font  |
| 125 - 200                          | 100                                | 1,20  | 1,40  | 150                               | Font  |
| 250 - 400                          | 150                                | 1,40  | 1,70  | 200                               | Font  |
| 450 - 500                          | 200                                | 1,80  | 2,30  | 200                               | font  |



Şekil 4.13 Bir tahliye odası tipi



Şekil 4.14 Boşaltım suyu pompa ile dışarı atılan bir tahliye odası

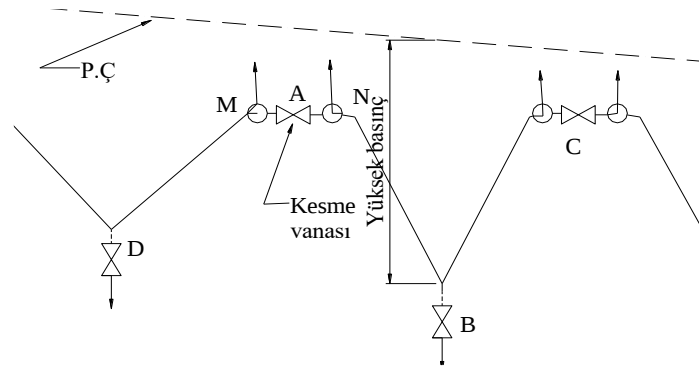
#### 4.2.6 İsale Hatlarının Vanalanması

İsalenin herhangi bir yerinde arıza olduğunda o kısmı tecrit etmek, yani diğer kısımların suyunu boşaltmadan yalnız o kısmın suyunu boşaltmak üzere hat kapama veya kesme vanası (tevkif vanası) denilen vanalar kullanılır. Hat kesme vanaları, yüksek basınçlı hatlarda basıncın nispeten

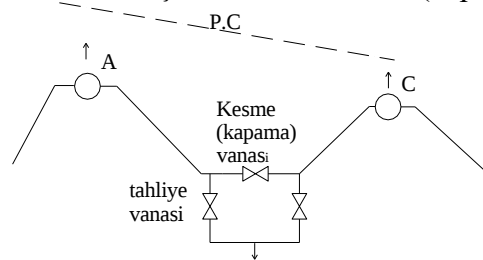
düşük olduğu tepe noktalarına konur ve daha düşük basınçla çalışan düşük maliyetli vana kullanılmış olur.

Şekil 4.15'deki AB hattını boşaltmak için A hat kesme vanası kapatılır, B tahliye vanası açılır. Bu sırada N vantuzu AB hattına hava girmesini sağlayarak hattın negatif basınca maruz kalmasına engel olur. M vantuzu da AD kısmına hava sağlar. Böylece A vanasının iki tarafına vantuz koymak gerekir. Bir adet büyük vantuz yerine iki adet küçük vantuz koyarak emniyet de artırılmış olur. Ancak B'deki tahliye vanası açılınca AB ve BC hatları aynı zamanda boşalır. Halbuki BC'nin gereksiz yere boşaltılması su israfına sebep olur. Dolayısıyla, hat kesme vanasını hattın tepesine konulmasının bu sakıncası vardır. Bu nedenle, basıncı ve çapı fazla olmayan hatlarda hat kesme vanaları vadilere konur ve Şekil 4.16'daki gibi iki tarafına birer tahliye vanası, tepe noktaya da sadece bir adet vantuz konur. Bu sayede vadi kollarından sadece birini boşaltmak yeterli olur.

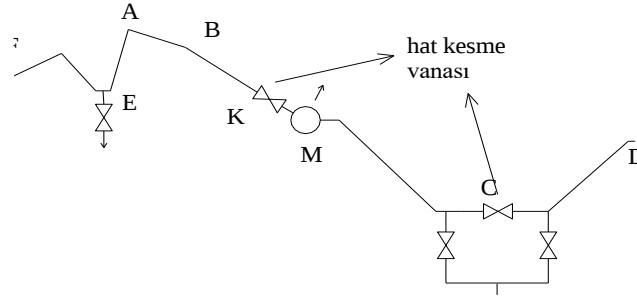
Hattın birbirini takip eden tepe ve vadi kısımları uzun ise Şekil 4.17'deki gibi aralara da hat kesme vanaları konulur. Vanaların yerleri ve aralıkları esas itibariyle hattın işletilmesi ile ilgili hususlara ve suyun boşaltılması için beklenmesi göze alınan süreye de bağlıdır. Boşalma süresinin, büyük çaplı hatlarda 3-6 saat, küçük çaplı hatlarda 1-2 saatten az olmalıdır. Ayrıca borunun içine havagirmesi için vananın M gibi alçak tarafına da bir vantuz konulmalıdır. E noktasındaki gibi kısa vadilere hat kesme vanası koymaya gerek yoktur. İsale hattının başına, sonuna ve kol alınan noktalara da hat kesme vanası konulmalıdır.



Şekil 4.15 Yüksek basınçlı isalelerde kesme (kapama) vanaları



Şekil 4.16 Alçak basınçlı hatlarda kapama vanasının çukur (vadi) kısımlara yerleştirilmesi



Şekil 4.17 Boşaltma süresini kısaltmak için uzun düz hatların vanalanması

### 4.3 İsale Hattı Proje Kriterleri

#### 4.3.1 İsale Debisi

İletim hatları ihtiyaca göre terfili veya cazibeli olarak tasarlanabilir. Terfili sistemlerde iletim hatları pompa çalışma süresi ve terfi debisine göre tasarlanmalı; cazibeli sistemlerde ise İsale hattı yılın en çok su tüketilen gününde şehrin ihtiyacını karşılayacak çapta olmalıdır yani maksimum günlük tüketime ( $Q_{\text{mak}}$  değerine) göre tasarlanmalıdır.

Pik katsayısı C, mümkünse ilgili yerleşimin tüketim değerlerinden belirlenmeli, bunun mümkün olmaması halinde 1.25-2.0 arasında seçilebilir. Mesela İstanbulda pik katsayısı  $C=1.3$  alınmaktadır. İSKİ bu değeri 1.30 olarak göz önüne almaktadır. Bu katsayı, yerleşimin iklim, sosyo-ekonomik, coğrafi v.b pek çok özelliğine bağlıdır. Bütün sene boyunca aylık ve günlük su tüketimlerinin kendileri ve birbirleri arasında hiç bir fark olmayan bir şehirde yıllık ortalama ile en çok su tüketilen gündeki tüketimler arasında bir fark olmaz. Dolayısıyla da böyle bir şehirde isale hattı yıllık ortalamaya göre boyutlandırılabilir. Bu ise katsayının 1.5 yerine 1.0 seçilmesi demektir. Eğer isale hattı şehir nüfusu ihtiyacının dışında fabrika, hastane, eğitim sitesi, kışla gibi başka bir yere de su sağlayacak ise, bu özel debilerin de ilave edilmesi gerekir. Özel debi sabit ya da aylara ve günlere göre değişebilir. Buna göre isale hattı proje debisi;

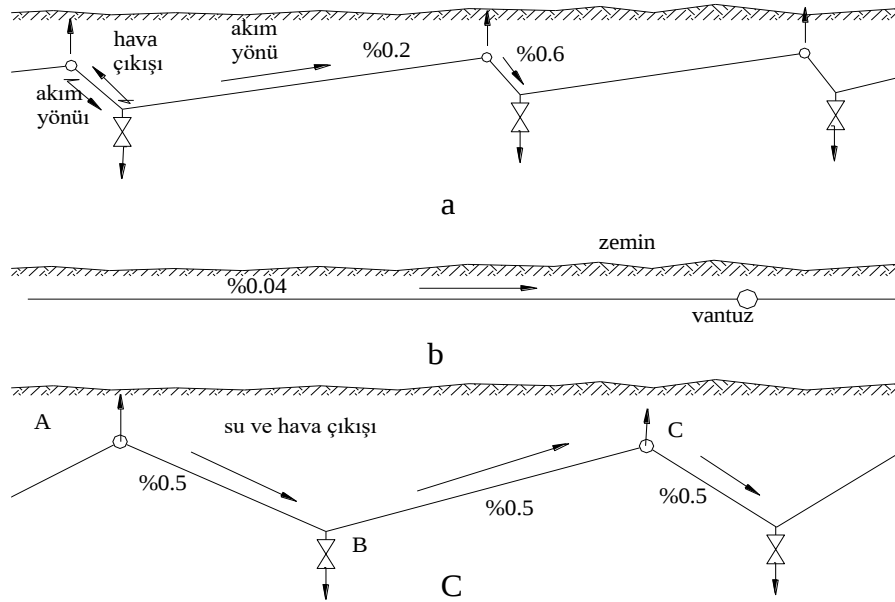
$Q_{\text{isale}} = C \cdot Q_{\text{ort}} + Q_{\text{özel}}$  olur. Burada geçen debiler proje süresi sonundaki ihtiyaç debileridir.

#### 4.3.2 İsale hatlarında Hız Limitleri

İletim hatlarında hızın 0.3 m/s'den az, 3.0 m/s'den fazla olmaması ortalama 1 m/s civarında kalması istenir. Hız arttıkça sürtünme yük kaybının hızın karesi ile artacağı göz önüne alındığında isale hatlarında yüksek hızlardan kaçınmak gerekir. Ayrıca aşırı hız boruda cidar aşınmalarına sebep olmaktadır. Sürüntü maddesi bulunan ham su ileten hatlarda çökelme sonucu tıkanma meydana gelmemesi için hızı 0.3 m/s'den yüksek tutmak gerekir.

### 4.3.3 İsale Hatlarının Eğimi

İletim hatlarında borunun tam yatay gitmesi istenmez zira boru üst ayırımında hava birikir. Boru hattına Şekil 4.18.a'daki gibi tahliye ve vantuz sayısını azaltmak ve hendek derinliğini minimumda tutabilmek için, yükselme kısmında en az % 0.2, alçalma kısmında ise, havanın ters yönde su akışına karşı yükselebilmesi için en az % 0.6 eğim verilmelidir. Tepe noktalara vantuz, çukur noktalara tahliye konulmalıdır. Çok düz arazide boruya % 0.04 den çok eğim verilmeli ve bu kesimlere de vantuz konulmalıdır. Bu yüzden kazı derinlikleri, dolayısıyla hattın maliyeti biraz artar, fakat hattın iyi çalışması sağlanır. Şekil 4.18.c'de ise her iki kolda eğim % 0.5 civarında tutularak AB kesimindeki havanın su akışı yönünde sürüklenmek suretiyle C'deki vantuzdan atılması sağlanır. Bu kısımlarda hava kabarcıklarının sürüklenmesi için su hızının 0.80-1.0 m/s'den küçük olmaması gerekir.



Şekil 4.18 İsale hatlarında eğim

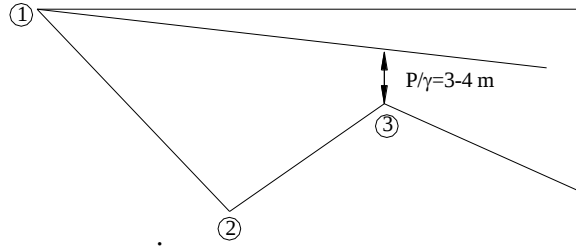
### 4.3.4 Minimum Boru Çapı

Su içindeki askıdaki maddelerin çökelip boru çapının kısa sürede daralmasını önlemek için, İsalı hatlarında boru çapı 80 mm'den küçük olmamalıdır.

### 4.3.5 Maksimum ve Minimum Basınçlar

İsale hattında maksimum basınçlar kullanılacak borunun cinsine bağlıdır. Çelik borular daha fazla, font borular daha az basınca dayanırlar. Minimum basınç isale hattının en gayri müsait noktasında en az 3-4 mss. olmalıdır. Basıncın daha küçük olması halinde, dış çevreden herhangi

bir şekilde içme suyuna kirli maddeler karışabilir. Şekildeki en gayri müsait (3) noktasında en az 3–4 mss basınç olmalıdır.



Şekil 4.19 İsale Hatlarında minimum basınç

#### 4.4 Boru Hidroliği ve Basınçlı Borularda Yük Kayıpları

Su, gaz veya petrol gibi herhangi bir akışkanın kapalı bir boru veya kanal içerisinde en kesiti tamamen dolduracak şekilde akıtıldığı ve atmosferle temasta olan hiç bir akışkan parçacığının olmadığı akımlara basınçlı akım veya boru akımı denir. Şehre su getiren isale hatları, galeriler ve içme suyu şebekelerindeki akımlar bu tipten akımlardır. Galerilerdeki kısmi akımlar ile kanalizasyon borularındaki akımlar açık kanal akımına girmektedirler. Akışkanların basınçlı borularla iletiminin açık kanallarla iletimine göre birim boy maliyeti daha yüksek olmasına rağmen, kapalı borularla iletimde borulara daha yüksek eğim verilebilmesi, daha kısa güzergahlardan geçilebilmesi, sızma ve buharlaşma kayıplarının olmaması çoğu kez basınçlı boru hatlarını daha ucuz hale getirmektedir. Bu avantajları sebebiyle, kirlenme riski bulunan hallerde arıtılmış içme suyu iletimi tamamen basınçlı borularla gerçekleştirilmektedir. Basınçlı borulardaki akımlar genellikle büyük akım hızı, boru çapı ve büyük ataletleri sebebiyle türbülanslıdır. Çok küçük çaplı kılcal borular ve küçük hızların dışında laminar akıma rastlanmaz. Borularda hareket halinde bulunan akışkanların bağlı olduğu kanunları, debi, hız ve yük kaybı miktarlarını tespit etmek için çeşitli formüller verilmiştir. Enerji kaybı ifadesi iki bileşenden oluşur. Birincisi, akışkanla cidar arasındaki sürtünme dolayısıyla akış yolu boyunca meydana gelen sürekli (sürtünme) yük kaybı, diğeri de akımın şiddet ve doğrultusundaki değişimler sonucu oluşan ayrılmalar ve çevrilerle ortaya çıkan yerel (yersel) enerji kayıplarıdır.

##### 4.4.1 Sürtünme Yük Kayıpları

Boru hattındaki sürtünme yük kaybı Darcy-Weisbach tarafından,

$$\Delta h = \lambda \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.1)$$

olarak verilmiştir. Birim boydaki yük kaybı, yani akışkanın birim uzunluğunda enerji seviyesindeki azalmaya hidrolik eğim (enerji çizgisi eğimi, piyezometrik eğim) denir ve en genel formda Darcy-Weisbach (1950) denklemi,

$$J_E = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.2)$$

ile verilir. Bu formüllerde  $\lambda$ , Darcy pürüzlülük (sürtünme) katsayısı (faktörü), l, boru boyu (m), V, borudaki ortalama su hızı (m/s), D, boru çapı (m) ve g, yer çekimi ivmesidir (m/s<sup>2</sup>). Buna göre  $\Delta h_{mss}$  (metre su sütunu) olarak elde edilir.  $\lambda$  sürtünme katsayısı, akımın Reynolds sayısı (Re) ile  $\frac{k}{d}$  rölatif pürüzlülüğünün bir fonksiyonudur (k cidar pürüz yüksekliği ve  $Re = \frac{VD}{\nu}$  'dir).

Burada  $\nu$ , akışkanın kinematik viskozitesidir (m<sup>2</sup>/s).

Eğer akım laminer ise Reynolds sayısı  $Re < 2320$  olup, bu bölgede akım çizgileri birbirine paraleldir. Darcy'ye göre laminer akım halinde sürtünme faktörü  $\lambda = \frac{64}{Re}$  ve enerji çizgisi eğimi,

$$J_E = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{64}{ReD} \frac{V^2}{2g} \text{ olur.}$$

Laminer akımda sürtünme katsayısı  $\lambda$ , sadece Reynolds sayısına bağlıdır.  $Re = 2320$  için  $\lambda = \frac{64}{2320} = 0.0276$  bulunur. Bu denklem 19. yüzyılın ilk yarısında Hagen&Poiseuille tarafından geliştirilmiştir. Uygulamada laminer akıma pek rastlanmaz. Laminer akıma kılcal borularda veya büyük viskoziteli yağ taşınımında rastlanır. Blasius(1913) pürüzsüz borularda sürtünme katsayısını deneysel olarak;

$$\lambda = 0.316 / Re \quad (4.3)$$

elde etmiştir. Daha sonra yapılan çalışmalarda Blasius eşitliğinin  $Re = 10^5$  değerine kadar uygun olduğu anlaşılmıştır. Bu tarihten sonra Nikuradse  $Re > 10^6$  için boru cidarlarına sunni olarak çeşitli çaplarda kum taneleri yapıştırarak hem Re sayısının, hem de rölatif pürüzlülüğün ( $k/D$ ) sürtünme faktörüne etkisini deneysel olarak araştırmış ve kendi adıyla bilinen diyagramı vermiştir. Daha sonra Prandtl ve Von Karman, Nikuradse'nin deneysel sonuçlarını kullanarak sınır tabakası teorilerini geliştirmişler, türbülanslı akımda hidrolik cilalı ve hidrolik pürüzlü akış halleri için sırasıyla aşağıdaki bağıntıları önermişlerdir.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{Re \sqrt{\lambda}}{2.51} \quad (\text{Türbülanslı akım hidrolik cilalı hal}) \quad (4.4)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{3.7D}{k_s} \quad (\text{Türbülanslı akım hidrolik pürüzlü hal}) \quad (4.5)$$

Nikuradse, Prandtl ve Von Karman tarafından geliştirilen teori ve verilen bağıntıların pratikte kullanılan borular için mühendislerin doğrudan kullanması imkanı bulunmadığından, Colebrook-White ticari boruların mühendislik uygulamalarında kullanımına dönük üniform olmayan pürüzlülük için sürtünme katsayısının değişimini incelemiş ve hidrolik cilalı ve hidrolik pürüzlü akım halleri arasında  $\lambda$ -Re eğrilerinin tedrici olarak azaldığı bir geçiş bölgesinin bulunduğunu görmüşlerdir. Colebrook-White, Von Karman ve Prandtl'ın hidrolik cilalı ve hidrolik pürüzlü akım için verdiği yukarıdaki iki denklemi birleştirerek,

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k_s}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.6)$$

ifadesini vermişlerdir. Bu ifade deneme-yanılma gerektirdiğinden, 1940 yıllarındaki mühendislik uygulamalarında daha çok bu bağıntıya göre hazırlanmış logaritmik formdaki abaklar ve hesap tabloları kullanılmıştır. Ancak günümüzde hesap makineleri ve bilgisayarlar ile bu hesapları yapmak oldukça kolaydır. 1940'lı yıllardaki bu zorluktan hareketle Moody (1944) mühendislik uygulamalarında daha kullanışlı olan ve kendi adıyla anılan diyagramı geliştirmiştir. Moody diyagramı, ticari borular için  $\lambda$ -Re değişimini vermektedir. Moody diyagramı incelendiğinde, laminar akım bölgesinde  $\lambda$  sadece Re sayısının fonksiyonudur. Türbülanslı akımda hidrolik cilalı bölgede de  $\lambda$ , Re sayısına bağlıdır ve boru cidar pürüzlülüğünün etkisi yoktur. Cidar Pürüzlülüğü viskoz alt tabaka tarafından gömülmüştür ve akım cilalı bir boru içinde gibidir. Pürüzsüz olan PVC ve PE gibi borulardaki akım bu tip bir akımdır. Türbülanslı akım geçiş bölgesinde ise  $\lambda$  hem Re sayısı hem de cidar pürüzlülüğünün etkisindedir. Türbülanslı hidrolik pürüzlü bölgede ise  $\lambda$  Re sayısından bağımsızdır ve sadece cidar pürüzlülüğüne yani  $k$ 'ya bağlıdır. Moody diyagramı Ek 1'de vermiştir. Moody ayrıca  $k/D < 0.01$  ve  $4 \times 10^3 < \text{Re} < 1 \times 10^7$  için %5 hata payı ile;

$$\lambda = 0.0055 \left[ 1 + \left( \frac{2000k_s}{D} + \frac{10^6}{\text{Re}} \right)^{1/3} \right] \quad (4.7)$$

ifadesinin kullanılabileceğini belirtmiştir. Barr(1975) ise sürtünme katsayısı için,

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k_s}{3.7D} + \frac{5.1286}{\text{Re}^{0.89}} \right) \quad (4.8)$$

bağıntısını vermiştir. Diğer taraftan (4.6) nolu Colebrook-White bağıntısı (4.2) nolu Darcy-Weisbach denkleminde yerine yazılırsa, Colebrook-White hız bağıntısı,

$$V = -2\sqrt{2gDJ_E} \log \left( \frac{k_s}{3.7D} + \frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDJ_E}} \right) \quad (4.9)$$

elde edilir. Çeşitli ticari borular için verilen  $k$  pürüzlülük değerleri Çizelge 4.3’de sunulmuştur. Ayrıca  $k/D$  rölatif pürüzlülüğüne göre  $\lambda$  sürtünme katsayısının değişimi Çizelge 4.4’de verilmiştir. Yukarıda verilen tüm bağıntılar, boru çapı  $D$ ’nin yerine  $4R$  alınarak dairesel kesit dışındaki kesitler için de kullanılabilir. Burada  $R$  hidrolik yarıçap olup ıslak kesitin ıslak çevreye oranıdır ve dairesel kesit için  $R=D/4$  olur. Basınçlı boruların boyutlandırılmasında özellikle içme suyu şebekesi çözümlerinde yaygın olarak kullanılan bağıntılardan biri de Hazen-Williams denklemdir ve

$$V = 0.85CR^{0.63} J_E^{0.54} \quad (4.10)$$

olarak verilmiştir. Burada  $C$ , Hazen-Williams sürtünme katsayısı,  $J_E$ , enerji çizgisi eğimi (hidrolik eğim),  $R$ , hidrolik yarıçap ve  $V$ , borudaki ortalama akış hızıdır.

Çizelge 4.3’de çeşitli ticari borular için Hazen-Williams sürtünme katsayıları da verilmiştir. Prandtl-Colebrook tarafından font borularda  $k=0.1$  mm (isale hatlarında) ve  $k=0.4$  mm (şebeke borularında) için yük kayıplarını veren abaklar EK 2 ve EK 3’de verilmişlerdir. Ayrıca aynı borular için Prandtl-Colebrook bağıntısından elde edilen tablolarda EK 4 ve EK 5’de verilmişlerdir. Su şebekelerinde isale hatlarına göre çok sayıda branşman, dirsek ve redüksiyon gibi yersel yük kaybına sebep olan teçhizat olduğundan  $k=0.4$  mm alınmaktadır. Yukarıda kronolojik sırada sunulan bağıntılar Çizelge 4.5’de özetlenmiştir.

Çizelge 4.3 Farklı boru malzemeleri için pürüzlülük ve Hazen-Williams katsayıları (Ç.Ş.B, ilgili yönetmelik)

| Malzeme | Mutlak pürüzlülük ( $k$ , mm) | Hazen-Williams katsayısı ( $C$ ) |
|---------|-------------------------------|----------------------------------|
| Beton   | 0,3 – 3                       | 140                              |
| CTP     | 0,0015                        | 150                              |
| Çelik   | 0,045                         | 135-150                          |
| Font    | 0,26                          | 95                               |
| PE      | 0,02                          | 150                              |
| PVC     | 0,0015                        | 140-150                          |

Çizelge 4.4  $k/D$ 'ye göre  $\lambda$  pürüzlülük katsayıları

| D/k       | 50    | 100   | 200   | 300    | 400    | 500   | 600    | 700    |
|-----------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|
| k/D       | 0.02  | 0.01  | 0.005 | 0.0033 | 0.0025 | 0.002 | 0.0016 | 0.0014 |
| $\lambda$ | 0.049 | 0.038 | 0.3   | 0.028  | 0.024  | 0.023 | 0.022  | 0.02   |

Çizelge 4.5 Boru Akımı ile ilgili gelişmelerin kronolojisi (Chadwick-Morfett, 1999)

| Tarih     | Araştırmacı        | Çalışmanın Kapsamı                                                                                 |
|-----------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1839-1841 | Hagen-Poiseuille   | Laminer akım denklemi                                                                              |
| 1850      | Darcy-Weisbach     | Türlüanslı akım denklemi                                                                           |
| 1884      | Reynolds           | Laminer ve Türlüanslı akımların Re sayısı ile ilişkisi                                             |
| 1913      | Blasius            | Hidrolik cilalı boru için sürtünme katsayısı ifadesi                                               |
| 1914      | Stanton-Pannell    | Hidrolik cilalı boruda sürtünme katsayısının deneysel araştırması                                  |
| 1930      | Nikuradse          | Sunni olarak hidrolik pürüzlü hale getirilmiş borularda sürtünme katsayısının deneysel incelenmesi |
| 1930      | Prandtl-Von Karman | Hidrolik cilalı ve hidrolik pürüzlü borularda sürtünme katsayıları ifadelerinin geliştirilmesi     |
| 1937-1939 | Colebrook-White    | Ticari borularda sürtünme katsayılarının deneysel belirlenmesi ve geçiş bölgesi bağıntısı          |
| 1944      | Moody              | Ticari borular için sürtünme katsayısını veren diyagramın elde edilmesi                            |
| 1958      | Ackers             | Boru ve kanal tasarımında tablo ve abakların geliştirilmesi                                        |
| 1975      | Barr               | Colebrook-White denkleminin doğrudan çözümü                                                        |

#### 4.4.2 Yerel (Yersel) Yük Kayıpları

Bir akımda yersel enerji kayıpları; vana, boru birleşimleri, dirsek ve benzeri şekilde akım geometrisindeki ani değişikliklerle; akımın şiddet ve doğrultusundaki değişimler sonucu ortaya çıkan ayrılma ve türlüans çevrilerinin yol açtığı yük kayıplarıdır. Çok uzun boru hatlarında yersel yük kayıpları sürtünme yük kayıplarına göre oldukça küçük olduğundan ihmal edilirler. Literatürde boru hattı uzunluğunun boru çapının 500 katından büyük olması halinde yersel enerji kayıplarının ihmal edilebileceği ( $L > 500D$ ) belirtilmiştir (Yüksel, 2000). Bu durumda genellikle boru hatlarında oluşacak yersel yük kayıplarını karşılamak üzere cidar pürüzlülüklerinin arttırılması yoluna gidilir. Örneğin, font borularda cidar pürüz yüksekliği  $k=0.03$  mm olmasına rağmen yersel kayıpları karşılamak üzere isale hatlarında  $k=0.1$  mm, içme suyu şebekelerinde  $k=0.4$  mm ve beton kanalizasyon borularında  $k=1.5$  mm alınarak hesaplar yapılmaktadır. Ancak Çizelge 4.3'de görüleceği üzere yeni çıkan yönetmelikte  $k=0.26$  mm olarak önerilmektedir. Kısa boru hatlarında ise yerel kayıplar sürtünme yük kayıpları kadar önem kazanır ve ihmal edilemez. Yerel yük kayıpları, akım hızının azaldığı (ani genişleyen) geometrik değişikliklerde, akım

hızının arttığı (ani daralan) geometrik değişikliklere göre daha büyüktür. Çünkü genişleyen (yavaşlayan) akımlarda sınır tabakasından ayrılma sonucu ilave enerji kayıpları oluşur. Türbülanslı akımlarda yersel yük kayıpları yaklaşık olarak hızın karesi ile değiştiğinden hız yükünün (kinetik enerjinin) fonksiyonu olarak ifade edilir.

#### **4.5 İletim Hatlarının Güzergah Tayini ve Hat Profillerinin Çıkarılması**

##### **4.5.1 Cazibeli İsalede Güzergah Tayini**

Bunun için ilk önce daha önceden tayin edilmiş olan depo yerinin plankotesi ve şebekenin sayısal veya tesviye eğrili imar planı ya da halihazır haritası elde edilir. Şebekenin en alçak noktasında 80 mss statik basınç ve en yüksek noktasında da minimum 20 mss işletme basıncı (büyük şehirler için minimum işletme basıncı 30 mss) oluşacak şekilde depo krepin kotu saptanır. Depo krepin kotu saptandığından ve depo projesi de belli olduğundan, deponun inşa edileceği noktadaki zemin kotu da hemen hesaplanabilir. Dolayısıyla, hem isale hattının ve hem de şebekenin durumuna göre depo yeri plân üzerinde işaretlenebilir. Böylece su alma (kaynak) yeri ile deponun yeri şeritvari harita üzerinde bellidir.

Harita üzerinde membadan başlayarak depoya doğru bu iki nokta arasında mümkün mertebe en kısa, uygun bir iniş veya çıkış yolu izlenerek depoya doğru bir hat çizilir. Bu hattın geçirilmesinde kısa yolun tercihi yanında sık iniş ve çıkış yapılmaması ve böylece vantuz ve tahliye vanası gibi teçhizata fazla gereksinim duyulmaması istenir. Ancak tahliye veya vantuz çıkmaması için de tamamen tesviye eğrilerine paralel bir geçki de geçirilerek hat uzatılmaz. Planda gösterilmesi gereken bataklık, heyelan ve sarp kayalık gibi inşaatın zor olabileceği yerlerden kaçınılır. Akarsular hatta dik olarak kesilir, ulaşım ve malzeme taşıma olanakları elverişli olan bir hattın geçirilmesine özen gösterilerek maliyet düşürülümeye gayret edilir.

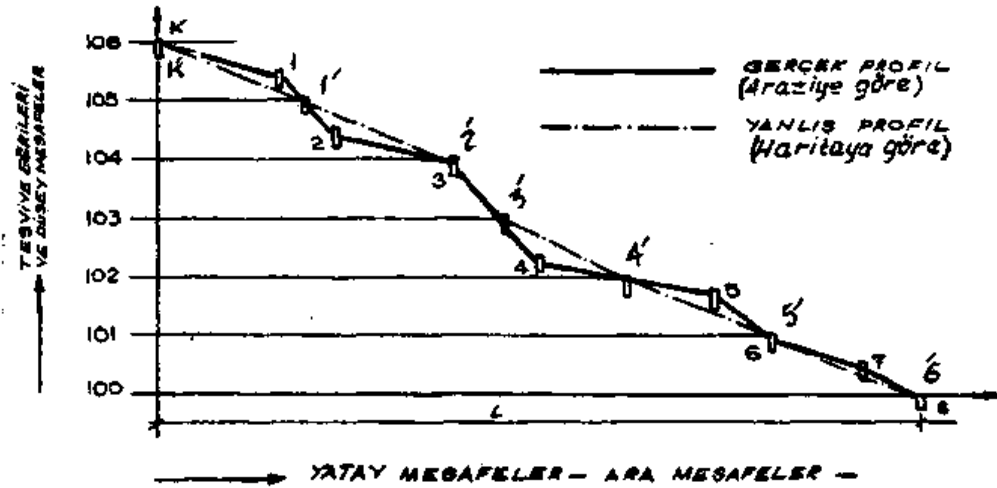
Kazık yerlerinin saptanmasında ve bunların numaralanmasında kesin proje ile uygulama projesi arasında fark oluşabilir. Kesin projede kazıkların, şeritvari haritanın topografik durumu yansıttığı ölçüde arazinin özelliklerini gösteren kritik noktalarına çakıldığı farz edilir. Uygulama projesinde ise, şeritvari harita üzerine çizilen geçkinin araziye aplikasyonu yapılır. Kazıklar arazinin kırık olan kritik noktalarına bilfiil çakılır, bu kazıkların nivelmanı yapılarak profil yeniden çıkarılır.

Kazık çakıldığı düşünülen bu noktalar araziye karakterize eden, profilin kırıklık yapan yerlerine gelmesi gerektiğinden, geçkinin yalnızca tesviye eğrilerini kestiği noktaları almak gerçeği

yansıtmaz ve doğru olmaz. Zira haritadaki tesviye eğrilerinin bir kısmı araziyi karakterize edecek kırık noktalardan geçebileceği gibi büyük bir kısmı da geçmeyebilir, örneğin tesviye eğrileri 1 m'de bir geçse ve herhangi bir arazi parçasının gerçek profili, Şekil 4.20'deki K-1-2-3-4-5-6-7-8, hattı gibi olsa, tesviye eğrilerinin karakteristik noktalara rastlayan ve rastlamayanları şekilde açıkça görülmektedir.

L uzunluğundaki geçkinin 100, 101, 102, 103, 104, 105 ve 106 kotlu tesviye eğrilerini kestiği yerlere kazık çakılacağını düşünerek profil çıkarma yoluna gidilseydi, K'-1'-2"-3"-4"-5"-6" gibi bir profil çıkacaktı ki, bunun gerçeğe uymadığı görülmektedir.

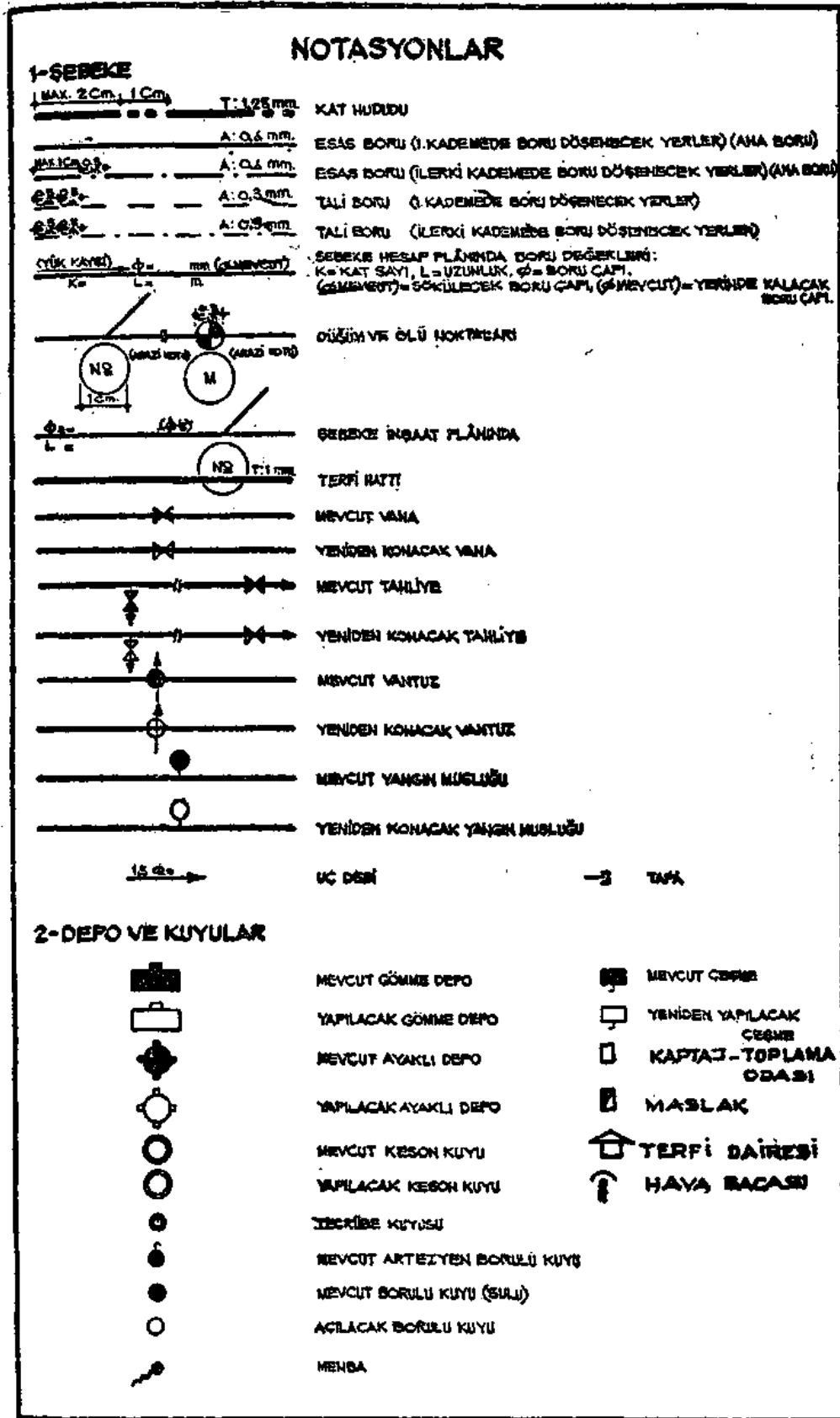
Diğer bir husus, kazık aralarının maksimum 60 m olmasıdır. Böylece profilin gerçeğe daha yakın olması sağlanır. Şeritvari haritaya çizilen geçki üzerine konacak kazık numaraları muhakkak tesviye eğrilerine rastlatılmayıp, ara yerdeki karakteristik olabilecek yerlere de kazık çakılacağı düşünüldüğünden kaptajdan itibaren 1'den başlayarak sıra ile numara verilmelidir. Tahliye, vantuz, hava bacası, dere geçidi, maslak, ayırım yerleri, depo v.b. sanat yapıları da notasyona uygun şekilde işaretlenip numaralamaya katılır.



Şekil 4.20 İletim hattı profili



Boru hattı profilinin çizimine başlamadan, döşenecek borular için don derinliklerini saptamak gerekir. Örneğin boru taban derinlikleri zeminden itibaren 1.20 m olsun. Kaptajdaki boru taban kotu, toplama veya kaptaj odası çıkış borusu başlangıcındaki krepin kotudur. Profilde görüldüğü gibi, krepin kotu zemin seviyesinden 1.50 m aşağıda kabul edilmiştir. Böylece ilk kazığının çakıldığı kaptajdaki boru taban kotu olarak  $129.50 - 1.50 = 128.00$  m saptanmıştır. (1) noktasında ise zemin kotundan 1.20 m çıkarılarak  $126.50 - 1.20 = 125.30$  m, (3) ve (4) noktalarında da aynı şekilde sırasıyla 122.30 m ve 124.30 m değerleri bulunmuştur.



Şekil 4.22 Sanat yapısı işaretleri

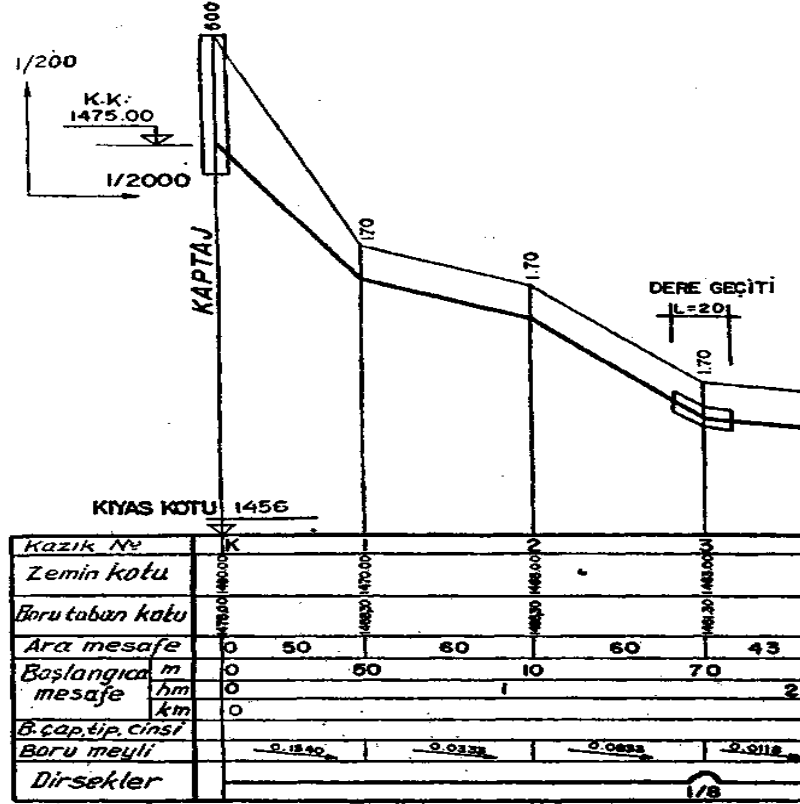
İletim hattının depo manevra odasında son bulunduğu noktadaki boru tabanı ile zemin arasında, don derinliği bakımından en az 1.20 m bulunması bu örnek için kabul edildiğinden, depo tesis edilecek noktadaki boru taban kotu olarak,  $122.50-1.20=121.30$  m bulunmuştur. Burada şunu hemen belirtmekte yarar vardır: Bu kot depo giriş borusu kotu değildir. Sadece iletim hattının depo manevra odası duvarını deldiği noktadaki boru taban kotudur. Depo giriş borusu kotu veya dolu savak seviyesi bu boru taban kotundan takriben 3 m kadar daha yukarıda alınabilir, çeşitli büyüklükteki depolar için bu yükseklik değişir. (4) noktasından sonra D noktasındaki depoya kadar boru hattı profilini zemin kotlarından 1.20 m çıkararak çizmek mümkün ise de, (3)'de tesis edilecek vantuzun daha iyi çalışmasını ve (3) ile (4) arasında nispeten yatık bir eğimin bulunmaması ve böylece hidrolik koşulların iyileştirilmesinin sağlanması düşüncesiyle boru hattı zemine paralel geçirilmeyip, (3)'den D ye kadar aynı eğimde döşenebilir. Buna göre: 3-D boru hattı eğimi  $\frac{124.30-121.30}{120.00} = 0.025$  dir. (3) ile (4) arası 60.00 m olup,  $60 \times 0.025 = 1.50$  m bulunur.

(3)'deki boru taban kotu olan 124.30 m'den 1.59 m çıkarılarak elde edilen 122.80 m ise (4)'deki boru taban kotudur. (4) No.lu kazıdaki hendek derinliği ise  $124.50-122.80=1.70$  m'dir. Burada kazı biraz derinleştirilerek boru tek bir eğimle geçirilmiştir. 1.70 m'lik bu kazı fazla olmadığından boru profilinin bu biçimde düzenlenmesi uygundur. Genellikle boru profilinin, zemin profiline paralel gitmesi, inşattaki uygulama bakımından pratik olur. Ancak yukarıda örneği verilen hallerde paralel olmayan bölümler bulunursa kazı derinliğinin ve miktarının artmasından başka hiçbir sakıncası yoktur ve bazen de gereklidir. Meselâ durum Şekil 4.25'deki gibi ise, boru profilinin kalın çizgi ile gösterildiği biçimde geçirilmesi zorunludur. Boru hattı profili çizilip, boru taban kotları yazıldıktan sonra, iletim hattı üzerine konması, gerekli sanat yapılarının saptanması, piyezometre hattının çizimi ve boru çaplarının tayini yapılır. Örneğimizde görüldüğü üzere  $T_1$  de bir tahliye ve V'de de bir vantuz tesisi gereklidir. Kaptaj krepin kotu: 128.00 m, depo giriş borusu kotu: 124.30 m,  $T_1$  deki boru taban kotu: 122.30 m ve  $V_1$ 'de: 124.30 m'dir. Kaptaj krepin kotu ile iletim hattının en alçak noktası arasında  $128.00-122.30=5.70$  m fark vardır. İletim hattında font boru kullanılacağına ve bu boru maksimum 80 m. basınca dayanacağına göre maslak tesisine gerek yoktur. 5.70 m kot farkı 80'm yi aşarsa bir maslak inşası gerekirdi.

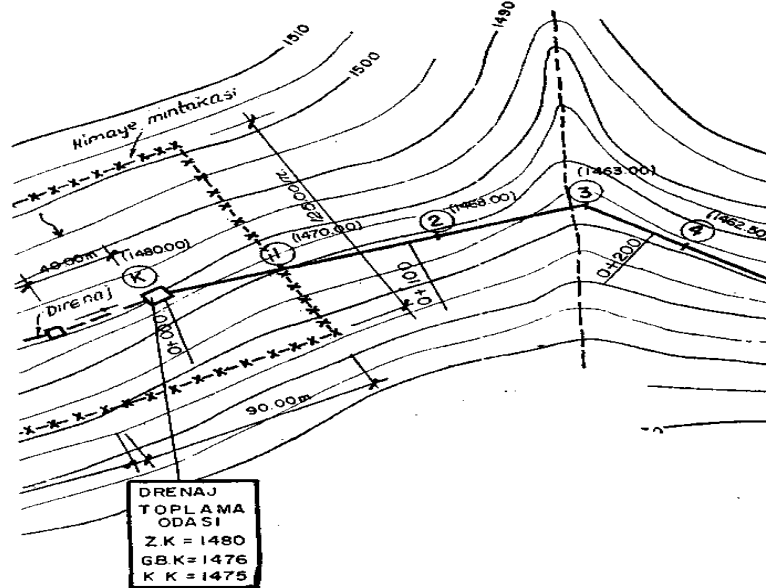
Kaptaj krepini ile depo giriş borusu kotu arasına çizilen hat, oluşabilecek maksimum eğime sahip piyezometrik hattır. Bunun eğimi de:

$$J = \frac{128.00-124.30}{250} = \frac{3.70}{250} = 0.015$$

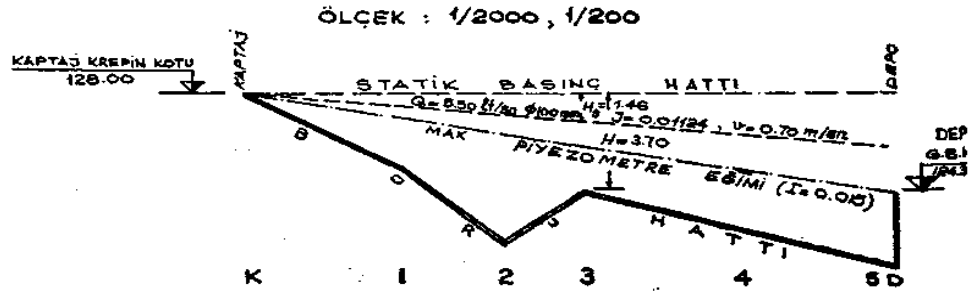
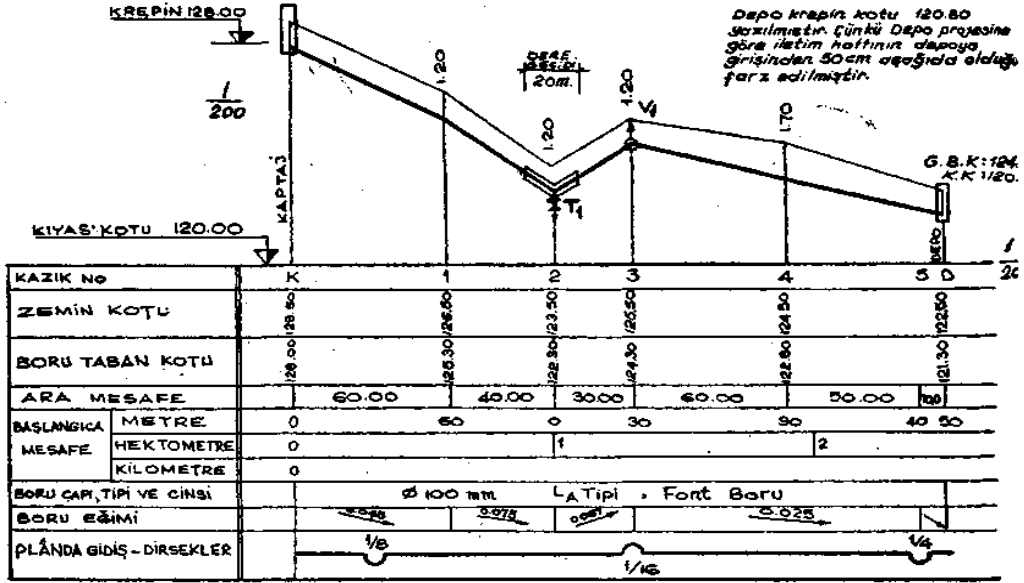
yani iletim hattına dönecek borunun eğimi 0.015 eğiminden büyük olamaz. Ancak (3) No'lu kazık yerinde tesis edilen  $V_1$  vantuzunun çalışabilmesi için en az 3 m civarında bir basınç gereklidir.  $V_1$ 'de bu kadarlık bir basıncın bulunup bulunmadığı kontrol edilmelidir. Aksi halde vantuz yerine bir «Hava bacası» kullanılması yoluna gidilmelidir.



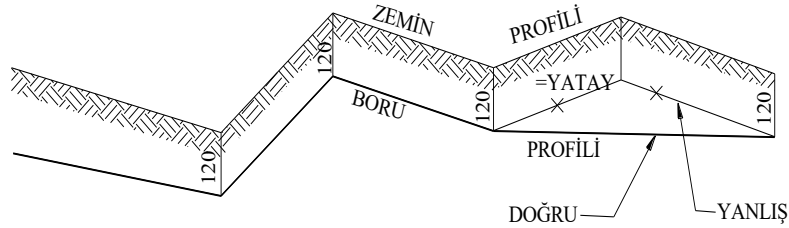
Şekil 4.23.a İletim hattı profili



Şekil 4.23.b Şekil 4.26.a'daki profile ait hattın planı.



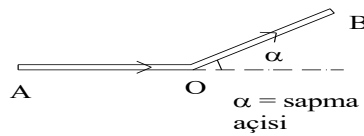
Şekil 4.24 İsale hattı profili



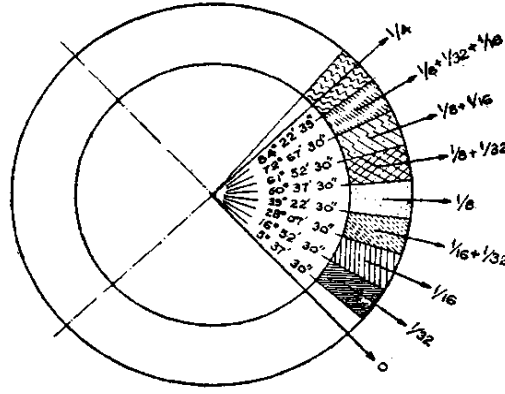
Şekil 4.25 İsale hattı profilinin geçirilişi

#### 4.5.3 Dirseklerin Tayini

Plânda gidişteki dirsekler sapma açısına göre saptanır. Sapma açısı gidiş doğrultusunun uzantısı ile sapma doğrultu arasında kalan açıdır. AOB şeklinde giden bir boru hattı için sapma açısı  $\alpha$  dır (Şekil 4.26.a).



Şekil 4.26.a Bir boru hattı için sapma açısı



Şekil 4.26.b Hangi açılı dirseğin kullanılacağını gösteren şablon.

Bu  $\alpha$  açısı için hangi dirsek veya dirsek kombinezonlarının kullanılması gerektiği, şekildeki şablon kullanılarak hemen bulunabilir. Bunun için pratikte bu şablon saydam bir kâğıda çizilir. Bu saydam şablon, güzergahın üzerine yerleştirilerek hangi dirseğin kullanılacağı dairesel saydam şablondan hemen okunabilir (Şekil 4.26.b). Profildeki düşey dirsekler gösterilmez. Sapma açıları en küçük  $1/32$  ( $11.25^\circ$ )’den başlamak üzere  $1/4$  ( $90^\circ$ )’ye kadar bu şablondan tayin edilebilir. Şablondaki sapma açıları piyasadan bulunabilecek dirsekleri içerir.  $1/32$  den daha küçük sapmalarda dirsek kullanılmadan borulara deplasmanlar yapılarak hat geçirilir.

#### 4.6 Suların Terfisi (Yükseltilmesi)

##### 4.6.1 Pompalar

Pompa çeşidinin ve büyüklüğünün seçiminde en önemli faktör işletme emniyetidir. Pompalar 10–15 sene emniyetle çalışabilmelidir. Küçük ve orta büyüklükteki tesislerde pompalar genellikle maksimum su ihtiyacını karşılamalıdır. Bu arada su ihtiyacındaki yıllık artışa da dikkat edilmelidir. Şehir içindeki saatlik salınımlar haznelerle karşılanır. Yıl boyunca meydana gelen günlük değişimlerde terfi süresinin artırılması veya azaltılması ile dengelenir.

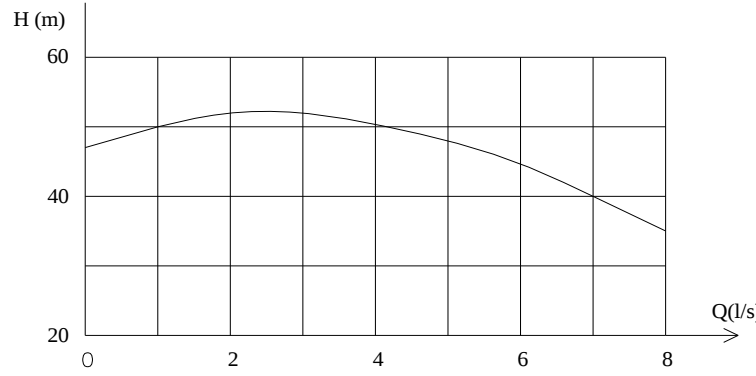
Büyük tesislerde ise, birkaç pompa beraber çalışır. Pompa sayısı arttıkça tesisin işletme emniyeti artar, fakat ekonomikliliği azalır. Bundan dolayı fazla sayıda pompa, su salınıminin fazla ve büyük hacimli depo yapmanın pahalı olduğu yerlerde kullanılır.

##### a) Pistonlu Pompalar:

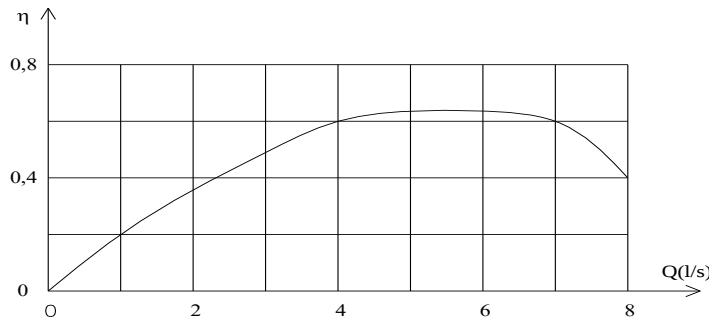
Bu çeşit pompalar debinin küçük, terfi yüksekliğinin büyük olduğu ve genellikle  $Q/H$  oranının  $1/30$ – $1/50$  ( $Q/H < 1/30 \sim 1/50$ ) olduğu yerlerde tercih edilir. Burada  $Q = [L/s]$ ,  $H = [m]$  dir. Nadiren  $Q = 200 \text{ m}^3/h = 35 \text{ L/s}$ ’den büyük debilerin basılması için kullanılır.

### b) Santrifüj Pompalar:

İçme suyu tesislerinde genellikle bu çeşit pompalar kullanılır. Pistonlu pompalarda, motorun devir sayısı aynı kaldıkça, değişen debilerde terfi yüksekliği değiştikçe debi de değişmektedir. Terfi yüksekliği azaldıkça, debi artmaktadır.  $Q$  ile  $H$  arasındaki bu ilişki pompanın konstrüktif şekline bağlıdır ve bu ilişkiye pompanın karakteristik eğrisi denir (Şekil 4.27). Bu eğri her pompa için üretici firma tarafından verilir. Ayrıca Şekil 4.28’de görüldüğü gibi pompada basılacak her debi bir verime karşı gelmektedir.



Şekil 4.27 Pompanın karakteristik eğrisi



Şekil 4.28 Pompanın verimlilik eğrisi

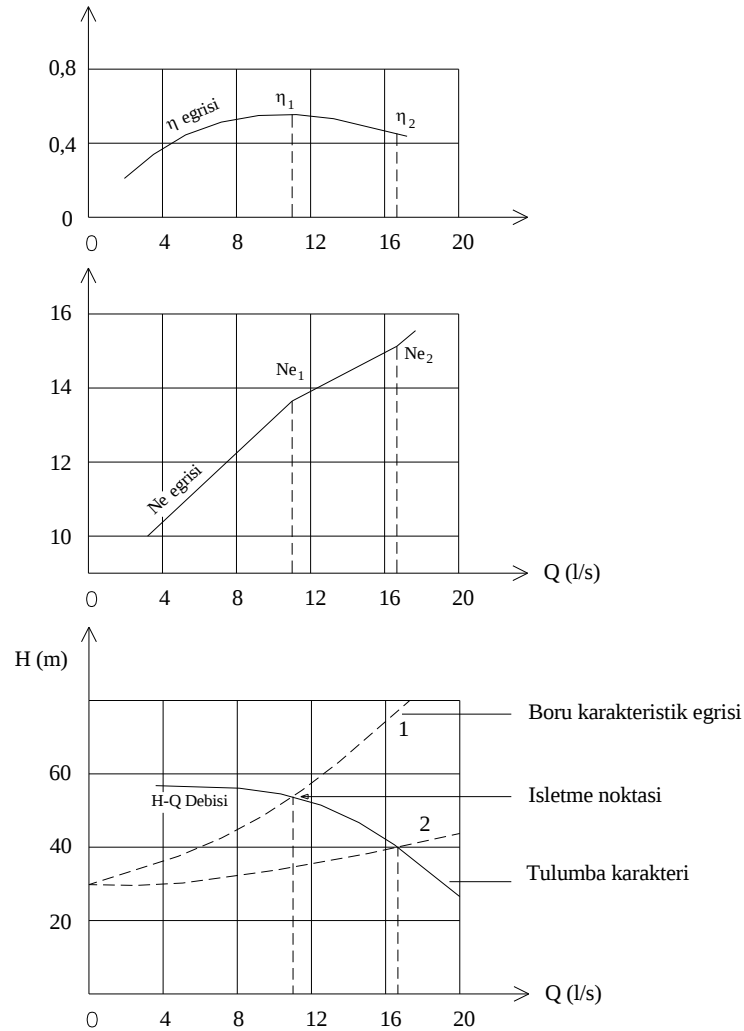
Bir pompanın hesabı için boru karakteristik eğrisinin bilinmesi gerekir. Boru içinden geçen debi ile, söz konusu debiyi basan pompadaki manometrik yükseklik arasındaki ilişkiye, boru karakteristik eğrisi denir. Şekil 4.29’da görüldüğü gibi manometrik yükseklik, terfi yapılacak en yüksek ve düşük noktaların geodezik kot farkı ( $H_g$ ) ile artan debi ile büyüyen yersel ve sürekli yük kayıpları ( $h_f$ ) toplamından oluşur.

Pompa karakteristik eğrisi ile boru karakteristik eğrisinin çakıştığı noktaya işletme noktası denir. Santrifüj pompalarda bu kendiliğinden ayarlanır. Bu nokta pompalanacak debi ve yüksekliği verir. Ayrıca, pompanın yüksek verimde çalışması istenir. Mesela, bir boru hattında yük kaybı çok fazla hesaplanır (I.durum) ve bununla birlikte işletme anında yük kayıpları daha küçük olarak gerçekleşirse (II.durum), şekilde görüldüğü gibi pompalanacak debi büyür ve pompa

verimi düşer. Yani pompa uygun olmayan verimde çalışıyor demektir ve ürettiği iş ve üretebileceği işten daha küçüktür. Yani emniyet düşüncesi ile terfi yüksekliği fazla olan bir pompanın ısmarlanması yanlıştır.

Pompa karakteristik eğrilerinden azalan terfi yüksekliği ile pompa gücünün de arttığı sonucu çıkarılabilir. Yani, terfi yüksekliğinin küçük olması hali pompalar için daha gayri müsaittir. Değişen terfi yüksekliklerinde motor gücü hesaplanırken, en küçük terfi yüksekliği esas alınmalıdır. Ayrıca daha küçük terfi yüksekliklerinde motoru aşırı yüklenmelerden korumak için %20–25 daha güçlü motor yerleştirilir.

Motorun eşit devir sayılarında debinin ayarlanması terfi yüksekliğinin değiştirilmesi ile mümkündür. Bu da ancak vanalarla sağlanır. Vanaların kısılması ile yük kaybı ve terfi yüksekliği artar ve debi düşer.



Şekil 4.29 Santrifüj pompalarda debi ile verim, güç ve terfi yüksekliği ilişkisi

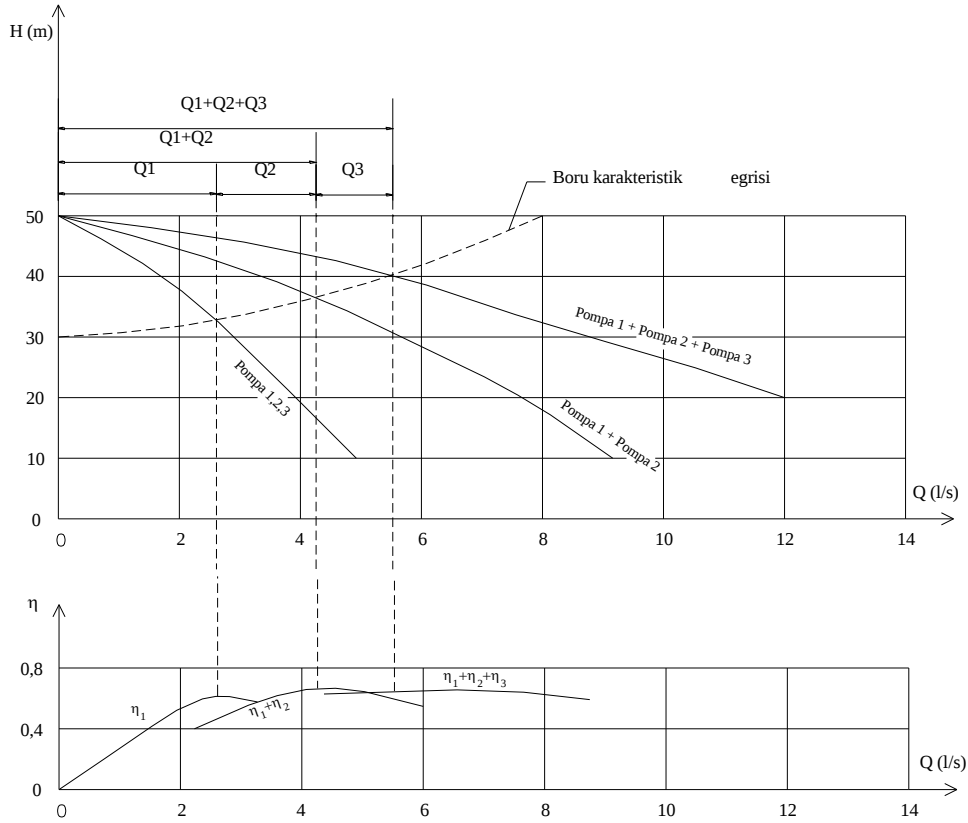
Vanalarda kaybolan enerjinin tekrar kazanılması mümkün değildir. Ayrıca pompa, vanaların yarı açık olması durumunda düşük verimlerde çalışır. Daha ekonomik olarak devir sayısının değişimi

santrifüj pompalar ile ayarlanır. Eğer devir sayısı  $n$  ile gösterilirse (devir/dak=  $n$ /dak) aşağıdaki bağıntılar geçerlidir.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2} \quad (\text{Debi devir sayısı ile orantılı değişiyor.})$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{n_1^2}{n_2^2} \quad (\text{Terfi yüksekliği devir sayısının karesi ile değişiyor.})$$

Genel olarak motorlar belirli bir devir sayısına ayarlanır. Devir değişimleri işletmelerde nadiren uygulanır. Pratikte birkaç pompa bir boru üzerinde paralel çalışır. Bu durumda her birinin debisi toplanır. Debi artımıyla yük kayıpları da arttığından toplam debi, her bir pompanın toplam debisi ile artmaz. Debideki artış biraz daha azdır (Şekil 4.30).



Şekil 4.30 Santrifüj pompaların paralel bağlanması

#### 4.6.2 Santrifüj pompaların yerleşimi

Santrifüj pompalar tek kademeli veya çok kademeli inşaa edilirler. Mümkün mertebe pompanın su üstüne yerleştirilmesinden kaçınılmalıdır. Su üstüne yerleştirilmesi durumunda pompa devreye girerken kontrol edilmeli ve gerektiğinde emme borusu su ile doldurulmalıdır.

Ayrıca pompa durunca suların emme borusundan geri kaçmasını önlemek için emme borusu ucuna bir geri tepme klapesi konmalıdır. Emme yüksekliği 5-6m'den küçük olmalıdır. Pompanın emme yüksekliği şu şekilde kontrol edilebilir.



$H_g = H_{eg} + H_{bg}$  = Jeodezik iletim yüksekliği

$\Delta h_e$  = Emme borusunda toplam kayıplar (Giriş, sürtünme v.s.)

$\Delta h_b$  = Basma borusunda toplam yük kaybı olmak üzere,

$h_e = H_{eg} + \Delta h_e$

$h_b = H_{bg} + \Delta h_b$

$H = h_e + h_b = H_{eg} + \Delta h_e + H_{bg} + \Delta h_b$  = Toplam iletim yüksekliği,

olarak verilmektedir. Eğer büyüklükler m. olarak verilirse, toplam iş ;

$A = Q.H$  kgm olur. 75 kgm/sn = 1 PS olduğuna göre güç  $N = \frac{QH}{75}$  bağıntısı ile bulunur.

Pompanın randımanı  $\eta$  olarak dikkate alınır ,

$$N = \frac{QH}{(75\eta)} \text{ PS [BB] veya}$$

$$N = \frac{QH}{(102\eta)} \text{ kw}$$

elde edilir. Pompa verimleri ise;

Pistonlu pompalar için  $\eta = 0.7 - 0.8$

Santrifüj pompalar için  $\eta = 0.4 - 0.7$

Elektrik motorları için  $\eta = 0.8 - 0.95$  alınabilir.

Sistemin toplam verimi ise tek tek kısımlar dikkate alınır ;

$$\eta_{\text{topl.}} = \eta_{\text{mot}} + \eta_{\text{pomp.}} + \eta_{\text{işl. v.s.}}$$

güç kw ve zamanda saat olarak verilirse, yapılan iş;

1kwh = 102.3600 = 367000 kgm. = 367 tm. bulunur.

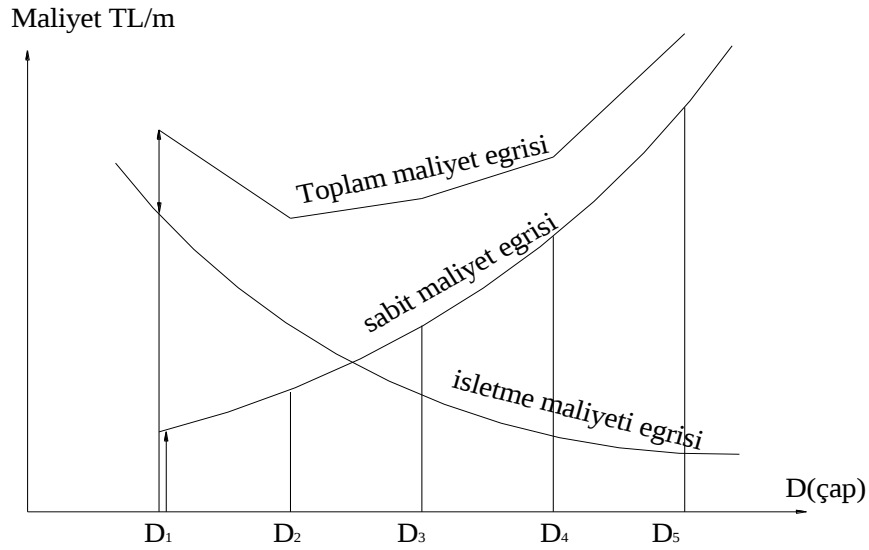
Bundan, 1m<sup>3</sup> su 1 ton olduğuna göre teorik olarak 1kwh ile 367 m<sup>3</sup> suyun 1m terfi edilebileceği veya 1 m<sup>3</sup> suyun 367 m.'ye terfi edilebileceği anlamı çıkar.

#### 4.7 Terfili İsalede Ekonomik Çap Tayini

Hemen hemen bütün tesislerin bir ilk yatırım maliyetleri (sabit maliyetleri) bir de tesis işletmeye açıldıktan sonra, tesis işletmede kaldıkça devam eden bakım, onarım, enerji v.s. gibi işletme maliyetleri vardır. Bunlar genellikle birbirine zıttır.

Yani, sabit masrafı fazla olan bir tesisin işletme masrafı az, sabit masrafı az olan bir tesisinde işletme maliyeti fazladır. Boru bedeli, döşenmesi v.s. den oluşan sabit masraflar, boru çapı arttıkça artar, buna karşılık boru çapı büyüdükçe yük kaybı azalır pompa gücü ve dolayısıyla sarfedilen enerji azalacağından işletme masrafı azalır. Boru çapı küçüldüğünde ise sabit masraflar azalır, fakat buna karşılık yük kayıpları artacağından enerji masrafı, dolayısı ile işletme

masrafı da artar. Ekonomik çap, sabit ve işletme masrafının toplamını minimum yapan çaptır. Bu açıklama Şekil 4.32’de açıkça görülmektedir.



Şekil 4.32 Ekonomik boru çapı grafiği

#### 4.7.1 Sabit Maliyetlerin Hesabı

Boru hattının toplam yatırım maliyeti hesaplanır. Bu hesaba, kazı masrafları, boru maliyetleri, taşınması, boru başlarının bağlanması v.s. gibi borunun döşenmesine ait her türlü masraflar dahildir. Toplam masraf toplam isale boyuna bölünerek, birim boyun sabit masrafı her çap için ayrı ayrı bulunur. Bulunan bu 1m borunun maliyetine P [TL/m] diyelim. Bu yapılan masraf bir defada yapılmıştır ve kurulan tesis belirli bir süre hizmet edecektir.

Bu toplam masrafın seneye düşen payını bulmak için, 1/(hizmet süresi)’ne eşit olan amortisman ve tesiste kar düşünülmemişse yasal faiz oranını inşa masrafı ile çarparak yıllık sabit masrafı bulmak gerekir.Yani ;

$$A_1 = \frac{P.p}{100}$$

Burada ;

$A_1$  = 1 m borunun 1 yıllık sabit masrafı (TL/m.yıl)

P = 1 m borunun toplam inşa masrafı (TL/m)

p = Faiz + amortisman (%)

İsale hatlarının en az 30 yıl hizmet göreceği kabulünden hareketle amortisman oranı 1/30=%3.3’den küçük alınmamalıdır. Birim boyun senelik sabit masrafı olan  $A_1$  her çap için ayrı ayrı hesaplanır.

$D_1 \rightarrow A_{11}$

$$\begin{array}{ll}
D_2 & \rightarrow A_{12} \\
D_3 & \rightarrow A_{13} \\
. & . \\
D_n & \rightarrow A_{1n}
\end{array}$$

#### 4.7.2 İşletme Maliyeti Hesabı

Borularda işletme maliyeti olarak sadece pompalarda harcanacak enerji maliyeti dikkate alınır. Çünkü, diğer işletme maliyeti faktörleri (bakım, onarım, personel v.s.) boru çapıyla değişmemektedir. İşletme maliyeti şu şekilde bir düşünce tarzından hareketle hesaplanır.

$$\text{Pompa gücü, } N = \frac{\gamma \cdot Q_T \cdot H}{102 \cdot \eta} \text{ (kW)}$$

ise pompanın bir yılda yaptığı işi bulmak için pompanın yıllık çalışma süresini bulmak gerekir. Yani toplam süreyi bulmak gerekir. Yıllık çalışma süresini (b) diyelim. O halde,

$$\text{Pompanın 1 yılda yapacağı iş} = \frac{\gamma \cdot Q_T \cdot H \cdot b}{102 \cdot \eta} \text{ (kW)}$$

bulunur. 1 kwh enerjinin fiyatına E dersek,

$$A_2 = \frac{\gamma \cdot Q_T \cdot H \cdot b \cdot E}{102 \cdot \eta} \text{ (kW)} \text{ (Pompanın 1 yıldaki enerji maliyeti)}$$

olur. Ancak bu isale hattının toplam uzunluğu için bulunan enerji maliyetidir. Sabit maliyet birim boru uzunluğu için bulunduğundan işletme maliyetini de birim boru uzunluğu için hesaplamak gerekir. Dolayısıyla, bu formülü 1m boru boyu için düzenlersek, birim boru boyundaki terfi yüksekliği değişimi  $J_E$  olacağından (birim boydaki enerji kaybı, piyezometre çizgisi eğimi), formüldeki h yerine  $J_{piy}$  eğimi yazılabilir. Ayrıca  $\gamma=1000\text{kg/m}^3$ ,  $J_E$  değerini de 1/1000 şeklinde yazarsak bağıntı,

$$A_2 = \frac{1000 Q_T J_E b E}{102 \cdot 1000 \eta}$$

şeklını alır. Burada;

$$Q_T = Q_{ihtx} 24/t \text{ [m}^3/\text{s]}$$

t = Pompanın günlük çalışma süresi (saat),

$J_E$  = Birim boydaki enerji kaybı 1/1000 [m/km]

b = 365t , Senelik çalışma süresi [saat]

E = Elektrik kwh fiyatı [TL/kwh]

$A_2$  = Yıllık işletme masrafı [TL/m.yıl]

Buradan da her çap için ayrı ayrı işletme maliyetleri hesaplanırsa,

$$D_1 \rightarrow A_{21}$$

$$D_2 \rightarrow A_{22}$$

$$D_3 \rightarrow A_{23}$$

$$\cdot \quad \cdot$$

$$\cdot \quad \cdot$$

$$D_n \rightarrow A_{2n}$$

bulunur. Daha sonra her çap için sabit ve işletme masrafları toplanarak toplam maliyet bulunur. Bu değerin en küçük olduğu çap ekonomik çaptır.

$$D_1 \rightarrow A_{T1} = A_{11} + A_{21}$$

$$D_2 \rightarrow A_{T2} = A_{12} + A_{22}$$

$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$

$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$

$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$

$$D_n \rightarrow A_{Tn} = A_{1n} + A_{2n}$$

Minimum  $A_T$  en ekonomik çapa tekabül etmektedir.

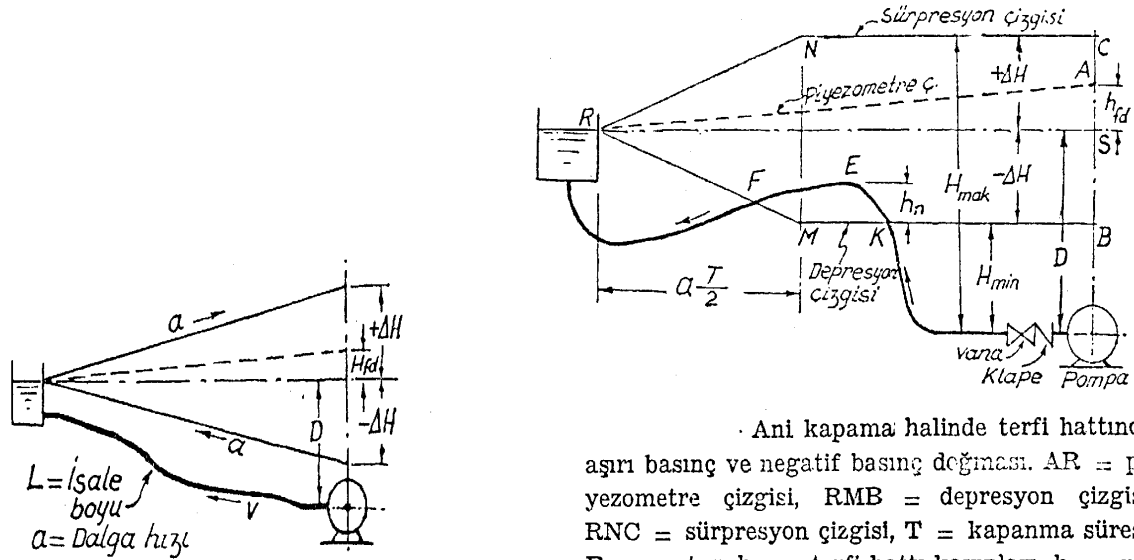
## 4.8 Su Darbesi

### 4.8.1 Giriş

Pompanın ani durması sonucunda terfi hattında önce depresyon (negatif basınç) sonra da sürpresyon (aşırı basınç) meydana gelir. Terfi hattındaki vananın veya klapenin ani açılıp kapanması, boru hattına su veren pompanın aniden durması veya devreye girmesi gibi hareketler hatta dalgalanmalara sebep olur. Bunun sonucunda borularda basınç ve debi dalgaları ortaya çıkar. Su darbesi olarak adlandırılan bu olayın doğurduğu debi ve basınç dalgaları, boru hattını sesin su içindeki yayılma hızına eşit bir hızda katederek, hattın yüksek değerlerde pozitif ve negatif basınçlarla yüklenmesine sebep olurlar. Hattın güvenli hizmet görmesi için, seçilen boruların bu basınçları karşılaması gerekir. Bu nedenle, terfi hatları bu aşırı basınçlara göre kontrol edilmelidir (Şekil 4.33).

Darbe olayı, herhangi bir nedenle borudaki su hızının aniden değişmesi ile kendini gösterir. Pompa aniden durduğu takdirde, pompadan çıkan su kütlesi depoya doğru ilerlerken, ardından pompanın durması sebebiyle yeni bir su kütlesi gelememekte, böylece pompa önündeki boruda bir boşluk ve negatif basınç meydana gelmektedir. Buna depresyon basıncı denir. Depresyon

dalgası depoya doğru ilerler ve hat sonunda sıfır değerine ulaşır. Pompadan son olarak çıkan ve önce depresyon dalgasının oluşumuna sebep olan su kütlesi, basınç düşüşü sebebiyle depodan geri döner ve ters bir su akımına yol açar. Bu akım da yine pompa önünde yüksek basınç oluşumuna sebep olur ki bu yüksek basınca sürpresyon (aşırı) basıncı ve bunun meydana getirdiği dalgaya sürpresyon dalgası denir.



Yavaş kapama halinde sürpresyon ve depresyon ancak pompa kesiminde maksimum değere erişir.

Ani kapama halinde terfi hattında aşırı basınç ve negatif basınç değişimi. AR = piyezometre çizgisi, RMB = depresyon çizgisi, RNC = sürpresyon çizgisi, T = kapanma süresi, E = vantuz,  $h_{fd}$  = terfi hattı kayıpları,  $h_n$  = negatif basınç miktarı, FEK boyu vakum altındadır. Pompadan MN kesimine kadar depresyon ve sürpresyon çizgileri statik basınç hattı DS'e paralel gitmektedir (E. Wenzel).

Şekil 4.33 Terfi hatlarında aşırı basınçlar

Basınç düşüşü sebebiyle pompanın ani durması sonucu ortaya çıkan bu depresyon ve sürpresyon basınçlarının değeri eksi ve artı olarak birbirine eşittir ve

$$\Delta P = \pm 0.80 \frac{a \Delta V}{g} \quad (4.11)$$

değerindedir. Burada;

$\Delta V$  = Borudaki su hızı değişimini,

$a$  = Depresyon ve sürpresyon dalgalarının hızını,

$g$  = Yerçekimi ivmesini,

ifade eder.  $\Delta V = V - V_1$  dir.  $V$ , boruda normal işletme sırasındaki hız,  $V_1$ , hatta akışın kesilmesi anındaki hızdır.

Bir terfi hattında depresyon ve sürpresyon sonucu ortaya çıkan basınç değerlerinin minimum ve maksimum değerleri,  $V_1 = 0$  olacağından pompa çıkışındaki boruda işletme basıncı ( $H_m$ ) ile gösterilirse;

$$H_{\max} = H_m + \frac{aV}{g} \quad (\text{sürpresyon basıncı}) \quad (4.12)$$

$$H_{\min} = H_m - \frac{aV}{g} \quad (\text{depresyon basıncı}) \quad (4.13)$$

olur. Terfi hatlarındaki boruların  $H_{\max}$  basıncını karşılayacak şekilde seçilmesi zorunludur. Ayrıca hattın her noktasında ( $H_{\min}$ ) depresyon basıncının sıfırdan büyük olması gerekir. Bu sağlanamadığı takdirde boruda kavitasyon meydana gelir (Şekil 4.35). Bunun giderilmesi gerekir. Dalga yayılma hızı için;

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48 + K \left( \frac{D}{k} \right)}} \quad (4.14)$$

bağıntısı verilmiştir. Burada D boru çapı (m), k boru et kalınlığı (m) ve K boru cinsine bağlı bir katsayıdır ve Çizelge 4.7’de çeşitli boru cinsleri için verilmiştir. Formüldeki 0.80 katsayısı, gerek borudaki sürtünme ve gerekse pompa rotorunun aniden durmayıp kısa süre de olsa ( $\cong 30$  s) dönmeyi sürdürmesinin darbe etkisini %20 kadar azaltması sebebiyledir.

Çizelge 4.7 Çeşitli borular için K katsayıları

|             |          |
|-------------|----------|
| Font boru   | K = 1    |
| Çelik boru  | K = 0.5  |
| A.Ç.B. boru | K = 4    |
| PVC ve PE   | K = 33.3 |
| Beton       | K = 5    |
| Betonarme   | K = 0.5  |
| Kurşun      | K = 5    |

Boru hattı boyu L, dalga hızı a ise,  $2L/a$  dalganın çıkış ve dönüşü için geçen zamanı ifade eder. Pompanın durması veya vananın kapanması için geçen zaman T ise;  $T < 2L/a$  ise ani kapanma söz konusudur ve darbe oluşur,  $T > 2L/a$  ise durma ve kapanma yavaştır ve darbe oluşmaz.

Su darbesinin tesirlerini azaltmak için;

- 1-) Borudaki su hızını küçük tutmak, yani boru çapını büyük seçmek,
- 2-) Dalga hızını küçültmek bunun için mümkünse PVC boru kullanmak,
- 3-) Terfi hattına hava kazanı koymak (Şekil 4.34),
- 4-) Terfi hattında uygun bir yükseklik varsa, denge bacası yapmak,
- 5-) Terfi hattı başına sürpresyonda açılan emniyet ventili koymak,

gibi tedbirler alınabilir.

#### 4.8.2 Su Darbesinin Hava Kazanı İle Önlenmesi (Parmakyan Metodu)

Su darbesinin etkisini azaltmak için en çok kullanılan önlemlerden biri terfi hattı üzerine klapeden sonra hava kazanı koymaktır (EK 6).  $V_1 < 1.3$  m/s olması halinde terfi hattı, hava kazanı gibi darbe etkisini azaltmaya yardımcı olur. Buna karşın yük kaybı fazla olan hatlarda salınım daha çabuk söner ve darbe az olur.

Parmakyan abakları bir terfi hattının başlangıç ve orta noktalarına ait sürpresyon ( $\Delta P_s$ ) ve

depresyon ( $\Delta P_d$ ) değerlerini  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  büyüklüğünün fonksiyonu olarak verir. (K) parametresi,

terfi hattında ve hava kazanı haznesine girişte meydana gelen yük kayıplarının  $H_o^*$ 'a oranını ifade eder.  $(2\rho)$  ise  $\Delta H/H_o^*$  oranının ifadesidir. Bu methodda kullanılan notasyonlar aşağıdaki gibidir (Şekil 4.38).

$V_o$  (m/s) : Terfi hattında  $Q_o$ 'a karşılık gelen hız,

$Q_o$  (m<sup>3</sup>/s): Terfi debisi,

$L$  (m) : Terfi hattı uzunluğu,

$a$  (m/s) : Dalga yayılma hızı (selerite),

$H_s + J_L + H_{at} = H_o^*$  (mss) : hattın başında  $Q_o$  debisinde normal işletme basıncı (mutlak basınç olarak),

$\Delta P_s$  (mss) :  $H_o$ 'dan itibaren müsaade edilebilen maksimum basınç artması (sürpresyon),

$\Delta P_d$  (mss) :  $H_o$ 'dan itibaren müsaade edilebilen maksimum basınç azalması (depresyon)

$\Delta H = \frac{aV_o}{g}$  (mss) : Darbe önleyici teçhizat olmadığı takdirde pompanın ani olarak

durması halinde terfi hattı başında meydana gelecek maksimum basınç artışı,

$P_{max}^*$  (mss) : Terfi hattı başlangıcında müsaade edilebilir maksimum basınç, boru işletme basıncı (mutlak basınç olarak)

$2\rho = \frac{\Delta H}{H_o^*}$  boyutsuz parametre,

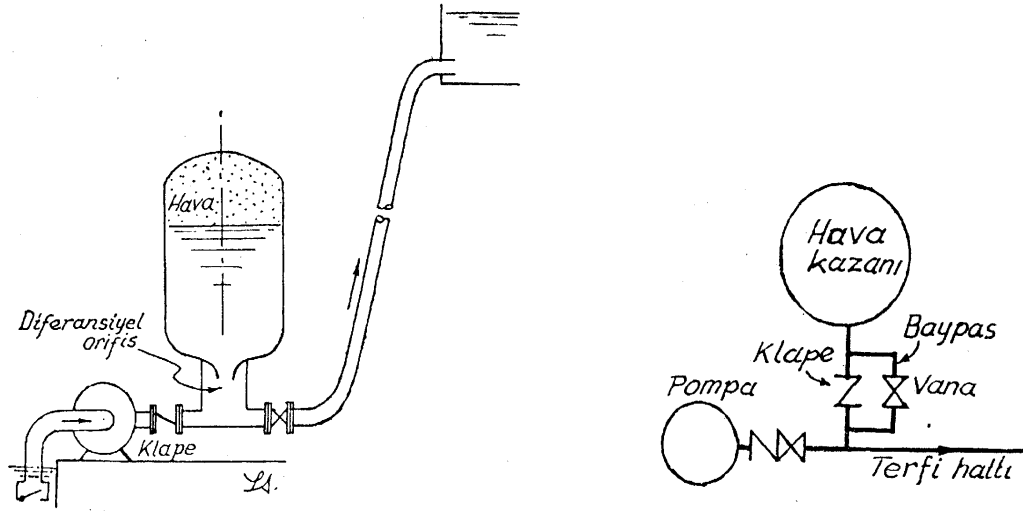
$\frac{J_L + \text{Orifiskayb}_1}{H_o^*} = K$  boyutsuz parametre,

$C_o$  (m<sup>3</sup>) :  $H_o^*$  basıncı altında hava kazanında bulunması gereken hava hacmi,

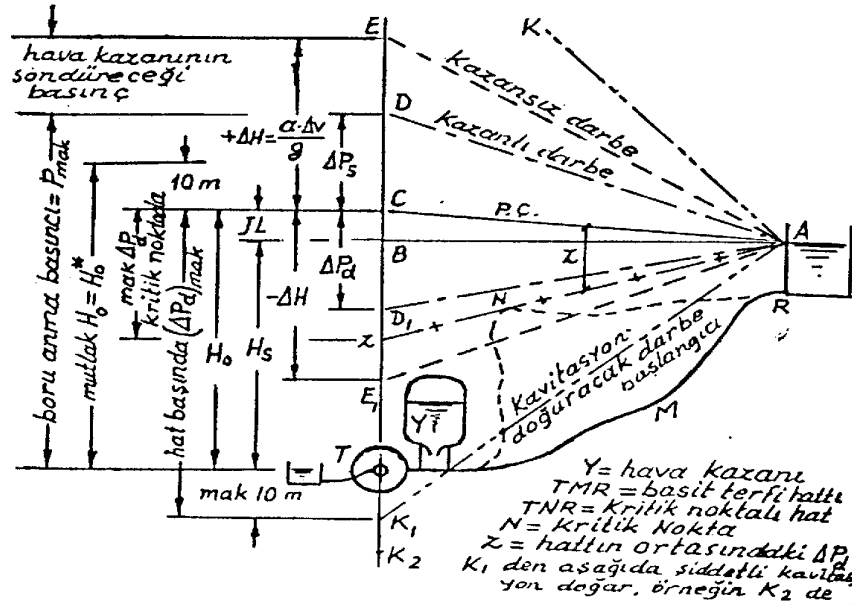
$$C' \text{ (m}^3\text{)} = \frac{C_o}{1 - \frac{\Delta P_d}{H_o^*}} \text{ Hava kazanının minimum hacmi,}$$

$g \text{ (m/sn}^2\text{)} : \text{Yerçekimi ivmesi,}$

$$R = \sqrt[4]{\frac{2.5Q_o^2}{2g\pi^2(KH_o^* - JL)}} : \text{Orifis yarıçapı.} \quad (4.15)$$



Şekil 4.34 Terfi hatlarına hava kazanı yerleştirilmesi



Hava kazanı hesabında geçen ifadeler. AB = statik basınç çizgisi, AC = yük kaybı çizgisi, AD ve AD, = hava kazanı takribi darbe çizgisi, AE ve AE, = hava kazansız takribi darbe çizgisi, AK ve AK, = kritik noktası olmayan hatların baş kısmında kaviteye doğuracak darbe takribi çizgisi AZ = Z kritik noktası olan terfi hatlarında kaviteye doğurabilecek darbe hattı, T = tulumba, TMA = kritik noktası olmayan terfi hattı, TNA = kritik noktası olan terfi hattı, N = kritik nokta (darbe çizgisinin boru hattını kestiği nokta).

Şekil 4.35 Terfi hattına hava kazanı yerleştirilmesi halinde basınç çizgileri

Parmakyan abaklarının hazırlanmasında aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

- 1) Hava kazanı terfi hattının başındadır.
- 2) Geri tepme klapesi elektrik kesilir kesilmez kapanır (ani kapanma).
- 3) Hava haznesine giriş ve çıkışta meydana gelen yük kayıpları oranı 1/2.5' dir.

Parmakyan abakları  $K=0$ ,  $K=0.3$ ,  $K=0.5$  ve  $K=0.7$  için dört farklı abak verilmiş olup,  $K>0.7$ 'ye pratikte rastlanmaz (Şekil 4.39). Abaklarda ordinat eksenini üzerinde sıfırdan yukarıya doğru

$\Delta P_s/H_o^*$ , aşağıya doğru  $\Delta P_d/H_o^*$  oranları, apsis eksenini üzerinde  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  değerleri gösterilmiştir.

Bu abaklar ile hava kazanı hacmini hesaplamak için aşağıdaki sıra takip edilmektedir.

1-) Boru cinsine ve hattın profiline göre, müsaade edilebilir en büyük  $\Delta P_s/H_o^*$ , veya  $\Delta P_d/H_o^*$  hesaplanır.

$$2-) 2\rho = \frac{aV_o}{gH_o^*} = \frac{\Delta H}{H_o^*} \text{ bulunur.}$$

3-) Bulunan  $2\rho$  parametresine ait eğrinin  $\Delta P_s/H_o^*$  veya  $\Delta P_d/H_o^*$  ordinatlı noktasının absisi  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  abaktan okunur. Hesaplanan  $2\rho$  parametresinin eğrisi abakta mevcut değilse, mevcut en yakın eğri kullanılır veya en yakın eğrinin gidişine göre yaklaşık olarak belirlenir.

4-)  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  değeri aynı ( $2\rho$ ) için bir ( $\Delta P_s/H_o^*$ ) bir de ( $\Delta P_d/H_o^*$ ) değeri verir. Bu sebeple başlangıçta sınır şartı olarak ( $\Delta P_s/H_o^*$ ) alınmışsa buna karşı gelen ( $\Delta P_d/H_o^*$ )'nin değeri abaktan bulunur. Sınır şartı olarak ( $\Delta P_d/H_o^*$ ) alınmışsa ( $\Delta P_s/H_o^*$ ) abaktan bulunur.

5-) Böylece her abağa göre bulunan  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$ ,  $\Delta P_s/H_o^*$ ,  $\Delta P_d/H_o^*$  ve bunlara bağlı olarak hesaplanan  $C_o$  ve  $C'$  değerleri bir tabloda toplanır. Sonuçta emniyet ve ucuzluk bakımından uygun olan  $C'$  değeri seçilir.

6-) Kazan girişine konacak olan diferansiyel orifisin R yarıçapı ise 4.15 bağıntısından bulunur.

7-) ( $2\rho$ ) eğrilerinin aranan bölgede sürekli olmadığı abaklar dikkate alınmaz.

#### 4.8.2.1 Tehlikeli Basınç Yükselmesi Halinde (Sürpresyon hali) Hava Kazanı Hacmi Tayini

$H_o^* + \Delta H > P_{\max}^*$  olması halinde aşırı basınçtan korunmak yani basınç artışının sınırlandırılması gerekir. Bu durumda hava kazanı hacmi şu şekilde bulunur.

1-) Kullanılan borunun işletme basıncına  $P_{\max}$  denirse,

$P_{\max}^* = P_{\max} + 10$  olur. Müsaade edilebilecek basınç artması  $\Delta P_s = P_{\max}^* - H_o^*$  bulunarak buradan  $\Delta P_s/H_o^*$  belirlenir.

$$2-) 2\rho = \frac{aV_o}{gH_o^*} = \frac{\Delta H}{H_o^*} \text{ hesaplanır.}$$

3-) Hesaplanan  $2\rho$  parametresine ait eğrinin  $(\Delta P_s/H_o^*)$  ordinatlı noktasının apsisi olarak

$$\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right] = X \text{ değeri bulunur.}$$

4-) Abaktan  $\Delta P_d/H_o^*$  değeri okunur.

$$5-) C_o = \frac{X \cdot Q_o \cdot L}{2 \cdot a} \text{ ve } C' = \frac{C_o}{1 - \frac{\Delta P_d}{H_o^*}} \text{ hesaplanır.}$$

Çeşitli (K) değerleri için bulunan değerler bir tabloda toplanır. Emniyet olarak bir sakınca yoksa bulunan (C') lerden en küçüğü seçilir.

6-) Seçilen C' nü veren (K) değerine uygun olarak orifis yarıçapı 4.15 bağıntısından tayin edilir.

#### 4.8.2.2 Tehlikeli Basınç Alçalması Halinde (Depresyon hali) Hava Kazanı Hacmi Tayini

$\Delta H > H_o^* - 6$  olması halinde ortaya çıkar. İşlem sırası aşağıdaki gibidir.

$$1-) \Delta P_d = H_o^* - 6 \text{ ve } \frac{\Delta P_d}{H_o^*} \text{ bulunur.}$$

$$2-) 2\rho = \frac{\Delta H}{H_o^*} \text{ bulunur.}$$

$$3-) \left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right] \text{ hesaplanır.}$$

4-)  $\Delta P_d/H_o^*$  bulunup  $C_o$  çözülür.

$$5-) C' = \frac{C_o}{1 - \frac{\Delta P_d}{H_o^*}} \text{ hesaplanır. } C' \text{ ler içinden en küçüğü seçilir.}$$

6-) Seçilen (C') nü veren K değerine uygun olarak orifis yarıçapı 4.15 bağıntısından tayin edilir.

#### 4.8.2.3 Tehlikeli Basınç Yükselmesi İle Birlikte Tehlikeli Basınç Alçalması Hali

$\Delta H > H_o^* - 6$  ve  $H_o^* + \Delta H > P_{\max}^*$  olması halinde, hem kavitasyon hem de aşırı basınç bakımından tehlike söz konusudur. Bu durumda hava kazanı hacmi şu şekilde bulunur;

$$1-) \Delta P_s = P_{\max}^* - H_o^* \text{ ve } \Delta P_d = H_o^* - 6, \Delta P_s / H_o^* \text{ ve } \frac{\Delta P_d}{H_o^*} \text{ bulunur.}$$

$$2-) 2\rho = \frac{\Delta H}{H_o^*} \text{ bulunur.}$$

3-) Her abakta,  $(\Delta P_s / H_o^*)$  ve  $(\frac{\Delta P_d}{H_o^*})$  den birine tekabül eden  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  değerlerinden bunu veren

sınır şartı  $(\Delta P_s / H_o^*)$  veya  $(\frac{\Delta P_d}{H_o^*})$  esas alınır.

4-)  $(\Delta P_s / H_o^*)$  veya  $(\frac{\Delta P_d}{H_o^*})$  den bir tanesi sınır şartı olarak esas alınmış oldu. Diğeri 1. ve 2.

durumlarda olduğu gibi  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  absisinden geri gidilerek grafikten bulunur.

5-)  $C_o$  bulunur.  $C' = \frac{C_o}{1 - \frac{\Delta P_d}{H_o^*}}$  hesaplanır. Bulunan  $C'$  lerden en küçüğü seçilir.

6-) Seçilen  $C'$  nü veren  $K$  değerine uygun olarak orifis yarıçapı 4.15 bağıntısından tayin edilir.

#### 4.8. 2. 4 Kritik Noktaları Bulunan Hatlar

Bu gibi hallerde, hattın başlangıç noktasında,  $\Delta P_s \leq P_{\max}^* - H_o^*$  ve  $\Delta P_d \geq H_o^* - 6$  şartları sağlanmış olsa bile kritik noktalarda,  $\Delta P_s > P_{\max}^* - H_o^*$  veya  $\Delta P_d > H_o^* - 6$  durumları ile karşılaşılabilir. Bu durumda hattın tamamı korunmuş değildir.

Parmakyan abakları hattın başlangıç ve orta noktasındaki sürpresyon ve depresyon değerlerini verdiği için her kritik nokta doğrudan doğruya tahkik edilemez. Ancak kritik noktadaki sınır şartlarından yakın bulunan başlangıç noktasındaki veya orta noktadaki sınır şartını tatmin edici bir yaklaşımla çıkarmak mümkündür.

Maksimum ve minimum basınç çizgileri, parabolik eğrilerdir. Bu eğrilerin üçer noktası ancak tespit edilebilir. Birinci nokta depo girişi, ikinci nokta hattın orta noktası, üçüncü nokta hattın başlangıç noktasıdır. İkinci ve üçüncü noktalara ait değerler Parmakyan abaklarında verilmiştir.

Problemin çözümü için, kritik noktadaki maksimum (veya minimum) basınç değeri tespit edildikten sonra, eğrinin parabolik gidişi ve sabit basınç noktası alınarak orta noktada veya

başlangıç noktasındaki maksimum (veya minimum) basınç değeri tahmin edilir. Tahmin edilen bu değer esas sınır şartlarından biri olarak alınır ve  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  apsisi buna göre abaktan bulunur ve problem bundan önceki hallerdeki gibi çözülür. Sonuçta bulunan  $\Delta P_s$  ve  $\Delta P_d$  noktalarından da yararlanılarak eğriler daha sıhhatli olarak çizilip kritik noktadaki basınç durumu kontrol edilir.

#### 4.9 Boru Çeşitleri Ve Ek Şekilleri

Borular pratikte çeşitli basınçlara dayanacak şekilde üretilmektedirler. İsale hatlarında kullanılacak boruların iç basınç mukavemetleri  $10Atü = 10 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ m su sütunundan}$  aşağı olmamalıdır. Uluslararası standartlara göre borular 2.5, 4, 6, (8), 10, (12.5), 16, (20), 25, (32), 40, (50)  $\text{kg/cm}^2$  lik basınçlara dayanacak şekilde imal edilmektedir. Farklı şekillerde boru basınç tarifleri bulunur. Bunlar:

- İşletme Basıncı :** Boruların işletme anında maruz kalacakları basınçtır. Bu değere su darbelerinden dolayı meydana gelen basınç artışları dahil değildir.  
İşletme basıncı , piyozometri çizgisi kotundan boru eksen kotu çıkarılarak bulunur.
- Deney basıncı:** Boru hendeğe döşendikten sonra üstü örtülmeden uygulanan test basıncıdır. Boru hatları genellikle maksimum işletme basıncının 1.5 katı alınarak teste tabi tutulurlar.
- Fabrika basıncı:** Borular üretildiği fabrikada deney basıncından daha büyük bir basınçta kontrol edilir. Üreticiler boruyu bu basıncı garanti ederek piyasaya sürer.
- Anma Çapı :**

Birbirine uyan boru, flanş, armatör, vana v.s.'yi aynı çap altında karakterize etmek anma çapı kavramı kullanılır. Anma çapı bilhassa yüksek basınca dayanıklı borularda iç çaptan farklıdır. Çünkü, fazla basıncı karşılamak için boru et kalınlığı artırılarak iç çapı küçültme yoluna gidilir.

#### 4.9.1 Boru Çeşitleri

##### 4.9.1.1 Font Borular:

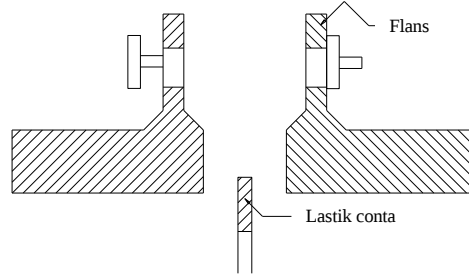
Bunlar iki şekilde imal edilir.

- Savurma santrifüj
- Düşey döküm

Santrifüj borular daha sağlamdır. Üretim şekillerine göre LA, A, B gibi sınıflara ayrılır.

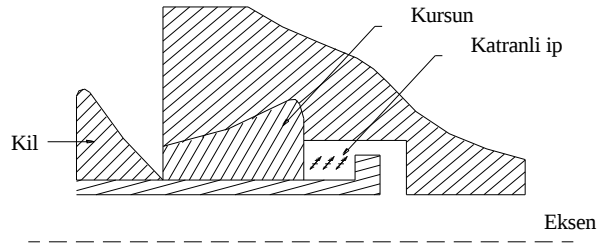
### Font boruların Ek Şekilleri:

- a) Flanşlı Bağlantılar: Uçları dairesel plak şeklinde flanşlı olarak imal edilen borular karşılıklı açılmış cıvata delikleri Şekil 4.36’da görüldüğü gibi sıkıştırılarak bağlantı yapılır. İki flanş arasına sızdırmazlık ve esneklik sağlamak için lastik conta yerleştirilir. Bu bağlantılar rijit bağlantılar olduğundan toprak içinde döşemeye uygun değildir.



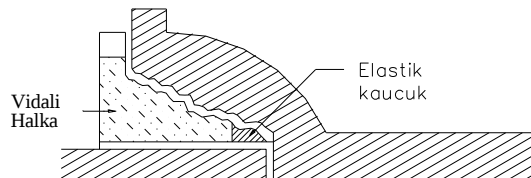
Şekil 4.36 Flanşlı Bağlantı

- b) Normal Muflu Bağlantı: Şekil 4.37’de görüldüğü gibi bir ucu muflu şekilde imal edilen borularda sızdırmazlık katranlı ip ve kurşunla sağlanır. Bugün fazla kullanılmayan bir metoddur. Yapılması yetenek ve tecrübe ister.



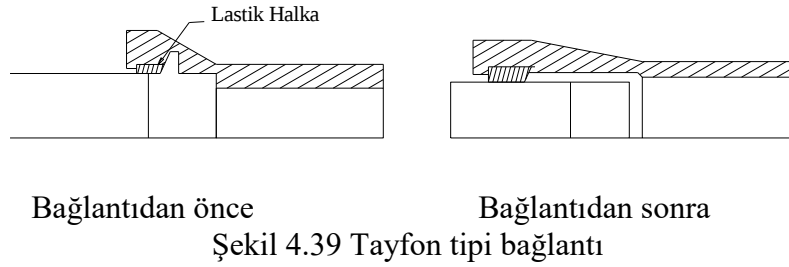
Şekil 4.37 Normal muflu bağlantı

- c) Vidalı Muflu Bağlantı: Burada sızdırmazlık lastik halkanın bir konik vida halkası ile muf içine vidalanması suretiyle temin edilir (Şekil 4.38). Konik vidalı halka boru ekseninden 3°lik açı sapmasına ve boyuna istikamette 14 mm’ye kadar oynaklığı temin eder. Bunlar genellikle 40-500 mm çapındaki borular için kullanılır. Bu bağlantı daha çok font borularda uygulanır.



Şekil 4.38 Vidalı muflu bağlantı

d) Tayfon Bağlantı: Burada muf içinde lastik conta için özel bir yuva bulunmaktadır. Lastik bastırılarak muf içine sokulur. Bağlantı çok çabuk yapılır. Boru çeperinde 3-4 derecelik sapma verilebilir. Şekil 4.39’da bağlantı yapılmadan ve bağlantıdan sonraki durumlar görülmektedir.



Şekil 4.39 Tayfon tipi bağlantı

#### 4.9.1.2 Çelik Borular

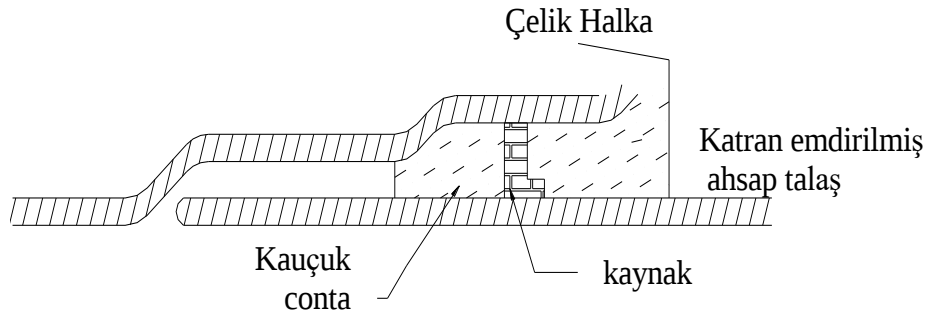
Diğer boru çeşitlerine nazaran daha mukavimdirler. 16 m uzunluğa kadar imal edilebilirler. Font borulara nazaran hafif olduklarından nakliyesi kolaydır. Bu bakımdan uzun isale hatlarında ekonomik olabilirler. Çelik borular bundan başka 160 m’den büyük basınçlarda oturma ve heyelan olan zeminlerde kullanılır. Elektrolitik ve kimyasal tesirlere karşı mukavemetleri zayıf ve et kalınlıkları az olduğundan, boru iç ve dışının özel kaplanması gerekir. Bu tip borular için genellikle bitüm esaslı maddeler kullanılır.

#### Bağlantı Şekilleri:

a) Normal Muflu Bağlantı: Font borularda yapıldığı gibi uygulanır. Fakat, bu metot son zamanlarda artık kullanılmamaktadır.

b) Vidalı Muflu Bağlantı: 50–500 mm çaplı borularda kullanılır. Font borulardaki gibidir.

c) Sigur Bağlantı: Çelik borularda en çok kullanılan metottur. Sızdırmazlık bir lastik halka ile sağlanır. Bu halkanın basınçla dışarı atılmasını önlemek için Şekil 4.40’daki gibi düz uç üstüne bir tesbit halkası kaynaklanır. Boru basıncı deneyi tamamlandıktan sonra mufla düz uç arası katranlı ahşap talaşı ile doldurulur. Bu bağlantı çeşidi 50–1000 mm arası çaplarda uygulanır.



Şekil 4.40 Sigur Bağlantı

d) Kaynaklı Bağlantılar: Bunlar ancak çapı 600 mm'den büyük olan borularda kullanılır. Çünkü kaynak çelik borunun iç ve dış izolasyonunu tahrip eder. Bunların tamiri küçük çaplı borularda mümkün değildir. Kaynak işlemi Şekil 4.41'deki gibi genellikle alın kaynağı şeklinde uygulanır.

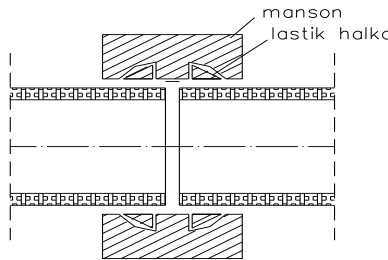


Şekil 4.41 Kaynaklı bağlantı

#### 4.9.1.3 Asbestli Çimento Borular

Bunlar asbest (%10–15), çimento (%85-90) ve su karışımından yüksek basınç altında imal edilen borulardır. Çapları 65–400 mm, boyları 4 m'dir. Büyük çaplarda 5 m olabilir. İşletme basınçları ise 2.5, 6, 10 ve 12.5 kg/cm<sup>2</sup> olarak üretilirler. İç cidarı pürüzsüz olduğu için hidrolik olarak da elverişlidir. Yalnız agresif özelliğe sahip zeminlerde ve sularda (PH<6) boru iç ve dışının izolasyonu gerekir. Nötr ve alkalik sularda bir tehlike söz konusu değildir. Ayrıca borular hafif olduğundan taşınmaları ve döşenmeleri daha kolaydır. Dona karşı dayanıklılığı fazla ve ısı iletkenlikleri azdır. Çarpma ve darbelere karşı hassaslığı ve eğilme mukavemetinin zayıflığı sakıncaları arasındadır.

Bağlantı şekli (Reka Bağlantı) (Şekil 4.42) asbestli çimento borular mufsz olarak imal edilir. Bu sistemde bağlantı, iki düz uç üzerine takılan bir manşon ve sızdırmazlığı temin eden lastik halkalarla yapılır. Bu bağlantı elastiktir ve boru eksenini istikametinde 3°-6°'lik sapmalara müsaade eder.



Şekil 4.42 Reka bağlantı

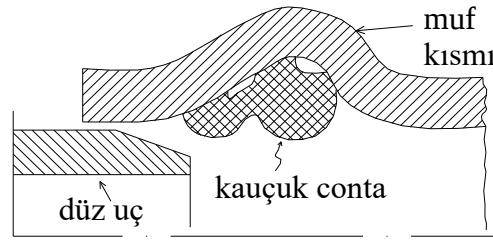
#### 4.9.1.4 Plastik Borular

Bunlar polinivklörür (PVC) veya polietilen (PE) şeklinde imal edilirler. Piyasada satılan plastik borular genellikle PVC'dir. Bunlar, hafif olduklarında kolay taşınabilirler, iç yüzeyleri pürüzsüz olduğundan yük kayıpları azdır, korozyona karşı dayanıklıdır. Plastik borular yanar, 20°C'nin üstünde mukavemetleri azalır ve 0°C'nin altında gevrek bir hal alır. Plastik borular küçük çaplı borularda 300–400 mm çapa kadar imal edilebilirler. Standart boyları da 6-12 m'dir. Daha küçük çaplar daha uzun olarak imal edilebilirler.

### PVC borular:

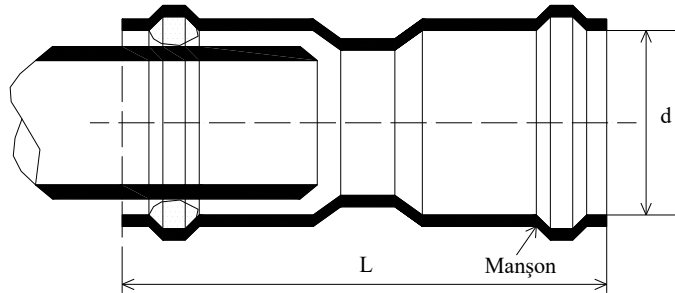
Lastik contalı ve kayar geçmeli, manşonlu, flanşlı ve muflu yapıştırma bağlantıları ile birbirlerine eklenirler.

a-) Muflu lastik Contalı Bağlantı : Bu bağlantı bir ucu düz diğer ucu muflu ve conta yuvalı PVC borularda kullanılır. Önce conta yuvası temizlenir ve conta yuvasına yerleştirilir. Traşlanmış diğer düz uçlu boruya muf derinliği kadar kaydırıcı malzeme sürülür ve düz uç muf içine doğru itilir. Contayla yuva arasına kaydırıcı malzeme sürülmez.



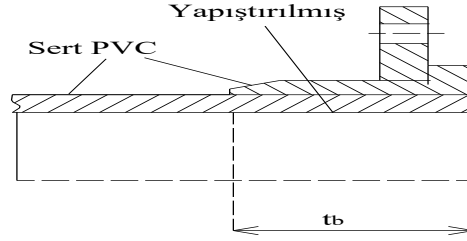
Şekil 4. 43 Lastik contalı kayar geçmeli bağlantı

b-) Manşonlu bağlantı : Bu bağlantıda düz uçlu iki PVC boru aynı malzemeden bir manşonla bağlanır. Manşonda her iki boru tarafında sızdırmazlığı sağlayacak conta yuvaları bulunur. Montajı lastik contalı kayar geçmeli bağlantıda olduğu gibidir.



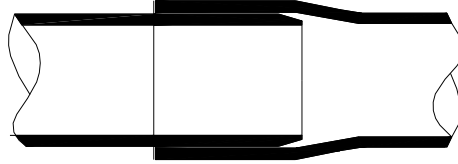
Şekil 4. 44 PVC boru manşonlu bağlantı

c-) Flanşlı bağlantı : Bu tip bağlantıda iki düz uçlu boruya birer flanş parçası yapıştırılarak bağlantı yapılır. Araya bir sızdırmazlık contası konulur.



Şekil 4. 45 Plastik borularda kullanılan yapıştırma ve geçme flanşlı baş

d-) Yapıştırmalı Bağlantı : Bu bağlantıda muf içi ve boru ucu temizlenerek zımparalanır. Fırça ile zımparalanan kısma yapıştırıcı sürülür ve düz boru ucu muf içine itilir. Muflu boru ya fabrikada muflu üretilir veya bağlantı yerinde manşonla muflu hale getirilir ya da alev altında ısıtılarak yumuşatılır ve muf oluşturulur.



Şekil 4. 46 Yapıştırma baş

#### PE Borular:

Bunlar da PVC boruların bütün özelliklerine sahiptirler.  $\phi 75$ -1600 mm çaplarda ve et kalınlıklarına göre 2.5-32 bar basınçlara dayanacak şekilde TS 6270/DIN 1693 ve TS 418-PrEN 12201-3 standartlarına göre üretilirler. Çapa göre 500 m uzunluğa kadar imal edilebildiklerinden kangallar halinde taşınabilirler. Böylece ek sayısı az olduğundan su sızdırma ihtimali ve ek parça ihtiyacı daha azdır. Arzu edildiğinde şantiyede daha uzun boyda sürekli olarak imal edilip kesintisiz döşenebilir.

Gerilme mukavemeti düşük olduğundan et kalınlığı fazla çıkar. Küçük çaplarda, dere geçişi vb yerlerde vadi yamaçlarına asılarak geçilebilir. Cidar esnekliği (elastikiyeti) fazla olduğundan su darbesi basınçlarını sönmleme yeteneği PVC borularla birlikte diğer borulardan çok daha fazladır. PE borula çeşitli biçimlerde birbirlerine eklenir. Bunlar;

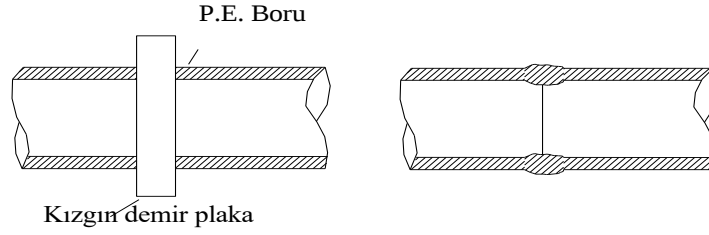
a-) Alın kaynağı metodu: Bu tip bağlantı PVC borularda uygulanmamaktadır. Et kalınlığı 3 mm ve çapı  $\phi 63$  mm'den büyük borulara uygulanır. Alın kaynak makinası kullanılarak imal edilir. Önce bağlantısı yapılacak iki düz uçlu PE boru uçları traşlanır. Kaynak yapılacak boruların arasına 200-230 °C arasında ısıya sahip teflon kaplı ütü (plaka) yerleştirilerek arzu edilen dudak yüksekliğine kadar ısıtılır ve ısının boru boyunca dağılması sağlanır. Daha sonra teflon ütü

aradan çıkarılır. Alın yüzeyleri ısı etkisiyle erimiş olan borular sıkıştırılarak eklenir ve soğumaya bırakılır. PE borularda en yaygın bağlantı tipidir.

b-) elektrofüzyon kaynağı metodu: çapı  $\phi 20-110$  mm olan borulara uygulanır.

c-) İtme soketli bağlantı ve

d-) flanşlı bağlantı.



Şekil 4. 47 PE boruların kaynaklı alın bağlantısı

#### 4. 9. 1. 5 Cam Elyaflı Poliester borular

Büyük çaplı plastik borular bir silindir etrafına sarılan cam elyafını içten dıştan poliesterle kaplanması suretiyle imal edilir. Kullanım alanı, maliyeti nedeni ile fazla yaygın değildir.

#### 4.10 Çözümlü Örnekler

**Örnek 4.1:** 1.2 m/s hızla bir boru içinde akan  $10^\circ\text{C}$  sıcaklıktaki suyun laminar akım halinde akabilmesi için boru çapı en fazla ne olmalıdır, ( $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

**Çözüm:** Laminar akımın sağlanabilmesi için  $Re < 2320$  olmalıdır. O halde  $Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{1.2 \times D}{1.31 \times 10^{-6}} \leq 2320$  ve  $D \leq 0.0025 \text{ m}$  olmalıdır. Su iletiminde 2.5 mm çapında bir boru kullanılması imkansızdır.

**Örnek 4.2:** Çapı 60 mm olan bir borudan viskozitesi  $\nu = 6 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  olan 5 L/s'lik debide yağ akıtılmaktadır. Bu akıma ait Re sayısı,  $\lambda$  ve J değerlerini bulunuz.

**Çözüm:** Önce borudaki akım hızını, daha sonra da Re sayısını bulalım.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.005 \times 4}{\pi(0.06)^2} = 1.77 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{1.77 \times 0.06}{6 \times 10^{-5}} = 1770 \text{ olup, } Re < 2320 \text{ olduğundan hızı } 1.77 \text{ m/s gibi yüksek bir değerde}$$

olmasına rağmen yağın viskozitesinin büyük olmasından dolayı laminar akım oluşur. Laminer akımda sürtünme katsayısı ve Darcy-Weisbach denkleminde enerji çizgisi eğimi,

$$\lambda = \frac{64}{Re} = \frac{64}{1770} = 0.036 \quad \text{ve}$$

$$J = \frac{0.036 \times (1.77)^2}{0.06 \times 2 \times 9.81} = 0.096 \text{ m/m bulunur.}$$

**Örnek 4.3:** Çapı 450 mm olan bir borudan  $Q=500$  L/s su geçmektedir. Boruda pürüz yüksekliği  $k_s=0.00075$  m ve suyun kinematik  $\nu = 1.4 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s olduğuna göre,  $\lambda$  sürtünme katsayısını denklem ve Moody diyagramından bulunuz, piyezometre çizgisi eğimini hesaplayınız.

**Çözüm:** Borudaki akım hızı,  $V = \frac{Q}{F} = \frac{0.5 \times 4}{\pi (0.45)^2} = 3.14$  m/s olup,

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{3.14 \times 0.45}{1.4 \times 10^{-6}} \cong 1 \times 10^6 \quad \text{ve} \quad \frac{k_s}{D} = \frac{0.00075}{0.45} = 0.0017 \text{ değerleri için akımın hidrolik}$$

pürüzlü bölgede olduğu kabul edilirse, bu bölge için geçerli olan Prandtl-Karman bağıntısından (4.5 bağıntısı) Darcy sürtünme katsayısı tatonmanla,

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{3.7D}{k_s} = 2 \log \frac{3.7 \times 0.45}{0.00075} \text{ ve}$$

$$\lambda = 0.022 \text{ olarak elde edilir. Buradan piyezometrik eğim } J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} = \frac{0.022 (3.14)^2}{0.45 \times 2 \times 9.81} = 0.0246$$

m/m bulunur. Moody diyagramından (Ek-1) hidrolik pürüzlü bölgede  $\frac{k_s}{D} = 1.7 \times 10^{-3}$  noktasına karşı gelen  $\lambda$  değeri de yaklaşık olarak 0.022 okunur ve akımın hidrolik pürüzlü bölgede kaldığı, dolayısıyla, Re sayısının etkisinin olmadığı görülür. 1. aşamada yapılan kabul doğrudur.

**Örnek 4.4:** Çapı 300 mm olan bir borunun pürüzlülüğü  $k_s=0.0006$  m'dir. Akıma ait Reynolds sayısı  $Re=4 \times 10^4$  olduğuna göre  $\lambda$  sürtünme katsayısını Moody diyagramından ve formülden bulunuz,  $V=0.80$  m/s için piyezometre çizgisi eğimi  $J$ 'yi hesaplayınız.

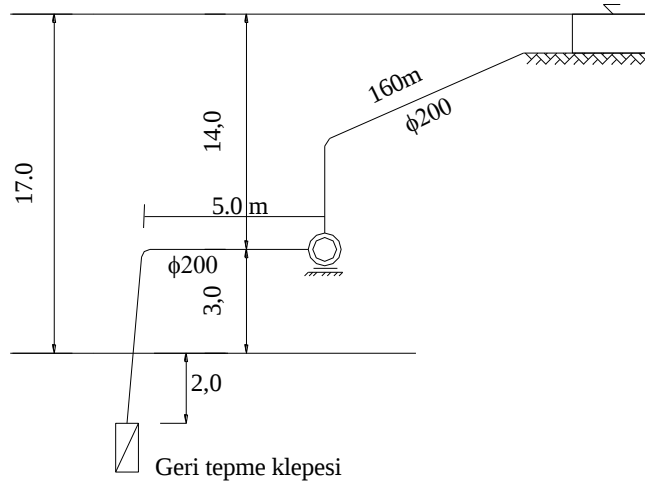
**Çözüm:** Ek 1'deki Moody diyagramından  $\frac{k}{D} = \frac{0.0006}{0.3} = 2 \times 10^{-3}$  ve  $Re = 4 \times 10^4$  değerlerinin kesiştiği noktaya karşı gelen  $\lambda$  değeri 0.027 okunur. Burada akımın türbülanslı geçiş bölgesinde bulunduğu anlaşılmaktadır. Geçiş bölgesi için Colebrook-White bağıntısından,

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2.51}{4 \times 10^4 \sqrt{\lambda}} + \frac{0.0006}{3.7 \times 0.3} \right) \text{ eşitliği tatonmanla çözümlerse yaklaşık olarak } \lambda = 0.027$$

bulunur. Buradan birim boydaki enerji kaybı,

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0.027}{0.3} \frac{(0.80)^2}{2 \times 9.81} = 0.00294 \text{ m/m elde edilir.}$$

**Örnek 4.5:** Şekilde görülen sistemdeki font borudan  $Q=50 \text{ L/s}$ 'lik debi santrifüj pompayla terfi edilecektir. Font boruda cidar pürüz yüksekliği  $k=0.1 \text{ mm}$  alınacaktır ve yersel yük kayıpları ihmal edilecektir.



**Çözüm:**

1) İsale hatlarında kullanılan font borular için  $k=0.1 \text{ mm}$  pürüz yüksekliği için verilen Prandtl-Colebrook tablosu kullanılacaktır (Ek-4). Tablodan  $Q=50 \text{ L/s}$ 'lik debi  $\phi 300 \text{ mm}$  çaplı borudan akıtıldığında oluşacak hidrolik eğim  $J=1.65 \times 10^{-3} \text{ m/m}$  ve hız  $V=0.73 \text{ m/s}$  okunur.

Emme borusu toplam boyu  $= 2+3+5 = 10 \text{ m}$  olduğuna göre, emme borusundaki sürtünme yük kaybı;

$$\Delta h_e = J \cdot L = 10 \times 1.65 \times 10^{-3} = 0.017 \text{ m bulunur.}$$

Pompa eksen kotu ile pompa çukurundaki su seviyesi arasındaki jeodezik kot farkı  $3 \text{ m}$  olduğuna göre pompanın manometrik emme yüksekliği  $h_e = H_{eg} + \Delta h_e = 3.0 + 0.017 = 3.02 \text{ m}$  olur.

2) Benzer şekilde  $\phi 200$  mm'lik basma borusundan  $Q=50$  L/s'lik debi geçtiğinde oluşacak hidrolik(piyezometrik) eğim tablodan (Ek-4)  $J=13.3 \times 10^{-3}$  m/m ve hız  $V=1.67$  m/s olarak okunur. Buradan, basma borusundaki sürtünme yük kaybı;  $\Delta h_b = 160 \times 13.3 \times 10^{-3} = 2.13$  m olur. Jeodezik terfi yüksekliği 14 m olduğuna göre pompanın manometrik terfi (basma) yüksekliği;

$$h_b = H_{bg} + \Delta h_b = 14 + 2.13 = 16.13 \text{ m bulunur.}$$

3) Bu durumda toplam manometrik terfi yüksekliği  $H_m = 3.02 + 16.13 = 19.15$  m bulunur. Pompanın verimi %70 alınırsa, buradan pompa gücü,

$$N_p = \frac{\gamma Q H_m}{75 \eta} = \frac{1000 \times 0.050 \times 19.15}{75 \times 0.7} = 18.24 \text{ BB} \cong 13.4 \text{ kW}$$

4) Elektrik motoru gücü %20 emniyet ve %90 verim dikkate alınırsa,

$$N_m = \frac{1.2 \times 13.4}{0.9} = 18 \text{ kw elde edilir.}$$

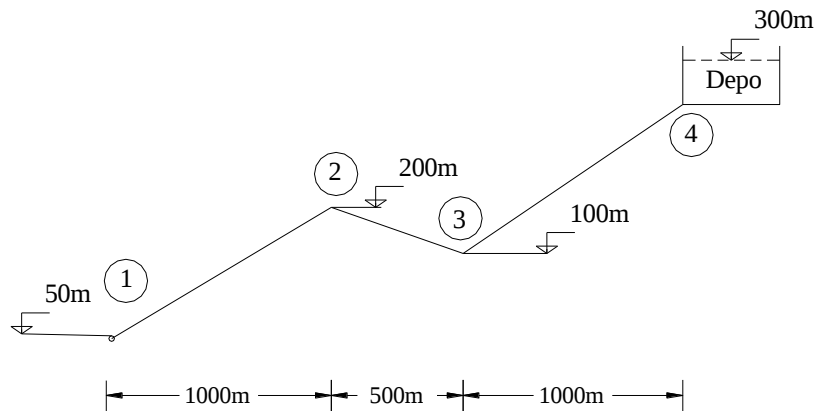
**Örnek 4.6:** 1980 yılı nüfusu 15000, 1995 yılı nüfusu 23000 ve günlük kişi başı ortalama su tüketimi 100 l/NG olan bir şehre, şekilde boy kesiti verilen  $\phi 400$  mm'lik font borudan inşaa edilecek isale hattı ile su temin edilecektir. Buna göre;

a-) 2000 yılından itibaren kasabanın 30 yıl sonraki nüfusunu ve ihtiyaç debisini bulunuz.

b-) İsale hattında bulunması gerekli işletme elemanlarını gösteriniz.

c-) Terfi istasyonu 16 saat çalıştırılacağına ve emme yük kaybı 3 m olduğuna göre kullanılacak pompanın gücünü hesaplayınız ( $\eta=0.70$ ).

d-) (1), (2), (3) ve (4) noktalarındaki statik basınç çizgisi ve piyezometre çizgisi kotlarını, işletme ve statik basınçları bulunuz.



### **Çözüm:**

1) İller Bankası metoduna göre nüfus hesabı ve ihtiyaç debisi;

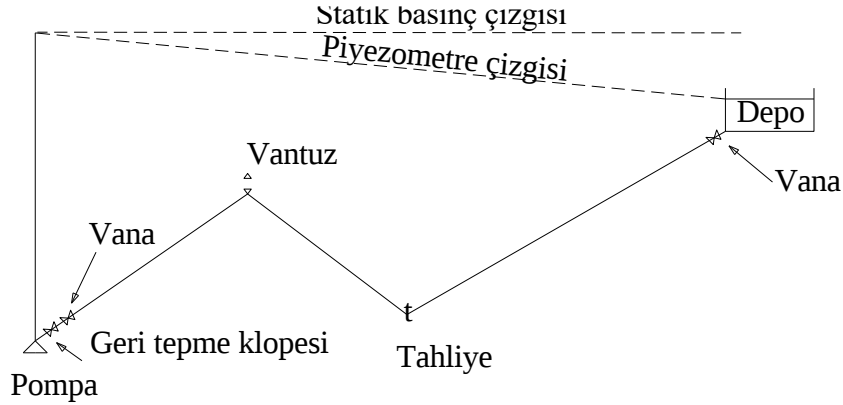
$a=1995-1980=15$  ve  $p=\left(\sqrt[15]{\frac{23000}{15000}}-1\right)100=\%2.89$  olup, yıllık nüfus artış yüzdesi,

$1<p<3$  olduğundan  $p=2.89$  alınır.  $\%2.89$ 'luk yıllık nüfus artış hızı ile 2030 yılı nüfusu,

$n=2030-1995=35$  için  $N_{2030}=23000\left(1+\frac{2.89}{100}\right)^{35}=62356\cong 62000$  bulunur. Buradan ihtiyaç

debisi,  $Q_{iht}=\frac{1.5\times 100\times 62000}{86400}=107.6$  L/s elde edilir.

2) İsale hattındaki işletme organları: Pompadan sonra geri tepme klapesi ve hat kesme vanası, 2 nolu tepe noktasına vantuz, 3 nolu çukur noktasına hattın gerektiğinde suyunun boşaltılabilmesi için tahliye vanası ve depo girişinden önce bir vana daha konulmalıdır. Tahliye vanasının her iki tarafına da hat kesme vanası konulabileceği gibi, hat kısa olduğu için konulmamasında da bir sakınca olmaz.

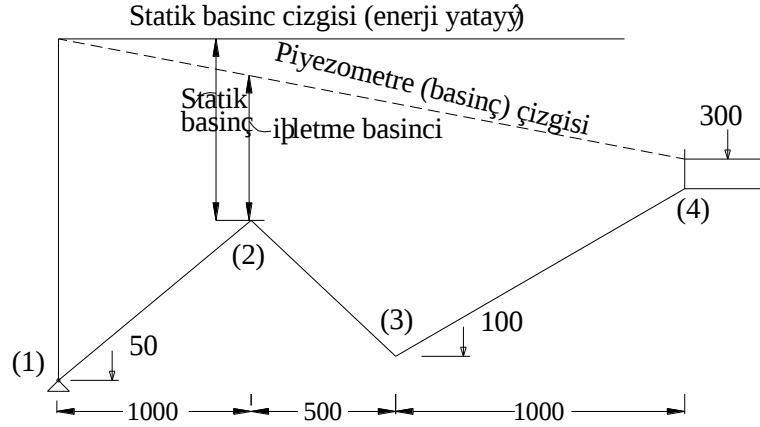


3) Pompalar 16 saat çalıştığına göre terfi debisi;  $Q_{terfi}=\frac{107.6\times 24}{16}=161.4$  L/s elde edilir.

$\varnothing 400$  mm'lik borunun 161.4 L/s'lik debiyi taşıırken meydana gelecek hidrolik (piyezometrik) eğim; Colebrook-White formülünden veya ilgili tablodan (isale hatları için  $k=0.1$  mm);  $V=1.32$  m/s'lik hızda  $J=3.75\times 10^{-3}$  m/m olarak okunur. İsale hattındaki toplam yük kaybı;  $\Delta H_{basma}=\sum JL=3.75\times 10^{-3}(1000+500+1000)=9.37$  m bulunur. Pompa için toplam manometrik basma yüksekliği;  $H=H_{geo}+\Delta H_{emme}+\Delta h_{basma}$  olup,  $H=(300-50)+3+9.37=262.37$  m elde edilir. Buradan pompa gücü;

$N=\frac{161.4\times 262.3}{75\times 0.70}=806.3$  BB = 592.9 kw bulunur.

4) (1), (2), (3) ve (4) noktalarındaki statik basınçlar;



Statik basınç çizgisi ve piyezometri çizgisi kotları:

a) (1) noktasındaki statik basınç çizgisi kotu = hazne kotu +  $\sum JL = 300 + 9.37 = 309.37$  m olup, (2), (3) ve (4) noktalarında da statik basınç çizgisi kotları aynıdır.

b) Piyezometre (basınç) çizgisi kotları:

Piyezometre çizgisi kotu = statik basınç çizgisi kotu - J.L olup,

(1) noktasında piyezometre çizgisi kotu =  $309.37 - 3.75 \times 10^{-3} \times 0 = 309.37$  m

(2) noktasında piyezometre çizgisi kotu =  $309.37 - 3.75 \times 10^{-3} \times 1000 = 305.62$  m

(3) noktasında piyezometre çizgisi kotu =  $309.37 - 3.75 \times 10^{-3} \times 1500 = 303.74$  m

(4) noktasında piyezometre çizgisi kotu =  $309.37 - 3.75 \times 10^{-3} \times 2500 = 300.00$  m

c) Statik basınçlar;

Statik basınç = statik basınç çizgisi kotu - boru eksen kotu olduğundan,

(1) noktasındaki statik basınç =  $309.37 - 50 = 259.37$  m

(2) noktasındaki statik basınç =  $309.37 - 200 = 109.37$  m

(3) noktasındaki statik basınç =  $309.37 - 100 = 209.37$  m

(4) noktasındaki statik basınç =  $309.37 - 300 = 9.37$  m

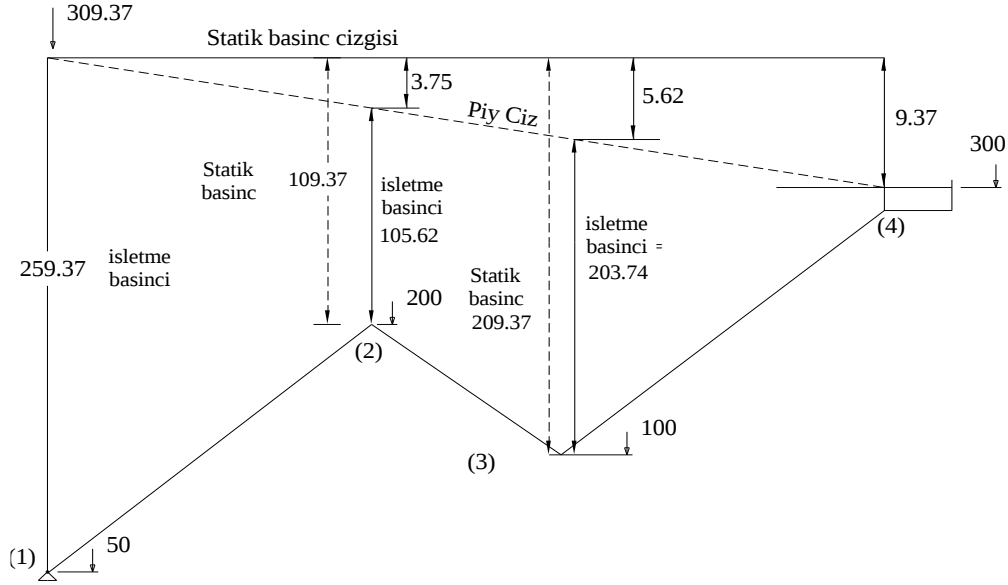
d) İşletme basıncı = piyezometre çizgisi kotu - boru eksen kotu olduğundan,

(1) noktasındaki işletme basıncı =  $309.37 - 50 = 259.37$  m.

(2) noktasındaki işletme basıncı =  $305.62 - 200 = 105.62$  m.

(3) noktasındaki işletme basıncı =  $303.74 - 100 = 203.74$  m.

(4) noktasındaki işletme basıncı =  $300.00 - 300 = 0$  m.



| NOKTA NO                   | 1                | 2      | 3      | 4      |
|----------------------------|------------------|--------|--------|--------|
| Ara Mesafe (m)             | 1000             | 500    | 1000   |        |
| Başlangıca Mesafe          | 0.00             | 1000   | 1500   | 2500   |
| Statik basınç çizgisi kotu | 309.37           | 309.37 | 309.37 | 309.37 |
| Statik Basınç              | 259.37           | 109.37 | 209.37 | 9.37   |
| İşletme Basıncı            | 259.37           | 105,62 | 203.74 | 0      |
| Boru çapı ve Cinsi         | φ400mm Font Boru |        |        |        |

**Örnek 4.7:** Şekilde boy kesiti verilen isale hattı; bir kuyudan 97.5 m seviyesinden terfi ile 20000 nüfuslu bir kasabanın su ihtiyacını karşılayacaktır. Kasabanın kişi başı günlük ortalama su tüketimi  $q_{ort}=100$  l/NG, isale hattı boru çapı  $\phi 300$  mm, sürtünme katsayısı  $\lambda=0.02$ , pompa verimi %0.70 ve çalışma süresi 12 saat, şebekede istenen minimum basınç  $\left(\frac{P}{\gamma}\right)_{min.şeb} = 20$  m ve isale

hattında minimum basıncı  $\left(\frac{P}{\gamma}\right)_{min.isale} = 3$  mss olduğuna göre,

- Yaklaşık hazne kotu (depo) ve yerini bulunuz.
- İsale (terfi) debisini bulunuz. İşletme elemanlarını yerleştiriniz.
- Tesiste kullanılacak pompa gücünü hesaplayınız (emme yük kaybını ihmal ediniz).
- İsale hattında oluşacak piyezometre çizgisini çizerek (1), (2), (3), (4) ve haznedeki işletme basıncını bulunuz.

a-) Minimum hazne kotu=Şehrin en gayri müsait kotu (işletme basıncı en küçük olan nokta kotu)+  $\left(\frac{P}{\gamma}\right)_{\min.\text{şeb}} + \Delta H_{\text{şebeke}}$  olduğuna göre; şebeke ana borusu yük kaybı 3 m seçilirse,

$$\frac{28}{40} = \frac{X}{1000} \rightarrow X=700 \text{ m bulunur. (Şhirden 700 menba tarafta)}$$

$Q_{iht} = \frac{1.5 \times 100 \times 20000}{86400} = 34.7 \text{ l/s}$  ve pompalar 12 saat çalıştırılarak günlük ihtiyaç karşılanacağına göre terfi debisi,

$$Q_{terfi} = \frac{24}{12} 34.7 = 69.4 \text{ l/s}$$

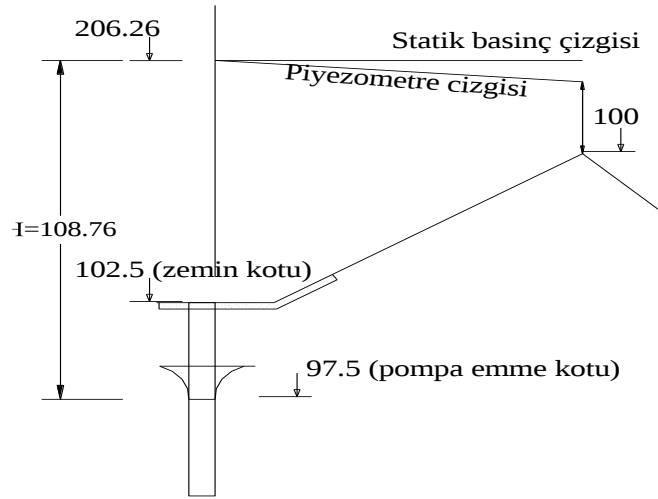
c) Pompa terfi yüksekliği, terfi debisinde isale hattının en gayri müsait noktasından 3-4 m'lik basınçta geçebilecek şekilde hesaplanmalıdır. Burada (2) noktası en yüksek kotlu nokta olduğuna göre hesaplarda o noktayı dikkate almak gerekir.

(2) noktasındaki piyezometre çizgisi  $\text{kotu} = 200 + 3 = 203 \text{ m}$ 'den az olmamalıdır.

(1) noktasındaki piyezometre çizgisi kotunu hesaplamak için, (1) ile (2) noktaları arasındaki yük kaybını belirleyerek (2) noktasındaki piyezometre çizgisi kotuna eklemek gerekir.



$$N = \frac{10^3 \times 69.4 \times 10^{-3} \times 108.7}{75 \times 0.70} = 143.8 \text{ B.B.}$$



**d) İşletme basınçları:**

(1) noktasındaki işletme basıncı =  $206.26 - 102.5 = 103.76 \text{ m}$  (Pompa çıkışında)

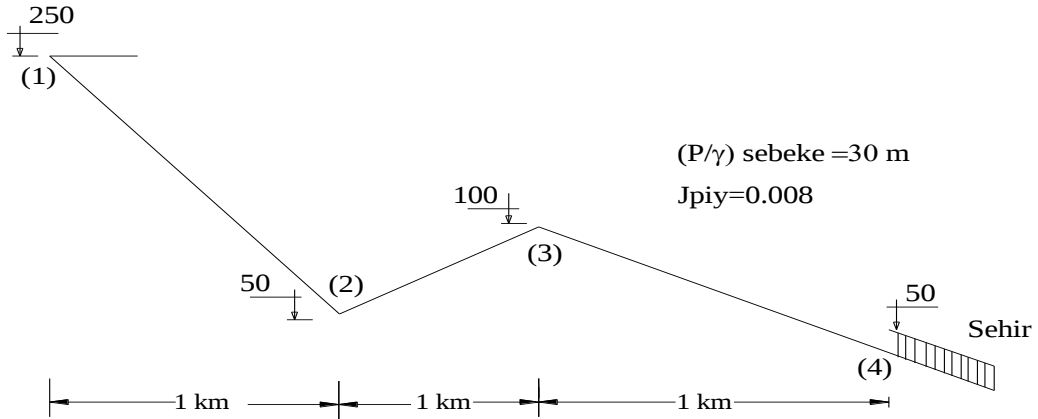
(2) noktasındaki işletme basıncı =  $203 - 200 = 3 \text{ m}$

(3) noktasındaki işletme basıncı =  $(206.26 - 2000 \times 3.26 \times 10^{-3}) - 130 = 69.74 \text{ m}$

(4) noktasındaki işletme basıncı =  $(206.26 - 2500 \times 3.26 \times 10^{-3}) - 150 = 48.11 \text{ m}$

Haznedeki işletme basıncı =  $(206.26 - 2800 \times 3.26 \times 10^{-3}) - 138 = 59.13 \text{ m}$

**Örnek 4.8:**



a) Şekilde görülen isale hattında kullanılan boru maksimum 10 bar (100 mss) basınca dayandığına göre, gerekli işletme organlarını şekil üzerinde gösteriniz ve piyezometre çizgisini çiziniz.

b) Hazne (depo) yerini ve kotunu tayin ediniz (hazne yeri ile şehrin en gayri müsait kotu arasındaki yük kaybı 3 m kabul edilecektir).

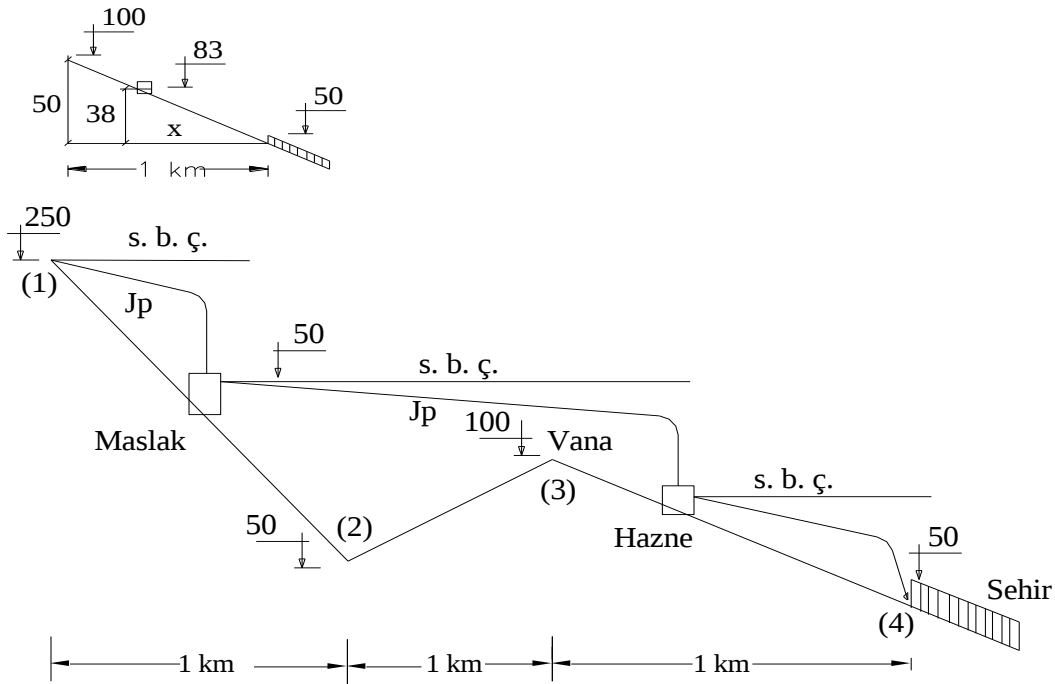
c) Şehrin su ihtiyacını karşılayabilecek piyezometre çizgisi eğimi  $j=0.008$  olduğuna göre 1, 2, 3, hazne ve 4 noktalarındaki işletme basınçlarını hesaplayınız.

d)  $\lambda=0.02$  ve boru çapı  $\phi 300$  mm olduğuna göre bu isale hattı ne kadarlık bir nüfusun su ihtiyacını karşılar. Kişi başına günlük ortalama su tüketimi  $q_{ort}=100$  l/NG alınacaktır.

**Çözüm:** Boru maksimum 10 bar=100 mss basınca dayandığına göre, isale hattında 100 m'den büyük basınçları kırmak gerekir. (1) ile (2) arasındaki statik basınç 200 m>100 m olmaktadır. Bu durumda (1) ile (2) noktaları arasına 100 m'den büyük basınçları kırarak 150 m kotuna maslak yerleştirilmelidir.

b) Maksimum hazne kotu =Şehrin en gayri müsait kotu +  $(P/\gamma)_{\min.şeb.} + \Delta H_{şeb.a.b}$  + depo su derinliği= 50 + 30 + 3 + 5 =88 m olup, benzer üçgenlerden depo yeri ,

$$\frac{38}{50} = \frac{X}{1.0} \rightarrow X = 0.76 \text{ km (şehre uzaklık) bulunur.}$$



c) (1) noktasındaki işletme basıncı = 250 – 250 = 0 m

(2) noktasındaki işletme basıncı = (150 – 0.008x500) – 50 =96 m

(3) noktasındaki işletme basıncı = (150 – 0.008x1500) – 100 = 38 m

(4) noktasındaki işletme basıncı = (88 - 3) – 5 =35 m (Şehrin girişinde ve depo tam dolu iken)

d-)  $j=0.008$  ve  $\lambda=0.02$  olduğuna göre Darcy denkleminden

$0.008 = \frac{0.02}{0.3} \times \frac{V^2}{19.62}$  ve  $V=1.53$  m/s bulunur. Süreklilik denkleminde hattın geçireceği debi

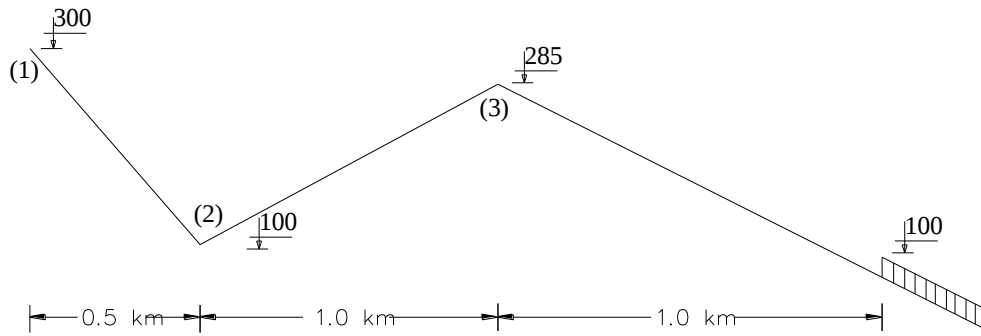
$Q = 1.53 \times \frac{\pi}{4} (0.3)^2 = 0.1085$  m<sup>3</sup>/s bulunur. Bu debi,  $Q = \frac{Nq_{mak}}{86400}$  'den  $108.5 = \frac{N \times 1.5 \times 100}{86400}$  ve

$N=62474$  kişinin su ihtiyacını karşılar.

#### Örnek 4.9:

Şekildeki isale hattının çapı  $\phi 200$  mm olduğuna göre,  $J = 0.0025 \frac{Q^2}{D^5}$  formülünü kullanarak bu

hattın geçirebileceği maksimum debiyi hesaplayınız.



#### Cözüm:

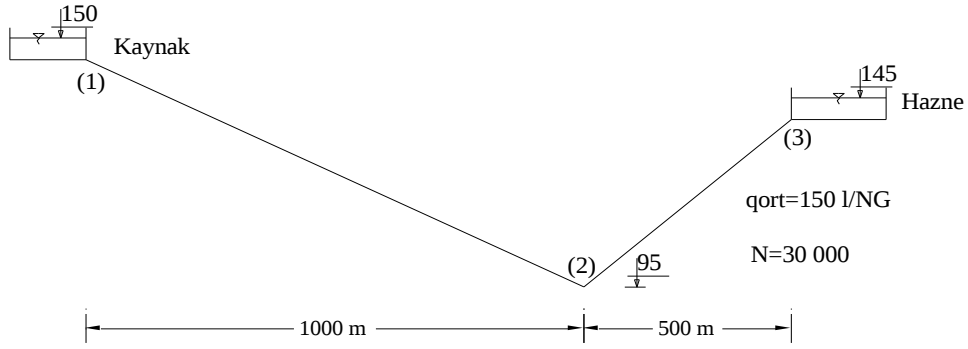
İsale hattının en gayri müsait noktasında işletme basıncı  $(P/\gamma)_{min}=3-4$  mss olmalıdır. En gayri müsait nokta (3) noktası olduğuna göre, (3) noktasındaki piyozometre çizgisi kotu=  $285+3=288$  m olmalıdır. Bu durumda, (1) ve (2) noktaları arasındaki müsaade edilebilir maksimum piyozometre çizgisi eğimi;

$$J_{max} = \frac{300 - 288}{1500} = 0.008 \text{ olabilir.}$$

$J = 0.0025 \frac{Q^2}{D^5}$  formülünde çap belli olduğuna göre, Maksimum piyozometrik eğime karşı gelen maksimum debi,

$$Q_{max} = \sqrt{\frac{J_{max} \cdot D^5}{0.0025}} = \sqrt{\frac{0.008 \times 0.2^5}{0.0025}} = 0.032 \text{ m}^3/\text{s} = 32 \text{ L/s} \text{ olarak bulunur.}$$

Not: Yukarıda hidrolik eğim (piyozometrik) için verilen bağıntı  $\lambda=0.03$  için Darcy-Weisbach denkleminde elde edilmiştir.

**Örnek 4.10:**

(1) noktasındaki 150 m kotlu kaynaktan suyunu temin edecek 30000 nüfuslu bir kasabanın şekilde verilen isale hattını boyutlandırınız. İşletme organlarını gösteriniz. (2) noktasındaki işletme ve statik basıncı hesaplayınız.

**Cözüm:**

(1) ile (3) arasında  $150 - 145 = 5$  m kot farkı vardır. Suyun (1) den (3)'e cazibe ile akabilmesi için toplam yük kaybının 5 m'den küçük olması lazımdır. Yani, boru çapı yük kaybı 5 m'den küçük olacak şekilde seçilmelidir. Boru çapını seçmek için önce ihtiyaç debisinin bilinmesi gereklidir.

$$Q_{iht} = \frac{150 \times 1.5 \times 30000}{86400} = 78.13 \text{ L/s}$$

$\phi 300$  mm çaplı borudan  $Q = 78.13$  L/s'lik debi geçmesi halinde boruda oluşacak akım hızı ve piyezometre çizgisi eğimi Colebrook-White tablosundan ( $k = 0.1$  mm için Ek 2'den)  $V = 1.14$  m/s ve  $J = 3.88 \times 10^{-3}$  m/m okunur. Buradan yük kaybı  $JL = 3.88 \times 10^{-3} \times 1500 = 5.81$  m bulunur.  $\Delta H = 5.81 > 5$  m olduğundan bu çap kullanılamaz. Yük kaybını daha da azaltmak için çapı büyütmek gerekir.

$\phi 400$  mm çaplı boru seçilirse  $Q = 78.13$  L/s'lik debi geçmesi halinde boruda oluşacak akım hızı ve piyezometre çizgisi eğimi Colebrook-White tablosundan  $V = 0.64$  m/s ve  $J = 0.93 \times 10^{-3}$  m/m okunur. Buradan yük kaybı  $JL = 0.93 \times 10^{-3} \times 1500 = 1.39$  m bulunur.  $\Delta H = 1.39 < 5$  m olduğundan bu çap seçilebilir. Buna göre,

(2) noktasındaki statik basınç  $= 150 - 95 = 55$  m.

(2) noktasındaki işletme basıncı  $= 150 - 0.93 \times 10^{-3} \times 1000 - 95 = 54.07$  m bulunur.

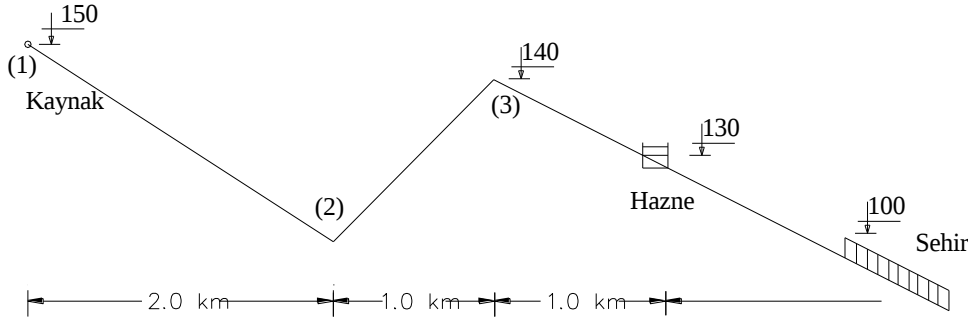
**Örnek 4.11:** 1980 yılı nüfusu 11000, 1990 yılı nüfusu 15000, kişi başına günlük ortalama su tüketimi  $q_{ort} = 100$  l/NG olan bir kasabanın su ihtiyacı şekilde boy kesiti verilen bir isale hattı ile temin edilecektir. İsalede arzu edilen minimum işletme basıncı 3 mss, isale hattında kullanılacak

borunun sürtünme katsayısı  $\lambda = 0.02$  ve standart boru çapları  $\phi 200$ ,  $\phi 300$ ,  $\phi 400$  ve  $\phi 500$  mm olduğuna göre;

a-) 2000 yılından itibaren 30 yıl sonraki nüfusu ve ihtiyaç debisini hesaplayınız.

b-) İsale hattının çapını hesaplayınız.

c-) Piyezometre çizgilerini çizip (1), (2), (3) ve (H) noktalarındaki piyozometre çizgisi kotlarını ve işletme basınçlarını belirleyiniz.



**Cözüm:** a) Yıllık nüfus artış hızı,

1) İller Bankası metoduna göre nüfus hesabı ve ihtiyaç debisi;

$$p = \left( 10 \sqrt[10]{\frac{15000}{11000}} - 1 \right) 100 = \%3.15 \quad \text{olup, yıllık nüfus artış yüzdesi } p > 3 \text{ olduğundan İller Bankası}$$

Yönetmeliğine göre  $p=3.0$  alınır. Buna göre gelecekteki nüfus ve debi,

$$N_{2030} = 15000 \left( 1 + \frac{3.0}{100} \right)^{40} = 48900 \text{ kişi ve } Q_{iht} = \frac{1.5 \times 100 \times 48900}{86400} = 84.94 \approx 85.0 \text{ L/s elde edilir.}$$

c)  $Q_{iht} = 85 \text{ L/s}$  olduğuna göre, boru çapı (3) nolu noktaya kadar  $150 - 140 - 3 = 7 \text{ mss}$ 'den küçük yük kaybı sağlayacak şekilde seçilmelidir. İlk yaklaşım için  $V = 1.0 \text{ m/s}$  seçelim. Bu hızı sağlayacak çap,

$$0.085 = \frac{\pi D^2}{4} \times 1.0 \rightarrow D = 0.329 \text{ m bulunur. Eğer boru çapı } \phi 300 \text{ mm seçilirse hız,}$$

$$V = \frac{0.085}{\frac{\pi (0.3)^2}{4}} = 1.2 \text{ m/s ve Darcy-Weisbac denkleminden piyezometrik eğim,}$$

$$j = \frac{0.02 \times (1.2)^2}{0.3 \times 2 \times 9.82} = 4.89 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

bulunur. Kritik (3) noktasını tahkik edelim. 1-3 arası boru boyu  $3000 \text{ m}$ ' dir. Buradan yük kaybı,

$J.L = 4.89 \times 10^{-3} \times 3000 = 14.68$  m bulunur. Yük kaybı  $\Delta H = 14.68 > 7$  m olduğundan bu çap kullanılamaz. Yük kaybını azaltmak için çapı büyütmek gerekir. Boru çapı  $\phi 400$  mm seçilirse hız,

$$V = \frac{0.085}{\frac{\pi(0.4)^2}{4}} = 0.68 \text{ m/s ve piyezometrik eğim,}$$

$$j = \frac{0.02 \times (0.68)^2}{0.4 \times 2 \times 9.82} = 1.18 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

bulunur. Yük kaybı  $JL = 1.18 \times 10^{-3} \times 3000 = 3.54 \text{ m} < 7 \text{ m}$  olduğundan seçilen kesit uygundur.

c) Piyezometre kotu ve işletme basınçları;

(1) Noktasında: Piyezometre çizgisi kotu = 150 m

İşletme basıncı = 0 m

(2) Noktasında: Piyezometre çizgisi kotu =  $150 - 1.18 \times 10^{-3} \times 2000 = 147.64$  m

İşletme basıncı =  $147.64 - 100 = 47.64$  m

(3) Noktasında: Piyezometre çizgisi kotu =  $150 - 1.18 \times 10^{-3} \times 3000 = 146.46$  m

İşletme basıncı =  $146.46 - 140 = 6.46$  m

(H) Noktasında: Piy.çiz.kotu =  $150 - 1.18 \times 10^{-3} \times 4000 = 145.28$  m

İşletme bas. =  $145.28 - 130 = 15.28$  bulunur. Su depoya 15.28 m'lik

basınç ile girer.

**Örnek 4.12:** İhtiyaç debisi  $Q_{iht} = 66.6$  L/s olan bir şehrin ihtiyacı terfili bir isale hattından karşılanacaktır. Elektriğin kwh fiyatı 0.25 TL, kullanılacak kredinin faizi yıllık % 15, tesisin işletme ömrü 33 yıl (amortisman %3), pompa verimi %70 ve pompa çalışma süresi 16 saat ve 1 m borunun fiyatı tabloda verildiğine göre, isale hattında kullanılabilecek en ekonomik boru çapını hesaplayınız.

|               |     |     |     |     |
|---------------|-----|-----|-----|-----|
| Boru Çapı(mm) | 250 | 300 | 400 | 500 |
| Maliyet TL/m  | 40  | 56  | 80  | 125 |

**Çözüm:**

İlk yaklaşım olarak verilen debide, hızı  $V = 1.0$  m/s yapan çap hesaplanır ve bu çap civarında ekonomik analiz yapılır. Pompalar günde 16 saat çalışacağına göre terfi debisi,

$$Q_{terfi} = \frac{24}{16} \times 66.6 = 99.9 \text{ L/s olur ve bunun için yaklaşık } 0.0999 = \frac{\pi D^2}{4} \times 1.0 \rightarrow D = 0.356 \text{ m çapında boru}$$

olmalıdır. O halde  $\phi 300$ ,  $\phi 400$  ve  $\phi 500$  mm çaplı borular üzerine araştırma yapılabilir. Seçilen çaplar için  $Q=99.9$  L/s'lik terfi debileri iletildiğinde, borularda oluşacak akım hızları ve bu hızlardaki hidrolik (piyezometrik) eğimler Colebrook-White tablosundan belirlenmiş ve aşağıdaki tabloda verilmiştir. Ekonomik boru çapında, sabit (yatırım) ve işletme maliyetlerinin toplamı minimum olmalıdır. Bağıntı aşağıdaki gibidir (Kullanılan birimlere dikkat edilmelidir)

$$A = A_1 + A_2 = P \cdot \frac{p}{100} + \frac{\gamma(kg/m^3) \cdot Q_T(m^3/s) \cdot J(mss/m) \cdot b(sa/yı) \cdot (TL/kwsa)}{102 \cdot \eta}$$

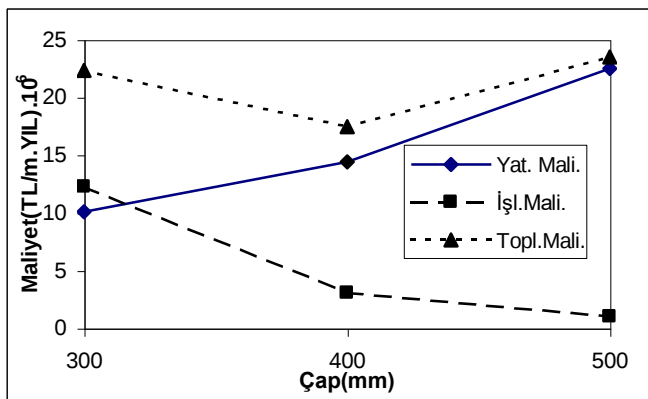
| Çap(mm) | $J \times 10^{-3} (mss/m)$ | V(m/s) |
|---------|----------------------------|--------|
| 300     | 6,19                       | 1.46   |
| 400     | 1.48                       | 0.82   |
| 500     | 0.48                       | 0.52   |

$$P=3+15=\%18 \text{ (faiz+amortisman)}$$

$$\phi 300mm \quad A = 56 \times \frac{18}{100} + \frac{1000 \times 0.0999 \times 6.19 \times 10^{-3} \times 16 \times 365 \times 0.25}{102 \times 0.7} = 10.08 + 12.66 = 22.74 \text{ TL/m}$$

$$\phi 400mm \quad A = 80 \times \frac{18}{100} + \frac{1000 \times 0.0999 \times 1.48 \times 10^{-3} \times 16 \times 365 \times 0.25}{102 \times 0.7} = 14.4 + 3.02 = 17.42 \text{ TL/m}$$

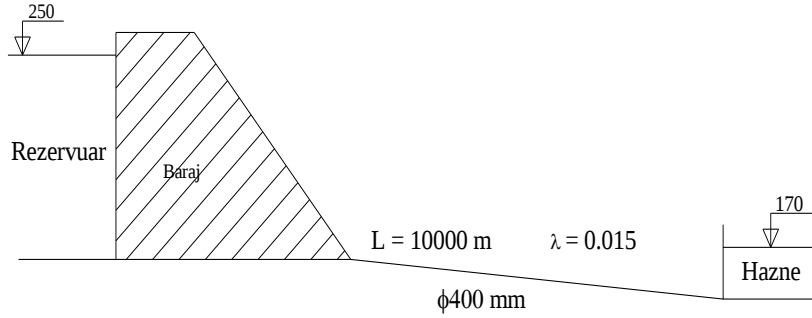
$$\phi 500mm \quad A = 125 \times \frac{18}{100} + \frac{1000 \times 0.0999 \times 0.48 \times 10^{-3} \times 16 \times 365 \times 0.25}{102 \times 0.7} = 22.5 + 0.98 = 23.48 \text{ TL/m}$$



Şekilden toplam maliyeti minimum yapan çap  $\phi 400$  mm bulunur.

**Örnek 4.14:** 1995 yılı nüfusu 57000, 2000 yılı nüfusu 65000 olan bir şehrin su ihtiyacı bir isale hattı vasıtası ile şekildeki barajdan temin edilecektir. İsale hattı 10000 m uzunluğunda olup 400 mm'lik çapa sahiptir.  $q_{ort} = 150$  lt/NG olduğuna göre bu isale hattı şekildeki işletme şartlarında şehrin en fazla hangi yıldaki ihtiyacını karşılar? Nüfus hesabında iller bankası metodu

kullanılacaktır ve şehrin gelecekte de aynı nüfus artış eğilimini göstereceği kabul edilecektir. Boru 10 bar'lık basınca dayanmaktadır.



**Çözüm:** İki hazne arasındaki maksimum enerji farkı yani olabilecek maksimum yük kaybı  $\Delta h = 250 - 170 = 80$  m'dir. Darcy-Weisbach denkleminde bu şartlarda boru içinde oluşacak maksimum hız,

$$80 = 0.015 \frac{10000}{0.4} \frac{V^2}{19.62} \quad V = 2.05 \text{ m/s bulunur.}$$

Süreklilik denkleminde debi,  $Q = 2.05 \frac{\pi(0.4)^2}{4} \approx 0.260 \text{ m}^3/\text{s} \approx 260 \text{ L/s}$  elde edilir ki bu debi ile,

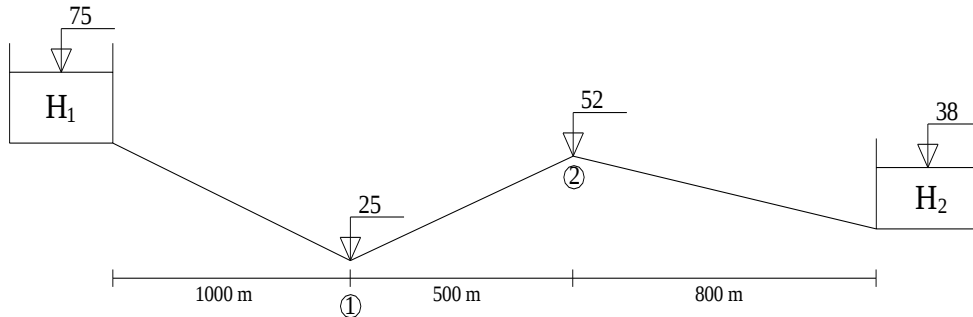
$$260 = \frac{N \times 1.5 \times 150}{86400}, \quad N = 99840 \text{ nüfuslu bir şehrin su ihtiyacı karşılanabilir. Şehrin geçmiş yıllık nüfus}$$

artış eğilimi,  $P = \left( \sqrt[5]{\frac{65000}{57000}} - 1 \right) 100 = \%2.66$  olup, aynı artış eğilimi 2000 yılından sonra da devam ederse,

$$N_G = 99840 = 65000 \left( 1 + \frac{2.66}{100} \right)^n$$

$n = 16$  yıl sonra bu nüfusa ulaşır ki bu da  $2000 + 16 = 2016$  yılındaki nüfustur.

**Örnek 4.14:** Şekilde boy kesiti verilen bir iletim hattı kare kesitli beton bir kanal olup 700 L/s'lik debi iletecektir. Beton boru için Manning pürüzlülük katsayısı  $n = 0.012$ 'dir. Beton kanalın kesitini tayin edip, piyezometre çizgisini çiziniz.  $(P/\gamma)_{\min. isale} = 5$  m'dir.



**Çözüm:** Kanalda (2) noktasına kadar meydana gelebilecek maksimum yük kaybı,

$\Delta H_{1-2} = 75 - (52 + 5) = 18$  m ve birim boydaki yük kaybı (hidrolik eğim, piyezometre çizgisi

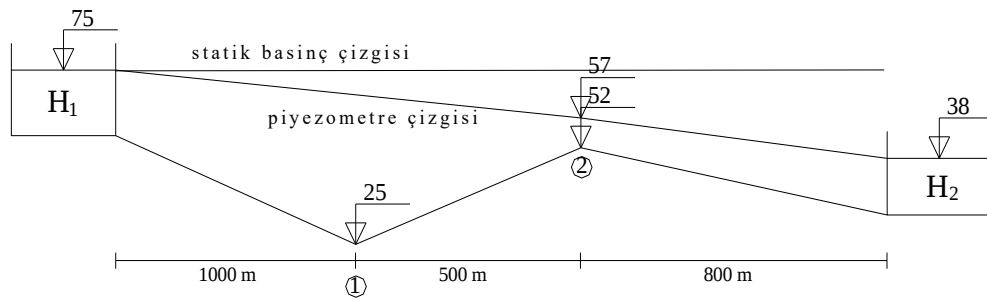
eğimi)  $J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{18}{1500} = 0.012$  m/m olur. Kare kesitli borunun bir kenarının uzunluğu  $b$  olarak

dikkate alınırsa, kesitin tam dolu olması halinde hidrolik yarıçap  $R = \frac{b^2}{4b} = 0.25b$  olur. Bu

değerler Manning bağıntısında yerine yazılırsa,  $0.7 = \frac{1}{0.012} (0.25b)^{2/3} \times (0.012)^{1/2} \times b^2$  ve kare

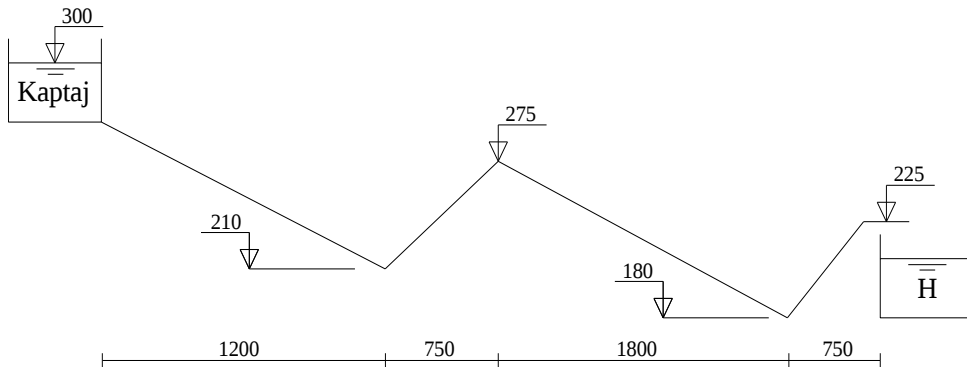
kesitli borunun bir kanarının uzunluğu

$b = 0.54$  m elde edilir.



**Örnek 4.15:** Boy kesiti şekilde verilen isale hattı dış çapı/et kalınlığı 160/5 mm (iç çap 150 mm) olan PVC borudan oluşmaktadır. Borunun cidar pürüzlülüğü  $k = 0.00015$  m'dir. Akışkana ait kinematik viskozite  $\nu = 1 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s'dir. İsale hattında arzu edilen minimum basınç 3 mss dir. H deposu girişindeki vana tamamen açık tutulduğunda;

- İsalenin iletebileceği maksimum debi ne olur.
- Hat boyunca piyezometre çizgisini çiziniz.
- Bu debi yıllık ortalama su sarfıyatı 100 lt/N/G ve proje nüfusu 10000 olan bir kasabanın ihtiyacına yeterli midir?
- 275 kotlu tepe noktasındaki vantuzun arızalanması durumunda olabilecekleri açıklayınız.



**Çözüm:**

a)  $\frac{k}{D} = \frac{0.00015}{0.15} = 1 \times 10^{-3}$  için  $Re = 10^4$  seçelim. Moody diyagramından  $\lambda = 0.032$  bulunur.

İsale hattının 275 m kotundaki tepe noktasında minimum 3 m basınç istendiğine göre bu tepe noktasındaki minimum piyezometre kotu  $275 + 3 = 278$  m olmalıdır. Buna göre isale hattında oluşabilecek maksimum piyezometre çizgisi eğimi,  $J = \frac{300 - 278}{1950} = 0.0113$  m/m olur. Bu Darcy-Weisbach denkleminde yerine yazılırsa maksimum piyezometrik eğimi oluşturacak akım hızı

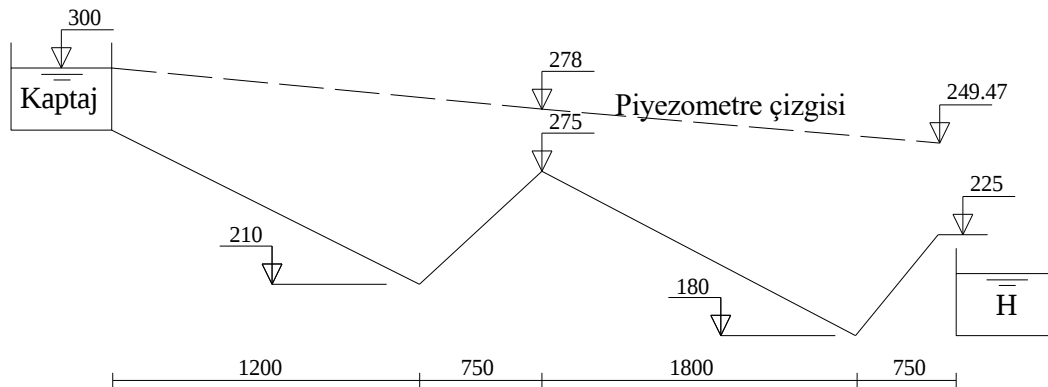
$$V = \sqrt{\frac{0.0113 \times 0.15 \times 2 \times 9.81}{0.032}} = 1.02 \text{ m/s} \text{ bulunur. Bu hızda oluşacak Reynolds sayısı;}$$

$Re = \frac{1.02 \times 0.15}{1 \times 10^{-6}} = 153000$  bulunur. Elde edilen  $Re$  sayısı başlangıçta seçilen  $Re$  sayısında farklı olduğundan yeni bir  $Re$  sayısı seçilerek aynı işleme devam edilirse (2. adımda  $Re = 153000$  seçilmiştir) Moody diyagramından  $\lambda = 0.0215$  okunur. Aynı işlemlerle  $V = 1.24$  m/s ve  $Re = 186555$  bulunur ve  $Re$  sayısı 2. adımda da seçilen değerden farklı bulunur. 3. adımda  $Re = 186555$  için  $\lambda = 0.0215$  okunur, buradan da  $V = 1.24$  m/s ve  $Re = 186500$  bulunur ki bu da başta seçilen  $Re$  sayısına eşittir.  $V = 1.24$  m/s hızda borunun ileteceği debi süreklilik denkleminde,  $Q = 1.24 \times \pi \times (0.15)^2 / 4 = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$  elde edilir. Piyezometre çizgisi eğimi

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0.0215}{0.15} \frac{(1.24)^2}{2 \times 9.81} = 11.23 \times 10^{-3} \text{ mss/m}$$

b-) Hazne girişinde piyezometre çizgisi kotu  $= 300 - (0.01123 \times 4500) = 249.47$  m,

Hazneye giriş basıncı  $= 249.47 - 225 = 24.47$  m elde edilir.



c)  $Q_{iht} = Q_{iht} = \frac{1.5 \times 100 \times 10000}{86400} = 17.36 \text{ L/s} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{isale} = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$  olup mevcut isale hattı

bu ihtiyacı karşılar.

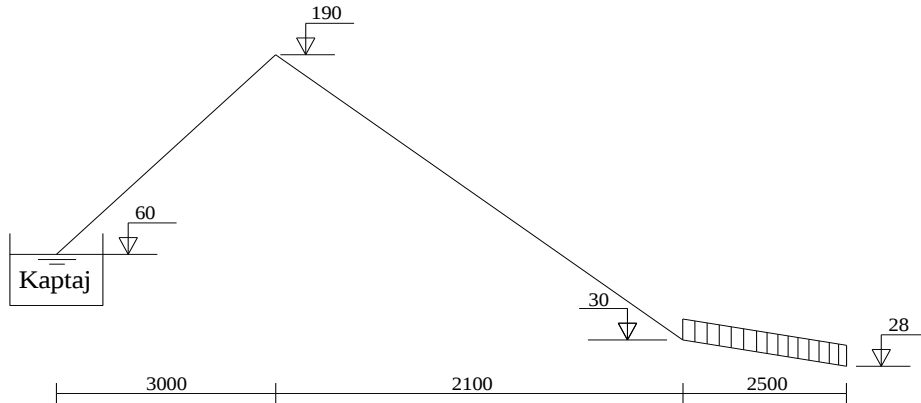
d) Hattın tepe noktalarında basınç düşüktür. O yüzden suyun içindeki gazlar ve hava bu noktalarda çözünerek serbest hale gelir. Tepe noktasında birikmeye başlayan gaz akışı zamanla

durdurur. İsale hattının aşağı (180 kotlu) kısmında boru kırılırsa ve sular buradan tahliye olurken tepe noktalarında vakum meydana gelir. Bu durumda dış basınç altında borular ezilerek yassılaşabilir.

**Örnek 4.16:** 1990 yılı nüfusu 18300, 2005 yılı nüfusu 28200 ve  $q_{ort}=55$  lt/NG olan bir kasabanın su ihtiyacını şekilde verilen terfili isale hattı temin edecektir. Tesis için kullanılacak kredi faizi yıllık %4 ve amortisman %3 olacaktır. Pompa verimi %70 olup minimum şebeke basıncı 30 m, maksimum isale basıncı 10 bar, minimum isale basıncı 5 m ve depo krepin kotu 61 m ve depodaki su derinliği 6 m'dir. Darcy sürtünme katsayısı  $\lambda=0.017$  ve 1 m boru fiyatı  $D(\text{mm})/5$  TL/m olarak belirlenmiştir. Elektrik fiyatı 0.20 TL/kWh ve günlük pompaj süresi 18 saattir.

Buna göre,

- 30 sene sonraki proje nüfusunu (2005 yılından itibaren),
- Terfi hattı ekonomik boru çapını,
- Maslak kotlarını bulunuz ve tesisin planını çiziniz.



### Çözüm:

- İller bankası metoduna göre proje nüfusu,

$$P = \left( \sqrt[15]{\frac{28200}{18300}} - 1 \right) 100 = 0.0293 = \%2.93$$

$$N_{2035} = 28200 \left( 1 + \frac{2.93}{100} \right)^{30} \cong 67100$$

- Tesisin ihtiyaç ve terfi debileri,

$$Q_{iht} = \frac{1.5 \times 55 \times 67100}{86400} = 64 \text{ L/s}$$

$$Q_{terfi} = \frac{24}{18} 64 = 85.3 \text{ L/s} = 0.085 \text{ m}^3/\text{s}$$

İlk yaklaşım olarak bu debide hızı  $V=1$  m/s yapan boru çapını hesaplayalım ve bu çap civarında ekonomik analiz yapalım.

$$0.085 = \frac{\pi D^2}{4} \times 1.0 \rightarrow D = 330 \text{ mm}$$

Bu durumda  $\phi 300$ ,  $400$  ve  $500$  mm çaplı borular üzerinde ekonomik araştırma yapalım. Ekonomik boru çapında toplam maliyet minimum olmalıdır. Toplam maliyet,

$$A = A_1 + A_2 = P \cdot \frac{p}{100} + \frac{\gamma \cdot Q_t \cdot J \cdot b \cdot E}{102 \cdot \eta} \text{ olup faiz+amortisman \% 'si}$$

$$p = 4 + 3 = 7 \text{ olur.}$$

$$\phi 300 \text{ mm için hız } 0.085 = \frac{\pi (0.3)^2}{4} \times V \rightarrow V = 1.20 \text{ m/s ve hidrolik eğim,}$$

$$j = 0.017 \frac{1}{0.300} \cdot \frac{(1.20)^2}{19.62} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ m/m olur. } 300 \text{ mm çaplı boru fiyatı } 300/5 = 60 \times 10^6 \text{ TL/m}$$

olduğuna göre, bu çap için birim boy yatırım ve işletme maliyetleri toplamı,

$$A = 60 \times \frac{7}{100} + \frac{1000 \times 0.085 \times 4.16 \times 10^{-3} \times 365 \times 18 \times 0.20}{102 \times 0.7} = 4.20 + 6.51 = 10.71 \text{ TL/m dir.}$$

$$\phi 400 \text{ mm için hız } 0.085 = \frac{\pi (0.4)^2}{4} \times V \rightarrow V = 0.68 \text{ m/s ve hidrolik eğim,}$$

$$j = 0.017 \frac{1}{0.400} \cdot \frac{(0.68)^2}{19.62} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m/m olur. } 400 \text{ mm çaplı boru fiyatı } 400/5 = 80 \times 10^6 \text{ TL/m}$$

olduğuna göre, bu çap için birim boy yatırım ve işletme maliyetleri toplamı,

$$A = 80 \times \frac{7}{100} + \frac{1000 \times 0.085 \times 1.0 \times 10^{-3} \times 365 \times 18 \times 0.20}{102 \times 0.7} = 5.60 + 1.56 = 7.16 \text{ TL/m elde edilir.}$$

$$\phi 500 \text{ için hız } 0.085 = \frac{\pi (0.5)^2}{4} \times V \rightarrow V = 0.43 \text{ m/s ve hidrolik eğim,}$$

$$j = 0.017 \frac{1}{0.500} \cdot \frac{(0.43)^2}{19.62} = 3.25 \times 10^{-4} \text{ m/m olur. } 500 \text{ mm çaplı boru fiyatı } 500/5 = 100 \times 10^6 \text{ TL/m}$$

olduğuna göre Buna göre bu çap için birim boy yatırım ve işletme maliyetleri toplamı,

$$A = 100 \times \frac{7}{100} + \frac{1000 \times 0.085 \times 3.25 \times 10^{-4} \times 365 \times 18 \times 0.20}{102 \times 0.7} = 7 + 0.51 = 7.51 \text{ TL/m elde edilir. En}$$

ekonomik boru çapı  $400$  mm'dir.

c) Maksimum boru basıncı  $100$  m olduğundan iki yere pompa koymak gereklidir.

$Q_{\text{terfi}} = 0.085 \text{ L/s} = 0.085 \text{ m}^3/\text{s}$  ve ekonomik çap  $400$  mm için hız,  $V = 0.68 \text{ m/s}$  ve hidrolik

eğim  $J=1.0 \times 10^{-3}$  olduğundan, ilk pompayı 125 m kotuna koyduğumuzda buraya kadar olan yük kaybı  $\Delta H=1.0 \times 10^{-3} \cdot 1500=1.5$  m olur. Bu durumda

1. pompanın terfi kotu:  $125 + 5$  (minimum isale basıncı)  $+ 1.5 = 131.5$  m

$$\text{Terfi yüksekliği } H_1 = 131.5 - 60 = 71.5 \text{ m} \leq 100 \text{ mss}$$

2. pompanın terfi kotu:  $190 + 5 + 1.5 = 196.5$  m

$$\text{Terfi yüksekliği } H_2 = 196.5 - 125 = 71.5 \text{ m} \leq 100 \text{ mss} \text{ elde edilir.}$$

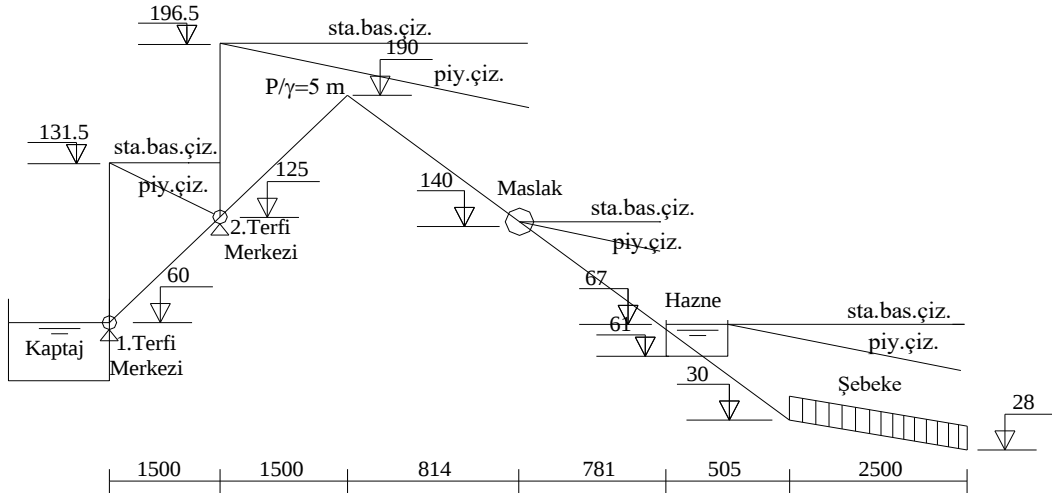
Depo yeri üçgen benzerliğinden,

$$\frac{37}{160} = \frac{X}{2100}, \quad X=486 \text{ m (şehre uzaklık) bulunur}$$

Maslak kotu: Su 190 m kotlu tepe noktasını 196.5 m'lik statik basınç kotunda geçtiğine göre bu durumda haznede  $196.5-61=135.5$  m (minmum su seviyesinde) basınç farkı oluşur ve maksimum boru dayanım basıncı 100 mss olduğundan örneğin 140 m kotuna maslak koymamız gerekir. Maslağın yeri üçgen benzerliğinden,

$$\frac{110}{160} = \frac{X}{2100} \quad X=1444 \text{ m (şehre uzaklık) bulunur. Sistemin statik}$$

basınç ve piyezometre çizgileri şekilde verilmiştir.

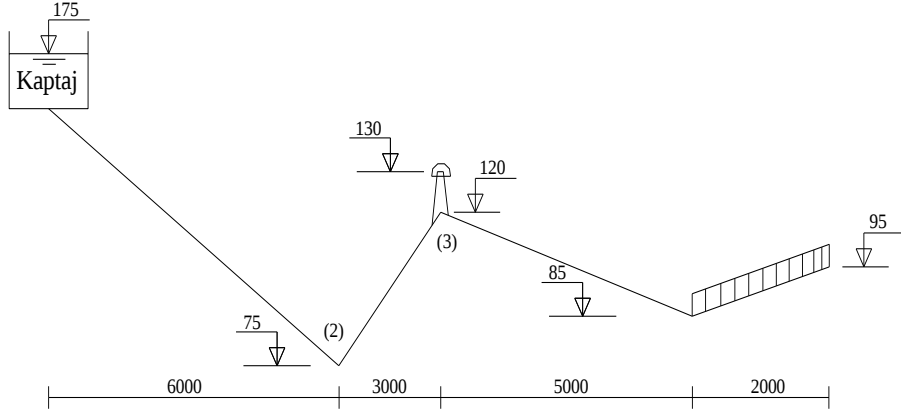


**Örnek 4.17:** Şekilde gösterilen isale hattı, proje nüfusu 80.000 olan bir yere içme suyu sağlamak için yapılmıştır. İsale hattında tercih edilen çap 500 mm'dir.  $q_{ort}=100$  l/NG, şebekedeki minimum işletme basıncı 20 m, isale ve şebekede maksimum basınç 80 m alınacaktır. 120 m kotuna konulan ayaklı hazneye giriş basıncının 3 m olması istenmektedir.

$\lambda = 0.02$  olduğuna göre,

- a) İsale debisini,
- b) Şebeke ana borusu debisini,

- c) Maslak yerini bulunuz.  
d) Piyezometre çizgisini gösteriniz.



**Çözüm:**

a)  $Q_{isale} = \frac{80000 \times 1.5 \times 100}{86400} = 138.9 \text{ L/s}$

b)  $Q_{\text{şebeke}} = 1.5 \times Q_{isale} = 1.5 \times 139 = 208.40 \text{ L/s}$

c) Mevcut borular en fazla 80 mss basınca dayandığından 175 m ile 75 m kotları arasında bir adet maslak koymak gerekir. Çünkü buradaki maksimum basınç  $175 - 75 = 100 \text{ m}$ 'dir ve bu değer 80 m'den büyüktür. Maslak, ayaklı depoya minimum 3 m giriş basıncı sağlayacak şekilde  $130 + 3 = 133 \text{ m}$ 'den daha yüksekte konumlandırılmalıdır.

Maslak kotunu 150 m alalım. Maslağın (2) noktasına olan yatay uzaklığı,

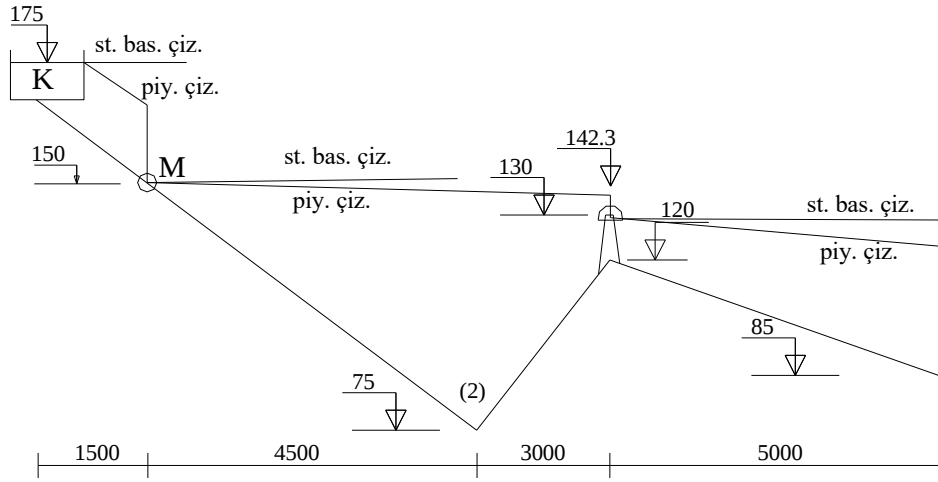
$$\frac{75}{100} = \frac{X}{6000} \quad X=4500 \text{ m}$$

bulunur. Maslak ile ayaklı su deposu arasındaki hız ve yük kaybı:  $V = \frac{0.1389 \times 4}{\pi \times (0.5)^2} = 0.71 \text{ m/s}$

$$\Delta H = 7500 \frac{0.02}{0.5} \frac{(0.71)^2}{19.62} = 7.7 \text{ m bulunur. Ayaklı depoya girişte piyezometre çizgisi kotu}$$

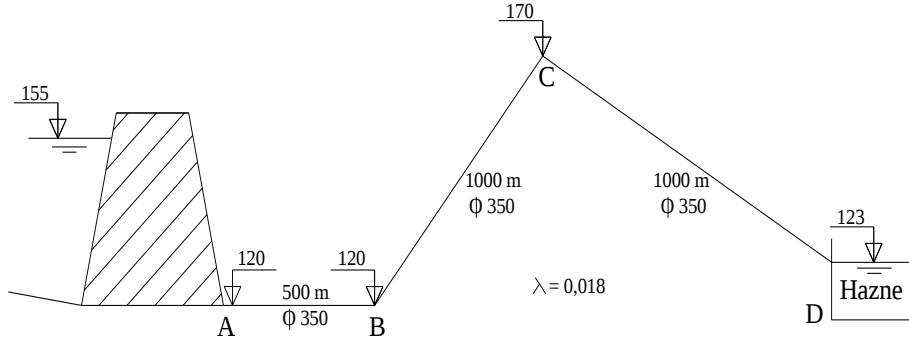
$150 - 7.7 = 142.3 \text{ m}$  olup, istenen minimum  $133 \text{ m}$ 'lik basınç kotundan daha büyüktür. Buna göre su ayaklı depoya  $142.3 - 133 = 9.3 \text{ m}$ 'lik bir basınçla girecektir.

d)



**Örnek 4.18:** 1990 yılı nüfusu 12000, 2000 yılı nüfusu 19000 olan bir şehrin su ihtiyacı şekildeki baraj gölünden temin edilecektir. Nüfus başına günlük ortalama su tüketimi  $q_{ort}=150 \text{ l/NG}$ 'dir. İsale hattında  $(P/\gamma)_{min}=4 \text{ m}$ ,  $(P/\gamma)_{max}=100 \text{ m}$  olup, terfi merkezinde su darbesi için tedbir alınacaktır. İsale hattında çelik boru kullanılmıştır. Bu boru hattında İller Bankası yöntemine göre şehrin 2035 yılı ihtiyacını karşılayacak şekilde gerekli düzenleme nasıl olmalıdır?

- BC arasına pompa yerleştirilmesi halinde,
- A noktasına pompa yerleştirilmesi halinde pompa güçlerini tayin ediniz (terfi 24 saat boyunca yapılacaktır).



**Çözüm:**

1990-2000 yılları arasındaki yıllık nüfus artış hızı  $P = \left( \sqrt[10]{\frac{19000}{12000}} - 1 \right) 100 = \%4.7$  olup, bu nüfus artışı yönetmeliğe göre %3'den büyük olduğundan  $P=3$  alınır. Buna göre 2035 yılı nüfusu ve su ihtiyacı,

$$N_{2035} = 19000 \left( 1 + \frac{3}{100} \right)^{35} \cong 53500 \text{ kişi ve}$$

$$Q_{iht} = \frac{1.5 \times 150 \times 53500}{86400} = 139.3 \text{ L/s bulunur. Buradan 350 mm'lik borudaki akım hızı ve}$$

$$\text{hidrolik (piyezometre çizgisi) eğim, } V = \frac{4 \times 0.1393}{\pi \times (0.35)^2} = 1.45 \text{ m/s ve}$$

$$J = \frac{0.018 \times (1.44)^2}{0.35 \times 19.62} = 5.44 \times 10^{-3} \text{ m/m elde edilir. BC borusunun 500. metresine (ortasına)}$$

pompayı yerleştirelim. Burada zemin kotu 145 m olacaktır. Pompa girişinde piyezometre çizgisi kotu  $155 - 5.44 \times 10^{-3} \times (500 + 500) = 149.56$  ve işletme basıncı  $149.56 - 145 = 4.56 \text{ m} > 4 \text{ m}$  olup, seçilen konum uygundur. Buraya konulan pompanın terfi kotu, 170 m kotunda minimum 4 m işletme basıncı sağlayacak şekilde,  $170 + 4 + 500 \times 5.44 \times 10^{-3} = 176.72 \text{ m}$  ve terfi yüksekliği  $176.72 - 145 = 31.72 \text{ m}$  bulunur.

$$\text{Pompa gücü ise, } N_{kw} = \frac{1000 \times 0.1393 \times 31.72}{102 \times 0.7} = 61.9 \text{ kw olarak bulunur.}$$

c) Pompa A noktasına konulursa pompanın terfi kotu ( manometrik basma yüksekliği)

$$155 + H_m = 170 + 4 + 1500 \times 5.44 \cdot 10^{-3} \times 1000 \text{ ve bu denklemden } H_m = 27.16 \text{ m, terfi kotu}$$

$$155 + 27.16 = 182.16 \text{ m ve Pompa gücü } N_{kw} = \frac{1000 \times 0.1393 \times 27.16}{102 \times 0.7} = 53 \text{ kw elde edilir.}$$

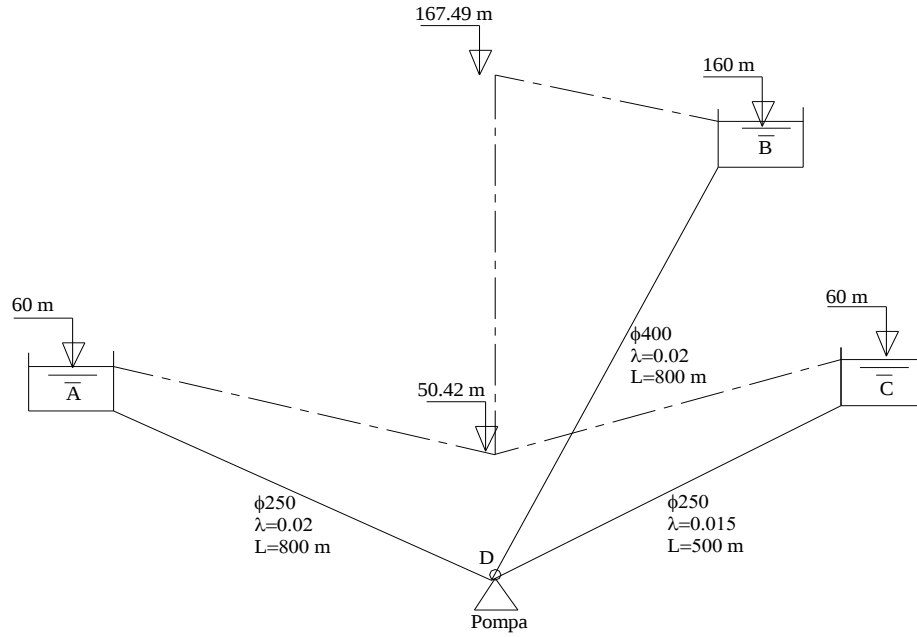
D noktasındaki basınçlara bakalım. C noktasını her iki durumda da 174 m'lik piyezometrik kotta geçileceğine göre, C noktasından itibaren,

$$174 - 1000 \times 5.44 \times 10^{-3} = 168.56 \text{ m } 168.56 - 123 = 46.56 \text{ m} < 100 \text{ m bulunur.}$$

Sonuç olarak 2035 yılındaki ihtiyacı karşılamak için gerekli düzenlemeler 2 türdür. İlk olarak pompa BC arasına konmuştur. Suyun bu noktaya cazibe ile gelmesi istenmiştir. Bu durum için pompa gücü 61.8 kw olarak bulunmuştur.

İkinci seçenek olarak A noktasına bir pompa konulmuştur. Kazandırılan terfi ile su D noktasındaki hazneye ulaştırılmıştır. Pompanın A noktasına konması durumunda ise pompa gücü 52.9 kw bulunmuştur.

BC arasına pompa konulduğunda terfi merkezinde 4.96 mss'lik bir enerji yok olmaktadır. Halbuki A noktasına konulacak bir pompa suyu baraj gölünden doğrudan emme yoluyla alıp terfi edeceğinden daha küçük bir terfi merkezi yeterlidir.

**Örnek 4.19:**

Şekilde verilen A ve C kaynaklarından B haznesine su getirilmesi planlanmaktadır. A haznesinden  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$  debi temin edilmektedir. Bu durumda, B haznesine basılan toplam debiyi bulup pompa gücü hesaplayınız. Bu kaynakların  $q_{\text{mak}}=200 \text{ l/NG}$  olan kaç nüfuslu bir şehrin ihtiyacını karşılayacağını tayin ederek, sistemin piyezometre çizgisini çiziniz. Kullanılacak pompa verimi %80 olup, B haznesine girişte 3 m'lik bir giriş basıncı arzu edilmektedir. Ayrıca terfi merkezi 24 saat çalıştırılacaktır. İsale hattında PE borular kullanılacak olup, Hazen-Williams sürtünme katsayısı  $C=150$  alınacaktır.

**Çözüm :** AD borusunda hız ve Hazen-Williams denkleminde piyezometre çizgisi eğimi;

$$V_{AD} = \frac{0.1}{\pi \frac{0.25^2}{4}} = 2.04 \text{ m/s}, \quad 2.04 = 0.85 \times 150 \times (0.25/4)^{0.63} \times j^{0.54} \rightarrow j = 11.97 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

Yük kaybı  $\Delta H_{AD} = 11.97 \times 10^{-3} \times 800 = 9.58 \text{ m}$  ve D noktasındaki piyezometre çizgisi (basınç) kotu  $= 60 - 9.58 = 50.42 \text{ m}$  elde edilir.

Bu aynı zamanda C kaynağından gelen akımın da pompaya girişteki basınç (piyezometre) kotu olup, DC borusunda da aynı yük kaybı meydana gelecektir. Buna göre CD borusundaki hidrolik eğim, hız ve debi;

$$j_{CD} = \frac{9.58}{500} = 19.16 \times 10^{-3} \text{ m/m}, \quad V_{CD} = 0.85 \times 150 \times \left(\frac{0.25}{4}\right)^{0.63} \times (19.16 \times 10^{-3})^{0.54} = 2.63 \text{ m/s ve debi,}$$

$$Q_{CD} = 2.63 \times \pi \frac{(0.25)^2}{4} = 0.129 \text{ m}^3/\text{s} \text{ bulunur. Her iki kaynaktan gelen toplam debi, DB}$$

borusundaki hız ve yük kaybı,

$$Q_{DB}=0.1+0.129=0.229\text{m}^3/\text{s}, V_{DB} = \frac{0.229}{\pi \frac{0.4^2}{4}} = 1.82\text{m/s},$$

$$1.82 = 0.85 \times 150 \times \left(\frac{0.4}{4}\right)^{0.63} x j^{0.54} \rightarrow j = 5.62 \times 10^{-3} \text{ m/m} \quad \Delta H_{DB} = 5.61 \times 10^{-3} \times 800 = 4.49\text{m} \text{ bulunur. Pompanın}$$

çıkışında olması gereken enerji seviyesi (piyezometre çizgisi kotu)

$$\left(\frac{P}{\gamma} + z\right)_{Dsağ} = Z_B + \Delta H_{DB} + \left(\frac{P}{\gamma}\right)_{girış} = 160 + 4.49 + 3 = 167.49 \text{ m}$$

Pompanın manometrik yüksekliği = 167.49-50.42=117.07 m olup, Pompanın gücü

$$N = \frac{1000 \times 0.229 \times 117.07}{102 \times 0.80} = 328.5 \text{ kw elde edilir. Şehrin nüfusu ise, } 229 = \frac{N \times 200}{86400} \rightarrow N = 98928$$

kişi bulunur.

**Örnek 4.20:** 1205 m kotundan 1268 m kotuna  $Q=15 \text{ L/s}$ 'lik debiyi  $V=0.85 \text{ m/sn}$  hızda terfi eden bir boru hattında, boru çapı  $D=150 \text{ mm}$ ,  $J=0.010003 \text{ m/m}$ ,  $L=1400 \text{ m}$ ,  $K=1$ ,  $k=9 \text{ mm}$  ve boru 10 atü basınca dayandığına göre şekildeki terfi hattını Parmakyan abaklarını kullanarak aşırı basınçlara göre kontrol edip gerekli hava kazanı hacmini bulunuz.

**Cözüm:**  $a = \frac{9900}{\sqrt{48 + K \frac{D}{k}}} = \frac{9900}{\sqrt{48 + 1 \frac{0.150}{0.009}}} = 1231 \text{ m/s}$

$$\Delta H = \frac{aV}{g} = \frac{1231 \times 0.85}{9.81} = 106.7 \text{ m}$$

$$H_o = (1268 - 1205) + 14 + 3 = 80 \text{ m}$$

$$H_o^* = H_o + 10 = 80 + 10 = 90 \text{ m}$$

$$P_{\max}^* = 100 + 10 = 110 \text{ m}$$

$$H_o^* + \Delta H = 90 + 106.7 > P_{\max}^* = 110 \text{ m}$$

$$\Delta H = 106.7 > H_o^* - 6 = 90 - 6 = 84 \text{ m}$$

$$\Delta P_s = P_{\max}^* - H_o^* = 110 - 90 = 20 \text{ m}$$

$$1) \frac{\Delta P_s}{H_o^*} = \frac{20}{90} = 0.22$$

$$\Delta P_d = H_o^* - 6 = 90 - 6 = 84 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta P_d}{H_o^*} = \frac{84}{90} = 0.93$$

$$2) 2\rho = \frac{\Delta H}{H_o^*} = \frac{106.7}{90} = 1.20$$

Bütün grafiklerde  $\Delta P_d = 0.93H_o^*$ ,  $\Delta P_s = 0.22H_o^*$ 'a göre daha küçük  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  değerleri verdiği

için  $\Delta P_s = 0.22H_o^*$  esas alınarak bulunan  $\Delta P_d$  ve  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$  değerleri Şekil 4.39'dan okunarak

aşağıdaki tabloda verilmiştir.

| K   | $\Delta P_d$ | $\Delta P_s$ | $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right]$ | $C_o (m^3)$ | $C' (m^3)$ |
|-----|--------------|--------------|---------------------------------------|-------------|------------|
| 0.3 | $0.3 H_o^*$  | $0.22 H_o^*$ | 15                                    | 0.127       | 0.181      |
| 0.5 | $0.35 H_o^*$ | $0.22 H_o^*$ | 11                                    | 0.093       | 0.143      |
| 0.7 | $0.39 H_o^*$ | $0.22 H_o^*$ | 9                                     | 0.076       | 0.125      |

En uygun hava kazanı hacmi 0.7 abağının verdiği değer olup,

$$C' = \frac{C_o}{1 - \frac{\Delta P_d}{H_o^*}} \text{ eşitliğinden } C' = 0.125 \text{ m}^3 \text{ elde edilir.}$$

$$3) \text{ Toplam yük kaybı } = KH_o^* = 0.7 \times 90 = 63 \text{ m}$$

$$\text{Sürtünme yük kaybı, } JL = 14 \text{ m}$$

$$\text{Orifisteki yük kaybı } KH_o^* - JL = 63 - 14 = 49 \text{ m}$$

$$\text{Orifis yarıçapı, } R = \sqrt[4]{\frac{2.5Q_o^2}{2g\pi^2(KH_o^* - JL)}} = \sqrt[4]{\frac{2.5 \times (0.015)^2}{2 \times 9.81 \times \pi^2 \times 49}} = 0.016 \text{ m} = 16 \text{ mm bulunur.}$$

**Örnek 4.21.**  $H_s=38$  m (statik yük),  $L=2400$  m,  $Q=40$  L/s,  $D=250$  mm ve boru 160 m basınca dayanıklı olduğuna göre, hava kazanı hacmini hesaplayınız.  $k=12$  mm,  $K=1$ ,  $J=0.00511$  m/m'dir.

### **Cözüm:**

$$JL = 0.00511 \times 2400 = 12.3 \text{ m}$$

$$H_o = 38 + 12.3 = 50.3 \text{ m,}$$

$$H_o^* = 50.3 + 10 = 60.3 \text{ m}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48 + \frac{250}{12}}} = 1193 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{0.040 \times 4}{\pi \times (0.25)^2} = 0.815 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \frac{1193 \times 0.815}{9.81} = 99 \text{ m/s}$$

$$2\rho = \frac{99}{60.3} = 1.64 \cong 2 \text{ alınabilir.}$$

$H_o + \Delta H = 50.3 + 99 = 149.3 < 160 \text{ m} = P_{\max}^*$  olduğundan, boru sürpresyon basıncına dayanır.

$\Delta H = H_o^* - 6 = 60.3 - 6 = 54.3 < 99 \text{ m}$  olduğundan kavitasyon meydana gelir. O halde hava kazanı depresyon basıncına göre hesaplanmalıdır.

$\Delta P_d = 25 \text{ m}$  kabul edelim. Buna göre;

$$\frac{\Delta P_d}{H_o^*} = \frac{25}{60.3} = 0.4 \text{ olur.}$$

Parmakyan abaklarından (Şekil 4.39)  $K=0.3$  ve  $2\rho=2$  için  $\left[ \frac{2C_o a}{Q_o L} \right] = 13$  okunur. Buna göre,

$$\text{Hava hacmi} \quad C_o = \frac{13 \times 0.040 \times 2400}{2 \times 1193} = 0.52 \text{ m}^3$$

$$\text{Kazan hacmi} \quad C' = \frac{0.52}{\left( 1 - \left( \frac{25}{60.3} \right) \right)} = 0.304 \text{ m}^3$$

$$\text{Orifis yarıçapı } R = 4 \sqrt{\frac{2.5 \times (0.040)^2}{2 \times 9.81 \times \pi^2 \times (0.3 \times 60.3 \times 12 \times 3)}} = 0.0346 \text{ m bulunur.}$$

## BÖLÜM 5

### İÇME SUYU HAZNELERİ

#### 5.1 Giriş

Su hazneleri, isaleden gelen debi ile şehrin tükettiği debi arasındaki farkı dengeleyen yapılardır. Bu sayede isale hatları, günlük maksimum tüketime göre boyutlandırılarak ( $q_{max}$ ) daha düşük maliyetli inşa edilirler. Su depoları şebekede istenen minimum basıncı sağlayacak bir yüksekliğe yerleştirilir. Şebekede istenen minimum basınç, yerleşimdeki kat yüksekliğine göre değişir. Ancak her durumda binaların en üst katlarında en az 5-10 m basınç olması istenir. Bunu sağlamak için şebekenin en gayri müsait noktasında 20-30 m'lik bir minimum basınç dikkate alınır. Ayrıca borularda maksimum statik basınç 80 m'den fazla olmamalıdır. Basıncın daha fazla olması durumunda bina iç tesisatlarında ve şebekede sızdırmazlık sorunları ile karşılaşılır. Arıza ve tamirat anlarındaki ihtiyaçların temini de su haznelerinden karşılanır. Herhangi bir yangın sırasında, şehrin su ihtiyacı ile birlikte yangın su ihtiyacı da su haznelerinden temin edilir. Şehirde çok farklı kotlarda yerleşim mevcutsa hazneler, ara hazne ya da kot haznesi olarak kullanılır. Ara hazneler sayesinde şebeke, arzu edilen basınç sınırları arasında işletilir.

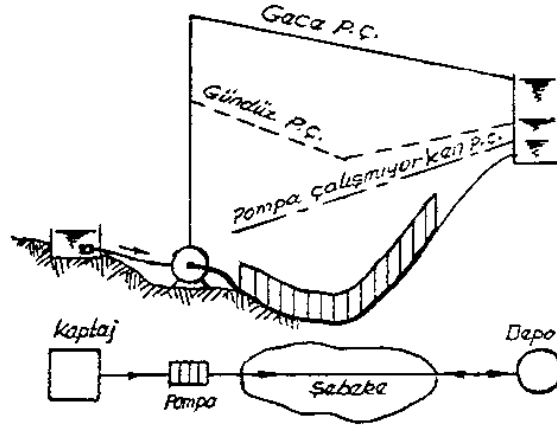
##### 5. 1. 1 Hazne Çeşitleri

Hazneler; malzeme, zemindeki yerleşim durumu, fonksiyonu veya su giriş şekline göre sınıflandırılır. Hazneler malzeme bakımından, kagir, beton ve betonarme, öngerilmeli beton ve çelik hazne; zemindeki yerleşim durumuna göre gömme veya ayaklı hazneler; su girişine göre, alttan veya üstten su girişli; ve fonksiyonu bakımından biriktirme ve dağıtma-denge (ara hazne) deposu olarak sınıflandırılırlar.

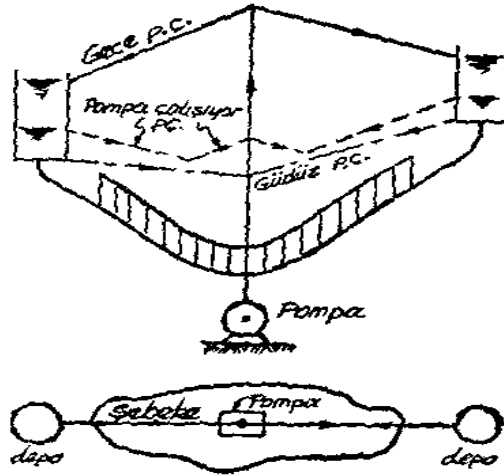
##### 5. 1. 2 Hazne Yeri Seçimi

Küçük yerleşimlerde genellikle bir depo yeterli olmasına rağmen, büyük yerleşimlerde topoğrafik, hidrolik ve ekonomik bakımdan birden fazla sayıda depo ve depo yerine ihtiyaç duyulabilir. Bir depo genellikle isale hattının sonuna ve şebekeden önce konulur. İnce ve uzunlamasına şebekelerde tek depodan besleme yapıldığında şebekede çok fazla yük kaybı meydana gelir ve uç noktalarda basınç problemleri görülür. Bu gibi yerlerde şehir girişine baş depo ve şehrin diğer tarafına uç depo olmak üzere iki depo kullanılır ve şebekede daha üniform basınç dağılımı elde edilir. Bu tip düzenlemede tüketimin az olduğu zamanlarda baş depo, hem uç depoyu ve hem de şebekeyi beslerken, tüketimin fazla olduğu zamanlarda şebeke her iki

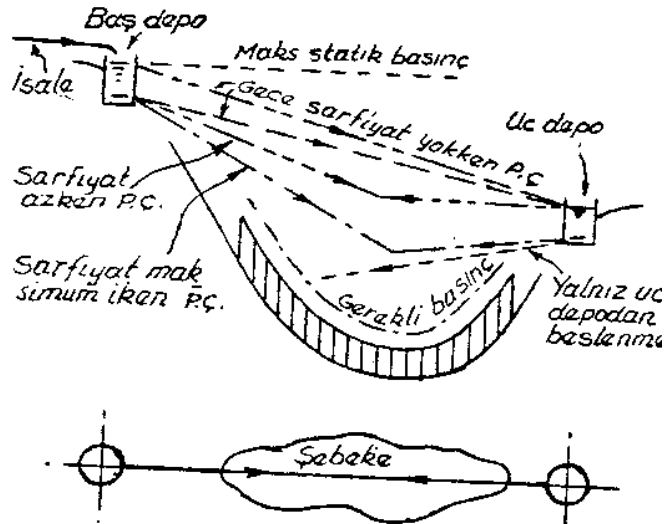
depodan beslenir. Şekil 5.1, 5.2 ve 5.3 de çeşitli besleme tipleri için piyezometre çizgisinin değişimi verilmiştir. Dik yamaçlarda kurulu yerleşimlerde tek bir depodan besleme yapmak düşük kotlu noktalarda çok yüksek basınçların oluşumuna sebep olur. Bu durumda şebeke katlara bölünerek beslenir (Şekil 5.4). Bu halde uç depoları besleyen borular depoların sabaha kadar dolmasını sağlayacak şekilde boyutlanır.



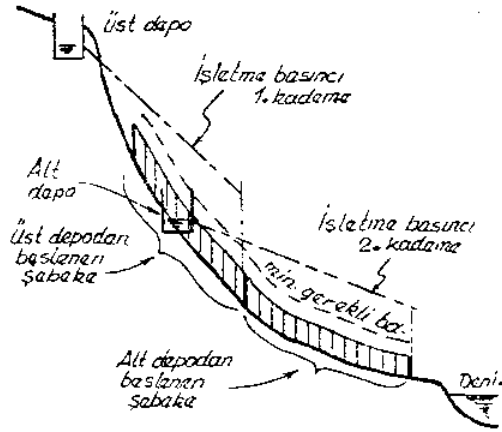
Şekil 5.1 Hem pompa hem de hazneden beslenen şebeke sistemi



Şekil 5.2 Pompa + çift hazneden beslenen şebeke



Şekil 5. 3 Baş ve Uç depodan beslenen şebeke.



Şekil 5. 4 Katlı şebeke

### 5. 1. 3 Depo Minimum ve Maksimum Kotlarının Tayini

Depolar besleme bölgelerinin yakınında ve mümkün olduğunca ağırlık merkezine gelecek şekilde yerleştirilir. Depo kotları tayin edilirken şebekede arzu edilen minimum ve maksimum basınçlar göz önünde bulundurulur. Şebekede maksimum basınç; cazibe ile beslenen şebekede statik halde (en düşük kotlu noktada), terfi ile beslenen şebekede ise işletme sırasında ve maksimum tüketim anında meydana gelir. Minimum basınç ise her iki halde de maksimum tüketim sırasında gerçekleşir. Şebekede minimum ve maksimum basınçların oluşacağı noktalar ise sadece nokta kotuna bağlı olmayıp, aynı zamanda o noktanın şebekedeki konumuna ve o noktaya kadar meydana gelecek yük kayıplarına da bağlıdır. Şebekenin en yüksek kotlu noktasındaki bir muslukta sıcak su tesisatlarını da çalıştırabilecek şekilde minimum işletme basıncın 10-15 mss olmalıdır. Bunu sağlayabilmek için şebekede işletme basınçları, nüfusun 50.000'e kadar olduğu yerlerde 20 m, daha büyük nüfuslu bölgelerde 30 m'den daha az olmamalıdır. Maksimum statik basınçlar ise 60-80 m arasında kabul edilmelidir. Daha yüksek binaların olduğu bölgelerde binaların kendi hidroforu olduğu kabul edilmelidir. Basınçlar, depo kotuna göre hesaplanmalıdır.

Depo kotu veya depo krepin kotu (DKK) depodan çekilebilecek minimum su seviyesidir. Buna göre depo minimum kotu (su alma seviyesi);

$DKK = \text{Şebekenin maksimum kotlu düğüm noktası kotu (en gayri müsait nokta)} + \text{maksimum debide o noktaya kadar olan yük kaybı} + \text{o noktada arzu edilen minimum basınç}$

Herhangi bir noktanın en yüksek kota sahip olması her zaman en gayri müsait nokta olduğunu göstermez. Zira en yüksek kotlu noktadan daha düşük kotlu bir nokta, yük kayıplarının daha fazla olması sebebiyle daha gayri müsait nokta olabilir. Bu şebeke boyutlandırıldıktan sonra

kesinlik kazanabilir. Ayrıca depo tam dolu iken şebekenin hiçbir yerinde basınç aşağıdaki değeri aşmamalıdır;

Krepin kotu+depo su derinliği-şebekedeki minimum kotlu nokta  $\leq 60-80$  mss

Sonuç olarak; depo krepin kotu önce minimum ve maksimum şehir kotlarına göre belirlenir, şebeke hesabı yapıldıktan sonra doğru olup olmadığı tahkik edilir.

Bazen depo devre dışı bırakılarak şebeke isaleden doğrudan doğruya beslenebilir. Bu durumda şebekede çok büyük basınçların oluşmasını engellemek için depoya yakın maslak yerleştirilerek şebekede maksimum 60-80 m statik basıncı aşmayacak bir düzenlemeye gidilir.

## 5.2 Anlık su ihtiyacı

İçme suyu altyapı tesislerinin hidrolik tasarımında, Durağan Durum Analizi ve Zamana Bağlı Analizler yapılmalıdır ve zamana bağlı analizlerde kullanılmak üzere anlık su tüketiminin de bilinmesi gerekir.

Anlık tüketim faktörü, su ihtiyacındaki günlük salınımları temsil edecek şekilde seçilmelidir. Proje yapılan bölgeye ait anlık tüketim verileri mevcut ise bu değerler mevcut verilerden elde edilmelidir. Proje yapılan bölgeye ait mevcut veri yoksa benzer bölgelerdeki veriler kullanılabilir. Anlık tüketim faktörleri sadece 1 gün süreyle (0:00:00 – 23:59:59 saatleri arası) belirlenmeli, günün ilk değeri ile son değeri birbirine eşit kabul edilmelidir.

Gün içindeki anlık tüketim faktörleri değerleri nüfusa bağlı olarak seçilebilir. Yeni yönetmelikte yerleşimin nüfusuna göre seçilebilecek anlık tüketim değerleri Çizelge 5.1’de verilmiştir.

Çizelge 5. 1. Anlık tüketim faktörleri

| Nüfus (kişi)                | MSPF | Saatler |      |      |       |       |       |       |
|-----------------------------|------|---------|------|------|-------|-------|-------|-------|
|                             |      | 0-6     | 6-9  | 9-12 | 12-15 | 15-18 | 18-21 | 21-24 |
| $\leq 5.000$                | 1,75 | 0,40    | 1,72 | 0,82 | 1,70  | 0,81  | 1,75  | 0,40  |
| $>5.000$ ve $\leq 10.000$   | 1,68 | 0,44    | 1,65 | 0,87 | 1,62  | 0,86  | 1,68  | 0,44  |
| $>10.000$ ve $\leq 25.000$  | 1,61 | 0,48    | 1,58 | 0,91 | 1,55  | 0,91  | 1,61  | 0,48  |
| $>25.000$ ve $\leq 50.000$  | 1,54 | 0,52    | 1,52 | 0,96 | 1,47  | 0,95  | 1,54  | 0,52  |
| $>50.000$ ve $\leq 100.000$ | 1,47 | 0,56    | 1,45 | 1,00 | 1,40  | 1,00  | 1,47  | 0,56  |
| $>100.000$                  | 1,40 | 0,60    | 1,38 | 1,05 | 1,32  | 1,05  | 1,40  | 0,60  |

## 5.3 Tüketimdeki Salınımları Dengeleme için Gerekli Hazne Hacmi

Hazne hacmi tayininde dengeleme süresi önemli rol oynar. Dengeleme süresinin büyük olması maliyeti artırır ancak daha büyük hacimler gerektirir. Dolayısıyla güvenli fakat ekonomik değildir. İçme suyu hazneleri (depolar) genellikle bir günlük tüketimleri dengeleyecek şekilde boyutlandırılırlar. Tüketimdeki daha uzun süreli salınımlar (aylık, mevsimlik, yıllık) terfili

isalede terfi süresi veya pompa devir sayısı, cazibeli isalede ise vanalarla ayarlanır. Üstü açık ham su hazneleri ve baraj göllerinde ise aylık, mevsimlik veya yıllık dengeleme yapılabilir.

Hazne hacimlerini iki türlü hesaplamak mümkündür.

1. Grafik metot,

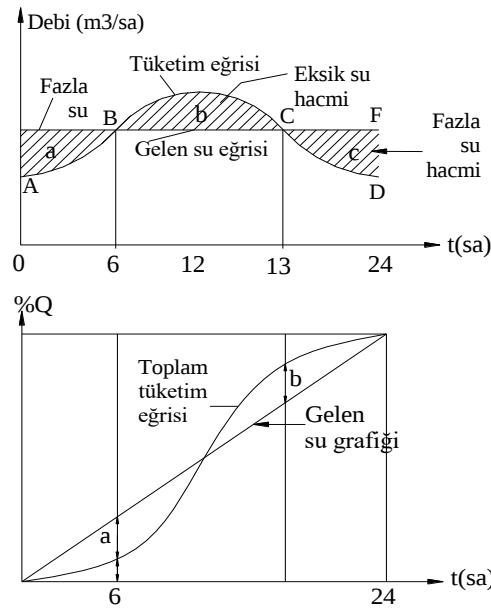
a-) Hidrograf (debi-gidiş çizgisi),

b-) Birikimli hacimler (debi-toplam eğrisi).

2. Analitik (tablolarla) yolla.

### 5.3.1 Grafik Yolla Salınım Hacmi Tayini

a) Cazibe İsale Halinde:



Şekil 5.5 Cazibeli İsale için Grafik Yolla Hazne Hacmi Tayini

Şekil 5.5’de verilen ilk egride yatay eksen 24 saatlik zaman dilimini, dikey eksen ise saatlik ortalama debileri ifade edilerek elde edilen tüketimin hidrografını göstermektedir. Şekilde ABCD eğrisi 24 saatlik zaman diliminde tüketimdeki debi değişimlerini göstermektedir. EF doğrusu ise cazibeli isaleden gelen debinin hidrografıdır. ABCD eğrisinin altında kalan alan günlük tüketim hacmini ve EF doğrusunun altında kalan alan ise isaleden gelen günlük su hacmidir. Tam dengeleme için bu iki hacmin (alanın) birbirine eşit olması gerekir. Şekilden görüleceği üzere şehirde 0-6 saatleri arasında isaleden gelen suyun şehrin tükettiği debiden daha fazla (6 saatlik fazlalık yüzdesi = a, m³ olarak), 6-18 arasında ise tüketimin gelen debiden daha fazla (12 saatlik eksik yüzdesi = b, m³ olarak) ve 18-24 arasında da yine gelen suyun tüketilenden daha fazla olduğu (6 saatlik fazlalık yüzdesi = c, m³ olarak) ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla günlük tüketimin yüzdesi olarak (a+c) toplamı kadar fazlalık veya (b) kadar eksiklik görülmektedir. Haznede 24

saatlik tam dengelemenin sağlanması için eksik ve fazla hacimlerin birbirine eşit olması gerekir. Buna göre tüketimdeki salınımları karşılamak için gerekli hazne hacmi,

$$V_s = (a+c) V_{iht} = bV_{iht}.$$

Burada,  $V_{iht}$ , günlük su ihtiyacıdır( $m^3/gün$ ).

İller Bankası'na göre cazibeli isalede  $(a+c)=b<1/3$  ise minimum  $1/3$  alınır. Yani en az günlük su ihtiyacının  $1/3$ 'ü depo edilir. Bu değerin %50 hatta %100'e kadar artırılması da tavsiye edilmektedir.

İkinci şekil ise debi toplam çizgilerini göstermekte olup, düşey eksen başlangıçtan itibaren tüketim yüzdesi toplamıdır ve 24 saatin sonunda %100'e ulaşılmaktadır. Şekle göre 0-6 arası % a kadar isaleden gelen debi tüketimden fazladır. Daha sonraki zaman diliminde ise toplamda % b kadarlık bir eksiklik söz konusudur. Ancak 24 saatin sonunda tam dengeleme oluşmaktadır. Buna göre günlük salınımları karşılamak için gerekli olan hazne hacmi  $= (a+b)V_{iht}$  olmalıdır.

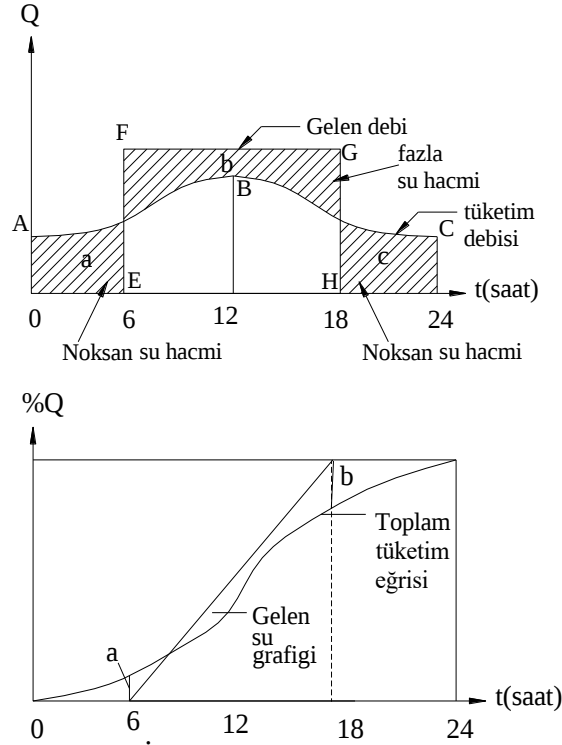
Burada dikkat edilmesi gereken başka bir husus da dengelemenin başladığı zamandır. Yukarıdaki örnekte başlangıç saati  $0^{00}$  olarak alınmıştır. Dengelemeye başka bir saatten başlanması gerekli salınım hacmini değiştirir. Bunun için farklı zamanlar başlangıç saati alınarak tahkik edilmelidir.

### **b) Terfili İsale Halinde:**

Şekil 5.6'de verilen ilk eğride yatay eksen 24 saatlik zaman dilimini, düşey eksen ise saatlik ortalama debiler ifade edilerek elde edilen tüketimin hidrografını göstermektedir. Şekilde ABC eğrisi 24 saatlik zaman diliminde tüketimdeki debi değişimlerini göstermektedir. FG doğrusu ise terfili isaleden gelen debinin hidrografıdır. ABC eğrisinin altında kalan alan günlük tüketim hacmini ve FG doğrusunun altında kalan alan ise isaleden gelen günlük su hacmidir. İsalede pompa çalışma saatleri 6-18 arasındır. 0-6 saatleri arasında isaleden gelen su olmadığından şehrin tükettiği debinin tamamı eksik hacim (6 saatlik eksik hacim yüzdesi=a), 6-18 saatleri arasında ise terfi yoluyla gelen isale debisi şehir ihtiyacından daha fazla (12 saatlik fazla hacim yüzdesi=b) ve 18-24 saatleri arasında da yine pompalar çalışmadığından tüketilenin tamamı eksik hacim (6 saatlik eksiklik yüzdesi=c) olarak ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla günlük tüketimin yüzdesi olarak  $(a+c)$  toplamı kadar fazlalık veya (b) kadar eksiklik görülmektedir. Haznede tam dengelemenin sağlanması için eksik ve fazla hacimlerin birbirine eşit olması gerekir. Buna göre tüketimdeki salınımları karşılamak için gerekli hazne hacmi,

$$V_s = (a+c) V_{iht} = bV_{iht}.$$

olarak elde edilir. İller Bankası'na göre terfili isaleden beslenen su haznelerinde  $(a+c)=b < 1/4$  ise minimum  $1/4$  alınır. Yani terfili isalede en az günlük su ihtiyacının  $1/4$ 'ü şehrin su tüketimindeki salınımları karşılamak için depo edilir.



Şekil 5.6 Terfili İsalede hazne hacminin grafik tayini.

Şekil 5.6'deki ikinci şekilde ise düşey eksen başlangıçtan itibaren tüketim yüzdesi toplamı olup 24 saatin sonunda %100'e ulaşılmaktadır. Şekle göre 0-6 saatleri arasında % a kadar tüketim açığı vardır ve pompalar çalışmadığından bunun hazneden karşılanması gerekir. Ancak 24 saatin sonunda tam dengeleme oluşmaktadır. Buna göre günlük salınımları karşılamak için gerekli olan hazne hacmi  $= (a+b) \cdot V_{iht}$  olmalıdır.

Burada dikkat edilmesi gereken başka bir husus da dengelemenin başladığı zaman ile pompa çalışma süresi ve pompanın çalışmaya başladığı saattir. Yukarıdaki örnekte başlangıç saati  $0^{00}$  olarak alınmıştır. Dengelemeye başka bir saatten başlanması, pompa çalışma süresinin değiştirilmesi veya pompanın başka bir saatte devreye sokulması gerekli salınım hacmini değiştirir. Bunun için farklı zamanlar başlangıç saati alınarak tahkik edilmelidir.

### 5.3.2 Hazne Hacminin Analitik Olarak Tayini

Şehirde saatlik su tüketimi ve isaleden gelen debiler ölçülürse, belirli saatler arasında isaleden gelen debinin ne kadarının kullanıldığı ne kadarının depolandığı tayin edilebilir. Buna göre de hazne hacmi hesaplanır. Bunun için Çizelge 5.2'de cazibeli isale ve Çizelge 5.3'de terfili isale için birer hesap tablosu oluşturulmuştur.

a-) Cazibeli isale:

Çizelge 5.2. Cazibeli isalede hazne hacminin tablolarla tayini

| Saatler | Tüketim (%)   | Gelen su (%)  | Eksik hacim (%)   | Fazla hacim (%)  |
|---------|---------------|---------------|-------------------|------------------|
| 0-1     | 2             | 4.16          | -                 | 2.16             |
| 1-2     | 2             | 4.16          | -                 | 2.16             |
| 2-3     | 2             | 4.16          | -                 | 2.16             |
| 3-4     | 3             | 4.16          | -                 | 1.16             |
| 4-5     | 3             | 4.16          | -                 | 1.16             |
| 5-6     | 2             | 4.16          | -                 | 2.16             |
| 6-7     | 3             | 4.16          | -                 | 1.16             |
| 7-8     | 4             | 4.16          | -                 | 0.16             |
| 8-9     | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 9-10    | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 10-11   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 11-12   | 6             | 4.16          | 1.84              | -                |
| 12-13   | 6             | 4.16          | 1.84              | -                |
| 13-14   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 14-15   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 15-16   | 4             | 4.16          | -                 | 0.16             |
| 16-17   | 4             | 4.16          | -                 | 0.16             |
| 17-18   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 18-19   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 19-20   | 6             | 4.16          | 1.84              | -                |
| 20-21   | 6             | 4.16          | 1.84              | -                |
| 21-22   | 5             | 4.16          | 0.84              | -                |
| 22-23   | 4             | 4.16          | -                 | 0.16             |
| 23-24   | 3             | 4.16          | -                 | 1.16             |
|         | -----<br>%100 | -----<br>%100 | -----<br>a=%14.08 | -----<br>b=13.92 |

Cazibeli isale için Çizelge 5.2'deki 1. kolonda tüketimin kaydedildiği zaman dilimleri (genellikle 1 saatlik ölçümler dikkate alınır), 2. kolonda şehirde bu zaman dilimlerinde saatlik tüketim yüzdeleri, 3. kolonda isaleden gelen saatlik su miktarları (cazibeli isalede genellikle 24 saatte üniform bir debi geldiği kabul edilir ki bu da  $100/24=\% 4.16$ 'ya karşılık gelir), 4. kolonda tüketimin gelen debiden fazla olduğu saatlerde eksiklik yüzdeleri ve son kolonda da gelen debinin tüketimden fazla olduğu saatlerde fazlalık hacimlerini göstermektedir.

İlgili sütunlara eksik ve fazla yüzdeleri yazdıktan sonra tam dengeleme olması için, eksik ve fazla hacim yüzdelerinin toplamaları birbirine eşit olmalıdır ( $a=b$ ). Çizelgede  $a=\%14.08$  ve  $b=\%13.92$  bulunmuş olup, aradaki fark yuvarlamadan kaynaklanmıştır. Buradan, su tüketimindeki salınımlar için gereken hazne hacmi;

$$V_s = aV_{iht}=bV_{iht}$$

elde edilir

b-) Terfili İsale: Şimdi de aynı şehrin terfili isale halinde analitik olarak tüketimdeki salınımlar için gereken hazne hacmini bulalım. Tertifli isale durumunda hem terfi süresi ve hem de terfinin başladığı saat önemlidir. Örneğin 16 saat terfi olmuşsa her bir saatlik terfi diliminde isaleden

gelen debi günlük tüketimin  $100/16 = \% 6.25$ 'i olur. Terfi saat  $8^{00}$  de başlamışsa o saate kadar gelen su (0) ondan sonra her bir saatte günlük debinin  $\%6.25$ 'i gelecektir. Bunlar Çizelge 5.2'ye benzer şekilde düzenlenirse, terfilı isale için hazne hacmini belirlemeye yarayan Çizelge 5.3 elde edilir.

Çizelge 5.3. Terfilı isalede hazne hacminin tablolarla tayini

| Saatler | Sarfiyat (%)  | Gelen su (%)  | Eksik hacim (%) | Fazla hacim (%) |
|---------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|
| 0-1     | 2             | -             | 2               | -               |
| 1-2     | 2             | -             | 2               | -               |
| 2-3     | 2             | -             | 2               | -               |
| 3-4     | 3             | -             | 3               | -               |
| 4-5     | 3             | -             | 3               | -               |
| 5-6     | 2             | -             | 2               | -               |
| 6-7     | 3             | -             | 3               | -               |
| 7-8     | 4             | -             | 4               | -               |
| 8-9     | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 9-10    | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 10-11   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 11-12   | 6             | 6.25          | -               | 0.25            |
| 12-13   | 6             | 6.25          | -               | 0.25            |
| 13-14   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 14-15   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 15-16   | 4             | 6.25          | -               | 2.25            |
| 16-17   | 4             | 6.25          | -               | 2.25            |
| 17-18   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 18-19   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 19-20   | 6             | 6.25          | -               | 0.25            |
| 20-21   | 6             | 6.25          | -               | 0.25            |
| 21-22   | 5             | 6.25          | -               | 1.25            |
| 22-23   | 4             | 6.25          | -               | 2.25            |
| 23-24   | 3             | 6.25          | -               | 3.25            |
|         | -----<br>%100 | -----<br>%100 | -----<br>a=%21  | -----<br>b=%21  |

Tablodan  $a=b$  bulunur. Buradan salınımlar için gerekli olan hazne hacmi  $V_s = aV_{iht}=bV_{iht}$  olarak hesaplanır.

### 5. 3. 3 Toplam Depo Hacmi

Yukarıda belirlenen hacimler şehirde günlük su tüketimlerini dengelemek için ayrılan hacimlerdir. Haznede ayrıca yangın, tamir ve bakım içinde bir hacim ayrılmalıdır. Buna göre, toplam depo hacmi;

$$V = V_s + V_y + V_t \text{ (m}^3\text{)}$$

olur. Burada;  $V_s$ , salınımlar içingereken hacmi,  $V_y$ , yangın hacmi ve  $V_t$ , tamirat gereken su hacmidir. İçme suyu haznelerinde yangın için bırakılacak hacimler ilgili yönetmelikte şehrin gelecekteki nüfusuna göre belirlenir. Yönetmelikte, bir yangını söndürebilmek için bir hortumdan en az 2.5 L/s'lik debi temini ile en az iki hortumla müdahale edilerek 5 L/s'lik debiye

ihtiyaç vardır. Nüfusu 5000'den küçük yerleşimlerde bir yangına 2 saatlik,  $5000 < N < 10000$  için aynı anda iki yangına müdahale öngörülmekte ve buna göre gerekli su depolarında bulundurulması gereken yangın hacimleri 36 ve 72 m<sup>3</sup> olarak ortaya çıkmaktadır. Diğer nüfuslar için gerekli yangın hacimleri Çizelge 5.4'de görülmektedir. Yerleşimin yerel özellikleri dikkate alınarak bu hacimler arttırılabilir.

Çizelge 5.4. Yangın debileri

| Nüfus (kişi)        | Yangın sayısı | Yangın süresi (sa) | İki katlı binaların olduğu bölgeler |                                     | Üç ve daha fazla katlı binaların olduğu bölgeler |                                     |
|---------------------|---------------|--------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------|
|                     |               |                    | Yangın debisi (L/sn)                | Yangın suyu hacmi (m <sup>3</sup> ) | Yangın debisi (L/sn)                             | Yangın suyu hacmi (m <sup>3</sup> ) |
| ≤5.000              | 1             | 2                  | 5                                   | 36                                  | 10                                               | 72                                  |
| >5.000 ve ≤10.000   | 2             | 2                  | 5                                   | 72                                  | 10                                               | 144                                 |
| >10.000 ve ≤25.000  | 2             | 2                  | 10                                  | 144                                 | 15                                               | 216                                 |
| >25.000 ve ≤50.000  | 2             | 2                  | 15                                  | 216                                 | 20                                               | 288                                 |
| >50.000 ve ≤100.000 | 2             | 3                  | 15                                  | 324                                 | 20                                               | 432                                 |
| >100.000            | 2             | 5                  | 15                                  | 540                                 | 25                                               | 900                                 |

Bakım ve onarım için de su haznelerinde ayrıca bir hacim ayırmak gerekir. Bunun, ayaklı depolarda salınımları karşılamak için bırakılan hacmin %10-20'si kadar olması tavsiye edilmektedir. Buna göre tamirat hacmi,

$$V_t = (\% 10 - \%20)V_s$$

elde edilir. Çok uzun boru hatlarına sahip tesislerde maksimum günlük ihtiyacın 1,5-1,7 katına kadar bakım-onarım hacmi bırakılabilir.

## 5. 4 Haznelerde Bulunması Gereken Özellikler:

### 5. 4. 1 Çevre Sağlığı Şartları

Yapı estetik bakımından tatmin edici olmalı, temiz olarak çalışmalı, depo edilen suların tadını bozmamalı ve her türlü kirlenme imkanını ortadan kaldırmalıdır. Su haznelerinde istenilen şartlar şunlardır: Temizliğinin kolay olması, test için kolayca numune alınabilmesi, haznede suların düzenli olarak yenilenmesi (sirkülasyonu), suların çok ısınmaması veya soğumaması.

### 5. 4. 2 Teknik Şartlar:

Yapı sağlam olmalı ve su sızdırmamalıdır. Yapı tarzı ve yapı malzemesi ileride bakım masrafları mümkün olduğu kadar az olacak şekilde seçilmelidir. Hazne inşa edilecek yerin seçiminde şunlar göz önüne alınmalıdır: İnşaatin yapılabilmesi ve haznenin işletilmesi için uygun bir yol, yükü taşımaya elverişli bir temel zemin durumu, ileride su haznesine yeni gözlerin ilave edilebilmesine imkan verecek boş alan olması durumu.

### 5. 4. 3 İşletme Şartları

Yapının içine girilmesi kolay olmalıdır; tesisin bakım ve işletilmesi için yapılmış olan servis kısımlarının iyice aydınlatılması gerekir. Haznenin su bölmeleri gibi kısımlarının tamir, temizlik ve bakımı, şebekeye verilen sularda hiçbir kesinti olmaksızın yapılabilmelidir. Bakım ve işletme için gerekli ölçümler kolay olmalı ve suları kirletmeden yapılabilmelidir.

### 5. 5 Çeşitli su hazneleri tipleri

Su haznelerini basitçe ikiye ayrılır;

- 1) Ayaklı hazneler
- 2) Gömme hazneler

#### 5. 5. 1 Ayaklı hazneler:

Ayaklı hazneler suya yükselti, dolayısıyla potansiyel enerji kazandırıp bunu daha sonra basınç ve kinetik enerjiye çeviren yapılardır. Ayaklı hazneler, gömme haznelere göre genelde daha küçük hacimli yapırlar. Hacim büyüdükçe her m<sup>3</sup> için maliyet artmaktadır. Kulelerindeki ağır su yükünü taşımaları için genelde C30 gibi yüksek mukavemetli betonlardan yapırlar. Ayaklı hazneler aşağıdan yukarıya, temel, manevra odası, taşıyıcı ayaklar ve en üstte de hazne görevi yapan kabuktan oluşur.

Ayaklı hazneler gerek küçük hacimleri gerekse de depoladıkları suya verdikleri düşük su basınçları (30-40 m su sütunu) nedeniyle büyük yerleşim birimlerinde kullanılmazlar. Bununla beraber köyler ve kasabalar gibi küçük birimler için idealdirler. Aynı zamanda günümüzde şehirlerde maksimum şebeke basıncının ulaşamayacağı (50 metre su sütunu - 50 metre yükseklik) yüksekliklerde yüksek katlı binalar, gökdelenler yapılmaktadır. Bu tür binaların çoğu zaman su pompaları ve eğer ekonomikse su kuleleri bulunmaktadır. Su kuleleri aynı zamanda yangın anında şebekenin sağlayamayacağı büyük debileri sağlamakta oldukça faydalıdır.

Kabuğun en üstü yağmurdan koruma amacıyla eternit ile kaplanır. Eternitin altında 40 cm kadar cürufu ve talaşlı bir dolgu bulunur. Dolgu ve eternit tahta takozlarla desteklenir. Hepsinin altında sızdırmazlık elemanı olarak 3 cm kalınlığında 400 dozda şap kullanılır. Şap kabuğun üstünü çepeçevre sarar. Böylece kabuğun üst tarafı dış etkilere tecrit edilmiş olunur.

İç tarafta ise şekilden görüldüğü gibi sızdırmazlığı sağlayıcı 500 dozda çimento harçlı sikalı sıva ve 500 dozluk sikalı şap vardır. Kabuk iki hazneye ayrılmış ve birinde şebeke borusu diğerinde dolu ve dip savak boruları vardır. Şebeke borusu 150 mm çaplı, savaklama boruları 125 mm

çaplıdır. Savaklama yapıldığında çevreye yayılan su zemine sızarak yapının güvenliğini tehlikeye düşürmemelidir.

### 5. 5. 1. 2 Dip savak ve Boşaltım Süresinin Tayini

Dipsavak; haznede meydana gelen arızaları tamir etmek ve hazneyi zaman zaman temizlemek amacıyla suyu tamamen boşaltmak için hazne tabanında en düşük kotlu yere konulur ve manevra odasındaki vanayla kumanda edilir. Dip savağın boyutlandırılması haznenin belli bir süre içinde boşaltılmasına göre yapılır. Genellikle haznelerin 1-2 saat içinde boşaltılması arzu edilir. Formülü ise;

$$T = \frac{2Az}{C_d a \sqrt{2g}} \text{ (s)}$$

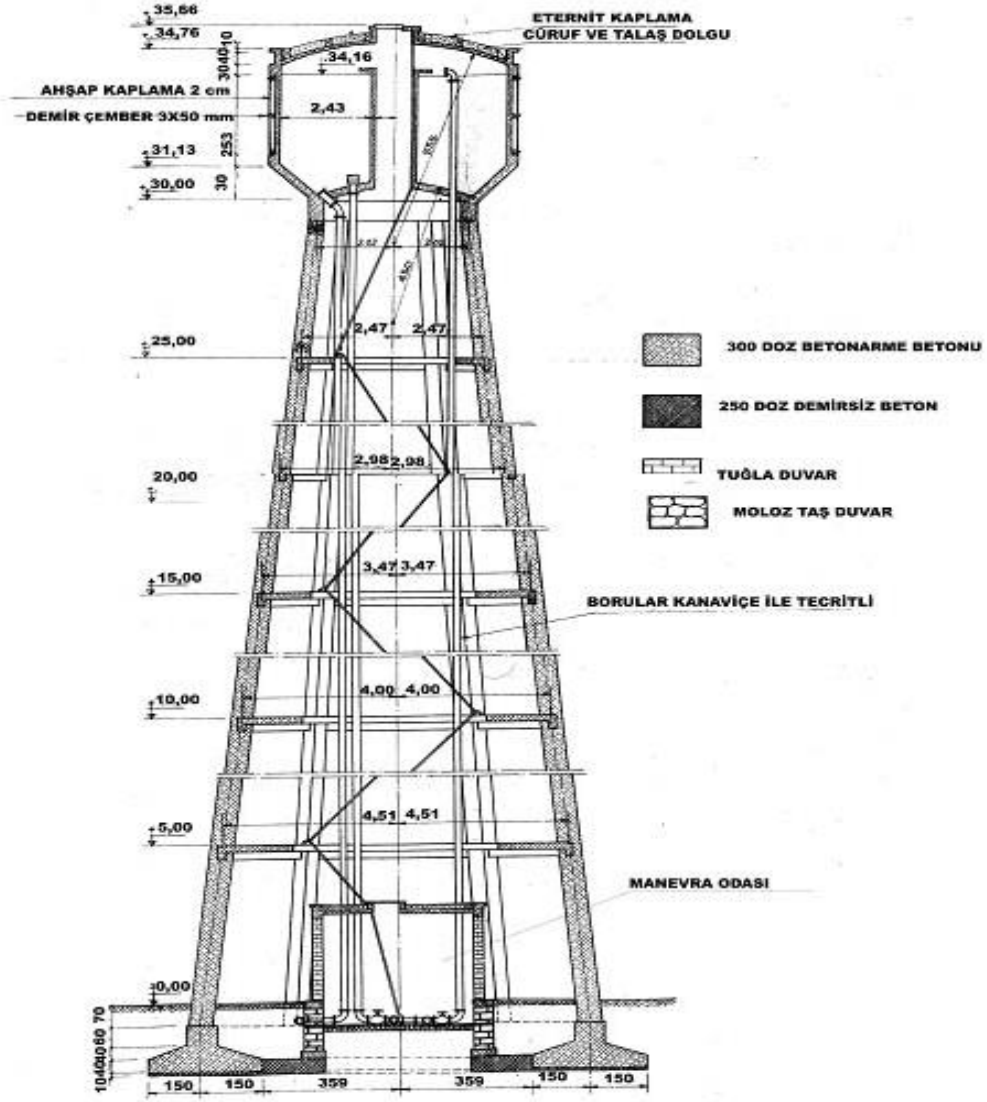
şeklindedir. Burada A; haznenin bir gözünün yüzey alanı, z, haznedeki su derinliği,  $C_d$ , debi katsayısı (0,5 ile 0,8 arası değişir) ve a, dip savak borusu en kesit alanıdır.

### 5. 5. 1. 3 Dolusavak:

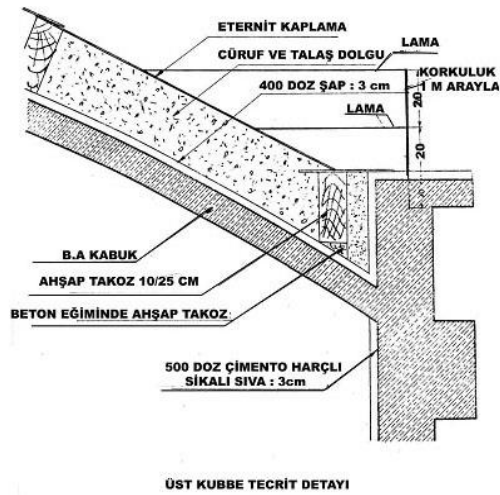
Dolusavaklar hazne tamamen dolu iken hazneye gelen fazla suyu dışarı atarlar. Dolusavak boruları genellikle manevra odasında dipsavakla aynı tahliye borusuna bağlanırlar.

### 5. 5. 1. 4 Manevra Odası:

Manevra odası ayaklı depolarda tüm birimlerin denetlenip yöneltildiği yerdir. İsale, şebeke, dolusavak ve dipsavak boruları vanalarla burada birbirine bağlanır veya dışarı çıkartılır. Manevra odası planında boruların nasıl bağlandığı görülmektedir. Dolusavak ve dipsavak boruları oda dışına çıktığında bir adet onlarla aynı çapta olan 125 mm boru ile birbirlerine bağlanırlar. Dipsavak ve dolusavak aynı anda çalıştırılmayacağından bu şekilde bir uygulama yapılması ekonomik ve uygundur. Şebeke borusu isale borusuna bağlanır, haznede arıza olması ve devre dışı bırakılması gerektiğinde şebekenin doğrudan isaleden beslenmesini sağlamak için şebeke borusunun tam ucunda ikinci bir vana vardır. Su kalitesi denetimleri için numune musluğu kuleden şebekeye giden borunun hemen başına yerleştirilir. Manevra odasının temeli şekilde görüldüğü gibi 250 dozluk demirsiz beton, hemen üstünde 30 cm yüksekliğinde 300 dozluk betonarme ve üstünde de zemin kotuna kadar moloz taş duvar vardır. Boruların planı ise şu şekildedir.

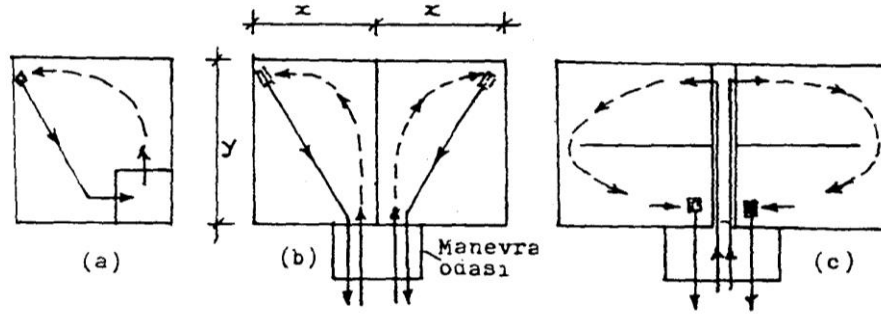


Şekil 5.7. Elemanlarıyla su kulesi



Şekil 5.8. Kabuk detayı





Şekil 5.10. Dikdörtgen haznelerin plan şekilleri: a) Tek gözlü hazne, b) İki gözlü hazne, c)Çok büyük hacimli hazne ve ortada perde (ayırma) duvarı.

### 5. 5. 2. 1 Uygun Depo Derinlikleri

Depo krepin kotuna depo su derinliğinin eklenmesiyle maksimum su seviyesi elde edilir. Depodaki su derinliğinin büyük olması şebekedeki basınç dalgalanmalarının da fazla olacağı anlamına gelir ki bu da işletmede arzu edilmez. Ayrıca derinliği fazla olan depolar hidrastatik basınç artışı sebebiyle daha fazla su sızıntısına yol açar. Ancak derin depolar daha az yüzey alanı gerektirirler ve istimlak maliyetinin çok yüksek olduğu yerlerde tercih sebebi olabilirler. Hazne su derinlikleri de belli sınırlar içerisinde kalmalıdır. Su derinliği; yapının şekli, duvar konstruksiyonu, haznenin kotu ve temel durumuyla ilgilidir. Bunlar dikkate alındığında İller bankası Yönetmeliğinde depo duvar cinsi ve zemin şartları dikkate alınarak depo su derinlikleri Çizelge 5. 4'deki gibi tavsiye edilmektedir.

Çizelge 5.4 Tavsiye edilen hazne su derinlikleri

| Gömme depo hacim<br>(m <sup>3</sup> ) | Hazne su derinliği (m) |
|---------------------------------------|------------------------|
| 50-350                                | 3.0                    |
| 400-500                               | 3.5                    |
| 600-900                               | 4.0                    |
| 1000-2000                             | 5.0                    |
| >2000                                 | 6.0                    |

Depoda maksimum su seviyesinden sonra en az 30 cm hava boşluğu bırakılır. Dış etkilerden korunmak için üzeri 0.70-1.0 m toprak örtülür. İnşa yerinde zemin sağlam ve homojen olmalıdır. Temelin dış tarafına drenaj yapılır. Hazne tabanına suni bir eğim verilir. Bu suretle hazne tabanına çökelen çamurların alınması sağlanır. Ayrıca temizleme için dip savak ve fazla suyu atmak için de dolu savak yapılır. Hazneye su getiren boru suyu 15-20 cm yukarıdan dökmelidir. Gömme depolarda taban döşemesi tesviye ve asıl tabaka olmak üzere teşkil edilir, su yüksekliği ve zemin cinsine bağlı olarak döşeme kalınlığı belirlenir. Kolon temellerinin sağlam zemine oturması sağlanır. Tabanın geniş bir sahayı kaplaması halinde derz yerleri uygun biçimde seçilir.

Depo tabanı % 0.5-1 eğimli yapılır. Bu eğim, hazne kısmında uzak köşeden dip savak çukuruna doğru eğimli, manevra odasında ise boşaltım büzü yönünde verilir.

Gömme depolarda dış duvarlar; depo boş, yukarıdan sabit yük ve dış taraftan toprak yükü geldiğine; orta duvarlar ise yukarıdan sabit yük geldiğine ve deponun yalnız bir gözü su ile dolu olduğuna göre istinat duvarı gibi hesap edilir. Duvarların tavan döşemesiyle bağlantısı bir hatilla temin edilerek en yüksek su seviyesi ile depo tavanının en alt noktası arasında minimum 0.3 m mesafe kalması sağlanır.

Tavan döşemesi betonarme yapılır, dışarıdan gelebilecek sızıntı sularını uzaklaştırmak üzere dış taraflara doğru merkezden kenarlara üzeri % 0.5-1 eğimli olur. Döşeme hesaplarında kar yükü ile beraber hareketli yük, geçiş köprüsü ve merdivenlerde ayrıca dikkate alınır.

Depodaki suyun dışarıya veya kirli suların depoya sızmasını önleyecek şekilde iç ve dış yalıtım yapılmalı ve suyun belirli sıcaklıkta tutulması için iklime göre hazne üzerinde (depolama bölümü) ortalama 60 cm'lik toprak dolgu yapılmalıdır. Bu dolgu manevra odası üzerinde 20 cm ayaklı depolarda ise 30 cm (cüruf, bims, perlit gibi) hafif malzeme ile yapılır. Yağmur suları ise boruyla dışarı atılır.

Su bölmelerinin betonarmesi geçirimsiz olmalıdır. Çünkü su geçirmez cinsten bir sıva yapmak yalnız başına کافی değildir. Betona ilave edilecek maddelerin tanelerinin dizilişi ve şekli geçirimsizliği yükseltici cinsten seçilmelidir.

Beton elemanların toprakla örtülü yüzeyleri, toprak asitleri, zararlı içeriği olan sulardan gelecek zararlı etkilere karşı korunmalıdır. Duvarlara iki kat badana uygulanır. Eğer beton kusursuz dökülmüşse, badana doğrudan duvar yüzeyine uygulanabilir, aksi takdirde duvarın üstüne 0.5-1.0 cm arası kalınlıkta çimentodan sıva yapılması gerekir. Yapının etrafında biriken zemin sularının drenajı için en az 20 cm kalınlıkta bir kum-çakıl tabakasından dolgu olmalıdır.

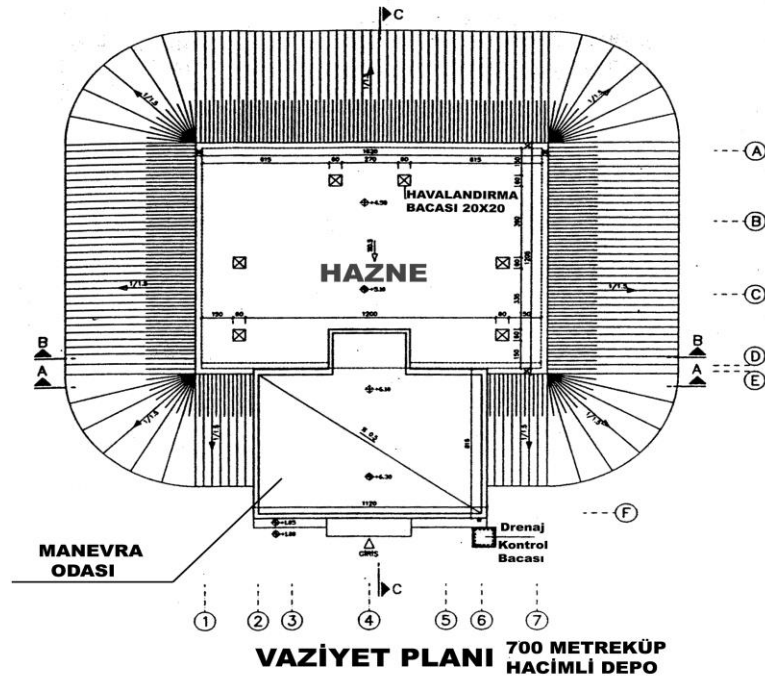
### 5. 5. 2. 2 Depo Elemanları

Haznenin her bir gözü için bir giriş borusu, su alma borusu, boşaltma borusu (dip savak) ve dolu savak gereklidir. Hazneye farklı borulardan su verilmesi ve alınması halinde, bütün haznenin devreden çıkmasının gerekli olduğu zamanlarda şebekeyi beslemek için, normal işletme sırasında vanası kapalı tutulan bir yön değiştirme borusu düzenlenir. Hazneye su getiren ve şebekeye su veren borunun aynı boru olması halinde suyun sadece giriş borusundan hazneye akabilmesi için geri tepme klapeleri veya benzeri düzenekler gereklidir. Su verme ve su alma borusu haznede suyun yenilenmesini sağlayacak şekilde düzenlenir. Giriş, genel olarak en yüksek su seviyesi üzerinde bulunmalıdır (yaklaşık 20 cm). Bakım ve işletme için bütün borular, içinde bütün donanımların düzenlendiği manevra odasından kontrol edilir. Donanımlar, en büyük

işletme basıncına göre boyutlandırılmalıdır. Boruların duvarların içinden geçtiği bütün kısımlarda, su sızıntılarına dikkat edilmelidir. Küçük ve orta büyüklükteki haznelerde, genel olarak borular duvarların içine betonlanır. Büyük haznelerde bu maksatla özel halkalar kullanılır. Borunun sökölüp takılmasını kolaylaştırmak için dirsekler ve gerekli hallerde sökme parçaları yapılmalıdır.

Büyük haznelerde ve uzun isale hatlarında, boruların kırılmaya karşı korunması veya buna benzer bakım ve kontrol teçhizatının konulması için manevra odasında yer ayrılır. Bir su bölmesinin veya bunun bir kısmının yangın suyu için gerekli bir hacimle devamlı olarak su bulundurulması gerekiyorsa, yangın suyu bölmesi içinde devamlı bir su akımı olacak ve buradan suların tüketim bölmesine akacak şekilde haznenin donanımı düzenlenmelidir. Her vana farklı renklere boyanarak, yangın halinde yanlış vananın kullanılması önlenebilir.

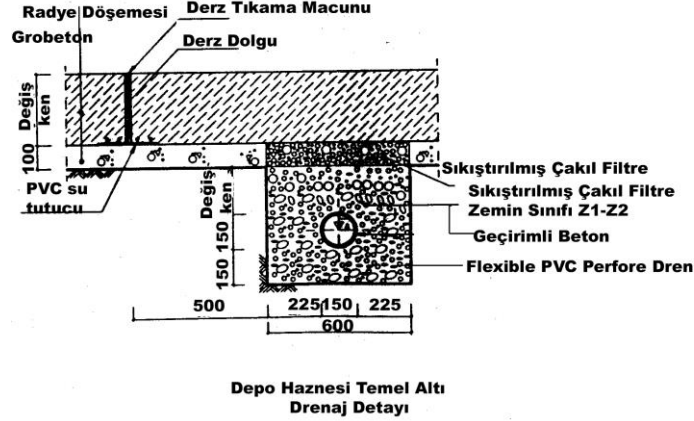
Depoların hazne kısımlarına (depolama kısmı) doğrudan ışık girmesi engellenmelidir. Aksi takdirde algler gibi birçok canlı mikroorganizmalar üreyebilir. Manevra odası ve hazne, bakım ve temizlik işlemleri için aydınlatılmalıdır.



Şekil 5.11. Gömme depo Planı

Suyun havalandırılması için havalandırma bacaları kullanılır. Hazne için 1000 metreküpe kadar her 20 metreküp için, daha büyüklerinde her 40 metreküpte bir havalandırma bacası yapılır. Manevra odası, oda boyutlarına göre havalandırılır. Bütün havalandırma boşlukları, korozyona dayanıklı ve parmaklıklarla emniyete alınarak ve doğrudan doğruya su seviyesi üzerinde bulunmalıdır.

Boşaltma borusu (dip savak) ve dolu savak beraberce bir drenaj borusu ile bir muayene bacasına bağlanmalıdır. Muayene bacasından uzaklaşan drenaj borusu elverişli bir tahliye ağzına kadar uzatılmalıdır. Çıkış ağzında zemin oyulmaya karşı korunmalıdır. Dolu savak borusu ve buna bağlı dren borusu hazneye iletebilen en büyük debiye göre boyutlandırılmalıdır.



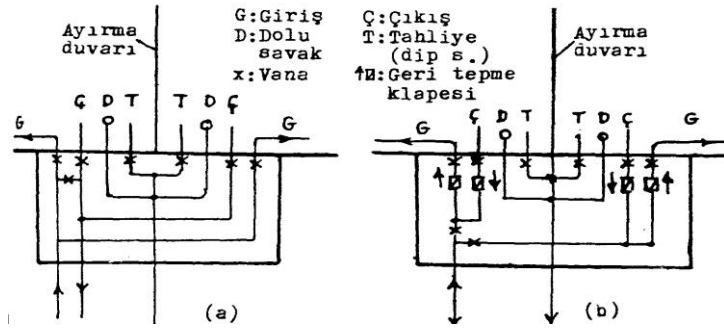
Şekil 5.12. Depo Drenajı

### 5. 5. 2. 3 Manevra odaları.

Manevra odası, depoya gelen suyun şebekeye verilmesi, deponun boşaltılması ve suyun kirlenmemesini sağlayacak şekilde yapılarak iletim hattından geliş, şebekeye çıkış, dip ve dolu savak borularıyla merdiven, korkuluklu geçit köprüsü, ölçüm aletlerini ve vanaları kapsar. Manevra odası, bir dış kapıya sahip olacak şekilde yapılır. Kapasitesi 100 m<sup>3</sup>'ün altında olan haznelere hazne içine bacaya benzer bir yerden giriş yeterlidir.

Hazne kısmı kilitli bir demir kapı ile ayrılır. Manevra odası boyutları boru çapları göz önüne alınarak tamir ve oda içinde hareketi kolaylıkla sağlayacak şekilde seçilir. Odaya sızabilecek suların bir köşede toplanması ve buradan uzaklaştırılması sağlanır.

Hazneye verilen ve hazneden alınan su miktarları ile su bölmelerindeki su seviyelerinin ölçülmesi, kolayca ve suyu kirlenmeksizin yapılabilirdir. Bunun için ölçü savağı veya hem ölçü savağı ve hem de su sayacı bulunan giriş odaları yapılır. Giriş odası bulunmayan küçük haznelere kova ile su ölçümü yeterlidir. Su seviyelerinin ölçülmesi için, seviye ölçeği su bölmesinde veya yüzgeç ile birlikte olmak üzere manevra odasında tesis edilir. Su bölmesindeki su seviyelerinin uzaktan elektriksel olarak kaydedilmesi için su bölmesine bir boruya bağlanan bir seviye borusu tesis edilebilir. Yüzgeç için düzenlenen bu seviye borusu manevra odasında bulunur.



Şekil 5.13. Dikdörtgen haznelerde manevra odasının tertip şekli:

a) Normal, yani baş tarafta bulunan hazne (baş haznesi) b) Uç haznesi

## 5. 6 Çözümlü Örnekler

**Örnek 1:** Gelecekteki nüfusu  $N_G=15000$  kişi ve insan başına maksimum günlük su tüketimi  $q_{\max}=150$  l/NG olacak bir kasabanın saatlik su tüketimleri tabloda verilmiştir. İsalenin; cazibeli ve  $8^{00}-20^{00}$  saatleri arasında terfili olması durumunda, hazne hacmini analitik ve debi toplam çizgisi metotları ile belirleyiniz.

## ÇÖZÜM:

**Analitik çözüm: a) Cazibeli isale halinde:**

| Saatler | Tüketim (%)  | Gelen su (%) | Eksik hacim (%) | Fazla hacimsu (%) |
|---------|--------------|--------------|-----------------|-------------------|
| 0-1     | 2.0          | 4.16         | -               | 2.16              |
| 1-2     | 2.0          | "            | -               | 2.16              |
| 2-3     | 2.0          | "            | -               | 2.16              |
| 3-4     | 2.0          | "            | -               | 2.16              |
| 4-5     | 2.0          | "            | -               | 2.16              |
| 5-6     | 3.0          | "            | -               | 1.16              |
| 6-7     | 4.0          | "            | -               | 0.16              |
| 7-8     | 5.0          | "            | 0.84            | -                 |
| 8-9     | 6.0          | "            | 1.84            | -                 |
| 9-10    | 7.0          | "            | 2.84            | -                 |
| 10-11   | 8.0          | "            | 3.84            | -                 |
| 11-12   | 7.0          | "            | 2.84            | -                 |
| 12-13   | 6.0          | "            | 1.84            | -                 |
| 13-14   | 5.0          | "            | 0.84            | -                 |
| 14-15   | 5.0          | "            | 0.84            | -                 |
| 15-16   | 5.0          | "            | 0.84            | -                 |
| 16-17   | 6.0          | "            | 1.84            | -                 |
| 17-18   | 4.0          | "            | -               | 0.16              |
| 18-19   | 4.0          | "            | -               | 0.16              |
| 19-20   | 4.0          | "            | -               | 0.16              |
| 20-21   | 3.0          | "            | -               | 1.16              |
| 21-22   | 3.0          | "            | -               | 1.16              |
| 22-23   | 3.0          | "            | -               | 1.16              |
| 23-24   | 2.0          | 4.16         | -               | 2.16              |
|         | -----<br>100 | -----<br>100 | -----<br>18.4   | -----<br>18.24    |

Şehrin günlük su ihtiyacının %100'ü 24 saate isaleden geldiğine göre isaleden her bir saatte gelen su yüzdesi  $100/24 = \%4.16$  olur. Tablodan görüleceği üzere her bir saatte eksik veya fazla

su yüzdeleri belirlenip toplanırsa, bunların eşit ve %18.4 olduğu görülür. İller Bankası yönetmeliği'ne göre şehrin su tüketimindeki salınımları karşılamak için cazibeli isalede günlük tüketimin en az 1/3'ü kadar su depolanması gerekir. Ayrıca yangın için 72 m<sup>3</sup> ve tamir için salınım hacminin %10'u kadar bir hacim ayrılırsa hazne hacmi,

$$V = V_s + V_y + V_T = 1/3.(15000 \times 150)/1000 + 72 + 0.10 \times 750 = 897 \text{ m}^3$$

bulunur. Daha önce belirtildiği gibi, hesap sonucu 500-1000 m<sup>3</sup> arasında çıkan depo hacimleri 100 m<sup>3</sup>'lük aralıklarla üste yuvarlatılmaktadır. Bu durumda gerekli hazne 900 m<sup>3</sup> hacime yuvarlatılır.

**b) Terfili isale halinde**

| Saatler | Tüketim (%)  | Gelen su (%)       | Eksik hacim (%) | Fazla hacim (%) |
|---------|--------------|--------------------|-----------------|-----------------|
| 0-1     | 2            | -                  | 2               | -               |
| 1-2     | 2            | -                  | 2               | -               |
| 2-3     | 2            | -                  | 2               | -               |
| 3-4     | 2            | -                  | 2               | -               |
| 4-5     | 2            | -                  | 2               | -               |
| 5-6     | 3            | -                  | 3               | -               |
| 6-7     | 4            | -                  | 4               | -               |
| 7-8     | 5            | -                  | 5               | -               |
| 8-9     | 6            | 8.33               | -               | 2.33            |
| 9-10    | 7            | 8.33               | -               | 1.33            |
| 10-11   | 8            | 8.33               | -               | 0.33            |
| 11-12   | 7            | 8.33               | -               | 1.33            |
| 12-13   | 6            | 8.33               | -               | 2.33            |
| 13-14   | 5            | 8.33               | -               | 3.33            |
| 14-15   | 5            | 8.33               | -               | 3.33            |
| 15-16   | 5            | 8.33               | -               | 3.33            |
| 16-17   | 6            | 8.33               | -               | 2.33            |
| 17-18   | 4            | 8.33               | -               | 4.33            |
| 18-19   | 4            | 8.33               | -               | 4.33            |
| 19-20   | 4            | 8.33               | -               | 4.33            |
| 20-21   | 3            | -                  | 3               | -               |
| 21-22   | 3            | -                  | 3               | -               |
| 22-23   | 3            | -                  | 3               | -               |
| 23-24   | 2            | -                  | 2               | -               |
|         | -----<br>100 | -----<br>99.96=100 | -----<br>33     | -----<br>32.9   |

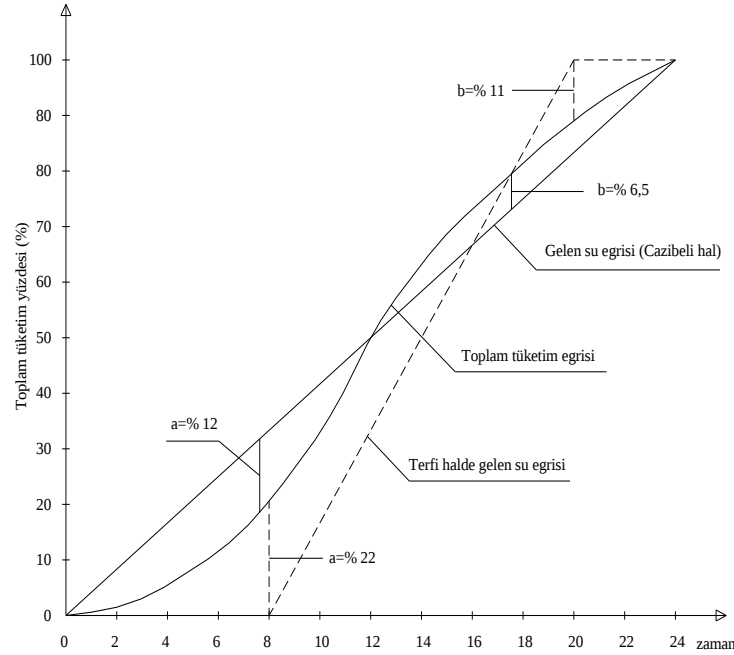
8<sup>00</sup>-20<sup>00</sup> saatleri arasında terfi olduğuna göre, pompalar günde 12 saat çalışıyor demektir. Buna göre pompalar her bir saatlik çalışması esnasında günlük su tüketiminin 100/12=%8.35'i kadar suyu depoaya iletecektir. Bulunan tüketim yüzdesi pompanın çalışma süresine göre tablonun 3. kolonuna yazılır ve eksik ve fazla su hacimleri yüzdeleri belirlenirse %33 olarak elde edilir. İller Bankası yönetmeliği'ne göre şehrin su tüketimindeki salınımları karşılamak için terfili isalede günlük tüketimin en az 1/4'ü kadar su depolanması gerekir. Bulunan salınım oranı minimum

hacimden büyük olduğundan bulunan depolama yüzdesi alınır. Ayrıca yangın için  $72 \text{ m}^3$  ve tamir için salınım hacminin %10'u kadar bir hacim ayrılırsa hazne hacmi,

$$V = V_s + V_y + 0.10V_s = (0.33 \times 15000 \times 150) / 1000 + 72 + 0.10 \times 742.5 = 888 \text{ m}^3$$

bulunur. Hesap sonucu  $500\text{-}1000 \text{ m}^3$  arasında çıkan depo hacimleri  $100 \text{ m}^3$ 'lük aralıklarla üste yuvarlatıldığından, gerekli hazne hacmi  $900 \text{ m}^3$  seçilir.

### Debi toplam çizgisi metodu (grafik çözüm):



Saatlik tüketim yüzdeleri başlangıç zamanı  $0^{00}$  alınarak bir önceki saatlerdeki tüketim yüzdelere eklenirse 24 saatin sonunda günlük tüketimin tamamına yani %100' ulaşılır. Cazibeli isalede de benzer şekilde başlangıç zamanı  $0^{00}$  alınarak bir önceki saatlerdeki tüketim yüzdelere eklenerek gidilirse gelen su eğrisi elde edilir. Terfili isalede ise terfi saat  $8^{00}$ 'de başladığından eğri bu saatten başlamak üzere her saat için %8.35 eklenerek, saat  $20^{00}$ 'de %100'e ulaşılır. Grafikte görüldüğü gibi dengelenmesi gereken sarfiyat yüzdeleri;

$$\text{Cazibeli isalede} = (a+b) = \% 18.5, \quad \text{Terfili isalede} = (a+b) = \% 33$$

okunur. Bu değerler analitik yolla bulunan değerlere eşit çıkmıştır. Hazne hacimleri de daha önce hesaplanan değerlerin aynısı olacaktır.

**Örnek 2:** Günlük tüketim dağılımı, nüfusu ve günlük kişi başı su ihtiyacı verilen kasabanın;

a) Cazibeli isale halinde hazne hacmini,

b)  $8^{00}\text{-}20^{00}$  saatleri arasında çalışan terfili isale olması halinde hazne hacmini analitik yolla hesaplayınız.

| Saatler     | 0-4 | 4-8 | 8-12 | 12-16 | 16-20 | 20-24 |
|-------------|-----|-----|------|-------|-------|-------|
| Tüketim (%) | 7   | 15  | 30   | 25    | 13    | 10    |

### ÇÖZÜM:

a) Cazibeli isale halinde hazne hacmi:

| Saatler | Tüketim (%) | Gelen su (%) | Eksik hacim (%) | Fazla hacim (%) |
|---------|-------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 0-4     | 7           | 16.67        | -               | 9.67            |
| 4-8     | 15          | 16.67        | -               | 1.67            |
| 8-12    | 30          | 16.67        | 13.33           | -               |
| 12-16   | 25          | 16.67        | 8.33            | -               |
| 16-20   | 13          | 16.67        | -               | 3.67            |
| 20-24   | 10          | 16.67        | -               | 6.67            |
|         | -----       | -----        | -----           | -----           |
|         | 100         | 100          | 21.66           | 21,68           |

İller Bankası yönetmeliğine göre cazibeli isalede, eksik veya fazla hacim toplamı 1/3'den küçük ise minimum 1/3 alınır. Buna göre hazne hacmi;

$$V = V_s + V_y + V_T = 1/3 \times (1.5 \times 100 \times 10000 / 1000) + 36 + 0.20 \times 500 = 636 \text{ m}^3 \text{ dür.}$$

Tamirat için salınım hacminin %20'si alınmıştır. Bu hacim 700 m<sup>3</sup>'e yuvarlatılır.

b) Terfili Hal:

| Saatler | Tüketim (%) | Gelen su (%) | Eksik hacim (%) | Fazla hacim (%) |
|---------|-------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 0-4     | 7           | -            | 7               | -               |
| 4-8     | 15          | -            | 15              | -               |
| 8-12    | 30          | 33.33        | -               | 3.33            |
| 12-16   | 25          | 33.33        | -               | 8.33            |
| 16-20   | 13          | 33.33        | -               | 20.33           |
| 20-24   | 10          | -            | 10              | -               |
|         | -----       | -----        | -----           | -----           |
|         | 100         | 100          | 32              | 31.99           |

Terfili halde 0.32 > 0.25 olduğundan 0.32 aynen alınır. Buna göre gerekli hacim,

$$V = V_s + V_y + V_T = 0.32 \times 1.5 \times 100 \times 10000 / 1000 + 36 + 0.20 \times 480 = 612 \text{ m}^3 \text{ olarak bulunur. Bu hacim 700 m}^3 \text{ e çıkarılır.}$$

## BÖLÜM 6

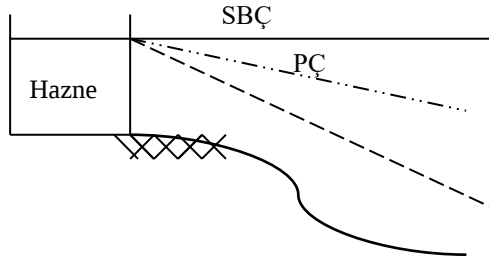
### İÇME SUYU ŞEBEKELERİ

#### 6. 1 Giriş

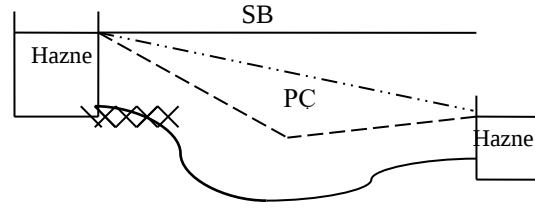
Kullanma ve içme sularını (evsel sular) kente dağıtan tesislere içme suyu şebekesi denir. Şebekenin ihtiyaç duyulan miktardaki suyu istenen basınçta ihtiyaç sahibine ulaştırması gerekir. İhtiyaç duyulan su miktarı genellikle sabit olmayıp zamana göre salınım gösterir. Dolayısıyla, şebeke ihtiyaçlardaki salınımlara cevap vermelidir. Bir şebeke sistemi genellikle pompa sistemi, su dağıtma haznesi (depo) ve şebeke boruları olmak üzere üç ana elemana sahiptir. Bu elemanlar da kendi içinde alt elemanlardan oluşur. Örneğin doğrudan terfili isale ile beslenen bir şebeke sistemi; terfi merkezi, elektrik ve makine aksamaları, pompalar ve şebeke borularından (ana, esas ve tali borular, vana, hidrant, dirsek vs teçhizat) oluşurken, cazibeli isaleden beslenen bir şebeke sistemindeki elemanlar; biriktirme haznesi (depo) ve şebeke borularından meydana gelir. Dağıtma bölgesinin büyüklüğü, enerji seviyesi ve topoğrafyasına bağlı olarak farklı şebeke düzenlemeleri yapılabilir. Şekil 6.1.'de çeşitli su dağıtma şekilleri görülmektedir. Bunlar;

- a-) Hazne-şebeke,
  - b-) Hazne-şebeke-hazne,
  - c-) Pompa-şebeke,
  - d-) Pompa-şebeke-hazne,
- sistemleri şeklindedir.

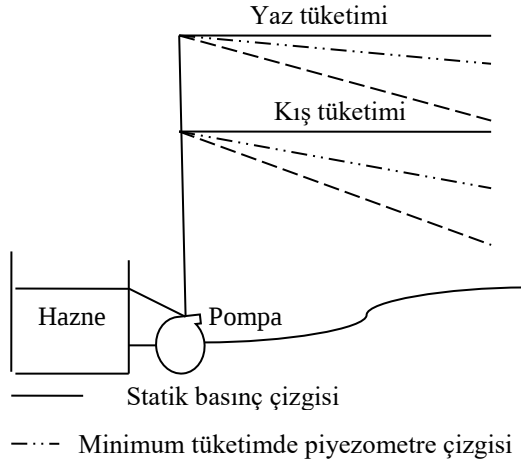
Hazne-şebeke sisteminde; kaynak veya hazne (depo) dağıtım bölgesinden daha yukarıda olduğundan şebeke cazibe ile beslenmektedir. Hazne-şebeke-hazne sistemi, özellikle topoğrafyanın uygun olması halinde ve özellikle büyük şebekelerde, şebekenin çift yönlü beslenmesi halinde ekonomik olabilir. Bu sistemde gündüz saatlerinde her iki hazneden besleme yapılırken, tüketimin az olduğu gece saatlerinde hem şebeke beslenmekte kalan su diğer hazneye iletilerek gündüz saatleri için biriktirme yapılır. Bu durumda şebeke boru çapları küçülerek tasarruf sağlanabilir. Pompa-şebeke sisteminde ise hazneden alınan su doğrudan ve tek yönlü terfi ile şebekeyi beslemektedir. Tüketimin fazla olduğu saatlerde daha fazla oluşan yük kayıpları pompa manometrik yüksekliği attırılarak karşılanır. Pompa-şebeke-hazne sisteminde, su ana depodan terfi ile alınarak gece hem şebekeyi hem de üst hazneyi (düz bölgelerde ayaklı depo da olabilir) beslerken gündüz her iki hazneden şebekeye su verilir. Böylece hem boru çapları küçülür hem de terfi maliyetleri azaltılır.



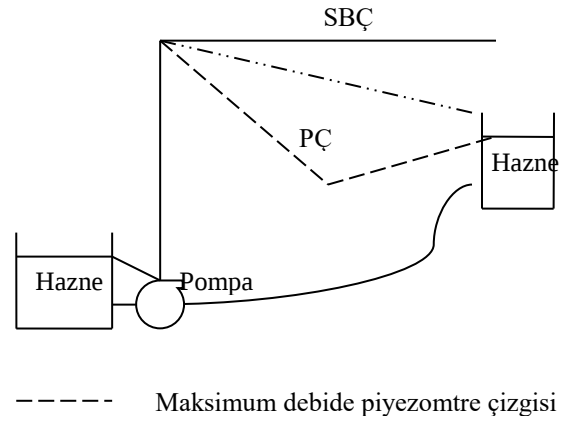
6.1.a Hazne, şebeke sistemi



Şekil 6.1.b Hazne şebeke-hazne sistemi



Şekil 6.1.c Pompa-şebeke sistemi



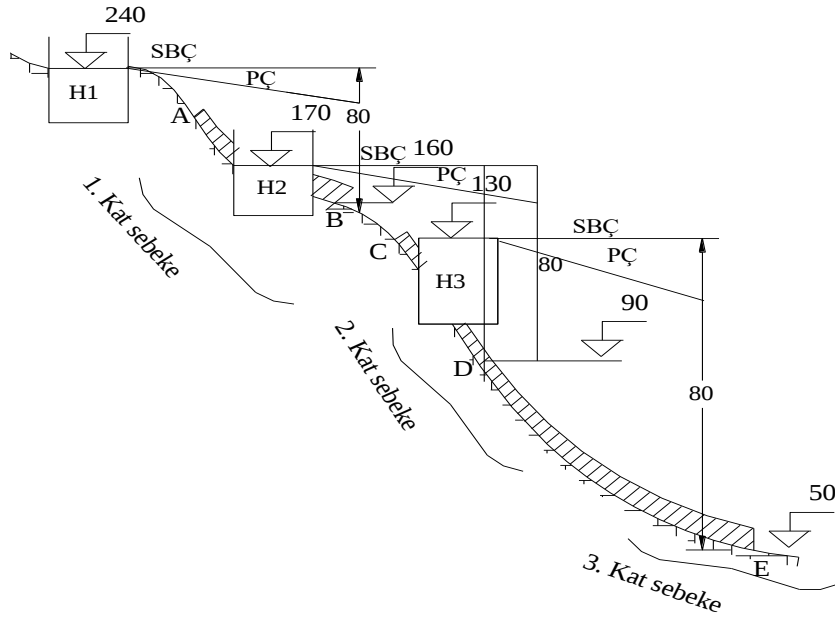
6.1.d Pompa-şebeke- hazne sistemi

Yamaçta kurulu şehirlerde, şebeke borularını ve ev tesisatlarını yüksek basınçlarda çalışmak zorunda bırakmamak için şebeke basınç kademelerine ayrılır (Şekil 6.2). Her kademe şebeke, bağımsız veya diğerleri ile bağlantılı depolarla beslenir. Her şebekede işletme basıncı ortalama (şebeke çalışırken mevcut olan basınç) 30-40 metre olmalıdır. Şebekedeki maksimum basınç statik basınç olup (bütün musluklar kapalı iken) bu da 80 metreyi geçmemelidir.

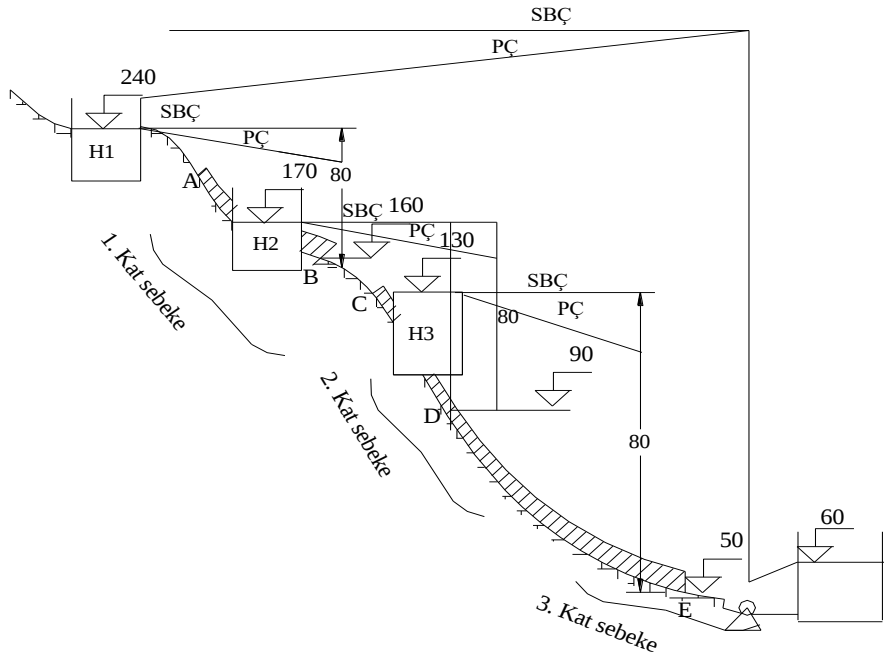
Şekil 6.2.a'da verilen şehir 3 kademeli ve cazibe ile beslenen bir şebekeye sahiptir. İsale cazibeli ise, önce en üstteki  $H_1$  deposu, oradan  $H_2$  deposu ve  $H_2$ 'den de  $H_3$  deposu beslenir. Terfili tesislerde suyu en üst depoya basmak, oradan da cazibe ile aşağıdaki depolara almak ekonomik olmaz ancak işletme açısından tek bir terfi merkezi daha kolay işletilebilir (Şekil 6.2.b). Bunun yerine,  $Q_1+Q_2+Q_3$  toplam debisini önce  $H_3$  deposuna basmak, oradan da  $Q_1+Q_2$ 'yi  $H_2$  deposuna ve buradan da  $Q_1$  debisini  $H_1$  deposuna basmak enerji (yakıt) tasarrufu bakımından uygun olsa da birbirinden uzak 3 ayrı terfi merkezini işletmek uygun olmayabilir (Şekil 6.2.c). İçme suyu şebekeleri de 30 yıl sonraki ihtiyaca cevap verecek şekilde yapılırlar.

Şebeke planları Şekil 6.3'deki gibi, dal veya ağ (kapalı) sistemine göre yapılır. Depo ile şehir arasındaki boruya "Şebeke Ana Borusu", büyük cadde ve sokaklardan geçen borulara da "Esas Borular" denir. Şehirde şebeke ağı geçirildikten sonra, borular ana, esas ve tali borulara ayrılır. Esas boru boyları da 300-500 m arasında olmalıdır.

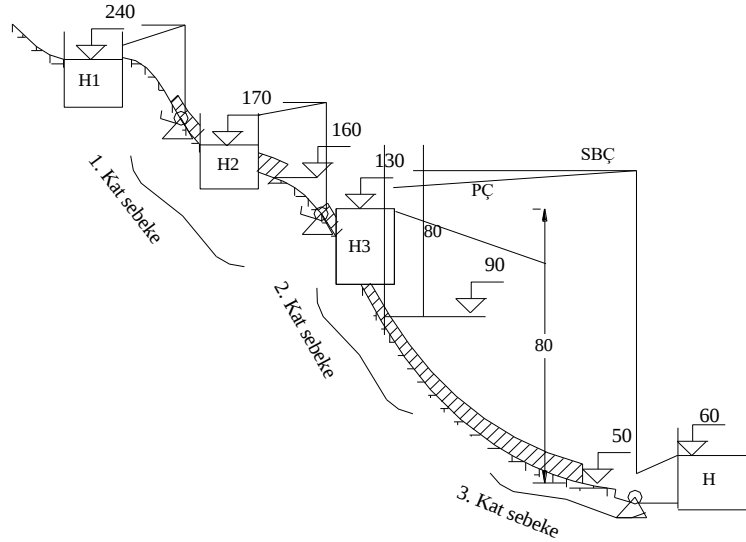
Dal sisteminde su borularda tek yönde akarken, ağ sisteminde ise esas borularda çift yönlü, esas borulardan dallanan tali borularda ise tek yönlü su akışı vardır. Şebeke ana borusundan, her iki sistemde de abonelere kesinlikle su verilmez. Dal sisteminde tek yönlü akış olduğundan pek emniyetli değildir, ancak küçük köy ve mahallelerde veya topoğrafik zorunluluk durumunda uygulanabilir.



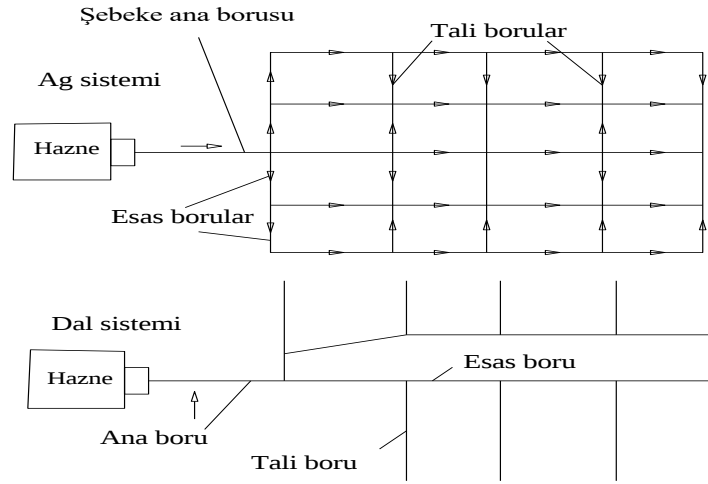
Şekil 6.2.a Katlara bölünmüş bir şebeke



Şekil 6.2.b Terfi ile beslenen katlara bölünmüş bir şebeke



Şekil 6.2.c Kademeli terfi ile beslenen katlara bölünmüş bir şebeke



Şekil 6.3 Şebeke sistemleri

## 6. 2 Hardy- Cross Metodu

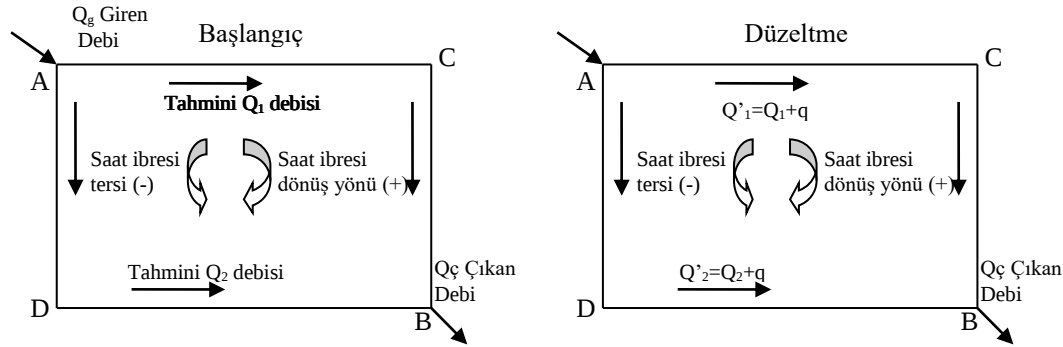
1936 yılında metoda adını veren Hardy Cross tarafından ortaya atılan ve deneme-yanılma ile sonuca gidilen bir şebeke hesap metodudur. Metodun iki farklı uygulaması söz konusudur.;

- Şebekeye ait her bir borudaki debileri önce tahmin edip sonra basınçlar dengeleninceye kadar tahmini debileri düzeltmek,
- Önce boru uç noktalarındaki basınçları tahmin edip debiler dengeleninceye kadar basınçları düzeltmek.

### 6. 2. 1 Tahmin Edilen Debileri Düzeltmek Suretiyle Basınçların Dengelenmesi

Bu yöntemde boru boyunca debi dağıtımı yapılmadığı, borudan çekilecek debinin yarısının borunun başından kalan yarısının da sonundan çekildiği varsayılır (ölü nokta metodundaki katsayı 0.50 olarak alınmaktadır). Ayrıca saat akrebi dönme yönündeki debiler (+), buna ters yöndeki debiler (-) işaretli alınır. Şekildeki gibi bir gözlü ACDB şebekesinin A noktasından

giren debi  $Q_g$ , AC ve AD koluna  $Q_1$  ve  $Q_2$  debileri ile katetdikten sonra B noktasından  $Q_c$  debisi olarak şebekeyi terk etsin yani  $Q_g = Q_1 + Q_2$  olsun. Bu debilerde, ACB borularında meydana gelen yük kaybı  $+H_1$  ve ADB borusundaki yük kaybı  $-H_2$  olduğuna göre,  $H_1 - H_2 = 0$  ise debiler doğru seçilmiş, boru çapları uygun ve tam dengeleme oluşmuştur ( $q=0$ ). Fakat kollar arasında yük kaybı farkı meydana gelmişse, bu farkın  $q$  kadarlık bir debi farkından ortaya çıktığı anlaşılır ve  $Q_1$  debisine  $+q$  ve  $Q_2$  debisine  $-q$  kadar ilave yapılır. Tekrar kollar arasındaki  $H_1 - H_2$  yük kayıpları farkı sıfır yapılmaya çalışılır. Uygulamada  $q \leq 0.4$  L/s'lik bir yaklaşımla yetinilir.



Şekil 6.4 Hardy-Cross metodunda debi dağıtımları

Bilindiği üzere kararlı boru akımında sürtünme yük kaybı ifadesinin genel şekli  $H = rQ^n$  şeklindedir.  $n$  katsayısı Darcy-Weisbach, Manning, Chezy ve Strickler bağıntılarında 2, William-Hazen bağıntısında 1.85 olarak dikkate alınır.  $r$  katsayısı ise boruya ait bir özellik olup, boru çapı, uzunluğu ve borunun sürtünme katsayısının bir fonksiyonudur. Bu katsayı Darcy-Weisbach bağıntısında,

$$r = \frac{16}{2g\pi^2} \lambda \frac{L}{D^5},$$

William-Hazen bağıntısında,

$$r = \left( \frac{11,27}{\pi C} \right)^{1/0,54} \frac{L}{D^{4,87}}$$

olarak elde edilir. ACB kolunda  $Q_1$  debisindeki yük kaybı  $H_1 = r_1 Q_1^n$  ve ADB kolunda  $Q_2$  debisindeki yük kaybı  $H_2 = r_2 Q_2^n$  olduğuna göre  $q$  düzeltme debisindeki yük kayıpları farkı ( $Q'_1 = Q_1 + q$  ve  $Q'_2 = Q_2 + q$  için),

$$H'_1 - H'_2 = r_1 (Q_1 + q)^n - r_2 (Q_2 - q)^n = 0 \text{ olmalıdır. Diğer taraftan,}$$

$$r_1 (Q_1 + q)^n = r_1 (Q_1^n + nqQ_1^{n-1} + (n-1)q^2Q_1^{n-2} + \dots + q^n)$$

$$r_2 (Q_2 - q)^n = r_2 (Q_2^n - nqQ_2^{n-1} + (n-1)q^2Q_2^{n-2} + \dots + q^n)$$

yazılabilir. Başlangıçta düzgün bir tahmin yapılmışsa genelde  $q$  düzeltme debisi borularda dağıtılacak  $Q_1$  ve  $Q_2$  debilerinden daha küçüktür. Bu sebeple birden büyük üslü terimler ihmal edilebilir ve sadece ilk iki terimler dikkate alınır. Buna göre düzeltilmiş debide yük kayıpları farkı,

$$H'_1 - H'_2 = r_1(Q_1^n + nqQ_1^{n-1}) - (r_2(Q_2^n - nqQ_2^{n-1})) = 0$$

bulunur.  $H_1 = r_1Q_1^n$  ve  $H_2 = r_2Q_2^n$  olduğundan,

$r_1Q_1^{n-1} = r_1 \frac{Q_1^n}{Q_1} = \frac{H_1}{Q_1}$  ve  $r_2Q_2^{n-1} = r_2 \frac{Q_2^n}{Q_2} = \frac{H_2}{Q_2}$  elde edilir. Bu ifadeler yük kaybı ifadesinde yerine konursa,

$$H_1 + nq \frac{H_1}{Q_1} - H_2 + nq \frac{H_2}{Q_2} = H_1 - H_2 + nq \left( \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right) = 0$$

ve

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{n \left( \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}} \quad (6.1)$$

halini alır.  $Q_1$  ve  $H_1$  değerleri, akım saat ibresi yönünde olduğundan (+),  $Q_2$  ve  $H_2$  değerleri ise saat ibresinin ters yönünde olduğundan (-) işareti verilmelidir. Bu taktirde  $q$  ifadesinin payı  $H_2$ 'nin alacağı (-) işaretli olur. Bu ifade Hazen-Williams bağıntısında ise,

$$q = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \frac{H}{Q}} \quad (6.2)$$

şeklindedir.

### 6. 2. 1 Tahmin Edilen Basınçları Düzeltmek Suretiyle Debilerin Dengelenmesi

Eğer şebekeye giren ve çıkan debiler iyi tahmin edilemiyor ve şebekede bir çok düğüm noktası mevcutsa, basınçları tahmin edip çıkan debileri dengeleme yoluna gidilir. Bu metotda giriş ve çıkışta basınçların bilinmesi gerekir. Daha sonra, düğüm noktalarındaki basınçlar ve düğüm noktaları arasındaki yük kayıpları tahmin edilir. Burada, düğüm noktasına doğru gelen debilere (+) düğüm noktasından uzaklaşan debilere ise (-) işareti verilir ve bunların toplamı sıfır eder. Herhangi bir boru için tahmin edilen yük kaybı  $H = rQ^n$  ve düzeltilmiş yük kaybı,

$$H + h = r(Q + q)^n = r(Q^n + nqQ^{n-1} + \dots)$$

olur. Bağıntıdaki  $h$ , basınç düzeltme miktarıdır.  $rQ^n$  yerine  $H$ ,  $rQ^{n-1}$  yerine  $H/Q$  konulur ve  $q$ 'nın 1'den büyük üslü terimleri ihmal edilirse, düzeltilecek basınç miktarı  $h$  ile debi düzeltme miktarı  $q$  arasında yukarıdaki ifadeden,

$$rQ^n + rnqQ^{n-1} = H + h = H + nq \frac{H}{Q}$$

olur. Buradan,

$$h = nq \frac{H}{Q} \quad \text{ve} \quad q = \frac{h}{n} \frac{Q}{H}$$

bulunur. Her bir düğüm noktasındaki düzeltilmiş debilerin toplamı sıfır olmalıdır, yani  $\sum(Q+q)=0$  ya da  $\sum Q = -\sum q$  olacaktır. Fakat  $\sum q = \frac{h}{n} \sum \frac{Q}{H}$  olduğundan dengelenmiş debi,

$$\sum Q = -\frac{h}{n} \sum \frac{Q}{H} \quad \text{ve bu ifadeden}$$

$$h = -\frac{n \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}} \quad (6.3)$$

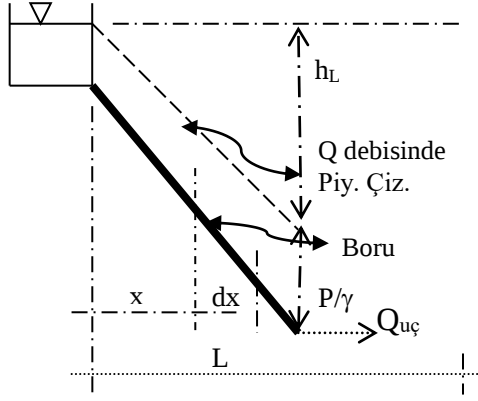
elde edilir. Hazen-Williams denkleminde ise,

$$h = -\frac{1.85 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}} \quad (6.4)$$

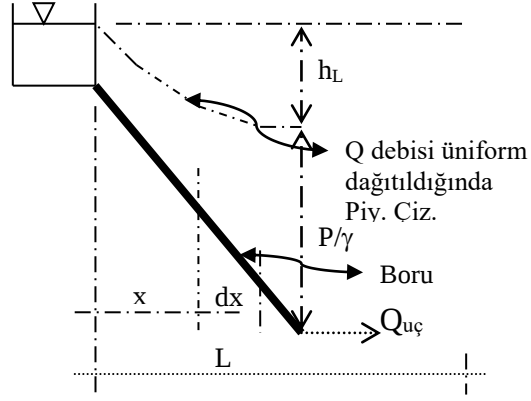
ifadesi bulunur. Yükleri dengeleme metodunda düzeltme yükü  $h \leq 0.5$  m oluncaya kadar düzeltmeye devam edilir.

### 6. 3 Uzunluğu Boyunca Üniform Debi Çekilen Borularda Enerji Kaybı

Daha önce verilen sürtünme yük kaybı ile ilgili bağıntılarda borudan sabit bir debi geçişi söz konusuydu ve enerji çizgisi eğimi boru boyunca sabitti. Halbuki içme suyu şebekelerinde boru boyunca su çekildiğinden, boru boyunca sabit bir enerji çizgisi eğiminden bahsedilemez. Bunun için  $L$  uzunluğunda bir boru dikkate alalım.



Şekil 6.5. a. Sabit debi geçişinde piyezometre çizgisinin değişimi



Şekil 6.5. b. Üniform debi dağıtımında piyezometre çizgisi

Q debisi boru boyunca üniform bir şekilde borudan alınsın ve boru sonuna gelindiğinde  $Q=0$  olsun. Ayrıca borudan diğer boruların ihtiyacı olan bir  $Q_{u\check{c}}$  debisi çıkış yapsın. Borudan üniform bir debi alınacağına göre borunun birim boyundan çekilecek debi,

$$q = \frac{Q}{L}$$

olacaktır. Borunun başlangıcından x mesafe sonraki herhangi bir noktaya kadar çekilen debi

$$q_x = \frac{Q}{L} x$$

olur. Boruda kalan debi ise,

$$\left( Q - \frac{Q}{L} x \right) + Q_{u\check{c}} = Q \left( 1 - \frac{x}{L} \right) + Q_{u\check{c}}$$

bulunur. Bu debiyi sonsuz küçük bir dx boru uzunluğunda sabit varsayalım ve dx uzunluğu boyunca meydana gelecek sürtünme yük kaybını Darcy-Weisbach bağıntısından çıkaralım. Darcy-Weisbach bağıntısının pay ve paydası boru enkesit alanının karesi ile çarpılırsa,

$$h_L = \frac{\lambda L V^2 \left( \frac{\pi D^2}{4} \right)^2}{2gD \left( \frac{\pi D^2}{4} \right)^2} = \frac{16\lambda L Q^2}{2g\pi^2 D^5}$$

olur. Debi ve boru uzunluğu dışındaki bütün sabitlere b dersek yük kaybı,

$$h_L = bQ^2 L$$

olur. Bu yük kaybı ifadesini borunun dx uzunluğu için yazarsak,

$$dh_x = b \left( Q \left( 1 - \frac{x}{L} \right) + Q_{u\zeta} \right)^2 dx = b \left( Q^2 \left( 1 + \frac{x^2}{L^2} - \frac{2x}{L} \right) + Q_{u\zeta}^2 + 2Q_{u\zeta}Q \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \right) dx$$

elde edilir. Bu ifade entegre edilirse,

$$h_x = b \left( Q^2 x + \frac{Q^2 x^3}{3L^2} - \frac{Q^2 x^2}{L} + Q_{u\zeta}^2 x + 2Q_{u\zeta}Qx - \frac{QQ_{u\zeta}x^2}{L} \right) + sbt$$

elde edilir.  $x=0$  için  $h_x=0$  olduğundan sabit=0 olur. Buradan boru boyunca üniform bir debi alınması halinde piyezometre çizgisinin denklemi,

$$h_L = b \left( Q^2 L + \frac{Q^2 L^3}{3L^2} - \frac{Q^2 L^2}{L} + Q_{u\zeta}^2 L + 2Q_{u\zeta}QL - \frac{QQ_{u\zeta}L^2}{L} \right)$$

elde edilir. Parantez içindeki ilk üç terim ortak paranteze alınırsa

$L \frac{Q^2}{3}$  ifadesi kalır. Son iki terimde yine ortak paydada birbirinden çıkarılırsa,

$$L(2Q_{u\zeta}Q - Q_{u\zeta}Q) = LQ_{u\zeta}Q$$

ifadesi bulunur. Bu ifadeler genel denklemde yerine konursa,

$$h_L = b \left( \frac{Q^2}{3} L + Q_{u\zeta}^2 L + Q_{u\zeta}QL \right) = bL \left( \frac{Q^2}{3} + Q_{u\zeta}^2 + Q_{u\zeta}Q \right)$$

olur. Şimdi de boru boyunca sabit öyle bir  $Q_{izafi}$  hayali debisi bulunsun ki, bu hayali debinin verdiği yük kaybı ( $h'_L$ ), yukarıdaki  $Q$  debisinin dağıtılarak tüketilmesi halinde oluşacak yük kaybına eşit bir enerji kaybı versin. Yani,

$$h_L = h'_L \rightarrow bLQ_{izafi}^2 = bL \left( \frac{Q^2}{3} + Q_{u\zeta}^2 + Q_{u\zeta}Q \right)$$

olur. Buradan  $Q_{izafi}$  çekilirse, izafi debi yaklaşık olarak,

$$Q_{izafi} \cong 0.55Q + Q_{u\zeta} \quad (6.5)$$

bulunur. Borunun sonundaki uç debi  $Q_{u\zeta}=0$  ise yani bu borudan başka bir boru beslenmiyorsa izafi debi yaklaşık olarak,

$$Q_{izafi} \cong 0.577Q \quad (6.6)$$

bulunur. Pratikte her iki hal için de 0.55 katsayısı yaygın olarak kullanılmaktadır. Katsayının 0.5 olarak alınması halinde Hardy-Cross metodundaki kabule gelindiği görülmektedir.

## 6. 4 Şebeke Hesap Esasları

Şebeke debisi olarak isale debisinin 1.5 katı alınmaktadır. Yani yılın en sıcak gününde en fazla tüketimin olduğu saatindeki maksimum saatlik su ihtiyacına göre ( $makQ_{mak}$ ) şebeke

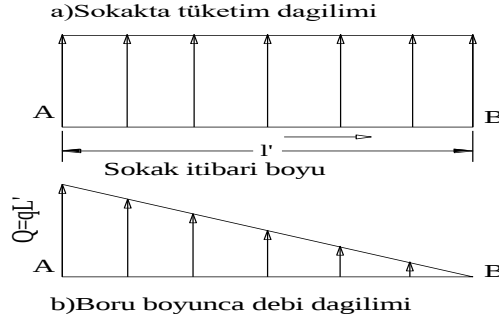
projelendirilmektedir. İSKİ ise bu değeri 1.3 olarak dikkate almaktadır. Buna göre şebekede dağıtılacak toplam debi ;

$$Q_{şeb.dağ} = 1.5Q_{isale} = 1.5Q_{iht} = 1.5 \times \frac{Nüfus \times q_{mak}}{86400} = \frac{Nüfus \times makq_{mak}}{86400}$$

bulunur. Şebekenin tüm sokaklarında üniform nüfus dağılımı olmadığından, sokaklara, nüfus yoğunluğuna veya kat adedine göre birer katsayı verilir. Bu katsayılar sokakların birbirine oranla nüfus yüklerini gösterir. Örneğin; iki tarafında tek katlı binalar olan bir sokak için 1, iki katlı binalar olan sokaklar için 2, üç katlı binalar olan sokaklar için 3 alınır. Sokak uzunlukları bu katsayılarla çarpılarak, sokakların aynı nüfus yoğunluğuna dönüştürülmüş izafi boyları bulunur (şehir üniform bir nüfus yoğunluğuna indirgenmiş olur). Böylece bütün şebeke üniform nüfus yoğunluğuna sahip hayali bir şebekeye dönüşür. Üç katlı evleri ile belirli nüfusu barındıran bir sokağın aynı nüfusu tek katlı evler ile barındırabilmesi için o sokağın izafi boyu 3 katı olmalı, yani aynı gerçek boru uzunluğu için üç kat debi sağlanmalıdır. Şebekede dağıtılacak debi, bu izafi boyların toplamına bölünürse şebekenin birim izafi (hayali) boyuna düşen tüketim;

$$q_{birimboy} = \frac{Q_{şebeke.dağ.}}{\sum L'} \quad (L/s/m) \quad (6.7)$$

elde edilir. Böylece sokak boyunca su tüketimi üniform hale getirilmiş olur. Şebeke ana borularından kesinlikle abonelere su verilmez. Dolayısıyla, toplam izafi boya şebeke ana borusu dahil edilmez. Bir boru hem kendi üzerindeki tüketimi, hem de kendisinden sonra gelen sokağın tüketimini ve ayrıca varsa, karşılanacak herhangi bir özel tüketimin (fabrika, okul, köy v.s. gibi özel yerlerin sarfiyatı) üçünü birden taşımak zorundadır. Şekil 6.6.a'daki sokak ele alınırsa, sokak izafi boyu  $L'$  olduğuna göre A noktasından giren debi yani şebekeden abonelere verilecek debi  $Q_{sokak}=qL'$  olur. B noktasından geçen debi ise (uç debi ve özel debi yoksa) sıfır olur. Öyle ise boru çapı  $qL'$  debisine göre hesaplanırsa gereksiz yere büyük bir çap seçilmiş olur. Daha önce verilen hız bağıntılarındaki hidrolik (piyezometrik) eğim, herhangi bir borunun başından giren debinin, çıkan debiye eşit olduğu dikkate alınmış ve dolayısıyla hidrolik eğim boru boyunca sabit göz önüne alınmıştı (Şekil 6.5.a). Ancak, üzerinden debi dağıtımı yapılan şebeke borularında boru boyunca abonelere su verildiğinden hidrolik eğim sabit değildir ve debi dağıtımı yapıldıkça hız azalır ve hidrolik eğim küçülerek gider (Şekil 6.5.b).



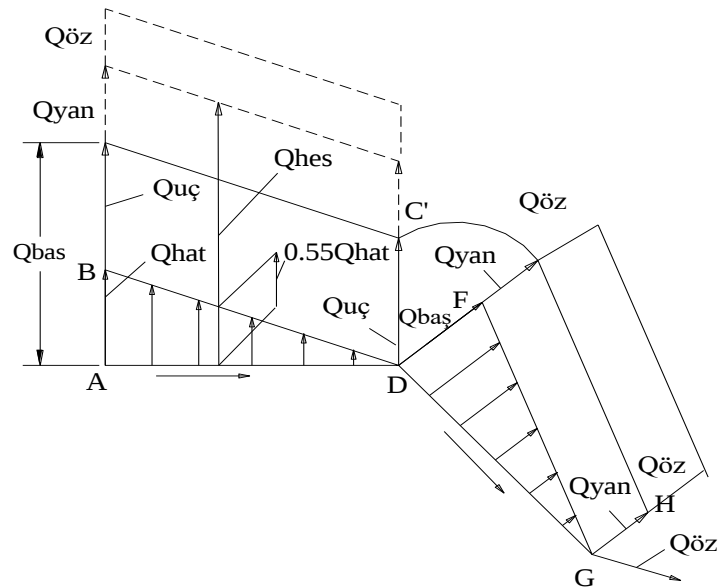
Şekil 6.6 Sokak Boyunca İzafi (itibari) debi dağılımı

Bu sebeple, öyle bir teorik debi bulunmalıdır ki onun vereceği yük kaybı, üçgen debi dağılımının (üniform debi tüketimi) vereceği yük kaybına eşit olsun. Yani bu teorik debinin yük kaybı ile üçgen tüketimin yük kaybı birbirine eşit olsun. Bu teorik debi, yukarıda çıkarıldığı gibi eğer sokaktaki debi dağılımı yamuk ise o sokakta dağıtılan debinin 0.55 katı, üçgen debi dağılımı için ise 0.577 katı alınır. Örneğin Şekil 6.7’deki AD ve DG borularını dikkate alalım. DG borusunun başından bu boru boyunca abonelere dağıtılacak  $Q_{DG}$  dağıtma debisi ile G noktasından doğrudan çekilecek  $Q_{özel}$  debileri giriş yapar. Ayrıca yangın debisi de boruda her an hazır bulundurulur.  $Q_{DG}$  dağıtma debisi boru boyunca dağıtılarak G noktasında sıfır olur. Buna göre DG borusunun izafi ve hesap debisi,

$$Q_{DG.izafi} = 0.577Q_{DG.dağ}$$

$$Q_{hesap} = 0.577Q_{DG.dağ} + Q_{özel} + Q_{yangin} = Q_{izafi} + Q_{özel} + Q_{yangin}$$

olur. Herhangi bir cadde veya sokağın ucundan çıkıp devam eden boruya geçen debiye uç debi denir.



Şekil 6.7. İzafi debi dağılımları

Uç debisinin içinde Şekil 6.7’de görüldüğü gibi bu borudan su alan sonraki sokakların ihtiyacı da (sadece dağıtma debisi) vardır. Yani,

$$Q_{uç} = Q_{sonraki}$$

olur. Bu durumda debi dağılımı yamuk şeklinde ortaya çıkar ve Şekil 6.7’deki AD borusunun izafi ve hesap debileri,

$$\begin{aligned} Q_{AD,izafi} &= 0.55Q_{AG,dağ} \\ Q_{hesap} &= Q_{AD,izafi} + Q_{uç} (Q_{DG,dağ}) + Q_{özel} + Q_{yangin} \end{aligned} \quad (6.8)$$

olarak bulunur.

### 6. 5 Çap Tayini

İçme suyu şebekelerinde kullanılan borular genellikle fabrikasyon olup, standart çaplarda üretilirler. Özel çapta boru üretimi maliyet gerektirdiğinden, hesap sonucu bulunan çap standart çaplara uygun çıkmaz ise genellikle piyasadan temin edilebilecek bir üst standart çap seçilir. Şehir şebekelerinde 80mm’den küçük çap seçilmez. Köy ve kasabalarda 60 mm’lik çap da kullanılır. Üzerinde yangın vanası bulunan borular en az 100 mm çapında olmalıdır. İSKİ İstanbul’da minimum şebeke çapını 100 mm olarak dikkate almaktadır.

### 6. 6 Şebeke Borularında Hız Kriterleri

Şebeke borularındaki hız su içerisinde bulunabilecek askıdaki maddelerin çökmesine meydan vermeyecek kadar büyük, su darbelerine sebep olmayacak kadar küçük olmalıdır. Bu nedenlerle şebeke borularında hız tercihen,  $1.5 > V > 0.5$  m/s olmalıdır. En çok kullanılan hız  $V=1$  m/s’dir. Boru çapı büyüdükçe hız da artabilir.

### 6. 7 Şebekede Basınç

Evlerdeki muslukta en az 3 mss, şofben kullanılan evlerde 5 mss basınç bulunmalıdır. Ev iç tesisatlarının çabuk bozulmaması için sokaktaki borulardaki işletme basıncı 35-45 mss civarında olmalıdır. İşletme basıncı şebekeden işletme debisi iletilirken mevcut olan basınçtır. Statik basınç ise 80 m’yi geçmemelidir. Daha büyük statik basınçlarda şebekede basınç düşürücü vanalar kullanılabilir. Tek katlı binaların bulunduğu sokaklarda 15-20 m’lik işletme basıncı ( $P/\gamma$ ) yeterlidir. İller bankası, nüfusu 100000’den küçük şehirlerde minimum 20 m’lik işletme basıncını, daha büyük şehirlerde en az 30 m’lik işletme basıncını öngörmektedir

## 6.8 Yangın Debisi

Yangın iki türlü söndürülür: 1) Şebekeye bağlı hortumlar ile doğrudan doğruya, 2) Şebekeden bir pompa ile basılarak. Birinci halde şebeke basıncı bina yüksekliğine göre yeterli olmalıdır. Bu durumda, şebekedeki işletme basıncının daha fazla olması gerekir. Çünkü basıncın önemli bir kısmı yangın hortumunda düşer. Hortumdaki yük kayıpları hakkında Çizelge 6.1'deki değerler alınabilir.

Çizelge 6.1 100 m'lik itfaiye Hortumunda Meydana Gelen Yük Kaybı (mss)

| Debi L/sn | 50 mm Çaplı |           | 75 mm Çaplı |           |
|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|
|           | Kauçuklu    | Kauçuksuz | Kauçuklu    | Kauçuksuz |
| 6.6       | 7.5         | 19        | 3.4         | 9.5       |
| 10.0      | ---         | ---       | 7.5         | 20.0      |
| 13.3      | ---         | ---       | 13.0        | 32.0      |

Yangın hortumlarının boyu 50–75 m'dir. Buna göre hortum ucunda 30–40 m basınç bulundurabilmek için şebekede yaklaşık olarak 50 m'ye yakın bir basınç olmalıdır. Bu 30–40 m'lik basınçla da ancak 4–5 katlı binalardaki yangınlar söndürülebilir. O nedenle kat yüksekliğinin fazla olduğu yerlerde şebekeden alınan suyun basıncı itfaiye pompasında yükseltildikten sonra basılır. Bu takdirde şebekedeki basınç önemli değildir. Fakat suyun pompaya kolaylıkla girebilmesi için şebekede yine de 6 m'lik bir basınç bulunması arzu edilir. Yeni yönetmelikte verilen yangın debileri Çizelge 5.4'deki değerler alınmalıdır.

Bir yangını söndürebilmek için en az 5 L/s'lik debiye ihtiyaç vardır. Bu nedenle yangın hortumlarının boyu en çok 50-75 m olduğuna göre yangın muslukları arası en çok 100–150 m olmalı ve ağ sistemli bir şebekede yangına iki musluktan su sıkılarak en az  $2 \times 2.5 = 5$  L/s debi sağlanmalıdır. Önemli semtlerde hidrant aralıkları 100 m'den az alınabilir. Eğer yangın pompasız söndürülecekse yük kaybını düşürmek için hortum boyu daha kısa tutulmalı bu nedenle de şebekedeki yangın muslukları arası daha kısa seçilmelidir.

Dal sistemi şebekelerde herhangi bir hattan geçirilecek minimum yangın debisi 5 L/s'dir. Yangın muslukları en az 100 mm çapındadır. Bu nedenle üzerine yangın musluğu takılacak şebeke borusu en az 100 mm çapında olmalıdır.

Bazı önemli yapı ve yerleşimlerde yangın suyu ayrı bir şebeke ile temin edilmektedir. Bu durumda genellikle 7126 sayılı Sivil Savunma Kanunu'nun Ek-9'uncu maddesine göre hazırlanan “Binaların Yangından Korunması Hakkında Yönetmelik” esas alınarak yangın şebekesi boyutlandırılır. Bu yönetmelikte, “yapıların yangından korunmasında, ilk müdahalede söndürülemeyen yangınlara dışarıdan müdahale edebilmek için mümkün olduğunca yapının veya binanın tüm çevresini kapsayacak şekilde tesis edilecek hidrant sistemi bünyesinde yerleştirilecek hidrantlar, itfaiye ve araçlarının kolay yanaşabileceği ve bağlantı yapabileceği

şekilde düzenlenmelidir” denmektedir. Yönetmeliğe göre, hidrant sistemi dizayn debisi en az 1900 l/dk (31.7 L/s) olmalı ve debi yapının risk sınıfına göre arttırılmalıdır. Hidrant çıkışında 700 kPa (70 bar) basınç olmalıdır. Hidrantlar arası uzaklık çok riskli bölgelerde 50 m, riskli bölgelerde 100 m, orta riskli bölgelerde 125 m, az riskli bölgelerde 150 m alınmalıdır. Normal şartlarda hidrantlar korunan binalardan ortalama 5-15 m kadar uzağa yerleştirilmelidir. Hidrant sistemine suyu sağlayan boru donanımında ring sistemi mevcut değilse kullanılabilecek en düşük boru çapı 150 mm olmalıdır. Sistemde kullanılacak hidrantlar yer üstü yangın hidrantı olmalı ve TS 2821 nolu standarda uygun olmalıdır. Hidrant sisteminde, hidrant yenilenmesini ve bakım işlemlerinin yapılmasını kolaylaştıracak uygun noktalarda ve yerlerde yer altı ve/veya yer üstü hat kesme vanaları temin ve tesis edilmelidir.

## 6. 9 Ölü Nokta Metodu ile Şebeke Hesabı

Bir içme suyu şebekesini hesaplamak için önce yerleşimin ölçekli bir planı temin edilir. Hesap yapabilmek için şehrin nüfus dağılımını homojen bir hale dönüştürmek gerekir. Bunun için kentin sokaklarına birer nüfus yoğunluk katsayısı (k) verilir. Bunun için en kolay kat yüksekliğine göre tespit yapılmasıdır. Örneğin evleri (proje süresi sonundaki) tek katlı olacak sokaklara 1, 2 katlı sokaklara 2, 5 katlı sokaklara 5 kat sayısı verilir. Bu sokakların gerçek boyları bu katsayılarla çarpılarak sokakların izafi boyları bulunur. Böylece bütün şehir tek katlı ve üniform şekle getirilir. Bu durumda çok katlı binaların bulunduğu sokakların boyu k katsayısı oranında büyütülmüş olur. Esas borular, şehrin büyük fakat trafik yoğunluğu az olan caddelerinden geçirilir. Evlere su taşıyan tali borular mümkünse yaya kaldırımı altına döşenir. Sokağa birbirine paralel olarak döşenecek boru sayısı kat yüksekliğine göre alınabilir. İki boru döşenen sokaklarda borunun biri bir kaldırıma diğeri karşı kaldırıma döşenir. Yangın musluğu büyük çaplı boru üzerine konur. Geniş sokaklarda tek boru döşendiğinde ev bağlantıları çok uzun olacağından iki boru döşenmesi daha ekonomiktir.

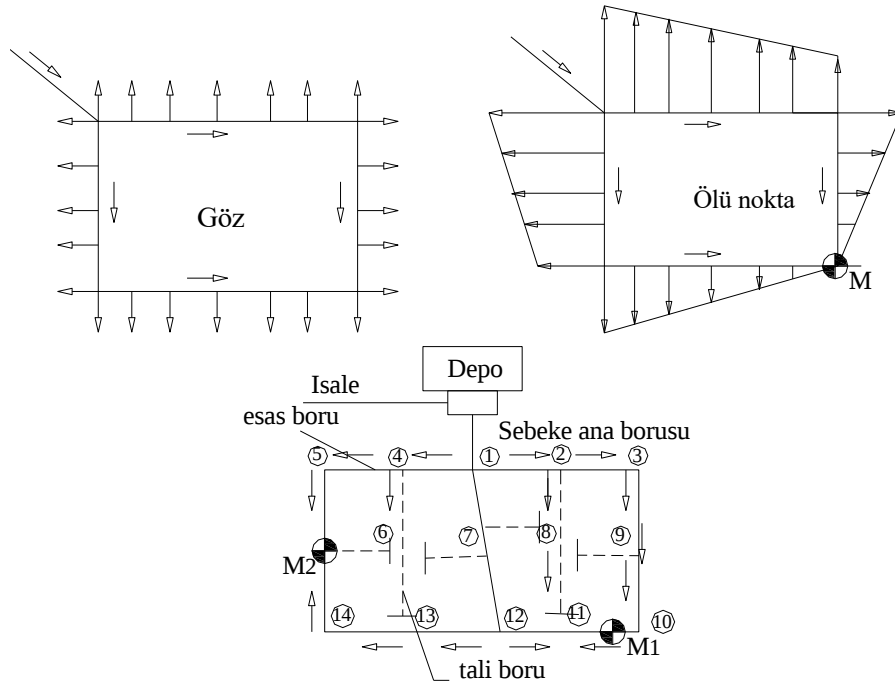
15 metreden daha dar sokaklara bir boru, daha geniş sokaklara iki boru döşenebilir. Geniş sokaklarda iki dağıtma ve bir esas boru döşenir. Şebeke boruları kanalizasyon borularından uzak olmalı ve ondan en az 50 cm daha yüksekte bulunmalıdır. Şebeke en çok su tüketilen günün en çok su kullanılan saatindeki su ihtiyacını karşılayacak şekilde boyutlandırılır ( $Q_{max}$ ). Bu durumda, şebekede tüketilen anlık debi isalenin getirdiği debiden daha fazla olacak ve aradaki fark depo tarafından karşılanacaktır. Şebekede sarfedilecek debi  $Q_{seb}=1.5Q_{isale}$  ise ve kentin itibari (hayali) toplam sokak boyu  $\Sigma L'$  ise, 1 m (birim boy) sokak boyuna düşen q izafi debi  $qL'$  olur. Civardaki herhangi bir fabrika veya gelecekteki herhangi bir tesisin ihtiyacı olan debiye

özel debi denir. Özel debi şebekede kullanılmayacağından şebekede dağıtılan debiye dahil edilmez ve bu takdirde şebekede dağıtılan izafi birim boy debisi;

$$q = \frac{1.5(Q_{isale} - Q_{özel})}{\sum kL_i} \quad (\text{L/s/m}) \quad (6.9)$$

olur. Bundan sonra her bir boru için izafi hesap debileri Bölüm 6.2’de belirtildiği şekilde hesaplanır. Daha sonra, şebeke bir takım gözlere yani kapalı devrelere bölünür. Gözler, nüfusun yoğun olduğu ana cadde ve ana sokaklardan geçen esas borularla oluşturulur.

Ölü noktaya iki koldan su geleceği düşünülür. Göze giren sular, hatlar (sokaklar) boyunca evlere dağıtılarak bir noktada bitirilir. Her iki koldan gelen suların bittiği kabul edilen bu noktaya ölü nokta denir. Şekil 6.8’deki M noktası böyle bir ölü noktadır. Hesaplar, genellikle avan projelerde ana ve esas borular için yapılır. Uygulama projelerinde ise tali borularda boyutlandırılır. Esas boru boylarının toplam uzunluğu 1.2-2.0 km’yi geçerse göz sayısı artırılır. Ayrıca, bu gözden beslenen tali boruların boyları toplamının da en fazla 2.0-4.5 km kadar olmasına özen gösterilir. Şekil 6.8’de dört gözlü bir şebeke görülmektedir.



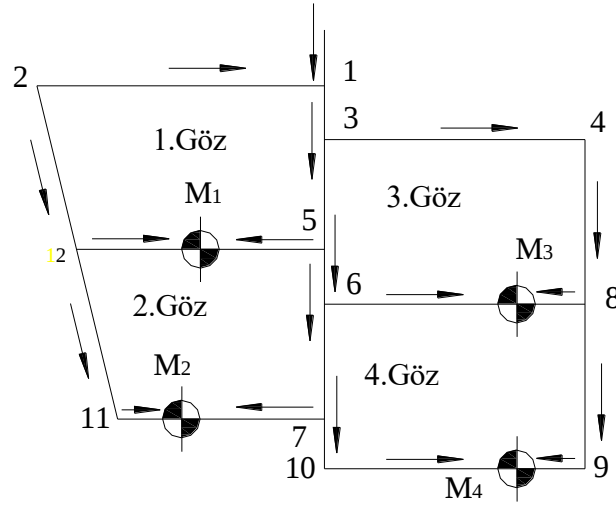
Şekil 6.8. Şebeke göz sistemi.

Ölü nokta hayali bir noktadır ve her göz için bir adet ölü nokta söz konusudur. Bir gözün hatları üzerinde farklı gözlere ait birden fazla ölü nokta bulunabilir. Şekil 6.9’daki 3. ve 4. gözlerde görünüşte ikişer adet ölü nokta bulunmaktadır, ancak gerçekte yine her gözde bir tek ölü nokta vardır. Çünkü, M<sub>1</sub> ölü noktası 1-2-12-5 gözüne, M<sub>2</sub> ölü noktası 12-11-7-5 gözüne aittir. Aynı

şekilde  $M_3$  ölü noktası 3-5-6-8 gözüne,  $M_4$  ölü noktası 6-10-9-8 gözüne aittir. Bunlar iç içe ikişer gözden ibarettirler.

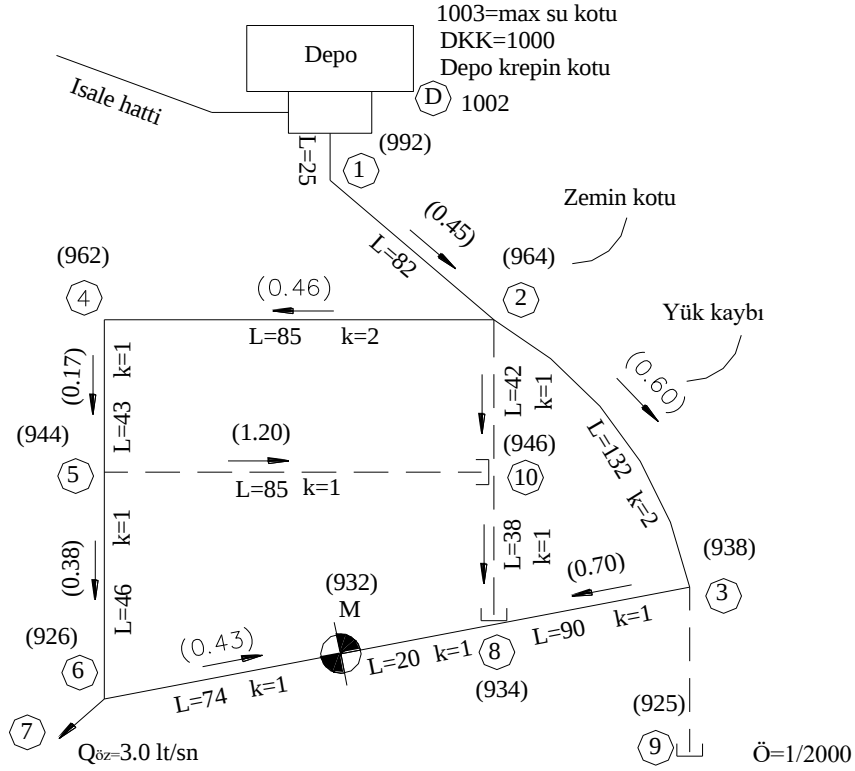
Ölü noktaya, her iki koldan gidildiğinde meydana gelen yük kayıpları birbirine eşit olmalıdır. Bu mantık, Hardy-Cross'da debilerin düzeltilmesi yoluyla yüklerin dengelenmesi metodunun mantığı ile aynıdır. Yani ölü noktanın hemen sağındaki ve hemen solundaki iki noktanın basınçları birbirine eşit olmalıdır. Ancak bunu elde etmek çok fazla sayıda deneme-yanılmayı gerektirebileceğinden belli bir yaklaşıklıkla yetinilir. İller Bankası Yönetmeliğine göre iki kola ait yük kayıpları farkının, gelecekteki nüfusu 50000'den az olan kentlerde 1.00 m, 50000'den fazla olan kentlerde 2.00 metre yaklaşıklıkla sağlanması yeterli bulunmuştur.

Her gözde, yeterince su varsa kendiliğinden bir ölü nokta meydana gelir. Ölü nokta gözün girişine göre izafi uzunluğunun ortalarında bir yerde meydana gelmesi beklenir. Örneğin Şekil 6.10'daki gözde ölü nokta, göz girişine göre esas boruların izafi uzunluklarının hemen hemen ortası olan  $M_1$  noktasında meydana gelmesi gerekir.  $M_1$  noktasının ölü nokta olması için ise  $M_1A$  borusunun gereğinden çok küçük çaplı seçilmiş olması, buna bağlı olarak da diğer koldaki boruların daha büyük çaplı seçilmiş olması gerekir. Bu durum hem ekonomik olmaz, hem de işletme sırasında sorunlar yaşanır. Dolayısıyla ölü nokta izafi uzunlukların ortalarında bir yerlerde sağlanmaya çalışılmalıdır.



Şekil 6.9. Dört gözlü bir şebeke





Şekil 6.11 Şebeke hesap planı

## 6. 11 Şebeke İnşaat Planının Teşkili

Şebeke hesap planı ve hesaplar tamamlandıktan sonra şebeke inşaatı sırasında kullanılacak olan “şebeke inşa planı” oluşturulur (Şekil 6.12). Bunun için 1/2000 ölçekli ve üzerinde bütün sokaklar ve tesviye eğrileri ince çizgilerle gösterilen imar planından faydalanılır. Daha sonra bu pafta şebeke hesap planının ile üst üste getirilerek sokaklara döşenen boru hatları kopyalanır ve hesap planındaki bütün bilgiler inşa planına da aktarılır. Ancak çıkmaz sokaklar ile şehir dışında bir uçta sona eren borular hariç bütün tali borular başından ve sonundan esas boruya veya tali boruya bağlanırlar. Ayrıca ölü noktalar da inşa planında gösterilmez. Tesviye eğrileri 10.0 metrede bir kalın, 2.0 metrede bir ince çizgi olarak geçirilir.

Depodan başlayarak suyun akış yönünde bütün boruların ayrıldığı esas boru kollarına ve tali boruların esas borulardan ayrıldıkları noktalara istisnasız vana konulur. Uzun borularda aralara da vana konularak hat bölünür ve herhangi bir arıza durumunda susuz kalacak bölge küçültülmüş olur. Şebekenin vanalanmasında, şehrin büyüklüğü ve hat uzunluğu belirleyicidir. Nüfusu 10.000’e kadar olan yerleşimlerde her boru için hat kesme ve tahliye vanası konulmasına gerek yoktur. Belirli bir bölgenin tecridi ve tahliyesi için uygun yerlere hat kesme vanası ve en düşük kotlu noktalara da tahliye vanası konulması ile yetinilebilir.

Yangın muslukları (hidrant) mümkün mertebe köşe noktalara gelmek üzere 100-150 metre ara ile yerleştirilir. Şebekenin kör tapa ile kapatılan dal uçlarında suyun, uzun süre kalarak



çizilmesi gereklidir. Buna düğüm noktası detayları denir. Şebekenin ve isale hattının vanalanması da yapıldıktan sonra her düğüm noktasının detayı çıkarılır. Düğüm noktası detaylarında boruları birbirine bağlamak ve gerekli dağılımları yapabilmek için boru cinsine göre özel parçalar konulur. Bu parçalardan mümkün olduğunca az kullanmak hem ekonomik olur hem de yersel yük kayıpları az çıkar. Böylece şebekenin ve isale hattının her tarafında kullanılan malzeme (dirsek, T, MMA parçası gibi özel aksam ve vana, vantuz ve yangın musluğu gibi armatür cins ve miktar) belirlenir. Sonra bu düğüm noktaları detaylarından faydalanılarak özel parça ve armatür listesi çıkarılır ve malzeme bu listeye göre sipariş edilir. Düz boruların muflu (ya da ambuatman) başları akım yönüne ters yönde yerleştirilir.

Düğüm noktaları, akımın şiddet veya yönünün değiştiği noktalar olduğundan impuls-momentum kuvvetlerine maruz kalırlar. Dolayısıyla arıza en çok bu noktalarda görülür ve su kaçakları çoğunlukla bu noktalarda görülür. Bu sebeple, bu noktalar düzgün ve özenli bir şekilde monte edilirler. İmpuls-momentum kuvvetleri dengelenecek şekilde tesbit kütlesi denilen bir yastıkla arkaları desteklenir.

Düğüm noktaları detaylarının çiziminde uyulması gereken hususlar aşağıdaki gibi sıralanabilir (Erdemgil, 1995):

1. Düğüm noktalarında en az özel parça kullanılmalıdır.
2. Düğüm noktasından boruya geçiş mümkün olan en kısa uzunlukta sağlanmalıdır.

Örnek 6.1 için bulunan düğüm noktası detayları Şekil 6.12 de ve malzeme listesi de Çizelge 6.2’de verilmişlerdir.

### 6. 13 Çözümlü Örnekler

**Örnek 6.1:** Maksimum günlük su ihtiyacı 13.35 L/s olan, Şekil 6.11’deki kasabanın, şebeke hesabını ölü nokta metoduna göre yapınız, hesap tablosunu doldurup, hesap ve inşa planını çizin ve malzeme listesini çıkarınız. Şebekenin 7 nolu düğüm noktasından, bir fabrika için 3.0 L/s’lik bir özel debi alınacaktır. Kullanılacak borular muflu PVC boru olup  $k_s=0.007$  mm alınacaktır.

**Çözüm:** Maksimum günlük su ihtiyacı 13.35 L/s olduğuna göre şebekenin karşılayacağı saatlik maksimum ihtiyaç bunun 1.5 katı olur.

$$Q_{\text{şeb}}=1.5 \times 13.35=20 \text{ L/s}$$

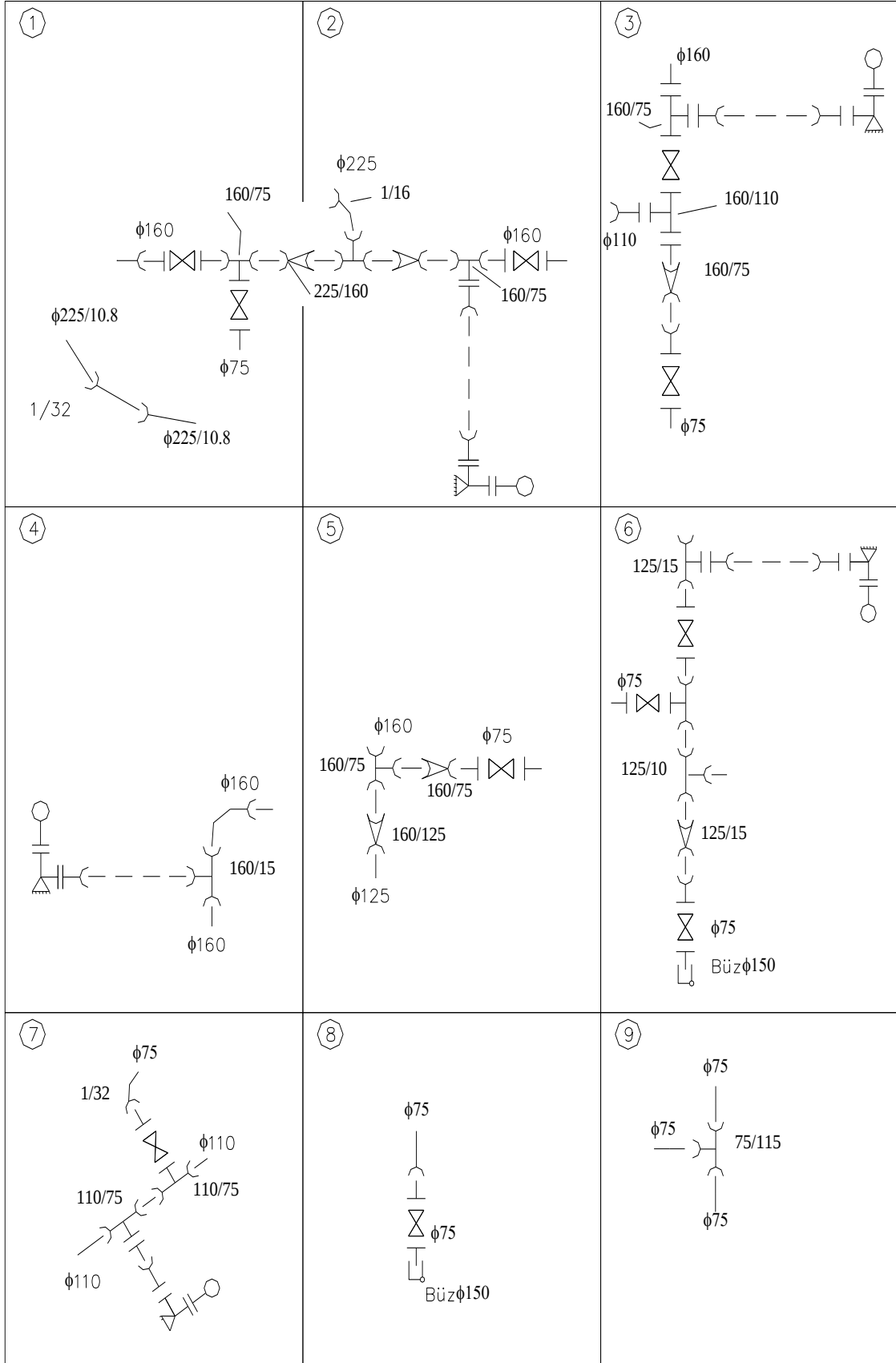
Şebeke öncelikle üniform nüfus yoğunluğuna sahip izafi bir uzunluğa dönüştürülür. Buna göre şebeke izafi toplam uzunluğu,

$$\sum L_i' = 2 \times 85 + 1 \times 85 + 1 \times 74 + 1 \times 20 + 1 \times 43 + 1 \times 46 + 1 \times 42 + 1 \times 38 + 1 \times 90 + 2 \times 132 + 1 \times 40 = 912 \text{ m}$$

bulunur. Bu uzunluğa şebeke ana borusu dahil edilmez. Ayrıca özel debi şebekede tüketilmeyeceğinden şebekedeki dağıtılacak debi hesabına dahil değildir. Buna göre şebeke birim boyunda tüketilecek birim boy debisi,

$$q = Q_{\text{şeb}} / \sum L_i' = 20 / 912 = 0.022 \text{ L/s/m}$$

bulunur. Şebeke ana borusu ( $Q_{\text{şeb}} + Q_{\text{öz}} + Q_y$ ) toplamına göre hesaplanır. Kasaba nüfusuna göre ana boruda yangın debisi  $Q_y = 10 \text{ L/s}$  alınmıştır. Prandtl-Colebrook bağıntısından (4.6 bağıntısı)  $\phi 225/10.8$ 'lik boru seçilirse ki bu dış çapı 220 mm, et kalınlığı 10.8 mm olan PVC borudur ve 10 atü basınca dayanmaktadır; ana borudaki akış hızı 1.07 m/s ve hidrolik eğim 0.0048 m/m (Kinematik viskozite  $\nu = 1.15 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$  alınmıştır) bulunur. Akış yönü 3'den M noktasına doğru olduğu için boru no 3-M şeklinde gösterilir. 8 noktası, 10-8 hattını beslemediğinden, bir debi alışverişi olmadığından yok farz edilmiştir. 3-M hattının gerçek boyu  $90 + 20 = 110 \text{ m}$ 'dir. İzafi boy ise  $L' = kL = 1 \times 110 = 110 \text{ m}$ 'dir. Bu boruda dağıtılacak debi  $Q_{\text{dağ-3M}} = qL' = 0.022 \times 110 = 2.42 \text{ L/s}$ 'dir. M ölü noktasında debi sıfır olduğundan yani buradan başka bir boruya geçiş olmadığından uç debi  $Q_{\text{uç-3M}} = 0$ , hattın baş debisi sadece bu sokaktan dağıtılacak debi  $Q_{\text{baş-3M}} = 2.42 \text{ L/s}$ 'dir. 3M borusundaki itibari debi  $Q_{\text{itibari-3M}} = 0.55 Q_{\text{dağ-3M}} = 0.55 \times 2.42 = 1.33 \text{ L/s}$  olur. Yangın debisi, 3-M esas boru olduğundan nüfusa göre 5 L/s alınırsa bu boruya ait hesap debisi,  $Q_h = Q_{\text{itibari}} + Q_{\text{uç}} + Q_{\text{yangın}} = 1.33 + 5 = 6.33 \text{ L/s}$  bulunur. Prandtl-Colebrook bağıntısından (4.6 bağıntısı) 6.33 L/s'lik debi 110/5.3 mm'lik PVC borudan ( $k_s = 0.007 \text{ mm}$ )  $J = 0.006452 \text{ m/m}$  hidrolik eğimde,  $V = 0.81 \text{ m/sn}$  hızda akıtılır. Bu borudaki yük kaybı ise  $JL = 0.006452 \times 110 = 0.71 \text{ m}$  bulunur. Ölü nokta olarak ele alınan hattın akış yönündeki ucu M noktası alınmıştır. Bu noktanın piyezometrik kotu, depo krepin kotundan D-2, 2-3 ve 3-M borularının yük kayıplarının toplamı çıkartılmak suretiyle tayin edilir. Bunun için suyun M'ye gelmek için geçtiği hatlardaki yük kayıplarının hesabını da tamamlamak gerekir. O sebeple bu sütun hesaplar tamamlandıktan sonra doldurulur. Böylece, M noktasının piyezometre kotu  $= 1000 - (0.71 + 0.79 + 0.51) = 997.99 \text{ m}$  olur. Arazi kotu haritadan 932 okunmuştur. M noktasındaki basınç  $(P/\gamma) = (P_{iy} \text{ Kotu} - \text{zemin kotu}) = 997.99 - 32 = 65.99 \text{ m}$  bulunur. M düğüm noktasına su 2-4-6-M yolu ile geldiğinde ise basınç hesap tablosundan 66.05 mss'dir. Böylece M noktasının solu ile sağı arasındaki basınç farkı  $\Delta h = 66.05 - 65.59 = 0.06 \text{ m}$  bulunur ki bu da 1.0 m'den küçük olduğu için hesap yeterlidir. Bu husus düşünceler sütununda gösterilir.



Şekil 6.12. Örnek 6.1'e ait şebekenin düğüm noktaları detayı

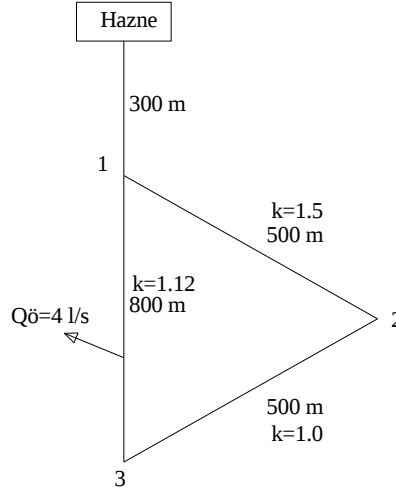
| Düğüm Noktası No | MMA  |        |        | MMB  |        |         |       | T  |        | MMK  |      |    | MM Q  | F  |     |     | E  |     |     |    | G-MMR  |         |        |        |  | N  | VANA  |     |     |    |          |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------|---------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------|------|----|-----------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----|----|-------------------------------------------------------------------------------------------|---------|--------|--------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----|----|----------|
|                  | 160/75                                                                                | 125/75 | 110/75 | 225/225                                                                               | 160/75 | 125/110 | 75/75 | 160/110                                                                             | 160/75 | 1/32<br>1/32                                                                          | 1/16 |    | 1/4                                                                                     | 160                                                                                   | 125 | 110 | 75                                                                                    | 160 | 110 | 75 | 225/160                                                                                   | 160/125 | 160/75 | 160/75 | 75                                                                                  | 80(75)                                                                                | 160                                                                                      | 125 | 110 | 75 | Kurbalık |
|                  |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        | 225                                                                                   | 225  | 75 | 160                                                                                     | 160                                                                                   |     |     |                                                                                       |     |     |    |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     |    |          |
| 1                |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        | 1                                                                                     |      |    |                                                                                         |                                                                                       |     |     |                                                                                       |     |     |    |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     |    |          |
| 2                | 2                                                                                     |        |        | 1                                                                                     |        |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       | 1    |    |                                                                                         | 4                                                                                     |     |     | 1                                                                                     |     |     | 2  | 2                                                                                         |         |        |        |                                                                                     | 1                                                                                     | 2                                                                                        |     |     | 1  |          |
| 3                |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         |       | 1                                                                                   | 1      |                                                                                       |      |    |                                                                                         | 2                                                                                     |     |     | 1                                                                                     |     | 1   | 3  |                                                                                           |         | 1      |        |                                                                                     | 1                                                                                     | 1                                                                                        |     |     | 1  |          |
| 4                |                                                                                       |        |        |                                                                                       | 1      |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    | 1                                                                                       |                                                                                       |     |     | 2                                                                                     |     |     | 1  |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     | 1                                                                                     |                                                                                          |     |     |    |          |
| 5                |                                                                                       |        |        |                                                                                       | 1      |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    |                                                                                         |                                                                                       |     |     |                                                                                       |     |     |    |                                                                                           | 1       | 1      |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     | 1  |          |
| 6                |                                                                                       | 2      |        |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    |                                                                                         |                                                                                       | 2   |     | 4                                                                                     |     |     | 2  |                                                                                           |         |        | 1      |                                                                                     | 1                                                                                     |                                                                                          | 1   |     | 2  | 1        |
| 7                |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    |                                                                                         |                                                                                       |     |     |                                                                                       |     |     |    |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     |    |          |
| 8                |                                                                                       |        | 2      |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      | 1  |                                                                                         |                                                                                       |     |     | 2                                                                                     |     |     | 1  |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     | 1                                                                                     |                                                                                          |     |     | 1  |          |
| 9                |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         |       |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    |                                                                                         |                                                                                       |     |     | 2                                                                                     |     |     |    |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     | 1  | 1        |
| 10               |                                                                                       |        |        |                                                                                       |        |         | 1     |                                                                                     |        |                                                                                       |      |    |                                                                                         |                                                                                       |     |     |                                                                                       |     |     |    |                                                                                           |         |        |        |                                                                                     |                                                                                       |                                                                                          |     |     |    |          |
| Top lam          | 2                                                                                     | 2      | 2      | 1                                                                                     | 2      | 1       | 1     | 1                                                                                   | 1      | 1                                                                                     | 1    | 1  |                                                                                         | 6                                                                                     | 2   |     | 12                                                                                    |     | 1   | 9  | 2                                                                                         | 1       | 2      | 1      |                                                                                     | 5                                                                                     | 3                                                                                        | 1   |     | 1  | 2        |

Çizelge 6.2. Örnek 6.1'e ait malzeme listesi

Çizelge 6.3. Örnek 6.1'deki şebekeye ait Şebeke Hesap Tablosu

| Boru | UZUNLUKLAR |   |                         | D E B İ L E R         |                           |                         |                                                      |                                                 |                                 |                                                                | Boru Çapı/<br>Et kalınlığı<br>$\phi$ | BORUDA          |                            |              | N<br>o<br>k<br>t<br>a | KOTLAR           |            |                       | Düşünceler                                                      |
|------|------------|---|-------------------------|-----------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------|----------------------------|--------------|-----------------------|------------------|------------|-----------------------|-----------------------------------------------------------------|
|      | Gerçek L   | k | İtibari L'=kL           | Sokak debisi<br>Q=qL' | Baş debi Q <sub>baş</sub> | Uç debi Q <sub>uç</sub> | İtibari debi<br>Q <sub>i</sub> =0.55Q <sub>baş</sub> | Q <sub>t</sub> =Q <sub>uç</sub> +Q <sub>i</sub> | Yangın debisi<br>Q <sub>y</sub> | Hesap debisi<br>Q <sub>h</sub> =Q <sub>t</sub> +Q <sub>y</sub> |                                      | Hidrolik eğim J | Hız V                      | Yük Kaybı JL |                       | Piyezometre Kotu | Arazi Kotu | İşletme Basıncı (p/γ) |                                                                 |
| No   | m          |   | M                       | L/s                   | L/s                       | L/s                     | L/s                                                  | L/s                                             | L/s                             | L/s                                                            | mm                                   | m/m             | m/m                        | m            | No                    | m                | m          | mss                   |                                                                 |
| 3-M  | 110        | 1 | 110                     | 2.42                  | 2.42                      | 0                       | 1.33                                                 | 1.33                                            | 5                               | 6.33                                                           | 110/5.3                              | 0,0064          | 0,81                       | 0,71         | M                     | 997,99           | 932        | 65,59                 | ΔH=66.11-66.05=0.06 m <1 m olduğundan kapanma farkı yeterlidir. |
| 3-9  | 40         | 1 | 40                      | 0.88                  | 0.88                      | 0                       | 0.48                                                 | 0.48                                            | 2.5                             | 2.98                                                           | 75/3.6                               | 0,0104          | 0,83                       | 0,42         | 9                     | 998,28           | 925        | 73,47                 |                                                                 |
| 2-3  | 132        | 2 | 264                     | 5.80                  | 9.10                      | 3.30                    | 3.19                                                 | 6.49                                            | 5                               | 11.49                                                          | 140/3.7                              | 0,0060          | 0,90                       | 0,79         | 3                     | 998,70           | 938        | 60,70                 |                                                                 |
|      |            |   |                         |                       |                           |                         |                                                      |                                                 |                                 |                                                                |                                      |                 |                            |              |                       |                  |            |                       |                                                                 |
| 6-M  | 74         | 1 | 74                      | 1.63                  | 1.63                      | 0                       | 0.90                                                 | 0.90                                            | 5                               | 5.90                                                           | 110/5.3                              | 0.0058          | 0.77                       | 0.43         | M                     | 997.06           | 932        | 66.06                 |                                                                 |
| 5-6  | 46         | 1 | 46                      | 1.00                  | 5.63                      | 4.63                    | 0.55                                                 | 5.18                                            | 5                               | 10.18                                                          | 125/6                                | 0.0083          | 1.00                       | 0.38         | 6                     | 997.49           | 926        | 72.49                 |                                                                 |
| 5-10 | 85         | 1 | 85                      | 1.87                  | 1.87                      | 0                       | 1.03                                                 | 1.03                                            | 2.5                             | 3.53                                                           | 75/3.6                               | 0.0114          | 0.96                       | 1.20         | 10                    | 997.66           | 946        | 51.66                 |                                                                 |
| 4-5  | 43         | 1 | 43                      | 0.95                  | 8.45                      | 7.50                    | 0.52                                                 | 8.02                                            | 5                               | 13.02                                                          | 160/7.7                              | 0.0040          | 0.78                       | 1.20         | 5                     | 997.86           | 944        | 54.86                 |                                                                 |
| 2-4  | 85         | 2 | 170                     | 3.74                  | 12.19                     | 8.45                    | 2.06                                                 | 10.51                                           | 5                               | 15.51                                                          | 160/7.7                              | 0.0054          | 0.96                       | 0.46         | 4                     | 999.03           | 962        | 37.03                 |                                                                 |
| 2-8  | 80         | 1 | 80                      | 1.76                  | 1.76                      | 0                       | 0.97                                                 | 0.97                                            | 2.5                             | 3.47                                                           | 75/3.6                               | 0.0114          | 0.95                       | 1.09         | 8                     | 998.40           | 934        | 64.40                 |                                                                 |
| D-2  | 107        | 0 | 0                       | 0                     | 23.05                     | 23.05                   | 0                                                    | 23.05                                           | 10                              | 33.05                                                          | 225/10.2                             | 0.0048          | 1.07                       | 0.51         | 2                     | 999.49           | 964        | 35.49                 |                                                                 |
|      |            |   | ΣL <sub>i</sub> '=912 m |                       |                           |                         |                                                      |                                                 |                                 |                                                                |                                      |                 | Depo Krepin Kotu= 1000.0 m |              |                       |                  |            |                       |                                                                 |

**ÖRNEK 6.2:** 10000 nüfuslu bir kasabada günlük maksimum su tüketimi  $q_{\max} = 100 \text{ l/NG}$  ve şebekede kullanılacak boru için  $Q = 22D^{5/2}J^{1/2}$  bağıntısı geçerli olduğuna göre içme suyu şebekesinin H-1, 1-2, 2-3 ve 1-3 borularını boyutlandırınız. (Standart boru çapları 80, 100, 125, 150 ve 200 mm'dir.)



Örnek 6.2'ye ait şebeke

**ÇÖZÜM:** (3) noktası ölü nokta seçilirse,  $\Delta H_{1-3} - (H_{1-2} + \Delta H_{2-3}) < 1.0 \text{ m}$  olacak şekilde çap hesaplanır. Önce şebeke üniform nüfus yoğunluğu olacak şekilde hayali şebekeye dönüştürülürse izafî şebeke uzunluğu,  $\sum L'_i = 1.5 \times 500 + 1.0 \times 500 + 1.12 \times 800 = 2146 \text{ m}$  olur. Şebekeden abonelere dağıtılacak toplam debi,  $Q_{\text{şeb.dağ}} = \frac{10000 \times 100 \times 1.5}{86400} = 17.36 \text{ L/s}$  elde edilir. Üniform hale

getirilmiş şebekenin birim uzunluğundan dağıtılacak debi,  $q_{\text{birim}} = \frac{17.36}{2146} = 8.1 \times 10^{-3} \text{ L/s.m}$  bulunur. Şimdi sırasıyla boruları boyutlandıralım.

**2-3 Borusu:** Ölü nokta 3 noktası olarak seçilirse, bu noktada debi sıfır olduğundan boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi olmadığına göre, boru hesap debisi;

$Q_{2-3} = Q_{u\check{c}} + Q_i + Q_y + Q_{\check{o}} = 0 + 0.577 \times 8.1 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 500 + 5 + 0 = 7.33 \text{ L/s}$  bulunur. Bu boruyu

$\phi 100 \text{ mm}$  iç çapında seçelim. Bu durumda hız,  $V = \frac{0.00733}{\frac{\pi \times (0.1)^2}{4}} = 0.93 \text{ m/s}$  ve hidrolik

(piyezometrik) eğim,  $J = \frac{Q^2}{(22)^2 D^5} = \frac{(0.00733)^2}{484 \times (0.1)^5} = 0.011 \text{ m/m}$  ve yük kaybı,

$JL = 0.011 \times 500 = 5.55 \text{ m}$  olur. Aynı debi  $\phi 125 \text{ mm}$  çaplı borudan akıtılırsa hız, hidrolik eğim ve

$$\text{yük kaybı, } V = \frac{0.0073}{\frac{\pi \times (0.125)^2}{4}} = 0.60 \text{ m/s, } J = \frac{(0.00733)^2}{484 \times (0.125)^5} = 0.00364 \text{ m/m ve}$$

$$JL = 0.00364 \times 500 = 1.82 \text{ m elde edilir.}$$

**1-2 Borusu:** Ölü nokta 3 noktası olarak seçildiğinden, 2-3 borusunun ihtiyacı da bu borudan karşılanacak ve bu borunun uç debisi 2-3 borusunda dağıtılacak debi olacaktır. Debi dağılımı yamuk olduğundan 1-2 borusunun itibari debisi, dağıtma debisinin 0.55 ile çarpılmasıyla bulunur. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi olmadığına göre, 1-2 borusunun hesap debisi,

$$Q_{1-2} = Q_{uç} + Q_i + Q_y + Q_o = 8.1 \times 10^{-3} \times 500 + 0.550 \times 8.1 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 500 + 5 + 0 = 4.05 + 3.34 + 5 + 0 = 12.39$$

$$\text{L/s bulunur. Bu boruyu } \phi 125 \text{ mm çapında seçelim. Bu durumda hız } V = \frac{0.01239}{\frac{\pi \times (0.125)^2}{4}} = 1.01 \text{ m/s}$$

$$\text{ve hidrolik (piyezometrik) eğim, } J = \frac{(0.01239)^2}{484 \times (0.125)^5} = 0.010 \text{ m/m ve yük kaybı,}$$

$$JL = 0.10 \times 500 = 5.0 \text{ m olur. Aynı debi } \phi 150 \text{ mm çaplı boruda akıtılırsa hız, hidrolik eğim ve}$$

$$\text{yük kaybı, } V = \frac{0.01239}{\frac{\pi \times (0.150)^2}{4}} = 0.70 \text{ m/s, } J = \frac{(0.01239)^2}{484 \times (0.150)^5} = 0.00418 \text{ m/m ve}$$

$$JL = 0.00418 \times 500 = 2.09 \text{ m elde edilir.}$$

**1-3 Borusu:** Ölü nokta 3 noktası olarak seçildiğinden bu noktada debi sıfır olduğundan boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi 4 L/s olduğuna göre, boru hesap debisi,

$$Q_{1-3} = Q_{uç} + Q_i + Q_y + Q_o = 0 + 0.577 \times 8.1 \times 10^{-3} \times 1.12 \times 800 + 5 + 4 = 13.18 \text{ L/s bulunur.}$$

Bu debi  $\phi 150$  mm çaplı boruda akıtılırsa hız, hidrolik eğim ve yük kaybı,

$$V = \frac{0.01318}{\frac{\pi \times (0.150)^2}{4}} = 0.75 \text{ m/s, } J = \frac{(0.0131)^2}{484 \times (0.150)^5} = 4.72 \cdot 10^{-3} \text{ m/m ve } JL = 0.00472 \times 800 = 3.78 \text{ m}$$

elde edilir.

Kapanma Hatası : Ölü noktaya her iki koldan gelindiğinde yük kayıpları Farkı 1 m'den küçük olmalıdır. Yani,  $|\Delta H_{1-3} - (H_{1-2} + \Delta H_{2-3})| < 1.0 \text{ m}$  elde edilmelidir.

$|3.78 - (2.09 + 1.82)| = -0.13 \text{ m} < 1.0 \text{ m}$  olduğundan şebekede kullanılacak çaplar :  $\phi_{1-2} = 150 \text{ mm}$ ,  $\phi_{2-3} = 125 \text{ mm}$ ,  $\phi_{1-3} = 150 \text{ mm}$  olarak bulunur.



$\sum L_i' = 500 \times 1.5 + 1000 \times 1.0 + 550 \times 1.0 + 800 \times 1.5 = 3500$  elde edilir. Birim boya düşen dağıtma debisi,

$$q_{birim} = \frac{Q_{şeb.dağ}}{\sum L_i'} = \frac{104}{3500} = 0.02981 \text{ L/s.m bulunur. D noktasını ölü nokta olarak seçelim ve esas}$$

boruları boyutlandıralım.

C-D BORUSU : Ölü nokta D noktası olarak seçilirse, bu noktada debi sıfır olacağından boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi olmadığına göre boru hesap debisi,

$$Q_{C-D} = Q_{uç} + Q_{itibari} + Q_{yangın} + Q_{özel} = 0 + 0.577 \times 1.0 \times 1000 \times 0.0298 + 5 + 0 = 22.217 \text{ s}$$

bulunur. Bu boruyu  $\phi 200$  mm çapında seçelim. Bu durumda Prandtl-Colebrook tablosundan hız  $V=0.71$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=3.4$  m/km okunarak, yük kaybı,  $JL = 3.4 \times 1.0 = 3.4$  m elde edilir.

AC BORUSU:

Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden C noktasının uç debisi CD borusunda dağıtılacak debidir ve boruda yamuk debi dağılımı söz konusudur. Boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.55 ile çarpılır. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi olmadığına göre, boru hesap debisi,

$$Q_{A-C} = 29.8 + 0.55 \times 1.5 \times 500 \times 0.0298 + 5 + 0 = 47.10 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boru  $\phi 200$  mm çapında seçilirse, hız  $V=1.5$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=14.26$  m/km okunur ve yük kaybı,  $JL = 14.26 \times 0.5 = 7.13$  m bulunur. Eğer boru  $\phi 250$  mm çapında seçilirse,  $V=0.96$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=4.42$  m/km ve yük kaybı,  $JL = 4.42 \times 0.500 = 2.21$  m elde edilir.

BD BORUSU:

Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden bu noktada debi sıfırdır ve boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. Yangın debisi 5 L/s ve BD borusundan özel debi geçişi söz konusu olmadığından göre, boru hesap debisi,

$$Q_{B-D} = Q_{uç} + Q_{itibari} + Q_{yangın} + Q_{özel} = 0 + 0.577 \times 1.0 \times 550 \times 0.0298 + 5 + 0 = 14.5 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boruyu  $\phi 150$  mm çapında seçelim. Bu durumda Prandtl-Colebrook tablolarından hız  $V=0.82$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=6.1$  m/km okunur ve yük kaybı,  $JL = 6.1 \times 0.550 = 3.34$  m olur.

AB BORUSU : Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden B noktasındaki debi BD borusunda dağıtılacak debidir ve boruda yamuk debi dağılımı söz konusudur. Boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.55 ile çarpılmalıdır. Yangın debisi 5 L/s ve özel debi  $Q_{\text{özel}}=8$  L/s olduğuna göre boru hesap debisi,

$$Q_{A-B} = 16.4 + 0.55 \times 1.5 \times 800 \times 0.0298 + 5 + 8 = 49.1 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boru  $\phi 250$  mm çapında seçilirse,  $V=1.00$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=4.95$  m/km ve yük kaybı,  $JL = 4.95 \times 0.800 = 3.96$  m olur. Eğer boru  $\phi 300$  mm çapında seçilirse,  $V=0.71$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=1.90$  m/km ve yük kaybı,  $JL = 1.90 \times 0.8 = 1.52$  m elde edilir.

**Dengeleme:** D noktasına su kulesinden itibaren her iki koldan gelindiğinde yük kayıpları farkı;

$$|(\Delta h_{AC} + \Delta h_{CD}) - (\Delta h_{AB} + \Delta h_{BD})| < 1 \text{ m olmalıdır. O halde,}$$

$$|(2.21 + 3.40) - (1.52 + 3.34)| < 1 \text{ m}$$

$$|5.61 - 4.86 = 0.75| < 1 \text{ m olduğundan dengeleme sağlanmıştır. O halde boru çapları ;}$$

|           |               |
|-----------|---------------|
| Ana boru  | $\phi 400$ mm |
| AC borusu | $\phi 250$ mm |
| CD borusu | $\phi 200$ mm |
| BD borusu | $\phi 150$ mm |
| AB borusu | $\phi 300$ mm |

olmalıdır. Eğer AC borusu  $\phi 200$  mm ve AB borusu  $\phi 250$  mm seçilmiş olsaydı dengeleme sağlanamayacak ve ölü nokta D noktasında teşekkül etmeyecekti. Şimdi de D noktasından itibaren hazneye doğru gidilerek minimum ve maksimum depo kotlarını tayin edelim.

$$\text{Minimum kot} = \text{En gayri müsait nokta kotu} + (P/\gamma)_{\text{min.şebeke}} + \Sigma \Delta H_{\text{şebeke.kayı}}$$

olduğuna göre ve en gayri müsait nokta en yüksek kotlu nokta olan A noktası olarak alınırsa,

$$\text{Minimum Kule kotu} = 38 + 20 + 0.25 = 58.25 \text{ m} \quad (\text{H-A arasındaki yük kaybı } 0.25 \text{ m})$$

bulunur. Bu kota göre diğer düğüm noktalarındaki işletme basınçları tahkik edilirse, en gayri müsait noktanın A noktası olup olmadığı anlaşılabilir. Bu tahkikte herhangi bir noktada  $(P/\gamma)$ 'nın 20 m'den küçük olup olmadığına bakılır.

$$(P/\gamma)_B = 58.25 - (0.25 + 1.52) - 35 = 21.44 \text{ m}$$

$$(P/\gamma)_D = 58.25 - (0.25 + 1.52 + 3.34) - 30 = 23.1 \text{ m}$$

$$(P/\gamma)_C = 58.25 - (0.25 + 2.21) - 32 = 23.79 \text{ m}$$

bulunur. Bütün noktalarda  $(P/\gamma) > 20$  m olduğundan en gayri müsait nokta A noktasıdır. Yapılan kabul doğrudur. Su kulesindeki su derinliği 5 m kabul edilirse;

Maksimum kule kotu =  $58.25 + 5 = 63.25$  m bulunur. Yapılan hesaplar toplu halde Çizelge 6.4'de verilmiştir. Çizelgede ilk üç sütuna sırasıyla boru adı, boyu ve borunun bulunduğu sokaktaki nüfus yoğunluk katsayısı yazılır. 2. ve 3. sütunlar çarpılarak her bir borunun izafi (itibari) uzunlukları bulunarak 4. kolona yazılır. 5. sütuna boruların birim izafi uzunluğuna düşen birim boy debisi yazılarak, 4. ve 5. sütunlar çarpılır ve her bir boruda dağıtılacak gerçek debiler hesaplanır 6. sütun oluşturulur. 7. ve 8. sütunlar boruların hidrolik hesabında kullanılacak izafi debiler yazılır. Daha önce belirtildiği gibi izafi debi, herhangi bir borudan üniform olarak dağıtılan debinin meydana getireceği yük kaybını, aynı borudan dağıtılmadan geçen ve aynı yük kaybını oluşturan hayali bir debidir. İzafi debi, borudan dağıtılacak gerçek debinin; eğer boru uç debisi sıfır ise 0.577, uç debi sıfır değilse yani bu borudan mansap taraftaki başka borular beslenmekte ise 0.55 ile çarpılmasıyla elde edilir. 9. sütuna her borunun uç debisi yazılır. Uç debi, bu borudan beslenen boruların gerçek debileridir. Baş debisi ise bu borudan abonelere verilecek dağıtma debisi (izafi debi değil) ile mansaptaki diğer boruların dağıtma debileri toplamıdır ve 10. sütuna yazılır. 11. sütuna yangın debisi ve 12. sütuna varsa borudan geçiş yapan özel debidir. Örnekte 8 L/s özel debi H-A ve AB borularını takibederek B noktasından şebekeyi terk ettiğinden hidrolik hesaplarda özel debi ilave edilmiştir. Yangın debisi ise nüfusa göre her boru için ilave edilmektedir. Her boruda tek bir yangın debisi ilave edilmelidir. Takibeden boruların yangın debileri ayrıca ilave edilmez. 13. sütuna ise hidrolik hesaplara esas olan hesap debileri yazılır. Hesap debisi, izafi debi, uç debisi, yangın ve özel debilerin toplamıdır. 14, 15, 16 ve 17. sütunlar boruların hidrolik karakteristiklerini göstermektedir. 14. sütuna hesap debisini uygun bir hızda (0.6-1.2 m/s) geçirebilecek standart çaplı boru seçilerek yazılır. 15. sütuna seçilen boruda hesap debisi geçtiğinde boru birim uzunluğunda oluşacak hidrolik (piyezometre) eğimi (m/m veya m/km olarak) yazılır. 16. sütuna, 2. ve 15 sütunların (boru uzunluğu ile hidrolik eğim) çarpılmasıyla boru boyunca meydana gelen toplam yük kaybı yazılır. 17. sütuna hesap debisinde boru içinde oluşacak gerçek akım hızı aktarılır. 18. ve 19. sütuna borunun başındaki ve sonundaki yani düğüm noktalarındaki boru eksen kotları yazılır. Hazneden başlayarak depe krepin kotundan (minimum su alma kotu) boru boyunca meydana gelen toplam yük kayıpları çıkarılarak her bir düğüm noktasındaki piyezometre kotu 20. ve 21. sütunlara yazılır. Örneğin B düğüm noktasında piyezometre çizgisi kotunu bulmak için, depo krepin kotundan H-A ve AB borularında meydana gelen 0.25 ve 1.52 m çıkarılarak 56.48 m bulunur. Her düğüm noktasında oluşan piyezometre çizgisi kotlarından boru eksen kotu

ıkarılarak, düğüm noktalarındaki hesap debisinde oluşacak işletme başınları bulunur ve 22 ve 23. sütunlara yazılır.

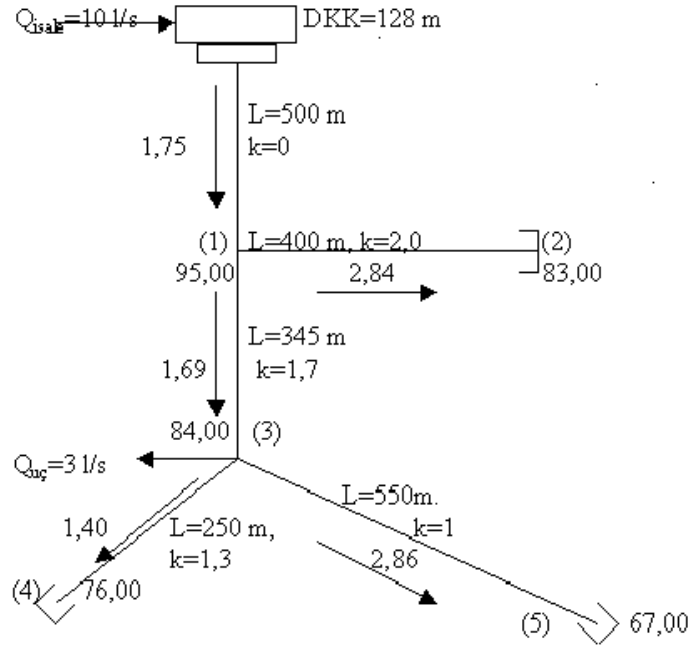
Çizelge 6.4. Örnek 6.3. için Ölü noktalar metoduna göre şebeke hesap tablosu.

| Boru no | Boru boyu (m) | Yoğunluk katsayısı (m) | İzafi boy $L_i$ (m) | Birim boyda dağıtılan debi ( $q_{birim}$ )      | Boruda dağıtılan debi ( $Q_{dağ}$ ) | İzafi debi $Q_i=0.55Q_d$ (L/s) | İzafi debi $Q_i=0.577Q_d$ (L/s) | Uç debi $Q_{uç}$ (L/s) | Baş debi $Q_{baş}=Q_d+Q_{uç}$ (L/s) | $Q_{yangın}$ (L/s) |
|---------|---------------|------------------------|---------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1       | 2             | 3                      | 4                   | 5                                               | 6                                   | 7                              | 8                               | 9                      | 10                                  | 11                 |
| CD      | 1000          | 1.0                    | 1000                | 0.0298                                          | 29.8                                | -                              | 17.2                            | 0.00                   | 29.8                                | 5                  |
| AC      | 500           | 1.5                    | 750                 | 0.0298                                          | 22.4                                | 12.2                           | -                               | 29.8                   | 52.2                                | 5                  |
| BD      | 550           | 1                      | 550                 | 0.0298                                          | 16.4                                | -                              | 9.5                             | 0.00                   | 16.4                                | 5                  |
| AB      | 800           | 1.5                    | 1200                | 0.0298                                          | 35.8                                | 19.7                           | -                               | 16.4                   | 52.2                                | 5                  |
| HA      | 100           | 0                      | 100                 | $\sum L_i = 3500$ m ve $q_{birim}=0.0298$ L/s.m |                                     |                                |                                 | 104.4                  | 104.4                               | 10                 |

| Özel debi (L/s) | $Q_{hes}=C+Q_y+Q_{\phi}$ (L/s) | $\phi$ (mm) | J m/km | JL (m) | V (m/s) | Boru eksen kotu (m) |       | Piyezometre çizgisi kotu (m) |       | İşletme Basıncı (m) |       |
|-----------------|--------------------------------|-------------|--------|--------|---------|---------------------|-------|------------------------------|-------|---------------------|-------|
|                 |                                |             |        |        |         | Başta               | Sonda | Başta                        | Sonda | Başta               | Sonda |
| 12              | 13                             | 14          | 15     | 16     | 17      | 18                  | 19    | 20                           | 21    | 22                  | 23    |
| -               | 22.2                           | 200         | 3.4    | 3.4    | 0.71    | 32                  | 30    | 55.79                        | 52.39 | 23.79               | 22.39 |
| -               | 47.10                          | 250         | 4.42   | 2.21   | 0.96    | 38                  | 32    | 58.0                         | 55.79 | 20.0                | 23.79 |
| -               | 14.5                           | 150         | 6.1    | 3.34   | 0.82    | 35                  | 30    | 56.48                        | 53.14 | 21.48               | 23.14 |
| 8               | 49.1                           | 300         | 1.9    | 1.52   | 0.71    | 38                  | 35    | 58.0                         | 56.48 | 20.0                | 21.48 |
| 8               | 122                            | 400         | 2.5    | 0.25   | 0.97    | 45                  | 38    | 58.25                        | 58.0  | 16.25               | 20.00 |

Not: Boru eksen kotu olarak zemin kotları alınmıştır.

**Örnek 6.4:** Şekil 6.15’de font boru kullanılacak olan bir dal şebeke sistemine isaleden 10 L/s debi gelecektir. Ayrıca (3) nolu düğüm noktasından 3 L/s’lik özel debi verilecektir. Depo krepin kotu, sokak uzunlukları, nüfus yoğunlukları ve düğüm noktalarındaki boru eksen kotları şekil üzerinde verilmişlerdir. Buna göre şebekeye ait tüm boruları boyutlandırarak, düğüm noktalarındaki işletme basınçlarını bulunuz.



Şekil 6.15. Dal şebeke örneği

**Çözüm :** D-1 borusu şebeke ana borusu olup üzerinden su verilmeyecektir. Önce şebekede dağıtılacak debiyi bulalım.

$Q_{şeb.dağ} = 1.5 \times Q_{isale} = 1.5 \times 10 = 15 \text{ L/s}$ . Daha sonra şebekeyi üniform debi sağlanacak şekilde izafi hale dönüştürerek birim boyda dağıtılacak debiyi bulalım.

$$\sum L'_i = 2.0 \times 400 + 1.7 \times 345 + 1.3 \times 250 + 1.0 \times 550 = 2261.5 \text{ m ,}$$

$$q_{birim} = \frac{Q_{şeb.dağ}}{\sum L'_i} = \frac{15}{2261.5} = 6.63 \times 10^{-3} \text{ L/s.m}$$

Birim boy debisini tayin ettikten sonra her bir borunun kendi abonelerine vereceği debileri için izafi debiyi  $Q_i = 0.55 Q_{dağ.ken}$  bağıntısından bulduktan sonra her bir boru için hesap debisini,  $Q_{hesap} = Q_{izafi.kendisi} + Q_{uç} + Q_{yanga} + Q_{özel}$  bağıntısından tayin edelim. Yapılan hesaplar Çizelge 6.7 de görülmektedir. Örneğin 1-3 borusunu dikkate alırsak, bu boru kendi bölgesine 3.89 L/s’lik bir debi temin edecektir. Ancak bu debi boru boyunca dağıtılacağından 0,55 ile çarpılarak izafi debiye dönüştürülmesi gerekir. 1-3 borusu bu debi ile birlikte 3-4 ve 3-5 borularının dağıtacağı debileri de sağlayacak ve bu boruların dağıtacağı debiler 1-3 borusunun uç debileri olacaktır.

Ayrıca her bir şebeke borusuna 2.5 L/s yangın debisi ve 3 noktasından da 3 L/s'lik özel debi temin edilecektir. Dolayısıyla, bu borunun hesap debisi  $Q_{\text{hesap}}=2.14+(3.65+2.16)+2.5+3=13.45$  L/s olacaktır. Boyutlandırmada font şebeke boruları için verilen Prandtl-Colebrook abakları ( $k=0.4$  mm için) kullanılırsa bu hat için  $\phi 150$  mm çaplı boru seçildiğinde bu çaptaki boru hesap debisini  $V=0.77$  m/s'lik hız ve  $J=5.2 \times 10^{-3}$  m/m' lik piyezometrik (hidrolik) eğimde taşıyacaktır. Boru uzunluğu 345 m olduğuna göre 1-3 borundaki yük kaybı  $JL=5.2 \times 10^{-3} \times 345=1.79$  m olacaktır. Tüm borular bu şekilde boyutlandırıldıktan ve meydana gelecek yük kayıpları belirlendikten sonra depodan başlayarak Depo Krepin Kotundan yük kayıpları çıkarılarak piyezometre çizgisi kotları, piyezometre çizgisi kotundan boru eksen kotları çıkarılarak işletme basınçları tayin edilir. 1 noktasındaki piyezometre çizgisi kotu  $=DKK-\Delta H_{D-1}=128-1.75=126.25$  m ve işletme basıncı  $=126.25-95.0= 31.25$  m elde edilmiştir. Tablo incelendiğinde bütün düğüm noktalarındaki basıncın arzu edilen minimum basınçtan büyük olduğu görülür.

#### Örnek 6.4. Hesap Tablosu

| Sokak Adı | Boru boyu | Yoğ. kat. (k) | İzafi Boy (l') | Birim debi (q) $10^{-3}$ | Dağıt. debisi ( $Q_{\text{dağ}}$ ) | İzafi Debi ( $Q_i$ ) | Uç debi ( $Q_{\text{uç}}$ ) | Yan. Deb. ( $Q_y$ ) | Özel debi ( $Q_{\text{öz}}$ ) |
|-----------|-----------|---------------|----------------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------------|---------------------|-------------------------------|
|           | m         |               | m              | L/s.m                    | L/s                                | L/s                  | L/s                         | L/s                 | L/s                           |
| 1         | 2         | 3             | 4              | 5                        | 6                                  | 7                    | 8                           | 9                   | 10                            |
| 3-5       | 550       | 1.0           | 550            | 6.63                     | 3.65                               | 2.0                  | ---                         | 2.5                 | ---                           |
| 3-4       | 250       | 1.3           | 325            | ---                      | 2.16                               | 1.19                 | ---                         | 2.5                 | ---                           |
| 1-3       | 345       | 1.7           | 586.5          | ---                      | 3.89                               | 2.14                 | 5.81                        | 2.5                 | 3.0                           |
| 1-2       | 400       | 2.0           | 800            | ---                      | 5.31                               | 2.92                 | --                          | 2.5                 | ---                           |
| D-1       | 500       | 0.0           | --             | --                       | --                                 | --                   | 15.0                        | 5.0                 | 3.0                           |

| Hesap debisi ( $Q_h$ ) | Boru Çapı (D) | Hız (V) | Piyezometre Eğim (J). $10^{-3}$ | Yük Kaybı (JL) | Boru Eksen Kotu |       | Piyezometre Çizgisi Kotu |        | İşletme Basıncı |       |
|------------------------|---------------|---------|---------------------------------|----------------|-----------------|-------|--------------------------|--------|-----------------|-------|
|                        |               |         |                                 |                | Başta           | Sonda | Başta                    | Sonda  | Başta           | Sonda |
| 13                     | 12            | 13      | 14                              | 15             | 16              | 17    | 18                       | 19     | 20              | 21    |
| L/s                    | mm            | m/s     | m/m                             | m              | m               | m     | m                        | m      | m               | m     |
| 4.50                   | 100           | 0.57    | 5.2                             | 2.86           | 84.00           | 67.00 | 124.46                   | 121.70 | 40.46           | 54.60 |
| 3.69                   | 100           | 0.47    | 3.48                            | 0.87           | 84.00           | 76.00 | 124.46                   | 123.69 | 40.46           | 47.59 |
| 13.45                  | 150           | 0.77    | 5.2                             | 1.79           | 95.00           | 84.00 | 126.25                   | 124.46 | 31.25           | 40.46 |
| 5.42                   | 100           | 0.69    | 7.1                             | 2.84           | 95.00           | 83.00 | 126.25                   | 123.41 | 31.25           | 40.41 |
| 23.00                  | 200           | 0.73    | 3.5                             | 1.75           | 128.00          | 95.00 | 128.00                   | 126.25 | ---             | 31.25 |

**Örnek 6.5:** Şekildeki bir gözlü şebeke 10000 nüfuslu bir kasabaya su dağıtacaktır. Kasabada kişi başı maksimum günlük su tüketimi 150 l/NG'dir. Boru uzunlukları ve sokakların nüfus yoğunlukları şekil üzerinde verilmiştir. Şebekenin D noktasından bir sanayi tesisinin 20 L/s'lik özel ihtiyacı da karşılanacaktır. Hardy-Cross Yüklerin Dengelemesi ve ölü nokta metotlarını kullanarak şebekeyi boyutlandırınız ve birbirleriyle karşılaştırınız. Boyutlandırma için Hazen-Williams bağıntısı kullanılacak ve  $C=120$  alınacaktır. Kullanılacak standart boru çapları  $\phi 100$ , 125, 150, 175, 200, 250 ve 300 mm'dir ( $V = 0.85CR^{0.63}J^{0.54}$ )

Çözüm : Önce şebekede dağıtılacak toplam debiyi, izafi boru boylarını, birim boyda dağıtılacak debileri, her bir boruda dağıtılacak debileri ve her düğüm noktalarındaki debilerini bulalım.

Şebekede dağıtılacak toplam debi

$$Q_{şeb.dağ} = \frac{N \cdot mak q_{mak}}{86400} = \frac{10000 \times 1.5 \times 150}{86400} = 26 \text{ lt/s,}$$

İzafi boru boyları toplamı,

$\sum L' = \sum k_i L_i = 2.0 \times 450 + 1.5 \times 300 + 1.0 \times 350 + 2.0 \times 450 = 2600 \text{ m}$  ve birim boyda dağıtılacak debi,

$$q_{birim} = \frac{Q_{dağ}}{\sum L'} = \frac{26}{2600} = 0.01 \text{ lt/s.m bulunur. Her bir borudan abonelere dağıtılacak debi,}$$

AB borusu;  $Q_{AB} = qL' = 0.01 \times 2.0 \times 450 = 9.0 \text{ L/s,}$

BD borusu;  $Q_{BD} = 0.01 \times 1.5 \times 300 = 4.5 \text{ L/s,}$

AC borusu;  $Q_{AC} = 0.01 \times 1.0 \times 350 = 3.5 \text{ L/s,}$

CD borusu;  $Q_{CD} = 0.01 \times 2.0 \times 450 = 9.0 \text{ L/s,}$

Her bir borudan çekilecek debilerin, yarısının borunun başından kalan yarısının da sonundan çekildiği (düğüm noktalarından) varsayıldığından düğüm noktalarından çıkan debiler,

A düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AB} + Q_{AC}) = 0.5(9.0 + 3.5) = 6.25 \text{ L/s,}$

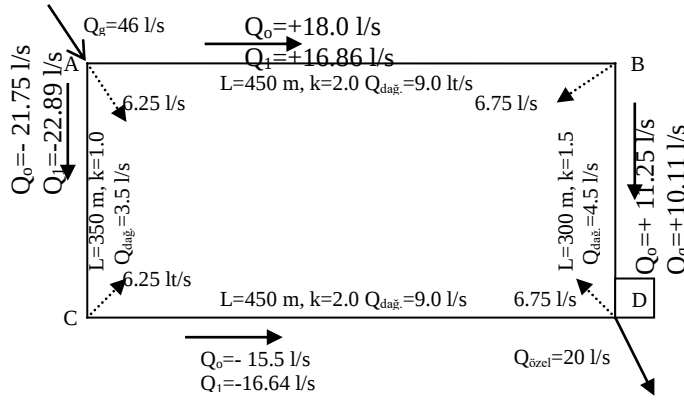
B düğüm noktasından;  $0.5(Q_{BD} + Q_{AB}) = 0.5(4.5 + 9.0) = 6.75 \text{ L/s,}$

C düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AC} + Q_{CD}) = 0.5(3.5 + 9.0) = 6.25 \text{ L/s,}$

D düğüm noktasından;  $0.5(Q_{CD} + Q_{BD}) = 0.5(9.0 + 4.5) = 6.75 \text{ L/s,}$

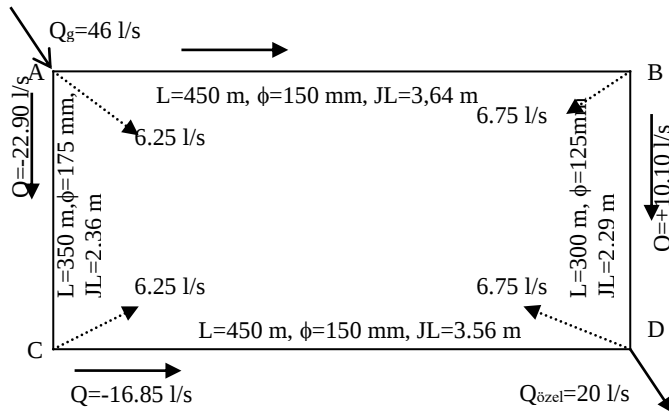
bulunur. D noktasından alınacak özel debinin 11 L/s'lik kısmının ACD kolundan, 9 L/s'lik kısmının ABD kolundan taşınacağı başlangıçta kabul edilirse düğüm noktalarına giren ve çıkan debiler şekilde verildiği gibi oluşur. Yani şebekeye giren toplam 46 L/s'lik debinin 6.25 L/s'lik kısmı A düğüm noktasından AB ve AC borularının ihtiyacı olarak çıktıktan sonra 18.0 L/s'lik kısmı AB borusundan 21.75 L/s'lik kısmı da AC borusundan devam edecektir. Saat ibresi yönünde debiler (+), tersi yönündekiler (-) işaretli alınmıştır. Şekildeki debi dağılımına göre yapılan hesaplar tabloda verilmiştir. Hesaplarda borudaki hız seçilen boru çapına göre süreklilik denkleminde, enerji çizgisi eğimi (piyezometrik eğim) Hazen-Williams denkleminde (seçilen çapa göre oluşan hıza göre) belirlenmiştir. Çap seçerken dikkat edilecek husus hızın 0.6-1.2 m/s civarında olmasıdır. Seçilen tahmini debilere göre 1. adımda ABD kolundaki yük kaybı, ACD kolundaki yük kaybından daha fazla oluşmuştur. Yani, ABD koluna daha fazla debi verilmiştir.

Dolayısıyla, birinci sına sonucunda ABD kolunun debisini  $q_0=1.14$  L/s azaltırken diğer koldaki debiyi aynı miktar arttırmak gerekir. Bu yapıldığı takdirde kollar arasındaki yük kaybı aynı çaplı borular için 0.01 m'ye kadar düşmektedir.



| İLK TAHMİN |               |                |                                                                                                       |             |             |                     |           |                |
|------------|---------------|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|---------------------|-----------|----------------|
| Boru No    | Boru Boyu (m) | Boru Çapı (mm) | $Q_0$ (L/s)                                                                                           | $V_0$ (m/s) | $J_0$ (m/m) | $H_0 = J_0 \cdot L$ | $H_0/Q_0$ | Hata $q_0$ L/s |
| AB         | 450           | 150            | +18.00                                                                                                | 1.02        | 0.00914     | +4.11               | 0.228     | -1.14          |
| AC         | 350           | 175            | -21.75                                                                                                | 0.90        | 0.00613     | -2.15               | 0.099     | -1.14          |
| CD         | 450           | 150            | -15.50                                                                                                | 0.88        | 0.00693     | -3.12               | 0.201     | -1.14          |
| BD         | 300           | 125            | +11.25                                                                                                | 0.92        | 0.0093      | +2.79               | 0.248     | -1.14          |
|            |               |                | $\sum H_0 = +1.63, \sum \frac{H_0}{Q_0} = 0.776 \quad q_1 = -\frac{+1.63}{1.85 \times 0.776} = -1.14$ |             |             |                     |           |                |
|            |               |                | $L/s > 0.4$ L/s                                                                                       |             |             |                     |           |                |

| 1.AŞAMA DÜZELTME |               |                |                                                                                                                  |             |             |                     |           |                |                   |
|------------------|---------------|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|---------------------|-----------|----------------|-------------------|
| Boru No          | Boru Boyu (m) | Boru Çapı (mm) | $Q_1$ (L/s)                                                                                                      | $V_1$ (m/s) | $J_1$ (m/m) | $H_1 = J_1 \cdot L$ | $H_1/Q_1$ | Hata $q_1$ L/s | Nihai Debiler L/s |
| AB               | 450           | 150            | +16.86                                                                                                           | 0.95        | 0.0081      | +3.64               | 0.216     | -0.007         | 16.85             |
| AC               | 350           | 175            | -22.89                                                                                                           | 0.95        | 0.0067      | -2.36               | 0.103     | -0.007         | 22.90             |
| CD               | 450           | 150            | -16.64                                                                                                           | 0.94        | 0.0079      | -3.56               | 0.214     | -0.007         | 16.65             |
| BD               | 300           | 125            | +10.11                                                                                                           | 0.82        | 0.0076      | +2.29               | 0.226     | -0.007         | 10.10             |
|                  |               |                | $\sum H_1 = +0.01, \sum \frac{H_1}{Q_1} = 0.759 \quad q_2 = -\frac{+0.01}{1.85 \times 0.759} = -0.007 < 0.4$ L/s |             |             |                     |           |                |                   |



Bu sonuca göre özel debinin 7.90 L/s'si ABD hattından, 12.10 L/s'si ACD hattından D noktasına iletilmektedir.

Şimdi aynı şebekeyi ölü nokta metoduna göre çözelim. Yukarıdaki örnekten şebekede dağıtılacak toplam debi, izafi boru boyları toplamı ve birim izafi boy debisi sırasıyla  $Q_{dağ}=26$  L/s,  $\sum L'_i = 2600$  m ve  $q=0.01$  L/s.m'dir. D noktasını ölü nokta olarak seçelim ve özel debileri Hardy-Cross metodunda belirlendiği gibi hatlara ayrı ayrı verelim. Hesaplarda yangın debisini göz önüne almayalım. Buna göre her bir borudaki hesap debilerini bulup, çapları tayin edelim.

#### C-D BORUSU :

Ölü nokta D noktası olarak seçilirse bu noktada debi sıfır olduğundan boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. özel debi 12.10 L/s olduğuna göre, boru hesap debisi,

$$Q_{C-D} = Q_{uç} + Q_{itibari} + Q_{yangın} + Q_{özel} = 0 + 0.577 \times 0.01 \times 2.0 \times 450 + 0 + 12.10 = 17.30 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boruyu  $\phi 150$  mm çapında seçelim. Bu durumda süreklilik denkleminde hız  $V=0.98$  m/s ve Hazen-Williams denkleminde hidrolik (piyezometrik) eğim  $J=0.0084$  m/m ve yük kaybı,  $JL = 0.0084 \times 450 = 3.80$  m olur.

#### AC BORUSU:

Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden C ucundaki debi CD borusunda dağıtılacak debidir ve boruda yamuk debi dağılımı söz konusudur ve boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.55 ile çarpılmalıdır. Özel debinin 12.10 L/s'lik kısmı bu borudan iletildiğine göre boru hesap debisi,

$$Q_{A-C} = 9 + 0.55 \times 0.01 \times 1.0 \times 350 + 0 + 12.10 = 23.03 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boru  $\phi 175$  mm çapında seçilirse,  $V=0.96$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=0.00677$  m/m ve yük kaybı,  $JL = 0.00677 \times 350 = 2.37$  m olur.

#### BD BORUSU:

Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden noktada debi sıfırdır ve boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.577 ile çarpılmalıdır. BD borusundan özel debinin 7.90 L/s'lik kısmı taşınacağından boru hesap debisi,

$$Q_{B-D} = Q_{uç} + Q_{itibari} + Q_{yangın} + Q_{özel} = 0 + 0.577 \times 0.01 \times 1.5 \times 300 + 0 + 7.90 = 10.50 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boruyu  $\phi 125$  mm  $\phi$ apında seçelim. Bu durumda hız  $V=0.86$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=0.0081$  m/m ve yük kaybı,  $JL = 0,0081 \times 300 = 2.44$  m olur.

AB BORUSU : Ölü nokta D noktası olarak seçildiğinden B noktasındaki uç debi BD borusunda dağıtılacak debidir ve boruda yamuk debi dağılımı söz konusudur ve boruda dağıtılacak debi, itibari debiye dönüştürülürken 0.55 ile çarpılmalıdır. Özel debi 7.90 L/s olduğuna göre boru hesap debisi,

$$Q_{A-B} = 4.5 + 0.55 \times 0.01 \times 2.0 \times 450 + 0 + 7.90 = 17.35 \text{ L/s}$$

bulunur. Bu boru  $\phi 150$  mm  $\phi$ apında seçilirse,  $V=0.98$  m/s ve hidrolik (piyezometrik) eğim,  $J=0.0085$  m/m ve yük kaybı,  $JL = 0.0085 \times 450 = 3.82$  m olur.

**Dengeleme:** Eğer Hardy-Cross metodundaki gibi AC borusu  $\phi 175$ , CD borusu  $\phi 150$ , BD borusu  $\phi 125$  ve AB borusu  $\phi 150$  mm seilirlerse, D noktasına su kulesinden itibaren her iki koldan gelindiğinde yük kayıpları farkı;

$$|(\Delta h_{AC} + \Delta h_{CD}) - (\Delta h_{AB} + \Delta h_{BD})| < 1 \text{ m olmalıdır. Buna göre,}$$

$$|(2.37 + 3.80) - (2.44 + 3.82)| = |-0.09| < 1$$

olduğundan dengeleme sağlanır. İki metot arasındaki çok önemli bir fark olmadığı görölmektedir.

**Örnek 6.6 :** Şekildeki iki gözlü şebeke 16500 nüfuslu bir şehre su dağıtacaktır. Kasabada kişi başı maksimum günlük su tüketimi 200 l/NG'dir. Boru uzunlukları ve sokakların nüfus yoğunlukları şekil üzerinde verilmiştir. Hardy-Cross debi düzeltilmesi yoluyla yüklerin dengelenmesi metodunu kullanarak, D ve F düğümlerinde yükleri dengeleyecek şekilde şebekeyi boyutlandırınız. Boyutlandırma için Darcy-Weisbach bağıntısı kullanılacak ve tüm borularda  $\lambda=0.02$  alınacaktır. Kullanılacak standart boru  $\phi$ apları  $\phi 75$ , 100, 125, 150, 175, 200, 250 ve 300 mm'dir.

**Çözüm :** Önce şebekede dağıtılacak toplam debiyi, izafi boru boylarını, birim boyda dağıtılacak debileri, her bir borudaki dağıtılacak debileri ve her düğüm noktalarındaki debilerini bulalım.

Şebekede dağıtılacak toplam debi,

$$Q_{şeb.dağ} = \frac{N \times m \times q_{mak}}{86400} = \frac{16500 \times 1.5 \times 200}{86400} = 57.29 \text{ L/s bulunur. İtibari boru boyları toplamı,}$$

$$\Sigma L_i' = \sum k_i \cdot L_i = 1.5 \times 500 + 1.0 \times 250 + 1.5 \times 200 + 1.0 \times 600 + 1.5 \times 300 + 1.0 \times 400 + 1.5 \times 700 = 3800 \text{ m}$$

ve birim boyda dağıtılacak debi,

$$q_{birim} = \frac{Q_{ş.e.dağ}}{\sum L'} = \frac{57.29}{3800} = 0.015 \text{ L/s.m bulunur. Her bir borudan abonelere dağıtılacak debi,}$$

AB borusu;  $Q_{AB}=qL'=0.015 \times 1.5 \times 500=11.31 \text{ L/s,}$

BD borusu;  $Q_{BD}=0.015 \times 1.0 \times 250=3.77 \text{ L/s,}$

AC borusu;  $Q_{AC}=0.015 \times 1.5 \times 200=4.52 \text{ L/s,}$

CD borusu;  $Q_{CD}=0.015 \times 1.0 \times 600=9.05 \text{ L/s,}$

DF borusu;  $Q_{AB}=0.015 \times 1.0 \times 400=6.03 \text{ L/s,}$

CE borusu;  $Q_{AB}=0.015 \times 1.5 \times 300=6.78 \text{ L/s,}$

EF borusu;  $Q_{AB}=0.015 \times 1.5 \times 700=15.83 \text{ L/s,}$

Her bir borudan çekilecek debilerin, yarısının borunun başından kalan yarısının da sonundan çekildiği (düğüm noktalarından) varsayıldığında düğüm noktalarından çıkan debiler,

A düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AB}+Q_{AC})=0.5(11.31+4.52)=7.92 \text{ L/s,}$

B düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AB}+Q_{BD})=0.5(11.31+3.77)=7.54 \text{ L/s,}$

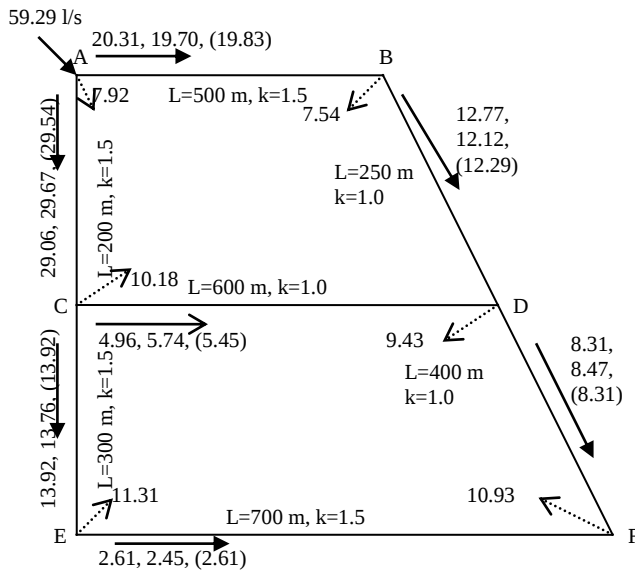
C düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AC}+Q_{CD}+Q_{CE})=0.5(4.52+9.05+6.78)=10.18 \text{ L/s,}$

D düğüm noktasından;  $0.5(Q_{BD}+Q_{CD}+Q_{DF})=0.5(3.77+9.05+6.03)=9.43 \text{ L/s,}$

E düğüm noktasından;  $0.5(Q_{CE}+Q_{EF})=0.5(6.78+15.83)=11.31 \text{ L/s,}$

F düğüm noktasından;  $0.5(Q_{EF}+Q_{DF})=0.5(15.83+6.03)=10.93 \text{ L/s,}$

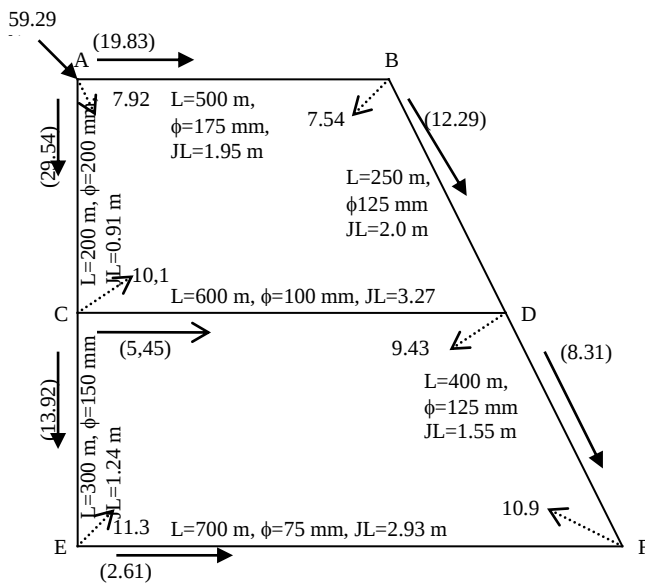
bulunur. İlk tahminde A düğüm noktasından giren 57.29 L/s'lik debinin 20.31 L/s'lik kısmının AB borusuna, 29.06 L/s'lik kısmının AC borusuna geri kalanında AB ve AC borularından çekilecek debilerin yarısı olduğu (7.92 L/s) ve A düğümünden alındığı varsayılırsa başlangıç için oluşan debi dağılımları şekildeki gibi oluşacaktır. Saat ibresi yönünde debiler (+), tersi yönündekiler (-) işaretli alınmıştır.



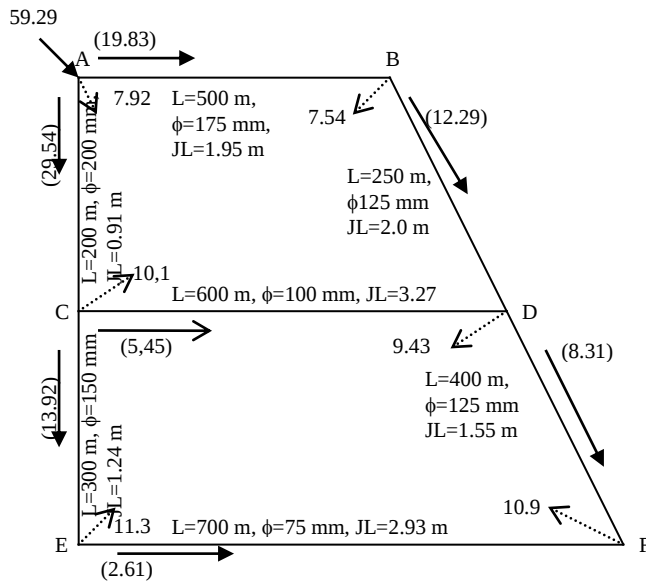
Şekildeki debi dağılımına göre yapılan hesaplar tabloda verilmiştir. Hesaplarda borudaki hız seçilen boru çapına göre süreklilik denkleminde, enerji çizgisi eğimi (piyezometrik eğim) Darcy denkleminde,

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} = \frac{0.02 V^2}{19.62 D} = 1.0194 \times 10^{-3} V^2 / D \text{ (m/m)}$$

olarak alınmıştır( seçilen çapa göre oluşan hızla göre) belirlenmiştir. Çap seçerken hızın 0.6-1.2 m/s civarında olmasına dikkat edilmiştir. Hesaplar tabloda verilmiştir. Tabloda 1. kolonda boru adları, 2. kolonda boru uzunlukları, 3. kolonda hız kriterleri dikkate alınarak standart çaplar seçilmiştir. 4. kolonda ilk tahmini debiler 5. kolonda bu debilerde seçilen çaplar için boruda oluşacak hızlar oluşturulmuştur. 6. kolonda oluşan hızlar ve çaplara göre Darcy-Weisbach denkleminde bulunan piyezometrik eğimler yazılmış ve bunlar boru uzunlukları ile çarpılarak borularda oluşan yük kayıpları bulunarak 7. kolona yazılmıştır. 8. kolona yük kaybı/debi oranı yazılmıştır. 7. ve 8. kolonların toplamlarından düzeltme debileri tayin edilmiştir. Darcy denklemi kullanıldığından r boru parametresi 2 alınmıştır. Düzeltme debileri 9. kolona yazılmıştır. CD borusu her iki gözde ortak boru olduğundan düzeltme debisi her iki gözdeki düzeltme miktarları dikkate alınarak belirlenmiştir. CD borusu 1. gözde saat ibresi yönünde ve pozitif, 2. gözde saat ibresine ters yönde olduğundan negatif işaretli olarak alınmış ve toplanmıştır. Yani CD borusunun ilk dengeleme sonucunda düzeltilmiş debisi 1. Göz için  $-4.96 + (-0.614) - (+0.162) = 5.74$  L/s ve 2. Göz için  $+4.96 + (+0.162) - (-0.614) = 5.74$  L/s olacaktır. Seçilen tahmini debilere göre 1. adımda 2. gözdeki düzeltme debisi limitler arasında kalmasına rağmen ( $q < 0.4$  L/s) 1. gözde bu şart sağlanamadığından düzeltilmiş debilere göre hesaplar tekrarlanmıştır. 2. iterasyon sonucunda tahkik sağlanmış ve nihai debiler son kolonda oluşturulmuştur.

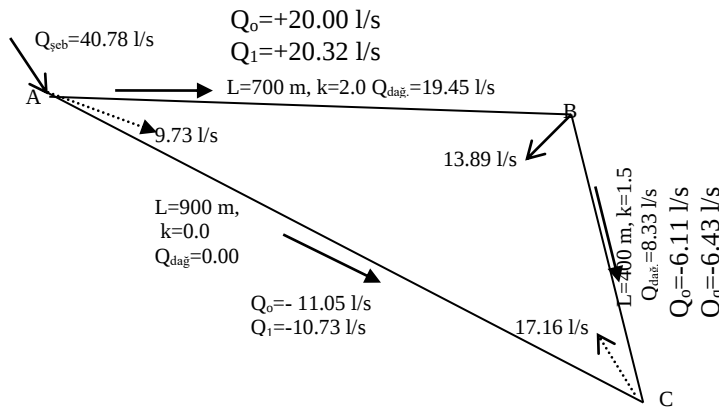


| Boru    |               |                | İLK TAHMİN                                                                                                                              |                    |                      |                                    |                                |                          |               |
|---------|---------------|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------------|--------------------------------|--------------------------|---------------|
| Boru No | Boru boyu (m) | Boru çapı (mm) | Q <sub>0</sub> (L/s)                                                                                                                    | V <sub>0</sub> m/s | J <sub>0</sub> (m/m) | H <sub>0</sub> = J <sub>0</sub> .L | H <sub>0</sub> /Q <sub>0</sub> | Hata q <sub>0</sub> L/s  |               |
| AB      | 500           | 175            | +20.31                                                                                                                                  | 0.84               | 0.00415              | +2.08                              | 0.102                          | -0.614                   |               |
| BD      | 250           | 125            | +12.77                                                                                                                                  | 1.04               | 0.00883              | +2.21                              | 0.173                          | -0.614                   |               |
| AC      | 200           | 200            | -29.06                                                                                                                                  | 0.93               | 0.00436              | -0.87                              | 0.030                          | -0.614                   |               |
| CD      | 600           | 100            | -4.96                                                                                                                                   | 0.63               | 0.00407              | -2.44                              | 0.492                          | -0.614-(+0.162)          |               |
|         |               |                | $\Sigma H_o = +0.98, \Sigma \frac{H_o}{Q_o} = 0.797 \quad q_o = -\frac{+0.98}{2.0 \times 0.797} = -0.614 \text{ L/s} > 0.4 \text{ L/s}$ |                    |                      |                                    |                                |                          |               |
| CD      | 600           | 100            | +4.96                                                                                                                                   | 0.63               | 0.00407              | +2.44                              | 0.492                          | +0.162-(0.614)           |               |
| DF      | 400           | 125            | +8.31                                                                                                                                   | 0.68               | 0.00373              | +1.49                              | 0.180                          | +0.162                   |               |
| CE      | 300           | 150            | -13.92                                                                                                                                  | 0.79               | 0.00422              | -1.27                              | 0.091                          | +0.162                   |               |
| EF      | 700           | 75             | -2.61                                                                                                                                   | 0.59               | 0.00474              | -3.32                              | 1.27                           | +0.162                   |               |
|         |               |                | $\Sigma H_o = -0.66, \Sigma \frac{H_o}{Q_o} = 2.035 \quad q_o = -\frac{-0.66}{2.0 \times 2.035} = +0.162 \text{ L/s} < 0.4 \text{ L/s}$ |                    |                      |                                    |                                |                          |               |
| Boru    |               |                | İLK DENGEME                                                                                                                             |                    |                      |                                    |                                |                          |               |
| Boru No | Boru Boyu m   | Boru Çapı mm   | Q <sub>1</sub> (lt/s)                                                                                                                   | V <sub>1</sub> m/s | J <sub>1</sub>       | H <sub>1</sub> = J <sub>1</sub> .L | H <sub>1</sub> /Q <sub>1</sub> | Hata Q <sub>1</sub> lt/s | Nihai Debiler |
| AB      | 500           | 175            | +19.70                                                                                                                                  | 0.82               | 0.00391              | +1.95                              | 0.099                          | +0.133                   | 19.83         |
| BD      | 250           | 125            | +12.16                                                                                                                                  | 0.99               | 0.00801              | +2.00                              | 0.165                          | +0.133                   | 12.29         |
| AC      | 200           | 200            | -29.67                                                                                                                                  | 0.94               | 0.00455              | -0.91                              | 0.031                          | +0.133                   | 29.54         |
| CD      | 600           | 100            | -5.74                                                                                                                                   | 0.73               | 0.00544              | -3.27                              | 0.569                          | +0.133-(-0.16)           | 5.45          |
| 1. GÖZ  |               |                | $\Sigma H_1 = -0.23, \Sigma \frac{H_1}{Q_1} = 0.864 \quad q_1 = -\frac{-0.23}{2.0 \times 0.864} = +0.133 \text{ L/s} < 0.4 \text{ L/s}$ |                    |                      |                                    |                                |                          |               |
| CD      | 600           | 100            | +5.74                                                                                                                                   | 0.73               | 0.00544              | +3.27                              | 0.569                          | -0.16-(+0.133)           | 5.45          |
| DF      | 400           | 125            | +8.47                                                                                                                                   | 0.69               | 0.00388              | +1.55                              | 0.183                          | -0.160                   | 8.31          |
| CE      | 300           | 150            | -13.76                                                                                                                                  | 0.78               | 0.00412              | -1.24                              | 0.090                          | -0.160                   | 13.92         |
| EF      | 700           | 75             | -2.45                                                                                                                                   | 0.55               | 0.00418              | -2.93                              | 1.194                          | -0.160                   | 2.61          |
| 2. GÖZ  |               |                | $\Sigma H_1 = +0.65, \Sigma \frac{H_1}{Q_1} = 2.036 \quad q_1 = -\frac{+0.65}{2.0 \times 2.036} = -0.160 \text{ L/s} < 0.4 \text{ L/s}$ |                    |                      |                                    |                                |                          |               |



**Örnek 6.7:** Şekilde ABC vadisi boyunca boyuna yerleşen 8000 nüfuslu bir kasabanın içme suyu şebekesi boyutlandırılacaktır. Şebekenin işletme emniyeti için göz olarak teşkil edilmesi arzu edilmektedir. Kasabada kişi başı maksimum günlük su tüketimi 200 l/NG'dir. Boru uzunlukları ve sokakların nüfus yoğunlukları şekil üzerinde verilmiştir. Şebekede C düğüm noktasından 3 L/s özel debi alınacaktır. Hardy-Cross Yüklerin Dengelemesi ve ölü nokta metotlarını kullanarak şebekeyi boyutlandırınız. Boyutlandırma için Darcy-Weisbach bağıntısı kullanılacak ve  $\lambda=0.02$  alınacaktır. Kullanılacak standart boru çapları  $\phi 80, 100, 125, 150, 175, 200, 250$  ve  $300$  mm'dir.

**Çözüm :**



**Çözüm :** Önce şebekede dağıtılacak toplam debiyi, izafi boru boylarını, birim boyda dağıtılacak debileri, her bir borudaki dağıtılacak debileri ve her düğüm noktalarındaki debilerini bulalım. AC borusundan debi dağıtım yapılmadığından yani abonelere su verilmediğinden  $k=0$  alınacaktır.

Şebekede dağıtılacak toplam debi

$$Q_{şeb.dağ} = \frac{Nmakq_{mak}}{86400} = \frac{8000 \times 1.5 \times 200}{86400} = 27.78 \text{ L/s,}$$

Şebekeye giren toplam debi ise yangın ve özel debi dahil edilirse,

$$Q_{giren} = Q_{dağ} + Q_{yangın} + Q_{özel} = 27.78 + 10 + 3 = 40.78 \text{ L/s}$$

bulunur. İzafi boru boyları toplamı,

$$\sum L'_i = \sum k_i L_i = 2.0 \times 700 + 1.5 \times 400 + 0.0 \times 900 = 2000 \text{ m ve birim boyda dağıtılacak debi,}$$

$$q_{birim} = \frac{Q_{dağ}}{\sum L'_i} = \frac{27.78}{2000} = 0.01389 \text{ L/s.m bulunur. Her bir borudan abonelere dağıtılacak debi,}$$

AB borusu;  $Q_{AB}=qL'=0.01389 \times 2.0 \times 700=19.45 \text{ L/s}$ ,

BC borusu;  $Q_{BD}=0.01389 \times 1.5 \times 400=8.33 \text{ L/s}$  ve

AC borusu;  $Q_{AC}=0.01389 \times 0.0 \times 650=0.0 \text{ L/s}$

olur. Her bir borudan çekilecek debilerin, yarısının borunun başından kalan yarısının da sonundan çekildiği (düğüm noktalarından) varsayıldığından düğüm noktalarından çıkan debiler,

A düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AB}+Q_{AC})=0.5(19.45+0.00)=9.73 \text{ L/s}$ ,

B düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AB}+Q_{BC})=0.5(19.45+8.33)=13.89 \text{ L/s}$ ,

C düğüm noktasından;  $0.5(Q_{AC}+Q_{BC})=0.5(0.00+8.33)=4.17 \text{ L/s}$

bulunur. Özel debinin C düğüm noktasından, 10 L/s olarak şebekeye giren yangın debisinin ABC ve AC kollarında 5 L/s olarak eşit dağıldığı ve C düğüm noktasından sistemi terkettiği göz önüne alınırsa, düğüm noktalarına giren ve çıkan debiler şekilde verildiği gibi oluşur. Yani şebekeye giren toplam 40.78 L/s'lik debinin 9.73 L/s'lik kısmı A düğüm noktasından AB borusunun ihtiyacı olarak çıktıktan sonra 20 L/s'lik kısmı (5 L/s'lik kısmı yangın su ihtiyacı) AB borusundan, 11.05 L/s'lik kısmı da (5 L/s yangın ve 3 L/s özel debi olmak üzere) AC borusundan devam edecektir. C düğüm noktasından 10 L/s'lik yangın debisi ve özel debi ile birlikte BC borusunun ihtiyacının yarısında 17.16 L/s olarak bu düğümünden alındığı dikkat edilmelidir. Saat ibresi yönünde debiler (+), tersi yönündekiler (-) işaretli alınmıştır. Şekildeki debi dağılımına göre yapılan hesaplar tabloda verilmiştir. Hesaplarda seçilen boru çapına göre hız ve enerji çizgisi eğimi (piyezometrik eğim) Darcy-Weisbach eşitliğinden bulunmuştur. Çap seçerken dikkat edilecek husus hızın 0.6-1.2 m/s civarında olmasıdır. Seçilen tahmini debilere göre 1. adımda AC kolundaki yük kaybı, ABC kolundaki yük kaybından daha fazla oluşmuştur. Yani, AC koluna daha fazla debi verilmiştir. Dolayısıyla, birinci sınama sonucunda AC kolunun debisini  $q_0=0.316 \text{ l/s}$  azaltırken diğer koldaki debiyi aynı miktar arttırmak gerekir. Ancak yeterli yaklaşıklık temin edildiğinden hesaplara sadece debilerin düzeltilmesi ile son verilmiştir.

|         |               |                | İLK TAHMİN                                                                                                                       |             |             |             |           |                 |
|---------|---------------|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------------|
| Boru No | Boru boyu (m) | Boru çapı (mm) | $Q_0$ (L/s)                                                                                                                      | $V_0$ (m/s) | $J_0$ (m/m) | $H_0=J_0.L$ | $H_0/Q_0$ | Hata $q_0$ lt/s |
| AB      | 700           | 175            | +20.00                                                                                                                           | 0.832       | 0.00403     | +2.819      | 0.141     | -1.14           |
| BC      | 400           | 100            | +6.11                                                                                                                            | 0.778       | 0.00617     | +2.468      | 0.404     | -1.14           |
| AC      | 900           | 125            | -11.05                                                                                                                           | 0.900       | 0.00661     | -5.951      | 0.506     | -1.14           |
|         |               |                | $\sum H_0 = -0.664, \sum \frac{H_0}{Q_0} = 1.051, q_1 = -\frac{-0.664}{2 \times 1.051} = +0.316 \text{ lt/s} < 0.4 \text{ lt/s}$ |             |             |             |           |                 |

| Boru No | Boru boyu (m) | Boru çapı (mm) | Düzeltilmiş debiler $Q_1$ (L/s) |
|---------|---------------|----------------|---------------------------------|
| AB      | 700           | 175            | +20.32                          |
| BC      | 400           | 100            | +6.43                           |
| AC      | 900           | 125            | -10.73                          |

Şimdi aynı şebekeyi ölü nokta metodu ile çözelim. C noktasını ölü nokta ve AC borusundan 3 L/s özel debi iletildiğini dikkate alalım. Hesaplar aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

| Boru No | Boru Boyu (L) | Yoğ. kat. (k) | İzafi Boy (L') | Birim debi (q) $10^{-3}$ | Dağıt. debisi ( $Q_{dağ}$ ) | İzafi Debi ( $Q_i$ ) | Uç debi ( $Q_{uç}$ ) | Yan. Deb. ( $Q_y$ ) | Özel debi ( $Q_{öz}$ ) |
|---------|---------------|---------------|----------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|------------------------|
|         | m             |               | m              | L/s.m                    | L/s                         | L/s                  | L/s                  | L/s                 | L/s                    |
| 1       | 2             | 3             | 4              | 5                        | 6                           | 7                    | 8                    | 9                   | 10                     |
| AB      | 700           | 2.0           | 1400           | 13.89                    | 19.45                       | 10.70                | 8.33                 | 5.0                 | ---                    |
| BC      | 400           | 1.5           | 600            | ---                      | 8.33                        | 4.81                 | 0.00                 | 5.0                 | ---                    |
| AC      | 900           | 0.0           | 0.0            | ---                      | 0.0                         | 0.0                  | 0.0                  | 5.0                 | 3.0                    |

| Hesap debisi ( $Q_h$ ) | Boru Çapı (D) | Hız (V) | Piyezo. Eğim (J). $10^{-3}$ | Yük Kaybı (JL) | Dengeleme             | Hesap debisi ( $Q_h$ ) | Boru Çapı (D) | Hız (V) | Piyezo. Eğim (J). $10^{-3}$ | Yük Kaybı (JL) | Dengeleme             |
|------------------------|---------------|---------|-----------------------------|----------------|-----------------------|------------------------|---------------|---------|-----------------------------|----------------|-----------------------|
| 13                     | 12            | 13      | 14                          | 15             | 16                    | 13                     | 12            | 13      | 14                          | 15             | 16                    |
| m/s                    | mm            | m/s     | m/m                         | m              |                       | m/s                    | mm            | m/s     | m/m                         | m              |                       |
| 24.03                  | 175           | 1.00    | 5.81                        | 4.07           | $\Delta H=7.31 > 1.0$ | 24.03                  | 200           | 0.76    | 2.98                        | 2.09           | $\Delta h=0.19 < 1.0$ |
| 9.81                   | 100           | 1.25    | 15.90                       | 6.36           |                       | 9.81                   | 150           | 0.56    | 2.09                        | 0.84           |                       |
| 8.00                   | 125           | 0.65    | 3.47                        | 3.12           |                       | 8.00                   | 125           | 0.65    | 3.47                        | 3.12           |                       |

Tablodan görüldüğü gibi C noktası ölü nokta olarak seçilirse, Hardy-Cross metodu ile belirlenen çaplar için dengeleme sağlanamamaktadır. Dolayısıyla ya ölü noktanın yeri değiştirilmeli, ya da boru çapları değiştirilmelidir. AB borusu  $\phi 200$ , BC borusu  $\phi 150$  ve AC borusu  $\phi 125$  mm seçilirse ölü noktada yük tahkiki sağlanmaktadır. Hardy-Cross metoduna ait tabloya bakılırsa AC borusundan sadece yangın ve özel debiler değil aynı zamanda BC borusunun ihtiyacının bir kısmının temin edildiği görülür. Ölü noktanın yeri Hardy cross metodundaki debiler elde edilecek şekilde BC borusunun herhangi bir yerinde seçilirse ( mesela C'ye 130 m) aşağıdaki sonuçlara ulaşılır. Tabloya bakıldığında ölü noktanın yeri doğru seçildiği takdirde iki metot arasında fazla bir fark olmadığı aynı sonuca ulaşıldığı anlaşılır.

| Boru No | Boru Boyu (L) | Yoğ. kat. (k) | İzafi Boy (L') | Birim debi (q) $10^{-3}$ | Dağıt. debisi ( $Q_{dağ}$ ) | İzafi Debi ( $Q_i$ ) | Uç debi ( $Q_{uç}$ ) | Yan. Deb. ( $Q_y$ ) | Özel debi ( $Q_{öz}$ ) |
|---------|---------------|---------------|----------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|------------------------|
|         | m             |               | m              | L/s.m                    | L/s                         | L/s                  | L/s                  | L/s                 | L/s                    |
| 1       | 2             | 3             | 4              | 5                        | 6                           | 7                    | 8                    | 9                   | 10                     |
| AB      | 700           | 2.0           | 1400           | 13.89                    | 19.45                       | 10.70                | 5.63                 | 5.0                 | ---                    |
| BM      | 270           | 1.5           | 405            | ---                      | 5.63                        | 3.25                 | 0.00                 | 5.0                 | ---                    |
| AC      | 900           | 0.0           | 0.0            | ---                      | 0.0                         | 0.0                  | 2.71                 | 5.0                 | 3.0                    |
| CM      | 130           | 1.5           | 195            | ---                      | 2.71                        | 1.56                 | 0.00                 | 5.0                 | 0.00                   |

| Hesap<br>debisi<br>(Q <sub>h</sub> ) | Boru<br>Çapı<br>(D) | Hız<br>(V) | Piyezo.<br>Eğim<br>(J).10 <sup>-3</sup> | Yük<br>Kaybı<br>(JL) | Dengeleme   |
|--------------------------------------|---------------------|------------|-----------------------------------------|----------------------|-------------|
| 13                                   | 12                  | 13         | 14                                      | 15                   | 16          |
| m/s                                  | mm                  | m/s        | m/m                                     | m                    |             |
| 21.33                                | 175                 | 0,89       | 4.58                                    | 3.21                 | ΔH=0.28<1.0 |
| 8.25                                 | 100                 | 1.05       | 11.25                                   | 3.04                 |             |
| 10.71                                | 125                 | 0.87       | 6.21                                    | 5.59                 |             |
| 6.66                                 | 100                 | 0.84       | 7.20                                    | 0.94                 |             |