

II) TARIMSAL BİTKİLERİN SU İHTİYACI

Bitkinin bünyesini yapabilmek için kullandığı ve terleme suretiyle tükettiği suyla, kökleri yakınındaki toprakta buharlaşan su bitkilerin su ihtiyacı olup bunu evapotranspirasyon adı verilir.

Bitkinin yağış ile karşılanmayan su ihtiyacı sulama ile karşılanacaktır. Bitkilerin büyüme mevsimi boyunca aylık su ihtiyaçları değişik olacaktır.

Bu konuyla ilgili olarak geliştirilen hesap metotları aşağıda sıralanmıştır:

- 1) BLANEY- CRIDDLE
- 2) LOWRY-JOHNSON
- 3) THORNWAITE
- 4) İNDEX
- 5) TURC
- 6) PENMAN
- 7) HEARGREAVESE

Bitkilerin tükettiği su miktarının bilinmesi ziraat mühendisliği kadar İnşaat Mühendisliği yönünden de önemlidir.

II.1 HESAP METODLARI

II.1.1 BLANEY- CRIDDLE Metodu

A.B.D.'de geliştirilmiş bir metot olup, bitkilerin büyüme mevsimi boyunca aylık su ihtiyaçlarını verir

Metodun açıklanmasında n önce notasyonlar aşağıda verilmiştir.

u = Aylık bitki su ihtiyacı (mm)

k = Aylık bitki su ihtiyacı katsayısı

f = Aylık bitki su ihtiyacı faktörü

p = Aydınlanma oranı (Aylık gündüz saatleri toplamının senelik gündüz saatleri toplamına oranı) (tablo 3 te verilmiştir)

t = Aylık ortalama sıcaklık ($^{\circ}C$)

Büyüme mevsimi bitkilerin su kullandığı zaman aralığıdır.

r_e = Yağışlardan kapiler olarak tutulabilen bitkilerin faydalanacağı yağış miktarıdır. (mm) (Yağış- Etkili Yağış ilişkisi abağından alınır.)

P = Patern= Bitkilerin % de olarak dağılış oranıdır.

u_s = Aylık bitki sulama suyu ihtiyacı (mm)

$$u = k \cdot f \quad f = (45,7 \cdot t + 813 / 100)p \quad u_s = (u - (r_e + KAN))P$$

KAN = Kıştan arta kalan nem

“ k ” katsayısının tayini

‘Aylık bitki ihtiyacı katsayısı “k” 1965 senesinden önce her ay için sabit kabul edilirdi. ’
Sonradan yapılan araştırmalar “k” katsayısının büyüme mevsimi boyunca değiştiğini göstermiştir.

$$K = k_t \times k_c$$

$k_t = 0.031 t + 0.240$ şeklinde ifade edilmiştir. Şeklinden de anlaşıldığı üzere k_t sıcaklığa bağlı bir katsayıdır.

k_c = Bitki cinsine ve zamana bağlı bir katsayı olup bitki cinsleri için sayfa I I /3 de verilmiştir.

TABLO 3

Aylara Göre Aydınlatma Oranları P%												
Kuzey Enlem Dereceleri	Ocak	Şubat	Mart	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül	Ekim	Kasım	Aralık
24	7.58	7.17	8.4	8.6	9.3	9.2	9.41	9.05	8.31	8	7.43	7.46
26	7.49	7.12	8.4	8.64	9.38	9.3	9.49	9.1	8.31	8.06	7.39	7.35
28	7.4	7.07	8.39	8.68	8.46	9.38	9.58	9.46	8.32	8.02	7.27	7.27
30	7.3	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.79	7.19	7.14
32	7.2	6.97	8.37	8.75	9.63	9.6	9.77	9.28	8.34	7.93	7.11	7.05
34	7.1	6.91	8.36	8.8	9.72	9.7	9.88	9.33	8.36	7.9	7.02	6.92
36	6.39	6.85	6.35	8.85	9.82	9.83	9.99	9.4	8.36	7.85	8.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.9	9.92	9.95	10.1	9.47	8.38	7.8	6.82	6.66
40	6.76	6.73	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.38	7.75	6.72	6.52
42	6.62	6.65	8.31	9	10.24	10.21	10.35	9.62	8.4	7.7	6.62	6.88
44	6.49	6.58	8.3	9.05	10.26	10.58	10.49	9.7	8.41	7.63	6.49	6.22

“ k_c ” katsayısını veren diyagramlar üç türlü olup aşağıda en çok kullanılan iki tipi hakkında bunlarla ilgili bilgi verilecektir.

Birinci tipte apsiste aylar ordinatta k_c değerleri verilmiştir. (Örnek Yonca) Aylık k_c değerleri ayların ortasına tekabül eden noktalardan dikler çıkmak sureti ile okunur. Büyüme mevsimi içine tam girmeyen aylara ait k_c katsayılar o ayın büyüme mevsimi içindeki gün sayısının ortasından dikler çıkma sureti ile okunur.

Örnek Yonca Büyüme Mevsimi 15/3 – 20/11

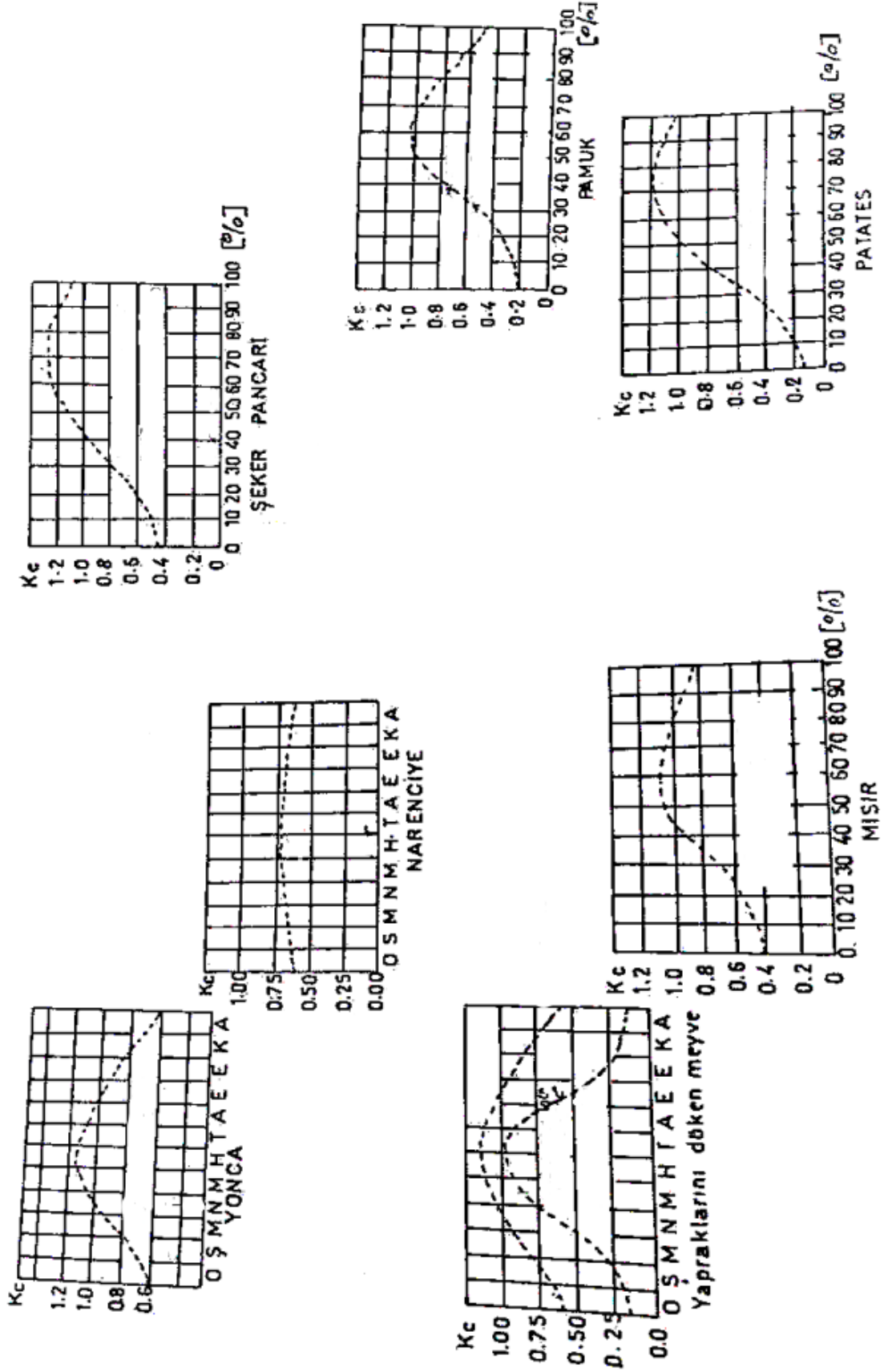
Mart ayından geriye kalan 16 günün yarısından bir dikme çıkılırsa

Mart ayı için $k_c = 0.90$

Nisan ayı için $k_c = 1.00$

Mayıs ayı için $k_c = 1.10$ değerleri okunarak Kasım ayının ilk 20 gününün ortasından dik çıkmak suretiyle de

Kasım ayı için $k_c = 0.80$ değerlerini okumak mümkün olur.



Bazı bitki türleri için K_c değerleri

İkinci tip abaklarda ise apsiste büyüme mevsimi yüzde oranları ordinatta “ k_c ” değerleri vardır (Örnek Şekerpancarı, pamuk, patates, sebzeler) Büyüme mevsimi başlangıcı “0” sonu ise 100 kabul edilir. Her ayın k_c katsayıları büyüme mevsiminin başından her ayın ortasına kadar olan gün sayıları toplamı, toplam büyüme mevsimi gün sayısına bölünerek aylara ait büyüme oranları bulunur. Bu değerlerden apsise çizilen diklerin eğrileri kestiği noktaların ordinatları o aylara ait “ k_c ” değerlerini verecektir.

Örnek: Şekerpancarı Büyüme Mevsimi: 1/4 – 20/9 = 30 + 31 + 30 + 31 + 31 + 20 = 173 gün

$$4 \text{ ay B.O} = 15/173 = 0.09 \quad k_c = 0.50$$

$$5 \text{ ay BO.} = 30 + 15 / 173 = 45 / 173 = 0.26 \quad k_c = 0.70$$

$$6 \text{ ay B.O.} = 30 + 31 + 15 / 173 = 76 / 173 = 0.26 \quad k_c = 1.00$$

$$7 \text{ ay B.O.} = 30 + 31 + 15 / 173 = 106 / 173 = 0.61 \quad k_c = 1.30$$

$$8 \text{ ay BO} = 30 + 31 + 30 + 31 + 15 / 173 = 137 / 173 = 0.79 \quad k_c = 1.25$$

$$9 \text{ ay BO} = 30 + 31 + 30 + 31 + 31 + 10 / 173 = 163 / 173 = 0.94 \quad k_c = 1.10$$

$k = k_c \times k_t$ eşitliğinden “ k ” değeri bulunduktan sonra

Aylık bitki su ihtiyacı “ u ” aylık bitki su ihtiyacı faktörü “ f ” ile aylık bitki su ihtiyacı katsayısı “ k ” nin çarpımı sureti ile elde edilir. Her bitkinin aylık su ihtiyacı bulunduktan sonra sulama suyu ihtiyacı (u_s) hesabı yapılır. Bunun için aylık bitki su ihtiyacından aylık etkili yağış (re) çıkarılır. Sulama alanında pek çok bitki türü ekildiği için her bitki sulama suyu ihtiyacı patern (P) ekiliş oranı ile çarpılarak bitkilerin aylık sulama suyu ihtiyacı hisseleri bulunur.

Bu hesap metodunda dikkat edilecek husus **f ve re değerlerinin hesabında, hesap yapılan ay büyüme mevsimi içine tam olarak girmiyorsa o aydaki gün sayısına tekabül eden f ve re değerlerinin oranı ile bulunması hususudur.** Aynı düşüncüyü “ k ” değeri için yapmaya gerek yoktur.

Bayazit, M.

TABLO 3.3 BLANEY—CRIDDLE FORMÜLÜNDEKİ k_c DEĞERLERİ

Bitki Cinsi	Büyüme Oranı (%)										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Şeker pancarı	0,45	0,49	0,60	0,78	0,95	1,10	1,20	1,25	1,22	1,14	1,03
Pamuk	0,20	0,25	0,33	0,50	0,80	0,96	1,02	0,94	0,80	0,66	0,50
Domates	0,44	0,46	0,48	0,56	0,74	0,96	1,03	0,98	0,90	0,80	0,68
Sebze	0,29	0,40	0,56	0,70	0,78	0,82	0,83	0,80	0,72	0,58	0,38
Mısır	0,44	0,49	0,58	0,71	0,94	1,05	1,08	1,05	1,00	0,93	0,85
Kavun-Karpuz	0,44	0,50	0,56	0,65	0,76	0,82	0,81	0,78	0,75	0,71	0,67
Patates	0,33	0,40	0,50	0,72	0,90	1,08	1,20	1,25	1,17	1,10	1,00

	Ekimden Sonra Geçen Gün Sayısı												
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Kuru fasulye	0,50	0,58	0,72	0,90	1,03	1,12	1,12	1,02	0,90	0,74	0,60	—	—
Yazlık tahıl	0,28	0,40	0,60	0,78	0,96	1,15	1,28	1,32	1,24	1,04	0,80	0,48	0,20

	<i>O</i>	<i>Ş</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>H</i>	<i>T</i>	<i>A</i>	<i>E</i>	<i>E</i>	<i>K</i>	<i>A</i>
Yonca	0,63	0,73	0,86	0,98	1,08	1,13	1,11	1,06	0,99	0,91	0,78	0,64
Asma	0,20	0,24	0,33	0,50	0,71	0,80	0,80	0,76	0,61	0,50	0,35	0,23
Meyva bahçesi	0,17	0,25	0,40	0,63	0,88	0,96	0,95	0,82	0,54	0,30	0,19	0,15
Çimen	0,49	0,57	0,73	0,85	0,90	0,92	0,92	0,91	0,87	0,79	0,67	0,55
Turunggiller	0,63	0,66	0,68	0,70	0,71	0,71	0,71	0,71	0,70	0,68	0,67	0,64

Problem 1: Aşağıdaki verilenlerden yararlanarak Blaney Criddle Metodu ile;

- a) Mayıs
b) Eylül ayına ait sulama su ihtiyacını bulunuz.

Patern: %80 Sebze Büyüme mevsimi: 15 / 5 30 / 9

	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül
Aylık ort.sıcaklık (t)	16,4	20,8	23,8	23,9	19
Aydınlatma oranı (p)	9,81	9,83	9,99	9,40	8,36
Aylık etkili yağış (re)	35	28	14	4	6
Aylık bitki cinsi katsayısı (kc)	0,40	0,68	0,81	0,75	0,56

Çözüm: a) Mayıs $f_{\text{mayıs}} = (45,7 \times 16,4 + 813/100) \times 9,81 = 153,28$

$$f_{\text{mayıs sebze}} = 153,28 \times 16 / 31 = 79,11 \quad (\text{Mayıs ayı} = 31 \text{ gün} - 15 \text{ gün} = 16)$$

$$k_{t \text{ mayıs}} = 0,031 \times 16,4 + 0,240 = 0,748$$

$$k = k_c \times k_t = 0,40 \times 0,748 = 0,30$$

$$U_{\text{mayıs}} = k \times f = 0,30 \times 79,11 = 23,73 \text{ mm}$$

$$U_{s \text{ mayıs}} = (U - re) P \quad (23,73 - 35/31 \times 16) 0,80 = 4,54 \text{ mm}$$

b) Eylül $f_{\text{eylül}} = (45,7 \times 19 + 813/100) \times 8,36 = 140,55$

$$k_{t_{\text{eylül}}} = 0,031 \times 19 + 0,240 = 0,829$$

$$k = 0,56 \times 0,829 = 0,464$$

$$U_{\text{eylül}} = 0,464 \times 140,55 = 65,21 \text{ mm}$$

$$U_{s_{\text{eylül}}} = (65,21 - 6) \cdot 0,80 = 47,36 \text{ mm}$$

Problem 2: Problem 1 de verilen değerleri,

Meyve Patern % 20, Büyüme mevsimi: 10/5 - 21/9 için hesaplayınız.

$$(C: U_{s_{\text{mayıs}}} = 7,36 \text{ mm} \quad U_{s_{\text{eylül}}} = 12,70 \text{ mm})$$

II.1.2 LOWRY– JOHNSON Metodu

Bu metot da büyüme mevsimi boyunca toplam su ihtiyacı bulunur.

Mevsimlik su ihtiyacı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$U = 274 + 0.0824 H$$

U = Mevsimlik bitki su ihtiyacı (mm)

H = Etkili sıcaklık

Metodun uygulanması:

- 1) Büyüme mevsiminin tespiti: Büyüme mevsimi başlangıç ve sonu düzeltilmiş sıcaklığın 0°C nin üstünde olduğu günlerdir. Şayet a, b, c, d. . . ile birbirini takip eden günlerin minimum sıcaklıkları gösteriliyorsa düzeltilmiş sıcaklık “t” aşağıdaki formüle göre bulunur.

$$t = a + 2b + 3c + 4d + 5e + 4f + 3g + 2h + i / 25$$

Örnek: Mart ayının ilk on günü esnasında minimum sıcaklıklar aşağıdaki gibi verildiğine göre büyüme mevsimi başlangıcını tespit ediniz.

Günler 1/3 2/3 3/3 4/3 5/3 6/3 7/3 8/3 9/3 10/3 11/3 12/3

Sıcaklık -7 -5 -3 -3 0 +3 -4 -5 +3 +7 +4 +5

1 Mart için düzeltilmiş sıcaklık

$$t = -7 -2 \times 5 -3 \times 3 -4 \times 3 +5 \times 0 +4 \times 3 -3 \times 4 -2 \times 5 +3 / 25$$

$$t = -1.8 < 0 \text{ olduğu için Büyüme Mevsiminin başlangıcı}$$

bulunmamıştır.

2. Mart için düzeltilmiş sıcaklık

$$t = -5 -2 \times 3 -3 \times 4 +4 \times 0 +5 \times 3 -4 \times 4 -3 \times 5 +2 \times 3 +7 / 25$$

$$t = 0.92 < 0 \text{ olduğu için Büyüme Mevsiminin başlangıcı}$$

bulunmamıştır.

3. Mart için düzeltilmiş sıcaklık

$$t = -3 - 2 \times 3 - 3 \times 0 + 4 \times 3 - 5 \times 4 + 3 \times 3 + 2 \times 7 + 4/25$$

$$t = -0.28 < 0 \text{ işleme devam edilecektir}$$

4 Mart için düzeltilmiş sıcaklık

$$t = -3 + 0 + 3 \times 3 - 4 \times 4 - 5 \times 5 + 4 \times 3 + 3 \times 7 + 2 \times 4 + 5/25$$

$$t = 0.64^\circ\text{C} > 0$$

Böylece Büyüme mevsimi başlangıcı 4 Mart kabul edilebilir.

- 2) Etkili sıcaklığın tespiti: Etkili sıcaklık için büyüme mevsimi süresince günlük maksimum sıcaklıkların toplamı alınır.

Örnek: Büyüme mevsimi süresince etkili sıcaklık toplamı 6220°C olan bir bölgede mevsimlik sulama suyu ihtiyacını buluruz.

$$U = 274 + 6220 \times 0.0824 = 787 \text{ mm}$$

Bu metot daha çok ekilecek bitkiye ait fazla bilgiye sahip olmayan yerlerde kullanılır.

II.1.3 THORNWAİTE METODU

Thornwaite aylık bitki su ihtiyacını havanın ortalama sıcaklığı ve teorik olarak güneş etkisinin var olduğu süre gibi basit parametrelere bağlamaya çalıştı. Bitki cinsleri dikkate alınmamıştır.

$$U = 1.6 \times I \times (10t/j) a$$

I = Aylık gündüz saatleri ortalamasının yıllık gündüz saatleri ortalamasına oranı
tablo 4 te verilmiştir

$$t = \text{Aylık ortalama sıcaklık } (^\circ\text{C})$$

$$j = \text{Senelik ısı indisi} \quad j = \sum_{n=1}^{12} (i)$$

$$i = \text{Aylık ısı indisi} \quad i = (t/5)^{1.514}$$

$$a = 0.0675 \times 10^{-5} x j^3 - 7.71 \times 10^{-5} j^2 + 179.2 \times 10^{-5} j + 0.49239$$

TABLO 4

Kuzey Enlem Dereceleri	Ocak	Şubat	Mart	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül	Ekim	Kasım	Aralık
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
10	1	0.91	1	1.03	1.08	1.05	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.9	1.03	1.05	1.13	1.1	1.14	1.11	1.02	1	0.93	0.94
30	0.9	0.87	1.03	1.08	1.13	1.17	1.2	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.07	1.21	1.21	1.23	1.15	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.29	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.8	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.7

II.2 KAYIPLAR VE RANDIMANLAR

Göz önüne alınması gereken diğer bir husus ise kayıplardır. Doğal olarak sulama suyunun sulama sahasına taşınması ve tarlaya verilmesi halinde kayıplar meydana gelecektir. Bunlar randımanı düşürürler. Bu nedenle gerekli su miktarı daha önce ifade edilen U_s değerinden daha büyük olacaktır. Bu kayıpları su dağıtma şebekesinde meydana gelen kayıplar yani işletme kayıpları ve tarlada meydana gelen kayıplar olmak üzere iki grupta toplamak mümkündür.

II.2.1 Çiftlik sulama kaybı (P1) ve Çiftlik sulama randımanı (E1)

Tarlaya verilen suyun bir kısmı yüzeysel akış ve kök bölgesinde derine sızma sureti ile kaybolacaktır.

P1 ile % cinsinden kaybı ifade edersek, tarlaya verilmesi gereken su miktarı $U_ç = U_s / (1 - P1)$ eşitliğinden hesaplanabilir.

$E1 = \text{Çiftlik sulama randımanı} = 1 - P1$ olacağından

$$U_ç = U_s / E1 \text{ olur.}$$

Çiftlik sulama randımanı arazinin sulamaya iyi hazırlanıp hazırlanmadığını toprağın geçirimsizlik derecesine gibi hususlara bağlı olup bu değer $0.80 > E1 > 0.40$ değerleri arasında değişir.

II.2.1 İşletme ve sızma (Kanal) kaybı ve randımanı

Su dağıtım şebekesinde su taşınması esnasında kayıplar meydana gelir. Bu kayıpları suyun yüzdesi cinsinden P2 ile ifade edecek olursak, işletmeye verilecek su miktarı U_K

$$U_K = U_ç / (1 - P2) \text{ eşitliğinde hesaplanabilir.}$$

$E2 = \text{İşletme ve sızma randımanı} = 1 - P2$ olacağından

$$U_K = U_ç / E2 \text{ olur.}$$

Kanalların killi topraklardan geçmesi halinde kayıplar düşük, çakıllı, kumlu, güzergâhlardan geçmesi halinde kayıplar büyük olur. Kanalin kaplamalı veya kaplamasız olmasına da bağlı olarak bu değerler artar ve azalır. Kaplamasız kanallarda kayıplar yine kanal güzergâhının zemin cinsine bağlı %5 ile %35 arasında değişir.

II.2.2 Toplam Sulama Randımanı

Toplam sulama randımanı işletme başındaki toplam sulama randımanını ifade eder.

$$U_K = U_ç / E2 = U_s / E1 \cdot E2 \text{ yazılabilir.}$$

$E = E1 \cdot E2$ Toplam sulama randımanı olup tarla sulama randımanı ile işletme randımanının çarpımına eşittir. Toplam sulama randımanı uygulanan sulama metoduna bağlı olup

$0.25 \leq E \leq 0.85$ değerleri arasında değişir.

Tablo 5 te Tarla sulama ve işletme kayıp ve randımanlara ait değerler zemin cinsine bağlı olarak verilmiştir.

TABLO 5

Kayıpların Cinsi veya Randımanlar	Sembol	Toprak Cinsi		
		Kumlu	Orta	Killi
Yüzeysel Akış Kaybı Derine Sızma Kaybı	P1	%5 %35-40	%10-15 %10-15	%25-30 %5-10
Sulama Kanallarındaki Kayıplar	P2	15%	%6-10	%2-5
Tarla Sulama Randımanı	E1	%55-60	%70-80	%60-70
İşletme Sulama Randımanı	E2	85%	%90-94	%95-98
Toplam Sulama Randımanı	E	45-50	60-75	55-70

II.3 Bitki Sulama Suyu İhtiyacı

Bitki sulama suyu ihtiyacını “ U_s ” bitki su ihtiyacı “ U ” ile etkili yağış “ r_e ” arasındaki fark olarak tariflemiştik.

$$U_s = U - r_e \text{ (mm)}$$

Yukarıdaki eşitlik sulama sahasında bir tek bitki cinsi olması halinde geçerlidir. Aksi takdirde Paterne (P) göre hesap yapmak gerekir.

$$U_s = (u - r_e) P / 100 \text{ mm}$$

Çiftlik başındaki sulama suyu ihtiyacı $U_{\text{Ç}}$ ise

$$U_{\text{Ç}} = U_s / E1$$

Kanal başındaki sulama suyu ihtiyacı U_K ise

$$U_K = U_{\text{Ç}} / E2 \text{ mm}$$

Yukarıdaki eşitliklerde birimler “mm” olup kanal başındaki sulama suyu ihtiyacını m^3 / ha cinsinden ifade etmek istersek

$$V_K = U_K \times 10000 / 1000 = 10 U_K \text{ m}^3 / \text{ha olur}$$

II.3.1 Diversiyon Sulama Modülü “ q ”

Sulama modülü sulama kanallarının hizmet sahasına göre kapasitelerinin tayinine yarar. U_K değerinden faydalanarak hesaplanır. Sulama modülü 1 ha. lık alanının sulama suyu ihtiyacını karşılamak için 1 sn. de kanal başında “lt” cinsinden verilmesi gereken debidir.

$$q = \text{Kanal başında bir hektara bir ayda verilecek su} / \text{Bir aydaki saniye sayısı}$$

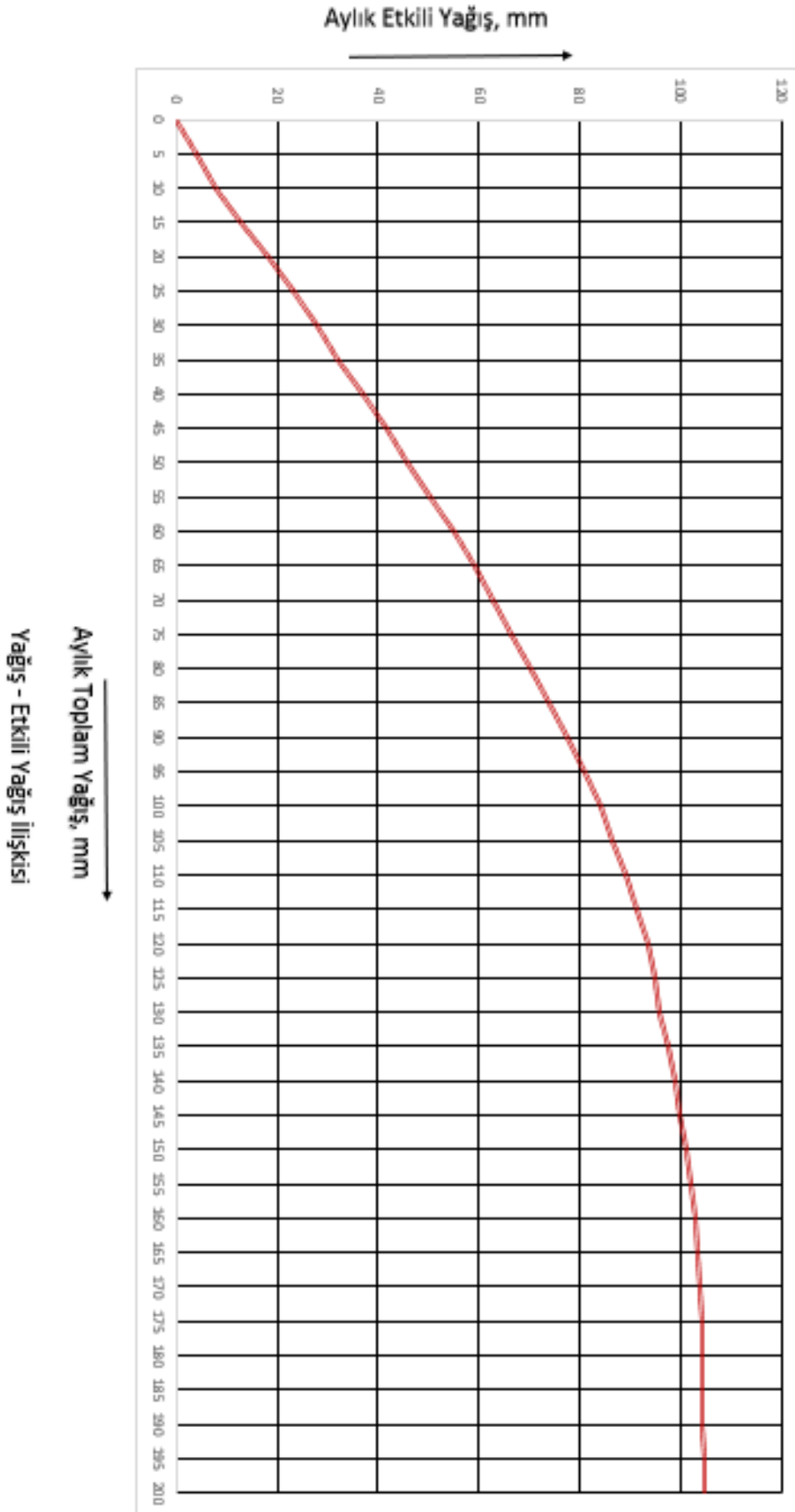
$$q = U_K \times 10000 \times 1000 / 1000 \times (30 \text{ veya } 31) \times 86400 \text{ lt/sn.ha}$$

$$q = U_K \times 10000 / (30 \text{ veya } 31) \times 86400 \text{ lt/sn.ha}$$

Çiftlik sulama modülü

$$q_{\text{Ç}} = \text{Tarla başında bir hektara bir ayda verilecek su} / \text{Bir aydaki saniye sayısı}$$

$$q_{\text{Ç}} = U_{\text{Ç}} \times 10000 \times 1000 / 1000 (30 \text{ veya } 31) \times 86400 \text{ lt/sn.ha}$$



- **Ödev:** 38⁰ enleminde bulunan sadece şeker pancarı ekilen bir sahada şeker pancarının büyüme mevsimi (12/4 – 16/8) dir. Temmuz ve Ağustos ayları için bitki sulama suyu ihtiyaçlarını bulunuz. Aşağıdaki tabloda değerler verilmiştir.
- (C: 95.48 mm, 116.12 mm)

Aylar	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos
Aylık ort. ısı °C	10	12	15	18	23
Ölçülen yağış (mm)	40	30	17	7	5

III-SULAMA METODLARI

Bitkinin ihtiyacı olan sulama suyunun tarlaya verilmiş şekline sulama metodu denir. Genel olarak beş kısma ayrılırlar:

- 1) Yüzeysel sulama
- 2) Yağmurlama sulama
- 3) Yeraltı sulaması (sızdırma sulaması)
- 4) Damla sulaması
- 5) Agronet sulaması

Uygulanacak sulama metodu toprak özelliklerine, topografik durum, bitki çeşidi, su varlığı iklim durumu ve sulama masraflarına bağlı olarak değişir.

Toprak şartları Su tutma kapasitesi yüksek olan topraklarda yüzeysel sulama yapmak, düşük olan topraklarda ise sulamanın sık yapılması gerektiğinden yağmurlama metodu kullanılmalıdır.

Topografik durum Eğimin küçük olduğu sulama sahalarında her tür sulama metodu kullanılabilir. Orta ve yüksek eğimli sahalarda yağmurlama sulaması uygun olacaktır.

Su varlığı Sulama suyunun kaynağı ve kalitesi sulama metoduna tesir eder.

Yetiştirilen bitki Bitkinin boyu kök derinliği sulama metodunu etkileyen bir faktör olmakla birlikte ziraat mühendisliğinin kapsamına girdiği için üzerinde durulmayacaktır.

İklim durumu Rüzgar, sıcaklık, rutubet ve don durumu da sulama metodlarını etkiler. Örneğin fazla sıcak ve rüzgarlı olan sulama sahalarında yağmurlama sulamasını uygulamak kayıplara yol açtığı için uygun olmayacaktır.

Sulama Masrafları Sulama metodunun tesis ve işletme masrafları dikkate alınarak seçilecek sulama metoduna karar verilmelidir.

III. 1) YÜZEYSEL SULAMA

Türkiye'de hemen hemen bütün büyük sulama şebekeleri yüzeysel sulama olarak projelendirilmiştir. Yüzeysel sulama **salma usulü, tava usulü ve karık sulaması** şeklinde yapılmakta ise de memleketimizde en yaygın olan salma sulama usulüdür.

Salma usulü sulamada tarlada bir sulama hazırlığı yapmadan yapılan bir sulama metodu olduğu için sulama randımanı düşük olup su kaybına ve drenaj sorunlarına sebep olmaktadır. Bu metod sulama suyunun bol, işçiliğin ucuz sulama kültürünün gelişmemiş olduğu yörelerde kullanılmaktadır. Sulama usulünde alçak noktalar lüzumundan fazla su almakta, yüksek noktalar ise yeterince su alamamaktadır.

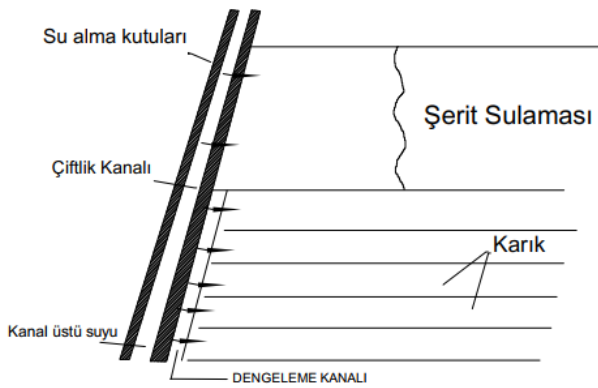
Tava usulü sulamada ise tarla küçük seddeciklerle şeritlere ayrılır. Bordürler arasındaki şeritlere su verilir. Az meyilli arazilerde birçok tarım metodu için en uygun sulama metodudur. Bu sulamada 15-20 cm yüksekliğindeki bordürler tesviye eğrilerine dik veya paralel olarak teşkil edilebilirler. Tava sulamasını uygulandığı yerler;

- 1) Şeritlere ani su dolmasında zarar görmeyecek bitki türü ekilmesi hali
- 2) Toprağın lüzumlu tepsie imkan verecek kadar derin olması
- 3) Arazi meylinin ekonomik tesviye için 0,02'den küçük olması
- 4) Toprağın geçirgenliğinin çok az veya çok yüksek olmaması.

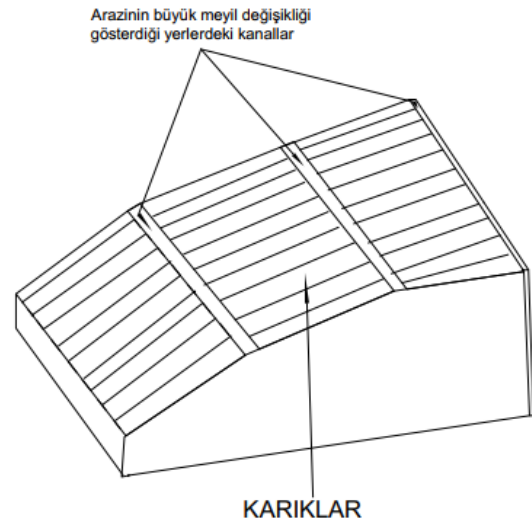
Karık sulaması daha çok sıra bitkilerinin sulamasında uygun olmaktadır. Mısır, pamuk, patates ve şeker pancarı gibi sıra bitkilerin sulamasında kullanılan bu karıklar büyük ve küçük karıklar olmak üzere ikiye ayrılırlar.

Büyük karıklar, meyve ağaçları ve sebzelerin sulamasında kullanılıp derinlikleri 0,20~0,25, uzunlukları ve aralıkları toprak yapısına ve bitki türüne bağlıdır. Ortalama uzunluk olarak az meyilli killi topraklarda 400 m, orta yapılı topraklarda 90-180 m çok meyilli kumlu topraklarda 30-60 alınabilir. (**Şekil1**)

Küçük karıklar Yonca ve çayır bitkilerinde kullanılır. Aralıkları 0,45 ~ 0,90 civarında olup derinlikleri 0,10 m dir. (**Şekil2**)



ŞEKİL-1 Bordür ve büyük karık sulaması



ŞEKİL-2 Küçük karık sulaması

III. 2) YAĞMURLAMA SULAMASI

Bu sulamada su toprağa yağmurda olduğu gibi tabii zerrecikler halinde verilir. Genellikle yüzeysel sulamanın erozyona sebep olacağı fazla eğimli arazilerde, aşırı geçirgen topraklarda, toprak kalınlığının sığ olduğu yerlerde başarılı bir şekilde uygulanır. Fazla tesviyeye ihtiyacı olan yerlerde pompayla sulamalarda yağmurlama sulaması alternatif olarak incelenerek ekonomik olup olmadığı araştırılmalıdır. Genellikle yağmurlama sulamasında su daha yükseğe basılmasına rağmen sulama randımanının yüksek olmasından dolayı daha az su basmak gerekmektedir.

Yağmurlama sulaması az işçilik istemesi, çok kıymetli olan su kaynağının ekonomik olarak kullanılması ürün randımanının yüksek olması nedeni ile yaygın bir sulama haline gelmiş olup, sulama kültürün ileri olduğu ülkelerde tamamen yüzeysel sulamanın yerini almıştır.

Memleketimizde halen yağmurlama sulaması çok az uygulanmaktadır. Çiftçinin kendi kendine kanaletlerden su alarak uygulamaya çalıştığı yağmurlama projesi dışında Urfa 2 circır sulaması (10000 ha) yağmurlama projesi olarak düşünülmüştür. Bunun dışında Düç'lerde 5400 ha. lık kısımda yağmurlama uygulamaktadır.

Türkiye'de yağmurlama metodunun az uygulanışı ucuz iş gücü ve elektrik enerjisinin kısıtlı oluşu gibi iki ana nedene bağlanabilir. Bütün bunlara rağmen inşaatına başlanmış olan 160000 ha. 14 Urfa Harran sulamasında yüzeysel sulama yapılması halinde meydana gelecek yeraltı sorununu halletmek, kısıtlı su kaynaklarını ekonomik olarak kullanmak nedeni ile tarla tipi bir sulama düşünülmüştür. Normal kanaletli bir şebekeden ufak kapasiteli pompalarla alınan su ile yağmurlama yapılması düşünülmektedir. Kanaletli sistemden yağmurlama ile sulama prensip olarak kabul edilirse sulama randımanı büyüyeceğinden sulama şebekesi tesislerini %20 daha küçük kapasitelendirmek, mümkün olacaktır. Ancak yağmurlama sulaması ilave enerjiden dolayı ha başına ilave bir masraf getirecektir.

-Yağmurlama sulaması uygulamasında şu hususlar göz önünde bulundurulmalıdır.

- 1) Toprağın emme hızından daha hızlı uygulama yapılmamalıdır.
- 2) Sadece bitki kök bölgesi su ile dolmalıdır.
- 3) Ekilen bitki türünün max. su ihtiyacı karşılanacak şekilde kapasitelendirilmeli
- 4) Her nokta aynı suyu alacak şekilde kapasitelendirilmelidir.
- 5) Uygun düşme hızı seçilerek bitkiye zarar verilmemelidir.
- 6) Bütün sistemde su kaybı %10-15 ten fazla olmamalıdır.
- 7) Boru çapları ekonomik mukayese yapılarak seçilmelidir.

-Yağmurlama sulamasının faydaları aşağıda belirtilmiştir.

- 1) Büyük eğimli arazilerde sulama imkanını sağlar.
- 2) Arazi tesviyesine ihtiyaç göstermez.
- 3) Sudan ekonomi sağlar.
- 4) Derine sızma minimum olduğu için drenaj problemini ortadan kaldırır.
- 5) Az işçi ile kontrollü sulama yapmak mümkündür.

-Yağmurlama sulamasının mahzurları ise şu şekilde sıralanabilir.

- 1) İlk yatırım pahalıdır.
- 2) Rüzgarlı bölgelerde sulama homojen olmaz.
- 3) Yağmurlama için gerekli basınç enerji masrafında beraberinde getirir.

-Yağmurlama sulaması, sabit, yarı taşınabilir, taşınabilir sistemlerle yapılır.

Sabit sistem Bu sistemde ana boru ve yağmurlama boruları gömülüdür. Yağmurlama başlıklarının takılacağı uçlar yüzeye çıkmıştır. Yonca çayır meyve ve narenciye sulanmasına uygulanır.

Yarı taşınabilir sistem Ana boru, motor, pompa sabit olup su dağıtım boruları ve püskürtücüler hareketlidir.

Taşınabilir sistem Bu sistemde pompa ana boru yağmurlama borusu ve püskürtücüler hareketlidir.

2.1 Yağmurlama Sulamasının Elemanları

Bir yağmurlama sulamasının elemanları motor, pompa, basınçlı boru şebekesi ve püskürtücülerden meydana gelir.

Motorlar: Akaryakıtlı çalışan motorlar olduğu gibi elektromotorlarda kullanılabilir. Taşınabilir tipte olanlarda motor gücü 15~ 60 B.G. civarındadır.

Pompalar: Suyun püskürtücülerden dışarı verilebilmesi için gerekli basıncı temin ederler. Ortalama büyüklükteki bir tesis için 4~8 atmosfer civarında bir basınç istenir.

Basınçlı boru şebekesi: Ana boru ve dağıtım borularından teşekkül eder. Dağıtım boruları suyu ana borudan püskürtücüye iletirler. Basıncın miktarına bağlı olarak sargılı çelik borular kullanıldığı gibi, asbest, fiberglas alüminyum PVC borularda kullanılır.

Ana boru üzerinde yağmurlama borusunun takılması için onun çapında vanalı uçlar bırakılır.

Püskürtücü veya yağmurlama başlıkları: Basınçlı borulardan aldıkları suyu yağmur şeklinde püskürtürler. Bunların tek başlı ve çift başlı tipleri vardır. Tek başlı tipler küçük olup kapasiteleri 0,13-1,26 lt/sn arasında uç basınçları 0,7 kg/cm² civarındadır.

Çift başlı tiplerin kapasiteleri; 12,62 - 37,86 lt/sn olup uç basınçları 2,81-3,52 kg/cm² arasındadır. Yağmurlama başlığından fışkıran su arazi üzerinde bir daire çizer. Islak daire denilen bu dairenin çapına da ıslak çap denir. Püskürtücüler yağmurlama boruları üzerinde ıslak çapın 1/4 ile 1/2 aralığında yerleştirilirler. İlk başlık ana boruda başlık aralığının yarısına yerleştirilir.

2.1.1. Yağmurlama borusu sürtünme kaybı hesabı

Yağmurlama borusu 2 türlü teşkil edilir.

- 1) Sabit çaplı boru
- 2) Değişken çaplı boru

Yağmurlama borusu çapı sabit tutulursa debi azaldıkça boru çapı küçültülmediği için ekonomik boru çapı kullanılmamış olur yatırım artar buna karşılık hesap ve işletme kolaylığı vardır. Değişken çaplı boru kullanılırsa, sabit olmayan sistemlerde borular değiştirilirken aynı çaplı boruların aynı yere gelmesi istenir. Bu da dikkat ister.

Sabit Çaplı Boru İle Hesap Şekli

- 1) Yağmurlama borusunun boyu ve püskürtücü aralığı bilindiği takdirde yağmurlama borusuna yerleştirilecek püskürtücü (başlık) sayısı bulunur.
- 2) Başlık sayısı her başlığın debisi ile çarpılarak boru başlangıç debisi bulunur.
- 3) Başlangıç debisi ve seçilen boru çapına karşılık "Scobey" in geliştirmiş olduğu tablo 6 dan 100 m boru için sürtünme kaybı bulunur.

Bu değer boru uzunluğu ile çarpılarak gerçek boru boyuna tekabül eden değer bulunur.

- 4) Bu şekilde bulunan kayıp borudaki debi azalmasını dikkate almamıştır. Yani toplam debinin bu borudan geçtiğini kabul ederek bulunmuş bir değerdir. Bu toplam sürtünme kaybı tablo 7 den alacağımız başlık sayısına karşı gelen "F" katsayısı ile çarpılarak gerçek sürtünme kaybı bulunmuş olur.

Değişken Çaplı Boru İle Hesap Şekli

Bu durumda değişken çaplı boru sabit çaplı boru haline getirilerek hesap yapılır.

Örnek (1) - Sabit çaplı boru

90 m. uzunluğunda 3'' çapında yağmurlama borusuna 12 m ara ile püskürtücü takılacaktır. Bu püskürtücülerin her birinin debisi 0,63 lt/sn olduğuna göre alüminyum yağmurlama borusundaki toplam sürtünme kaybını bulunuz.

1) İlk püskürtücü ana borudan başlangıç aralığının yarısına yerleştirilir.

90-6=84 m. 84:12=7 Şu halde 8 püskürtücü yerleştirilecektir.

2) Başlangıç debisi $Q = 8 \times 0,63 = 5,04$ lt/sn

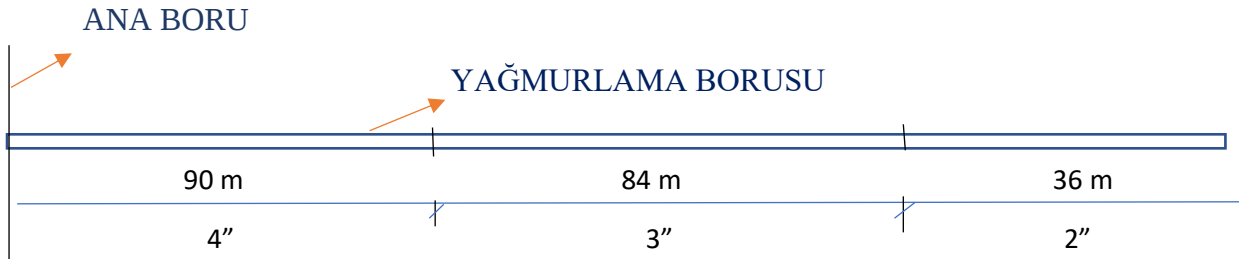
3) 3" lik boru için tablodan yük kaybı 100 m. için 2,06 m okunur.

Boru 90 m olduğu için buradaki sürtünme kaybı $= 0,90 \times 2,06 = 1,854$ m

4) İlgili tablodan 8 püskürtücü için $F = 0,398$ alınır. Bu şekilde gerçek sürtünme kaybı $= 0,398 \times 1,854 = 0,74$ m bulunur.

Örnek (2) - Değişken çaplı boru

Yağmurlama borusunun 90 m. lik kısmı 4"lik, 84 m lik kısmı 3"lik ve 36 m lik son kısmı ise 2" lik borudan teşkil edilmiştir. Püskürtme başlıklarının her birinin debisi 0,63 lt/sn olduğuna göre yağmurlama borusu toplam yük kaybını bulunuz.



1) Püskürtücü sayısının bulunması: 90m. lik boruda ilk başlık ana borudan 6m. mesafeye yerleştirilir.

90-6=84m 84:12=7 Aralık Püskürtücü sayısı=8

84m'deki püskürtücü 84:12=7 Aralık Püskürtücü sayısı=7

36m'deki püskürtücü 36:12=3 Aralık Püskürtücü sayısı=3

Dağıtıcı boruda; $8+7+3=18$ püskürtücü vardır.

2) Başlangıç debisi $= 18 \times 0,63 = 11,32$ lt/sn

3) Yağmurlama borusunu 4"ve sabit çaplı kabul ederek yük kaybını bulalım. Tabloda 4" ve 11,32 lt/sn için 100 boru uzunluğu için yük kaybı $= 2,27$ m'dir. Boru uzunluğu $90+84+36=210$ m olduğu için boruda şayet debi değişmeseydi yük kaybı $= 2,10 \times 2,27 = 4,767$ m olurdu.

4) 18 püskürtücü için tablodan $F = 0,361$ okunur.

Gerçek sürtünme kaybı $= 0,361 \times 4,767 = 1,72$ m.

Yağmurlama borusu değişken çaplı olduğu için 2. adımda $84+36=120$ m

İlk kısmı 3" ve sabit çaplı kabul edilerek hesap yapılır.

- 1) Püskürtücü sayısı $7 + 3 = 10$
- 2) Başlangıç debisi $10 \times 0,63 = 6,3 \text{ lt/sn}$
- 3) Tablodan yük kaybı 100m için 3.18m bulunur.
Boru 120m olduğu için boru yük kaybı $1.20 \times 3,18 = 3,82 \text{ m}$
Bundan önce aynı boru için 4" kabulü ile bulduğumuz yük kaybını çıkarmak gerekir. Tablodan 100m için 0,74 okunur.
 $1.20 \times 0,74 = 0,89$ Borudaki yük kaybı $= 3,82 - 0,89 = 2,93 \text{ m}$
- 4) 10 püskürtücü için $F = 0,385$ Gerçek yük kaybı $= 0,385 \times 2,93 = 1,13 \text{ m}$

3. kısım için aynı işlemleri uygulayalım.

- 1) Püskürtücü sayısı $= 3$
- 2) Başlangıç debisi $= 3 \times 0,63 = 1,89 \text{ lt/sn}$
- 3) Yük kaybı 100m.lik 2"lik boru için $= 2,58 \text{ m}$
Boru 36m.dir. Boru yük kaybı $= 0,36 \times 2,58 = 0,93 \text{ m}$
3" kabul ederek bulduğumuz boru yük kaybını çıkaralım.
 $1,89 \text{ lt/sn}$ 36m. ve 2" boruda $= 0,36 \times 2,58 = 0,93$
 $1,89 \text{ lt/sn}$ 36m. ve 3" boruda $= 0,36 \times 0,32 = 0,12 \text{ m}$
2"lik boruda kayıp $= 0,81 \text{ m}$
- 4) 3. püskürtücü için $F = 0,518$ gerçek yük kaybı $= 0,518 \times 0,81 = 0,42 \text{ m}$
Yağmurlama borusu toplam sürtünme kaybı $= 1,72 + 1,13 + 0,42 = 3,27 \text{ m}$

2.1.2 Pompa Gücünün Tayini

$$N = H \times Q \div 75 \times R \quad \text{BG}$$

H=Metre olarak pompalama yüksekliği Q=Saniyede lt olarak debi

R= Pompanın randımanı 0,70

Örnek (3) Sulamanın debisi 54,6 lt/sn olduğuna göre aşağıda hesaplanan yük kayıplarına göre pompa gücünü hesaplayınız.

Emme yüksekliği	=3,05m
Arazide yükselme	=11,00m
Ana boru sürtünme kaybı	=5,46m
Vana kaybı	= 0,40m
Yağmurlama borusu sürtünme kaybı	= 4,12m
Püskürtme yüksekliği	= 0,30m
Uç basınç 2,60 kg/cm ²	= 26,00m
<u>Toplam pompalama yük.</u>	<u>= 50,33m</u>

$$N = \frac{50,33 \times 54,6}{75 \times 0,70} = 52,4 \quad \text{BG}$$

TABLO 6

100 metre uzunluktaki boruda: Sürtünme yük kaybı (metre olarak) (Scobey formülü kullanılmıştır) $V=64 \times D^{0,68} \times j^{0,56}$ $Q=A \times V$							
Q (lt/sn)	2" dış çap 0,05"et. kalınlığı	3" dış çap 0,05"et. kalınlığı	4" dış çap 0,062"et. Kalınlığı	5" dış çap 0,063"et. Kalınlığı	6" dış çap 0,063"et. kalınlığı	7" dış çap 0,078"et. Kalınlığı	8" dış çap 0,094"et. kalınlığı
0,32	0,07	-	-	-	-		
0,63	0,32	0,04	-	-	-		
1,26	1,20	0,15	0,04	-	-		
1,89	2,58	0,32	0,08	-	-		
2,52	4,49	0,56	0,13	0,04	-		
3,15	6,85	0,85	0,20	0,07	0,03		
3,79	9,67	1,21	0,28	0,09	0,04		
4,42	12,95	1,61	0,38	0,12	0,05		
5,05	16,70	2,06	0,49	0,16	0,06	0,03	
5,68	20,80	2,58	0,60	0,20	0,08	0,04	
6,31	25,40	3,18	0,74	0,24	0,10	0,05	0,03
7,57		4,51	1,06	0,34	0,14	0,07	0,04
8,83		6,00	1,41	0,46	0,19	0,09	0,05
10,10		7,76	1,82	0,59	0,24	0,11	0,06
11,36		9,67	2,27	0,73	0,30	0,14	0,07
12,62		11,83	2,78	0,89	0,36	0,17	0,09
13,88		14,12	3,31	1,07	0,44	0,20	0,11
15,14		16,72	3,91	1,27	0,52	0,24	0,13
16,41		19,42	4,56	1,47	0,60	0,28	0,15
17,67		22,40	5,26	1,71	0,69	0,33	0,17
18,93		25,45	5,98	1,93	0,79	0,37	0,19
22,08			8,03	2,59	1,05	0,50	0,26
25,24			10,36	3,33	1,35	0,64	0,33
28,49			12,90	4,15	1,69	0,80	0,41
31,55			15,73	5,07	2,06	0,97	0,50
34,71			19,12	6,16	2,50	1,18	0,62
37,86			22,46	7,24	2,94	1,38	0,72
41,02			26,10	8,42	3,41	1,62	0,84
44,17				9,68	3,92	1,86	0,97
47,33				11,05	4,46	2,11	1,10
50,48				12,48	5,03	2,38	1,24
53,64				13,95	5,64	2,67	1,39
56,79				15,65	6,35	2,98	1,56
59,95				17,35	7,02	3,32	1,73
63,10				19,10	7,72	3,64	1,90
69,41				22,85	9,22	4,37	2,27
75,72				26,95	10,88	5,16	2,68
82,03					12,62	5,96	3,10
88,34					14,65	6,90	3,60
94,65					16,67	7,87	4,07
100,96					18,80	8,89	4,62
107,27					20,95	9,95	5,16
113,58					23,60	11,15	5,79
119,89					-	12,35	6,42
126,20					-	13,65	7,10

TABLO 7

BAŞLIK SAYISI	F	BAŞLIK SAYISI	F	BAŞLIK SAYISI	F
1	1,000	11	0,380	22	0,357
2	0,625	12	0,376	24	0,355
3	0,518	13	0,373	26	0,353
4	0,469	14	0,370	28	0,351
5	0,440	15	0,367	30	0,350
6	0,421	16	0,365	35	0,347
7	0,408	17	0,363	40	0,345
8	0,398	18	0,361	50	0,343
9	0,391	19	0,360	100	0,338
10	0,385	20	0,359		

III. 3) YERALTI (Sızdırma Sulaması)

Bu metotta su bitki köklerine toprak altından gelir. Prensip suni bir yeraltı suyu yaratmaktır. Nadiren kullanılan bir metod olup aşağıdaki şartların yerine getirilmesi gerekir.

- Tuz muhtevası düşük su olmalıdır.
- Sulanacak arazi düz, üniform ve taban suyu toprak yüzeyine nispeten paralel olmalıdır.
- Suyun geçirimsizliğini sağlayan bir tabaka olmalıdır.
- Geçirgen tabaka altında suyun derinlere sızmasını önleyen geçirimsiz bir tabaka olmalıdır.

III. 4) DAMLA SULAMASI

Zemin üstünde veya zemin içinde yerleştirilmiş borular, damlalıklar vasıtasıyla, bitki kök bölgelerine suda eritilmiş gübrelerin, su ile birlikte hesaplanan miktarda verilmesidir.

Prensip gerekli rutubetin temin edilmesi için, bitki kök bölgesine suni gübre eritilmiş suyun az miktarda verilmesidir.

Damla sulamasının elemanları

- 1) Kontrol ve dağıtım merkezi
- 2) Pompa, filtre, basınç ve debi ayarlayıcısı, suni gübre karışım deposu, gübre enjektörü
- 3) Ana iletim borusu
- 4) Dağıtım borusu
- 5) Damlalıklar

Ana iletim borusu plastik olup zemin içine gömülüdür. Dağıtım boruları zemin içinde veya zemin üstünde teşkil edilen polietilen borular olup genellikle 6-16mm çapındadır. Borular arasında mesafe bitki türüne bağlı olarak 0,80 ile 6,00 m. arasında değişir. Damlalıklar 0,3-2.0 m. çaplı borular olup, sulama suyu bu küçük çaplı borulardan damlalar şeklinde akmaktadır.

III. 5) AGRONET SULAMASI

Yeraltı suyunun elektroosmoz olayı ile bitki köklerine taşınmasını sağlayan çok yeni bir metottur. Bir akım alanı yaratmak sureti ile sabit osmoz olayı hızlanır. Bir elektronik kumanda sistemi sayesinde, sistem devamlı kontrol altında tutulmaktadır. Zemin cinsine bağlı olarak 2-8 voltluk gerilime ihtiyaç vardır. Beklemesiz ve tam otomatik bir işletme sayesinde minimum enerjiye ihtiyaç vardır. 10 ha'lık sulama sahası için 0,5 kwh lık enerjiye ihtiyaç vardır.

IV Sulama Projesi

Su ve toprak kaynakları arasında optimum fayda sağlayan bağıntıya sulama projesi denir.

Sulama projeleri sulama metodları yönünden incelenmiştir. Şebeke türleri ve sulama yöntemleri ise daha sonraki bölümlerde incelenecektir. Zira bu kısımlara açıklık getirebilmek için sulama projesinin tanımını yapmak gerekmektedir.

Sulama projesi için yapılan yatırımlar örneğin DSI ele alınacak olursa yatırım bütçesinin takribi %60 kadardır.

Büyük bir sulama projesinde çalışmalar sırası ile araştırma ve inceleme, planlama, kati proje, tatbikat projesi, sulama projesinin işletme ve bakımı rehabilitasyon safhalarından geçer. Bu kısımda bu kademeler sırası ile tanıtılmaya çalışılacaktır.

1) Araştırma ve inceleme kademesi Sulaması düşünülen arazinin toprak, su, bitki, insan gücü para imkanları karşılıklı olarak değerlendirilir.

Buna göre sulama projesinin ele alınıp alınmayacağına karar verilir.

2) Planlama kademesi Bir önceki kademede ele alınması karar verilen projeler için planlama raporları hazırlanır. Planlama raporları ön planlama ve fizibilite tayini, su ve arazi kullanma planlaması, haritalar, arazi tasnifi, drenaj etüdları, sulama sisteminin projelendirilmesi gibi kısımları kapsar.

2₁) Ön planlama ve fizibilite Teklif edilen proje ile ilgili topoğrafik haritalar, arazi kullanma, toprak ve jeolojik etüd raporları, iklim ve akış doneleri, zirai durum, pazarlama imkanları incelenerek projenin fizibilitesi tayin edilir. Projenin ekonomik yönden rantabl olabilmesi için, beklenen toplam faydanın, projenin gelişmesi için yapılan toplam masraftan yüksek olması lazımdır.

2₂) Su ve arazi kullanma planlaması Projenin detaylı olarak bu yönden planlamasının yapılabilmesi için projenin bütün unsurlarının tayini için gerekli doneler (jeolojik, topoğrafik, hidrolik) doneler ve arazide yapılan gözlemler planlama raporunun bu bölümünde değerlendirilir.

2₃) Haritalar Sulama projeleri haritalar üzerinde hazırlanır. Genel vaziyet planları için 1/25000, kati proje çalışmaları için ise 1/5000'lik haritalara ihtiyaç vardır.

1/25000'lik haritalarda tesviye eğrileri 5m. de bir geçirebilir. Ancak tesviye eğrileri arasındaki mesafe 500m. den fazla olmamalıdır.

1/5000'lik haritalarda tesviye eğrileri %1'den büyük eğimlerde 1m.de, daha küçük eğimlerde 0,50m. de bir geçirilir.

24) Arazi Tasnifi Sulama sahası arazisinin sınıflara ayrılarak tanıtılmasıdır. Yani arazilerin sulamaya uygunluklarına göre yapılan bir sınıflandırma 1, 2, 3, 4. sınıf araziler sulanabilir arazilerdir. 5. sınıf araziler geçici olarak sulanamaz arazilerdir. 6. sınıf araziler ise sulanamaz arazilerdir.

25) Drenaj Etüdüleri Sulama sahasında drenajın temin edilmesi de gereklidir. Gerekli incelemeler yapıldıktan sonra drenaj durumları, yan derelerden yağışlar sonunda gelecek olan suların sulama şebekesine zarar vermeden uzaklaştırılmaları da dikkate alınarak drenaj durumları haritada gösterilir.

26) Sulama Sisteminin Projelenmesi Bir sulama projesinde çeşitli alternatifler söz konusu olabilir. Kati proje hazırlanmadan önce muhtemel bütün alternatifler fayda ve mahzurları belirtilerek bu bölümde incelenir.

3) Kati Projelerin hazırlanması İhaleye esas olacak kati projelerin hazırlanmasında uygun ölçek 1/5000'dir. 1/25000'lik haritada ise genel vaziyet plânı gösterilir. Planlama raporunda ekonomik bulunan projenin kati projesi hazırlanır. Ayrıca bu safhada sulama şebekesi üzerindeki sanat yapılarının yerleri ve isimleri belirlenir.

4) Tatbikat Projesi İhaleye esas olacak olan kati projesi ile yerleri belirlenen sanat yapılarının, inşaatına esas olacak olan detay projeleri hazırlanır ve inşai problemler halledilir. Sanat yapıları dışında, sulamada suyun temin edildiği kısımda projesi yapılır. (Örneğin baraj, regülatör)

5) Sulama Projesinin İşletme ve Bakımı Sistemin projede öngörüldüğü şekilde çalıştırılarak beklenen faydanın sağlanması, çalıştırılması öngörülen ömrü boyunca faydalı bir şekilde kullanılabilmesi için yapılan tesisin bakıma ihtiyacı vardır. Tesise yapılan yatırım suyu kullananlar tarafından para olarak ödenir. Buna tesisin geri ödemesi denir. Ayrıca tesisin işletme ve bakım masrafı da karşılanmış olur. Bütün bunların dışında sulamanın maksadına uygun bir şekilde yapılması sağlanmış olur.

6) Sulama Projesinin Rehabilitasyonu İşletme esasında çıkan problemlere (Örneğin sulama suyunun ihtiyacı karşılamaması gibi) halli için yapılan çalışmalara rehabilitasyon çalışmaları denir.

IV/1 Sulama Şebekesi Çeşitleri

Sulama suyunu araziye dağıtacak olan sisteme sulama şebekesi adı verilir. Yani sulama suyunun sulama arazisine dağıtılması için inşa edilecek şebekenin kuruluş cinsidir.

Sulama suyu yerçekimi ile, veya daha yukardaki kotlar sulanacaksa pompayla olsun suyun sulama alanına dağıtılması için 4 türlü şebeke kullanılır.

- 1) Açık kanallı (klasik) sulama şebekesi
- 2) Kanaletli sulama şebekesi
- 3) Borulu sulama şebekesi
- 4) Yağmurlama sulama şebekesi

V. Açık kanallı (Klasik) sulama şebekeleri

Memleketimizde en çok kullanılan sistem açık kanallı şebekelerdir. Büyük sulamaların %53'de sulama şebekeleri beton kaplamalı açık kanallardan oluşmaktadır. DSİ sulama projelerinin 1960'dan önce inşa edilen 103000 ha.lık bölümünde açık kanallı şebekeler kullanılmıştır.

Açık kanallı sulama şebekesinin ana unsurları 4 grupta toplanır.

- 1) Su alma yapıları
- 2) Sulama dağıtım şebekesi
- 3) Drenaj şebekesi
- 4) Her iki şebekedeki sanat yapıları

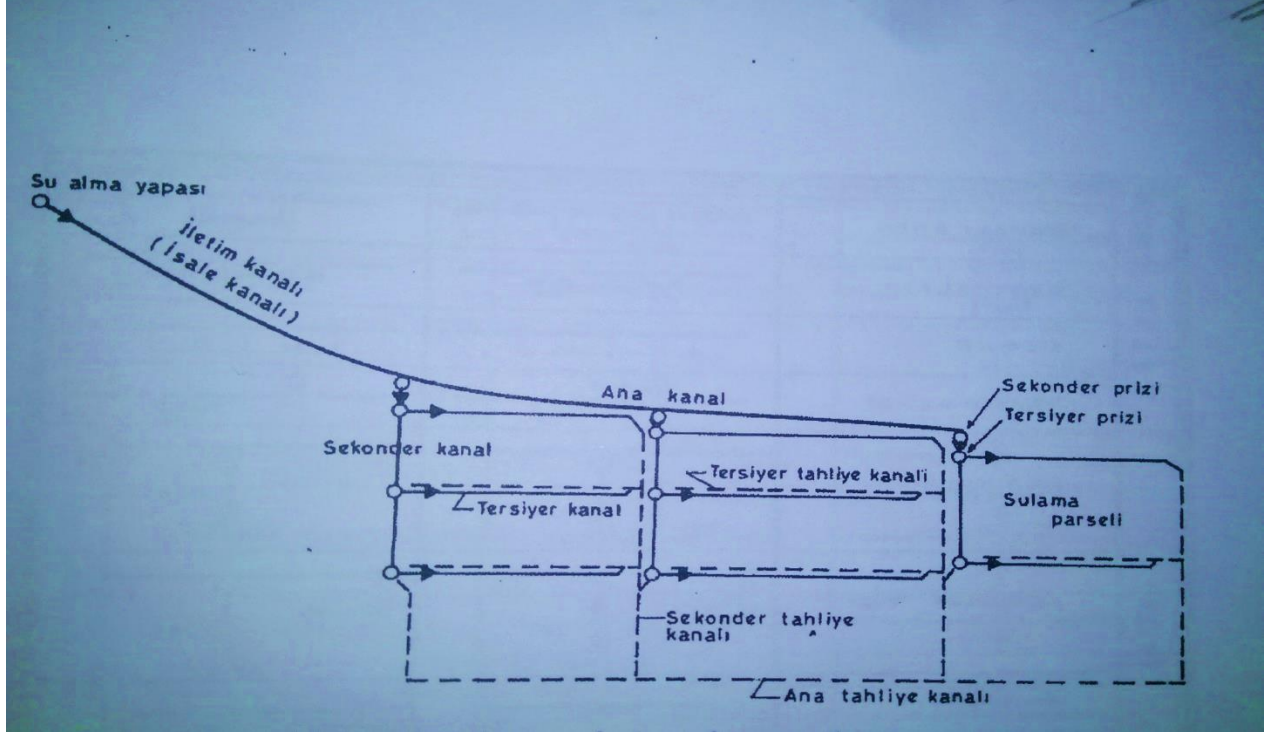
Birinci grup yapılar sulama suyunu temin eden Baraj ve regülatör gibi yapılardır. Barajlar su depolama imkanına sahip bulundukları için bitkinin yaz aylarında ihtiyacı olan suyu kaş ve ilkbahar yağışlarından biriktirerek depolarlar. Regülatörler ise suyu tabii yatağından priz vasıtası ile iletim kanalına veren kabartıcı yapılardır. Su alma yapısının projelendirilmesi konumuz dışında kalmaktadır.

V.1 Sulama Dağıtım Şebekesi

Klasik bir sulama ağının elemanları şunlardır.

- 1) İletim kanalı (İsale)
- 2) Ana kanal
- 3) Yedek kanal (Sekonder kanal)
- 4) Tersiyer kanalı

Sulama dağıtım şebekeleri beton kaplamalı ve trapez kesitlidirler.



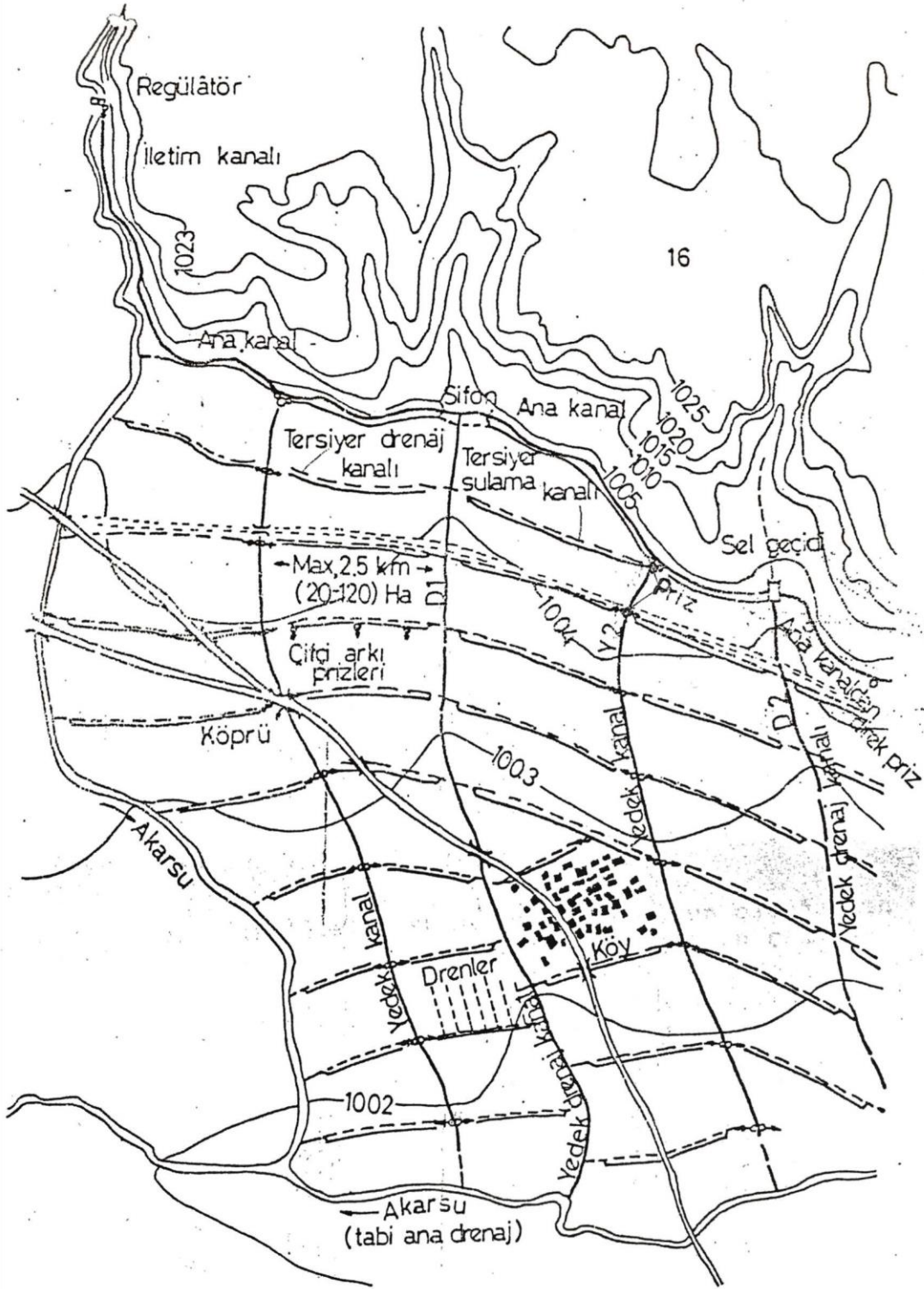
V.1.1. İletim kanalı

Sulama suyunu sulama yapısından alan ve ana kanala ileten kanaldır. Tanımından da anlaşıldığı gibi bu kanal sulama yapmaz. Sulama alanının hemen sulama yapısından başlaması halinde iletim kanalına gerek kalmaz.

Sulama sahasına suyu yüksek noktaya iletebilmek için eğimleri mümkün olduğu kadar küçük seçilmelidir. Bu değer genellikle 0,0002 ile 0,0004 arasında değişir.

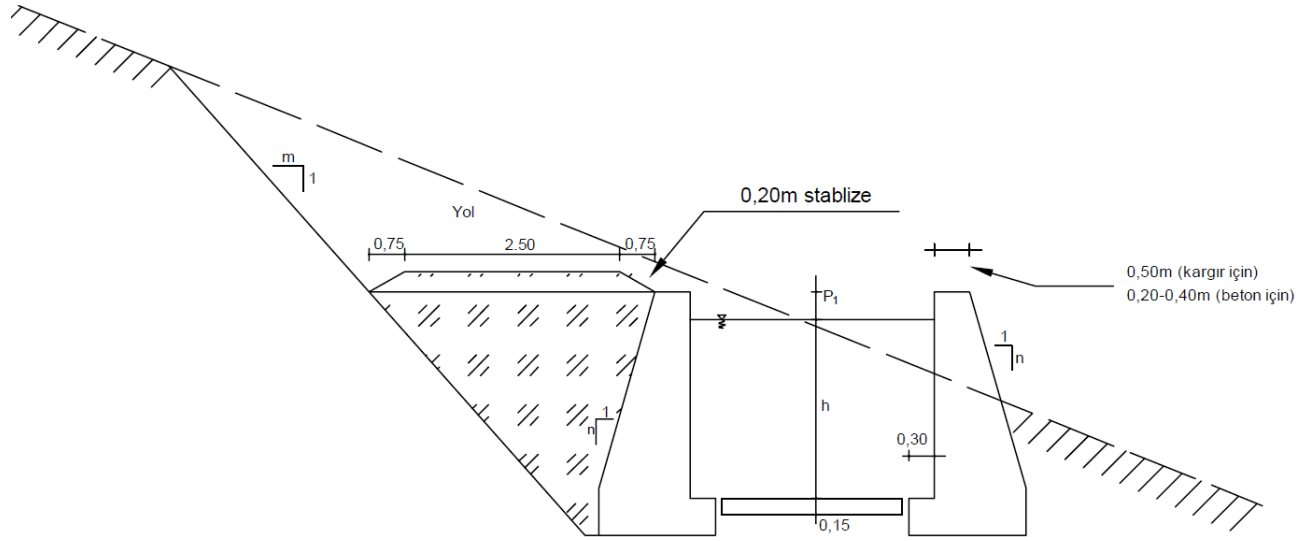
İletim kanalları vadinin dar boğaz kısımlarından geçerler. Enine kesitte arazi meyli çok dik olduğu için kanal kesitlerinin yerleştirilmesi yamaçlarda büyük kazılara ihtiyaç gösterir. Bu gibi hallerde kanal duruma göre tek veya çift duvarlı veya kapalı kanal (galeri) haline getirilir. Bu da kanalın maliyetini yükseltir. Kanalın maliyetini yükselten diğer önemli bir faktör ise yapılması zorunlu olan ulaşım yoludur. Aynı zamanda daha sonraları işletme ve bakım yolu olarak kullanılacak olan bu yolun yapımı kanal kadar güç ve pahalıdır.

Genellikle ulaşım yolunun bu tip kanallarda ova tarafında kanal seddesi üzerinde yapılması mümkün olmaz. Kanalın galeri olarak teşkil edildiği kesimlerde galerinin üst kısmı yol olarak kullanılabilir. Duvarlı olarak teşkil edilen kısımlarda ise daha yüksek kotta kanala paralel bir yol teşkil edilir.



KLASİK SİSTEM SULAMA ŞEBEKESİ PLANI

ÇİFT TARAFLI DUVARLI İLETİM KANALI



V.1.2 Ana Kanal

Sulama suyunu sulama alanı içinde yedeklere ileten kanaldır. Bir sulama alanında bir veya daha fazla kanal bulunabilir. Genel olarak su alma yapısından itibaren sağ ve sol sulama alanlarına hizmet eden bir ana kanal bulunur.

Ana kanallar sulama alanının en yüksek sınırını takip etmelidir. Ara kanalın ova kısmında sulanarak saha kaybetmemek, sulama suyunu mümkün mertebe yüksek tutmak için kanal eğimi ekseriyetle küçük tutulmalıdır. Eğimleri 0,0001 ile 0,0005 arasında değişir. Eğim seçiminde, sulama sahasının kaybı yanında, debinin büyüklüğü ve hız limitleri rol oynar.

Debi arttıkça ana kanallarda hız artacağından eğimi küçültmek gerekir. Küçük eğilimlerde hızlar küçüleceği için kanalın zamanla dolmasına sebebiyet verecektir. Bu da haliyle istenmeyen bir husustur.

Ana kanal enine kesiti genellikle 1/1,5 eğimlidir. (Düşeyde bir yatayda 1,5)

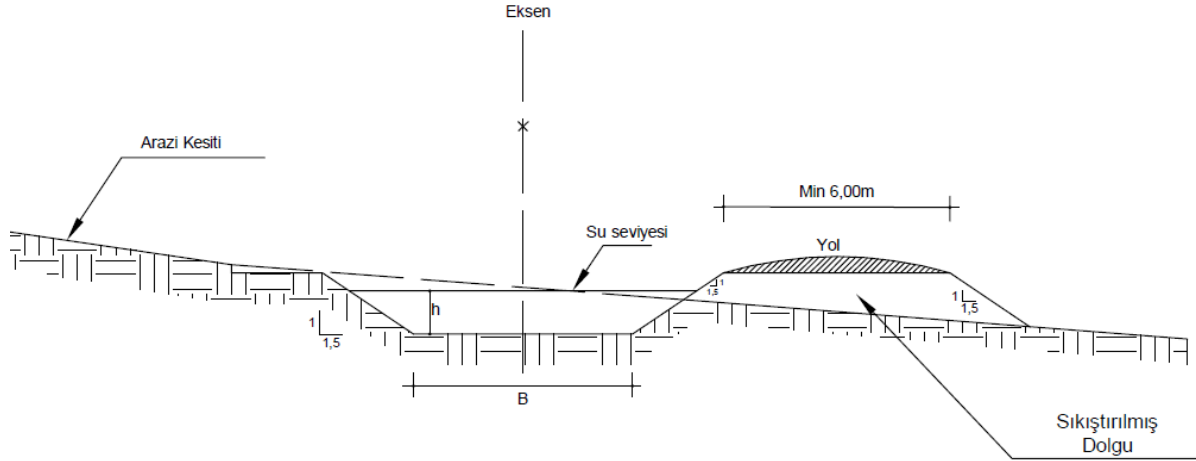
Bu değerler zeminin içsel sürtünme açısına uygun olduğu için kaymalara imkan vermez. Ayrıca beton kaplama yapılırken çalışma kolaylığı sağlar.

İşletme ve bakım yolu genelde kanalın ova tarafına yapılır. Çünkü ana kanaldan ayrılan yedek kanallarda ova tarafındadır. Böylelikle köprüye ihtiyaç kalmadan ana kanal yolu yedek kanalın yoluna bağlanmış olur.

V.1.2.1. Ana kanal geçkisinin tespiti

Ana kanal geçilirken planlamada verilen eğime sadık kalınır. Geçki çalışmasında sıfır hattı karışık kesit esasına göre geçirilir. Karışık kesitle arazi ve su hattı kanal ekseninde çakışır.

(Bak Sekil) Böylece “0” hattı hem kazısı sıfır olan hem de su yüzünü teşkil eden bir poligon olur. Şekil incelenecek olursa eksenin yamaç tarafında kazı, ova tarafından dolgu olarak teşkil edilen yol bulunur.

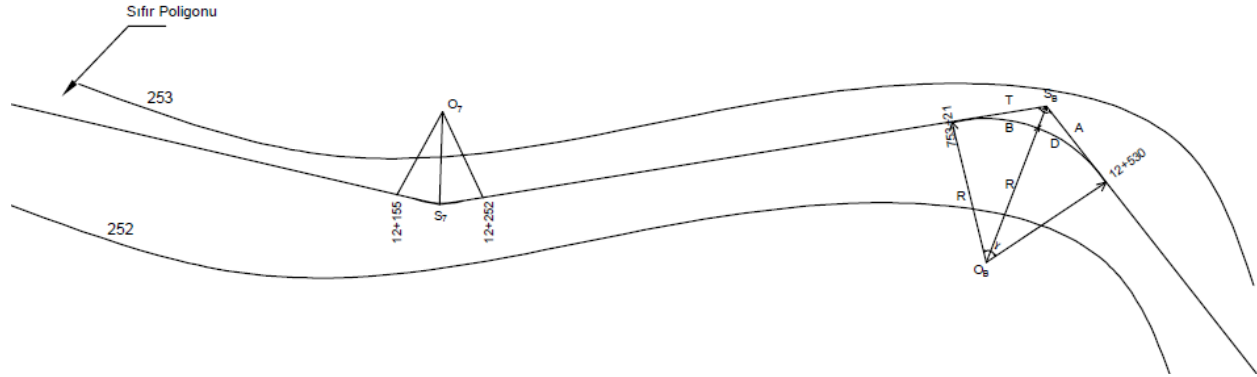


Teorik Karışık Kesit

Sıfır hattı geçirilirken pergelin ağzı genellikle harita ölçeğine göre bir tam sayı olacak şekilde açılır. (1/25.000 ölçekli haritada 1cm, 1/5000 ölçekli haritada 2cm)

1/5000 ölçekli bir haritada sıfır hattı, şu şekilde geçirilir. Tesviye eğrilerinin arası 1 m ise ve ana kanal eğimi 0.0004 seçilmişse 2500m de 1m. kot kaybedilecek demektir. Pergelin ağzı 2cm açılmışsa her adımda 100m. gidilir. 2500m de 1m kot kaybedileceğine göre bu durumda 25 adımda bir sonraki tesviye eğrisine ulaşılmış olacaktır. 2 Tesviye eğrisi arasında yeteri kadar kot orantı ile bulunup poligon oturtulur. Güzergahın tam olarak sıfır poligonunu takip etmesi, kurp sayısını arttıracak ve kurp yarıçaplarını müsaade edilen değerlerin altına düşürecek için imkânsızdır. Kurp sayısı minimum olan ve kurp yarıçaplarını daha büyük olan sıfır hattından faydalanarak yarma ve dolma miktarlarını dengede tutan ikinci bir poligon geçirilir. Kanalın daire yaylarından teşekkül eden kısımlarına kurp denir. Bu güzergah sıfır poligonunun alt kısmına geçtiğinde kanal dolmaya, üst kısmına geçtiğinde ise kanal yarmaya yapılacak demektir. Bu nedenle yarma dolma miktarı çok fazla olmayan, kurp sayısını da minimuma indiren

optimum bir çözüm bulunmalıdır.



Kanallarda minimum kurp yarıçapı su yüzü genişliğinin 6-7 katı ve su derinliğinin 15 katından büyük olmalıdır. Ana kanallarda kurp yarıçapları mecbur kalmadıkça 100m'nin altında seçilmemelidir. Ancak engebeli arazilerde bu hususu sağlamak mümkün olmaz. Yukarıda belirtilen diğer şartları sağlamak kaydı ile 100m'nin altına inebilir. Birbirini takip eden 2 ters kurp arasında minimum 60 m'lik bir düz kısım bulunmalıdır. Kurp değerlerinin yazılması gerekir. Poligonların tepe noktalarına some noktaları denir. A=Some açısı = Dönme açısı, R = Kurp yarıçapı T = Teğet boyu D = Developman boyu B = Bisektris (Tepe noktası ile yay arasındaki mesafe, Bu takdirde geometrik bağıntılardan istifade ile T,D,B boyları aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$T = R \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$D = \frac{2\pi R(180-A)}{360}$$

$$B = R \times \left(\frac{1}{\sin\frac{A}{2}} - 1 \right)$$

Yapılan projelerde her some noktasının karakteristikleri yani A, R, T, D, B boylarının yazılması gerekir. Bu değerlerin kolayca hesabı için $0 < \alpha < 150$ grad için R = 100m için T, D, B değerleri verilmiştir. Normal olarak 50 graddan küçük bir açı ile dönme olmayacağı için 150 graddan büyük merkez açıları için değerler tabloya alınmamıştır.

Örnek S4 some noktası

$$A = 138^\circ$$

$$R = 200\text{m}$$

$$T = 105,90\text{m}$$

$$D = 194,78\text{m}$$

$$B = 26,30\text{m}$$

V1.1.2.2 Ana kanallarla ilgili bilinmesi gereken hususlar

1) Ana kanalın eğimleri sulama suyunu mümkün mertebe yüksekte tutmak için küçük seçilir. Akımda sıçrama olmaması için $Fr < 0,80$ olmalıdır. Kanaldaki maksimum hız kanaldaki kritik hızın 0,9 katından küçük olmalıdır.

Kanaldaki akım rejimi ve kritik hız çeşitli yollarla tayin edilebilir. Bir tanesi de şudur.

$$Fr = V/(gd)^{(0.5)} \text{ (Froude sayısı)}$$

$$V = \text{hız m/sn}$$

$$d = F/T \text{ (hidrolik derinlik)}$$

$$F = \text{Islak kesit alanı m}^2$$

$$T = \text{Akımın serbest su yüzü genişliği m}$$

$$g = \text{Yerçekimi ivmesi m/sn}^2$$

1) $Fr = 1$ akım kritik rejimdedir.

$Fr > 1$ akım sel rejimindedir.

$Fr < 1$ akım nehir rejimindedir.

R=100 m. İÇİN KURP KARAKTERİSTİKLERİ CETVELİ

α	T	D	B
0.00	0.000	0.000	0.000
.50	0.393	0.785	0.001
1.00	0.785	1.571	0.003
.50	1.178	2.356	0.007
2.00	1.571	3.142	0.012
.50	1.964	3.927	0.019
3.00	2.457	4.312	0.028
.50	2.750	5.498	0.038
4.00	3.143	6.283	0.049
.50	3.536	7.069	0.063
5.00	3.929	7.854	0.077
.50	4.322	8.639	0.098
6.00	4.716	9.425	0.111
.50	5.110	10.210	0.130
7.00	5.503	10.996	0.151
.50	5.897	11.781	0.174
8.00	6.291	12.566	0.198
.50	6.686	13.352	0.223
9.00	7.080	14.337	0.250
.50	7.475	14.923	0.279
10.00	7.870	15.708	0.309
.50	8.269	16.493	0.341
11.00	8.661	17.279	0.374
.50	9.057	18.064	0.408
12.00	9.453	18.850	0.446
.50	9.849	19.635	0.484
13.00	10.246	20.420	0.524
.50	10.643	21.206	0.565
14.00	11.040	21.991	0.608
.50	11.438	22.777	0.652
15.00	11.836	23.562	0.698
.50	12.234	24.347	0.746
16.00	12.633	25.133	0.795
.50	13.032	25.918	0.846
17.00	13.432	26.704	0.989
.50	13.832	27.489	0.952
18.00	14.232	28.274	1.008
.50	14.633	29.060	1.065
19.00	15.034	29.845	1.124
.50	15.436	30.630	1.184
20.00	15.838	31.416	1.247
.50	16.241	32.201	1.310
21.00	16.645	32.987	1.376
.50	17.048	33.772	1.443
22.00	17.453	34.558	1.512
.50	17.858	35.343	1.562
23.00	18.263	36.128	1.654
.50	18.669	36.914	1.728
24.00	19.076	37.699	1.883
.50	19.483	38.485	1.886

α	T	D	B
25.00	19.891	39.270	1.959
.50	20.300	40.055	2.040
26.00	20.709	40.841	2.122
.50	21.119	41.626	2.205
27.00	21.529	42.412	2.291
.50	21.941	43.197	2.379
28.00	22.353	43.982	2.468
.50	22.765	44.768	2.558
29.00	23.179	45.553	2.651
.50	23.539	46.338	2.745
30.00	24.008	47.124	2.842
.50	24.424	47.909	2.940
31.00	24.840	48.695	3.039
.50	25.257	49.480	3.140
32.00	25.676	50.265	3.243
.50	26.095	51.051	3.349
33.00	26.515	51.836	3.455
.50	26.935	52.622	3.564
34.00	27.357	53.407	3.674
.50	27.779	54.192	3.787
35.00	28.203	54.978	3.901
.50	28.627	55.763	4.017
36.00	28.958	56.549	4.185
.50	29.479	57.334	4.254
37.00	29.905	58.119	4.376
.50	30.335	58.905	4.500
38.00	30.764	59.690	4.625
.50	31.194	60.476	4.752
39.00	31.626	61.261	4.882
.50	32.058	62.046	5.013
40.00	32.492	62.832	5.145
.50	32.927	63.403	5.281
41.00	33.363	64.403	5.418
.50	33.799	65.188	5.558
42.00	34.238	65.973	5.842
.50	34.677	66.759	5.987
43.00	35.118	67.544	6.134
.50	35.559	68.330	6.283
44.00	36.000	69.115	6.435
.50	36.446	69.900	6.699
45.00	36.892	70.686	6.588
.50	37.339	71.471	6.743
46.00	37.787	72.257	6.901
.50	38.236	73.042	7.061
47.00	38.687	73.827	7.222
.50	39.139	74.613	7.387
48.00	39.593	75.398	7.553
.50	40.048	76.184	7.721
49.00	40.504	76.969	7.891
.50	40.962	77.754	8.064

α	T	D	B
50.00	41.421	78.540	8.239
.50	41.882	79.325	8.325
51.00	42.344	80.111	8.596
.50	42.808	80.896	8.778
52.00	43.274	81.681	8.962
.50	43.741	82.467	9.148
53.00	44.210	83.252	9.337
.50	44.680	84.038	9.528
54.00	45.152	84.823	9.721
.50	45.625	85.608	9.917
55.00	46.101	86.394	10.115
.50	46.578	87.179	10.315
56.00	47.056	87.965	10.518
.50	47.537	88.750	10.725
57.00	48.020	89.535	10.932
.50	48.504	90.321	11.142
58.00	48.989	91.106	11.355
.50	48.477	91.892	11.571
59.00	49.967	92.677	11.789
.50	50.459	93.462	12.009
60.00	50.953	94.248	12.233
.50	51.448	95.033	12.458
61.00	51.946	95.819	12.687
.50	52.445	96.604	12.918
62.00	52.947	97.389	13.152
.50	53.451	98.175	13.389
63.00	53.957	98.980	13.629
.50	54.465	99.746	13.870
64.00	54.975	101,53	14.115
.50	55.488	101.316	14.363
65.00	56.003	102.102	14.614
.50	56.520	102.887	14.867
66.00	57.039	103.673	15.125
.50	57.561	104.458	15.383
67.00	58.085	105.243	15.645
.50	58.611	106.029	15.910
68.00	59.140	106.814	16.179
.50	59.671	107.600	16.450
69.00	60.205	108.385	16.724
.50	60.741	109.170	17.002
70.00	61.280	109.956	17.283
.50	61.882	110.741	17.567
71.00	62.366	111.521	17.854
.50	62.912	112.312	18.144
72.00	63.462	113.097	18.437
.50	64.014	113.883	18.734
73.00	64.569	114.668	19.034
.50	65.127	115.454	19.338
74.00	65.688	116.239	19.645
.50	65.251	117.024	19.955

α	T	D	B
75.00	66.818	117.810	20.269
.50	67.387	118.595	20.586
77.00	67.960	119.381	20.907
.50	68.536	120.166	21.232
76.00	69.114	120.951	21.560
.50	69.696	121.737	21.891
78.00	70.281	122.522	22.227
.50	70.869	123.308	22.566
79.00	71.461	124.093	22.909
.50	72.056	124.878	23.256
80.00	72.654	125.664	23.607
.50	73.256	126.449	23.961
81.00	73.861	127.235	24.320
.50	74.470	128.020	24.683
82.00	75.082	128.805	25.049
.50	75.698	129.591	25.420
83.00	76.318	130.376	25.795
.50	76.941	131.152	26.174
84.00	77.568	131.947	26.557
.50	78.199	132.732	26.945
85.00	78.834	133.518	27.337
.50	79.472	134.303	27.734
86.00	80.115	135.099	28.134
.50	80.762	135.874	28.540
87.00	81.413	136.659	28.950
.50	82.069	137.445	29.354
89.00	82.727	138.230	29.784
.50	83.391	139.015	30.208
88.00	84.059	139.801	30.638
.50	84.731	140.586	31.070
90.00	85.408	141.372	31.509
.50	86.089	142.157	31.952
91.00	86.776	142.942	32.401
.50	87.466	143.728	32.855
92.00	88.162	144.513	33.314
.50	88.862	145.299	33.778
93.00	89.557	145.084	34.247
.50	90.278	146.869	34.722
94.00	90.993	147.655	35.203
.50	91.713	148.440	35.688
95.00	92.439	149.226	36.180
.50	93.170	150.011	36.667
96.00	93.905	150.796	37.180
.50	94.648	151.582	37.689
97.00	95.395	152.367	38.204
.50	95.148	153.153	38.724
98.00	96.907	153.938	39.251
.50	97.571	154.723	39.784
99.00	98.441	155.509	40.324
.50	99.218	156.294	40.869

2) Beton kaplamalı kanallarda kaplamanın satıh vibratörü ile iyi şekilde sıkıştırılıp sathın düzgün olması ve üst kalıp kullanılmaması için kanal sevi $m = 3/2$ (yatayda 3 düşeyde 2) alınır.

3) Kanallarda banket genişliği debiye bağlı olarak aşağıdaki gibi alınır.

Debi m^3/sn	Minimum Banket Genişliği
0-1 m^3/sn	0,00m
1-5 m^3/sn	0,50m
5-60 m^3/sn	1,00m
60 m^3/sn	1,50m

Kapasitesi $1m^3/sn$ den küçük kanalların yarmada olması halinde yamaç tarafında 1m, diğer tarafta 0,50m genişliğinde banket bırakılır.

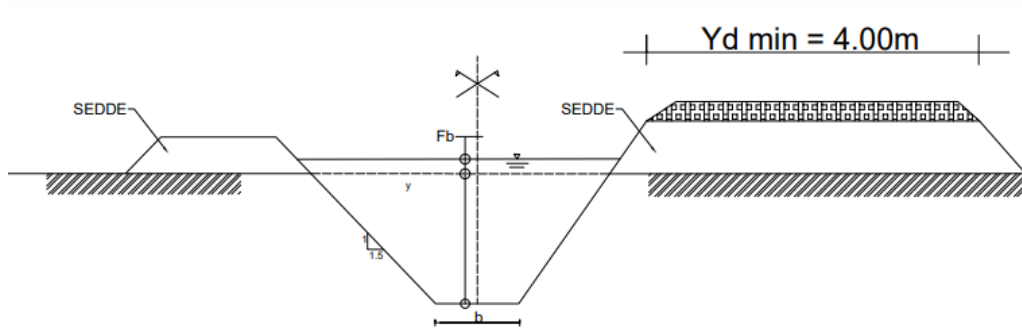
4) Çimento dozajı aksi belirtilmediği takdirde $200 kg/m^3$ alınır. Ana kanallarda beton kalınlığı su derinliğine bağlı olarak minimum 10 cm, su derinliğinin 2,5 m. den büyük olması halinde 15 cm. alınır.

5) Beton kaplamalar makina ile yapılan kaplamalar dışında anolar halinde dökülür ve aralara derz halinde bırakılır. Kanal taban genişliğinin 1,5 m.'yi geçmesi halinde kanal tabanında sev kenarın da 10 cm. kalacak' şekilde boyuna derz yapılır. Kanal tabanında ve şevlerde her 3 m de bir boyuna derz bırakılır.

6) Kanalların dolguda olması halinde işletme yolu olarak kullanılmayacak kanal imlaları için asgari sıkıştırılmış dolgu üst genişliği aşağıdaki gibi alınır.

Debi m^3/sn	Dolgu Üst Genişliği m
0,0-0,3	0,75
0,3-1,5	1,00
1,5-6	1,50
6 -15,0	2,00
15,0-2,50	2,50
60	3,00m

7) Derin yarmada olan kanallarda her “4”m’lik seviye farkında genişlikleri 1m olan banketler bırakılır.



V.1.3 Yedek Kanallar

1) Ana kanaldan suyu alırlar ve tersiyer kanallara ulaştırırlar. Bunlar genellikle arazinin iki çukur hattı arasındaki sırtları takip ederek ana kanaldan başlar ve sulama alanlarını tesviye eğrilerine dik olarak keserler. Yedek kanalların boyları arazinin topoğrafyasına bağlı olmakla birlikte araları 4-5 km.’yi geçmemelidir. İki yedek kanalı arasındaki çukur hatta, bir yedek drenaj kanalı bulunur. Yedek kanalların prizlerinin fazla olduğu tarafında minimum 4.00m. genişliğinde işletme bakım yolu vardır.

2) Yedek sulama kanallarından normal hallerde 350-400m. aralıklarla tersiyer kanallar ayrılır. Nadir hallerde bu aralıklar 500m.’yi bulabilir. Ekonomi sağlamak için iki tarafa ayrılan tersiyer sulama kanalları karşılıklı getirilirler.

3) Tesviye eğrilerini dik olarak kestikleri için eğimleri arazinin eğimine bağlı olarak % ile ifade edilecek kadar fazladır. Yüksek eğimde meydana gelen büyük haz nedeni ile kesitler küçüktür.

4) Yedek kanalların hizmet alanlarına göre kapasite hesabı yapılarak debisi saptanır. Yedek kanalın üzerinde her prizden sonra kapasite değiştirmek uygun değildir. Hizmet alanı 200-300 ha arttığı zaman kanal kapasitesini değiştirmek uygun olur.

5) Yedek sulama kanallarının tersiyer kanallarına suyu alabilmek için su hattı araziden en az 30-40cm yukarda olmalıdır.

6) Tersiyer prizlerinin bulunduğu yedek kanal kısımlarında tersiyere rahat su verebilmesi için. $V < 1,5 \text{ m/s}$ ve $V < 0,9 V_{kr}$ olmalıdır. Rüşubun kanal içinde çökelmemesi için minimum su 121 0,50m/sn olmalıdır. Minimum ile maksimum hızların sağlanabilmesi için tersiyer prizlerinin bulunduğu kesimden minimum 50m. mansaba kadar olan kasımın eğimi 0,0004 ile 0,001 arasında değişir.

7) Yedek kanallarda su seviyesi sadece prizlerde kontrol altına alınır. Kanal prizden sonra bir düşü ile kazıya alınır. Şüt denilen bu düşü yüksekliği 1,5m ye kadar ulaşabilir. Düşüden sonra yedek kanalın eğimi bir ileriki tersiyer prizinin minimum 50m. memba tarafına kadar arazi eğimine paralel seçilir. Bu bölgede su hattının arazi hattının altında kalmasına dikkat edilir. Arazi eğiminin az olduğu yerlerde, iki priz arası düşü yapılmadan tek eğimle de geçilebilir.

8) Arazi eğiminin fazla olduğu yerlerde su rejimi arazinin eğimine bağlı olarak priz mansabına kadar sel rejimi halindedir. Ancak rejimin kritik rejime yakın olması istenmez. Zira akım sık sık rejim değiştirecek buna bağlı olarak da hidrolik sıçramalar meydana gelir. Buna sebebiyet vermemek için sel rejiminin belirli bir emniyet payı kadar kritik akımdan uzaklaşması sağlanmalıdır. $V < 0,90V_{kr}$ veya $V > 1,1V_{kr}$ şartı bunun için yerine getirilmelidir. Bu hususun sağlanmadığı yerlerde eğim düzeltilmesi yapılmalıdır.

9) Yüksek eğimden küçük eğime geçiş bölgelerinde (Prizlerde) genellikle akım rejim değiştirerek sel rejiminden nehir rejimine dönüşür. Hidrolik sıçrama meydana gelerek su seviyesinde yükselme olur. Taşmayı ve tahribatı önlemek için eğimi az olan kanalın memba tarafına düşü havuzu biçiminde bir enerji kırıcı tesis (EKT) tertip edilmelidir. Bu EKT.'nin derinliği memba kanalındaki özgül enerji ile mansap kanalındaki su derinliği farkı kadar olur. Fakat 0,20m den daha az derin inşa edilmelidir.

10) Yedek kanallar boyunca yapılacak olan işletme ve bakım yolu için gerekli olan toprak, kanalın yarmada giden kısmından temin edilmelidir. Yetmemesi halinde drenaj kanalı kazısından alınmalıdır.

11) Yedek sulama kanalları debilerinin 1m/sn. yi geçmesi halinde Parşal savağı kullanılmalı, 1m/sn.den küçük debiler için sabit yüklü orifisli priz yeterlidir.

12) Yedek kanalların nehir rejiminde bulunan priz önündeki bölgelerinde kesit boyutları ana kanaldaki esaslar dahilinde tespit edilir. Sel rejimi bölgede ise rakortman (geçiş yapısı) yapmamak için priz önündeki taban genişliği sabit tutularak projelendirilmelidir.

13) Rejim sel rejimi ve $V > 2,5\text{m/sn}$ ise beton dozajı ve kalınlığı arttırılır. Hava payı 2 katına çıkarılır.

14) $V > 3,5\text{m/sn}$ olması halinde kanal dikdörtgen kesit haline getirilerek eğik düzlemli şüt yapılmalıdır.

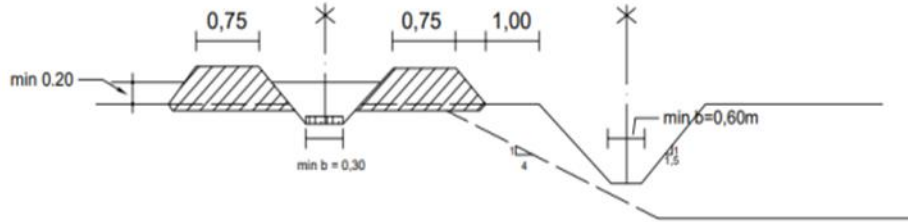
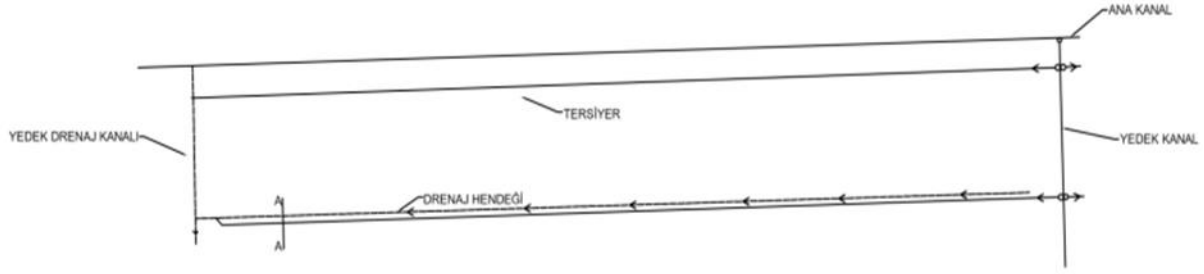
V.1.4. Tersiyer Kanallar

1) Yedeklerden aldıkları suyu sulama sahasına taşıyan kanallardır. Boyları maksimum 2-2,5 km olmalıdır. Eğimleri ana kanal gibi 0.0004 civarındadır.

2) Aralıkları 350 ~400 m olur. Arazi eğiminin fazla olduğu yerlerde bu aralık 500 m.ye kadar çıkar.

- 3) Tersiyer kanalının hizmet ettiği alan 100 ha. civarındadır.
- 4) Tersiyer kanalının hemen üst kısmında drenaj hendeği bulunur. Yeraltı suyunun yüksek olduğu kesimlerde derin drenaj kanalları açılır.
- 5) Her 100lt/sn. lik debilerde kesit değişimi yapılabilir. Genellikle kesit değişimi yapılamaz.
- 6) Tersiyer kanallarından ortalama her 250m. de bir çiftçi arkı prizi ayrılır.
- 7) Sulama yapabilmek için tersiyer kanallarında su yüksekliği sulanacak sahadan 0,25 -0,30m yukarda olmalıdır. Enine eğimin küçük olduğu sulama sahalarında bu değer min. 0,30m. olmalıdır.
- 8) Sulama genel vaziyet planından da görüldüğü gibi bu kanallar yedek drenaj kanalına 125-150m. kala tersiyer drenaj kanalına bağlanırlar. Böylelikle tersiyer kanalının fazla olan suyunu (uç suyu) alıp tahliye etmek imkânı doğmuş olur.
- 9) Tersiyer sulama kanallarında minimum eğim, rüsubatın kanal içine çökmemesi için hız 0,30 m/sn.nin altına düşmeyecek şekilde seçilmelidir.
- 10) Minimum taban genişliği $b=0.30m$ olur. Dolgu üst genişliği min. 0,75m olur. Diğer boyutlar için ilgili şekle bakınız.
- 11) Tersiyer kanalı kendisine paralel olarak drenaj hendeğinden temin edilen toprakla önce dolgu teşkil edilir. Sonradan kanal dolgu içine açılır.
- 12) Debi: $Q < 200lt/sn$ ise beton kaplama hava payı $P_2 = 5-9$ cm
 $200 < Q < 285lt/sn$. ise beton kaplama hava payı $P_2 = 10-14$ cm olur.
Toprak hava payı ise debiye bağlı olarak $P_1 = P_2 + 0,15$ veya $P_1 = P_2 + 0,20$ olur.

DRENAJ HENDEĞİ PLANI



DRENAJ HENDEĞİ TİP KESİTİ / A-A KESİTİ

V.2. Drenaj Şebekesi

Sulama sahasında bulunan sulamada kullanılmayan fazla suyun uzaklaştırılmak maksadı ile inşa edilirler. Yüzeysel ve derin drenaj şebekeleri olmak üzere ikiye ayrılırlar.

V.2.1. Yüzeysel drenaj şebekesi

Sulamadan dönen yağmur suyunun yerüstünde akışa geçen kısmını sulama sahasından uzaklaştırırlar.

- 1) Drenaj hendeği
- 2) Yedek drenaj kanalı
- 3) Ana drenaj kanalı

olmak üzere üç grupta toplanırlar.

V.2.1.1. Drenaj hendeği

- 1) Drenaj şebekesinin en küçük elemanıdır. Tersiyer kanalı kısmında da değinildiği gibi tersiyer kanalına paralel olarak yapılırlar. Derinlikleri 1m.dir.
- 2) Elle yapılıyorsa taban genişlikleri en az 0,60, makina hafrediliyorsa en az 1,00m. dir.
- 3) Şevler 3/2 olmalıdır.
- 4) Kaplamasız kanallardır.

V.2.1.2. Yedek drenaj kanalı

Drenaj hendeklerinden gelen suları toplarlar.

- 1) 2 Yedeğin arasından arazinin çukur yerlerinden geçerler.
- 2) Eğimleri tesviye eğrilerini dik kestiği için fazladır.
- 3) Tabanları minimum 1,00 metredir.
- 4.) Şevleri 3/2 alınır. Zeminin kendini tutamaması halinde 2/1 alınmalıdır.
- 5) Kaplamasız kanallardır.
- 6) Bir taraflarına işletme ve bakım yolu yapılır.

V.2.1.3. Ana Drenaj Kanalı

Yedek drenaj kanallarından gelen suları toplayıp bir akarsuya, göle ve denize iletirler. Yapay olarak açılacakları gibi, bazen bir akarsuda aynı ödevi görür.

- 1) Genel olarak eğimleri azdır. Bu nedenle kesitleri büyüktür.
- 2) Şevler yedek drenaj kanalındaki gibidir.
- 3) Eğimi kanalın zamanla rusubatla dolmasını ve ot büyümesini önlemek için mümkün olduğu nisbette büyük seçilmelidir.
- 4) Kaplamasız kanallar.
- 5) Bir veya iki tarafında işletme ve bakım yolu yapılmalıdır.

V.2.2. Derin drenaj Şebekesi

Sulama sahasının kök bölgesindeki taban suyunu kontrol etmek için açılan drenaj şebekesi denir. Bazı araziler sulamaya ihtiyaç göstermez. Ancak taban suyunun yüksek olması nedeni ile derin

drenaj şebekelerinde yüzeysel drenaj şebekelerinin tüm elemanları mevcut olup, bunlara ilâveten emiciler tertip edilir.

Derin drenaj şebekelerinde tersiyer drenaj kanalı, derinliği 1,50-2,50m. olmalıdır. Zira bu kanal bitki kök bölgesindeki suyu kontrol altına almak durumundadır. Buna bağlı olarak diğer kanallarda (yedek ve ana drenaj kanalı) yüzeysel drenaj şebekesindekilere göre daha derin tertip edilirler.

Emiciler ise topladıkları drenaj sularını tersiyer kanallarına ileten aralıkları ve derinlikleri taban suyunun durumuna, toprağın fiziki özelliklerine, yetiştirilen bitki cinsine göre saptanan borulardır.

V.2.3. Yüzeysel ve derin drenaj kanallarının projelendirilmesi ile ilgili bazı kriterler

- 1) Kanal boyutları Manning formülü ile hesaplanır. Pürüzlülük katsayısı zemin cinsine bağlı olarak $0,028 < n < 0,034$ seçilir.
- 2) Kanalların kapasitesi her büyüklükteki düz ve dalgalı arazilerde ‘‘Mc Math’’ metodu ile, yeterli akım ölçümü bulunmayan, $15 < A < 25 \text{ km}^2$ ($A = \text{Havza Alanı}$) havza alanı olan yan derelerde Rasyonel Metodu ile, drenaj alanı içinde sık yağış ölçeklerine sahip, birkaç km^2 ile 5000 km^2 ’lik drenaj sahalarında birim hidrograf metodu ile, üzerinde uzun süreli akım rasadı bulunmayan akarsu havzalardan gelecek olan taşkın debiler için Sentetik Metodu ve Mockus Metodu ile hesaplanır.
- 3) Genel olarak tersiyer drenaj kanalları 2,33 senede bir gelen debiye, yedek drenaj kanalları 5 senede bir gelen debiye, ana drenaj kanalları ise 10 yılda bir gelen debiye göre projelendirilir.
- 4) Drenaj kanallarında, maksimum sürüklenme gücü 6 kg/m^2 ’dir. Sürüklenme gücünün $6 \text{ kg/m}^2 < \tau < 12 \text{ kg/m}^2$ olması halinde kanal gözleme alınarak bozulan kısımlar tespit edilir. Beton veya pere kaplama gibi iksa yapılmasına karar verilir. Sürüklenme gücünün $\tau > 12 \text{ kg/m}^2$ olması halinde beton iksa yapılmalıdır.
- 5) Kurp yarıçapları ayrılmaları önlemek gayesi ile kanal eğimine bağlı olarak aşağıdaki gibi alınır.

KANAL TİPİ	KANAL EĞİMİ	MİN. KURP YARIÇAPI
Küçük Kanallar	$J \leq 0,0006$	75m
$B \leq 5m$	$J > 0,0006$	125m
Orta Kanallar	$J \leq 0,0006$	150m
$5 < B \leq 10$	$J > 0,0006$	175m
Büyük Kanallar	$J \leq 0,0006$	175m
$B > 10$	$J > 0,0006$	250m

6) Kanalların enine kesitteki şevleri kanalın kazıldığı zemin cinsine bağlı olarak aşağıdaki gibi seçilir.

ZEMİN CİNSİ	ŞEV
Killi Olmayan Toprak	$m = 2/1$ (Düşeyde 1 yatayda 2)
Killi Toprak	$m = 3/2$ (Düşeyde 2 yatayda 3)

7) Minimum ebatları kanal cinsine bağlı olarak aşağıdaki gibidir.

KANAL TİPİ	MİN. TABAN GENİŞLİĞİ	MİN. HAFR. GEN.
Yüzeysel Yedek Drenaj Kanalı	$b = 1,00 \text{ m}$	$d = 1,00 \text{ m}$
Derin Yedek Drenaj Kanalı	$b = 1,00 \text{ m}$	$d = 2,30 \text{ m}$
Yüzeysel Tersiyer Drenaj Kanalı	$b = 1,00 \text{ m}$	$d = 0,80 \text{ m}$
Derin Tersiyer Drenaj Kanalı	$b = 1,00 \text{ m}$	$d = 1,80 \text{ m}$

Yüzeysel tersiyer drenaj kanalı derinlikleri tersiyer imlâsını karşılayacak şekilde arttırılırlar.

8) Tek taraftan temizlenen yüzeysel ve derin drenaj kanallarında depo eteği ile kanal şevi üst kenarı arasındaki banket genişliği bir tarafta 1m, diğer tarafta 4m, tek tarafları temizlenmeyen kanallarda ise her iki tarafta 4'er metrelik banketler bırakılır.

9) Yüzeysel ve derin drenaj kanallarından çıkan topraklar aralıklı olarak kanala paralel depo edilir. Depo yükseklikleri maksimum 2,5m. olur.

10) Derin drenaj olması halinde drenaj aralıkları arası Donnan formülü ile hesaplanır.

$$S = 2 \times \sqrt{\frac{K(b^2 - a^2)}{q_D}}$$

S = Derin drenaj kanalları arasındaki mesafe (m)

K = Permeabilite (m/gün)

b = Taban suyu alçalma eğrisinin en yüksek noktasından geçirimsiz tabakaya kadar olan mesafe (m)

a = Drenaj kanalındaki su yüzeyinin geçirimsiz tabakaya kadar olan mesafesi (m)

qD = Birim alandan drene edilecek su miktarı (m³/gün)

V. SULAMA SİSTEMLERİ

Bitkilerin ihtiyacı olan su, sulama şebekelerinden çeşitli sistemlerle bitkiye ulaştırılır. Bu itibarla sulama şebekelerinin işletme sistemleri kanalların kapasitelerine ve fonksiyonlarına etki eder.

Bunlar sırası ile ;

- 1) Rotasyon sistemi
- 2) Talep (istek) sistemi
- 3) Şartlı talep (istek) sistemi
- 4) Birim saha, birim su sistemi

1) Rotasyon Sistemi

Açık kanallı sulama şebekelerinde kullanılan bu sistem memleketimizde ilk kullanılan sistem olup toplam 102000ha. büyüklüğündeki Seyhan, Silifke, Menemen ve Berdan projeleri bu metoda göre projelendirilmişlerdir.

Genellikle bütün zirai bitkilere ihtiyacı olan belirli miktar su verildikten sonra, bu su bitki tarafından sarf edilinceye kadar bitkiye yeni su verilmez. Rotasyon sistemi işte bu düşünceden hareket edilerek ortaya konmuştur. Yedek kanallar ve her yedeğin tersiyer kanalları aralarında gruplara ayrılmaktadır. Bu sistemde yedekten su ihtiyacının tamamı belli bir süre aynı grup kanallara verilmekte ve bu esnada diğer kanallar sulama yapmamaktadırlar. Belirli yedek ve belirli tersiyerler belirli zamanlarda su alırlar. Yani ana kanaldan ayrılan yedeklerle, yedeklerden ayrılan tersiyerler gruplara ayrılmışlardır.

$M = n \cdot m$ ifadesi ile gösterilir.

n = yedek grup adedini gösterir.

m = tersiyer grup adedini göstermektedir.

Örneğin iki yedek kanalı her bir yedeğinde 3 tersiyeri bulunan bir sulama şebekesinde Rotasyon $M=2*3$ ile ifade edilmişse her tersiyere 6 günde bir sıra gelecek demektir.

ana kanal			
Y1-1	Y1-2	Y2-1	Y2-2
Y1-3	Y1-4	Y2-3	Y2-4
Y1-5	Y1-6	Y2-5	Y2-6
Y1 yedeği		Y2 yedeği	

Şekil-1-

Örneğin yukarıda çizilen şebeke türünde

$$M=2*2 = 4 \text{ Rotasyon sistemi uygulanıyorsa}$$

Örneğin 1.Rotasyonda Y1 yedeği ve Y1-2, Y1-3, Y1-5 tersiyerleri

2.rotasyonda Y1 yedeği ve Y1-1, Y1-4, Y1-6 tersiyerleri

3.rotasyonda Y2 yedeği ve Y2-1, Y2-2, Y2-6 tersiyerleri

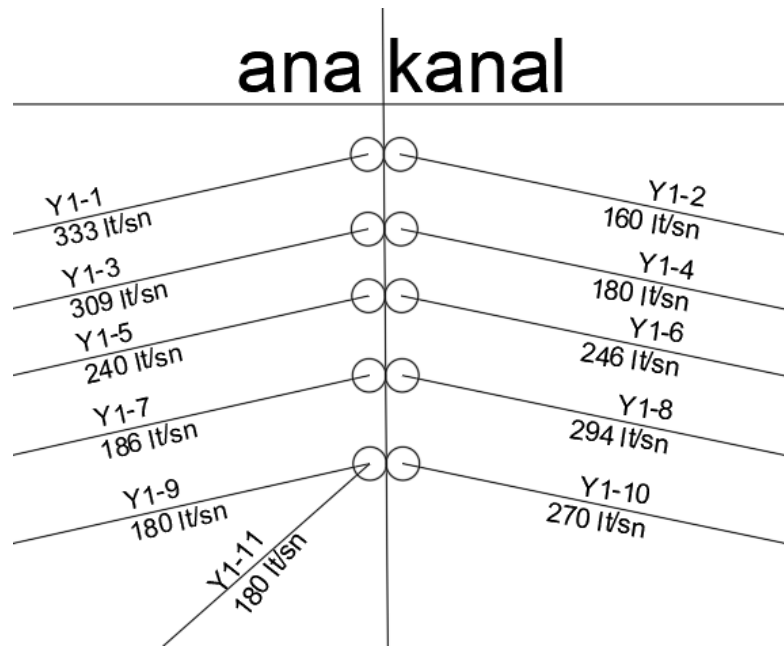
4.rotasyonda Y2 yedeği ve Y2-3, Y2-4, Y2-5 tersiyerleri

su alır.

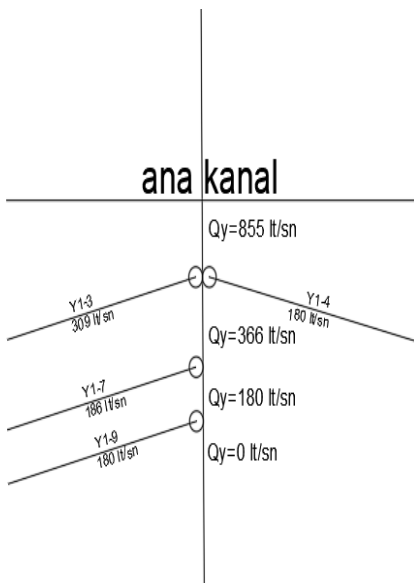
Rotasyon sisteminde gruplar seçilirken tanzim olduğu nispette grup sahaları birbirine yakın olmalıdır. Aksi takdirde kanal boyutları büyük çıkar ve diğer sistemlere nazaran daha pahalı olur. Bunun için rotasyon sistemlerinde grupları tamam ederken bir tersiyeri şu veya bu rotasyona dahil

etmeden önce kısmi toplamalara bakılmalıdır. Ve bu işleme son tersiyerden başlanır.

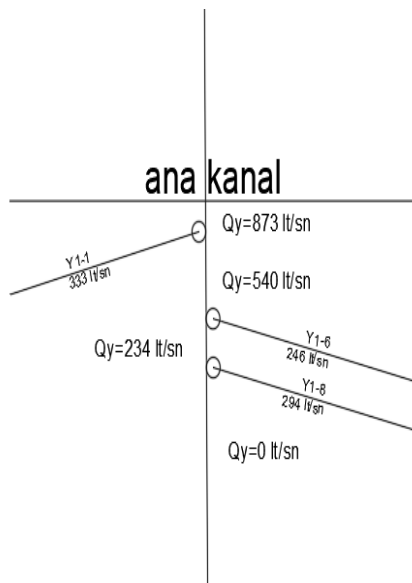
Örnek:



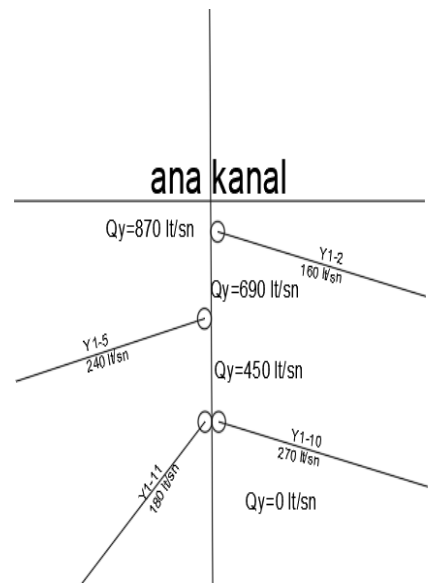
I. Rotasyon



II. Rotasyon



III. Rotasyon



Görüldüğü gibi yedek kanalı başlangıçta maksimum debi olan 873 lt/sn 'ye göre projelendirilecektir. Söz konusu yedek Y1-7, Y1-8 prizleri ile Y1-9, Y1-10, Y1-11 prizleri arasında I. rotasyonda $Q_y=180$ lt/sn ilk debi taşırken II. Rotasyonda Aynı kısım boş kalmakta III. Rotasyonda ise $Q_y=450$ lt/sn lik debi taşımaktadır. Bu da sadece III. Rotasyon için bile olsa kanalın bu debiye göre boyutlandırılmasını zorunlu kılmakta, bu da haliyle ekonomik olmamaktadır. Sulamanın, şebekenin belli kesiminde toplanması işletmede kolaylık sağlamasına rağmen kanal boyutları büyük çıktığı ve bitkiye su tam gerektiği zamanda verilmemesi nedeni ile bu yöntem uygulanmamaktadır. Seyhan, Silifke, Menemen ve Berdan sulamaları da rehabilitasyon çalışmaları ile talep sistemine çevrilmiştir.

2) **Talep Sistemi**

Bu sistemin Türkiye'de çok geniş kullanılış alanı vardır. Büyük projelerin %77'si bu yönetime göre projelendirilmiştir. İnşa halinde olanlarda ise bu oran %96'dır.

Tarlaya devamlı su vermeyi esas tutan bu sistem , sulama şebekesinin her noktasında ihtiyaç duyulan su miktarının temini esasına dayanır. Bu sistemde tersiyerlerde devamlı olarak su bulundurulur. Talep yöntemi ile çiftçilere istedikleri zaman su verilebildiğinden, bitki su ihtiyacının zamanında karşılanması yönünden en uygun koşullar sağlanmaktadır. İşletme yönünden, rotasyon dışındaki yöntemlere üstünlüğü vardır. Ancak bu yöntemle bitkiye bir ay süre ile 24 saat su verilmesi halinde ihtiyaç karşılanır. Çalışma şartları bütün sulama mevsimi boyunca günde 24 saat sulamaya olanak vermez. Her çiftçi belli bir zaman arası ile örneğin birkaç gün ara ile sulama yapacaklardır. Bundan dolayı sulama şebekelerinin bütün prizleri aynı anda tam kapasitede çalışmaz. Priz adedinin artması ile prizlerin hepsinin aynı anda çalışması ihtimali düşer. Bu sonucun kanal kapasitelerinin hesabında göz önünde tutulması gerekir.

Bir kanal üzerindeki aynı anda su alacak max prizlerin sayısına x dersek priz debilerinde p ise kanalın kapasitesi $Q=x*p$ olur. Sulamanın 24 saat yapılması halinde aynı kanalın kapasitesi $Q'=A*q$ olur. Burada A kanalın hizmet ettiği alan 'q' modülüdür. Ancak Q' değeri daima Q değerinden küçüktür. Kanalın Q' değerini Q değerine çıkarmak için Q' değerini F sayısı ile çarpmak gerekir.

$$Q = F * Q' = F * Aq = x * p$$

$$F = \frac{x*p}{A*q} \text{ olup} \quad (1)$$

F= Fleksibilite (esneklik) katsayısı

x=Aynı anda çalışan max. priz sayısı

p=Bir prizin debisi (lt/sn)

A=Sulama alanı (ha)

q=Sulama modülü(lt/sn*ha)

Gauss ihtimal dağılım hesaplarına dayanarak x değeri Clement tarafından aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$x = m * (1 + u * \sqrt{\frac{1}{m} - \frac{1}{n}}) \quad (2)$$

Burada m=Aynı anda çalışan ortalama priz adedi

u=Gauss ihtimal eğrisinden normal bir işletmede %95 çalışma ihtimaline tekabül eden sayı olup 1,645 alınır.

n=Toplam priz sayısı

bir günde sürekli olarak yapılan sulama ortalama t_1 saat ise

$$m * t_1 * P = A * q * 24 \quad \text{eşitliğinden}$$

$$m = \frac{A*q*24}{P*t_1} \quad \text{olur.} \quad (3)$$

Bir prizin hizmet alanı a ise ;

$$n=A/a \text{ olur.} \quad (4)$$

(2), (3), (4) değerleri (1) numaralı denklemde yerine konacak olursak ;

$$F = \frac{\frac{A \times q \times 24}{t_1 \times p} \left(1 + 1,645 \sqrt{\frac{t_1 \times p}{A \times q \times 24} - \frac{a}{A}} \right) \times p}{A \times q}$$

$$F = \frac{24}{t_1} \left(1 + 1,645 \sqrt{\left(\frac{t_1 \times p}{a \times q \times 24} - 1 \right) \frac{a}{A}} \right) \quad \text{olur.}$$

Görüldüğü gibi Fleksibilite katsayısı t , q , p , a ve A gibi 5 parametreye bağlı olarak değişmektedir. $a=8$ ha ve $p=30$ lt/sn kabulü ile geriye t_1 , A ve q değişkenleri kalır. Çalışma süresi t_1 ve A alanına bağımlı olarak 16 ve 24 saat arasında değiştiği ve bu değişimin 20 ile 100 ha arasında 16 saatten başlamak üzere 24 saate kadar değiştiği kabul edilmiştir. Buna göre Fleksibilite değerleri ülkemiz için geçerli olan $0,50 < q < 1,5$ değerleri için 100 ha dan sonra sulama süresi 24 saat kabul edilirse sadece A değerine bağlı kalmaktadır. $20 < A \leq 100$ ha.lık sulama sahaları için ise $16 < t_1 < 24$ olarak bulunan F değerleri ile $A > 100$ ha.lık sulama sahaları için ise $t=24$ alınarak bulunan F değerleri tablo halinde verilmiştir.

Tablonun incelenmesinden de anlaşılabacağı üzere , hizmet sahasının yani priz adedinin artması ile Fleksibilite katsayısı küçülmektedir. Çünkü Clement formülünde de görüleceği üzere, x sayısı priz adedi arttıkça azalmaktadır. Zira yapılan istatistiklerde göstermiştir ki bir sahada mevcut prizlerin aynı anda çalışma ihtimalleri, daha küçük bir sulama sahasına nazaran daha düşük olmaktadır. Sulama sahası büyüdükçe ekilen bitki türü artmakta ve bunların aynı anda sulama ihtimalleri azalmaktadır.

Örnek 1:

$q_{\max}=0,90$ lt/sn ha olarak verilen bir sulama sahasında her prizinin kapasitesi 20lt/sn olarak verilmiştir. Sulama sahası 120 ha olan bu arazide günlük sulama müddeti 16 saat olduğuna göre max priz adedini, max. debiyi ve Fleksibilite katsayısını bulunuz ($a=8$ ha)

$$m = \frac{120 \times 0,90 \times 24}{20 \times 16} = 8,1 = 8 \quad n = \frac{120}{8} = 15$$

$$x = 8 \left(1 + 1,645 \sqrt{\frac{1}{8} - \frac{1}{15}} \right) = 11 \quad Q = 11 \times 20 = 220 \text{ lt/sn}$$

$$F = \frac{11 \times 20}{120 \times 0,90} = 2,04$$

Örnek 2:

$$q=0,60 \text{ lt/sn ha} \quad A=80 \text{ ha} \quad t=22 \text{ saat} \quad P=30 \text{ lt/sn}$$

$$F = \frac{24}{22} \left(1 + 1,645 \sqrt{\left(\frac{30 \times 22}{8 \times 0,60 \times 24} - 1 \right) \frac{8}{80}} \right) = 2,32$$

$$F=2,32$$

Örnek 3:

$$q=1,00 \text{ lt/sn ha} \quad A=2000 \text{ ha} \quad t=24 \text{ saat} \quad P=30 \text{ lt/sn}$$

$$F = \frac{24}{24} \left(1 + 1,645 \sqrt{\left(\frac{30 \times 24}{8 \times 1 \times 24} - 1 \right) \frac{8}{2000}} \right) = 1,17$$

$$F=1,17$$

Büyük projelerde birim saha birim su sistemine göre ekonomik olmaktadır. Çiftçiler devamlı su alabilme şansına sahiptirler.

Talep sisteminin faydaları:

- 1) Şebekede daima su bulunduğundan çiftçiler su beklemez.
- 2) Kanal boyutları rotasyon sistemine nazaran küçük olduğu için maliyet düşük olur.
- 3) İşletme kolaylığı vardır.

Talep sisteminin mahzurları ise şöyle sıralanabilir:

- 1) Sulama süratini düşürür.
- 2) Daimî su çiftçiye israfa alıştıırır.

Talep yöntemi ile projelendirilen sulama şebekesinde ana kanal başlangıçtan ilk yedeğin ayırım yerine kadar sulama modülü ile boyutlandırılır. Ayırım yerinden sonra kanallar alana bağlı olarak gelen Fleksibilite katsayısı ile çarpılarak boyutlandırılır. Ancak ayırım yerinden sonraki kapasiteleri önceki kanalın kapasitesinden büyük olamaz.

3) Şartlı Talep Sistemi

Talep sisteminde taleplerin verilebilecek sudan fazla olması halinde çiftlik prizleri arasında rotasyon yapılmak üzere talepler sıraya konur. Şartlı talep sistemi sulama suyunun yetmemesi halinde uygulamanın getirdiği bir zorunluktur.

Talep sisteminin faydalarını muhafaza ettiği gibi rotasyon sisteminin mahzurlarını da ortadan kaldırır.

4) Birim Saha, Birim Su Sistemi

Memleketimizde 1965 yılından sonra kanaleti sulama şebekelerinde uygulanmaya başlanmıştır. Bu sistemde sulama alanı 50-60 ha büyüklüğünde birim sahalara bölünmekte ve sulama suyu bu sahaların en yüksek noktasına iletilmektedir. Birim sahalara su ileten birinci kademe kanaletleri iletim kanalları niteliğinde olup bunlardan alınmaması gerekmektedir. Su ikinci kademe kanaletler aracılığı ile dağıtılır. Her birim sahada belirli bir zaman belirli bir parsel su alır. Bu esnada birim sahada bulunan diğer parseller su almazlar. Birim su 50-60 lt/sn olarak alınmaktadır.

Faydaları şu şekilde sıralanabilir:

- 1) Her sene değişen zirai şartlara kolaylıkla uyum sağlar.
- 2) Sulama suyunu hassasiyetle dağıtan bir metottur.
- 3) Birim alanlara verilen su miktarı eşit olduğundan kanaletlere aynı eğim verildiği takdirde 2. kademe kanaletlerinin aynı tip kullanılması mümkün olur.

Mahzurları ise şu şekilde belirlenir:

- 1) Bu sistemde su sahaların en yüksek yerlerine ayrı ayrı kanalet hatları ile taşındığından birinci derece kanaletlerin boyu uzar.
- 2) Projelendirilirken birim sahalara sıra ile su verildiği için projelendirmede Fleksibilite katsayısı düşünülmez. Bu sebeple kanalet tipleri daha küçük çıkmasına karşın kanalet uzunlukları çok arttığı için toplam kanalet maliyeti talep sistemine nazaran daha fazla olur.
- 3) Bu sistemde birinci derece kanaletlerden su alınmaması gerektiği halde bu durum önlenememekte, bunun neticesi olarak ta 2. kademe kanaletlerine gerekenden az su kalmakta buna bağlı olarak ta sulama düzeni bozulmaktadır.

Birim saha birim su metodunda aşağıdaki hususlar göz önünde bulundurulmalıdır:

- 1) Birim sahaların ayırımında, birim saha içinde sulama suyunu dağıtacak ikinci kademe kanaletlerin kısa olması için birim sahalar imkan nispetinde kare şeklinde olmalıdır.
- 2) Birim sahaların tesviye eğrilerine dik geçen sınırı arazinin en yüksek yerine rastlamalıdır. Böylece birinci kademe kanaletlerden 2 taraflı olarak birim sahalar su verilmiş olur.
- 3) 2.derece kanaletler sulama suyunu sulanacak tarlanın 250 300 m yakınına getirmelidir.

Kanaletli projelerin %11'i bu sistemle projelendirilmiştir. Ekonomik olmaması ve işletme sorunları nedeni ile bu sistemin büyük sulama projelerinde uygulanmamasını beraberinde getirmektedir.

Tablo-2- FLEKSİBİLİTE KATSAYISI (F)							
ALAN (ha)	q lt/sn/Ha						
	0.50	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.50
20	4.62	4.28	4.00	3.77	3.41	3.72	2.77
30	3.90	3.63	3.42	3.24	2.96	2.73	2.47
40	3.44	3.22	3.04	2.89	2.97	2.47	2.25
50	3.11	2.91	2.76	2.63	2.65	2.27	2.09
60	2.85	2.68	2.54	2.43	2.43	2.11	1.95
70	2.64	2.49	2.36	2.26	2.25	1.98	1.84
80	2.47	2.32	2.21	2.12	2.10	1.87	1.74
90	2.32	2.17	2.08	2.00	1.98	1.77	1.65
100	2.19	2.07	1.97	1.89	1.77	1.68	1.57
110	2.13	2.02	1.93	1.85	1.74	1.65	1.54
120	2.08	1.97	1.89	1.82	1.70	1.62	1.52
130	2.04	1.94	1.85	1.78	1.68	1.59	1.50
140	2.00	1.90	1.82	1.75	1.65	1.57	1.48
150	1.97	1.87	1.79	1.73	1.63	1.55	1.47
170	1.91	1.82	1.75	1.69	1.59	1.52	1.44
185	1.87	1.78	1.71	1.66	1.58	1.50	1.42
200	1.84	1.75	1.69	1.63	1.55	1.48	1.40
215	1.81	1.73	1.66	1.61	1.53	1.46	1.39
230	1.78	1.70	1.64	1.59	1.51	1.45	1.38
245	1.76	1.68	1.62	1.57	1.49	1.43	1.36
260	1.74	1.66	1.60	1.55	1.48	1.42	1.35
280	1.71	1.64	1.58	1.53	1.46	1.41	1.34
300	1.68	1.62	1.56	1.52	1.45	1.39	1.33
325	1.66	1.59	1.54	1.50	1.43	1.38	1.32

350	1.63	1.57	1.52	1.48	1.41	1.36	1.30
375	1.61	1.55	1.50	1.46	1.40	1.35	1.29
400	1.59	1.53	1.49	1.45	1.39	1.34	1.28
425	1.58	1.52	1.47	1.43	1.37	1.33	1.28
450	1.56	1.50	1.46	1.42	1.36	1.32	1.27
475	1.54	1.48	1.45	1.41	1.35	1.31	1.26
500	1.53	1.47	1.43	1.40	1.35	1.30	1.25
550	1.51	1.45	1.41	1.38	1.33	1.29	1.24
600	1.48	1.44	1.40	1.36	1.31	1.28	1.23
650	1.47	1.42	1.38	1.35	1.30	1.27	1.22
700	1.45	1.40	1.37	1.34	1.29	1.26	1.22
750	1.43	1.39	1.35	1.33	1.28	1.25	1.21
800	1.42	1.38	1.34	1.32	1.27	1.24	1.20
900	1.40	1.36	1.32	1.30	1.26	1.23	1.19
1000	1.38	1.34	1.31	1.28	1.24	1.21	1.18
1100	1.36	1.32	1.29	1.27	1.23	1.20	1.17
1200	1.34	1.31	1.28	1.26	1.22	1.20	1.16
1400	1.32	1.28	1.26	1.24	1.21	1.18	1.15
1600	1.30	1.27	1.24	1.22	1.19	1.17	1.14
1800	1.28	1.25	1.23	1.21	1.18	1.16	1.13
2000	1.27	1.24	1.22	1.20	1.17	1.15	1.13
2400	1.24	1.22	1.20	1.18	1.16	1.14	1.12
2800	1.22	1.20	1.18	1.17	1.15	1.13	1.11
3200	1.21	1.19	1.17	1.16	1.14	1.12	1.10
4000	1.19	1.17	1.15	1.14	1.12	1.11	1.09
5000	1.17	1.15	1.14	1.13	1.11	1.10	1.08
6000	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.09	1.07

7000	1.14	1.13	1.12	1.11	1.09	1.08	1.07
9000	1.13	1.11	1.10	1.09	1.08	1.07	1.06
12000	1.11	1.10	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05
15000	1.10	1.09	1.08	1.07	1.06	1.06	1.05
20000	1.08	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.04
25000	1.08	1.07	1.06	1.06	1.05	1.04	1.04
30000	1.07	1.06	1.06	1.05	1.04	1.04	1.03
40000	1.06	1.05	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03
50000	1.05	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03

VI. Sulama ve Drenaj Şebekelerinde Kanalların Hidrolik Hesapları

VI.1 Açık kanallı sulama şebekelerinde sulama kanallarının kapasitelerinin tayini.

Sulama kanallarının ebatlarının tayin edilebilmesi için, kanalların taşıyabileceği su miktarının yani kapasitelerinin bilinmesi gereklidir. Bitki sulama suyu hesapları Blaney-Criddle metoduna göre hesaplandıktan sonra toprakla kıştan artan su rezervi de dikkate alınmalıdır. Bu takdirde "A" bitkisine ait sulama suyu ihtiyacı "P_A" paterni ile daha önce de izah edildiği gibi şu şekilde hesaplanır.

$$U_{SA}=U_A-(re+KAN). P_A$$

Sulama modülünün hesabında sulamanın araziye uygulama şekli yani metodları dikkate alınarak çiftlik randımanı seçilir. Çiftlik sulama modülü (q_ç) ve diversiyon sulama modülü (q) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$q_{\text{ç}} = \frac{u_s \times 10^4}{(30 \text{ veya } 31) \times 24 \times 60 \times 60 \times E1} \left(\frac{lt}{sn.ha} \right) \text{ veya } q_{\text{ç}} = \frac{u_{\text{ç}} \times 10^4}{(30 \text{ veya } 31) \times 86400}$$

Burada; u_s= Aylık bitki sulama suyu ihtiyacı (mm)

E1= Çiftlik randımanı

u_ç= Çiftlik başındaki aylık sulama suyu ihtiyacı (mm)

$$q_{\text{ç}} = \frac{u_s \times 10^4}{(30 \text{ veya } 31) \times 24 \times 60 \times 60 \times E1} \left(\frac{lt}{sn.ha} \right) \text{ veya } q = \frac{q_{\text{ç}}}{E2} \text{ veya } q = \frac{u_k \times 10^4}{(30 \text{ veya } 31) \times 86400}$$

Daha önceki bölümde de izah edildiği gibi en gayri müsait sulama tatbikatı şekli bütün prizlerin aynı anda çalışmalarıdır. Küçük bir sulama sahasında bu ihtimal büyük bir sahaya nazaran daha büyük olacaktır, zira küçük bir sahada aynı cinsten tarım ürünü ekildiği için aynı anda sulama yapılacaktır. Zaten Clement formülünde de aynı anlam çıkmaktadır. İşte bu husus hesaplarda fleksibilite katsayıları ile dikkate alınmaktadır. (Bakınız: Fleksibilite katsayısı tablosu)

Kanal kapasitesi (Q) aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$\text{Burada; } Q = F.A.q.10^{-3} \text{ (m}^3\text{/sn)}$$

A= Net sulama alanı (ha)

F= Net sulama alanına ve sulama modülüne tekabül eden fleksibilite

q= Diversiyon sulama modülü (lt/sn.ha)

Net sulama alanını tayin etmek için meskun ve sulanamaz araziler ölçüme dahil edilmeden toplam tarım alanı haritadan ölçülerek brüt sulama alanı tespit edilir. Brüt sulama alanının %6 sinin yollar, kanallar, çiftlik binaları için kullanılacağı kabul edilir. Sulanabilir arazi diye tanımlanan bu arazinin de bir kısmı, nadas ve diğer sebeplerle su talebinde olmayabilir. Bu tip arazide memleketimizde %10 civarındadır. Bütün bu hususlar dikkate alınarak net sulama alanı (A) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$A = 0,94 \times 0,90 \times A_{\text{brüt}} = 0,846 A_{\text{brüt}} \text{ (ha)}$$

Burada $A_{\text{brüt}}$ = Brüt sulama alanı (ha) dır.

Örnek: Bir yedek sulama kanalının hizmet sahası 1655 ha çiftlik başında verilecek max. sulama suyu ihtiyacı temmuz ayına ait olup 247,23 mm. dir. İşletme sızma kayıpları 0,15 olduğuna göre söz konusu yedek kanalı kapasitelendiriniz.

Temmuz ayı 31 çektiğine göre diversiyon sulama modülü

$$q = \frac{U_{\text{ç}} \times 10^4}{31 \times 86400 \times E2}$$

$$E2 = 1 - P2$$

$$P2 = 0,15 \quad U_{\text{ç}} = 247,23 \text{ mm} \quad E2 = 1 - 0,15 = 0,85$$

$$q = \frac{247,23 \times 10^4}{31 \times 86400 \times 0,85} = 1.86 \text{ lt/sn.ha}$$

$$A_{\text{net}} = 0,846 \times 1655 = 1400 \text{ ha}$$

flexibilite katsayısı tablodan $q = 1.086$ ve $A_{\text{net}} = 1400$ ha. için tablodan Tatonmanla $F = 1.197$ bulunur.

$$Q = F.A.q.10^{-3} \text{ formülünden}$$

$$Q = 1.197 \times 1400 \times 1.086 \times 10^{-3} = 1,82 \text{ m}^3/\text{sn} \text{ bulunur.}$$

VI.2 Drenaj Kanallarının Kapasitelerinin Tayini

Drenaj kanallarından sulama sahasındaki fazla suyun istenilen zaman içinde boşaltılması istenir. Fazla sudan kasıt sulama suyu arttığı ve yağışlardan sulama sahasında kalan sudur. Yağışlardan sulama sahasında kalan su, sulama suyu artığına kıyasla fazla olduğu için drenaj ağı yağışlara göre hesaplanır.

Yapının ehemmiyetine göre hangi frekanslı debinin hesaplanacağına karar verilir. Genel olarak tersiyer drenaj kanalları 2,33 senede bir gelen debiye, yedek drenaj kanalları 5 senede bir gelen debiye ana drenaj kanalları ise 10 senede bir gelen debiye göre projelendirilir. Kanalların kapasitesinde kullanılan metotlar aşağıda sıralanmıştır.

1) "Mc Math" Metodu

2) Rasyonel Metodu

3) Sentetik Metod

4) Mockus Metodu

5) Snyder Metodu

Yağışlardan akışa geçen drenaj ağına intikal eden su miktarının hesaplanması bu metotlarda esastır. Hidrolik çevrim nedeni ile yağışın hepsinin akışa geçmeyeceği bir gerçektir. Yağışın akışa geçen kısmı arazinin topoğrafyası, bitki örtüsü gibi hususlara bağlıdır.

VI.2.1 "Mac Math, Metodu

Genel olarak bu metot her büyüklükteki düz ve dalgalı arazilerde kullanılır. Özellikle derin olmayan drenaj şebekelerinde muvaffakiyetle kullanılır. Formülü aşağıda verilmiştir.

$$Q = 0,0023 \cdot C \cdot I \cdot S^{1/5} A^{4/5} \text{ (m}^3/\text{sn)}$$

C = Ova karakterini bitki örtüsü toprak ve topoğrafyaya bağlı olarak veren bir katsayıdır.

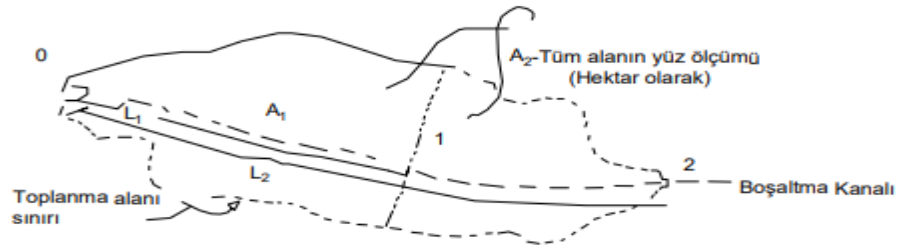
I = Seçilen tekerrür süresi ve suların toplanma zamanı için yağış şiddeti (mm/saat) Meteoroloji yağış atlasından alınabileceği gibi takribi hesaplar için Abak I den faydalanılabilir.

S = Yatak eğimi x 1000

A = Havza alanı (ha)

“A” nın Hesabı

A. Kanala su veren yağış alanının ha. olarak yüz ölçümüdür.



Örnek: 0-1 kesitleri arasındaki alan yağış alıyorsa 1 kesitine su veren alanın yüz ölçümü dikkate alınır.

Eğer iki kesitindeki debi hesaplanacaksa 2 kesitine su veren A_2 alanı dikkate alınır.

“S” nin Hesabı

Yağış alanı içindeki kanalın uzunluğu ve bu uzunluktaki kot farkı dikkate alınır. Örneğin 1 kesitindeki debi hesaplanacak ise $S = \frac{H_1}{L_1} \times 1000$ olur.

Burada L_1 = kanalın uzunluğu (m)

H_1 = 0-1 kesitleri arasındaki kot farkı (m) dir.

“C” nin Hesabı

Yağış alanına ait “C” değeri bitki örtüsü toprak ve topoğrafyaya bağlı olarak “C” tablosundan genellikle, bu üç faktörün etkisi eşit kabul edilerek alınır.

Örnek: iyi örtülü, ağır bünyeli, düz bir arazi için “C” katsayısının hesabı $C = 0,12 + 0,22 + 0,04 = 0,38$

“I” nın Hesabı

“I” nin hesabı için yağış süresinin, yağış frekansının bilinmesi gereklidir. Yağış süresi, Toplanma zamanı “ T_C ” değerine eşit kabul edilir. Yağış frekansı ise yapının önemine bağlı olarak 2,33, 5 veya 10 sene olarak alınır. “I” nın hesabında takribi hesap için Abak I kullanılır.

MC MATH FORMÜLÜNDEKİ C KATSAYILARI

Akım Şartları	Bitki Örtüsü	Toprak Cinsi	Topoğrafya
	C ₁	C ₂	C ₃
Alçak	Çok iyi örtülü 0,08	Kumlu 0,08	Düz 0,04
Alçak - Orta	İyi örtülü 0,12	Hafif 0,12	Hafif eğimli 0,06
Orta	Oldukça örtülü 0,16	Orta 0,16	Tepelik 0,08
Yüksek	Seyrek örtülü 0,22	Ağır 0,22	Tepelik – Dik 0,11
Çok Yüksek	Çıplak 0,30	Kaya 0,30	Dik 0,15

T_c= Toplanma zamanı: Alanın en uzak noktasındaki yüzeysel akış haline geçen yağış suyunun alanı terk ettiği "2" noktasına erişinceye kadar geçen dakika cinsinden zamandır.

$$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \text{ dakika (veya Nomogram I)}$$

Burada; L= Göz önüne alınan alandaki kanalın uzunluğu (m)

H = Göz önüne alınan alandaki kanalın düşüşü (m)

T_c = Dakika

Toplanma zamanı bu şekilde hesaplandıktan sonra

Yağış süresi = T_c alınıp Meteoroloji Genel Müdürlüğünün hazırlamış olduğu atlaslardan yağış şiddeti değeri okunur.

"I" değerini takribi olarak okuyabilmek için Abak 1 den de faydalanılabilir.

ÖRNEK

Arazi oldukça örtülü, orta bünyeli, meyillidir. L=2000m H=2m A= 600 ha olduğuna göre, yedek drenaj kanalını kapasitelendiriniz.

İstenenler: C, T_c, Q (Söz konusu kanal yedek drenaj kanalı olduğu için 5 senelik debiye göre projelendirilecektir. C =0,16+0,16+0,08= 0,40

$$T_c = 0,0195 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} = 0,0195 \left(\frac{2000^3}{2,0} \right)^{0,385} = 100 \text{ dakika}$$

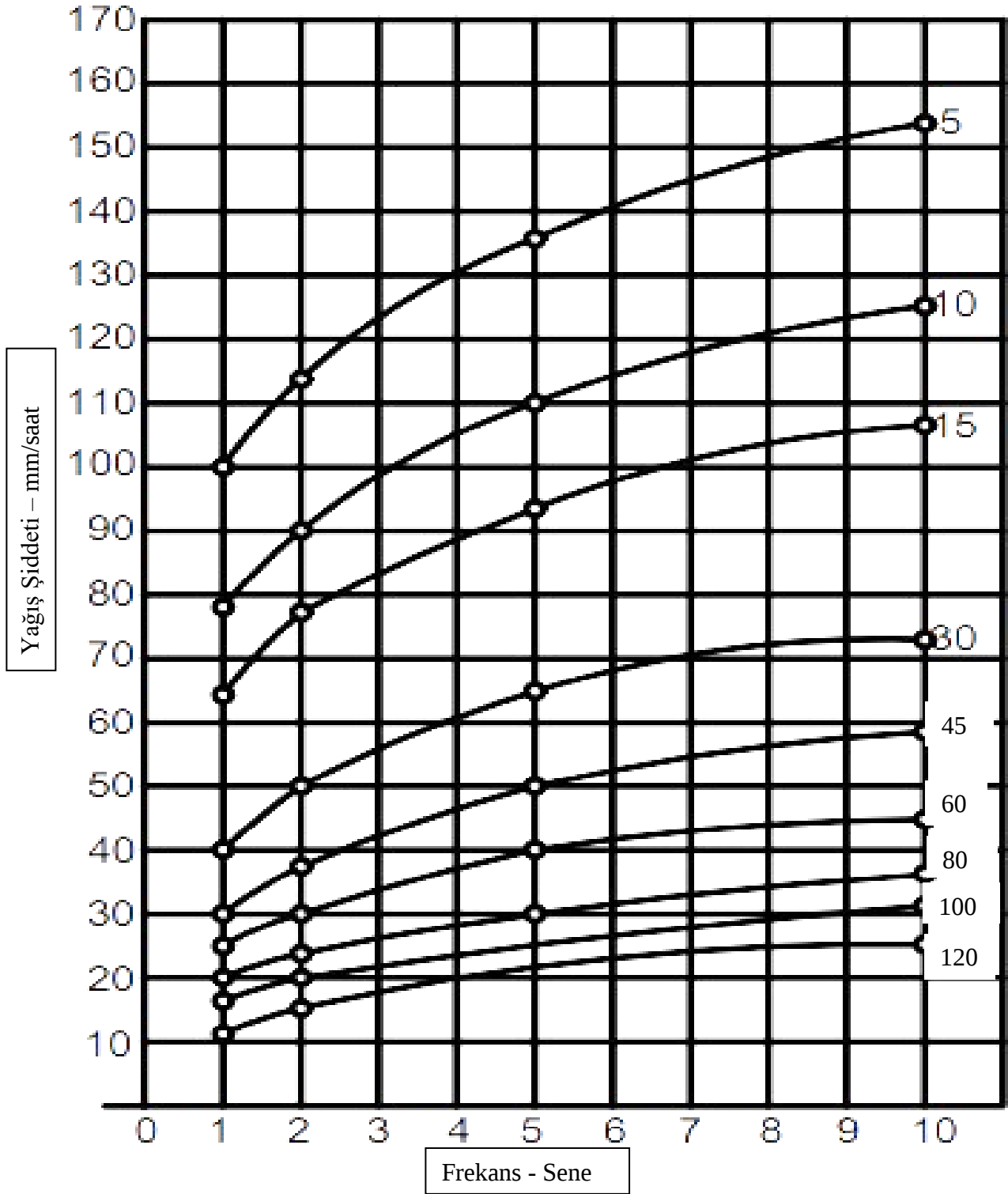
$$S = \frac{2,0}{2000} \times 1000 = 1$$

Diyagramdan 5 yıllık frekansı 100 dakikalık toplanma zamanı için I₅=28 mm/saat okunur. Türkiye değeri I₅ = 28x0,75= 21mm/sa

$$Q = 0,0023 \times C \times I \times S^{1/5} \times A^{4/5}$$

$$Q = 0,0023 \times 0,40 \times 21 \times 1^{1/5} \times 600^{4/5} = 0,0023 \times 0,40 \times 21 \times 166,92 = 3,23 \text{ m}^3/\text{sn}$$

ABAK I



Rasyonal Metod

Bu metotta da prensip yağış tekerrürlerinden istifade ile akış tekerrürlerine geçmektir. Ülkemizde 15 km², maksimum 25 km² lik drenaj alanı olan havzalarda kullanılmaktadır. Bu metotta yağışın toplanma zamanı içerisinde bütün sahaya üniform olarak düştüğü kabul edilir. Debi formülü

$$Q = \frac{CIA}{3,6} \text{ (m}^3\text{/sn)}$$

Burada $Q = \text{Debi (m}^3\text{/sn)}$

$C = \text{Drenaj sahası özelliklerine bağlı bir katsayı}$

$I = \text{Suların toplanma zamanına tekabül eden yağış şid. (mm/sn)}$

$T_c = \text{Suların toplanma zamanı (dakika)} = 0,0195 K^{0,770}$

$$K = \frac{L}{S^2} \quad S = \frac{H}{L} \quad K = \frac{L^{\frac{3}{2}}}{H^2}$$

$A = \text{Drenaj alanı (km}^2\text{)}$

"C" katsayısının Seçimi

Bu katsayı drenaj sahasının eğimi, bitki örtüsü, zemin cinsi, şekli yağışın şiddet ve süresi gibi faktörlere bağlıdır. 100 sene frekanslı debiler için C_{100} değerleri aşağıda tablo halinde verilmiştir.

RASYONEL METOD İÇİN C_{100} DEĞERLERİ

Drenaj alanı özellikleri	C_{100} değerleri
Su geçirmez satırlar	0,90-0,95
Dik çıplak satırlar	0,80-0,90
Dalgalı çıplak satırlar	0,60-0,80
Düz çıplak satırlar	0,50-0,70
Dalgalı Otlaklar	0,40-0,65
Yaprak döken ormanlar	0,35-0,60
Çam ormanları	0,25-0,50
Meyve Bahçeleri	0,15-0,40
Yamaç ve teras tarım arazileri	0,15-0,40
Taban tarım arazileri	0,10-0,30

Çeşitli özellikteki arazi ve bitki örtüsü içeren drenaj alanları homojen kısımlara ayrılarak her bir kısım için tablodan birer C_{100} değer alınır. Sonra tüm saha için geçerli olan C_{100} değeri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$C_{100} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} C_{100(i)} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^{i=n} A_i}$$

Burada A_i = Aynı özellikteki drenaj alanları

$C_{100(i)}$ = A_i sahasının özelliklerini içeren katsayısıdır.

Herhangi bir tekerrür süresi “T” ye ait ye ait “ C_T ” değeri ise ortalama olarak bulunan C_{100} değerinden aşağıdaki gibi hesaplanır,

$$C_T = C_{100} \left(\frac{T}{100} \right)^a$$

Burada T= Tekerrür süresi (yıl olarak)

a = 0,15 ile 0, 23 arasında değişen bir katsayıdır.

Türkiye Devlet Meteoroloji İşleri Genel Müdürlüğü tarafından yayınlanmış olan “Türkiye'nin Yağış, Şiddet, Süre Tekerrür eğrileri adlı kitaptaki eğrilerden “a” değeri bulunabilir. Genelde yaklaşık hesaplar için Türkiye de a=0,19 değeri alınabilir.

“Tc” nin tayini

Suların toplanma zamanı olup,

$T_c = 0,0195K^{0,770}$ eşitliğinden hesaplanabileceği gibi "nomogram", yardımıyla da hesaplanabilir.

“I” nin tayini

Suların toplanma zamanına tekabül eden yağış şiddeti olup Bölgeler için hazır olan Meteoroloji atlasından alınır. Şayet 1 saatlik toplam yağış yüksekliği bilinirse, suların toplanma zamanı da bilindiğine göre Nomogram I den hesaplanabilir.

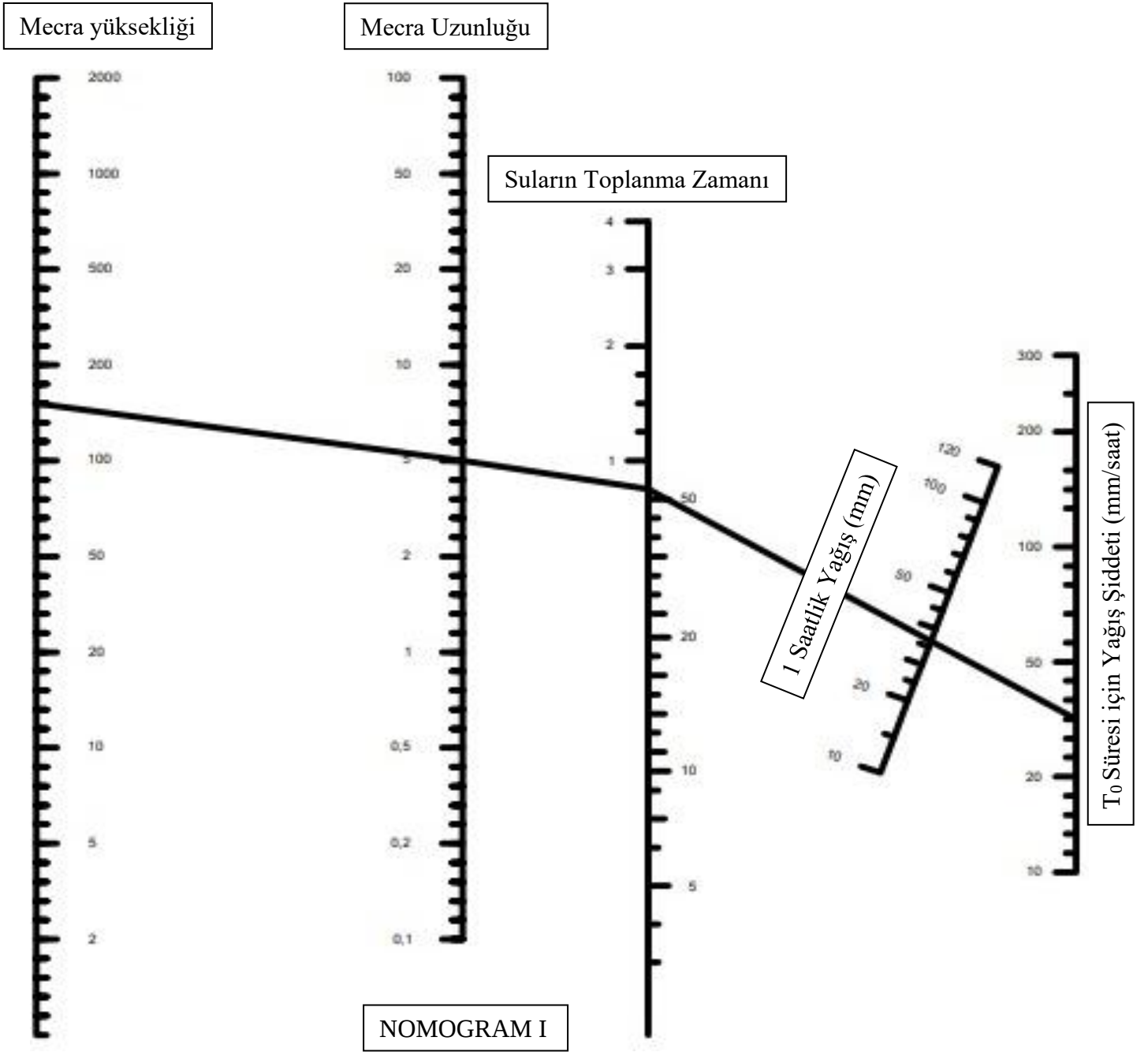
ÖRNEK: 5 km² lik bir drenaj alanının 3 km² sini meyve bahçeleri, 2 km² sini dalgalı otlaklar meydana getirmektedir. Drenaj kanalının boyu 5000 m, kanalın başlangıç ile sonu arasındaki kot farkı 147 m dir. 10 sene ve 100 sene tekerrürlü debileri rasyonel metodla hesaplayınız. (Bu bölgede 10 sene tekerrürlü yağış yüksekliği P10=32 mm, 100 sene tekerrürlü yağış yüksekliği ise P100=47 mm. olarak verilmiştir)

$$C_{100} = \frac{\sum_{i=1}^{i=2} A_i \times C_{100(i)}}{\sum_{i=1}^{i=2} A_i} = A_i \times C \frac{3 \times 0,35 + 2 \times 0,55}{3+2} = 0,43$$

Meyve bahçeleri için C_{100} değeri 0,15 ile 0,40 arasında değişmektedir. Dalgalı otlaklar için ise 0,40 ile 0,65 arasındadır. Bizim örneğimiz de arada bir değer olan sırası ile 0,35 ve 0, 55 değerleri alınmıştır.

10 sene tekerrürlü debiyi bulmak için C_{10} değerine de ihtiyaç vardır.

$$C_{10} = C_{100} \left(\frac{T}{100} \right)^a = 0,43 \left(\frac{10}{100} \right)^{0,19} = 0,43 \times 0,645 = 0,2776 \approx 0,28$$



"H", ve "L", değerlerine bağlı olarak suların toplanma zamanı, "Tc" 1 saatlik yağış yüksekliği bilindiği takdirde suların toplanma zamanı "Tc" değerine bağlı olarak yağış şiddetini verir.
(Rasyonel ve Mc Math Metodu'nda kullanılır)

Örnek: Verilenler H: 147m L= 5000m P = 32 mm
Okunanlar Tc= 53 dakika I = 34 mm/saat

Suların toplanma zamanı "Tc" nin bulunması
 $TC = 0,0195xK^{0,770}$

$$K = \frac{L}{s^{1/2}}$$

$$S = \frac{H}{L} = \frac{147}{5000} = 0,0294$$

$$K = \frac{5000}{0,0294^{0,5}} = 29160$$

$$T_c = 0,0195 \times 29160 = 53 \text{ dakika}$$

Aynı değer Nomogram I den de okunabilir.

Abakta Meca yüksekliği 147m ile meca uzunluğu $L = 5000\text{m}$ birleştirilip suların toplama zamanından $T_c = 53$ dakika okunur.

I_{10} ve I_{100} değerlerinin bulunması:

Nomogram I den de okunabilir.

$T_c = 53$ dakika ile donede verilen $P_{10} = 32$ mm birleştirilirse

$$I_{10} = 34 \text{ mm/saat okunur}$$

$T_c = 53$ dakika ile donede verilen $P_{100} = 47\text{mm}$ birleştirilirse

$$I_{100} = 50 \text{ mm/saat okunur}$$

Q_{100} ve Q_{10} değerlerinin bulunması

$$Q_{100} = \frac{C_{100} \times I_{100} \times A}{3,6} = \frac{0,43 \times 50 \times 5}{3,6}$$

$$Q_{10} = \frac{C_{10} \times I_{10} \times A}{3,6} = \frac{0,28 \times 34 \times 5}{3,6} = 13.6 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Nomogram II den faydalanarak hiçbir işleme gerek kalmadan debi hesaplanabilir.

$H = 147\text{m}$ $L = 5000\text{m}$ noktaları birleştirilerek suların toplanma zamanı $T_c = 53$ dakika okunur. Donede verilen $P_{10} = 32\text{mm}$ ile $T_c = 53$ dakika birleştirilip $I_{10} = 34\text{mm/saat}$ okunur. $I_{10} = 34\text{mm/saat}$ $A = 10 \text{ km}^2$ birleştirilerek P_T üzerindeki nokta bulunur. Akım katsayısı $C_{10} = 0,28$ noktası ile " P_t " birleştirilip $Q_{10} = 14\text{m}^3/\text{sn}$ okunur.

VI.2.3 Sentetik Metod

Uzun süreli güvenilir akım rasatları bulunmayan akarsu havzalarından gelebilecek taşkın değerlerinin, hesaplanabilmesine hizmet eder. Sentetik metod'da takip edilecek yol, aşağıda özetlenmiştir.

1⁰. Taşkınlara sebep olan yağışların süresi bölgesel özellikler göz önünde tutularak seçilir. Genelde iki saat alınabilir. Şiddet ve süre çarpılarak yağış yüksekliği bulunur. (P_2)

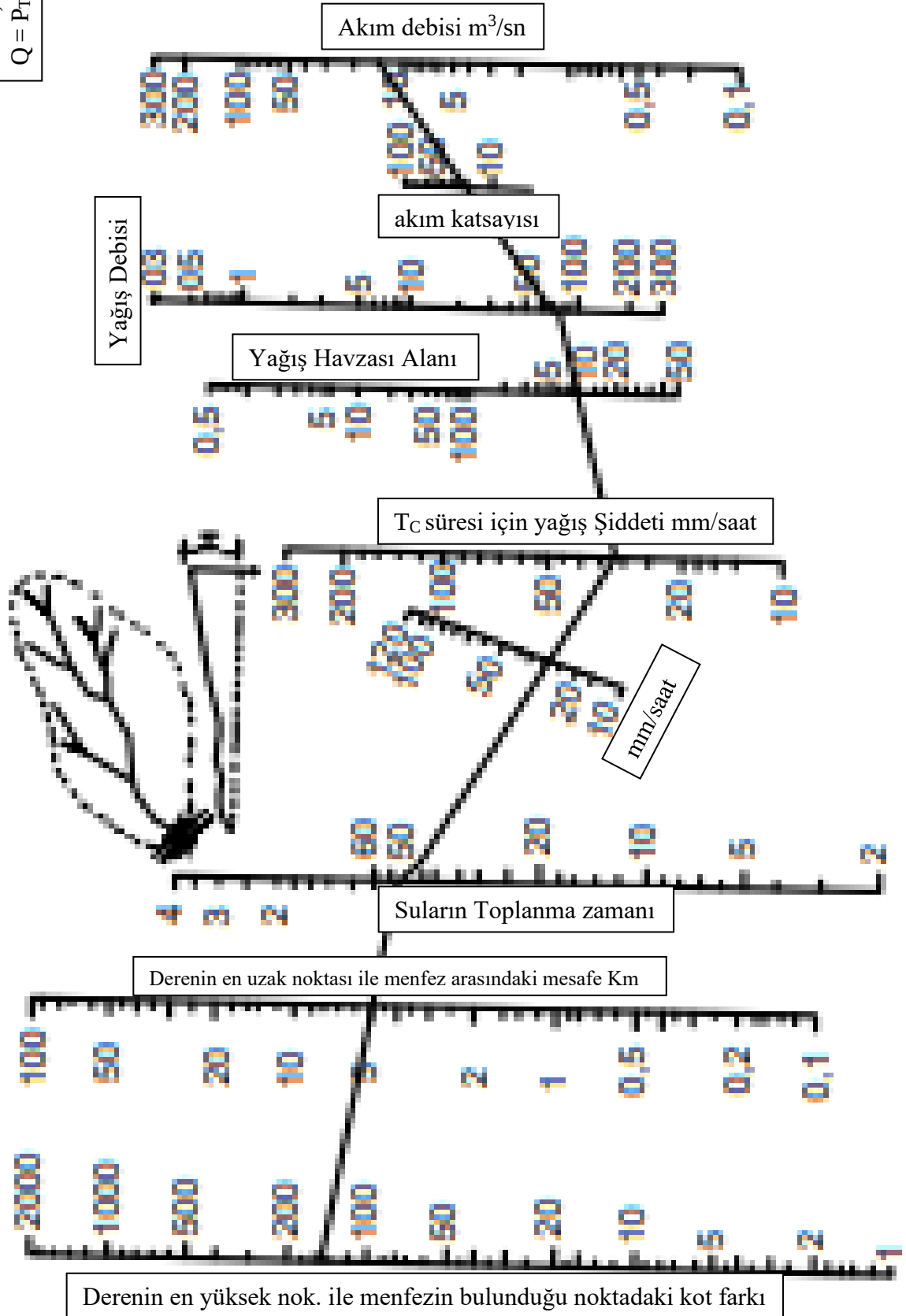
2⁰. Havzanın zemin yapısı ve bitki örtüsü durumuna göre bir eğri numarası hesaplanır. (Tablo I) Bitki örtüsü durumu ve toprak grupları tablonun altında tarif edilmiştir. Zemin durumunun ve toprak grubunun değişiklik göstermesi halinde ortalama eğri numarası hesaplanır.

NOMOGRAM II

$$T_c = \left(0,87 \frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$

$$P = 0,287 A \cdot T_c$$

$$Q = P_T \times C_T / 100$$



TABLO I

HİDROLİK ZEMİN GRUPLARI ve BİTKİ ÖRTÜSÜ DURUMUNA
GÖRE AKIŞ EĞRİ NUMARALARI

Arazi kullanılması ve örtü	Muamele ve tatbikat	Sızma için hidrolik şart	Hidrolik toprak grubu			
			A	B	C	D
Nadas	SR		77	86	91	94
Dizi nebati (pancar gibi)	SR	Zayıf	72	81	88	91
	SR	İyi	67	78	85	89
	C	Zayıf	70	79	84	88
	C	İyi	65	75	82	86
	CaT	Zayıf	66	74	80	82
	CaT	İyi	62	71	78	81
Ufak Daneli (buğday gibi)	SR	Zayıf	65	76	84	88
	SR	İyi	63	75	83	87
	C	Zayıf	63	74	82	85
	C	İyi	61	73	81	84
	CaT	Zayıf	61	72	79	82
	CaT	İyi	59	70	78	81
Sık ekilmiş bakliyat veya ot rotasyonu	SR	Zayıf	68	77	85	89
	SR	İyi	58	72	81	85
	C	Zayıf	64	75	83	85
	C	İyi	55	69	78	83
	CaT	Zayıf	63	73	80	83
	CaT	İyi	51	67	76	80
Çayırılık veya meydan		Zayıf	68	79	86	89
		Müsait	49	69	79	84
		İyi	39	61	74	80
	C	Zayıf	74	67	81	88
	C	Müsait	25	59	75	83
	C	İyi	6	35	70	79
Devamlı çayır			30	58	71	78
Orman (çiftlik ağaçları)		Zayıf	45	66	77	83
		Müsait	36	60	73	79
		İyi	25	55	70	77
Çiftlik binaları			59	74	82	86
Yollar “toprak”			72	82	87	89
Yollar “kaplamalı”			74	84	90	92

SR= Muntazam sıralı

G= Tesviye münhanilerine paralel

T = Teraslanmış

CaT= Tesviye münhanilerine paralel ve teraslanmış

A = Çok kumlu zeminler.

B= Kumu çok, kili az zemin derince bitkisel toprak

C = Kumu az, kili çok zemin. sık bitkisel toprak

D= Çok ağır killi veya kayalık zemin, bitkisel toprak çok ince veya hiç yok.

3⁰. Yağış yüksekliği ve eğri numarasına bağlı olarak akış yükseklikleri "ha", yağış-akış bağıntısı abağından okunur.

4⁰. L, L_C, S , A değerleri hesaplanır

L= Toplayıcı ana kolun boyu

L_C= Yağış alan ağırlık merkezinin ana toplayıcı üzerindeki izdüşümü ile ana toplayıcının yağış alanını terk ettiği nokta arasındaki uzaklık

S= Toplayıcı ana kolun harmonik ortalama eğimi

$$S = \left(\frac{10}{\sum \frac{1}{\sqrt{S_i}}} \right)^2$$

A=Drenaj alanı

"S" değerini hesaplamak için toplayıcı ana kol 10 eşit parçaya bölünür ve aşağıdaki tablodan faydalanılabilir.

	Kot farkı H _i (m)	Ara mesafe L _i (m)	S=H _i /L _i	$\sqrt{S_i}$	$\frac{1}{\sqrt{S_i}}$

5⁰. $\frac{LXL_c}{\sqrt{S_i}}$ eşitliği hesaplanır. Bulunan değer ve A değeri yardımı ile Sentetik birim hidrograf abağından 1 mm. lik akış için qp değeri okunur. ABAK III

qp = İki saat sürdüğü ve havza üzerinde 1mm.lik bir akış meydana getirdiği kabul edilen bir yağıştan sonra taşkın debisi nin maksimum değerine ulaştığında yağış alanının her km².sinde beklenen debiyi gösterir (lt/sn.km².mm)

6⁰. Okunan "qp" değeri ile "Q" debisi aşağıdaki eşitlikten hesaplanır. Q=A.qp.ha.10⁻³(m³/sn) Burada A (km²) , ha (mm) alınacaktır.

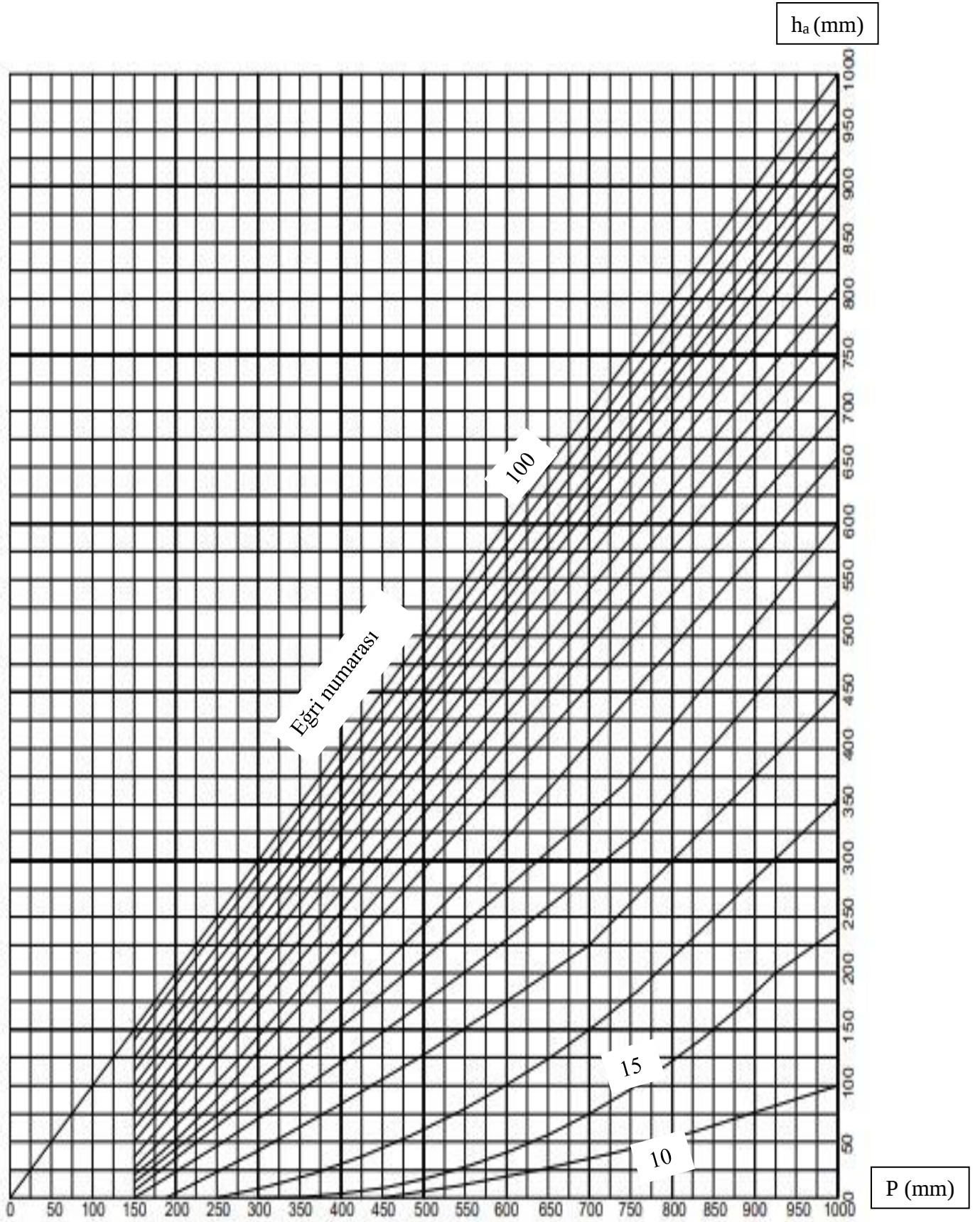
7⁰. Taşkından gelen su hacmini "V" bulmak için aşağıdaki eşitlik kullanılır.

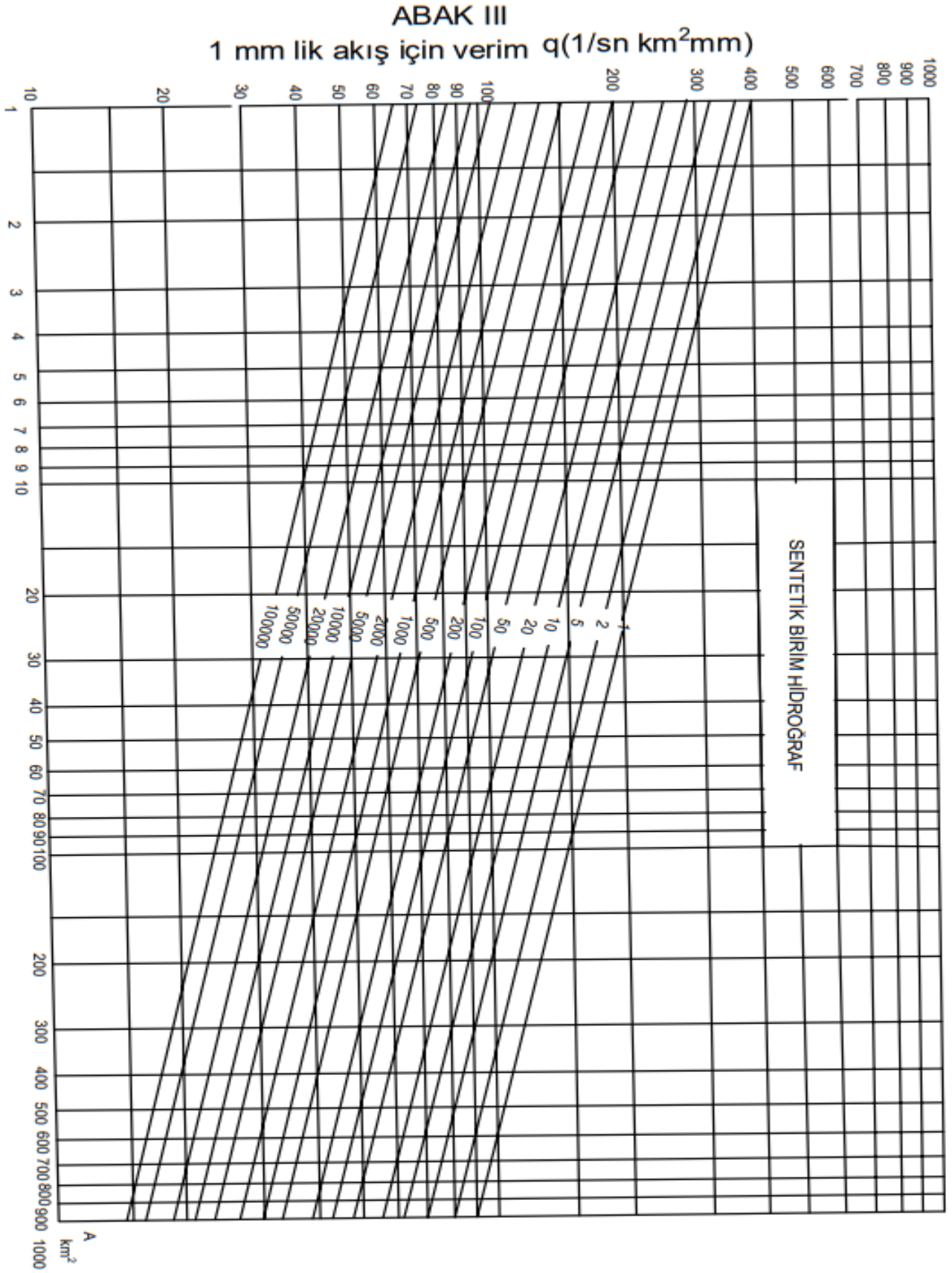
$$V = A.ha.10^3 \text{ (m}^3 \text{)}$$

Burada A (km²) ha ise (mm) olarak yerine konur.

8⁰. Taşkın süresi "T". ile, Taşkın maksimum "Q" değerine ulaşma süresi T_p aşağıdaki eşitliklerden bulunur.

ABAK II Yağış Akış Bağıntısı Eğrileri





L=En uzun kolun boyu km

L_c =Havzanın ağırlık merkezinin çıkış noktasına uzaklığı km

S=En uzun kolun harmonik meyli

$t_r=2$ Saat Akışa dönen yağışın saat olarak süresi

$T = 3.65 \frac{V}{Q}$ (sn) Burada $V m^3$, $Q m^3/sn$ cinsindendir.

$$T_p = \frac{T}{5} \text{ (sn)}$$

9°. t / T_p ve Q / O_p Sentetik metod boyutsuz birim hidrografi yardımı ile debi gidiş eğrisini çizmek mümkün olur. Sentetik metod boyutsuz birim hidrograf koordinatları verilmiştir. (abak IV)

ÖRNEK: Orta Anadolu'da bir baraj yeri için muhtelif tekerrürlü taşkınlarla dolu savak taşkını hesaplanacaktır. Orta Anadolu'da taşkınlara sebep olan yağış süresi iki saat seçilebilir. 2 Saatlik yağış şiddetleri $I_5 = 11\text{mm/saat}$, $I_{10} = 14,5\text{mm /saat}$, $I_{25} = 19,2\text{mm/saat}$, $I_{50} = 23,00\text{mm/saat}$, $I_{100} = 27,2\text{mm/saat}$ olarak verilmiştir. Arazinin, %30 muntazam sıralı dizi nebat (iyi) olup zemin C grubundan, %40 ı muntazam sıralı ufak daneli nebat (zayıf) olup zemin B grubundan, %30 u teraslanmış bakliyat, rotasyonu olup zemin C grubundandır. Akarsuyun boyu haritadan 42,6 km olarak ölçülmüş olup $L_c = 18,00$ km olarak hesaplanmıştır. $\sqrt{S} = 0,0956$, havzanın alanı 574 km^2 olarak haritadan ölçülmüştür. O_5 , O_{10} , O_{25} , O_{50} , O_{100} debileri ile taşkın hacimlerini hesaplayınız. Taşkın süresi ile taşkın maksimuma ulaşma sürelerini bulunuz ve bir taşkın için taşkın hidrografının koordinatlarını bulun.

2 saatlik yağış yükseklikleri:

$$P_5 = 2 \times 11, 0 = 22 \text{ mm}$$

$$P_{10} = 2 \times 14,5 = 29 \text{ mm}$$

$$P_{25} = 2 \times 19, 2 = 38,4 \text{ mm}$$

$$P_{50} = 2 \times 23 = 46 \text{ mm}$$

$$P_{100} = 2 \times 27,2 = 54,4 \text{ mm}$$

Arazinin ortalama eğri numarasının bulunması (Bak tablo 1)

$$0,30 \times 85 + 0,40 \times 76 + 0,30 \times 80 = 79,90 = 80$$

Yağış akış bağıntısı 1 yardım ile akış yüksekliklerinin bulunması (80 no'lu eğri kullanılacaktır.

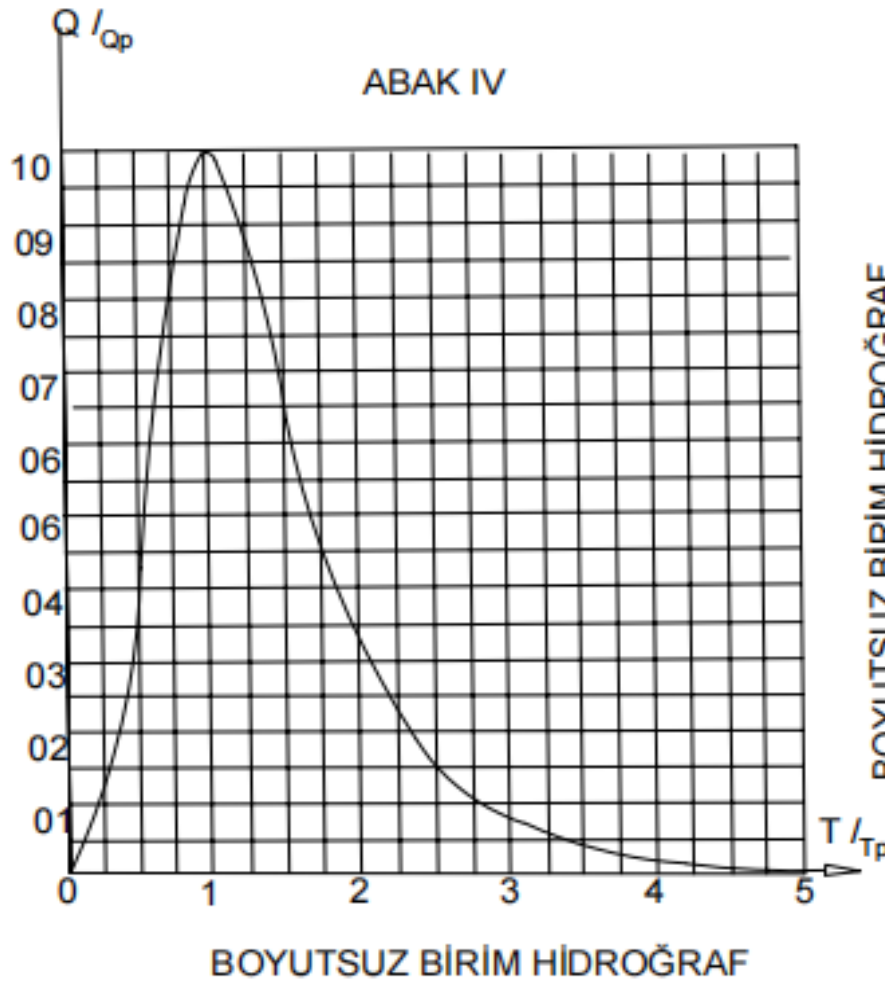
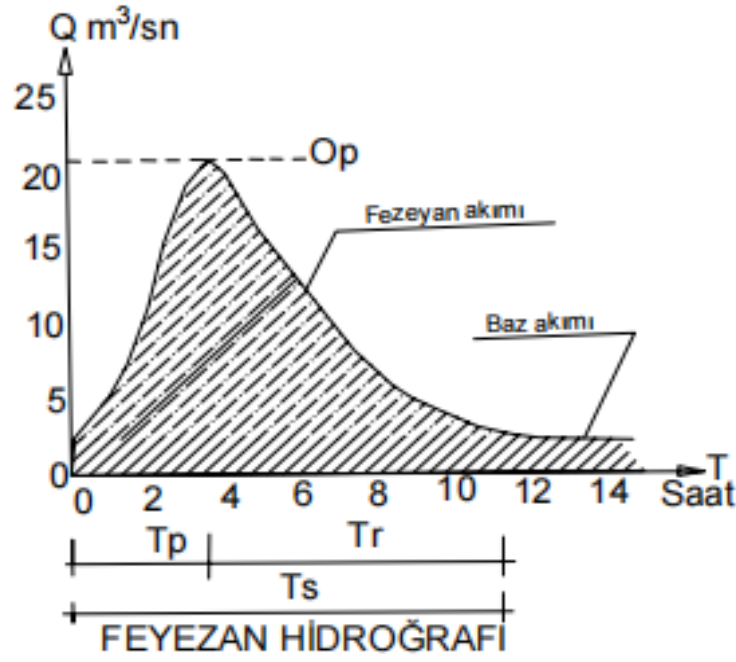
$$ha_5 = 2\text{mm}$$

$$ha_{10} = 3,5\text{mm}$$

$$ha_{25} = 8\text{mm} \quad \text{Abak II'den okunmuştur}$$

$$ha_{50} = 12\text{mm}$$

$$ha_{100} = 17\text{mm}$$



T / Tp	Q / Qp
0.0	0.000
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.60
0.7	0.77
0.8	0.89
0.9	0.97
1.0	1.00
1.1	0.98
1.2	0.92
1.3	0.84
1.4	0.75
1.5	0.66
1.6	0.56
1.8	0.42
2.0	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3.0	0.075
3.5	0.036
4.0	0.018
4.5	0.009
5.0	0.004
Sonsuz	0.000

BOYUTSUZ BİRİM HİDROĞRAF

$$L = 42,6 \text{ km} \quad L_c = 18 \text{ km} \quad S = \sqrt{0,0956} \quad A = 574 \text{ km}^2 \quad \text{değerleri ile}$$

$$\frac{LxL_c}{\sqrt{S}} = \frac{42,6 \times 18}{0,0956} = 8020 \cong 8000$$

Sentetik birim hidrograf abağından $\frac{LxL_c}{S} = 8000$ değeri ve 574 km^2 değerleri ve yardımı ile abak III $q_p = 24 \text{ lt/ sn km}^2 \text{ mm}$ okunur.

$Q_5, Q_{10}, Q_{25}, Q_{50}, Q_{100}$ değerleri

$$Q = A \cdot q_p \cdot ha \cdot 10^{-3} \quad \text{m}^3/\text{sn}$$

$$Q_5 = 574 \times 24 \times 2 \times 10^{-3} = 27,6 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{10} = 574 \times 24 \times 3,5 \times 10^{-3} = 43,8 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{25} = 574 \times 24 \times 8 \times 10^{-3} = 110,3 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{50} = 574 \times 24 \times 12 \times 10^{-3} = 165,7 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{100} = 574 \times 24 \times 17 \times 10^{-3} = 235 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Taşkıdan gelecek su hacimlerinin bulunması

$$V = A \cdot h \cdot a \cdot 10^3 \text{ m}^3 \text{ eşitliğinden}$$

$$V_5 = 574 \times 2 \times 10^3 = 1,148 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{10} = 574 \times 3,5 \times 10^3 = 2,009 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{25} = 574 \times 8 \times 10^3 = 4,509 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{50} = 574 \times 12 \times 10^3 = 6,88 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{100} = 574 \times 17 \times 10^3 = 9,758 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Taşkın Süresi ve Maksimum değere ulaşma süresi

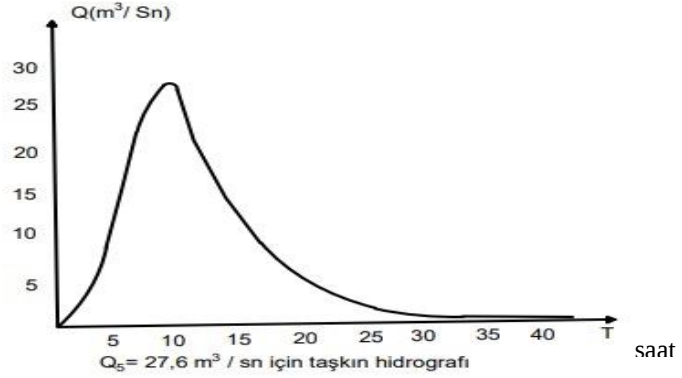
$$T = 3,65 \frac{V}{Q} = 3,65 \frac{1,148 \times 10^6}{27,6} = 152000 \text{ sn} = 42,5 \text{ saat}$$

$$T_p = \frac{T}{5} = \frac{42,5}{5} = 8,5 \text{ saat} \quad (\text{Bu değer bütün taşkınlarda aynı olacaktır.})$$

Bir taşkına ait hidrografın değerleri

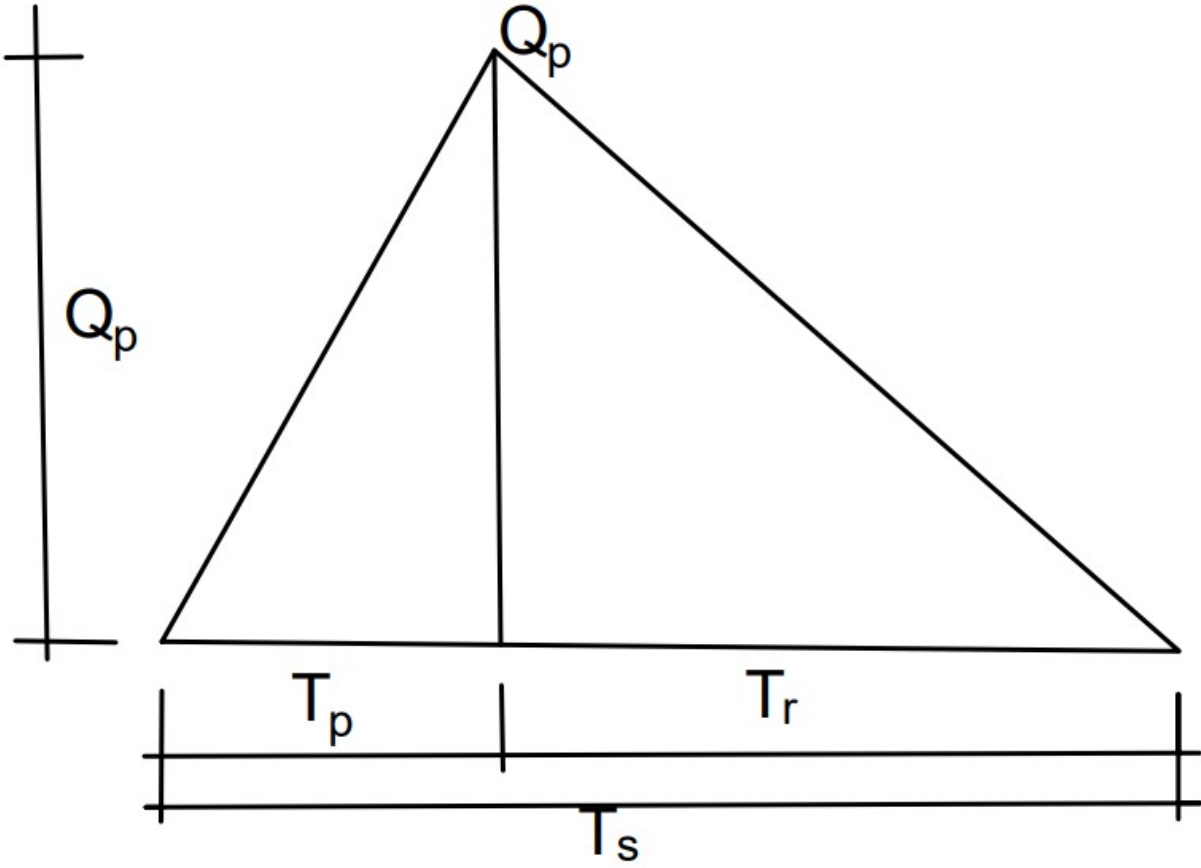
Sentetik birim hidrograf yardımı ile 10 değer için yapılacaktır ve $Q_5 = 27,6$ m^3/sn için taşkın hidrografı çizilecektir.

T/T _p	Q/Q _p	T	Q
0,0	0,0	0	0
0,3	0,16	2,55	4,42
0,5	0,43	4,25	11,87
0,8	0,89	6,8	24,56
1,0	1,0	8,5	27,6
1,3	0,84	11,05	23,18
1,8	0,42	15,3	11,59
2,2	0,24	18,7	6,62
3,0	0,03	25,5	2,07
3,0	0,004	42,5	0,11



Eğer bölge için etkin yağış süresi 2 saatten fazla ise, ikişer saatlik dönemler için hesaplanan hidrograflar, ikişer saatlik kaydırma ile, süperpoze edilerek toplam hidrograflar elde edilir. Etkin yağış süresi hidrografın yükselme süresinden büyük olacağından, havzanın maksimum piki T_p süresinden daha büyük bir yağış süresine aittir. Bu sebeple ikişer saatlik dönemler için hidrograflar bulunup, ikişer saatlik kaydırma ile süperpoze edilerek hidrograflar bulunur.

VI.2.3 MOCKUS METODU



$$T_c = 0,00032 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad \text{Toplama zamanı (saat)}$$

S = Harmonik eğim

T_p = Hidrografın yükselme zamanı (saat)

$$T_p = 0,5 D + 0,6 T_c \quad D = \text{birim sağanak süresi}$$

$D = 2 \sqrt{T_c}$ Suların toplanma zamanına tekabül eden yağış süresi (saat) Pratikte D den büyük en yakın tamsayı alınır. Ancak $T \leq 1$ ise $D = 1$ kabul edilir.

$$T_p = 0,5 D + 0,6 T_c$$

T_r = Suların alçalma zamanı (saat)

$$T_r = 1,67 T_p$$

T_s = Taşkın süresi (saat)

$$T_s = T_p + T_r$$

Q_p = Taşkın piki (m^3/sn)

$$Q_p = \frac{0,208 A h a}{T_p}$$

A = Drenaj alanı (km^2)

ha = Yağış süresi "D" ye tekabül eden yağışın meydana getirdiği akış yüksekliği (Sentetik metottaki eğri numaraları kullanarak bulunur.

ha = 1 alınır

$$Q_p = \frac{0,208 A.I}{T_p} (\text{m}^3/\text{sn mm}) \text{ Birim hidrograf piki dir.}$$

Hesaplanan birim hidrograf D yağış süresine aittir. Etkili yağış süresi, D yağış süresinden büyük kabul edilmesi halinde genel olarak kriter $D \leq T_c/5$ tir. İlk 6 saatlik proje sağanak süresi için $D = 1$ saat alınmalıdır. $T_c < 3$ olduğu zaman $D = 1/2$ saat alınır. $6 < T_c \leq 15$ için $D = 2$ saat, $15 < T_c \leq 30$ saat için $D = 3$ saat olur.

ÖRNEK: Drenaj alanı 160 km^2 olan bir havzada, yatak 340 km uzunluğundadır. Zemin ve bitki örtüsüne bağlı olarak 80 numaralı eğri seçilmiştir. Havzaya ait üçgen birim hidrografi buluz. D yağış süresine ait 10 yıl tekerrürlü maksimum debiyi bulunuz. Bu hesaplama **a)** Etkili yağış süresi = D , **b)** Etkili yağış süresi > D olarak yapınız.

Harmonik eğim $S = 0,0025$ alınacaktır.

$$T_c = 0,00032 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} = 9,9 \text{ saat}$$

$$D = 2\sqrt{T_c} = 6 \text{ saat}$$

Etkili yağış süresi = D olarak hesap yapıldığı takdirde

$$T_p = 0,5 + 0,6T_c = 0,5 + 0,6 \times 9,9 = 8,94 \text{ saat}$$

$$T_r = 1,67 T_p = 1,67 \times 8,94 = 14,93 \text{ saat}$$

$$T_s = T_p + T_r = 8,94 + 14,93 = 23,87 \text{ saat}$$

$$q_p = \frac{0,208 A I}{8,94} = \frac{0,206 \times 160}{8,94} = 3,72 \text{ m}^3/\text{sn mm}$$

10 yıl tekerrürlü 6 saatlik yağış şiddeti $I = 6,4 \text{ mm/saat}$ olarak (Uşak havzası) yağış atlasından okunmuştur. (DSİ)

$$P_6 = 6 \times 6,4 \times 0,920 \times 1,13 = 39,92 \text{ mm bulunur.}$$

Burada 0,920 yağış, saha derinlik eğrilerinden bulunmuştur. Yani havza büyüklüğü ve yağış süresine bağlı bölgesel dağıtım katsayısıdır 1,13 değeri ise ülkemizde yeterli miktarda plüvrograf bulunmadığı ve plüvyometrelerle yapılan ölçümlerin, yağış şiddetinin en yüksek değerini temsil etmediği kabul edilerek, taşkın hesabındaki yağışları maksimize eden bir faktördür. (abak V)

$$P_6 = 39,92 \text{ mm değeri ile akış bağlantısı eğrisinden } h_a = 8,6 \text{ mm okunur.}$$

$$Q = 3,72 \times 8,6 = 31,99 \text{ m}^3/\text{sn bulunur.}$$

Etkili yağış süresi = 10 saat alınıp hesap yapıldığı takdirde

$$I_{10} = 4,4 \text{ mm/saat}$$

$$10 < T_c < 15 \text{ olduğu için } D = \frac{T_c}{5} = \frac{10}{5} = 2 \text{ saattir.}$$

$$T_p = 0,5 D + 0,6 T_c = 0,5 \times 2 + 0,6 \times 9,9 = 6,94 \text{ saat}$$

$$T_r = 1,67 \times T_p = 11,59 \text{ saat}$$

$$T_s = T_p + T_r = 6,94 + 11,59 = 18,5 \text{ saat}$$

$$q_p = \frac{0,208 \times A \times 1}{T_p} = \frac{0,208 \times 160 \times 1}{6,94} = 4,795 \text{ m}^3/\text{sn.mm}$$

$$P_{10} = 10 \times 4,4 \times 0,842 \times 1,13 = 41,86 \text{ mm}$$

$h_a = 8,7 \text{ mm}$ bulunur.

$$Q = q_p \times h_a = 4,795 \times 8,7 = 41,72 \text{ m}^3/\text{sn} \text{ bulunur.}$$

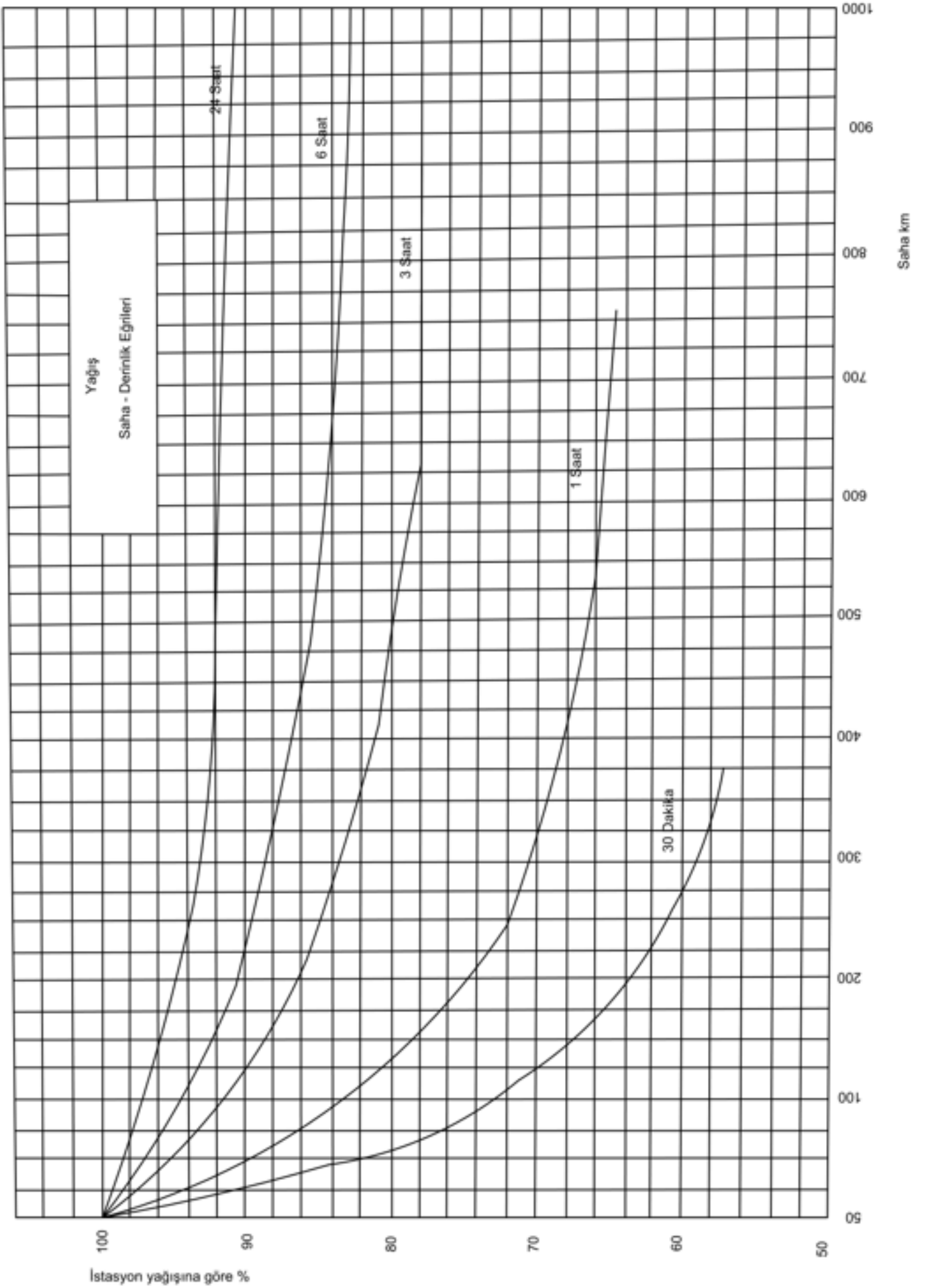
VI.2.5 Synder Metodu

25 ile 25000 km arasındaki drenaj alanlarına uygulanır. Daha büyük alanlarda, yan havzalara bölünerek hesap yapılır. Metodun uygulanmasındaki en önemli husus, C_t ve C_p katsayılarının tayinidir. Bu katsayılar en aşağıda tablo halinde verilmiştir.

$$T_p = C_t (L \cdot L_c)^{0,30} \text{ olup burada}$$

T_p = Hidrografın yükselme zamanı (saat)

ABAK V



C_t = Zemin cinsine bağlı katsayı (bak tablo)

L = Yatak boyu (km)

L_c = Drenaj alanı ağırlık merkezinin yatak üzerindeki izdüşümünün, hesap yapılan kesite mesafesi

Birim hidrograf sağanak süresi T_y ise

$T_y = \frac{T_p}{5,5}$ olur en yakın tam saat alınmalıdır.

$qv = 276 \frac{C_p}{T_p} (lt/sn \text{ km}^2 \text{ mm})$

qv = verim

C_p = zemin cinsine bağlı katsayı (bak tablo) dır.

Birim hidrograf pik debisi qp ise

$qp = A \times qv \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{mm}$ olur.

Birim hidrograf hacmi V_b ise

$V_b = A \times 10^{-3} \text{ m}^3$

Burada A = Drenaj alanı (km^2 dir)

Hidrograf süresi T_s ise

$T_s = 3 + \frac{3T_p}{24}$ (gün) eşitliğinden hesaplanır.

T_p değeri saat olarak alınır.

" qV " değeri yardımı ile $0,75qp$ ve $0,50 qV$ değerine tekabül eden zamanlar Synder grafiğinden alınır. Bu şekilde bulunan T_{w75} T_{w50} değerinin $1/3$ ü hidrografın yükselme tarafında, $2/3$ değeride alçalma tarafında alınarak birim hidrograf çizilir.

T_y sağanak süresine tekabül eden yağış atlasından alınarak pik debi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$Q_p = A \times qv \times h_a \cdot 10^{-3}$

Burada

A km^2 , qv $\text{lt/sn} \cdot \text{km}^2$, mm ha (mm olarak alınır)

h_a = yağış süresini, T_y ' ye tekabül eden yağışın husule getirdiği akış yüksekliği olup sentetik metottaki eğri numaradan kullanılarak bulunur.

ÖRNEK: Drenaj alanı $A = 160 \text{ km}^2$ olan çok kumlu bir havzadaki yatak boyu 34 km dir. L_c değeri 18 km olarak verilmiştir. Yağış, akış bağıntısı için 75 no'lu eğri geçerlidir.

a) Havzaya ait birim hidrografi çiziniz

b) Havzanın 10 yıl tekerrürlü, T_y yağış süresine tekabül eden pik debiyi bulunuz.

$$T_p = C_t (L_x L_c)^{0,30}$$

$$T_p = 1,65 (34 \times 18)^{0,30} = 11,31 \text{ saat}$$

$$T_y = \frac{T_p}{5,5} = \frac{11,31}{5,5} = 2,06 = 2 \text{ saat}$$

$$q_v = 276 \frac{C_p}{T_p} = 276 \frac{0,56}{11,31} = 13,67 \text{ lt/sn.km}^2.\text{mm}$$

$$q_p = A_x q_v \times 10^{-3} = 160 \times 13,67 \times 10^{-3} = 2,187 \text{ m}^3/\text{sn.mm}$$

$$V_b = 160 \times 1 \times 10^{-3} = 160000 \text{ m}^3$$

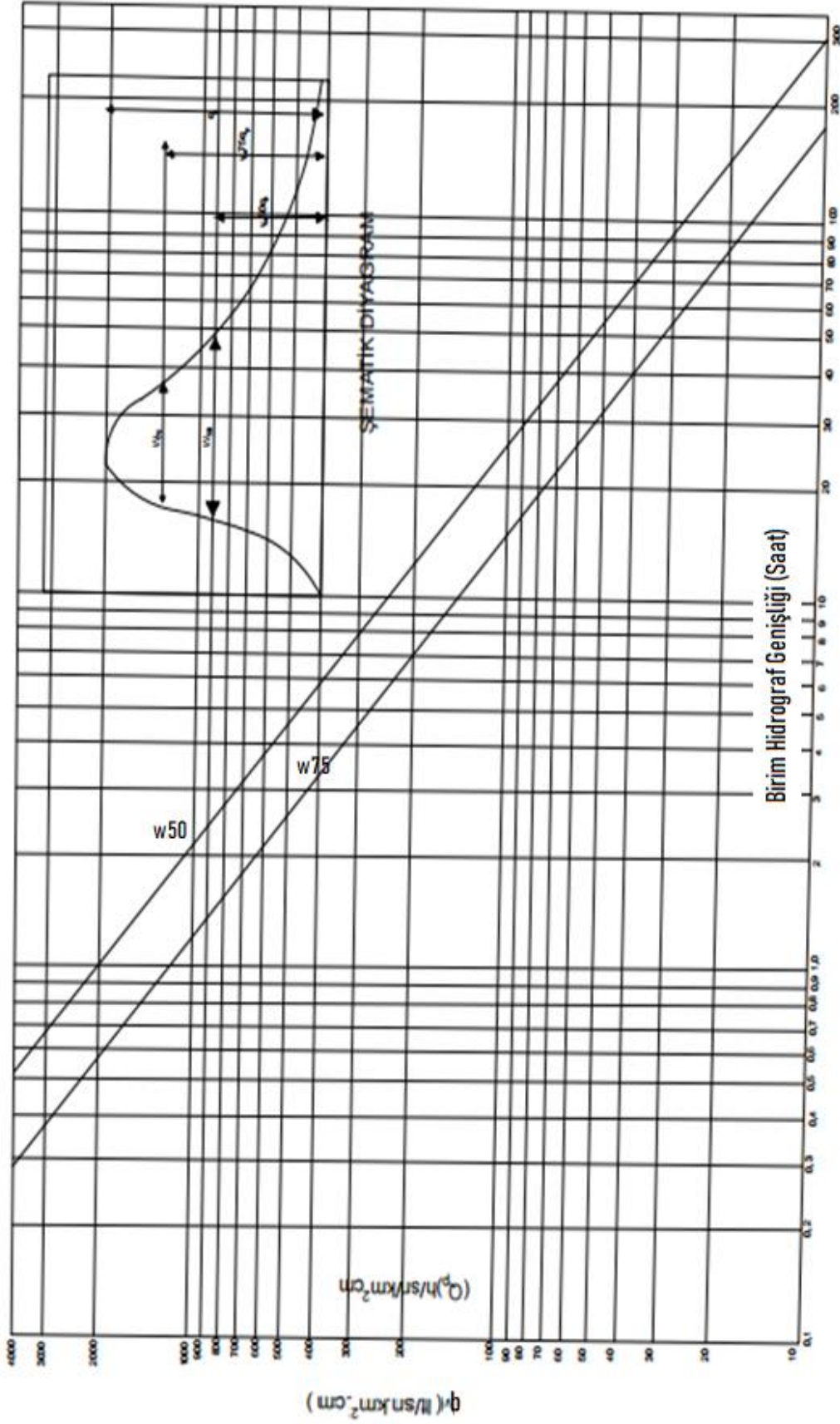
$q_v = 13,67 \text{ lt/sn.km}^2.\text{mm} = 136,7 \text{ lt/sn.km}^2.\text{cm}$ için Synder abağından $T_w 75 = 12 \text{ saat}$ $T_w 50 = 20 \text{ saat}$ okunmuştur.

$$T_s = 3 + \frac{3T_p}{24} = 3 + \frac{3 \times 11,31}{24} = 4,41$$

$T_y = 2$ saatlik yağışa tekabül eden pik debiyi bulmak için yağış atlasından $I_2 = 12,4 \text{ mm/saat}$ olduğuna göre.

$P_2 = 2 \times 12,4 \times 0,84 \times 1,13 = 23.5 \text{ mm}$ değeri ve 75 no'lu eğri yardımı ile $h_a = 1,5 \text{ mm}$ okunur.

$$Q_p = 160 \times 13,67 \times 1,5 \times 10^{-3} = 3,281 \text{ m}^3/\text{sn} \text{ bulunur.}$$



ABAK VI

Zemin dinsi	C_1	C_p
Çok kumlu	1,65	0,56
Orta derecede kumlu killi	1,50	0,63
Çok killi veya killi	1,35	0,69

SULAMA VE DRENAJ ŞEBEKELERİNDE SANAT YAPILARI

Sulama ve drenaj şebekelerinde kullanılan sanat yapıları üç grupta toplamak mümkündür.

- 1) İletim görevi yapan sanat yapıları
- 2) Kontrol görevi yapan sanat yapıları
- 3) Diğer sanat yapıları

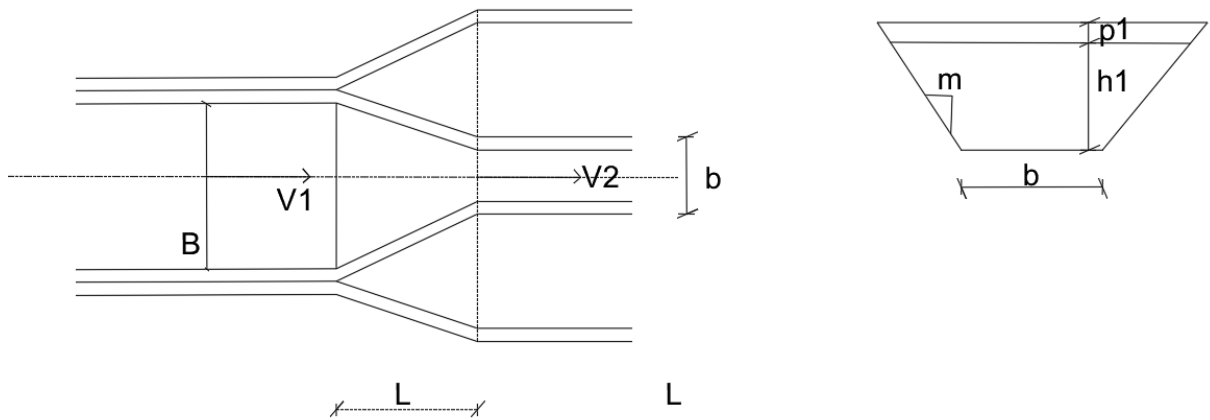
1) İletim görevi yapan sanat yapıları:

- a) Geçiş yapıları (Rakortmanlar)
- b) Sifonlar
- c) Düşü yapıları
- d) Düşü havuzları
- e) Akedükler
- f) Tüneller
- g) Galeriler
- h) Çökeltim havuzları

1.a) Geçiş yapıları (Rakortmanlar)

Kanallarda enine kesit değişince (örneğin dikdörtgen kanaldan trapez kanala veya trapez kanaldan dikdörtgen kanala) değişik iki kesiti birbirine bağlayan geçiş yapıları yapılarak enerji kayıpları azaltılır. Çeşitli rakortman tipleri şekil 1-A da belirtilmiştir.

- I. Düz rakortmanlar
- II. Kırık düzlem rakortman
- III. Akım iplikçikliklerine uygun rakortman

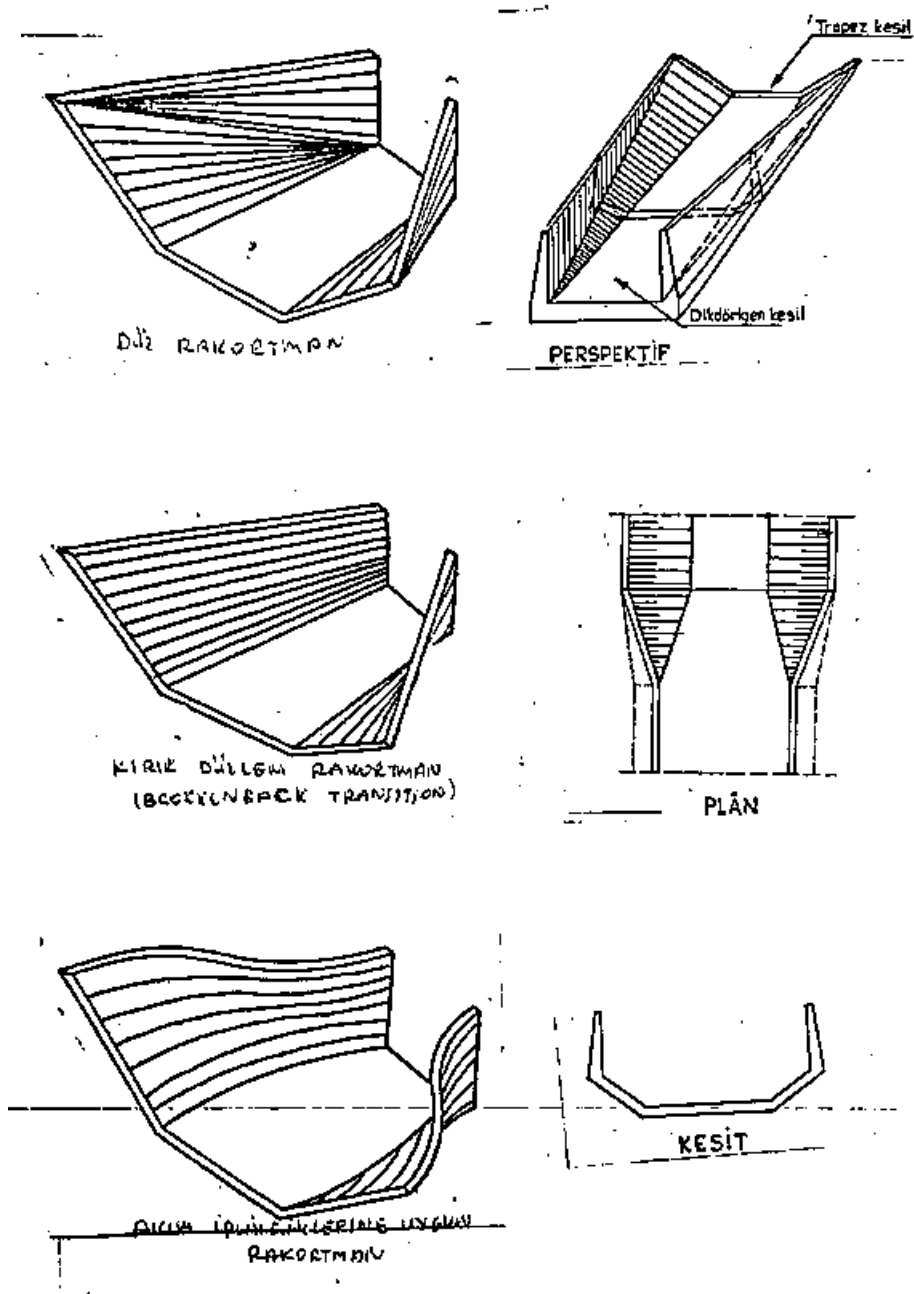


Rakortman uzunluğu: $L = \left| \frac{b+2m(h+p_1)-B}{tg \alpha} \right|$ eşitliğinden hesaplanır. En çok kullanılan tip olan kırık düzlemli rakortmanlar da α $15^0 < \alpha < 25^0$ değerleri arasında olur.

Yük kayıpları aşağıdaki formüle göre hesaplanır;

Hızlanan akım halinde yani $V_2 > V_1$ ise $\Delta h = \xi_1 \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) = 0,3 \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right)$

Yavaşlayan akım halinde yani $V_2 < V_1$ ise $\Delta h = \xi_2 \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) = 0,5 \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \right)$



ŞEKİL 1-A

1.b) Sifonlar

Bir sulama kanalı tabii bir akarsu tarafından kesildiğinde akarsu kanal altından veya üstünden sel geçitleri ile kanala zarar vermeden geçirebileceği gibi kanaldaki su dere yatağı altından bir boru ile karşı sahile götürülebilir. Derin vadiler içindeki kuru derelerde köprü yapımına müsait olmayan yol veya demir yollarında, kanal olarak dolaşılması ekonomik olmayan hallerde de sifonlar kullanılır.

Şekil 2-A da gösterilen durum incelenirse kanal güzergahı üstüne rastlayan bir vadinin geçilmesinde aşağıda teklif edilen alternatifler den herhangi birinin tatbikinin mümkün olduğu görülür.

1. Kanal tesviye eğrisini takip ederek 'A' noktasından 'B' noktasına iletilebilir.
2. Kanal kısa yoldan fazla miktarda dolgu yapılarak 'A' noktasından 'B' noktasına götürülebilir.
3. 'A' ile 'B' arasına kanal akedük denilen su köprüsüne alınabilir.
4. Su 'A' noktasından boru içine alınarak ters sifon şeklinde geçirilebilir.

Hidrolik açıdan sifon basınçlı olarak çalışan bir borudur. Memba ile mansap arasındaki şekilde görülen 'H' seviye farkı kanal debisinin 'A' dan 'B' ye iletimini mümkün kılmaktadır. Sifonlar genel olarak dört önemli kısımdan oluşurlar;

- I. Giriş yapısı
- II. Asıl sifon kısmı
- III. Çıkış yapısı
- IV. Boşaltma ve Kontrol yapılarıdır.

Giriş yapısı: Genellikle başlangıç kısmına bir ızgara monte edilir. Kanal kesitinden boruya geçişte bir rakortman yapılır. Burada rakortman trapez kesitinden boruya düzgün bir geçişi sağlar.

Çıkış yapısı: Sifondan kanal kesitine düzgün bir geçişi sağlar.

Boşaltım ve Kontrol kısmı: Sifon boyunca konan temizleme ve tahliye bacalarıdır. Tahliye bacasından girilmek sureti ile su boşaltma denetimi veyahut cazibe ile su boşaltılır.

Sifonların hidrolik hesabı

Şekil 2-A da görüldüğü üzere I-I ve II-II arasında sırasıyla şu kayıplar meydana gelmektedir.

1-Giriş rakortman kaybı (h_1)

5-Sifonda sürtünme kaybı (h_5)

2-Giriş rakortmanında sürtünme kaybı (h_2)

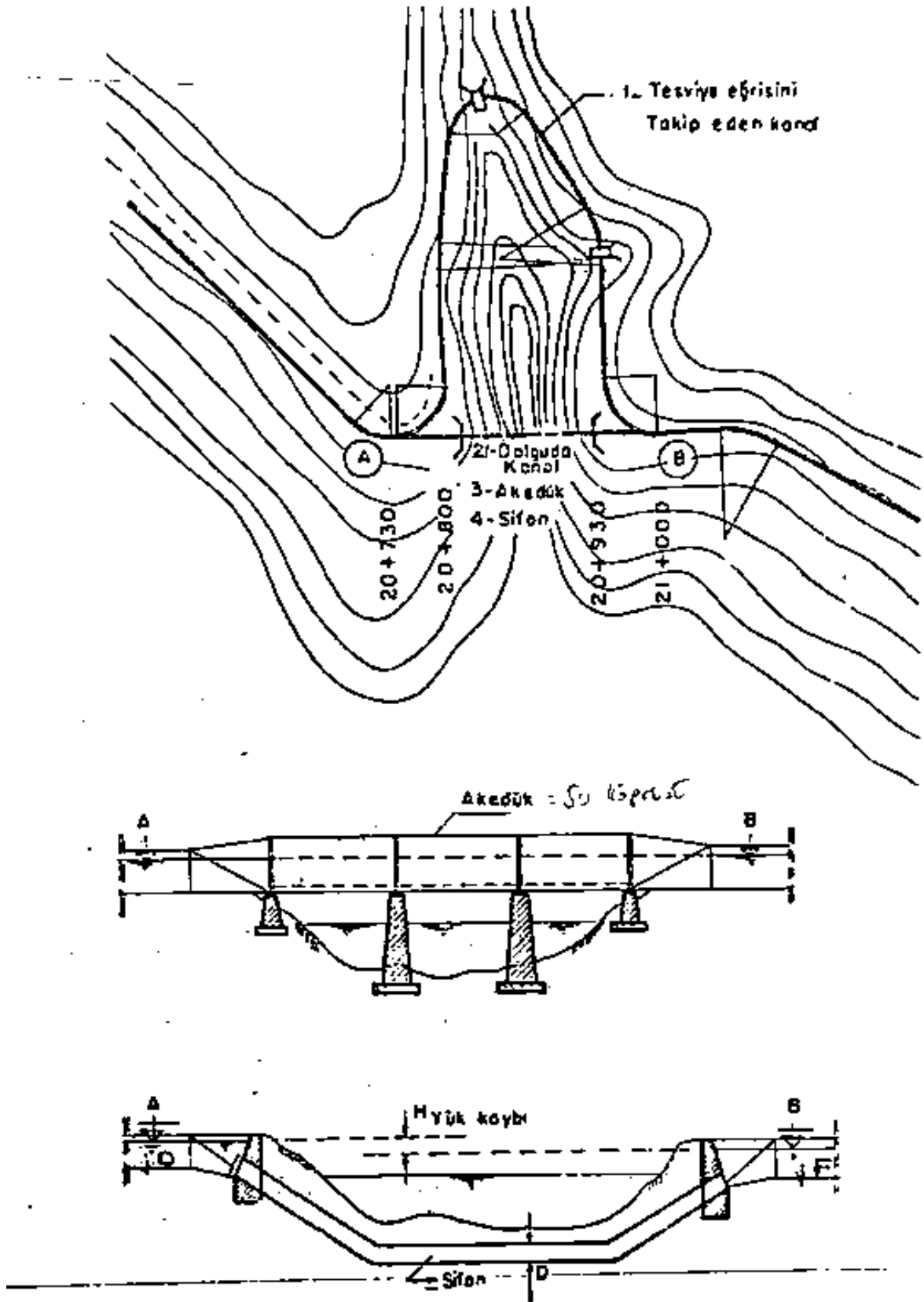
6-Çıkış rakortmanında sürtünme kaybı (h_6)

3-Izgara kaybı (h_3)

7-Çıkış rakortmanı kaybı (h_7)

4- Sifonda dirsek kayıpları (h_4)

TOPLAM YÜK KAYBI $H_k = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7$



ŞEKİL 2-A

I-I ve II-II kesitler arasına bernoulli denklemi uygulanacak olursa ;

$$KOT(D) + h_{ka} + \frac{vk_a^2}{2g} = KOT(F) + h_{ka} + \frac{vk_a^2}{2g} + H_k$$

Burada **h_{ka}**= Kanaldaki su yüksekliği (m)

V_{ka}= Kanaldaki hız (m/sn)

Buradan KOT(F) = KOT(D) - H_k olarak bulunur.

Sifon çıkışında kanal tabanı dolayısıyla su kotu sifon girişine nazaran ‘H_k’ toplam yük kaybı kadar düşük olacaktır.

Rakortman kayıpları (h₁, h₇)

Genelde kanallar trapez kesitli, sifonlar ise daire kesitli olduğundan sifon başlangıcında trapezden daire kesitine, sifon çıkışında ise daireden trapez kesite geçiş vardır. Bunun için yük kayıplarını mümkün olduğu kadar minimuma indirmek için genellikle kırık düzlemlerle rakortmanlar kullanılır. Sifondaki hız kanaldaki hızdan büyük olduğu için (V_s>V_k) sifona girişte hızlanan, çıkışta ise yavaşlayan akım vardır. Yavaşlayan akımda sınır tabakasında çözülme olacağı için çıkış rakortmanında kayıp katsayısı daha büyüktür. Kırık düzlemlerle rakortmanlarda (daire-trapez) ξ için girişte 0,5 çıkışta 0,7 alınması uygun olmaktadır.

Bu halde toplam rakortman kaybı ;

$$h_1+h_7=(0,5+0,7)(V_s^2/2g - V_k^2/2g) \text{ olur.}$$

Izgara kayıpları (h₃)

Kanaldan gelen iri malzemeleri tutmak için genellikle lama demirleri veya çubuklardan ızgara teşkil edilir. Izgara kayıpları KURSCHEMCE formülüne göre hesaplanmaktadır.

$$\xi_3 = \beta \left(\frac{d}{a} \right)^{4/3} \sin \alpha$$

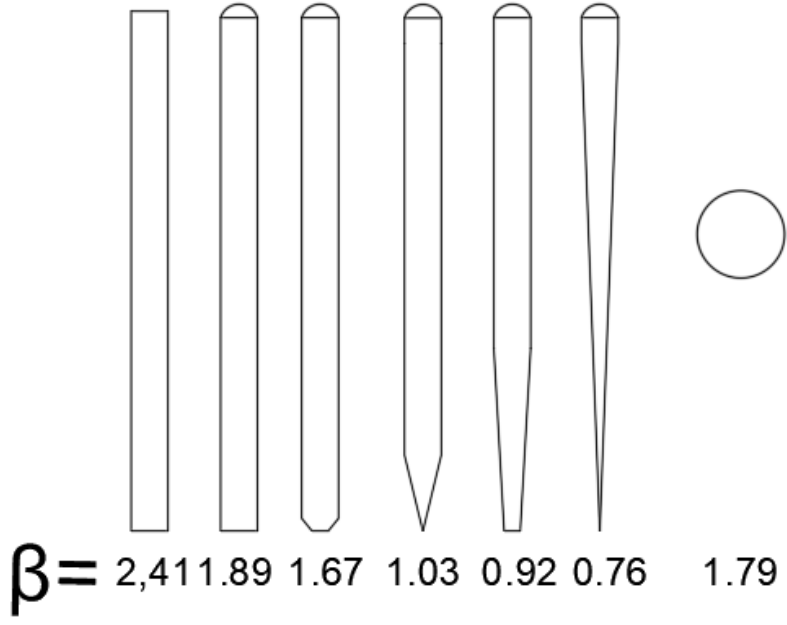
d = ızgara çubuklarının kalınlığı (m)

a = ızgara çubukları arasında net mesafe (m)

V_s = sifondaki hız

α = ızgaranın yatayla yaptığı açı

β = ızgaradaki çubukların şekline bağlı bir katsayıdır

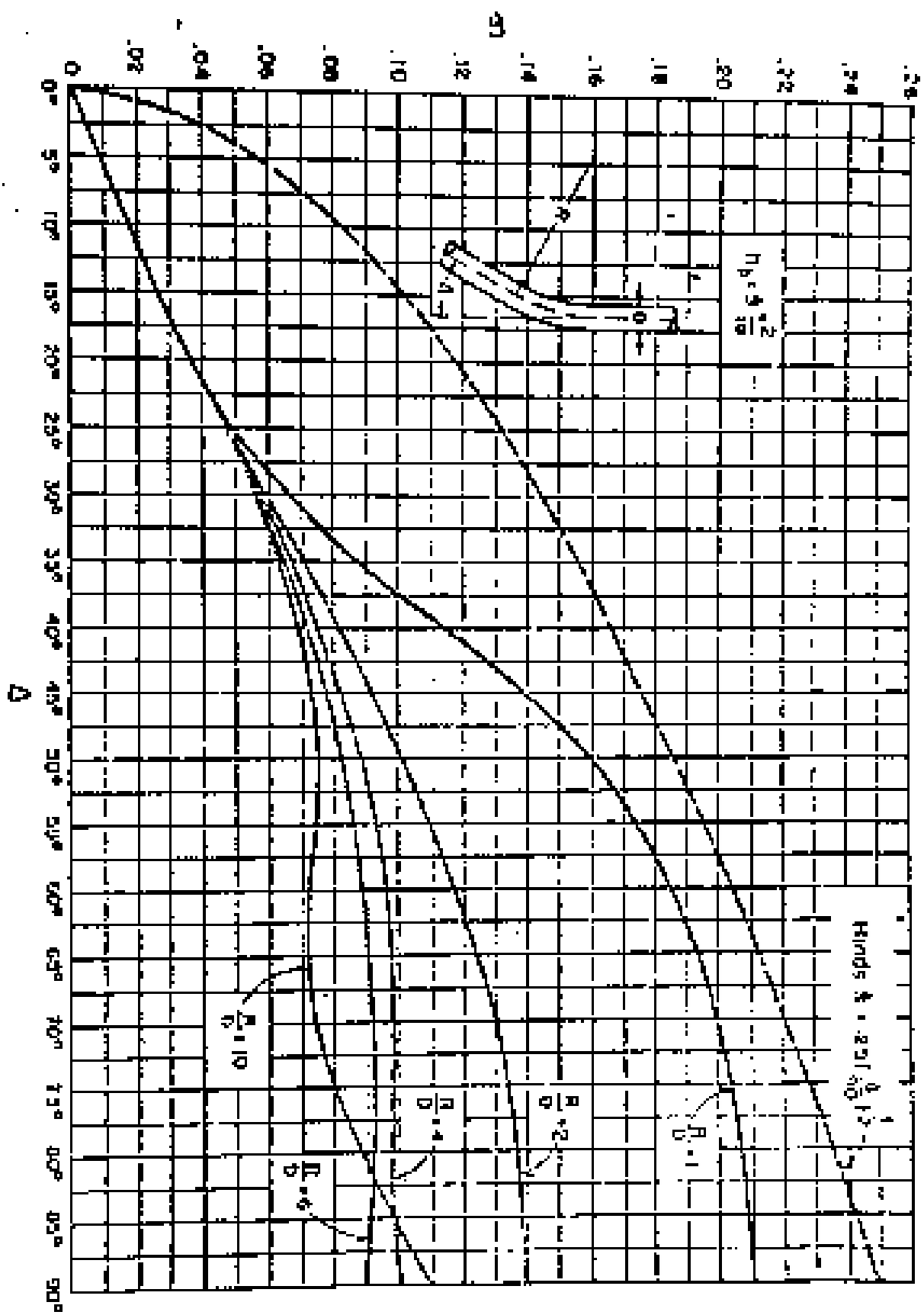


Dirsek kayıpları (h_4)

Dirseklerde akımın yön değıştirmesi nedeni ile oluşan yük kayıpları

$h_4 = k_4 \cdot V_s^2 / 2g$ şeklindedir. k_4 katsayısı bir sonraki sayfadaki abaktan alınabilir.

Sifonlarda R/D oranı '2' ye eşit olmaktadır.



Sifonda Sürtünme Kaybı (h5)

Basınçlı bir boru olarak çalışan sifonlarda sürtünme kaybını hesabı için manning formülü kullanılır.

$$V_s = 1/n * R^{0.66} * J_s^{0.5}$$

$$J_s = (V_s - n / R^{0.66})^2$$

$$R = D/4 \text{ (Dolu akan bir dairesel kesitte hidrolik yarıçap)}$$

“n” bilindiği üzere pürüzlülük katsayısı olup beton sifonlarda $n=0.014$ alınır. Sifon toplam boyu L olduğuna göre

$$h_5 = J_s * L \text{ olur.}$$

Giriş ve Çıkıştaki Sürtünme Kaybı (h2, h6)

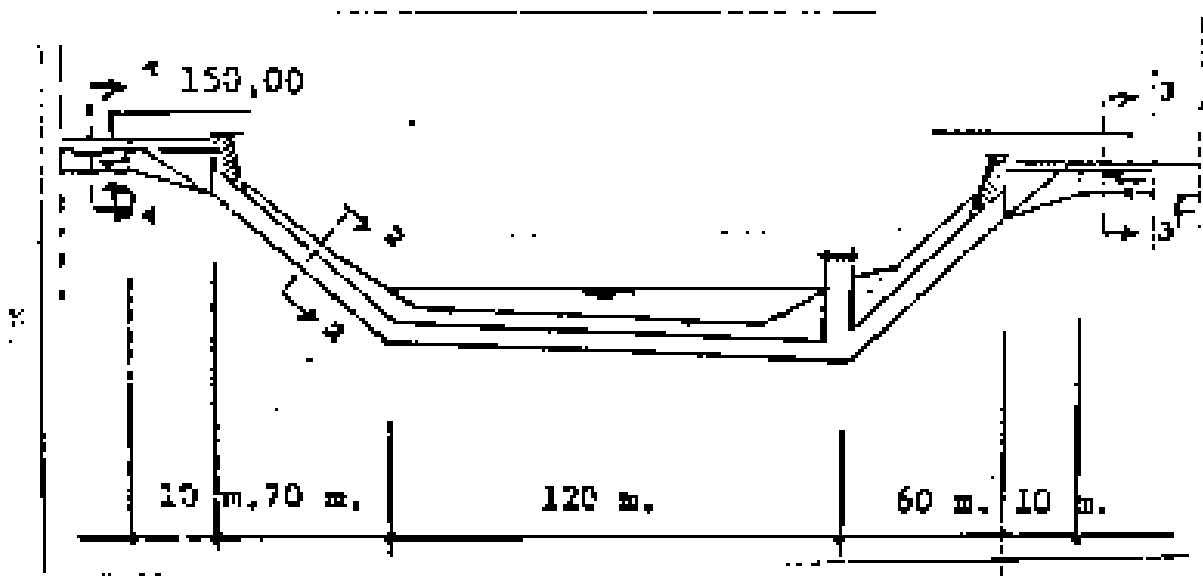
Yine manning formülü kullanılır. Rakortmandaki enerji eğimi için kanal ve sifonda teşekkül eden enerji eğimlerinin ortalaması alınarak hesaplanır.

$$h_2 = (J_k + J_s) / 2 \text{ L giriş}$$

$$h_6 = (J_s + J_k) / 2 \text{ L çıkış}$$

ÖRNEK :

Aşağıdaki boyuna kesiti verilen sifonun hesabını yapınız. Sifon hızı ve giriş kanalı taban kotu verildiğine göre çıkış kanalı taban kotunu hesaplayınız. Ana kanal eğimi $=0.0004$. Ana kanaldaki su yüksekliği $=1.50\text{m}$. Kanal taban genişliği $b=5.00\text{m}$, olup sifonda $2,65 \text{ m/sn}$ lik hıza müsaade edilmektedir. Sifon ve kanalda pürüzlülük katsayısı $n=0.016$ alınacaktır. Kanal şev eğimi $1/1.5$ tir. (Dirsek ve Izgara kayıpları ihmal edilecektir.)



Kanal debisinin hesabı:

$$Q = 1/n * R^{0.66} * J^{0.5} * A$$

$$n = 0,016$$

$$J = 0,0004$$

$$A = (b + mh)h = (5.00 + 1.5 * 1.5) * 1.5 = 10.875 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2h * \sqrt{1 + m^2} = 5.00 + 2 * 1.5 * \sqrt{1 + 1.5^2} = 10.4 \text{ m}$$

$$R = A/P = 10.875/10.4 = 1.045 \text{ m} \quad R^{0.66} = (1.045)^{0.66} = 1.030 \text{ m}$$

$$V_k = 1/n * R^{0.66} * J^{0.5} = 1/0.016 * 1.030 * 0.0004^{0.5} = 1.288 \text{ m/sn}$$

$$Q = V * A = 1.288 * 10.875 = 14,00 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Sifon kesitinin hesabı :

$$V_s = 2,65 \text{ m/sn}$$

$$A_s = Q/V_s = 14.00/2.65 = 5,28 \text{ m}^2 \quad A_s = (\pi * D^2) / 4$$

$$D = 2.59 \cong 2.60 \text{ m}$$

$$R_s = D/4 = 2.60/4 = 0,65 \text{ m} \quad R^{0.66} = 0,75$$

$$J_s = (V_s * n / R_s^{0.66})^2 = (2.65 * 0.016 / 0.75)^2 = 0.00320$$

Kayıplar :

1) Giriş rakortman kaybı: $h_1 = \xi_1(V_s^2 - V_k^2 / 2g) = 0.5((2.65^2 - 1.288^2) / 2g) = 0,14 \text{ m}$

2) Giriş rakortmanında sürtünme kaybı:
 $h_2 = (J_k + J_s) * 1/2 * L_g = (0.0004 + 0.0032)/2 * 10 = 0.02 \text{ m}$

3) Izgara kaybı $h_3 = 0$

4) Sifonda dirsek kaybı $h_4 = 0$

5) Sifonda sürtünme kaybı: $h_5 = J_s * L = 0.00320 * 250 = 0.80 \text{ m}$

6) Çıkış rakortmanında sürtünme kaybı:
 $h_6 = (J_s + J_k) * 1/2 * L_{\check{c}} = (0.0032 + 0.0004)/2 * 10 = 0.02 \text{ m}$

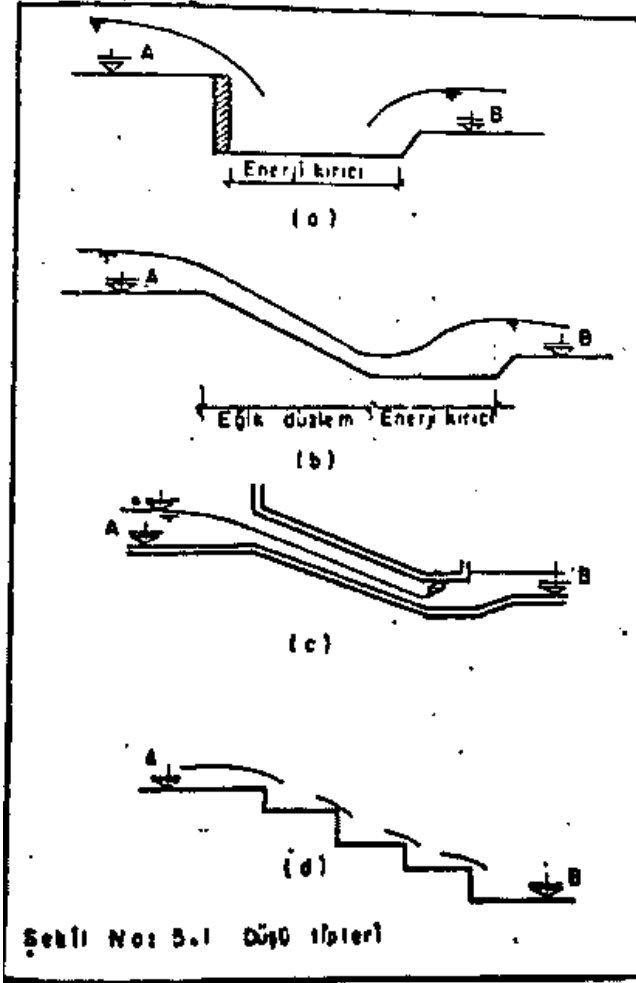
7) Çıkış rakortman kaybı $h_7 = \xi_7(V_s^2 - V_k^2 / 2g) = 0.7((2.65^2 - 1.288^2) / 2g) = 0.19 \text{ m}$

$$\text{Sifon yük kaybı } \Sigma h = 1.17 \text{ m}$$

$$\text{Kot(F)} = \text{Kot(D)} - H = 150.00 - 1.17 = 148.83 \text{ m olur.}$$

1.c) Düşü Yapıları

Düşü yapıları suyu yukarı kotlardan daha düşük bir kota enerjisini kırarak emniyetli olarak indiren yapılardır. Topografyanın gerektiği yerlerde tertip edilirler. Genellikle yedek kanallarda veya yedek drenaj kanallarında tertip edilirler. Bu kanallar tesviye eğrilerine dik olarak geçirildiği için arazi eğimlerinin büyük olduğu yerlerde şekilde görülen düşü tipleri tertip edilir. Şekilden de anlaşılacağı gibi farklı seviyedeki iki kanal arasında tertip edilirler.



a. Dik Düşü

A ile B arasına yerleştirilen düşey bir duvardır.

b. Eğik Düzlemlili Düşü (Şüt)

A ile B arasına yerleştirilen genellikle dikdörtgen kesitli büyük meyilli bir kanaldan ibarettir.

c. Borulu Düşü

A ve B arasında dairesel kesitli bir borudur.

d. Kaskat

A ve B arasında yerleştirilen bir seri dik düşü grubudur.

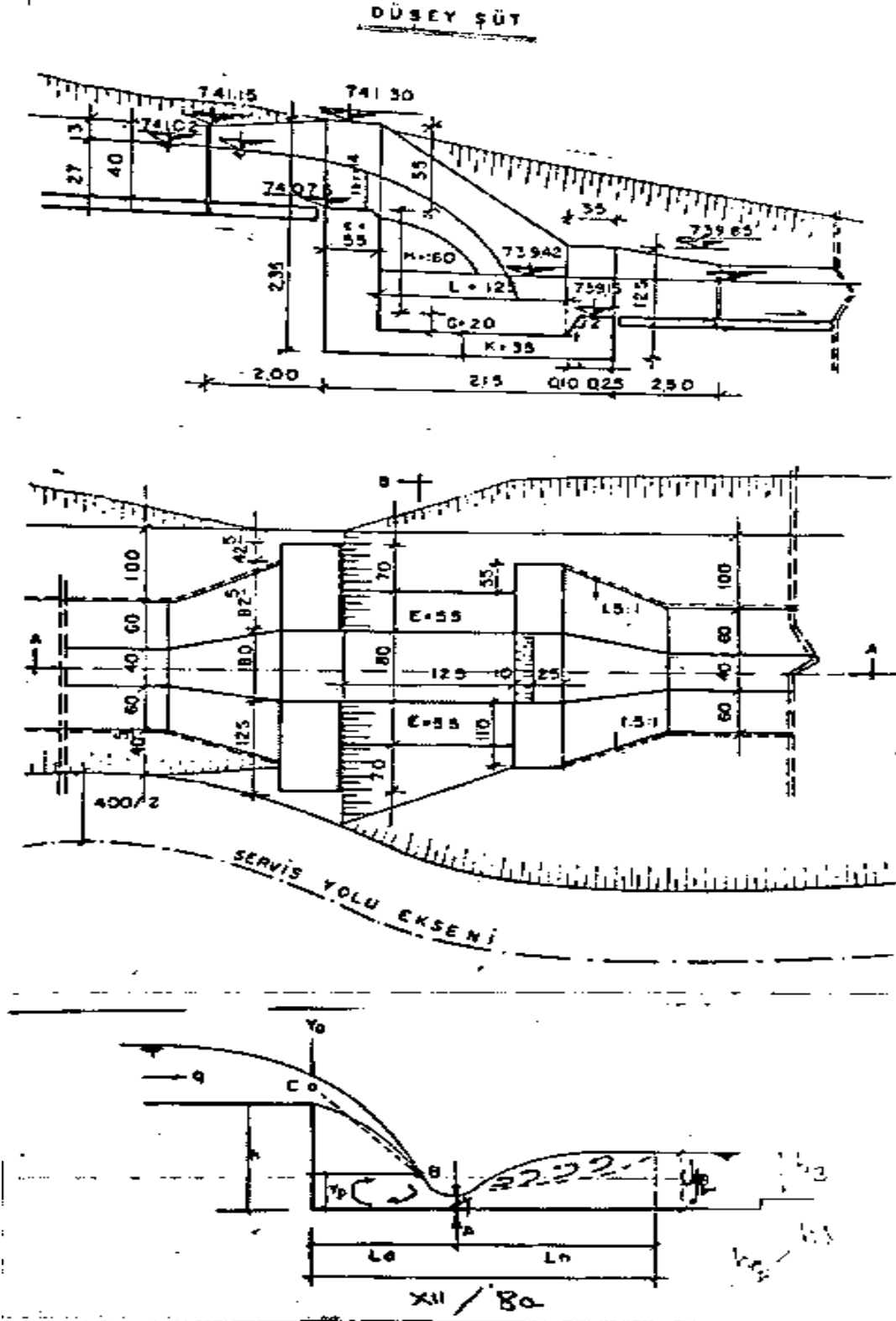
Hangi tip düşü yapısına karar verileceği hakkında ekonomik nedenler rol oynamakla birlikte proje tatbikatında dik düşüler 2.5m yüksekliğe kadar uygulanmaktadır. Kaskat tatbikatı ise genellikle ekonomik açıdan uygun olmamaktadır. Froude sayısının 15'i aşması halinde ise 10m'den büyük olan düşülerde tek bir eğik düzlemlili düşü yerine seri halde düzenlenen eğik düzlemlili düşüler tertip etmek uygun olacaktır.

Genel olarak bir düşü yapısı aşağıdaki kısımlardan meydana gelir;

- 1- Kanal ile düşü yapısı arasındaki giriş ve çıkış rakortmanları
- 2- Düşü yapısı
- 3- Enerji kırıcı havuz

Verilen bir 'h' süt yüksekliği ve birim boy debisi için $D=(q^2)/(g \cdot h^3)$ (düşü karakteristik sayısı) değerinden faydalanarak BAKHMETEFF, FEODOROFF ve RAND 'a göre şekilde gösterilen değerleri hesaplamak mümkündür.

$$LD/h=4,30 \cdot D^{0,27} \quad Y_p/h = 1,00 \cdot D^{0,22} \quad Y_1/h = 0,54 \cdot D^{0,425} \quad Y_2/h=1,66 \cdot D^{0,27}$$



şekil 3-A

1.d) Akedükler

Sulama kanallarının büyük akarsu yataklarını, derin vadiler içindeki kuru dereleri veya çukur yerleri kesmesi halinde sifon yapılmasının ekonomik olmaması veya hidrolik kayıplar yönünden uygun olmaması gibi durumlarda şekil 2-A’ da görüldüğü gibi kanal akedük denilen su köprüsüne alınır. Akedükler pahalı yapıları oldukları için akedük ayaklarının çok yüksek olduğu vadilerde akedük yapımından kaçınılmalıdır. Ancak sifon yapımı çok yük kaybına sebebiyet veriyorsa ve sulama kotundan kaybedilmemek isteniyorsa, hidrolik yönden daha uygun olan akedükler tercih edilmelidir.

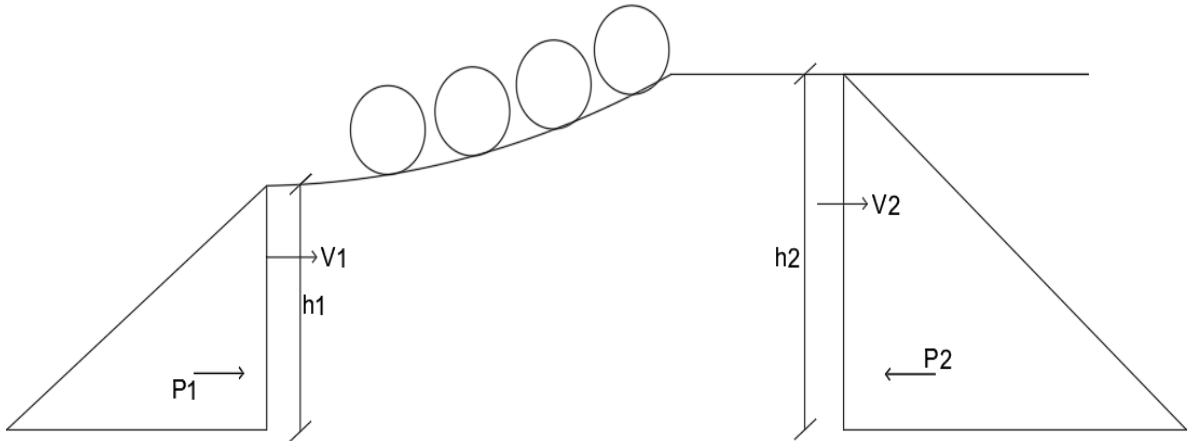
1.e) Düşü havuzları

Düşü yapılarının sonunda enerjiyi yok etmek için düşü havuzları kullanılır. Düşü yapılarında sel rejimi oluşur yani $h_1 < h_{kr}$ olur. Eğer mansapta nehir rejimi varsa yani $h_3 > h_{kr}$ ise nehir rejimine geçiş hidrolik sıçrama ile olur. Bu hidrolik sıçramanın yapıya zarar vermemesi için düşü havuzuna $h_2 - h_3$ kadar derinlik verilmelidir. ‘ h_3 ’ ise mansaptaki su derinliğidir. Düşü havuzu boyunun minimum hidrolik sıçrama boyuna eşit olması gerekmektedir. Sıçramanın başladığı ve nihayet bulduğu noktanın teorik olarak tayini mümkün olmadığı için ampirik formüller kullanılmakta olup, bunlardan bir tanesi de SMETANA formülüdür.

$$LD = 5,5 (h_2 - h_1)$$

Burada LD = Düşü havuzu boyu

Burada h_1 ve h_2 sıçramadan önceki derinlikler olup kütlenin korunumu prensibinden hareket ile aralarındaki bağıntıyı bulmak mümkün olur.



Kütlenin korunumu prensibine göre ;

$$\rho b \cdot h_1 \cdot V_1 = \rho b \cdot h_2 \cdot V_2$$

$$h_1 \cdot V_1 = h_2 \cdot V_2 \text{ (süreklilik denklemi)}$$

Bölgeye etki eden dış kuvvetler P1 ve P2 kuvvetleri olup

$$P_1 - P_2 = \rho Q (V_2 - V_1)$$

$$P_1 - P_2 = \gamma / g \cdot Q (V_2 - V_1)$$

$$P_1 = \frac{\gamma \cdot h_1^2}{2} \cdot b \quad P_2 = \frac{\gamma \cdot h_2^2}{2} \cdot b \quad Q = q \cdot b$$

$$\frac{\gamma \cdot h_1^2}{2} \cdot b - \frac{\gamma \cdot h_2^2}{2} \cdot b = \frac{\gamma}{g} \cdot q b (V_2 - V_1)$$

$$\frac{h_1^2}{2} - \frac{h_2^2}{2} = \frac{q}{g} (V_2 - V_1)$$

$$V_1 = q/h_1 \quad V_2 = q/h_2 \quad Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \quad \text{eşitsizliklerinden}$$

$$h_2/h_1 = 0,5 \cdot (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \text{ denklemi elde edilir.}$$

h_1 derinliğinin bilinmesi halinde yukarıdaki denklemlerden faydalanarak h_2 derinliği bulunur. Bulunan bu h_2 derinliği düşü yatağından sonraki kesimdeki (kanalda) h_3 su derinliği ile mukayese edilerek $h_3 < h_2$ olması halinde, düşü havuzu $h_2 - h_3$ kadar derinleştirilerek mansapta hidrolik sıçrama için gerekli su derinliği sağlanır.

1.f) Tüneller

Sulama kanalı su kotuna nazaran yüksek bir boyundan geçme veya uzun bir yamaçtan dolaşma durumunda bunun yerine su bir tünel içine alınabilir. Kanal olarak yamaç dolaşmak mı veya tünel olarak geçmek mi ekonomik olacaktır. Zemin cinsi de dikkate alınarak ekonomik mukayese yapmak sureti ile karar verilir. Sulama kanallarında atnalı kesitler kullanılır.

1.g) Galeriler

Sulama kanallarının, arazinin enine eğiminin çok dik olması halinde fazla hafriyata sebep olacağı ekonomik olmanın dışında formasyonunda müsait olmaması halinde yüksek şevler yüzünden kanal yapımının ve bakımının zorlaşacağı aşikardır. Böyle durumlarda ve sulama kanallarının meskun yerlerden geçmesi halinde sulama kanalları galeri adı verilen kapalı kesitler içine alınırlar. Galeriler açıkta inşa edilip sonra üstü kapatılan kapalı kesitlerdir. En kesitleri atnalı, dairesel veya kutu şeklinde olur.

1.h) Çökeltim Havuzları

Sulama suyunun fazla rüsup taşıması halinde söz konusu asılı maddeler kanallarda çökerek sulama kanalları için mahzur teşkil eder. Özellikle bu durum borulu şebekeler için mahzurludur. Çökeltim havuzu denilen havuzlarda ıslak alanı büyüterek hız küçültülür böylelikle rüsup maddeler azalır. $V_{\text{ç}}$ ile dane çökme hızı (m/saat) , h ile havuz derinliği, B ile havuz genişliği, T ile dane çökme süresi gösterilirse, gerekli havuz boyu L şöyle bulunur ;

$$Q = V \cdot A \quad \text{m}^3/\text{sn}$$

$$T = h / V_{\text{ç}}$$

$$T = L / V = L / (Q / A)$$

$$A = B \cdot h \quad \text{olduğundan}$$

$$L = \frac{3600 \times Q}{V_{\text{ç}} \times B} \quad \text{olur.}$$

2. Kontrol Görevi Yapan Sanat Yapıları

Kontrol yapıları sulama kanallarındaki su seviyesini kontrol ederek istenilen seviyeye kabartır. Bunları 4 bölüme ayırmak mümkün olur.

- a) Ölçme Yapımları
- b) Su Alma Yapımları
- c) Su seviyesini Kontrol Yapıları (Çekler)
- d) Emniyet Yapımları

2.1 Ölçme Yapımları

Bir sulama kanalına kanalın taşıyabileceği miktarda su verilmesi zorunludur. Kanalın taşıyabileceğinden fazla su gelmesi halinde kanalda taşmalar olacaktır. Bu da ölçme yapımları ile sağlanır. Ölçme tesislerini üç grupta toplamak mümkündür.

- a) Prizler (sabit yüklü orifisli priz)
- b) Savaklar (ince kenarlı ve parshall savaklar)
- c) Kanalların anahtar eğrilerini çıkararak ve eşellerle yapılan ölçümler

2.1.1 Sabit Yüklü Orifisli Priz

60 lt/sn ile 1000 lt/sn arasındaki debilerin ana kanaldan yedeklere, yedeklerden tersiyer kanallara alınmasında ve çevrilen suyun miktarının ölçülmesinde geniş ölçüde kullanılan priz tipidir. Sabit yüklü orifisli priz aşağıdaki kısımlardan meydana gelmiştir.

- a) Giriş Yapısı
- b) Ölçü kutusu
- c) 2 adet kapak (orifis kapağı ve buz kapağı)
- d) Büz

Priz kapağı açılıp kapatılarak 6 cm'lik sabit bir yükü verecek şekilde ayarlanır. Bu 6 cm'lik sabit yük farkının orifis kapağının iki tarafında bulunan eşeller ile sağlanır. Böylece istenen debinin orifisten geçmesi sağlanmış olur. Bu durumda hidrolik yönden batık orifis formülü geçerli olacaktır.

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad \text{olup burada}$$

Q: Debi

h: Orifis kapağının iki tarafındaki su seviyeleri arasındaki fark (6 cm)

A: Orifis alanı = $y_m \cdot b$ y_m : orifisin yüksekliği b: orifis genişliği

C: Orifis katsayısı (Yapılan modelden deneyleri göstermiştir ki h=6 cm olduğu zaman c=0,70 olmaktadır.)

Yukarıdaki eşitlik incelendiğinde Q , C , b , h değerleri bilindiği için kapak açılarak sağlanacak orifis yüksekliği bulunmuş olur.

İşletmenin kolay yapılabilmesi için debi ile orifis yüksekliği ' y_m ' arasında bir grafik çizilir. İstenilen debiye tekabül eden ' y_m ' grafikten alınır ve orifis kapağı grafikten okunan ' y_m ' kadar açılır.

2.1.2 Savaklar

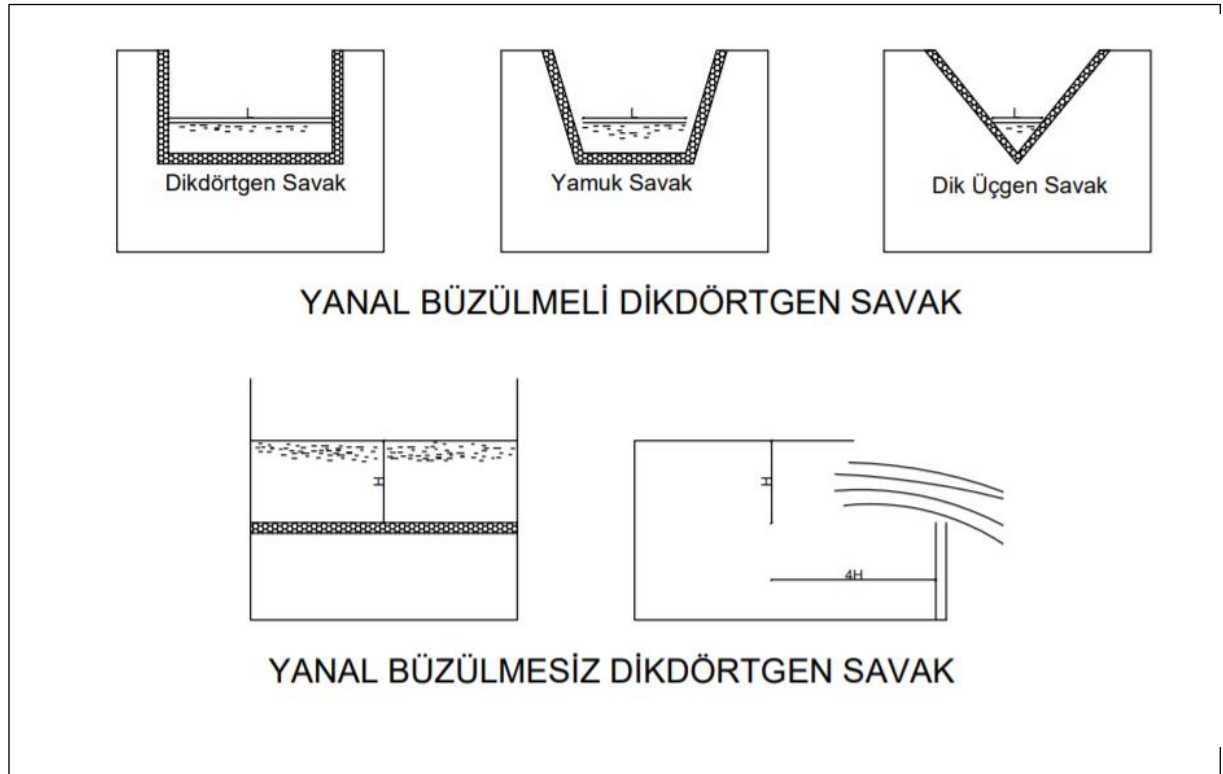
Akım istikametine dik olarak tertip edilen ölçüm yapılarıdır. Küçük debileri ölçmek için ince kenarlı savaklar kullanılır. Bu bölümde sadece ölçmede kullanılan savaklardan söz edilecektir.

Savağın geometrik şekline göre:

- 1) Dikdörtgen
- 2) Trapez
- 3) Üçgen savaklar kullanılmaktadır.

Savakların önceki akım durumuna göre:

- 1) Büzülmeli
- 2) Büzülmesiz



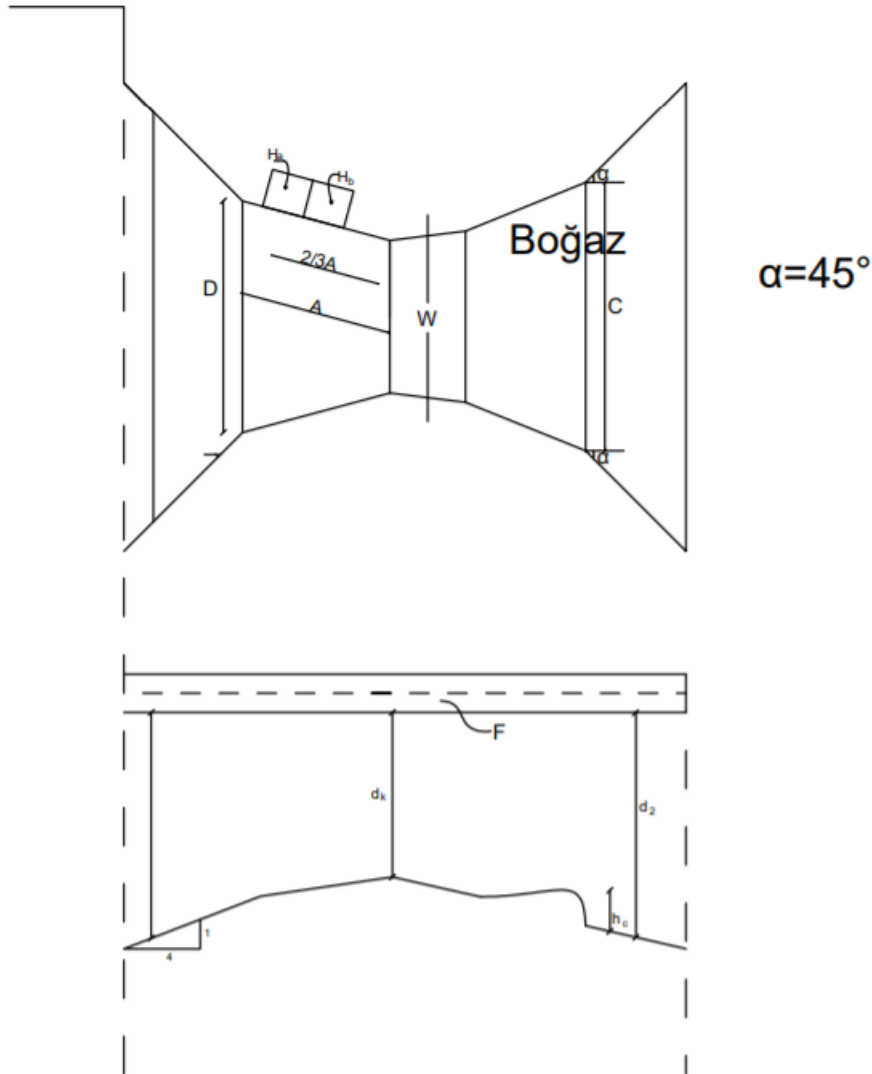
Savaklardaki prensip savaktan belli bir mesafede ' H ' kabarma yüksekliğini ölçerek $Q=CLH^{3/2}$ formülünden debiyi bulmaktır.

Aşağıda çeşitli durumlar için bu formüller verilmiştir.

- 1) Standart tam büzülmeli dikdörtgen savak: $Q=1,8384(L-0,2H) H^{3/2}$
- 2) Standart yanal büzülmesiz dikdörtgen savak: $Q=1,8384LH^{3/2}$
- 3) Standart yanal büzülmesiz yamuk savak: $Q=1,859LH^{3/2}$
- 4) Dik açılı üçgen savak: $Q=1,3425H^{2,47}$

Parşal Savakları

Akımı kritik derinlikten geçirerek ölçüm yapan savaklardır. 0,093 m³/sn ile 85 m³/sn arasındaki debileri ölçerler. Tipleştirilmişlerdir. Kanalların düz kısımlarında kullanılırlar. Kurptan veya bir kapaktan sonra kullanılmazlar. İnşaatı zordur ve maliyeti yüksektir. Bu nedenle pek tatbikat bulmamaktadır.



2.2 Su Alma Yapımları

Su alma yapımlarını ana kanaldan su alan prizler, yedek kanaldan su alan prizler, tersiyer kanaldan su alan prizler diye gruplandırabiliriz.

Yedek kanal prizleri daha önce bahsedilen sabit yüklü orifisli priz olarak tertip edilirler. Ve bunlar ana kanaldan ayrılma yerleridir. Bu prizlerde ana kanaldan $Q/2$ debisi geçmesi halinde gerekli su seviyesini temin için çekler tertip edilir.

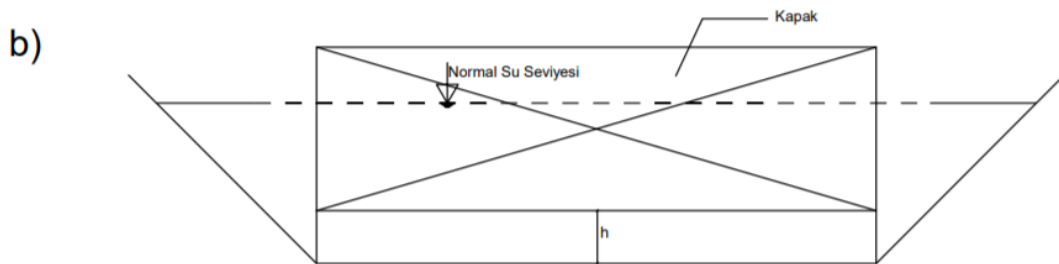
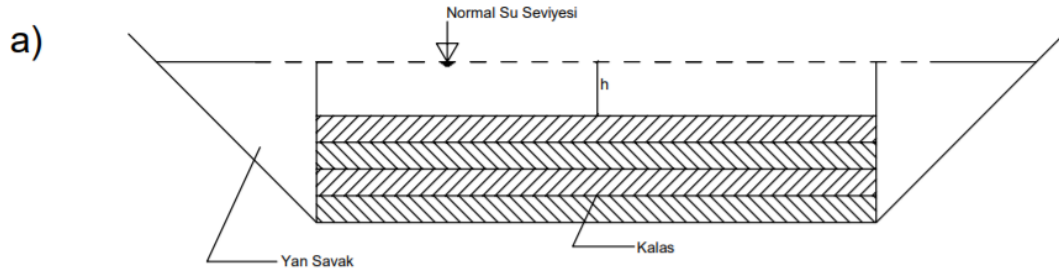
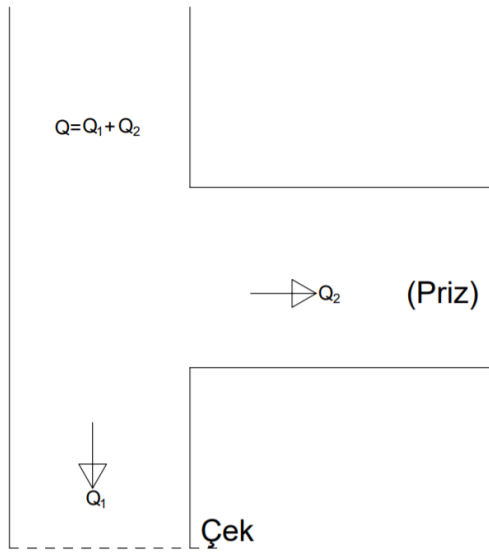
Yedek sulama kanalından tersiyer kanalları tersiyer prizleri ile su alırlar. Tersiyer prizleri tekli, ikili ve üçlü olurlar. Bu sayı yedekten ayrılan tersiyer adedine bağlıdır. Yedek kanallarında kanal eğimleri büyük olduğu için bu prizleri çekli olarak tertip şarttır. Bunlarda genellikle sabit yüklü orifisli priz olarak düzenlenirler.

Tersiyer kanalları üzerinde her 150 m de köylü arklarına su vermek için köylü arkı prizi yapılır. Bu tür prizler sabit yüklü orifisli prizlerden daha basit olarak tertip edilirler.

2.3 Su Seviyesini Kontrol Yapıları (Çekler)

Sulama kanallarında su seviyesi maksimum debiye tekabül eden seviye olarak teşkil edilmektedir. Talebin az olduğu zamanlarda yani ana kanallarda maksimum debiyi geçmediği zamanlarda ana kanaldan ayrılan herhangi bir kanal üzerindeki bir yedek kanaldan çiftçiler aynı anda su almak isteyebilirler. Prizler maksimum su seviyesine göre projelendirildiği için bu durumda prizlerden su alınamaz. ' Suyu alabilmek için su seviyesini kabartmak gerekecektir. Büyük kanaldaki su seviyesini kabartarak istenilen duruma getirmek maksadıyla çek yapısı olarak isimlendirilen yapılar kullanılır. Fonksiyonları itibari ile çekler priz yapıları ile birlikte projelendirilirler.

Yedek sulama kanallarında her priz için çek tesisi yapılır. Eğimi küçük olan ana kanallarda ise bir çek yapmak suretiyle bu çekin mansabındaki birkaç priz kontrol altına alınabilir.



Çeklerde akım 2 şekilde olur ve buna göre de çekler 2 gruba ayrılırlar:

a) Üst Akımlı Çekler

b) Alt Akımlı Çekler

Genellikle üst akımlı çekler kalas, alt akımlı çekler kapak kullanmak suretiyle elde edilir.

Q debisi kanaldaki işletme debisinden küçüktür. Dolayısıyla normalde su seviyesinden düşük bir seviye teşekkül etmiştir. Hâlbuki prizden tam kapasitede su (Q_1) alınacaktır. h yükünde çekten NSS de Q_2 m³/ sn geçirilecek şekilde yeterli adette kalas konur (Üst Akımlı Çek) veya NSS muhafaza edilecek şekilde kapak h kadar açılarak Q_2 m³/ sn su mansaba intikal eder.

Gelen su tamamen alınır ve mansaba su bırakılmaz ise (Yani $Q=Q_1$ $Q_2=0$) kapak tamamen kapatılır veya kalaslı halde normal seviyeye kadar kalas yuvalarına kalas basılır.

2.4 Emniyet Yapımları

Sulama ve drenaj kanallarının emniyetini sağlayan yapılardır. Örneğin kanalları kesen ve zaman zaman önemli miktarda sel suyu ve sürüntü malzemesi taşıyan yan dereler olabilir. Bu suların zarar vermeden uzaklaştırılması lazımdır. İşletme ile ilgili olarak normal su seviyelerinde ani yükselmeler olur. Bu gibi yükselmeleri kontrol altında tutan yapılara ihtiyaç vardır. Bu gibi etmenlere karşı kanalları koruyan yapılara koruma yapıları denir.

- a) Tahliye Yapıları
- b) Sel Geçitleri
- c) Yamaç Suyu Alma Tesisleri

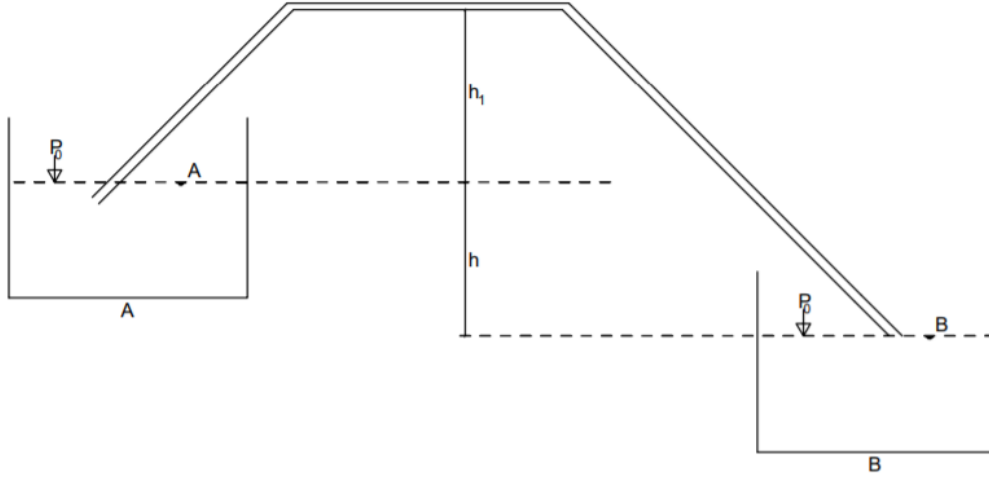
2.4.1 Tahliye Yapıları

Kanaldaki suyu tamamen veya kısmen boşaltan, normal su seviyesinden itibaren hava paylarını geçen ani yükselmelerde kanalları korumak maksadıyla inşa edilen yapılar tahliye yapıları olarak adlandırılır. Bu yapıları şu gruplarda toplamak mümkündür.

- a) Otomatik Sifonlar
- b) Yan Savaklar
- c) Kapaklı Tahliye Yapıları

2.4.1.1 Otomatik Sifonlar

Sulama kanallarında su seviyesinin ani priz kapatmaları veya yamaç sularının kanala alınması veya herhangi bir sebeple yükselmesi halinde su taşarak tarım arazisinde zararlara sebebiyet verir.



A haznesinde su yüzeyi ile 1-1 kesitinde Bernoulli denklemi uygulanırsa;

$$V_0^2/2g + P_0/\gamma = V_1^2/2g + h_1 + P_1/\gamma + h_k$$

h_k : Hazne ile 1-1 kesiti arasındaki yük kaybıdır.

$V_0 \cong 0$ alınırsa;

$$P_1/\gamma = P_0/\gamma - (V_1^2/2g + h_1 + h_k) \text{ olur.}$$

Burada 1-1 kesitinde atmosfer basıncından daha küçük bir basınç oluştuğu görülmektedir. Bu basınç bir emme tesiri yaparak suyun 'B' haznesine iletilmesini sağlar.

'A'dan 'B'ye kesiksiz bir akış olması için $P_1/\gamma > \text{Suyun buharlaşma basıncı}$ olmalıdır. Aksi takdirde buharlaşma su akışını durdurur.

Sifonun çalışabilmesi ve istenilen debinin tahliyesi için sifon borusu içindeki havanın atılması gereklidir. Bu olaya yemlenme denir. Bunun için iki türlü tertip şekli vardır:

- 1) Otomatik sifonun çıkış ağzı mansap suyu tarafından kapatılacak şekilde projelendirilir.
- 2) Sifonun mansap ucundan yeterli bir yükseklikte sifon borusu içinde teşkil edilen bir kıvrım veya çıkıntı ile (saptırıcı) çıkış ağzının atmosfer ile teması kesilir.

Debi Formülü:

A ve B serbest yüzeyleri arasında Bernoulli uygulanırsa;

$$h + P_0/\gamma + V_A^2/2g = P_0/\gamma + V_B^2/2g + h_k^{A-B}$$

$$h = h_k^{A-B} \text{ olur.}$$

Otomatik sifon boyunca kayıp ise aşağıdaki kayıpların toplamıdır.

1) Giriş kaybı: $h_0 = \xi_0 \frac{V^2}{2g}$

2) Sifon boyunca yük kayıpları:

a) Yersel yük kayıpları $h_1 = \sum_1^n (\xi_n \frac{V^2}{2g})$

b) Sürekli yük kayıpları $h_2 = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$

3) Çıkış kaybı: $h_3 = \xi_3 \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g}$

$$h = \frac{V^2}{2g} (\xi_0 + \sum_1^n \xi_n + \lambda \frac{L}{D} + \xi_3)$$

$$V = \sqrt{\frac{2gh}{\xi_0 + \sum_1^n \xi_n + \lambda \frac{L}{D} + \xi_3}}$$

$$Q = F \cdot V = C \cdot F \cdot \sqrt{2gh}$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{\xi_0 + \sum_1^n \xi_n + \lambda \frac{L}{D} + \xi_3}}$$

0,60 < C < 0,90 olup takribi hesaplarda C=0,75 alınabilir. Burada;

λ =Kayıp katsayısı

L=Sifon uzunluğu

D=Sifonun çapı

Örnek: Memba su seviyesi 11,63 olan bir sifonla Q=2,60 m³ / sn lik su bir box vasıtası ile tahliye edilecektir. Mansapta su seviyesi 9,93 olarak verilen bu sifon iki gözlü olarak tertip edilmiştir. Genişliği 1,00m yüksekliği 0,30m olarak verilmiştir. Bu sifonun söz konusu debiyi geçirip geçirmediğini tahkik ediniz.

$$Q = C \cdot F \cdot \sqrt{2gh}$$

$$h = 11,63 - 9,93 = 1,70 \text{ m}$$

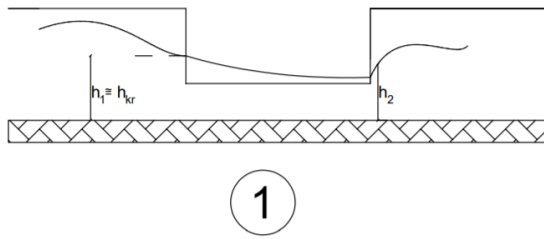
$$C = 0,75$$

$$F = 2 \cdot 1 \cdot 0,30 = 0,60$$

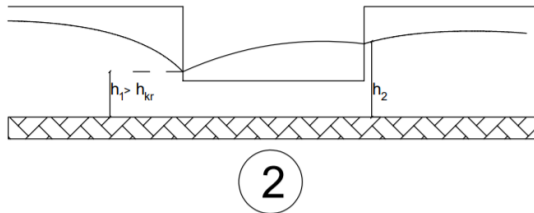
$$Q = 0,75 \cdot 0,60 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{1,70} = 2,60 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

2.4.1.2 Yan Savaklar

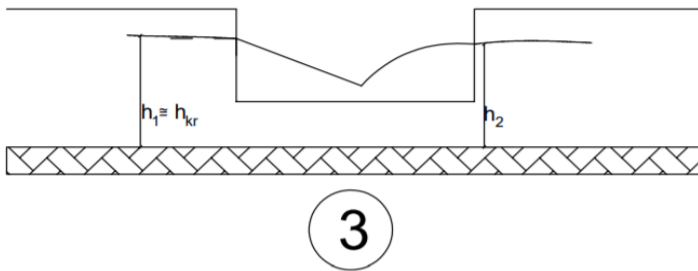
Ana kanal su seviyesinde hava paylarını geçen bir artış olduğunda su seviyesini kontrol etmek dolayısıyla kanalları korumak maksadı ile tahliye imkânı olan yerlerde kanal eksenine paralel olarak yan savak yerleştirilir. Yan savak kret kotu olarak kanal proje debisine tekabül eden seviyeden genellikle birkaç santim yukarda olan bir seviye alınır. Aşağıda savak üzerinde teşekkül edebilecek beş durum gösterilmiştir. Bu kısımda sadece yan savakta teşekkül eden su çizgisinin durumları anlatılmak ile kifayet edilecektir.



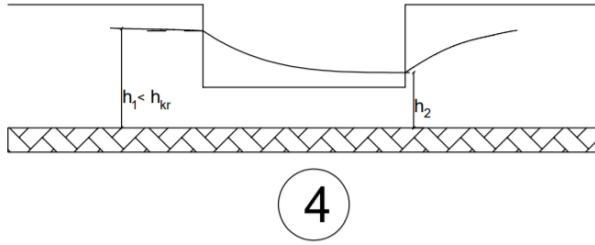
1) Savak başlangıcında veya yakınında kritik akım şartları teşekkül eder yani $h_1 \cong h_{kr}$ olursa akım savak boyunca sel rejiminde olur.



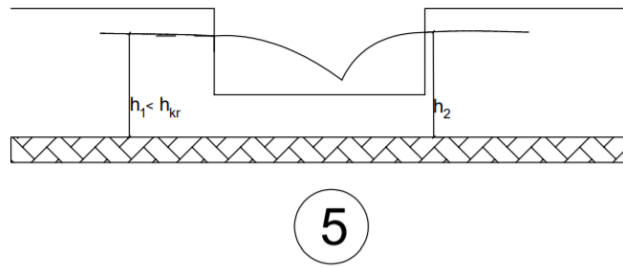
2) Savak başlangıcında $h_1 > h_{kr}$ ise akım savak boyunca nehir rejimindedir ve su derinliği savak boyunca artar.



3) Savak başlangıcında 1 tipi akım vardır. Savak kesitinde meydana gelen hidrolik sıçramadan sonra 2 tipi akım oluşur.



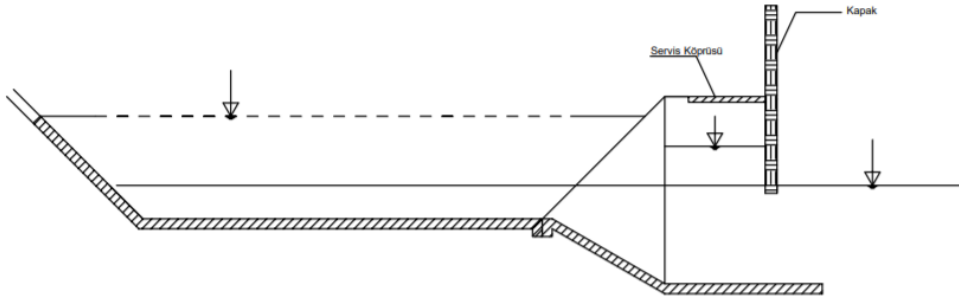
4) Savak başlangıcında $h_1 < h_{kr}$ dir. Dolayısıyla akım savak boyunca sel rejimindedir.



5) Başlangıçta 4 tipi akım vardır sonra 2 tipi akım halini alır.

2.4.1.3 Kapaklı Tahliye Yapıları

Kapaklı tahliye yapıları, kanaldaki bütün debinin tahliyesinde kullanılır. Bu maksatla tahliye yapısının mansabında akımı kesecek bir çek yapısına ihtiyaç vardır. Dolayısıyla çek ile birlikte düzenlenir. Hidrolik hesapları ise teşekkül eden akım şartlarına göre ya orifis formülü ile yada geniş eşikli savak üzerindeki akım formülü ile yapılır.



2.4.2 Sel Geçitleri

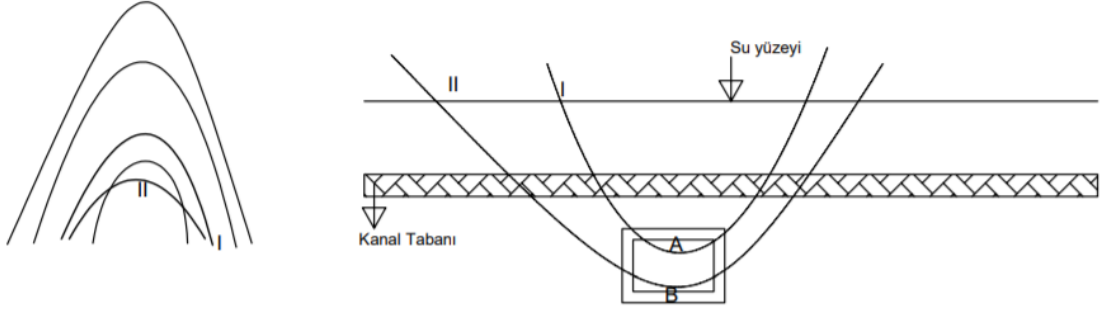
Kanalı kesen derelerin sularının kanala zarar vermesini önlemek için kanalın sifon içine alınabileceğinden daha önce bahsedilmişti. Ancak kanal derenin altından bir sifon ile geçirmek şayet kanal güzergâhını sık sık dere yatakları kesiyorsa uygun olmaz. Zira daha öncede bahsedildiği gibi sifonun doğuracağı hidrolik kayıplar büyük olacaktır ayrıca maliyette artar. Bir diğer alternatif ise yamaç suyu alma tesisleri ile debinin kanala aktarılmasıdır. Bunun için suyun debisinin küçük ve kalitesinin temiz olması gerekir. Sifon ve yamaç suyu alma tesisleri alternatiflerinin kullanılmaması halinde 2 grupta toplayacağımız sel geçitleri yapılır.

a) Alt sel geçitleri

b) Üst sel geçitleri

2.4.2.1 Alt Sel Geçitleri

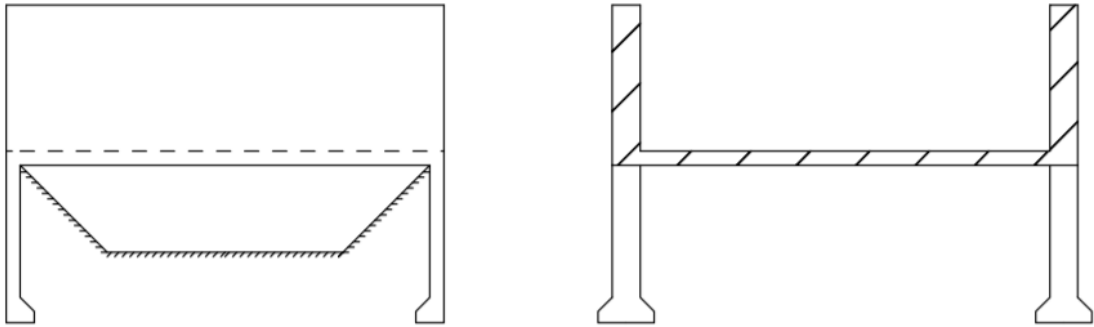
Bu tip geçitlerde sel suları bir büz veya box aracılığı ile kanal altından geçirilerek tabii sel yatağına verilecektir. Küçük debilerde alt sel geçitleri için hazır beton borular, büyük debilerde ise tek veya çift gözlü boxlar kullanılmaktadır. Özellikle giriş ağzı fazlaca hafriyata sokulan talveg kotu altındaki sel geçitlerinde pratikte karşılaşılan en mühim program derenin tanıdığı sürüntü malzemesi ile menfezin tıkanmasıdır. Bu sebepten fazla sürüntü malzemesi taşıyan dereler üzerinde alt sel geçitleri kullanılmaktan kaçınılmalıdır.



- Böyle durumda şekilde görüldüğü üzere kanal güzergâhını I durumundan II durumuna getirmek (yani kanalı ova tarafına kaydırmak) fayda olabilir.

2.4.2.2 Üst Sel Geçitleri

Bu tip geçitlerde sel suları kanal üzerindeki tabliyeden geçirilerek tabii yatağa verilir. Üst sel geçitleri şematik şekilde görüldüğü üzere ayaklar üzerine oturan dikdörtgen kesitli bir kanaldır. Hidrolik hesabı açık kanal hidroliğindeki gibidir.



2.4.3 Yamaç Suyu Alma Tesisleri

Ana kanal güzergâhının belli kesimlerinde yamaçlardan gelen suyu almak için şayet debi az ise ve gelen su sulama suyunun kalitesini bozmayacak nitelikte ise yamaç suyu alma tesisleri yapılır.

KAYNAKLAR

Bayazıt, M., HİDROLOJİ, (Genişletilmiş Dördüncü Baskı). İ.T.Ü, 1987.

Özbek, T., HİDROLOJİ, G.Ü. 1989.

Özbek, T., SULAMA KURUTMA, G.Ü. 1987.

Kızılkaya, T., SULAMA VE DRENAJ, DSİ, 1988.