

**ENERJİ VE TABİİ KAYNAKLAR
BAKANLIĞI**

SULAMA KANALLARI ÜZERİNDEKİ YAPILARIN PROJELENDİRİLMESİ

Yazan

Özden BİLEN
Inş. Yük. Müh.

**DEVLET SU İŞLERİ
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ**

**DSİ BASIM VE FOTO - FILM
İŞLETME MÜDÜRLÜĞÜ MATBAASI
ANKARA — 1977**

T. C.
ENERJİ ve TABİİ KAYNAKLAR BAKANLIĞI
DEVLET SU İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

G. Yayın No.: 861
Grup No. : X
Özel No. : 84

SULAMA KANALLARI ÜZERİNDEKİ YAPILARIN PROJELENDİRİLMESİ

Yazan
Özden BİLEN
Inş. Yük. Müh.



Ö N S Ö Z

Bir sulama projesinde, su kaynağı ile suyun tarlaya verildiği nokta arasında kanallar üzerinde çeşitli «Hidrolik Yapılar» ile karşılaşılmaktadır.

Sulama projesi hazırlanırken bu yapıların ortaya çıkardığı hidrolik ve inşai sorunların projeci tarafından iyi etüt edilmesi şarttır. Örneğin yanlış hesap edilmiş yük kayıpları kanallardan taşmalara, gereken yerlerde enerjisi kırılmamış su kısa zamanda kanalların tahribine hatalı projelendirilmiş bir sifon'un arızalanması binlerce hektarlık bir sahanın susuz kalmasına, uygun ölçüm tesisleri ile donatılmamış bir şebeke suyun kontrolsüz kullanılmasına ve israfına neden olacaktır. Kitabın hazırlanmasında iki ana gaye esas alınmıştır.

1 — Diğer görevleri yanında, ülkemizde büyük sulama projelerini gerçekleştirmekle de yükümlü bir kuruluş olan DSİ tarafından önceki senelerde 4 kısım halinde yayınlanan «Sanat Yapıları Tipleri ve Abakları» isimli kitaplarda daha ziyade kanallar üzerindeki çeşitli yapılara ait şekilsel (konstrüktif) ayrıntılar verilmiş olup, bu yapıların görevleri ve projelendirme esasları hakkında yeterli derecede ayrıntıya girilmemiştir. Belirtilen nedenler ile uygulamada özellikle genç projecilerde çeşitli sorular uyandığı izlenmiştir. Hazırlanan kitapta bu boşluğun doldurulmasına ve her konunun ayrıntılı sayısal örnekler ile açıklanmasına çalışılmıştır.

2 — Çeşitli hidrolik kitaplarında genellikle teoriye dönük olarak incelenen hidrolik olayların somut örneklerini kanal yapılarında inceleyerek teori ve uygulama arasında ilişki kurulmaya ve bu yönden projeciye yardımcı olmaya çalışılmıştır.

Bu güne kadar yaklaşık 1×10^6 ha. lik bir arazinin sulamaya açılmasını gerçekleştirmiş olan DSİ personeline ve bundan sonra görev alacak genç arkadaşlarına yukarıda çok özet olarak belirtmeye çalıştığım hususlarda faydalı olabilsem bu benim için büyük bir mutluluk olacaktır.

Kitabın hazırlanmasında teşvik ve yardımlarını gördüğüm Sulama ve Drenaj Fen Heyeti Müdürü Sayın Mehmet Kapıdere; İçme Suyu Yapı Projeleri Fen Heyeti Müdürü Sayın Tülây Özbek ile Sanat Yapıları Projeleri Başmühendisi Sayın Tahir Evran'a teşekkürü bir borç bilişim.

Özden BİLEN

Ağustos 1977, ANKARA

I C I N D E K I L E R

	<u>Sayfa No.</u>
Ö N S Ö Z	
1. Su alma yapıları (Prizler)	
1.1. Genel tanımlama ve sınıflandırma	1.1
1.2. Büyük debili prizler ($Q > 1 \text{ m}^3/\text{sn}$)	1.1
1.3. Sabit yüklü orifizli priz	1.3 - 1.9
1.3.1. Genel	1.3
1.3.2. Sabit yüklü prizlerin ana prensibi	1.3
1.3.3. Debi ölçülmesindeki hata	1.7
1.3.4. Sabit yüklü orifisli prize giriş	1.8
1.3.5. Sabit yüklü orifisli prizlerde yük kaybı	1.8
1.4. Çiftçi arkı prizleri	1.8 - 1.11
1.5. Prizlerin projelendirilmesi ile ilgili sayısal örnekler	1.12 - 1.14
1.5.1. Büyük debili prizler	1.12
1.5.2. Sabit yüklü orifisli priz	1.14
2. Debi Ölçüm tesisleri	
2.1. Genel	2.1
2.2. Parshall savakları	2.1 - 2.19
2.2.1. Genel tanımlama	2.1
2.2.2. Parshall savaklarının diğer ölçüm tesisleri ile mukayese	2.3
2.2.3. Uygun parshall boyutlarının seçilmesi	2.3
2.2.4. Serbest akımlı savaklarda debi ölçümü	2.8
2.2.5. Batık akımlı savaklar	2.8
2.2.6. Parshall savağında yük kaybı	2.11
2.2.7. Değiştirilmiş (Modified) Parshall savakları	2.13
2.2.8. Parshall savağı boyutunun seçilmesine ait sayısal örnek	2.13
2.2.9. Batık çalışan Parshall savaklarına ait sayısal örnek	2.15
Standart Parshall boyutları	2.16 - 2.17
FOTOĞRAFLAR	2.18 - 2.19
3. Sulama kanallarında kabartıcı tesisler (Çekler)	
3.1. Çek tesisinin bir sulama sistemindeki fonksiyonu	3.1
3.2. Sulama kanalları üzerindeki çek yerlerinin tesbiti	3.1
3.3. Çek kabarma eğrisinin çizilmesi	3.1 - 3.6
3.3.1. Kabarma eğrisinin parabol kabulü	3.1
3.3.2. Tolkmit Metodu	3.3

	<u>Sayfa No.</u>
3.4. Çek kabarma eğrisinin çizilmesine ait sayısal örnekler	3.4 - 3.5
3.5. Çek boyutlarının seçilmesinde hidrolik esaslar	3.6 - 3.7
3.5.1 Yük kayipları	3.6
3.5.2 Çek savakları	3.6
3.5.3 Çeklerde akım şekli	3.7
3.6. Çeklerde stabilité tahkiki	3.7 - 3.9
3.6.1. Devrilme tahkiki	3.7
3.6.2. Altan kaldırma	3.8
3.6.3. Kayma tahkiki	3.9
3.6.4. Zemin gerilme tahkiki	3.9
3.7. DSİ'ce tipleştirilmiş çek yapıları	3.9
3.8. Sayısal örnek	3.10 - 3.17
FOTOĞRAFLAR	3.18 - 3.19
4. Kanal Koruma Yapıları	
4.1. Tahliye yapıları	4.1 - 4.28
4.1.1. Genel tanımlama	4.1
4.1.2. Otomatik sifonlar	4.2 - 4.11
4.1.2.1. Genel	4.2
4.1.2.2. Çalışma prensibi	4.3
4.1.2.3. Sifon'un çalışmaya başlaması	4.3
4.1.2.4. Sifon çalışmasının durdurulması	4.5
4.1.2.5. Debi formülü	4.5
4.1.2.6. Standart otomatik sifon boyutları	4.7
4.1.2.7. Sayısal örnek	4.8
4.1.3. Yan Savaklar	4.11 - 4.23
4.1.3.1. Genel	4.11
4.1.3.2. Savak ikteti üzerinde su profili	4.11
4.1.3.3. Savak debisi	4.12
4.1.3.4. Yan savak kanalı	4.13
4.1.3.5. Kontrol noktasının yerinin araştırılması	4.14
4.1.3.6. Sayısal örnek	4.16
4.1.4. Kapaklı tahliye yapıları	4.24 - 4.28
4.1.4.1. Hidrolik hesap esasları	4.24
4.1.4.2. Sayısal örnek	4.25
4.2. Sel geçitleri	4.29 - 4.43
4.2.1. Alt sel geçitleri	4.29
4.2.2. Üst sel geçitleri	4.33
4.2.3. Sel geçidi debisinin tayini	4.36
4.2.4. Sayısal örnek	4.40
4.3. Yamaç suyu alma tesisleri	4.44 - 4.45
5. Düşü Yapıları :	
5.1. Genel tanımlama ve sınıflandırma	5.1
5.2. Dik düşü yapıları	5.2 - 5.8

	<u>Sayfa No.</u>
5.2.1. Hidrolik hesap esasları	5.2
5.2.2. Napın havalandırılması	5.4
5.2.3. Dik düşülerin kullanılma sınırları	5.5
5.2.4. Sayısal örnek	5.5
FOTOĞRAFLAR	5.8
5.3. Sütlər	5.9 - 5.38
5.3.1. Genel	5.9
5.3.2. Süt kanalının geometrik şekli	5.9
5.3.3. Süt kanalı meyli	5.9
5.3.4. Süt kanalında su hattı hesabı	5.12
5.3.5. Süt kanalının plāndaki konumu	5.16
5.3.6. Süt kanalında oluşan dalgalar	5.16
FOTOĞRAFLAR	5.20 - 5.21
5.3.7. Süt kanalında hava payı	5.22
5.3.8. Süt kanalında bazı inşai esaslar	5.22
5.3.9. Sütlerin projelendirilmesi	5.25
FOTOĞRAFLAR	5.26 - 5.27
5.3.10. Sayısal örnek	5.28
5.4. Borulu Düşüler	5.38 - 5.42
5.4.1. Genel	5.38
5.4.2. Tip I borulu düşülerde hidrolik hesap esasları	5.38
5.4.3. Tip II borulu düşüler	5.39
5.4.4. Sayısal örnek	5.39
TABLOLAR	5.43 - 5.48
6. Enerji Kırıcı Tesisler	
6.1. Genel	6.1
6.2. Düşü havuzları	6.2
6.3. Çarpma tipli enerji kırıcıları	6.6
6.4. Dişli eğik düzlem ile enerji kırılması	6.8 - 6.14
6.4.1. Dişli eğik düzleme giriş şartları	6.8
6.4.2. Dişli eğik düzlemlerin kapasitesi	6.9
6.4.3. Eğik düzlem ve dış boyutları	6.9
6.4.4. Dişli eğik düzlemlerin kaymaya karşı dengesi	6.11
6.4.5. Sayısal örnek	6.11
FOTOĞRAFLAR	6.15
7. İletim Yapıları (Sifonlar)	
7.1. Genel tanımlama	7.1
7.2. Sifon boyutlarının seçilmesi	7.1
7.3. Sifon güzergahı	7.3
7.4. Sifonlarda yük kaybı	7.4 - 7.5
7.4.1. Rakortman kayipları	7.4

	<u>Sayfa No.</u>
7.4.2. Izgara kayipları	7.5
7.4.3. Dirsek kayipları	7.5
7.4.4. Sifon borusunda sürtünme kaybı	7.5
7.5. Sifon girişlerinde serbest akım tahkiki ve girişlerin projelen- dirilmesi	7.5
7.6. Sifonlarda statik kesit tesirlerinin hesabı	7.8 - 7.19
7.6.1. Zemin reaksiyonları	7.8
7.6.2. Sifona tesir eden dış yükler	7.15
7.6.3. Maksimum kesit tesirini veren yükleme halinin araştı- rılması	7.16
7.6.4. Kesit hesabı	7.16
7.7. Sifonların şantiye tecrübe	7.19
FOTOĞRAFLAR	7.21 - 7.22
7.8. Sifon yardımcı yapıları	7.23
7.9. Sifon borularının dik meyilli arazide tespiti	7.23
7.10. Çelik kaplı B. A. Sifonlar	7.24
7.11. Sifon inşaatında dikkat edilmesi gereken bazı hususlar	7.25
7.12. Sayısal örnek	7.30
FOTOĞRAFLAR	7.47
8. Geçiş (Rakortman) Yapıları	
8.1. Genel	8.1
8.2. Geçiş tipleri	8.1

Kitabın hazırlanmasında faydalanan yayınlar

1. SU ALMA YAPILARI (PRİZLER)

1.1. Genel Tanımlama ve Sınıflandırma :

Kanallardan istenilen miktar ve kotta su almayı temin eden yapılara «Priz» denir.

Bir sulama sisteminde, temini büyük yatırımları gerektiren suyun en ekonomik bir şekilde kullanılması, priz yapımlarının aynı zamanda suyun ölçülmesini temin edecek tarzda projelendirilmesi zaruretini de ortaya koymaktadır.

Gerek memleketimizde gerekse diğer ülkelerde ilk teknik sulama tatbikatlarında, suyun kullanacak olanlar arasında taksimi ölçülmesinden daha önemli bir rol almıştı. Bu hususta muhakkak ki, uygulanan sulama sisteme önemli rol oynamıştır. «Rötasyon sistemi» yerine sulama kanallarının daha ekonomik şekilde boyutlandırılmasını mümkün kılan «Talep Sisteminin» suyun daha hassas ölçülmesini gerektirmiştir.

Prizlerin projelendirilmesinde aşağıdaki genel esaslar gözönünde tutulmalıdır. :

- 1 — Priz yapısının doğuracağı yük kaybı az olmalıdır.
- 2 — Yeterli bir hassasiyetle debi ölçülmesini sağlamalıdır.
- 3 — Geniş bir sulama şebekesi üzerinde çok sayıda olan yapıların işletilmesi ve bakımı kolay olmalıdır.

Prizlerin standardizasyonu (yani tipleştirilmesi) işletilmesi ve bakımında büyük kolaylıklar sağlayacaktır. Bunu temin bakımından geniş ölçüde çalışmalar yapılmıştır ve bu yönde çalışma halen devam etmektedir.

4 — Prizin rahatlıkla su alabilmesi için, priz mahallinde kanal içerisindeki hızın yüksek olmaması lâzımdır. Genellikle yedek kanalları tesviye eğrilerine dik olarak yüksek eğimlerde projelendirildiklerinden, bu kanallarda sel rejimli akım meydana gelmektedir.

Böyle durumlarda kanaldan su alırken, priz civarında emniyetli bir uzunlukta (DSİ Proje tatbikatında minimum 40 metre bir uzunluk alınmaktadır.) nehir rejimi teşekkül edecek şekilde daha yatkı bir meyil kullanılmalı ve priz bu düşük meyilli kısmın sonuna yerleştirilmelidir

Aşağıda; memleketimizde sulama şebekelerinde kullanılan üç tip priz etüd edilerek hidrolik hesap esasları verilmiştir. Bunlar :

- Büyük debili prizler ($Q > 1 \text{ m}^3/\text{sn}$)
- Sabit Yüklü Orifisli Priz
- Çiftçi arkı prizleri

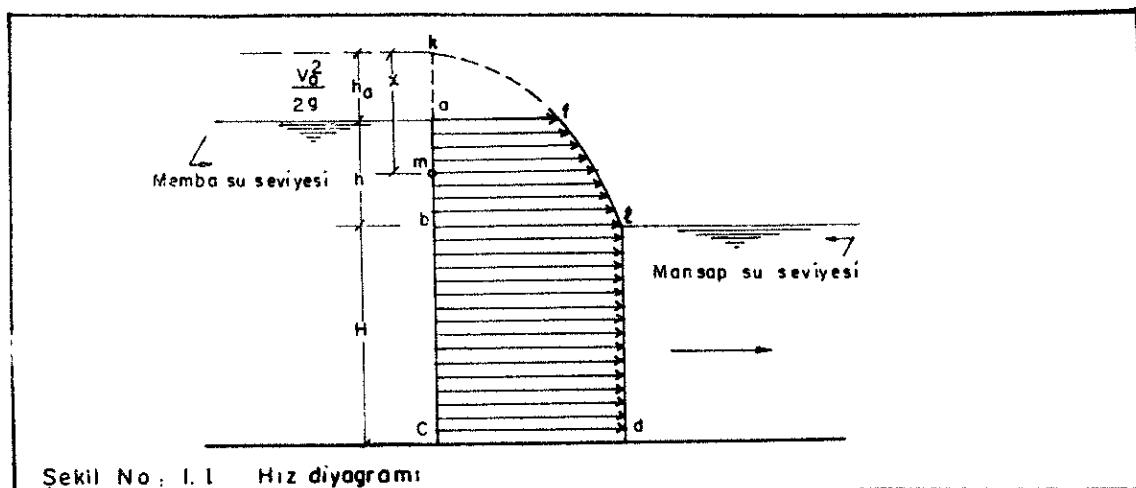
1.2. Büyük Debili Prizler ($Q > 1 \text{ m}^3/\text{SN}$)

Çekilen debinin $1 \text{ m}^3/\text{sn}$ den fazla olduğu büyük kapasiteli prizlerde, sabit yüklü orifisli tertiplerin tatbik edilmesi ekonomik olmamakta ve işletme zorlukları doğurmaktadır. Bu halde regülâtör prizlerinde olduğu gibi tek veya çok gözlü, kapaklı prizler uygulanmaktadır. Bu tip prizler genellikle Parshall Savakları ile donatılarak debi ölçümü yapılmaktadır. (Bak Debi ölçüm tesisleri)

Priz göz adedi ve açıklıklarının tayininde, prizin su çektiği kanaldaki su kotu ile priz tarafından beslenen kanaldaki seviye arasındaki fark, (yani mevcut yük) önemli bir faktör olmaktadır. Yüksek giriş hızları seçilmesi, priz açıklıklarını dolayısıyla kapak genişliklerini azaltacak ise de, yük kayıpları artacağından uygun olmayabilir. Optimum açıklık ve göz adedine, mevcut yükü de nazarî itibare alarak ekonomik bir mukayese neticesinde karar verilmelidir.

Aşağıda bu tip prizlerde ve kapaklı regülâtörlerde yük kaybı hesabında kullanılan formülün incelemesi yapılmaktadır.

Membə ve mansap su seviyeleri farkı (h) olan (N) açılılı, her bir açılığı L ile gösterilen kapaklı bir yapıdan bütün kapakların açık olması halinde geçen Q debisini hesaplayacağız.



Şekildeki hız diyagramından görüldüğü üzere :

$$(\text{aflba}) \text{ alanı} = (\text{k.f.l. bak}) \text{ alanı} - (\text{k fak}) \text{ alanı}$$

burada mansap su seviyesi üzerinde hızın parabolik bir değişim gösterdiği kabul edilmektedir.

$$\text{kflbak alanı} = \frac{2}{3} \bar{kb} \cdot \bar{bl} = \frac{2}{3} (h+ha) \times \sqrt{2g} (h+ha)$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h+ha)^{3/2}$$

$$\text{kfak alanı} = \frac{2}{3} \bar{kaxaf} = \frac{2}{3} ha \sqrt{2g} ha$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{2g} ha^{3/2}$$

$$\text{aflba alanı} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} [(h+ha)^{3/2} - ha^{3/2}]$$

\bar{bl} çizgisinin altında yük sabit ve $(h+ha)$ ya eşittir. Dolayısıyla hızlar sabit ve $\sqrt{2g} (h+ha)$ dır.

$$\text{bldcb alanı} = H \times \sqrt{2g} (h+ha) \text{ olur}$$

$$\text{Toplam hız alanı} = \text{aflba} + \text{bldcb}$$

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} [(h+ha)^{3/2} - ha^{3/2}] + H \sqrt{2g} (h+ha)$$

(Şekil No: 1.1.) den açıkça görüldüğü üzere bu alan birim genişlik için, bir açıklıktan geçen debiyi verir. N açıklık ve her biri L genişliğinde olan yapıdan geçen debi, C ayaklardan dolayı yanal bükülmeyi ifade ettiğine göre,

$$Q = CNL \left[\frac{2}{3} \sqrt{2g} \left((h+ha)^{3/2} - ha^{3/2} \right) + H \sqrt{2g} (h+ha) \right]$$

$N.L$ ile gösterilirse .

$$Q = \frac{2}{3} Cle \sqrt{2g} [(h+ha)^{3/2} - ha^{3/2}] + Cle H \sqrt{2g} (h+ha) \quad (1.1.)$$

Yaklaşım hız yüksekliğinin ihmal edilebilmesi halinde 1.1. formülü aşağıdaki şekli alır.

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} Le h^{3/2} + C \sqrt{2g} Le H h^{1/2} \quad (1.2)$$

Bu formülde, «C» emniyetli bir değer olarak 0.65 alınabilir. (Ref No. 22) (1.2) formülü daha basit olarak

$$Q = 0,65 \times 4,43 Le \left[\frac{2}{3} h^{3/2} + H \cdot h^{1/2} \right]$$

$$Q = 2,88 Le \left[\frac{2}{3} h^{3/2} + H \cdot h^{1/2} \right] \quad (1.3)$$

şeklini alır.

Prizden alacağımız debi belli olduğuna göre «h» yük kaybı, (1.3) formülünden bulunabilir. Formülün sayısal uygulaması; misallerde gösterilmiştir.

1.3. Sabit Yüklü Orifisli Priz :

1.3.1. Genel :

Halen memleketimizde 60 lt/sn ile 1000 lt/sn arasındaki debilerin ana kanaldan yedeklere, yedeklerden tersiyerlere alınmasında ve çevrilen suyun miktarının ölçülmesinde geniş ölçüde kullanılan priz tipidir.

Sabit yüklü orifisli priz şu kısımlardan müteşekkildir. (Bak şekil No. 1.3)

- a) Giriş havuzu
- b) Ölçü kutusu
- c) 2 adet kapak
- d) Priz borusu veya büz

Kapaklar, ölçü kutusunun 2 tarafında bulunur. Bunlardan öndeği kapak orifis kapağı, arkaeki ölçü kutusu ile büz arasındaki ikinci kapak ise priz kapağı olarak isimlendirilmektedir.

1.3.2. Sabit Yüklü Orifisli Prizlerin Ana Prensibi :

Ölçü kutusu önündeki orifis kapağı, muhtelif debi ve kapak açıklıklarına göre batık orifis formülü kullanılarak düzenlenmiş tablolardan tayin edilecek bir yüksekliğe kadar açıldıktan sonra, priz kapağı hareket ettirilerek, orifis kapağının iki tarafındaki eşellerden su seviyeleri arasında önceden saptanmış ve kabul edilmiş yük farkının (6 cm.) temin edilip edilmediği kontrol edilir. Böylece istenen debinin orifisten geçmesi sağlanmış olur.

Batık Orifis formülü

$$(1.4) \dots Q = C A \sqrt{2g} H \text{ olup, formülde}$$

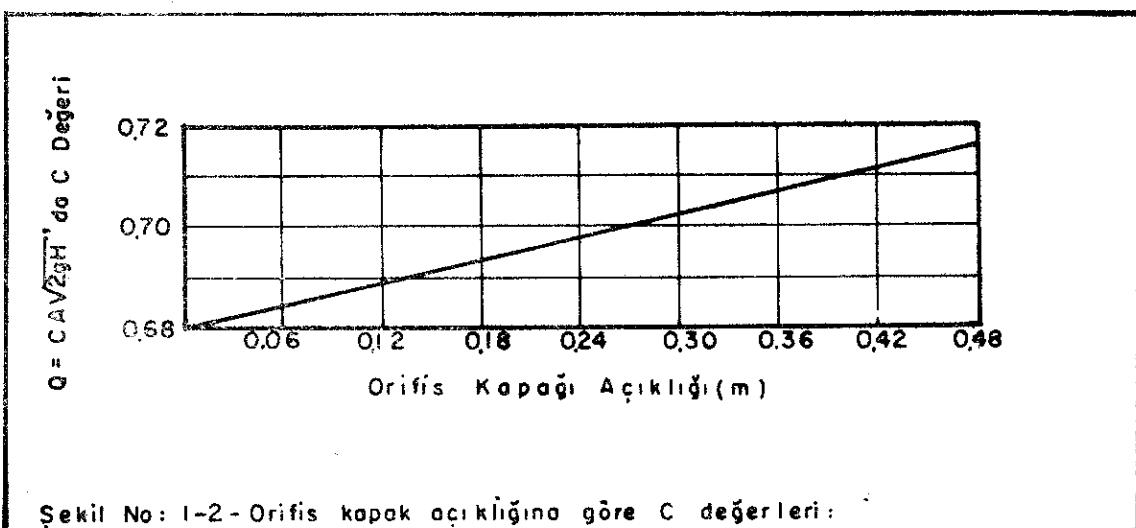
Q : Debi

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

A : Orifis alanı

C : Orifis katsayı (debi katsayı) dır.

Farklı orifis kapak açıklıklarında 1/1 model üzerinde yapılan çok sayıda tecrübe sonucunda elde edilen (C) katsayıları Şekil. No : 1.2 de gösterilmiştir. (Ref No : 8)



Şekil No: 1-2 - Orifis kapağı açılığına göre C değerleri:

Grafik'den görüldüğü gibi C katsayıları 0.68 ile 0.72 arasında değişmektedir. Bu neden ile tabloların düzenlenmesinde 0.70 katsayısının alınması iyi bir yaklaşım olup DSİ'ce debi tablolarının tanziminde bu değer kullanılmıştır.

Formül 1.4'den

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}} = \frac{Q}{0.70 \times 4.4^3 \times \sqrt{0.06}} = \frac{Q}{0.760} \quad (1.5)$$

$$A = y_m \times c \quad (\text{Şekilde No. 1.3})$$

$$y_m = a - 0,10$$

a ve c orifis boyutları olup y_m , orifis kapağı tam açık durumda iken orifis yüksekliğini göstermektedir.

Şekil No: 1.3 de gösterilen tablo formül (1.5) den faydalanılarak teşkil edilmiştir.

6 cm. yük farkı, sabit yüklü orifisli prizleri tipleştirmek için yapılmış bir kabul olup bu değeri azaltmak veya artırmak mümkün değildir. Büyük yük farklarının kullanılması halinde eşel okumalarında yapılan hataların debiye etkisi azalırsa da, bu yük farkını elde etmek için priz kapağının hareket ettirilmesi esnasında ölçü kutusunda oluşan dalgalı akım rahat bir okuma yapılmasını öner. Ayrıca, yük farkının artırılması; priz yük kayiplarını artıracağından istenmiyen bir durumdur. Çok küçük yük farkları ise (Örneğin 1-2 cm. gibi) eşel okumalarındaki hataların büyük ölçüde debiye yansmasına sebep olacaktır.

Belirtilen nedenler ile 6 cm. yük farkı makul bir değer olarak benimsenmiştir.

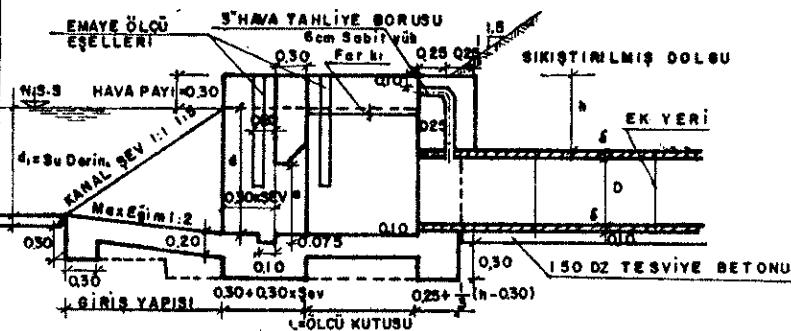
Genellikle sabit yüklü orifisli prizler; su alınan kanal eksenine dik olarak yerleştirilir ve orifis kapağının önünde kısa bir yaklaşım kanalı vardır. Su alınan kanalda hızların büyük olması halinde ve özellikle priz tam kapasitede çalışırken orifis kapağı önünde oluşan çevrintiler (c) debi katsayısını küçültür. Ancak, su alınan kanalda, şev üzerinde hızların azalması bu menfi etkiyi bir ölçüde azaltmaktadır.

Sayfa No: 1.5'de verilen, priz karakteristikleri tablosu incelendiğinde Ø80 cm. çapındaki tek büzülü sabit yüklü orifisli priz ile ölçülebilecek debinin 500 lt/sn. olduğu görülür. 500 lt/sn. yi aşan debilerde 1000 lt/sn.'ye kadar 2 büzülü orifisli priz kullanılır. (Şekil No: 1.5)

Tek ve çift büzülü orifisli prizlerde yapılan tecrübelerde aynı debi katsayıları (c) elde edilmiştir.

Ancak bu tip orifisli prizlerde, orifis kapaklarından biri açıkken, açık orifis kapağının karşısındaki priz kapağının açılması uygundur, ve açık kapakların bulunduğu ölçü kutusuna bitişik kutudaki eşellerden okuma yapılmalıdır.

A-A KESİTİ



EMAYE ÖLÇÜ ESELLERİ

PLÂM

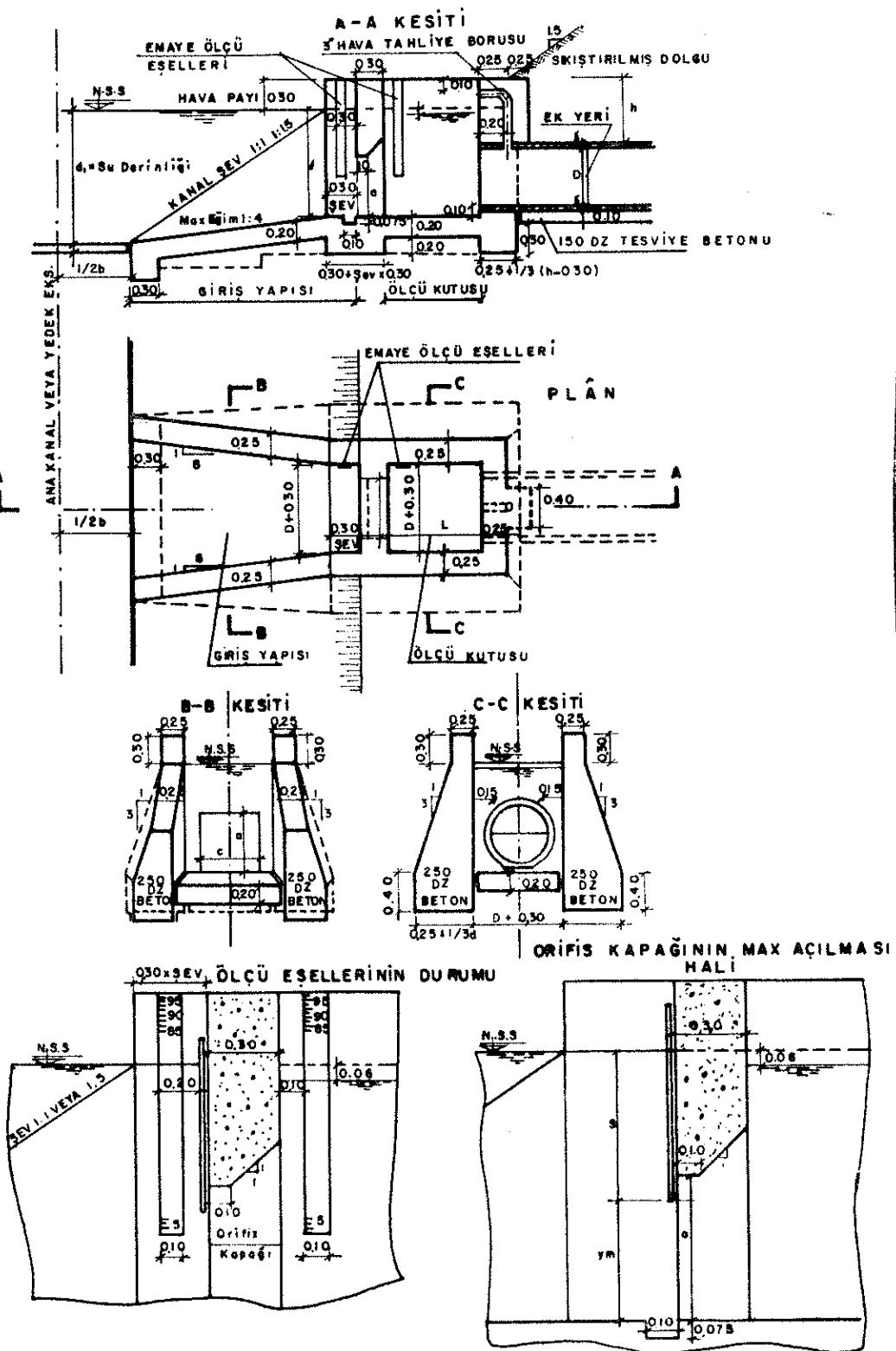
Prize

KAREKTERİSTİKLERİ

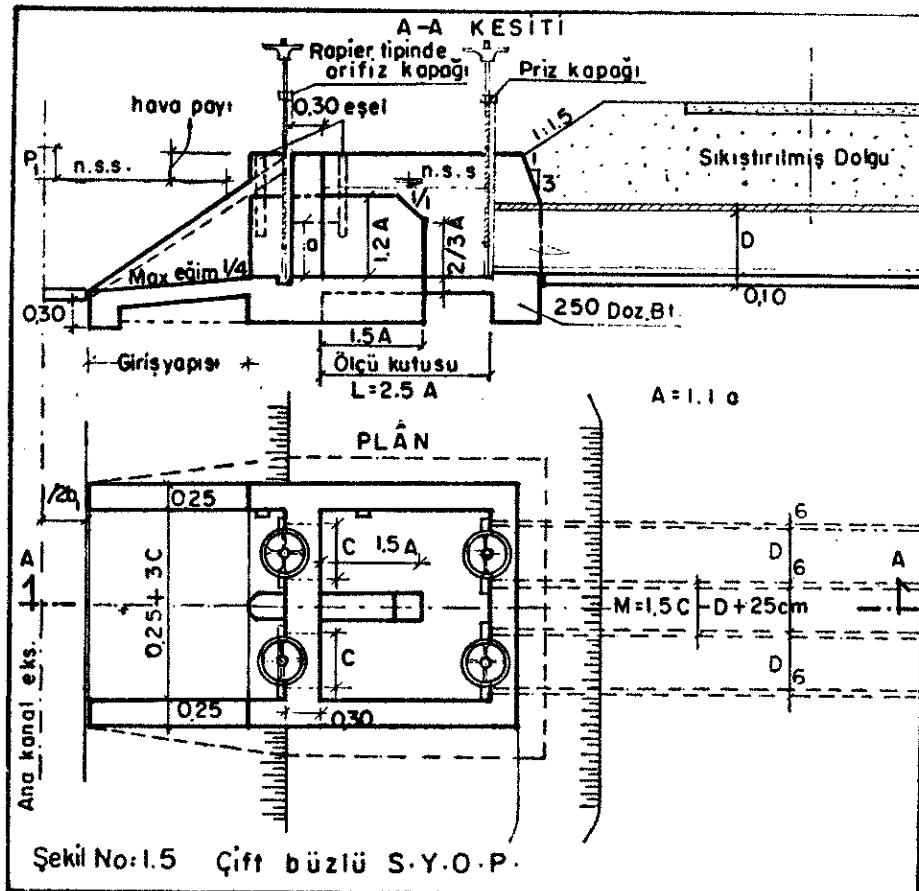
DEBİ	BÜZ ÇAPı	BÜZ KAPAK RAPIER	ORİFİZ EBADI	ORİFİZ KAPAK YÜK RAPIER	TORPLAM KAYBI	
11/san	Ø cm	b x h	Ø cm	b x h	cm	
60	40	57x55	30	36	47x40	7
90	40	57x55	34	45	57x55	10
90	50	67x65	34	45	57x55	7
120	40	57x55	40	50	57x55	13
120	50	67x65	40	50	57x55	9
120	60	77x70	40	50	57x55	7
150	50	67x65	44	55	67x65	10
150	60	77x70	44	55	67x65	8
200	50	67x65	52	61	67x65	13
200	60	77x70	52	61	67x65	9
200	80	97x85	52	61	67x65	7
250	60	77x70	60	65	77x70	11
250	80	97x85	60	65	77x70	9
300	80	97x85	68	70	97x95	10
350	80	97x85	76	71	97x95	12
400	80	97x95	76	80	97x95	14
450	80	97x95	80	84	97x95	16
500	80	97x95	84	88	97x95	19

$$0.6970 \text{ dyne/cm}^2 \cdot C = \sqrt{2} \text{ dyne/cm}^2$$

Şekil No: 1.3 : Sabit Yükü Orifizli Priz



Sekil No: 1.4 : Sabit Yükü Orifizli Priz



1.3.3. Debi Ölçülmesinde Hata :

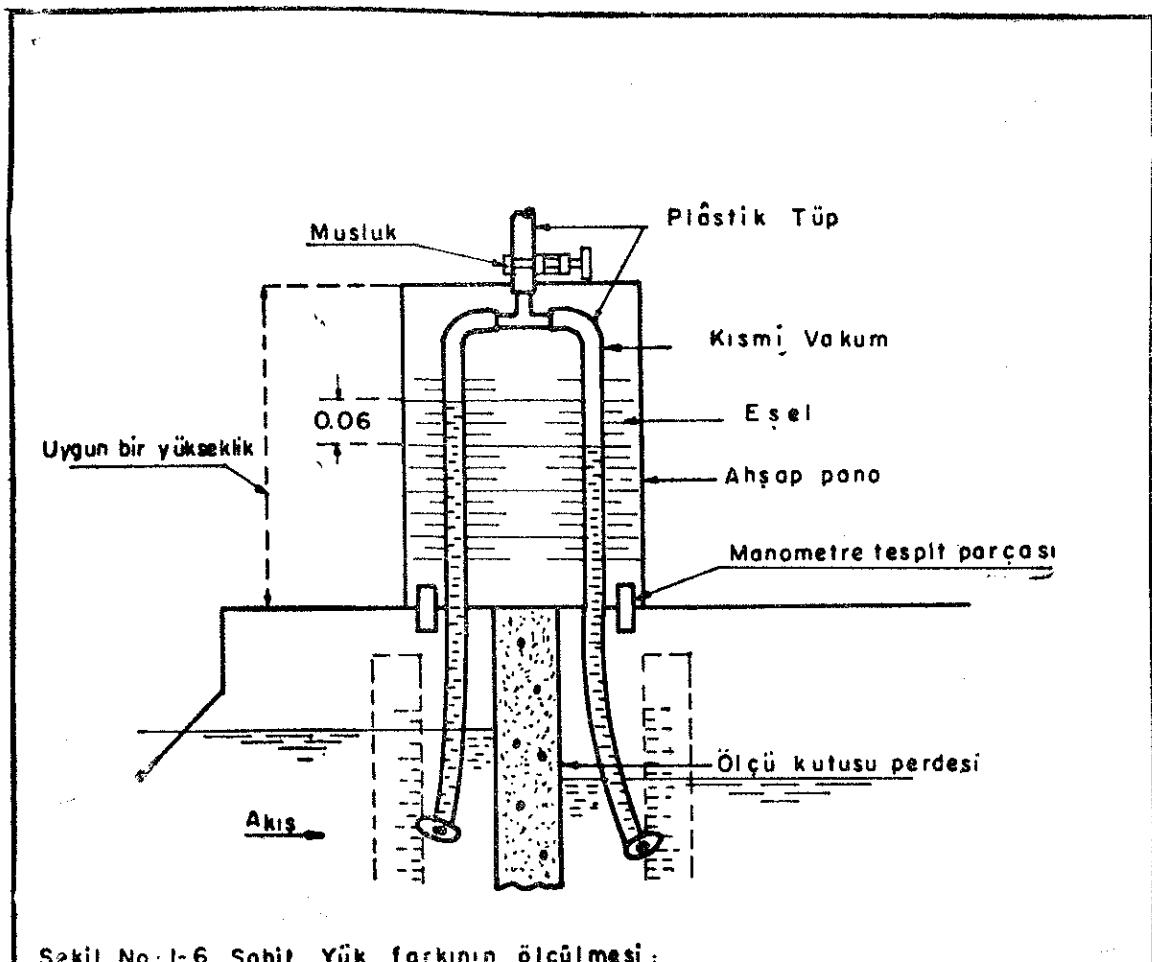
Sabit yüklü orifisli prizlerin çalışma prensibi, orifis kapağının 2 tarafında sabit, 6 cm. gibi bir yük farkının oluşmasına dayandığından, doğru bir debi ölçümü için, bu farkın mümkün olabilecek ölçüde doğru ve tam olarak tespit edilmesi gereklidir. Orifis formülüne göre,

$$Q = CA \sqrt{2g} \sqrt{H} \text{ dir.}$$

Orifis kapağı önündeki ve arkasındaki eşellerin herbirinde 6 mm. (%10) mertebesinde bir okuma hatası yapıldığını kabul edersek, bu demektirki, sabit yük farkı H, en küçük 4,8 cm. en büyük 7,2 cm. olur. Debideki hata ise, yük farkının karekökü ile orantılı olup, aşağıda hesaplanmıştır.

		Fark	Ortalama Fark
$\sqrt{4,8}$	= 2,1909	0,2586	-
$\sqrt{6,0}$	= 2,4495		0,2462
$\sqrt{7,2}$	= 2,6833	0,2338	
$\frac{0,2462}{2,4495} \times 100 = 10\%$			

görüldüğü gibi debi ölçümünde %10 luk bir hata meydana gelmektedir. Bu örnek sabit yük farkının doğru ölçülmesinin önemini ortaya koymaktadır. 6 cm. yük farkının tam olarak ölçülmesini sağlamak maksadıyla geliştirilmiş ve taşınabilir bir manometre şekil No : 1.6 da gösterilmiştir. Aynı zamanda eşel vazifesini yapan ahşap bir pano üzerine 2 plastik tüp yerleştirilmiş olup, plastik tüplerin her biri ölçü kutusunu kanaldan ayıran beton perdenin 2 tarafında su içine daldırılmıştır. Su manometre borusu içinde rahat bir okumaya imkân sağlayacak yüksekliğe kadar emildikten sonra, musluk kapatılır ve plastik borularda kısmi bir vakum oluşturulur.



Şekil No: I-6 Sabit Yük farkının ölçülmesi :

1.3.4. Sabit Yüklü Orifisli Prize Giriş :

Şekil No : 1.7 (a,b) kanaldan orifisli prize 2 farklı giriş gösterilmiştir. Bütün girişlerde planda, yanal duvarlar 1/8 oranında açılmaktadır.

Giriş tipinin seçiminde su alma yapısının yapıldığı noktadaki kanal ve büz taban kotu rol oynar. Bu yönden Şekil No : 1.7 (a) daki girişler en uygunlardır. b de gösterilen de ise, orifis kapağı önünde su yüzeyi bazan okuma hassasiyetini azaltacak derecede dalgalıdır.

1.3.5. Sabit Yüklü Orifisli Prizlerde Yük Kaybı :

Sabit yüklü orifisli prizdeki yük kaybı, aşağıdaki kayıpların toplamından ibarettir.

a) Orifis Kapağındaki Sabit Yük Farkı (H_o) :

Kısaca orifis kaybı olarak isimlendirilen bu kayıp yukarıda belirtildiği üzere 6 cm. dir.

b) Priz kapak kaybı (H_p) :

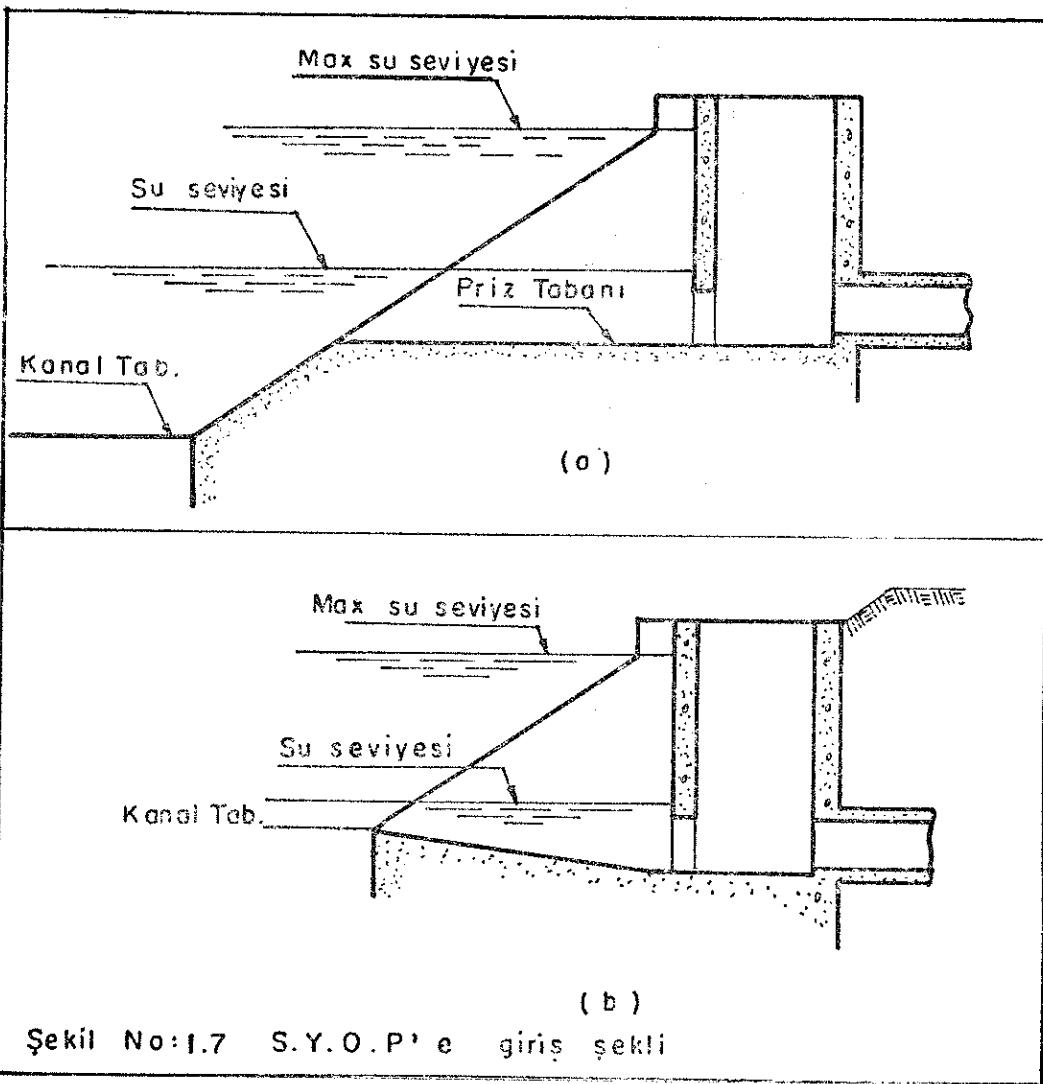
$$H_p = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \frac{V_p^2}{2g}$$

V_p priz borusundaki hızdır. $C=0,75$ için $H_p=0,78 \frac{V_p^2}{2g}$ olur.

c) Boruda sürtünme kaybı (H_s) :

$$H_s = I \cdot L$$

I , borunun hidrolik meyli L ise uzunluğudur.



d) Rakortman kayiplari (H_r) :

Bütçesinin kanal ile birleşimi, kırık düzlemlü bir rakortman ile yapılmaktadır. Bu tip bir rakortman yük kaybı :

$$H_r = 0,50 \cdot h_v \text{ dir.}$$

$$h_v = \frac{V_p^2 - V_k^2}{2g}$$

V_p , priz borusundaki V_k ise kanaldaki hızdır.

Prizdeki toplam kayıp :

$$H_t = H_o + H_p + H_s + H_r \text{ dir.}$$

Çeşitli bütçeler için toplam yük kaybı (Şekil No : 1.3) deki tabloda verilmiştir.

1.4. Çiftçi Arki Prizleri :

Çiftçi arki prizleri suyun çiftçiye teslim edildiği prizlerdir. Bir veya bir grup çiftçiye su veren bu prizlerin debileri küçük olup genellikle tarla hudutlarına gelecek şekilde 250 ilâ 500 metre ara ile tersiyerler üzerine yerleştirilir.

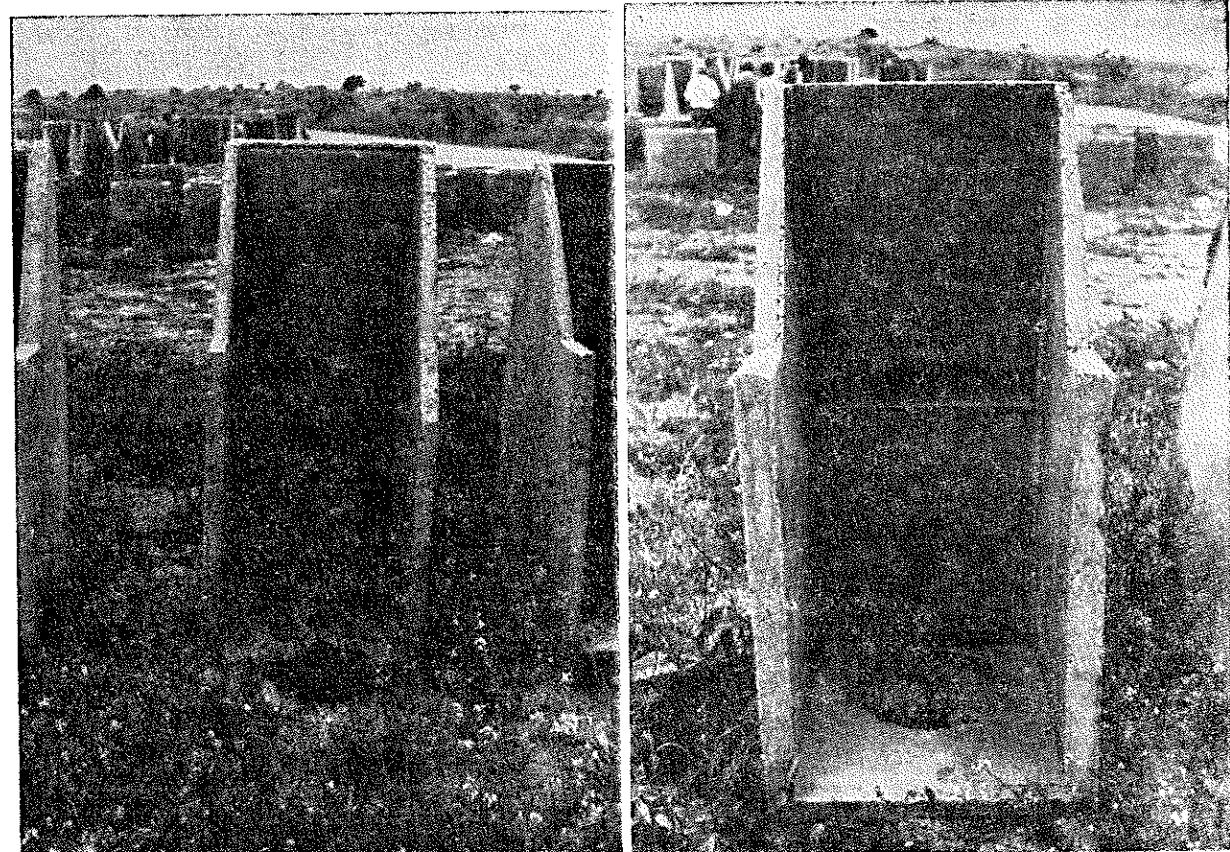
DSİ'ce tipleştirilmiş olan ve Türkiye'de uygulanan çiftçi arkı prizleri «Bir çeşit borulu» orifis olarak tanımlanabilir. Bu tip prizlerde debi ayarlaması genellikle iki kapağı gerektirmektedir. Bu kapaklardan birisi tersiyer üzerinde, priz yakınına yerleştirilen ve kanaldaki su seviyesini kontrol eden küçük bir çek kapağı, diğeri ise çiftçi arkı üzerindeki borulu orifis'in önündeki kapaktır.

Giriş ve çıkış baş duvarları ile kısa boyda bir borudan ibaret olan bu tip prizlerde karşılaşılan bir güçlük, boru çıkışının batık olması halinde debinin yalnız orifis açıklığının bir fonksiyon olmayacağı, aynı zamanda çiftçi arkındaki su seviyesinin (mansap su seviyesinin de) kontrolü altında bulunmasıdır. Bu durumda istenilen debi priz kapağının muhtelif hareketleri ile deneme yoluyla elde edilir. Mansap su seviyesinin boru çıkışındaki toprak arkin tabanının çiftçiler tarafından kazılarak düşürülmesi ile mevcut yükün (H) artırılarak gerektiğinden fazla su çekilmesi mümkündür. Bu duruma bir ölçüde mani olmak için büz çıkışının taş veya beton bir kaplama ile tıpkı edilmesi uygun olacaktır.

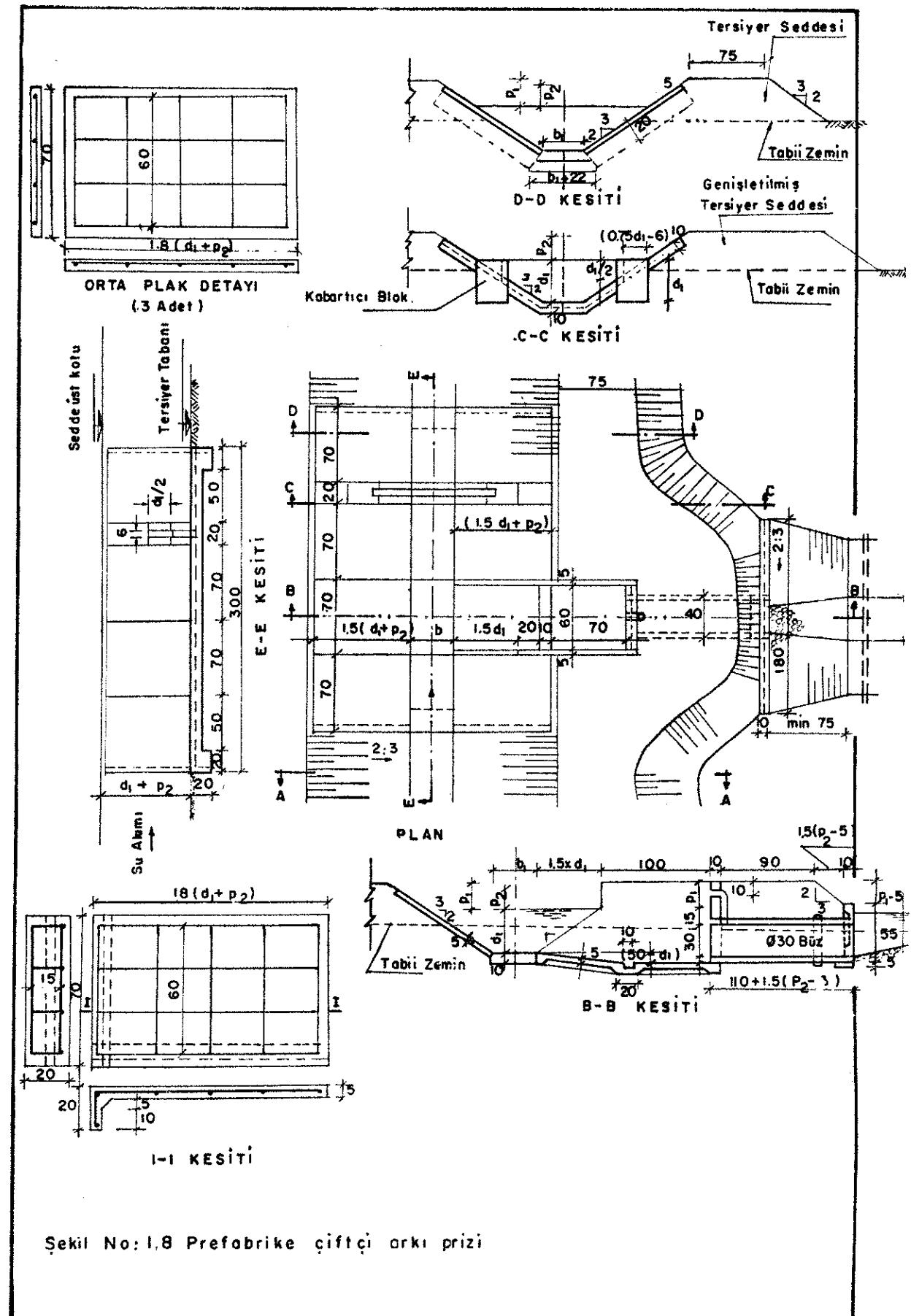
Kısa boyda, bir borulu orifis olan, çiftçi arkı prizleri Devlet Su İşlerince, Şekil No : 1.8 de görüldüğü üzere 5 cm. kalınlığında teçhizatlı beton plakların montajı ile prefabrike veya yerinde dökme olarak inşa edilecek şekilde tipleştirilmiştir. ve 60 lt/sn. den küçük debili prizler için kullanılmaktadır. Boru (büz) çapı 30 cm olup, ilerde sulamaların tam gelişmesi halinde, bu tip prizleri sabit yüklü orifisli prize çevirmek için büz önünde ölçü kutusu ve orifis kapağı için yer bırakılmıştır.

Prefabrike çiftçi arkı prizleri, ince beton plaklardan meydana geldiğinden, gerek imalatı esnasında, gerekse imal edildiği noktadan monte edileceği yere taşınırken özel bir itinayı gerektirir.

Beton kürünün, havuzlarda yapılması ve döküm esnasında masalı vibratör kullanılması uygun olur. Belirtilen hususlara itina edilmesi halinde; özellikle geniş sulama sahalarında adedi çok fazla olan çiftçi arkı prizlerinin, her noktada, yerinde imali yerine prefabrik olarak yapılması büyük bir ekonomi ve sürat sağlayacaktır.



Fotoğraf : Prefabrike Çiftçi Arkı Prizleri



Sekil No: 1.8 Prefabrike çiftçi arki prizi

1.5. Prizlerin Projelendirilmesi ile İlgili Sayısal Örnekler :

1.5.1. Büyük debili prizler :

Şekil No : 1.10 da gösterilen $20.00 \text{ m}^3/\text{sn}$. kapasiteli bir ana kanaldan ayrılan yedeğe ait $Q=6.52 \text{ m}^3/\text{sn}$. kapasiteli bir prizin hidrolik etüdü yapılacaktır.

Yedek kanal başlangıcında; priz çıkışında kanal karakteristikleri, sulama projesine ait profilden alınmış ve aşağıda gösterilmiştir

b (m)	d (m)	$1/m$	F (m^2)	R (m)	n	I	Q (m^3/sn)	V (m/sn)
2.00	1.35	1/1.5	5.43	0.79	0.016	0.0005	6.52	1.20

Priz çıkışında kanal taban kotu : 45.98

Priz çıkışında kanal su kotu : 47.33

Aşağıda şematik şekilde gösterilen prizde, herbiri 2,5 metre genişliğinde 2 göz seçilmiş ve giriş hızı

$$V = 6.52/2 \times 2, 50 \times 1.48 = 0.88 \text{ m}/\text{sn} \text{ alınmıştır.}$$

$6.52 \text{ m}^3/\text{sn}$. lik debiyi geçirmek için mevcut yük, h = Ana kanal su kotu – priz çıkışında su kotu

$$h = 47.46 - 47.33 = 0.13 \text{ m. dir.}$$

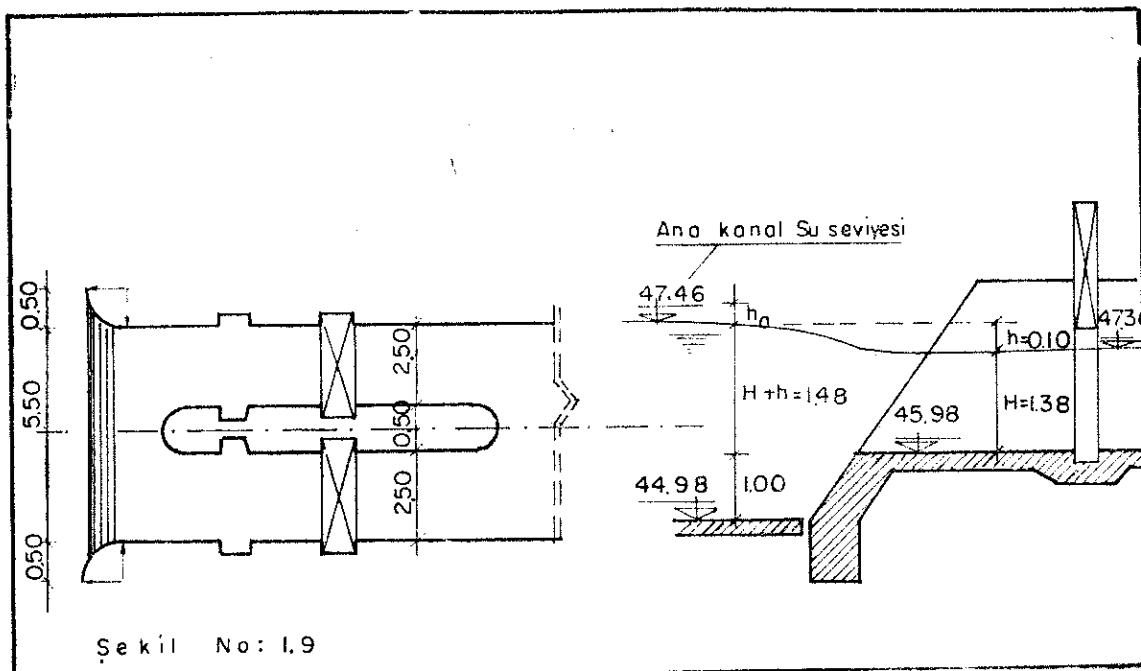
Bu yükün önemli bir kısmı, prizde ayaklar arasında, bir kısmı ise dikdörtgen priz kesitinden trapez kesitli kanala geçerken kullanılacaktır. İlk yaklaşımda priz kabı $h_1 = 0.10 \text{ m}$. kabulu ile (1,3) formülü uygulanırsa

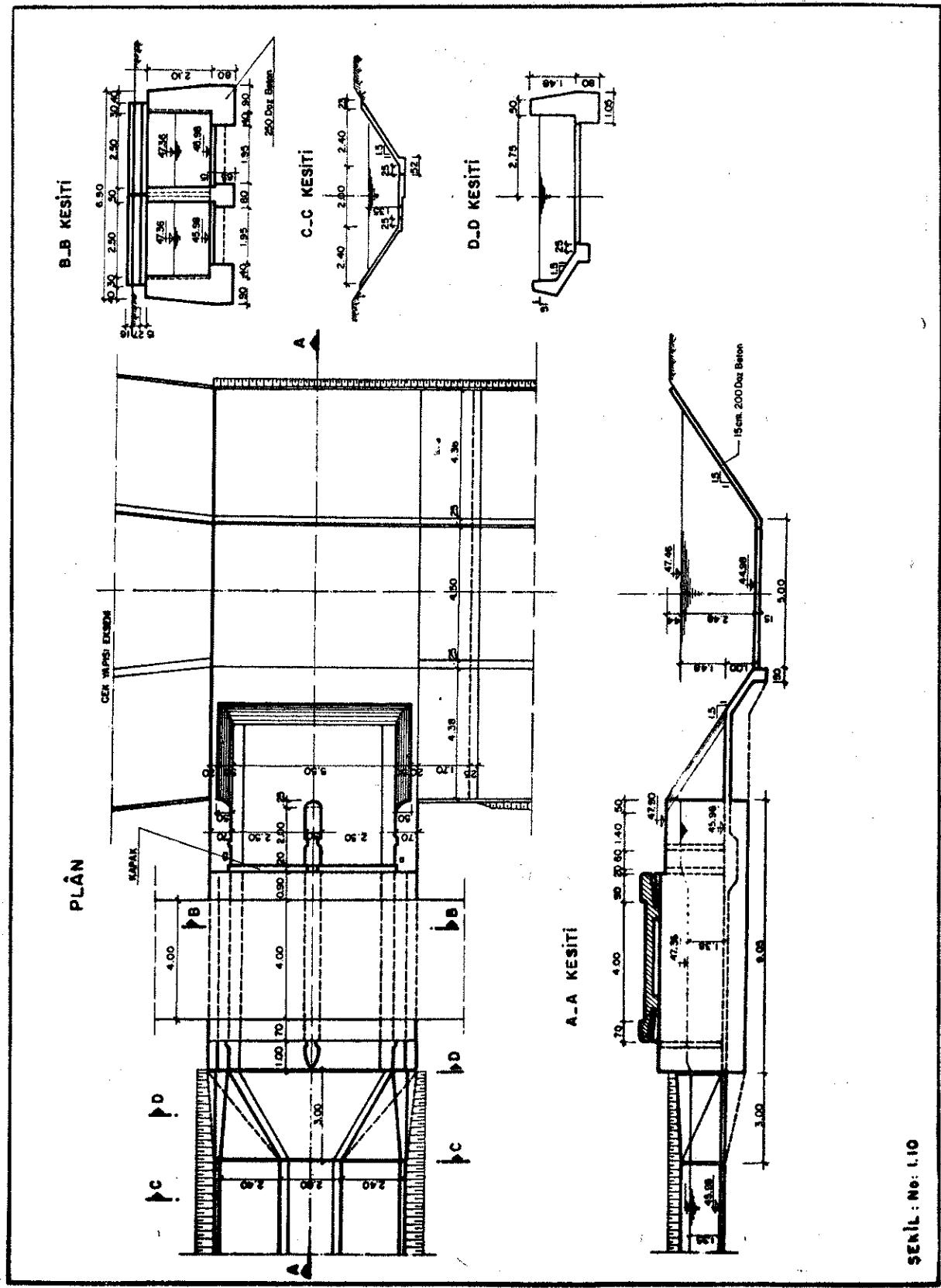
$$Q = 2.88 L e (2/3 h^{3/2} + H \cdot h^{1/2})$$

$$h = 0.10 \quad H = 1.38 \quad (\text{Bak şematik şekil No. 1.9})$$

$$Q = 2.88 \times 5.00 (2/3 \times 0.10^{3/2} + 1.38 \times 0.10^{1/2})$$

$$Q = 6.67 \text{ m}^3/\text{sn} > 6.52 \text{ m}^3/\text{sn}$$





Hesaplanan değer, geçirilmesi düşünülen debiden az bir miktar büyük olup, emniyetli taraftadır. Seçilen priz genişliğini değiştirmeye gerek görülmemiştir.

Diktörtgen priz kesitinden trapez kesitli kanala «kırık düzlemlı» rakortman ile geçişte meydana gelen yük kaybı,

$$\text{Kanalda su hızı : } V_k = 1.20 \text{ m/sn}$$

$$\text{Prizde su hızı : } V_p = \frac{6.52}{5.50 \times 1.38} = 0.86 \text{ m/sn.}$$

Hızlanan akımda «kırık düzlemlı» geçiş halinde yük kaybı

$$h_k = 0.30 \times \frac{V_k^2 - V_p^2}{2g}$$

$$h_k = 0.30 \times \frac{1.44 - 0.74}{19.62} = 0.01 \text{ m.}$$

Toplam yük kaybı $H = 0.10 + 0.01 = 0.11 < 0.13$ olup, priz için seçilen boyutlar uygundur.

1.5.2. Sabit Yüklü Orifisli Priz :

a) $5 \text{ m}^3/\text{sn}$ kapasiteli bir ana kanaldan $0.380 \text{ m}^3/\text{sn}$. (380 lt/sn.) su alan yedeğe ait priz projelendirilecektir.

$Q = 380 \text{ lt/sn.}$ 1000 lt/sn. den küçük olduğundan sabit yüklü orifisli priz yapılabilir.

Sayfa 1.5 de gösterilen «Priz Karakteristikleri» tablosundan, 380 lt/sn. debiden büyük ve 380 lt/sn. ye en yakın değer olan $Q = 400 \text{ lt/sn.}$ için aşağıdaki karakteristik değerler bulunur;

Büz Çapı	Büz önündeki Kapak (Priz Kapağı)	Orifis Ebadı	Orifis Kapağı	Yük Kaybı
80 (cm.)	97 × 95 (cm.)	$C = 76 \text{ (cm.)}$ $a = 80 \text{ (cm.)}$	97 × 95 (cm.)	14 (cm.)

Burada 14 cm. toplam yük kaybı olup, bunun 6 cm.'i ölçü kutusunda meydana getirilen kayıp olup, 8 cm. lik kısmı ise, priz kapağından, 6 metre uzunlığında basınçlı çalışan büz içindeki sürtünme kaybı ve priz yapısından kanala geçişteki rakortman'da oluşan yük kayiplarıdır.

Priz'e ait diğer bütün karakteristik boyutlar ise sayfa 1.5 deki şekil üzerinde gösterilmiştir.

b) Sayfa 1.5 deki priz karakteristikleri tablosu incelenirse, tek bir 80 cm. çapındaki büz ile ölçülebilecek max. debinin 500 lt/sn olduğu görülür. 500 lt/sn yi aşan meselâ 800 lt/sn için beheri $\frac{800}{2} = 400 \text{ lt/sn}$ kapasiteli 2 büz'lü sistem kullanılmalıdır.

Burada orifis ve büz kapak ebadları 400 lt/sn kapasiteli ve incelediğimiz tek büzünki ile aynıdır.

2. DEBİ ÖLÇÜM TESİSLERİ :

2.1. Genel

Bir sulama sisteminde temini büyük yatırımları gerektiren suyun en ekonomik bir şekilde kullanılmasının; kanallardan su alma noktalarında debinin ölçülmesi ile mümkün olduğu belirtilmiştir.

Ülkemizde halen Sulama suyu ücretleri; Çiftçilerden kullanılan su miktarına göre değil, sulanan arazi miktarına göre, dekar başına, sulanan bitki türü ve diğer faktörler gözönüne alınarak her sene saptanan bir ücrete göre alınmaktadır. Bu neden ile suyun çiftçiye verildiği ve max. 60 lt/sn ye kapasiteye kadar olan «çiftçi arkı prizlerinde» debi ölçümü halen yapılmamakta, 60 lt/sn den büyük kapasiteli prizlerde ve sulama suyunun şebeke içinde ihtiyaca göre çeşitli kanallar arasında dağıtılmışında ölçüm uygulanmaktadır.

İlerde, isulamanın tam gelişmesi halinde, kapasitesi 60 lt/sn den küçük çiftçi arkı prizlerinde de ölçüme geçilecek olup, bu tip prizlerin, ilerde ölçüme imkân sağlayacak şekilde projelendirildiği belirtilmiştir idi.

Halen ülkemizde en yaygın ölçü tesisi «Sabit Yüklü Orifisli Prizler» ve Parshall Savaklarıdır. Bunlardan, «Sabit Yüklü Orifisli Prizler» Kısım 1'de su alma yapıları adı altında ayrıntılı olarak incelenmiştir. Aşağıda debisi $1 \text{ m}^3/\text{sn}$, den büyük olan prizlerde debi ölçümünde çok geniş bir uygulama alanı bulmuş olan «Parshall Savakları» incelenecaktır.

Diğer ülkelerdeki uygulamalar için; FAO yayını olan «Small Hydraulic Structures isimli kitapta (Ref. No : 2) ayrıntılı bilgi verilmekte olup bu kitaba müracaat edilmelidir.

2.2. Parshall Savakları :

2.2. (1) — Genel Tanımlama :

Genellikle kontrol kesiti olarak isimlendirilen kritik derinliğin oluşturduğu kesitte, debi ile su derinliği arasında, kanal pürüzlüğü ve eğiminden bağımsız bir bağıntı mevcuttur. Örneğin dikdörtgen bir kesitte kritik su derinliği ile debi arasındaki ilişki, diktörgen kesitin taban genişliği B ise, aşağıdaki formül ile verilmiştir.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \text{ dir.}$$

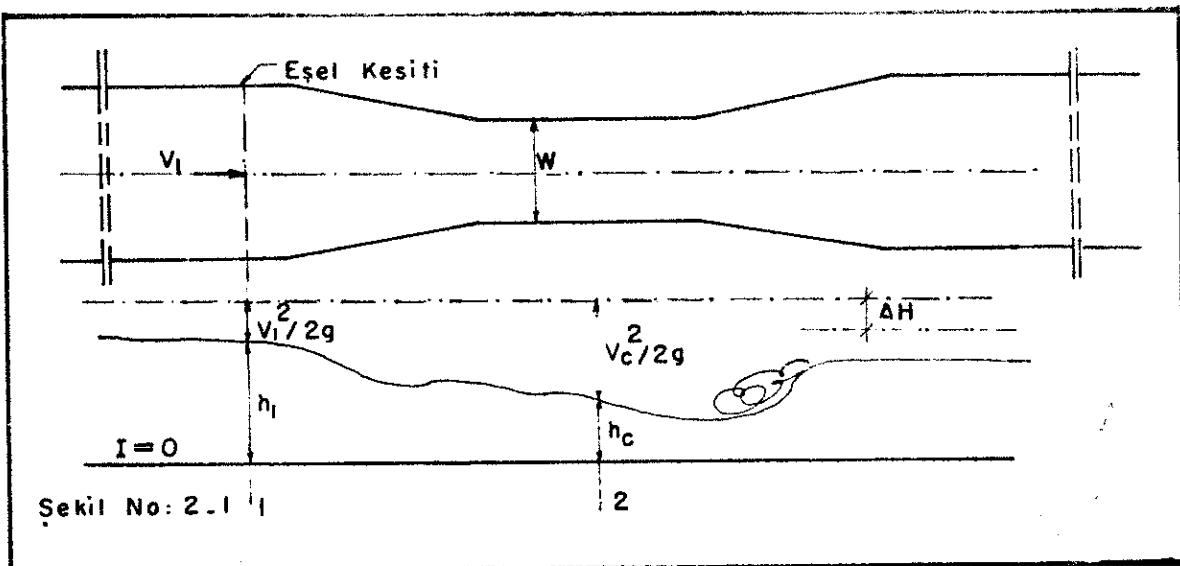
Yukarıda belirtilen husus; kanallarda debi ölçülmesi için büyük bir kolaylık temin etmekte ve bu tip yapıların temel prensibini teşkil etmektedir.

Ancak, kritik kesitte su yüzü dalgalı olduğundan ve kritik derinliğin yeri katı olarak bilinemediğinden, kritik derinliği ölçmek çok güç hatta imkansızdır. Bu nedenle daraltılan kesitin biraz memba tarafına yerleştirilen eşelde su derinliğinin ölçülmesi düşünülmüştür. Bu tip yapılar vasıtasyyla debi ölçümündeki ana prinsipi açıklamak üzere, aşağıdaki şematik şekli inceliyelim.

Kritik derinlik ile, eşel kesiti (Memba kesiti) arasında yük kayıplarını ihmal ederek Bernoulli denklemi uygulanırsa;

$$He = h_1 + \frac{V_1^2}{2g}, \text{ eşel kesitindeki enerji, kritik kesitteki enerjiye eşit olacaktır. Yani :}$$

$$He = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = hc + \frac{V_c^2}{2g} = hc + \frac{hc}{2} = 1,5 hc.$$



Daraltılmış kesit taban genişliği W olan dikdörtgen ise

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{W^2 g}}$$

$$H_e = 1,5 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{W^2 g}}$$
 gerekli kısaltmalar yapılrsa

$Q = 1.70 W H_e^{1.5}$ denklemi elde edilir. Eşel kesitinde H_e ölçülecek, buradan Q bulunur. Diğer taraftan, Parshall Savaklarının Genel Denklemi

$Q = K H_a^n$ olup, K ve n değerlerini çok sayıda model tecrübe ile çeşitli boğaz genişlikleri için saptanmıştır. Örneğin :

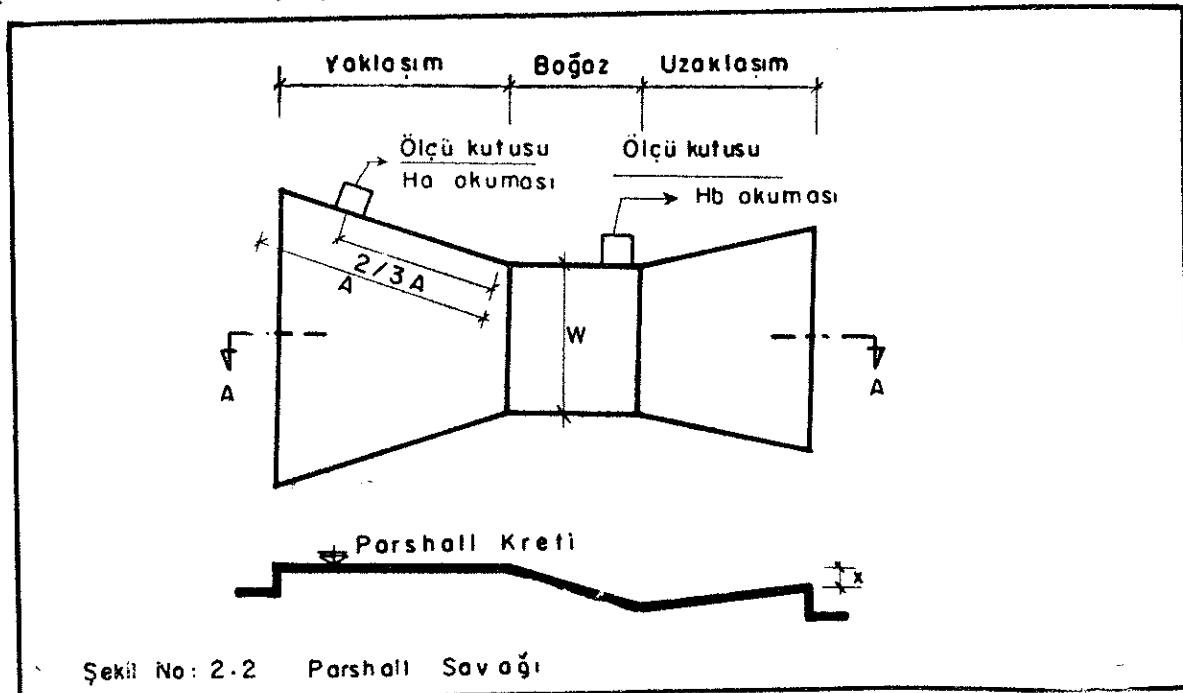
$$W = 0,30 - 2,44 \text{ m. içjn}$$

$$Q = 4 \cdot W \cdot H_a^{1.522} W^{0.0266}$$

$$W = 3,05 - 15,24 \text{ m. içjn}$$

$$Q = (3,6875 W - 2,5) H_a^{1.6} \text{ dır.}$$

Bu formüller incelenirse yukarıda bir takım kabuller yapılarak teorik olarak bulunan $Q = 1,70 W \cdot H_e^{1.5}$ formülüne benzettiği görülür. Ancak H_e 'nin üssü ve debi katsayıları arasındaki farklar, enerji kayıplarının ihmali ve ayrıca boğaz bölgesinde akım iplikciklerinin paralellığının bozulması dolayısıyla Bernoulli denkleminden tatbikindeki hatalardan ileri gelmektedir.



Yukardaki şematik şekil incelenirse, Parshall Savağının, yatay tabanlı darlaşan bir yaklaşım kanalı dikdörtgen kesitli dar ve aşağı doğru meyilli bir boğaz ile taban meyli yukarı doğru ve genişleyen bir uzaklaşım kanalından ibaret olduğu görülür.

Yaklaşım kanal tabanı Parshall kreti olarak isimlendirilir ve bu taban memba kanal tabanının genellikle üstüne yerleştirilmiştir..

Savağın geometrisi, akımın kret üzerinden kritik derinlikte, serbest olarak geçişini zorlayacak ve bu şekilde tek bir derinlik ölçülmesi ile debi tayinine imkân verecek şekilde seçilmiştir. Serbest akım şartları mansap su seviyesi muayyen limitieri tecavüz etmediği sürece oldukça geniş bir debi aralığında oluşur. Savakta batık akım oluşması halinde debiyi tespit için 2 derinlik okuması yapılması gereklidir.

Parshall Savakları, 0,283 lt/sn (0.01 cfs) den 84.9 m³/sn (3000 cfs)'e kadar çeşitli debileri ölçmekte kullanılabilir.

Gerek Ha ve gerekse Hb ölçü kutularındaki eşellerin sıfırları, savak kreti ile çakışmalıdır. Eşellerin doğru sıfırlanması ve okunması; hassas bir ölçüm için şarttır.

Bu savaklar, beton; ahşap ve galvenize bir metalden, yerinde dökme veya prefabrik olarak yapılabilir. İnşasında; tablolarda verilen standart boyutlara sadık kalınması lâzımdır. Boğaz duvarları birbirine paralel ve düşey olmalıdır.

Parshall Savakları, nisbeten düzgün ve üniform bir akımın olduğu düz kanal kısımlarına konulmalı, hiçbir surette, kurb taki kanal kısımlarına yerleştirilmemelidir. Prizlerde hemen priz kapağını takiben parshall savağı yerleştirilmesi; kapak altı akımlarının çevrintili ve dalgalı olması nedeniyle sakincalıdır. Ancak işletme kolaylığı bakımından prizlerden çok uzağa yerleştirilmelidir. Ayrıca ölçü kuyularının ulaşım kolaylığı nedeniyle, servis yolu tarafından bulunması gereklidir.

2.2. (2) — Parshall Savaklarının diğer ölçüm tesisleri ile mukayesesı :

Parshall savakları güvenilir ve doğru ölçüme olanak sağlayan yapılardır ve aşağıdaki özellikleri haizdir.

- (1) Nisbeten az yük kaybı ile debi ölçümünü sağlar.
- (2) Oldukça yüksek mansap su seviyelerinde dahi serbest olarak, geniş bir debi aralığında, tek derinlik ölçümü ile, debilerin tayinini sağlar.
- (3) Batık akım şartlarında doğru bir ölçüm yapar.
- (4) Yapının geometrisi ve oluşan yüksek hızlar nedeniyle kanaldaki Sürüntü malzemelerinden rahatsız maz.
- (5) Muayyen bir debi için ayarlandıktan sonra; işletme personeli dışındaki diğer şahıslar tarafından, kendi isteklerine göre debi kolaylıkla değiştiremez.
- (6) Yaklaşım hızı otomatik olarak kontrol edildiğinden; debi ölçümünü etkilemez.

Yukarıda sayılan çeşitli faydalara karşılık bazı sakincaları :

- (1) Savaklara nazaran nisbeten pahalı yapılardır.
- (2) Prizlerle müstereken kullanılmaları özellikle işletme yönünden biraz güçtür.
- (3) Güvenilir ve doğru bir ölçüm için, dikkatle ve standart boyutlarda inşa edilmeleri lâzımdır.

2.2. (3) — Uygun Parshall Boyutlarının Seçilmesi :

Parshall savakları boğaz genişlikleri (W)'ye göre sınıflandırılmıştır. Belirli bir Parshall Savağıını seçmeden önce kanal kesitinin ölçülmek istenen debi aralığının, kanaldaki normal su derinliğinin ve müsade edilen yük kayıplarının bilinmesi gereklidir.

Belirli bir debi veya debi aralığı birbirinden farklı ölçülerini haiz çeşitli savaklar ile ölçülebilirse de nihai seçim savak boyutları ve yük kayıpları gibi etkenler gözönünde tutularak yapılmalıdır. Genel bir kaide olarak savak genişliği, proje debisinde memba kanalındaki su yüzü genişliğinin 1/3'ü ile 1/2'si arasında alınır.

Belirtilen verilere göre, uygun Parshall Savağının serbest ve batık akım şartlarında nasıl seçileceği ve çeşitli tabloların kullanılması sayısal örnekler üzerinde gösterilecektir.

TABLO NO 2.1 (a)

Ha	Muhtelif Boğaz Genişliklerine göre Serfiyatlar									
	0.30	0.61	0.91	1.22	1.52	1.83	2.13	2.44		
Cm	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən
65	11	21	30	40	-	-	-	-		
70	12	23	34	45	-	-	-	-		
75	14	26	38	50	62	73	-	-		
80	15	28	42	55	68	80	-	-		
85	16	31	46	60	74	88	-	-		
90	18	34	50	66	81	97	113	128		
95	19	37	54	72	88	106	122	139		
100	21	41	59	78	98	115	132	151		
105	22	44	64	84	104	125	143	164		
110	24	47	69	90	112	134	155	177		
115	26	50	74	97	120	144	167	190		
120	27	53	79	104	129	154	178	203		
125	29	57	84	111	138	164	190	216		
130	31	61	90	118	147	175	203	230		
135	33	64	95	128	156	186	216	245		
140	35	68	101	133	165	197	229	260		
145	37	72	107	141	175	206	242	275		
150	39	76	112	149	184	220	255	291		
155	41	79	118	156	194	231	269	307		
160	43	83	123	164	204	242	283	323		
165	45	87	129	172	214	254	297	339		
170	47	92	136	180	224	267	312	355		
175	49	96	143	189	235	281	327	372		
180	51	100	149	198	246	294	342	389		
185	53	104	156	206	257	307	357	406		
190	55	109	163	215	266	320	372	424		
195	58	114	170	224	279	334	388	442		
200	60	118	176	233	290	347	404	460		
205	62	122	182	242	302	361	420	478		
210	65	127	189	252	314	376	437	497		
215	67	132	197	262	327	391	454	518		
220	69	137	204	272	338	405	471	536		
225	71	141	211	281	351	419	488	558		
230	74	146	219	291	363	434	505	578		
235	76	151	226	300	374	448	522	596		
240	79	156	233	310	387	463	540	616		
245	81	161	241	321	400	479	558	637		
250	84	167	249	332	414	495	576	658		
255	87	173	257	343	428	511	595	679		
260	89	178	265	355	441	527	614	700		
265	92	183	273	364	454	544	633	722		
270	94	188	281	374	467	561	652	744		
275	97	193	289	385	481	577	672	766		
280	99	199	297	396	495	594	692	799		
285	102	204	306	408	510	611	712	812		
290	105	210	315	420	525	628	732	835		
295	108	215	323	431	539	645	753	859		
300	111	221	332	442	553	662	773	883		
Ha	0.30	0.61	0.91	1.22	1.52	1.83	2.13	2.44		
Cm	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən	11/ən
305	113	227	340	453	567	680	793	907		
310	116	232	349	465	582	698	814	931		
315	119	238	358	477	597	716	835	955		
320	122	244	367	489	612	734	856	980		
325	125	250	376	502	628	753	877	1005		
330	128	256	385	514	643	772	898	1030		
335	131	263	394	527	659	791	920	1055		
340	134	269	403	539	674	809	942	1080		
345	137	275	412	551	689	828	964	1105		
350	140	281	422	563	705	847	987	1131		
355	143	287	431	576	721	866	1010	1157		
360	146	293	440	589	738	886	1033	1183		
365	149	299	450	603	755	906	1057	1210		
370	152	306	460	616	772	928	1081	1257		
375	155	313	470	629	788	946	1105	1284		
380	158	319	480	642	804	968	1129	1291		
385	162	326	490	655	821	988	1153	1318		
390	165	332	500	668	837	1006	1177	1348		
395	168	338	510	682	854	1027	1201	1374		
400	171	345	520	696	872	1048	1225	1402		
405	175	352	531	710	890	1069	1249	1431		
410	178	359	541	724	908	1091	1273	1460		
415	181	366	551	737	925	1112	1297	1489		
420	185	373	562	751	942	1134	1322	1518		
425	188	379	572	765	960	1155	1347	1547		
430	191	386	582	779	977	1177	1372	1576		
435	194	393	593	794	995	1199	1397	1605		
440	198	401	604	809	1014	1222	1422	1635		
445	202	408	613	824	1035	1244	1447	1665		
450	206	415	626	838	1052	1268	1472	1695		
455	208	422	637	853	1070	1286	1498	1725		
460	212	429	648	868	1089	1311	1524	1755		
465	215	436	658	882	1107	1333	1561	1786		
470	219	443	669	897	1126	1356	1586	1827		
475	222	450	680	912	1145	1379	1615	1848		
480	226	458	692	927	1164	1403	1642	1879		
485	230	468	703	943	1183	1426	1669	1911		
490	234	475	715	959	1203	1450	1698	1943		
495	237	481	726	974	1223	1473	1725	1975		
500	240	488	737	989	1242	1496	1752	2007		
505	244	496	749	1005	1282	1520	1780	2040		
510	248	504	761	1021	1282	1544	1808	2073		
515	252	512	773	1037	1302	1569	1836	2106		
520	256	520	785	1053	1322	1594	1864	2139		
525	259	527	797	1068	1343	1619	1893	2173		
530	263	535	809	1085	1385	1644	1922	2207		
535	267	542	821	1101	1385	1668	1951	2241		
540	271	550	832	1117	1404	1692	1981	2270		

BOĞAZ GENİŞLİĞİ 0.30 - 244 m OLAN PARSHALL ÖLÇÜ TESİSLERİNDEN
GEÇEN SERBEST NAPLI AKIM MIKTARLARINA AIT TABLOLAR :

TABLE 2.1 (b)

Ha c m	Muhtelif Boğaz Genişliklerine göre Sarıflıatlar							
	0.30	0.61	0.91	1.22	1.52	1.83	2.13	2.44
54.5	274	557	844	1133	1424	1716	2011	2309
55.0	278	565	856	1150	1444	1741	2041	2343
55.5	282	574	869	1167	1465	1766	2071	2377
56.0	286	582	882	1184	1486	1792	2101	2411
56.5	290	590	894	1201	1507	1818	2131	2446
57.0	294	598	906	1217	1528	1844	2161	2481
57.5	298	606	918	1234	1550	1870	2191	2516
58.0	302	614	931	1251	1572	1896	2221	2551
58.5	306	622	943	1268	1593	1922	2252	2586
59.0	310	631	956	1285	1615	1949	2283	2621
59.5	314	640	969	1302	1637	1976	2314	2656
60.0	318	649	982	1319	1659	2003	2345	2691
60.5	322	658	994	1337	1681	2030	2376	2727
61.0	326	666	1007	1354	1703	2057	2407	2763
61.5	330	675	1020	1372	1725	2083	2438	2799
62.0	334	683	1033	1389	1747	2110	2479	2835
62.5	338	691	1046	1407	1769	2138	2510	2871
63.0	342	700	1060	1426	1792	2166	2541	2908
63.5	346	708	1073	1444	1815	2193	2572	2946
64.0	350	716	1086	1462	1838	2220	2603	2984
64.5	355	724	1100	1479	1861	2247	2634	3023
65.0	359	732	1113	1497	1884	2274	2666	3062
65.5	363	741	1126	1515	1907	2302	2698	3101
66.0	367	750	1139	1533	1930	2330	2731	3140
66.5	371	759	1153	1552	1954	2358	2764	3179
67.0	376	768	1167	1571	1978	2386	2797	3217
67.5	380	777	1181	1589	2001	2415	2830	3255
68.0	384	786	1194	1608	2025	2444	2864	3293
68.5	388	795	1208	1626	2048	2473	2898	3331
69.0	393	804	1221	1644	2071	2502	2932	3370
69.5	397	813	1235	1663	2095	2530	2966	3409
70.0	401	822	1249	1682	2119	2559	3000	3448
70.5	406	831	1263	1701	2143	2588	3035	3487
71.0	410	841	1277	1720	2168	2617	3070	3526
71.5	414	850	1291	1738	2192	2646	3105	3566
72.0	419	859	1305	1757	2217	2675	3140	3606
72.5	423	868	1320	1777	2241	2705	3175	3646
73.0	428	877	1334	1797	2266	2735	3210	3687
73.5	433	887	1349	1817	2290	2766	3246	3728
74.0	437	896	1363	1837	2315	2797	3282	3769
74.5	442	906	1378	1857	2340	2828	3318	3810
75.0	446	916	1393	1877	2366	2860	3354	3851
75.5	451	925	1408	1897	2391	2892	3391	3892
76.0	455	934	1422	1916	2416	2924	3428	3933

MISALLER

- | | | |
|------------|----------------------|--------------|
| 1- W=0,30m | H _a =15cm | Q = 39 l/s |
| 2- W=0,61m | H _a =24cm | Q = 156 l/s |
| 3- W=0,91m | H _a =35cm | Q = 112 l/s |
| 4- W=1,22m | H _a =36cm | Q = 589 l/s |
| 5- W=1,52m | H _a =41cm | Q = 908 l/s |
| 6- W=1,83m | H _a =26cm | Q = 527 l/s |
| 7- W=2,13m | H _a =50cm | Q = 1752 l/s |
| 8- W=2,44m | H _a =69cm | Q = 3370 l/s |

BOĞAZ GENİŞLİĞİ 0,30 - 244 m OLAN PARSHALL ÖLÇÜ TESİSLERİNDEN
GECEN SERBEST NAPLI AKIM MİKTARLARI NA AİT TABLOLAR :

TABLO NU: 2-2 (a)

No	Muhtelif Boğaz Genişliklerine Göre Sarfiyatlar									
	3.05	3.66	4.57	6.10	7.62	9.14	12.19	15.24		
Cm	m ³ /sn	m ³ /sr	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn
10	0.187	0.222	0.275	0.363	0.451	0.538	0.714	0.890		
11	0.216	0.259	0.321	0.423	0.525	0.627	0.832	1.036		
12	0.251	0.298	0.369	0.488	0.603	0.721	0.956	1.190		
13	0.285	0.339	0.419	0.552	0.686	0.819	1.085	1.353		
14	0.321	0.382	0.472	0.622	0.772	0.922	1.223	1.524		
15	0.359	0.426	0.527	0.695	0.862	1.030	1.366	1.702		
16	0.396	0.472	0.584	0.770	0.956	1.142	1.515	1.888		
17	0.438	0.520	0.643	0.848	1.053	1.259	1.669	2.081		
18	0.480	0.570	0.705	0.930	1.154	1.380	1.829	2.280		
19	0.523	0.622	0.769	1.013	1.259	1.504	1.994	2.465		
20	0.568	0.675	0.834	1.100	1.367	1.632	2.164	2.697		
21	0.614	0.730	0.902	1.189	1.477	1.765	2.340	2.916		
22	0.662	0.786	0.972	1.281	1.591	1.901	2.521	3.141		
23	0.711	0.844	1.044	1.375	1.709	2.041	2.707	3.372		
24	0.761	0.903	1.117	1.472	1.829	2.165	2.898	3.610		
25	0.812	0.964	1.192	1.572	1.953	2.333	3.093	3.854		
26	0.864	1.026	1.270	1.674	2.079	2.484	3.293	4.103		
27	0.918	1.090	1.349	1.778	2.208	2.638	3.496	4.359		
28	0.973	1.156	1.429	1.885	2.341	2.796	3.708	4.620		
29	1.030	1.222	1.512	1.994	2.476	2.958	3.922	4.887		
30	1.087	1.290	1.596	2.105	2.614	3.123	4.141	5.159		
31	1.146	1.360	1.682	2.218	2.755	3.291	4.364	5.437		
32	1.205	1.431	1.770	2.334	2.899	3.463	4.591	5.720		
33	1.266	1.503	1.859	2.452	3.045	3.637	4.823	6.009		
34	1.328	1.577	1.950	2.572	3.194	3.815	5.059	6.303		
35	1.391	1.652	2.043	2.694	3.345	3.996	5.299	6.602		
36	1.455	1.728	2.138	2.818	3.500	4.180	5.543	6.906		
37	1.520	1.805	2.234	2.944	3.656	4.367	5.792	7.215		
38	1.587	1.884	2.331	3.072	3.816	4.558	6.045	7.530		
39	1.654	1.964	2.429	3.203	3.978	4.752	6.301	7.850		
40	1.722	2.045	2.529	3.336	4.142	4.948	6.661	8.175		
41	1.792	2.127	2.631	3.470	4.308	5.148	6.826	8.504		
42	1.862	2.211	2.735	3.606	4.477	5.350	7.094	8.838		
43	1.934	2.296	2.840	3.744	4.650	5.555	7.366	9.177		
44	2.006	2.382	2.946	3.684	4.625	5.763	7.642	9.521		
45	2.080	2.469	3.054	4.027	5.002	5.974	7.923	9.870		
46	2.154	2.557	3.163	4.171	5.180	6.188	8.206	10.223		
47	2.229	2.647	3.274	4.316	5.361	6.405	8.493	10.581		
48	2.306	2.738	3.366	4.464	5.545	6.625	8.785	10.944		
49	2.383	2.830	3.500	4.615	5.731	6.848	9.079	11.311		
50	2.461	2.923	3.615	4.767	5.919	7.072	9.377	11.682		
51	2.541	3.017	3.731	4.920	6.110	7.299	9.679	12.058		
52	2.621	3.112	3.849	5.075	6.302	7.530	9.984	12.439		
53	2.702	3.208	3.968	5.233	6.497	7.764	10.294	12.824		
54	2.784	3.305	4.088	5.392	6.695	8.000	10.606	13.213		
55	2.867	3.404	4.210	5.552	6.895	8.238	10.921	13.607		
56	2.951	3.504	4.333	5.714	7.097	8.478	11.240	14.005		
57	3.035	3.604	4.458	5.878	7.300	8.721	11.563	14.407		

No	Muhtelif Boğaz Genişliklerine Göre Sarfiyatlar									
	3.05	3.66	4.57	6.10	7.62	9.14	12.19	15.24		
Cm	m ³ /sn	m ³ /sr	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn	m ³ /sn
58	3.121	3.706	4.584	6.044	7.506	8.967	11.890	14.813		
59	3.208	3.809	4.711	6.212	7.714	9.216	12.220	15.224		
60	3.295	3.912	4.839	6.301	7.924	9.467	12.553	15.639		
61	3.385	4.017	4.969	6.552	8.137	9.721	12.890	16.088		
62	3.473	4.123	5.100	6.725	8.352	9.978	13.330	16.443		
63	3.563	4.230	5.232	6.899	8.568	10.236	13.572	16.911		
64	3.654	4.338	5.365	7.075	8.786	10.497	13.918	17.342		
65	3.745	4.447	5.500	7.253	9.007	10.760	14.266	17.777		
66	3.838	4.557	5.636	7.433	9.230	11.026	14.622	18.216		
67	3.931	4.668	5.773	7.614	9.454	11.295	14.978	18.659		
68	4.026	4.780	5.912	7.796	9.681	11.566	15.336	19.106		
69	4.121	4.893	6.052	7.980	9.910	11.839	15.698	19.558		
70	4.217	5.007	8.193	8.166	10.141	12.115	16.064	20.014		
71	4.314	5.122	6.335	8.353	10.374	12.393	16.433	20.475		
72	4.411	5.238	6.478	8.542	10.609	12.673	16.804	20.936		
73	4.510	5.355	6.622	8.733	10.845	12.956	17.179	21.403		
74	4.609	5.472	6.768	8.923	10.984	13.241	17.357	21.874		
75	4.709	5.591	6.915	9.119	11.324	13.529	17.939	22.349		
76	4.810	5.711	7.063	9.314	11.566	13.819	18.323	22.828		
77	4.911	5.831	7.212	9.511	11.811	14.111	18.710	23.310		
78	5.014	5.953	7.363	9.709	10.208	14.408	19.100	23.796		
79	5.117	6.076	7.515	9.909	12.306	14.703	18.494	24.286		
80	5.221	6.199	7.688	10.111	12.556	15.001	19.890	24.780		
81	5.326	6.324	7.822	10.314	12.809	15.301	20.290	25.278		
82	5.432	6.449	7.977	10.518	13.063	15.604	20.692	25.780		
83	5.538	6.578	8.133	10.724	13.318	15.910	21.097	26.265		
84	5.645	6.703	8.290	10.932	13.576	16.219	21.506	26.794		
85	5.753	6.831	8.448	11.141	13.636	16.529	21.917	27.316		
86	5.862	6.960	8.608	11.351	14.097	16.841	22.331	27.822		
87	5.971	7.090	8.769	11.563	14.360	17.155	22.747	28.341		
88	6.081	7.221	8.931	11.777	14.625	17.472	23.167	28.864		
89	6.192	7.353	9.094	11.992	14.893	17.791	23.590	29.591		
90	6.304	7.486	9.256	12.208	15.162	18.12	24.017	29.923		
91	6.417	7.619	9.423	12.425	15.432	18.435	24.446	30.456		
92	6.530	7.753	9.589	12.644	15.704	18.760	24.877	30.993		
93	6.644	7.889	9.756	12.865	15.978	19.087	25.311	31.533		
94	6.758	8.025	9.925	13.088	16.253	19.417	25.747	32.071		
95	6.874	8.162	10.095	13.312	16.530	19.745	26.187	32.625		
96	6.990	8.300	10.265	13.537	16.810	20.082	26.662	33.176		
97	7.107	8.438	10.437	13.763	17.092	20.418	27.073	33.730		
98	7.225	8.578	10.610	13.990	17.374	20.756	27.522	34.288		
99	7.343	8.718	10.783	14.219	17.658	21.096	27.973	34.850		
100	7.462	8.860	10.958	14.449	17.944	21.437	28.426	35.415		
101	7.581	9.002	11.134	14.681	18.232	17.81	28.881	35.983		
102	7.702	9.145	11.311	14.914	18.522	22.127	29.340	36.554		
103	7.823	9.289	11.489	15.149	18.881	22.475	29.802	37.129		
104	7.945	9.433	11.668	15.385	19.101	22.625	30.267	37.708		
105	8.068	9.579	11.848	15.623	19.402	23.76	30.75	38.290		

T A B L O N O: 2-2 (b)

No	Muhtelif Boğaz Genişliklerine Göre Sarılıyollar									
	3.05	3.66	4.57	6.10	7.62	9.14	12.19	15.24	Cm	m ² /sn
106	8191	9726	12029	15862	19699	25513	31204	38875		m ² /sn
107	8315	9873	12210	16101	19997	23889	31676	39463		m ² /sn
108	8439	10020	12393	16343	2029	24247	32151	40054		m ² /sn
109	8565	10189	12577	16586	20596	24807	32628	40649		m ² /sn
110	8691	10319	12763	16830	20900	24969	33108	41248		m ² /sn
111	8818	10470	12949	17075	21205	25332	33559	41851		m ² /sn
112	8945	10621	13137	17322	21512	25696	34078	42455		m ² /sn
113	9073	10773	13325	17571	21820	26066	34667	43063		m ² /sn
114	9202	10926	13513	17821	22130	26437	35058	43674		m ² /sn
115	9332	11080	13703	18072	22442	26810	35550	44288		m ² /sn
116	9462	11235	13894	18324	22753	27184	36044	44906		m ² /sn
117	9593	11390	14067	18577	23069	27559	36542	45527		m ² /sn
118	9724	11546	14220	18831	23385	27937	37044	46151		m ² /sn
119	9856	11703	14474	19086	23703	28517	37548	46778		m ² /sn
120	9989	11860	14669	19343	24022	28898	38054	47403		m ² /sn
121	10123	12019	14866	19603	24343	29083	38662	48044		m ² /sn
122	10257	12178	15063	19863	24666	29468	39073	48682		m ² /sn
123	10392	12339	15261	20124	24990	29858	39587	49323		m ² /sn
124	10527	12500	15460	20388	25316	30245	40040	49966		m ² /sn
125	10663	12661	15660	20649	25644	30635	40623	50612		m ² /sn
126	10800	12824	15861	20941	25974	31028	41145	51261		m ² /sn
127	10938	12987	16083	21180	26303	31423	41699	51913		m ² /sn
128	11076	13151	16266	21447	26837	31820	42195	52566		m ² /sn
129	11215	13318	16470	21716	27697	32219	42723	53226		m ² /sn
130	11354	13481	16674	21987	27305	32819	43253	53887		m ² /sn
131	11494	13648	16879	22257	27642	33021	43783	54551		m ² /sn
132	11634	13815	17086	22530	27980	33426	44320	55219		m ² /sn
133	11776	13982	17294	22804	28320	33833	44855	5590		m ² /sn
134	11918	14150	17502	23079	28661	34241	45401	56564		m ² /sn
135	12061	14320	17711	23355	29004	34850	45948	57241		m ² /sn
136	12204	14490	17921	23632	29349	35061	46491	57921		m ² /sn
137	12348	14661	18133	23911	29695	35474	47039	58804		m ² /sn
138	12492	14833	18346	24091	30042	35689	47590	59290		m ² /sn
139	12637	15005	18559	24472	30391	36306	48143	59795		m ² /sn
140	12783	15178	18773	24754	30742	36726	48698	60671		m ² /sn
141	12930	15352	18988	25038	31094	37474	49255	61366		m ² /sn
142	13077	15526	19204	25323	31447	37569	49815	62064		m ² /sn
143	13225	15701	19421	25603	31802	37993	50378	62765		m ² /sn
144	13373	15877	19638	25895	32152	38841	510943	63468		m ² /sn
145	13522	16054	19858	26185	32516	38846	51510	64174		m ² /sn
146	13671	16232	20076	26476	32876	39276	52079	64883		m ² /sn
147	13821	16410	20237	26765	33238	39706	52651	65596		m ² /sn
148	13972	16589	20518	27057	33600	40141	53225	66312		m ² /sn
149	14124	16769	20741	27350	33964	40576	53802	67051		m ² /sn
150	14275	16945	20964	27644	34329	41012	54381	67752		m ² /sn
151	—	—	17189	27940	34696	41451	54963	68476		m ² /sn
152	—	—	17413	28237	35065	41891	55557	69203		m ² /sn
153	—	—	17639	28535	35435	42363	56133	69973		m ² /sn

No	Muhtelif Boğaz Genişliklerine Göre Sarılıyollar									
	3.05	3.66	4.57	6.10	7.62	9.14	12.19	15.24	Cm	m ² /sn
154	—	—	21066	22834	36807	42776	56721	70666		m ² /sn
155	—	—	22093	23134	36179	43221	57311	71402		m ² /sn
156	—	—	22321	23435	36553	43666	57903	72140		m ² /sn
157	—	—	22551	23737	36929	44119	58498	72881		m ² /sn
158	—	—	22781	30040	37306	44569	59096	73625		m ² /sn
159	—	—	23012	30345	37684	45021	59696	74372		m ² /sn
160	—	—	23245	30651	38064	45474	60296	75123		m ² /sn
161	—	—	23478	30958	38446	45930	60902	75976		m ² /sn
162	—	—	23712	31266	38829	46387	61508	76632		m ² /sn
163	—	—	23946	31575	39215	46845	62217	77390		m ² /sn
164	—	—	24180	31885	39598	47305	62728	78150		m ² /sn
165	—	—	24416	32198	39984	47766	63341	78914		m ² /sn
166	—	—	24655	32511	40374	48233	63956	79681		m ² /sn
167	—	—	24893	32825	40763	48699	64574	80451		m ² /sn
168	—	—	25132	33140	41154	49166	65193	81223		m ² /sn
169	—	—	25372	33456	41547	49638	65815	81998		m ² /sn
170	—	—	25612	33773	41941	50106	66439	82776		m ² /sn
171	—	—	25854	34092	42336	50579	67065	83557		m ² /sn
172	—	—	26097	34412	42735	51053	67695	84340		m ² /sn
173	—	—	26340	34732	43152	51529	68324	8526		m ² /sn
174	—	—	26583	35053	43532	52006	68957	85914		m ² /sn
175	—	—	26827	35376	43993	52485	69392	86706		m ² /sn
176	—	—	27073	35700	44335	52985	70229	87498		m ² /sn
177	—	—	27320	36025	44733	53447	70889	88294		m ² /sn
178	—	—	27568	36351	45143	53931	71511	89052		m ² /sn
179	—	—	27816	36675	45549	54416	72155	89893		m ² /sn
180	—	—	28063	37007	45957	54903	72801	90700		m ² /sn

MİSALLER

- 1 - W = 3.05 m, Ha = 40 cm, Q = 1.722 m³/sn.
- 2 - W = 4.57 m, Ha = 40 cm, Q = 2.529 m³/sn.
- 3 - W = 7.62 m, Ha = 75 cm, Q = 1.324 m³/sn.
- 4 - W = 12.19 m, Ha = 141 cm, Q = 49.255 m³/sn.
- 5 - W = 15.24 m, Ha = 170 cm, Q = 82.776 m³/sn.

BOĞAZ GENİŞLİĞİ 3.05 - 15.24 OLAN PARSHALL ÖLÇÜ TESİSLERİNDEN GEÇEN SERBEST NAPLI AKIM MİKTARLARINA AİT TABLOLAR :

2.2. (4) — Serbest Akımlı Savaklarda Debi Ölçümü :

Boğazdan önceki yaklaşım kanalı üzerindeki kutudaki okuma Ha, boğazın hemen manşabındaki okuma H. ise, ancak aşağıdaki şartlarda akım serbesttir.

$$\begin{aligned} \text{Boğaz genişliği } 0,076 \text{ m} - 0,229 \text{ m. için} \quad \frac{H_b}{Ha} &\leq 0,60 \\ \text{» » } 0,30 \text{ m. } - 2,44 \text{ m. için} \quad \frac{H_b}{Ha} &\leq 0,70 \\ 3,05 \text{ m. } - 15,24 \text{ m. için} \quad \frac{H_b}{Ha} &\leq 0,80 \end{aligned}$$

Serbest akımda Ha okumalarına göre debilerin hesabı için Tablo No. 2.1 ve 2.2 verilmiştir. Bu tablolar,

$$0,30 - 2,44 \text{ m. Boğaz genişliği için } Q = 4 \text{ WHa}^{1,522} W^{0,0226}$$

3,05 — 15,24 m. Boğaz genişliği için $Q = (3,6875 W - 2,5) Ha^{1,6}$ formüllerine göre düzenlenmiştir. (Formüller ingiliz ölçü sistemine göre olup, tablolar metrik sisteme göre düzenlenmiştir).

2.2. (5) — Batık Akımlı Savaklar :

Batık akımlı savaklarda serbest akım tablolarından bulunan değerleri düzeltmek gereklidir. Bu maksatla $W = 0,30 - 2,44 \text{ m. arasındaki savaklar için Sayfa No : 2.9 daki grafik, } W = 3,05 - 15,24 \text{ m. arasındaki savaklar için ise sayfa No : 2.10 daki grafik kullanılmalıdır.}$

Grafiklerin uygulanmasına ait sayısal örnek $W = 0,30 - 2,44 \text{ m. arasındaki boğaz genişlikleri için, aşağıda gösterilmiştir.}$

Veriler Boğaz genişliği $W = 0,91$

Ölçülen $Ha = 64 \text{ cm}$

Ölçülen $Hb = 61 \text{ cm.}$

Batıklık oranı :

$$\frac{61}{64} = 0,95$$

Şekil No : 2.3 den, $0,30 \text{ m. boğaz genişliği için } Q = 163 \text{ lt/sn Çarpım faktörü, } M = 2,4$ olup

$$Q' = 163 \times 2,4 = 390 \text{ lt/sn. dir.}$$

$W = 0,91 \text{ Ha } = 0,64 \text{ m. için serbest akımda } Q \text{ değeri,}$

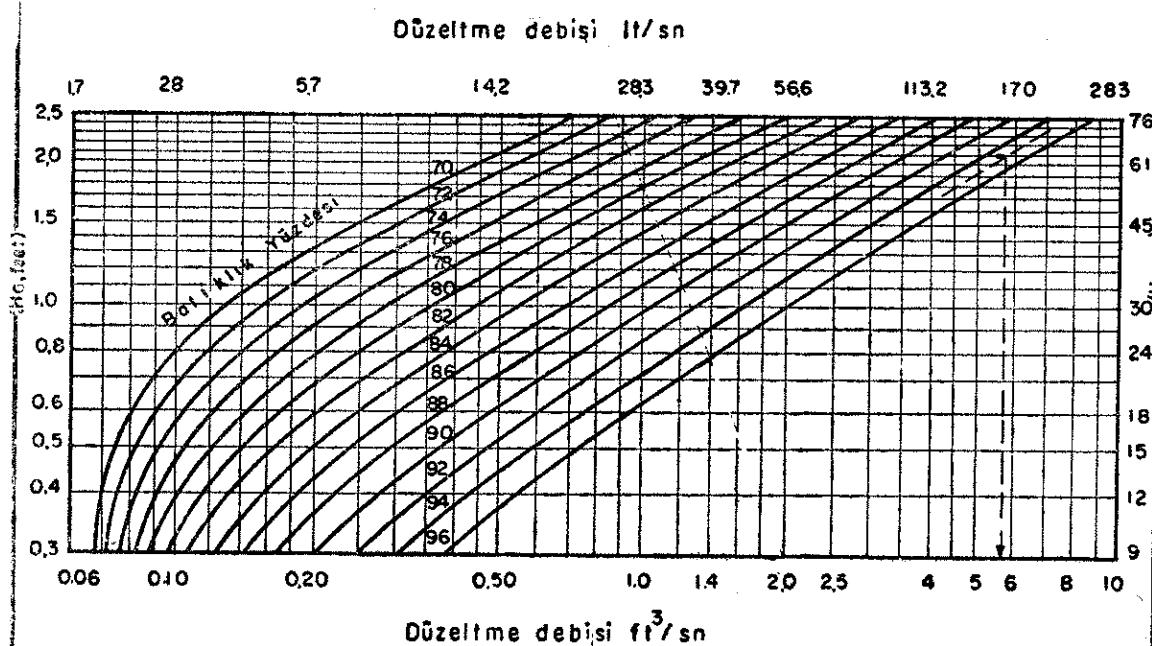
Tablo No. 2.1 (b) den

$$Q = 1086 \text{ lt/sn. dir.}$$

$$Q \text{ batık } = Q - Q' = 1086 - 390 = 696 \text{ lt/sn. bulunur.}$$

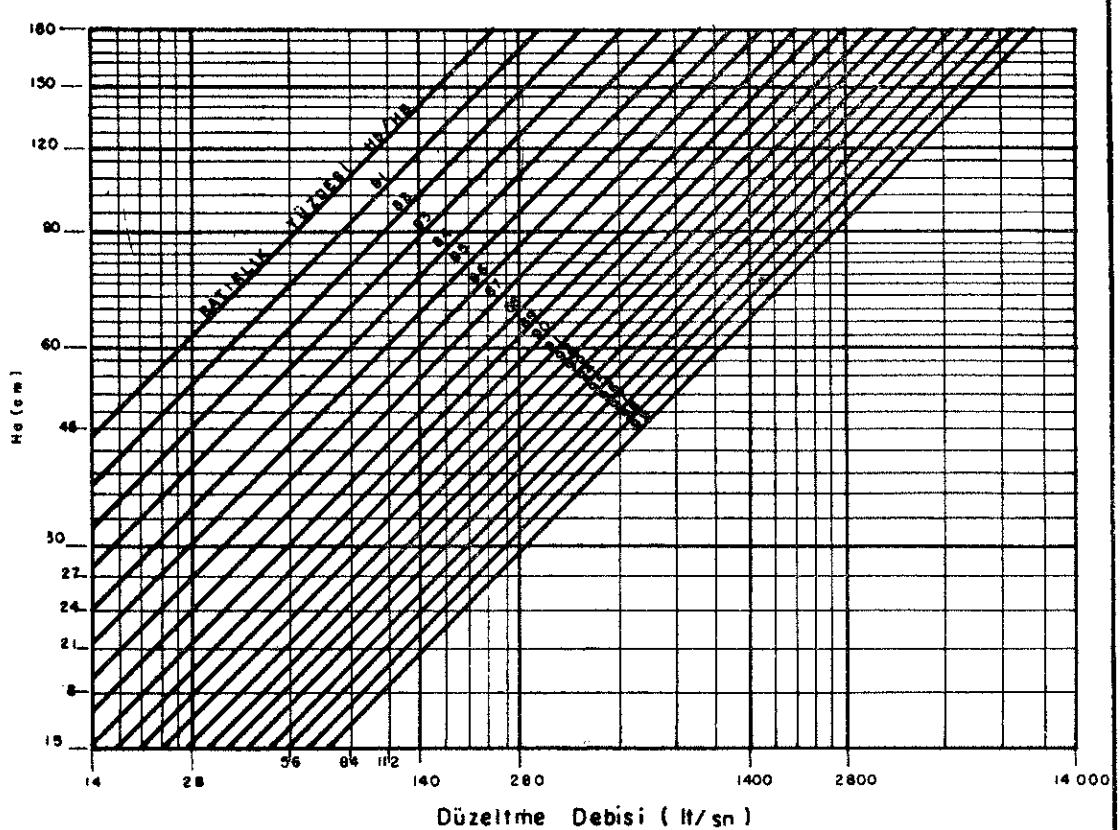
$W = 3,05 - 15,24 \text{ m. arasındaki boğaz genişlikleri için ise uygulama, Şekil No. 2.4 üzerinde gösterilmiştir.}$

Boğaz Genişliği (W m)	Çarpım Faktörü (M)
0.30	1.0
0.61	1.8
0.91	2.4
1.22	3.1
1.52	3.7
1.83	4.3
2.13	4.9
2.44	5.4



Sekil No: 2.3

$W = 0.30 - 2.44$ M. Boğaz genişlikli Parshall tesislerinden geçen batık noplı okim için $W = 0.30$ m. Boğaz genişliğine konsantre düzeltme debisi diyagramı



Şekil No : 2.4

Büyük boyutlu Parshall ölçü tesislerinden geçen batık noplı akım için 3.05 m lik Boğaz genişliğine karşı düzeltme debisi
Diyagramı

MİSAL :

$$W = 6,10 \text{ m.}$$

$$H_a = 0,99 \text{ m.}$$

$$H_b = 0,93 \text{ m}$$

$$H_b / H_a = 0,94$$

Diyagramdan

$$Q = 1500 \text{ lt / sn.}$$

$$Q = \frac{6,10}{3,05} \times 1500 = 3000 \text{ lt / sn}$$

Serbest Akımda

$$H_a = 0,99 \text{ m için Tablodan}$$

$$Q = 14219 \text{ lt / sn}$$

Batık noplı Akımının miktarı

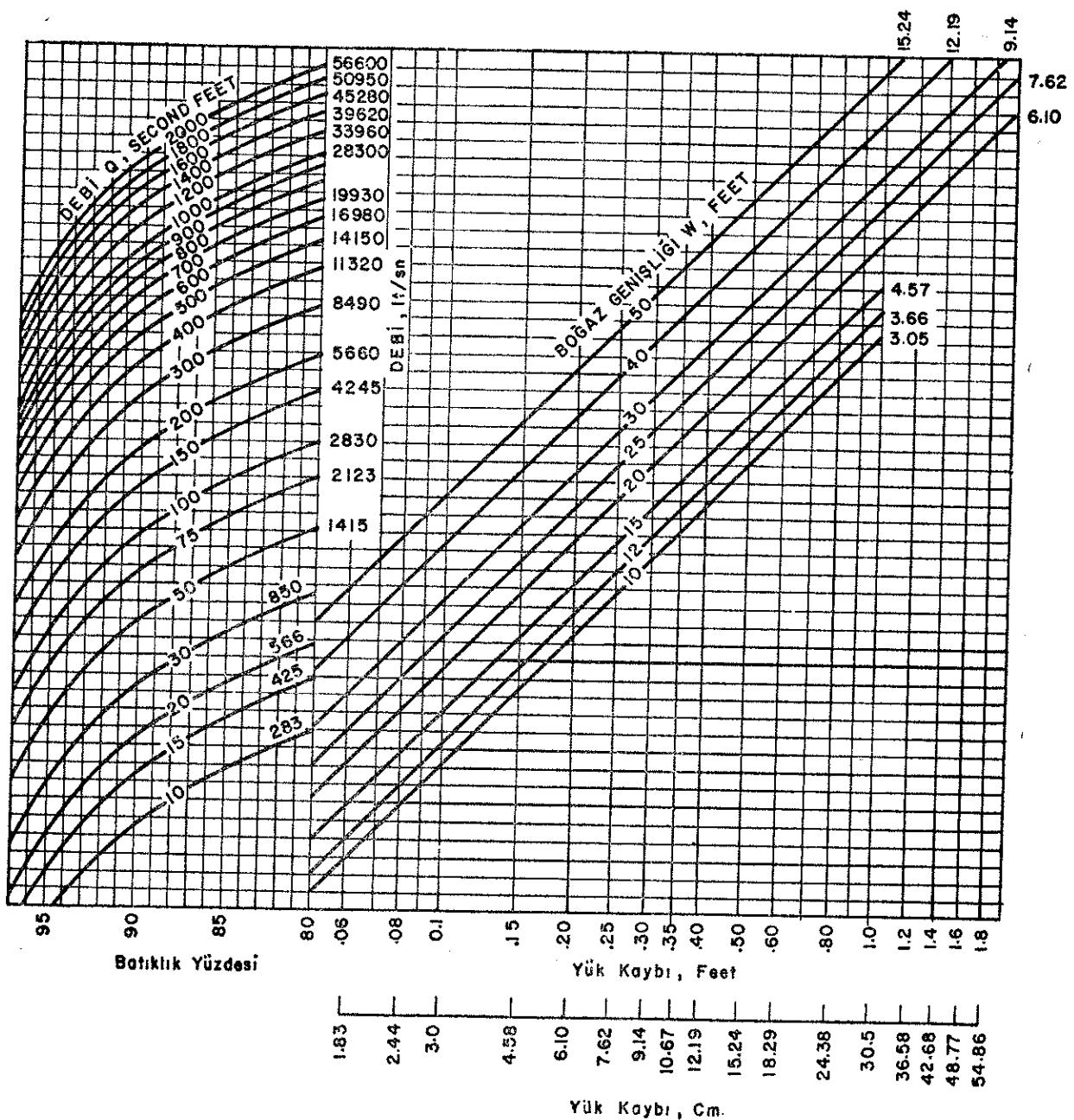
$$Q = Q'' - Q'$$

$$Q = 14219 - 3000$$

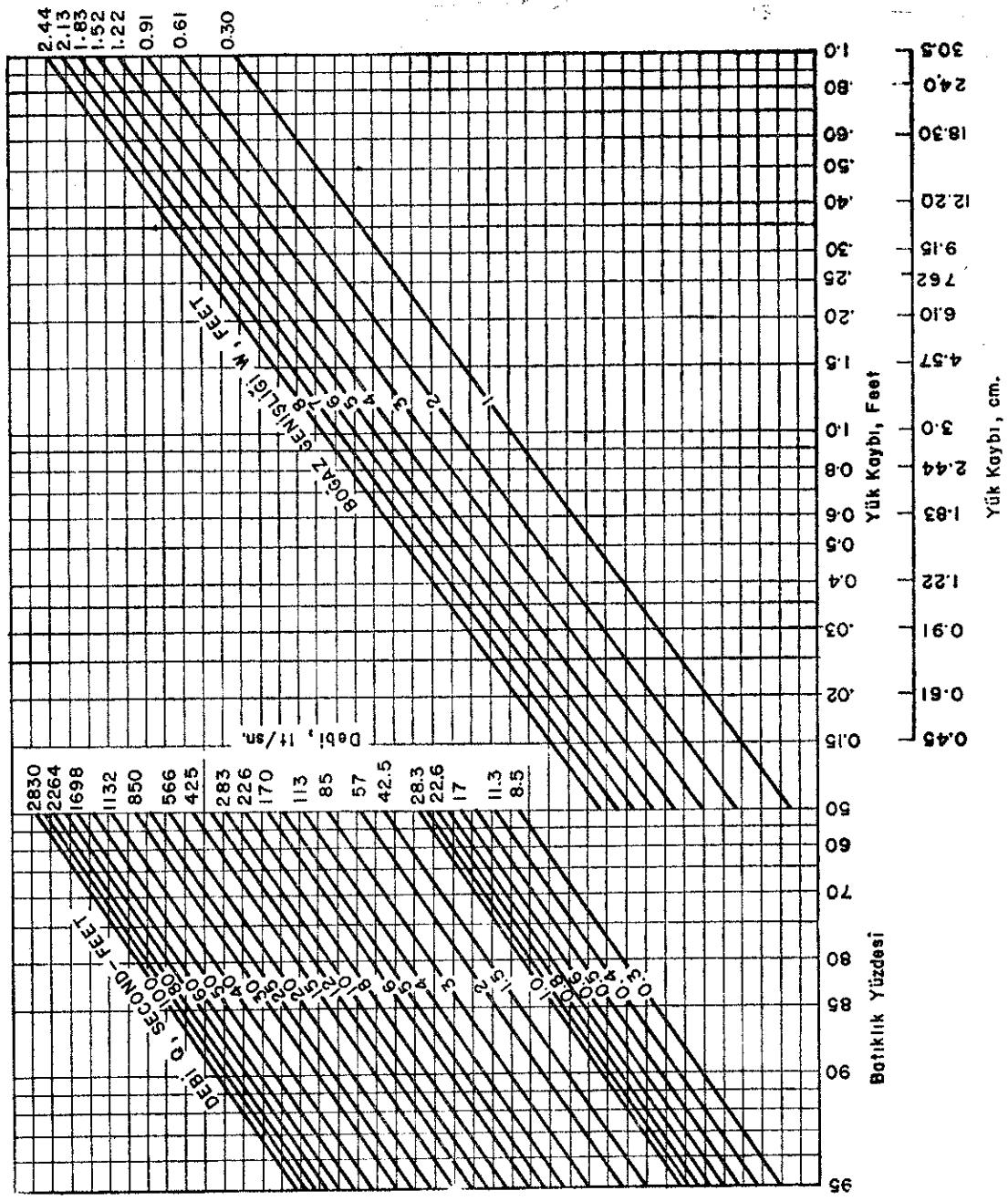
$$Q = 11219 \text{ lt / sn}$$

2.2.(6) PARSHALL SAVAĞINDA YÜK KAYBI

Parshall savağında yük kayipları aşağıda verilen grafikler kullanılarak bulunur.



ŞEKİL No: 2.5 $W=3.05-15.24$ m. boğaz genişlikli savaklarda yük kaybı diyagramı



SEKİL No: 2.6
 $W = 0.30 - 2.44$ Boğaz genişliği
 savaklarda yük kaybı diyagramı

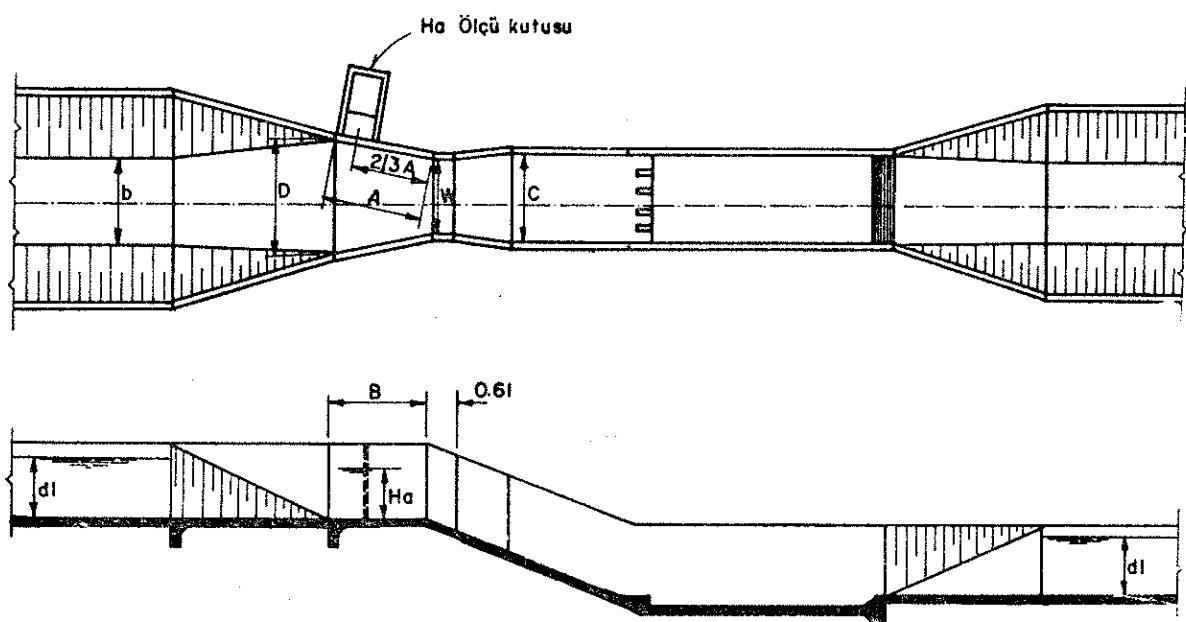
2.2. (7) — Değiştirilmiş - Modifiye Parshall Savakları :

Genel bir prensip olarak tablo ve grafiklerin uygulanabilmesi için Parshall Savaklarının Şekil No. 2.10 de verilen standart boyutlarda inşa edilmesi gereklidir.

Ancak, Savağın bütün debilerde 0,70 ($W=0,30-2,44\text{ m}$) veya 0,80 ($W=3,05-15,24$) batıklık oranlarını aşmadan çalışması temin edilebiliyorsa, örneğin mansap su seviyesinde bir değişim söz konusu değilse ve yeterli yük mevcut ise, savağın Boğaz kısmının mansabındaki bölümün standart boyutlarda inşasına gerek yoktur. Çünkü batık çalışmama halinde yalnız tek okuma yapıldığı (Ha okuması) ve mansabın hiçbir etkisi olmadığı daha önce belirtilmiş idi.

Bu tip savaklar «Modifiye Parshall Savakları» olarak isimlendirilir.

Bir örnek olarak, savağı takiben kanalda bir düşü yapısı mevcut ise Parshall Savağı ve düşü yapısı müstereken projelendirilebilir (Şekil No. 2.7). Bu durumda yaklaşım kanalı ve boğaz genişliğine ait boyutlar standart boyut tablolarından alınır. Boğaz kısmının meyli düşü kanalı meyline uydurularak ve dikörtgen kesitte (gerekirse W boğaz genişliği düşü kanal genişliğine getirilerek) devam ettirilerek enerji kırıcı havuz ile birleştirilir. Bu durumda serbest akıma ait formüller aynen ve doğru olarak uygulanabilir.



ŞEKİL No : 2.7 Değiştirilmiş (Modified) Parshall Savağı

2.2. (8) — Parshall Savağı Boyutunun Seçilmesine ait Sayısal Örnek :

(1) — 1135 lt/sn. kapasiteli taban genişliği 1,80 m. normal su derinliği 0,60 m. 1/1,5 şevli yamuk kesitli kanal üzerinde bir parshall savağı projelendirilecektir. Kanal beton hava payı 40 cm. ve müsade edilen max yük kaybı ise 20 cm. dir.

Membada su üst yüzü genişliği 3,60 m. olup, yukarıda belirtilen yaklaşık kaideye göre seçilecek savağın boğaz genişliğinin 1,20 ile 1,80 m. arasında veya bu değerlere yakın olması

gerekir. Bu değerlere yakın standart boğaz genişlikleri 1,22 m (4 feet), 1,52 m (5 feet), 1,83 m (6 feet) dır. $Q=1135 \text{ lt/sn}$ ve belirtilen boğaz genişlikleri için Ha. okumaları Tablo No. 2.1 den alınmış ve aşağıda gösterilmiştir.

<u>Boğaz Genişliği (m)</u>	<u>Ha. okuması (cm)</u>
1,22	54,5
1,52	47,0
1,83	42,0

Misalimizdeki savak boyutları için serbest akım şartları, 0,70 batıklık oranına kadar geçerli olup, 1135 lt/sn.lik proje debisi ve 0,70 batıklık oranı için, yük kaybı grafiğinden her bir savak boyutu için yük kayipları hesaplanarak aşağıda gösterilmiştir.

<u>Boğaz Genişliği (m)</u>	<u>Yük kaybı (cm) L</u>
1,22	22
1,52	17
1,83	15

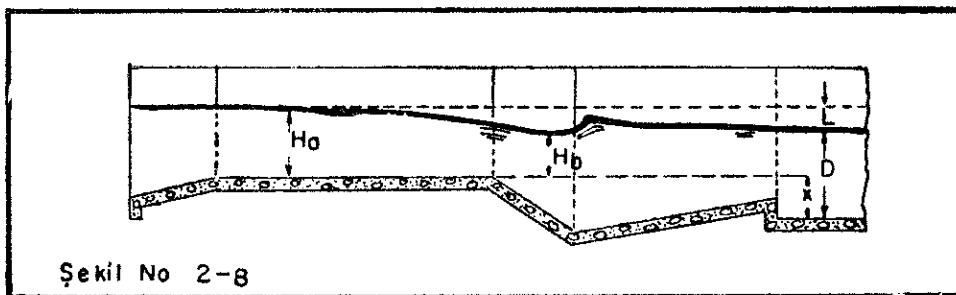
Burada yük kaybı L, Şekil No. 2.8 de gösterildiği şekilde memba ve mansap su seviyeleri arasındaki farktır.

Göründüğü gibi, 1,22 m. boğaz genişliği için müsade edilen yük kaybı sınırı aşılmaktadır.

Bu neden ile, bu savak boyutu uygun görülmemiştir. Diğer 2 savak için aşağıda gösterilen hesaplar yapılarak savak kret kotu saptanmıştır.

(2) — 1.52 m Boğaz Genişlikli Savak :

$$\text{Serbest akım şartı; } \frac{H_b}{Ha} \leq 0,70 \text{ dir } Ha = 47 \text{ cm.}$$

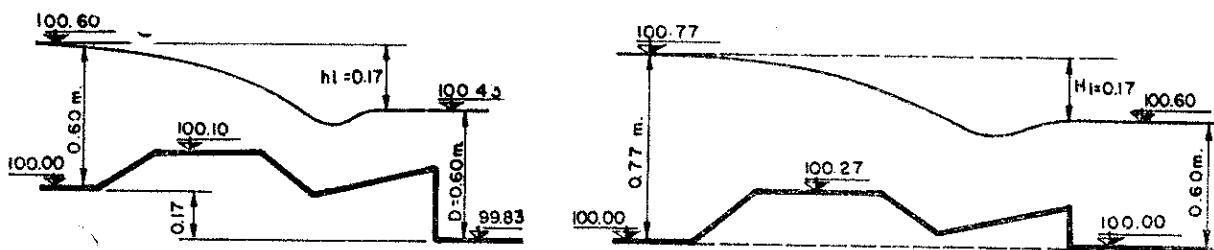


$$\frac{H_b}{0,47} = 0,70 \quad H_b = 0,33, \text{ yapının mansabındaki}$$

Su derinliği, Şekil No 2,8 de D ile gösterilmiş, olup, 0,60 m dir.

$$X = D - H_b = 0,60 - 0,33 = 0,27 \text{ m bulunur.}$$

Bu değer kret kotunu saptar. L yük kaybı 17 cm idi. Bu durumda memba su derinliği 0,77 m olacaktır. Şayet membadaki su derinliğinin artması arzu edilmiyor ise, kanal profil profilleri hazırlanırken, hesaplanan yük kaybı kadar (17 cm) mansap kanal tabanı düşürülür. Her iki hal için; memba kanal taban kotu 100 kabul edilerek hesaplanan kotlar aşağıdaki şematik şekillere üzerinde gösterilmiştir.



Şekil No: 2.9

(3) — 1.83 m Boğaz Genişlikli Savak

1,52 m boğaz genişliği için yapılan hesaplar tekrarlanır ise

$$\frac{H_b}{0,42} = 0,70 \quad H_b = 0,30$$

$$X = D - H_b = 0,60 - 0,30 = 0,30 \text{ m} \text{ bulunur.}$$

Bu halde yük kaybı $L = 0,15 \text{ m}$. dir.

Yukarıdaki incelemeden görülmektedir; boğaz genişliği küçüldükçe kret yüksekliği de azalmaktadır. Özellikle toprak kanallarda Sürüntü maddesi birikimi ve otlanmalar gibi nedenler ile mansap su seviyelerinde, ön görülen proje debisine nazaran önemli değişimler ve artmalar meydana gelebilirmektedir. Bu gibi durumlarda kreti yüksek yapmak (X) değerini artırmak, yeterli bir emniyet sağlamak bakımından uygun olur.

Sonuç olarak ekonomik yönden, dar boğaz genişlikleri daha uygundur. Ancak bu çözümün değerlerine nazaran daha fazla yük kaybı doğuracağı göz önünde tutulmalıdır.

İncelediğimizörnekte 1,52 m. ile 1.83 m. boğaz genişlikleri için bulunan yük kayipları az fark ettiğinden 1,52 m. lik savak uygun görülmektedir. Savağa ait diğer boyutlar standart boyut tablolarından alınacaktır. (Şekil No: 2.10)

2.2. (9) — Batık Çalışan Parshall Savaklarına ait Sayısal Örnek

Mümkün olduğu ölçüde Parshall savakları, serbest çalışacak şekilde projelendirilmelidir. Bununla beraber bu tip savaklar ile 0,95 batıklık oranına kadar ölçüm yapılabilir. Ancak yüksek batıklık derecelerine göre projelendirilmiş savakların mansabında hidrolik şartlar, 0,95 batıklık oranında geçilecek şekilde değişirse, doğru ölçüm yapma olanağı tamamen ortadan kalkacaktır.

Bir önceki misaldeki $W = 1,52 \text{ m}$. boğaz genişlikli savağın, % 70 batıklık yerine % 95 batıklık oranına göre yerleştirilmesi halini incelesek,

$$Q = 1135 \text{ lt/sn. için } Ha = 0,47 \text{ m. idi}$$

% 95 batıklık için

$$\frac{H_b}{Ha} = 0,95 \quad H_b = 0,95 \times 0,47 = 0,45 \text{ m.}$$

Şekil No: 2.8'e göre;

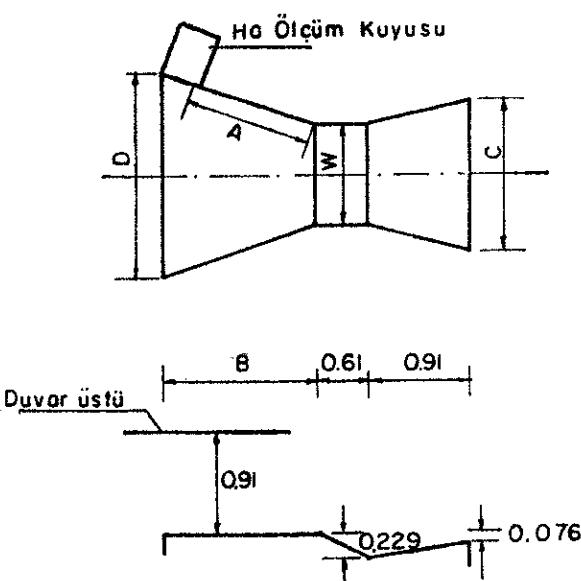
$$X = D - H_b = 0,60 - 0,45 = 0,15 \text{ m. bulunur.}$$

% 70 batıklıkta kanal tabanına göre 27 cm. yükseklikte yerleştirilen kretin bu kez 15 cm. yükseklikte yerleştirilmesi gerekmektedir. Bu halde yük kaybı, şekil No: 2.6 ya göre hesap edilirse, 3 cm. olarak bulunur. Halbuki % 70 batıklık oranında yük kaybı 17 cm. idi.

Bu incelememizden şu sonuç ortaya çıkmaktadır; eğer yük kayiplarını azaltmak istiyorsak Parshall savaklarını batık çalıştmamız ve debileri çift eşel okuması yaparak hesaplamamız gereklidir.

$W = 0.30 - 2.44$ İÇİN
STANDART PARSHALL BOYUTLARI

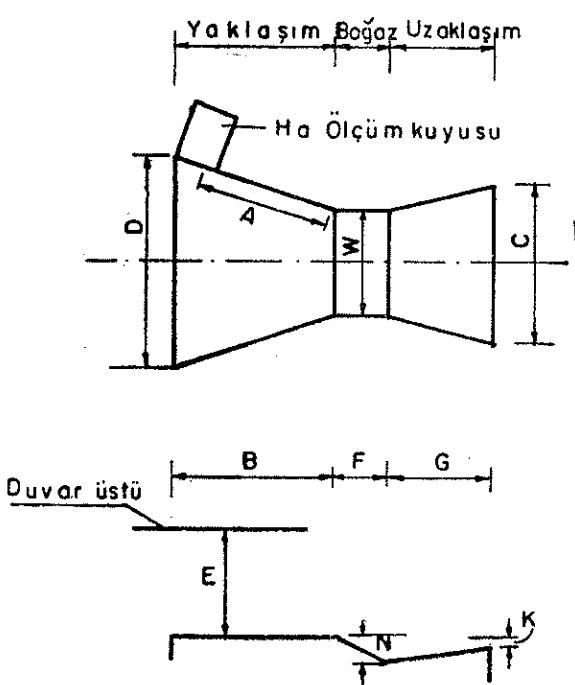
W (m)	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
0.30	0.91	1.34	0.61	0.84
0.61	1.01	1.50	0.91	1.20
0.91	1.11	1.64	1.22	1.57
1.22	1.22	1.79	1.52	1.94
1.52	1.32	1.94	1.83	2.30
1.83	1.42	2.09	2.13	2.67
2.13	1.52	2.24	2.44	3.03
2.44	1.62	2.39	2.74	3.40



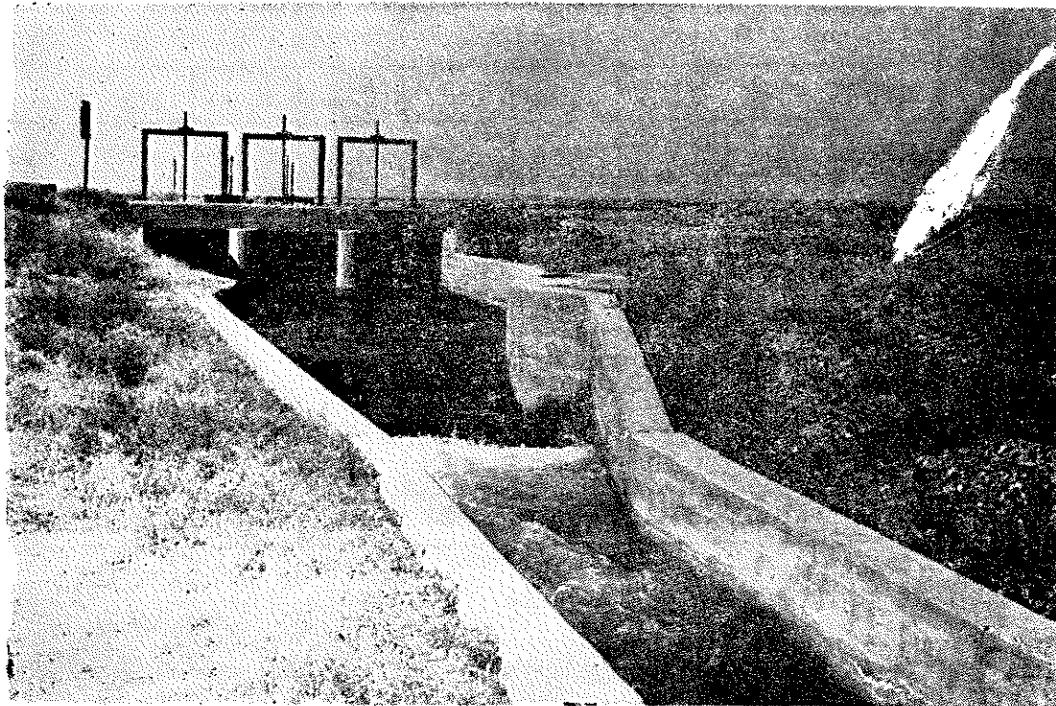
Şekil No: 2.10 (a): Parshall Boyutları

W = 3.05 - 15.24 İÇİN STANDART PARSHALL BOYUTLARI

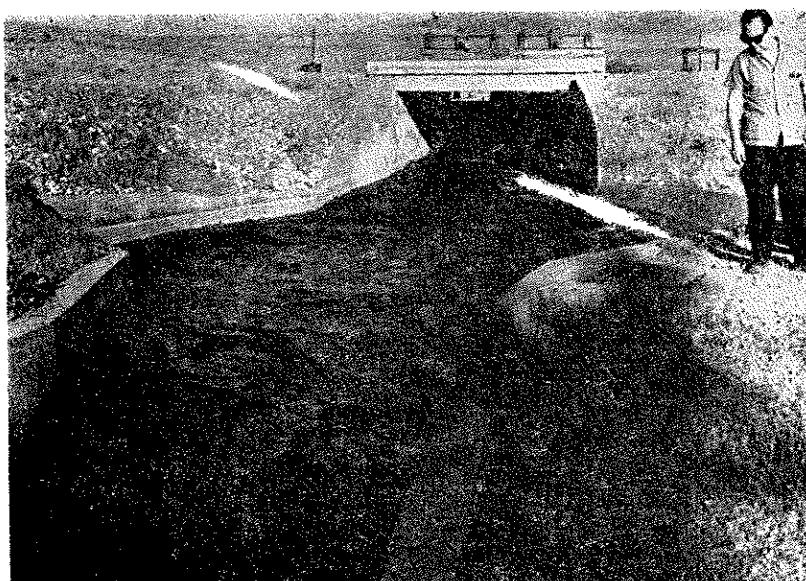
W m	Aksiyal Uzunluk			Genişlik		Şakuli mesafeler			A (m)
	B(m)	F(m)	G(m)	D(m)	C(m)	E (m)	N (m)	K(m)	
3.05	4.27	0.91	1.83	4.76	3.66	1.22	0.34	0.15	1.83
3.66	4.88	0.91	2.44	5.61	4.47	1.52	0.34	0.15	2.03
4.57	7.62	1.22	3.05	7.62	5.59	1.83	0.46	0.25	2.34
6.10	7.62	1.83	3.66	9.14	7.32	2.13	0.69	0.30	2.85
7.62	7.62	1.83	3.96	10.67	8.94	2.13	0.69	0.30	3.35
9.14	7.92	1.83	4.27	12.31	10.57	2.13	0.69	0.30	3.86
12.19	8.23	1.83	4.88	15.48	13.82	2.13	0.69	0.30	4.88
15.24	8.23	1.83	6.10	18.53	17.27	2.13	0.69	0.30	5.89



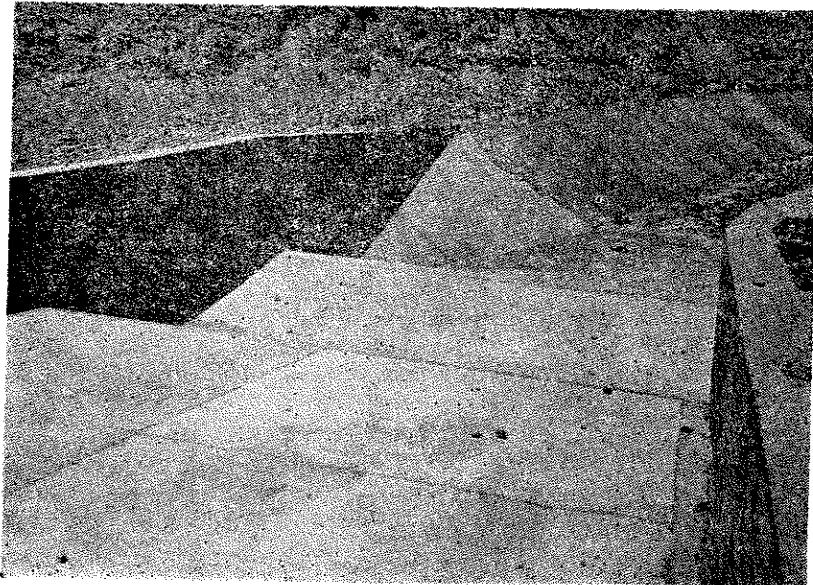
Sekit No : 2.11(b) Parshall Boyutları



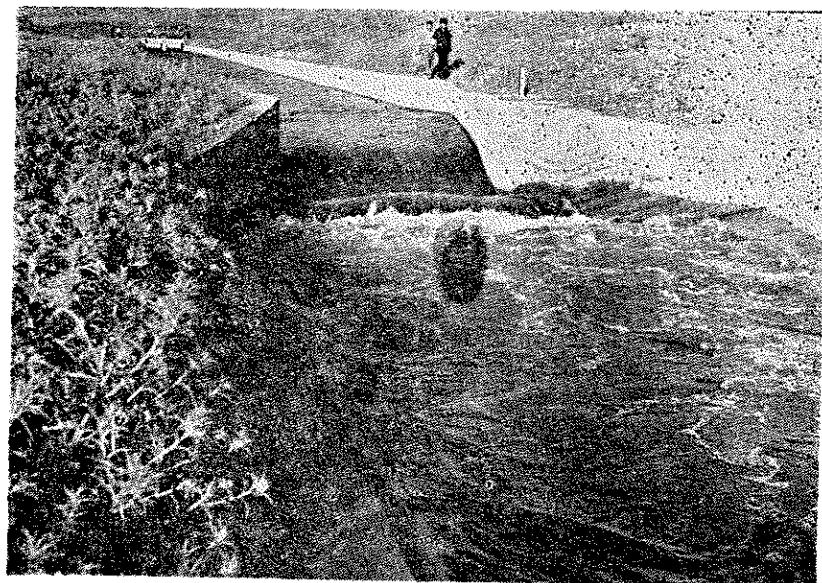
a) Priz kapakları mansabına yerleştirilmiş Parshall savakları



b) Parshall savağının kapağa çok yakın olması ölçüm hassasiyetini azaltmaktadır.



c) Boş bir kanalda Parshall ölçü tesisinin membadan görünüsü



d) Rahatsız edici etkenlerden uzak düz bir kanal kısmasına yerleştirilmiş hassas bir ölçüm yapılabilecek savak (Ancak ölçü kutusunun servis yolu tarafına konulmamış olması yanlış bir uygulama)

3. SULAMA KANALLARINDA KABARTICI TESİSLER (ÇEK YAPILARI)

3.1. Çek tesisinin bir sulama sistemindeki fonksiyonu :

Sulama kanallarındaki su seviyesi, max debiye tekabül eden seviye olarak tesbit edilmektedir. Bir sulama devresi içinde talebin az olduğu zamanlarda, yani ana kanallarda max debi ve dolayısıyle max seviyenin teşekkürül etmediği bir anda ana kanaldan ayrılan herhangi bir kanal üzerindeki çiftçilerin hepsinin birden su istemeleri mümkün değildir. Bu durumda max su seviyesine göre yerleştirilmiş ve projelendirilmiş prizlerden istenilen kotta ve debide su almak imkânı olmuyacağından, büyük kanaldaki su seviyesini kabartarak istenilen duruma getirmek maksadıyla «ÇEK» yapısı olarak isimlendirilen yapılar kullanılır. İşletme kolaylığı ve inşaat ekonomisi bakımından çek ve priz yapıları beraber projelendirilmelidir.

Ayrıca çekler süt, eğik düzlem ve sifon girişlerinde akımın hızlanması önemek maksadıyla priz yapıları ile beraber kullanılmaktadır.

3.2. Sulama kanalları üzerinde çek yerlerinin tespiti :

Çek yerleri aşağıdaki hususlar gözönünde tutularak tespit edilmelidir.

1. Çek tesisinin gayesi suyu kabartarak prize gerekli suyu çevirmek olduğuna göre çekin lüzumuna karar verilirken sulanacak arazi kotlarının göz önüne alınması gerekmektedir. Minimum işletme debisine göre kanalda teşekkürül edecek su seviyesinin kanal civarındaki sulanacak arazi kotundan yukarıda bulunması halinde priz yerinde suyun bir çekle kabartılması na ihtiyaç bulunmamaktadır.

Ayrıca kanalın yamaçtan geçmesi sebebiyle hemen kanal civarında sulanacak arazi bulunmayıp, sulanacak arazinin çok aşağı kotlarda bulunması halinde de çek tesisine lüzum kalmayabilir.

2. Çeklerle seviye kontrolunda; kanaldan geçecek minimum işletme debisi genellikle $1/2 Q_{max}$ kabul edilmektedir. Kanaldan $1/2 Q_{max}$ geçmesi halinde çek tesisi gerisinde teşekkürül edecek kabarma eğrisi aşağıda izah edilecek olan metodlardan birisi ile tespit edilerek çek gerisinde herhangi bir priz yerinde kabarmış su seviyesi saptanır. Priz bu şekilde bulunacak kabarmış su kotuna göre projelendirilir.

3. Büyük eb'adda kanallar üzerine inşa edilen çekler oldukça pahalı olacağından max su seviyesine göre bir miktar daha kabarma kabul edilerek çekin tesir sahası uzatılabilir. Bu durumda kanal kaplama ve hava paylarındaki artma miktarı ile inşasına lüzum kalmayan çek tesislerinin ekonomik mukayesesini yapılmalıdır.

3.3. Çek kabarma eğrisinin çizilmesi :

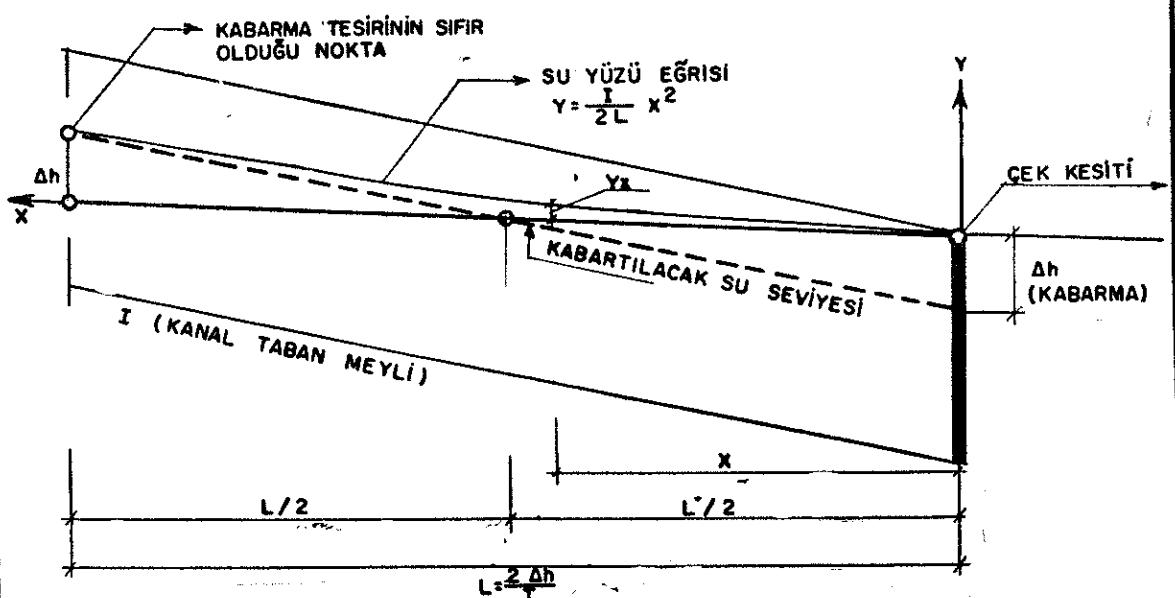
Bir çek tesisinin dolayısıyla kanalda teşekkürül edecek kabarma eğrisinin çizilmesinde, aşağıda 2 metod verilmiştir.

3.3.1. Kabarma eğrisinin parabol kabulu :

Bu metod'da kabarma eğrisi tepesi çek üst kotu olan bir parabol olarak kabul edilmiştir.

3.3.2. Tolkit Metodu :

Su yüzü hattı hesabına ait genel diferansiyel denklemin, parabol enine kesitli bir kanal için entegrasyonu ile;



1° SU YÜZÜ EĞRİSİ BİR PARABOL KABUL EDİLMİŞ OLUP

$$\text{DENKLEMİ : } Y = \frac{1}{2L} x^2 \text{ DİR}$$

$$x = 0 \text{ İÇİN } Y = 0$$

$$x = L \text{ İÇİN } Y = \Delta h$$

2° ÇEK KESİTİNDEN X KADAR MEMBADA BİR NOKTADA

$$\text{SU YÜZÜ KOTU} = \text{ÇEK ÜST KOTU} + Yx$$

Su derinliği bilinen bir kesitten itibaren x mesafesinde; kabarmış Su derinliği ($h+z$)'ı veren ifade;

$$x = \frac{h}{I} \left[\varphi_0 \left(\frac{h+z_0}{h} \right) - \varphi \left(\frac{h+z}{h} \right) \right] \text{ dir.}$$

Bu denklem'deki, $\frac{h+z_0}{h}$ ve $\frac{h+z}{h}$ değişkenlerine göre φ_0 ve φ fonksiyonlarının değerleri aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir.

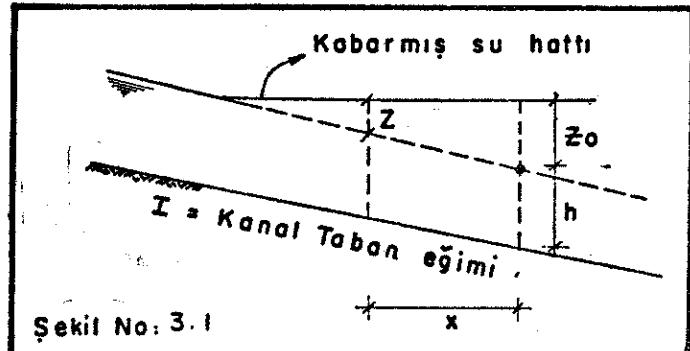
$$\varphi \left(\frac{h+z}{h} \right) = \varphi_0 \left(\frac{h+z_0}{h} \right) - \frac{I \cdot x}{h} \text{ dir.}$$

h : Kanaldaki üniform su derinliği

z_0 : Başlangıçta bilinen kabarma değeri

I : Kanal taban eğimi

x : Su derinliği araştırılan kesitin, Su derinliği bilinen kesite mesafesi



Eşitliğin sağ tarafındaki değerler ekli tablodanda faydalananmak suretiyle hesaplanabilir.

Bu değere göre (φ) fonksiyonu ve Z kabarma değeri tayin edilir.

T A B L O N O : 3.1

KABARMA EĞRİSİ (Tolkmitt)					
$\frac{h+z_0}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z_0}{h} \right)$	$\frac{h+z_0}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z_0}{h} \right)$	$\frac{h+z_0}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z_0}{h} \right)$
$\frac{h+z}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z}{h} \right)$	$\frac{h+z}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z}{h} \right)$	$\frac{h+z}{h}$	$\varphi \left(\frac{h+z}{h} \right)$
1.000		1.110	0.738	1.27	1.071
1.005	-0.102	1.115	0.753	1.28	1.087
1.010	+0.074	1.120	0.767	1.29	1.108
1.015	0.179	1.125	0.780	1.30	1.119
1.020	0.254	1.130	0.793	1.35	1.193
1.025	0.313	1.135	0.806	1.40	1.262
1.030	0.362	1.145	0.818	1.45	1.328
1.035	0.403	1.150	0.842	1.50	1.392
1.040	0.440	1.160	0.865	1.55	1.453
1.045	0.473	1.170	0.887	1.60	1.513
1.050	0.502	1.180	0.908	1.65	1.571
1.055	0.529	1.190	0.928	1.70	1.628
1.060	0.554	1.200	0.948	1.75	1.685
1.065	0.578	1.210	0.967	1.80	1.740
1.070	0.599	1.220	0.985	1.85	1.795
1.075	0.620	1.230	1.003	1.90	1.850
1.080	0.639	1.240	1.021	2.00	1.957
1.085	0.657	1.250	1.038	3.00	2.988
1.090	0.675	1.260	1.005	4.00	3.995
1.095	0.692	—	—	5.00	4.997
1.100	0.700	—	—	10.00	10.000
1.105	0.723	—	—	—	—

3-4-ÇEK KABARMA EĞRİSİNİN ÇİZİLMESİNE AIT SAYISAL ÖRNEKLER :
3-4.1- KABARMA YAPISI KONTROLUNDAKI PRİZLERİN SU ALMA KOTLARININ KABARMA EĞRİSİNİN PARabol KABULÜ İLE HESABI :

PRİZ ADI	KLM	KANAL KESİT No	b	$\frac{h}{Q/2} \text{ için } Q_2$	1	Q	$Q/2$	TABAN KOTU	SU KOTU (Q/2 için)	SU KOTU (Q için)
0 - 1	0 + 882.87	K - 1	250	1.14	0.80	0.0004	4850	2.425	781.28	782.42
Y - 1 ÇEKİLİ	1 + 303.06		"	"	"	"	"	"	781.11	782.24
Y - 2	3 + 198.30	K - 2	200	1.13	0.79	"	4.00	205	780.14	781.27
0 - 3 ÇEKİLİ	4 + 606.00		"	"	"	"	"	"	779.58	780.71

CEKLI PRİZİNİN KONTROLUNDA (O-1) PRİZİNİN SU ALMA KOTU HESABI :

29

3) = 0.02 m

卷二 = 78326

63381 - 32

卷之三

卷之三

3.4

03 ÇEKLİ PRİZİNİN KONTROLUNDADA Y-2 PRİZİ SU ALMA KOTU HESABI:

0-3 PRİZİ ÇEK ÜST KOTU = NORMAL SU KOTU = 780.71

$$\begin{array}{r} = Q/2 \quad " \quad " \quad 780.37 \\ \hline \Delta h = 0.34 \end{array}$$

$$L = \frac{2 \Delta h}{J} = \frac{2 \times 0.34}{0.0004} = 1700 \text{m}$$

Y-2 DE SU KOTU HESABI:

03 KLM SI = 4 + 606.00

Y-2 KLM SI = 3 + 198.30

$$k = \Delta L = 1 + 1407.70 \quad Y = \frac{J}{2L} X^2 \text{ DE YERİNE KONURSA}$$

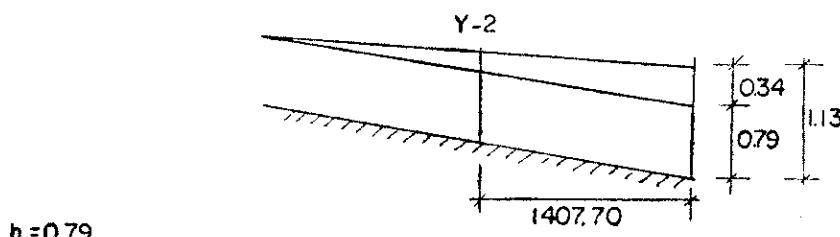
$$y = \Delta h = \frac{0.0004}{2 \times 1700} \times (1407.70)^2 = 0.23 \text{m}$$

Y-2 PRİZİNDE Q/2 İÇİN SU YÜZÜ KOTU = 780.71 + 0.23 = 780.94

3-4-2 - TOLKMIT METODUNA GÖRE KABARMA HESABI:

0-3 ÇEKLİ PRİZİNİN KONTROLUNDAKİ Y-2 PRİZİNİN SU ALMA KOTUNUN

HESABI



$h = 0.79$

$$z_0 = 0.34 \quad x = \frac{h}{J} [q_0 \left(\frac{h+z_0}{h} \right) - q \left(-\frac{h+z}{h} \right)]$$

$$x = \Delta L = 1407.70 \quad I = 0.0004$$

$$h+z_0 = 1.13 \quad \frac{h+z_0}{h} = \frac{1.13}{0.79} = 1.43$$

$$q \left(\frac{h+2}{h} \right) = q_0 \left(\frac{h+z_0}{h} \right) - \frac{J \cdot x}{h}$$

$$q_0 \left(\frac{h+z_0}{h} \right) = q_0 (1.43) = 1.302$$

$$q \left(\frac{h+2}{h} \right) = 1.302 - \frac{0.0004}{0.79} \cdot 1407.70$$

$$q \left(\frac{h+2}{h} \right) = 1.302 - 0.710 = 0.592$$

TABLO NO 3.1 DEN

$$\frac{h+2}{h} = 1.07, 1 + \frac{Z}{0.79} = 1.07 \quad Z = 0.07 \cdot 0.79 = 0.06$$

Y-2 PRİZİNDE $\frac{O}{2}$ İÇİN SU YÜZÜ KOTU

$$780.93 + 0.06 = 780.99$$

İKİ METOD İLE BULUNAN KABARMİŞ SU KOTLARI ARASINDA 5 cm KADAR BİR FARK VARDIR GENELLİKLE PRATİKTE DAHA ÇABUK NETİCE VEREN I. METOD KULLANILMAKTADIR.

3.5. Çek ebadlarının tesbitinde hidrolik esaslar :

3.5.1. Yük kayıpları :

Bir sulama şebekesi üzerinde bulunan diğer sanat yapıları gibi, çeklerde yük kayıpları doğururlar. Kanal profillerinin tanziminde ve profil hesaplarında bu kayıpların gözönüne tutularak, su kotlarının hesaplanan kayıp kadar düşürülmesi lâzımsada; bazı hallerde çek yapıları profil hesaplarından sonra ilâve edildiklerinden bu mümkün olamamakta ve kanalda cüz'i bir miktarda kabarmaya müsade edilmektedir. Ancak bu 3 cm. ile sınırlandırılmıştır.

Çek yapısı nedeniyle oluşan yük kaybı;

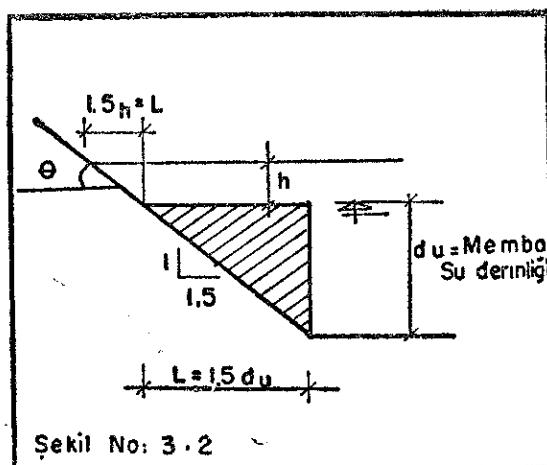
$$0.5 \left(\frac{Vc^2}{2g} - \frac{Vk^2}{2g} \right) \text{ olarak}$$

(U.S. Bureau of Reclamation, Canals and Related Structures - Chapter V, paragraph 15) alınabilir. Burada V_c , çek kesitindeki hız, V_k ise çek membaındaki hızdır. Çeklerin normal su seviyesi üzerinde yapacağı kabarmayı en az bir değerde tutacak çek açıklığının tesbiti bakımından çek kesitindeki su hızı memba ve mansap kanallardaki hızlardan çok farklı olmamalıdır. Ayrıca, rahat bir kapak işletmesi için, çek açıklığındaki hızların 1,50 m/sn'yi aşması uygundur. Normal kanal kesitinden çek kesitine geçişde, ilgili şekillerden görüldüğü gibi, kanal kesiti yine bir trapez olarak muhafaza edilmekte ancak çek yerleştirilen kısımda taban genişliği artırılarak çek ayakları nedeni ile olan darlaşma giderilmektedir.

3.5.2. Çek Savakları :

Çek kesitinde su normal işletme seviyesinde kabartılmış iken herhangi bir sebeple (meselâ membada bazı prizlerin su almaması gibi) gelebilecek fazla suyun çekten emniyetle geçmesini temin için, çek kapaklarının iki yanındaki (bak şeşil) perde duvarları, savak vazifesini görmektedir.

DSİ proje tatbikatında perde duvarlarının üzerinden savaklanacak debi çek mansabındaki kanalın debisinin 1/4 ü kabul edilmekle beraber bazı hallerde çek membaındaki prizlerin toplam debisi mansap kanalı debisinin 1/4 ünden küçük olabilir. Böyle hallerde membâa prizlerinin hepsinin aynı zamanda kapandığını düşünerek perde duvarları üzerinden membâa prizlerinin toplam debisinin geçirecek bir dolu savağın projelendirilmesi ihtiyaca fazlası ile kafi gelecektir.



Şekil No: 3 · 2

Savağın L kret boyu, $L=1,5$ du dur. Kret üzerinden savaklanan suyun yüksekliği h , kanal beton hava payı olarak kabul edilebilir. İncekenarlı savakta, Q debisi Francis formülüne göre :

$$Q_s = 1.84 L h^{3/2} \text{ dir.}$$

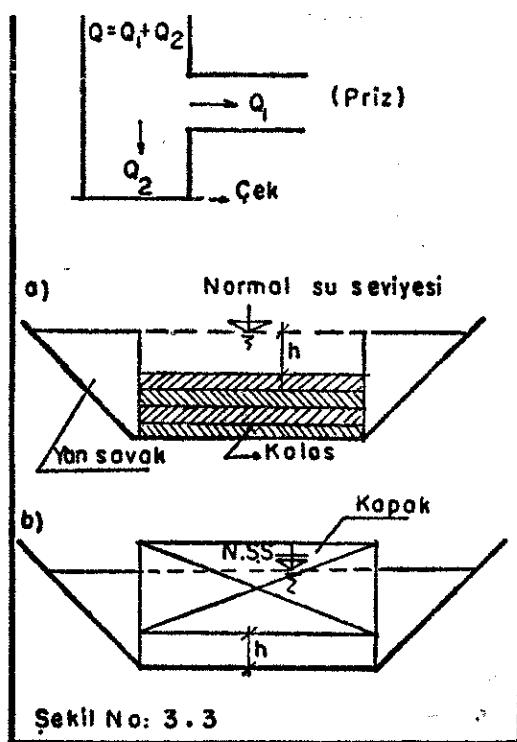
Q Savak $\geq Q$ mansap/4 olmalıdır.

3.5.3. Çeklerde Akım Şekli :

Çeklerde akım başlica 2 şekilde olur ve buna göre de 2 gruba ayrılırlar.

- a) Üst akımlı çekler
- b) Alt akımlı çekler

Umumiyetle üst akımlı çekler kalas ve alt akımlı çekler kapak kullanmak suretiyle elde edilirse de her ikisini birden aynı tesisle kullanmakta mümkündür. Aşağıdaki şematik şekillerde bu 2 tip gösterilmiştir.



Q debisi kanaldaki işletme debisinden küçüktür ve dolayısıyla normal su seviyesinden düşük bir seviye teşekkül etmiştir. Halbuki prizden tam kapasitede su alınacaktır. (Q_1 debisi)

h yükünde çekten N.S.S.'de Q_2 m^3/sn . geçirilecek şekilde yeterli adette kalas konulur. (Üst akımlı çek) N. S. S. muhafaza edilecek şekilde kapak (h) kadar açılarak Q_2 m^3/sn su mansaba intikal edecektir. (Alt akımlı çekler)

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

Kanalda normal su seviyesinde su akıyorken kanal debisinde bir artış olursa, meselâ çek membaındaki diğer prizlerden bazıları su almaz ise, su seviyesinde bir artma olacaktır. Bu artış, daha evvel izah edilmiş olan yan savaklar üzerinden mansaba intikal edecektir.

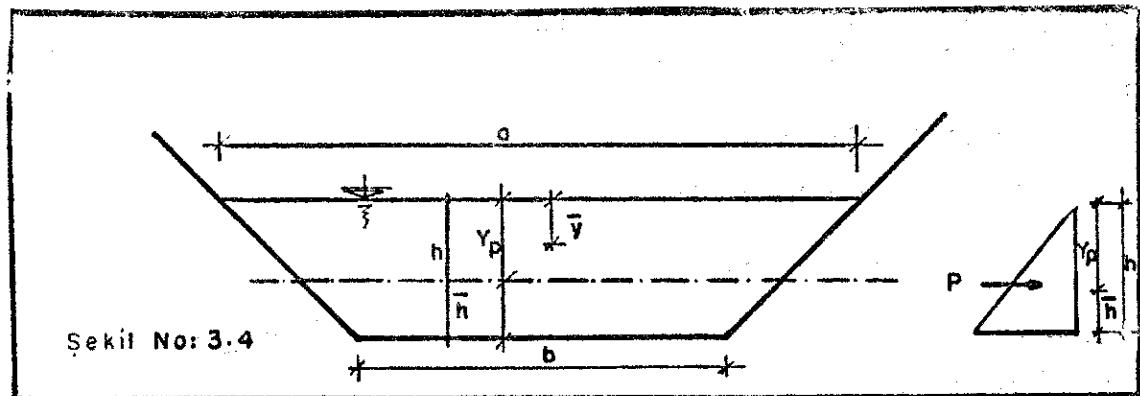
3.6. Çeklerde Stabilite Tahkiki :

Çek yapılarında aşağıda belirtilen tahkikler yapılmalıdır.

3.6.1. Devrilme Tahkiki :

Çek kapaklarının tamamen kapalı olması halinde, yatay su itkisi ile, çek altında oluşan kaldırma kuvvetleri (uplift) yapının stabilitesini bozmaya çalışan kuvvetler olup, bu kuvvette karşı yapı kendi ağırlığı ile direnç gösterir.

Aşağıda, trapez kesite etkiyen toplam P kuvveti ile kuvvetin tesir noktasının konumunun nasıl hesap edileceği gösterilmiştir.



\bar{Y} : ağırlık merkezinin su yüzeyine mesafesi,

y_p : tesir noktasının su yüzeyine mesafesi,

A : alan olup

$$P = A \cdot \bar{y} \text{ dir.}$$

$$\bar{y} = \frac{h}{3} \cdot \frac{a+2b}{a+b} \quad y_p = \bar{y} + \frac{l_{yy}}{A \cdot y}, \quad l_{yy} = \frac{h^3}{3b} \cdot \frac{a^2+4ab+b^2}{a+b}$$

$$\bar{h} = h - y_p$$

M devirici $= P \cdot \bar{h} = P \cdot (h - y_p)$ bulunur.

Bu şekilde hesap edilen yatay hidrostatik kuvvetler ile kaldırma kuvvetlerine karşı koyan yapı ağırlığının momentleri arasındaki oran 1,5 dan büyük olmalıdır.

3.6.2. Altta Kaldırma (uplift) Tahkiki :

Yapı altına sızan su nedeni ile oluşan alttan kaldırma kuvvetleri, çek yapısı ağırlığı ile dengelenmelidir. Genellikle, ağırlık kuvvetleri ile alttan kaldırma arasındaki oranın 1,10 olması arzu edilir.

Altta kaldırma kuvvetlerinin hesabında, bu kuvvetlerin şev üzerindeki yayılışı aşağıdaki şekilde gösterildiği gibi kabul edilebilir. Buna göre her iki şev üzerindeki toplam kuvvet

$$U_1 = 2 \times \frac{1.5 \cdot P_1^2 / 2 + 1.5 \cdot P_2^2 / 2}{2} \cdot L$$

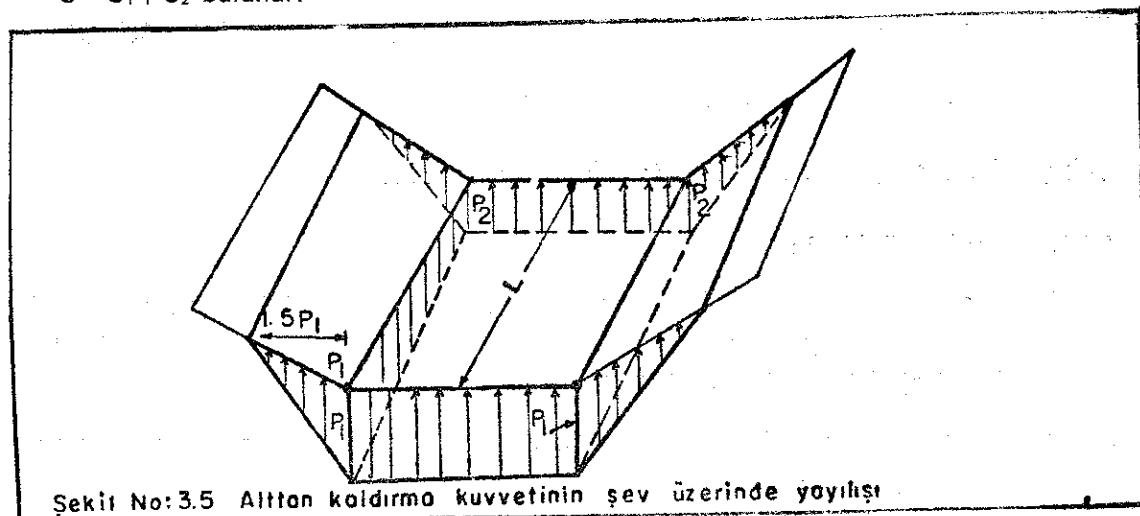
$$U_1 = 2 \times \frac{1.5}{2} \left(\frac{P_1^2}{2} + \frac{P_2^2}{2} \right) \times L \text{ olur.}$$

Çek tabanında ise

$$U_2 = L \times \frac{P_1 + P_2}{2} \times B \text{ dir.}$$

Toplam alttan kaldırma kuvveti,

$$U = U_1 + U_2 \text{ bulunur.}$$



3.6.3. Kayma Tahkiki :

Kapakların kapalı olması halinde yapıyı kaydırılmaya çalışan etken kapak arkasında oluşan ve yamuk kesite etkiyen hidrostatik kuvvetdir. Ayrıca alttan kaldırma kuvvetinin yapının ağırlığını azaltarak kayma tehlikesini artırdığı gözden uzak tutulmamalıdır.

Kayma tahkiki aşağıdaki şekilde yapılır.

- Yapının ağırlığı bulunur,
- Altan kaldırma kuvveti hesap edilir.
- Ağırlık kuvvetinden kaldırma kuvveti çıkarılır.
- Yatay kuvvetin hafifletilmiş ağırlık kuvvetine oranı teşkil edilir, bu oran aşağıdaki tabloda tarif edilen (f) sürtünme katsayısına eşit veya küçük olmalıdır.

Beton ile Zemin Arasında Sürtünme :

Temel Malzemesi	F
Pürüzlü satılık sağlam kaya	0,8
Eklemli ve tabakalı kaya	0,7
Çakıl ve İri kum	0,4
Kum	0,3

3.6.4. Zemin Gerilme Tahkiki :

Yapıdan intikal eden yüklerin temel zemini tarafından emniyetle taşınması gereklidir. Zemin gerilmeleri,

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{F} \mp \frac{M}{W} \quad \text{dir.}$$

Altan kaldırma kuvvetleri zemin gerilmelerini azaltıcı yönde etkilediğinden, kanalın boş olması hali daha gayri müsait sonuçlar verir. Bu neden ile, kanalın boş ve dolu halleri için ayrı ayrı tahkik yapılmalıdır.

3.7. DSİ'ce Tipleştirilmiş Çek Yapıları :

Devlet Su İşlerince, su derinliği max. 1.80 m. ye kadar olan kanallar için çek yapıları standartlaştırılmış olup, «Sanat Yapıları Tipleri ve Abakları Kısımları II» de standart ölçüler verilmiştir. Tablolarda verilen boyutlar, çek tabanından itibaren max yapı yüksekliği H = 2,50 m. ye kadar geçerlidir.

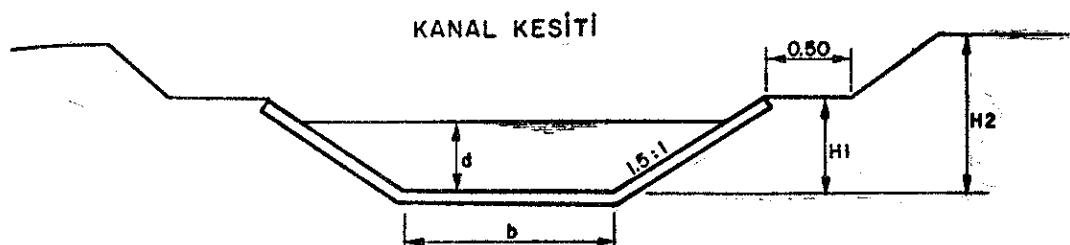
İslı, rötre ve çek temelindeki farklı oturmalar nedeniyle, betonda oluşacak gerilmeleri karşılamak üzere, konstrüktif maksatlı olarak kesit ortasına gelecek şekilde, çek tesisi teçhizatlandırılmıştır.

Ayrıca 50 cm.'e kadar olan ve kanal tabanında yapılması öngörülen, ufak «Düşülerin» çek yapısı ile birlikte düşünülmesi, ekonomik nedenlerle uygundur. Bu husus, DSİ tip şekillerinde gözönüne alınmıştır.

Su derinliği 1,80 m. yi fazlaca aşan büyük kanallarda; daha önceki kısımlarda izah edildiği ve sayısal örnekte ayrıntılı şekilde gösterildiği gibi gerekli bütün tahkikler yapılarak çek tesisleri projelendirilmelidir.

3.8. Sayısal Örnek :

Aşağıda tip kesiti verilen kanal üzerinde bir çek tesisi projelendirilecektir. Çek yapılacak kesitin memba ve mansabındaki kanal karakteristikleri tabloda gösterilmiştir.



	Q (m³/sn)	b (m)	d (m)	A (m²)	V (m/sn)	H1 (m)	H2 (m)	KOTLAR	
								SU	KANAL
ÇEK MENBAİ	17.00	6.00	2.00	18.0	0.94	2.40	2.90	15.86	13.86
ÇEK MANSABI	10.00	4.00	1.98	13.8	1.01	2.35	2.80	15.81	13.83

3.8.1. Çek Kesimalde Yük Kaybı :

Çek göz adedi ve açıklığı genellikle çek kesitinde hız 1,5 m/s. yi geçmeyecek şekilde seçilir, Aksi takdirde kapak işletmesinde güçlükle karşılaşılmaktadır. Çek kesitinde yük kaybı hesabı aşağıda tablo halinde verilmiştir.

MANSAP DEBİSİ (m³/sn)	MEMBA KANALI					ÇEK KAPAKLARI					KAYIP	
	b _u	d _u	A _u	V _u	$\frac{V_u^2}{2g}$	N	B	A=NB d _u	$V = \frac{Q}{A}$	$\frac{V^2}{2g}$	Δh	$h_f = \frac{Q}{50\Delta h}$
10.00	6.00	2.00	18.00	0.94	0.045	3	1.80	10.80	0.93	0.040	0.005	<3 cm

3.8.2. Çek Savaklarının Tahkiki :

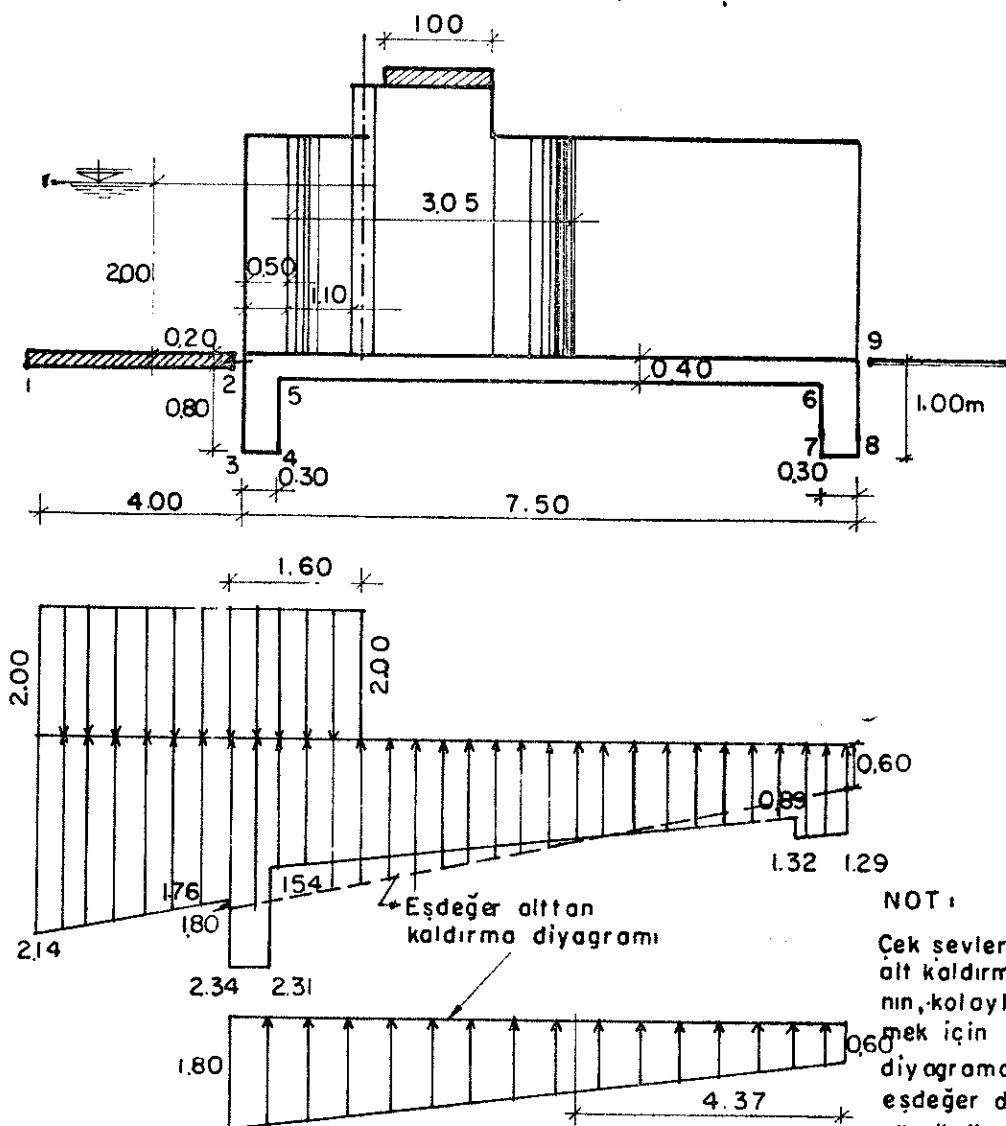
MANSAP DEBİSİ (m³/sn)	MEMBA KANALI				ÇEK SAVAĞI		
	b _u	d _u	H ₁	$h = H_1 - d_u$	L = 1.5 d _u	$Q_f = 1.84 L h^{3/2}$	$Q_s = 2 Q_f$
10.00	6.00	2.0	2.40	0.40	3.00	1.38	2.76

$$Q_{\text{savak}} > \frac{Q_{\text{mansap}}}{4}$$

$$2.76 \text{ m}^3/\text{sn.} > \frac{10.00}{4} = 2.5 \text{ m}^3/\text{sn. dir.}$$

3.8.3 Sızma boyu Tahkiki ve alttan kaldırma kuvvetlerinin hesabı:

Yapının altından zemin taneciklerinin sürüklenecek bir boşalma olmaması için gerekli tahkik aşağıda gösterilmiştir ve belirlenen noktalarda kaldırma kuvvetleri hesaplanmıştır.



NOT :

Cek şevleri üzerinde alt kaldırma kuvvetleri,nek için hesaplanan diyagrama olana eşdeğer diyagram göz önüne alınmıştır. Diyagram bulmak için yapılan kabuller ışığında bu tarzda bir yaklaşım bir mahsur teşkil etmiye cektir.

1 — Sızma Boyu Tahkiki :

$$L = \text{Sızma boyu} = L_x + L_y$$

$$L_x = \frac{11.50}{3} = 3.82$$

$$L_y = 2 \times 100 + 2 \times 0.60 = \frac{3.20}{7.02}$$

$\frac{L}{H} = \frac{7.02}{200} = 3.5!$ zemin cinsine göre seçilen tane katsayı.
Bol olduğuna göre sızma tulu yeterlidir

2 — Altta Kaldırma Kuvvetinin Hesabı :

Çek kapağı kapalı v meansapta hiç su bulunmadığına göre

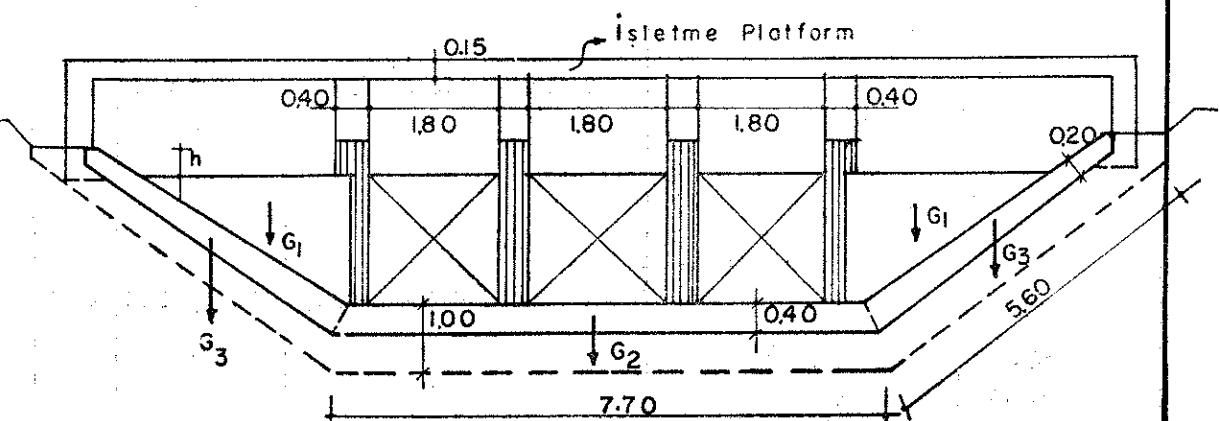
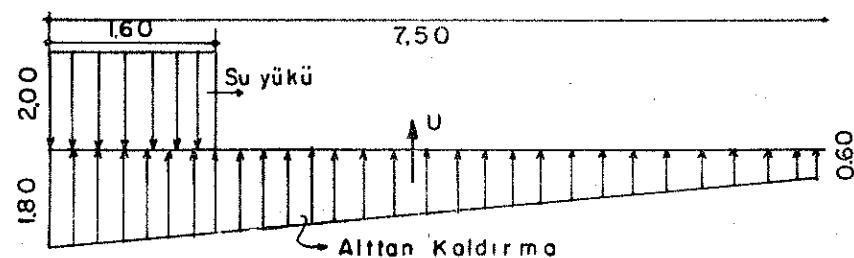
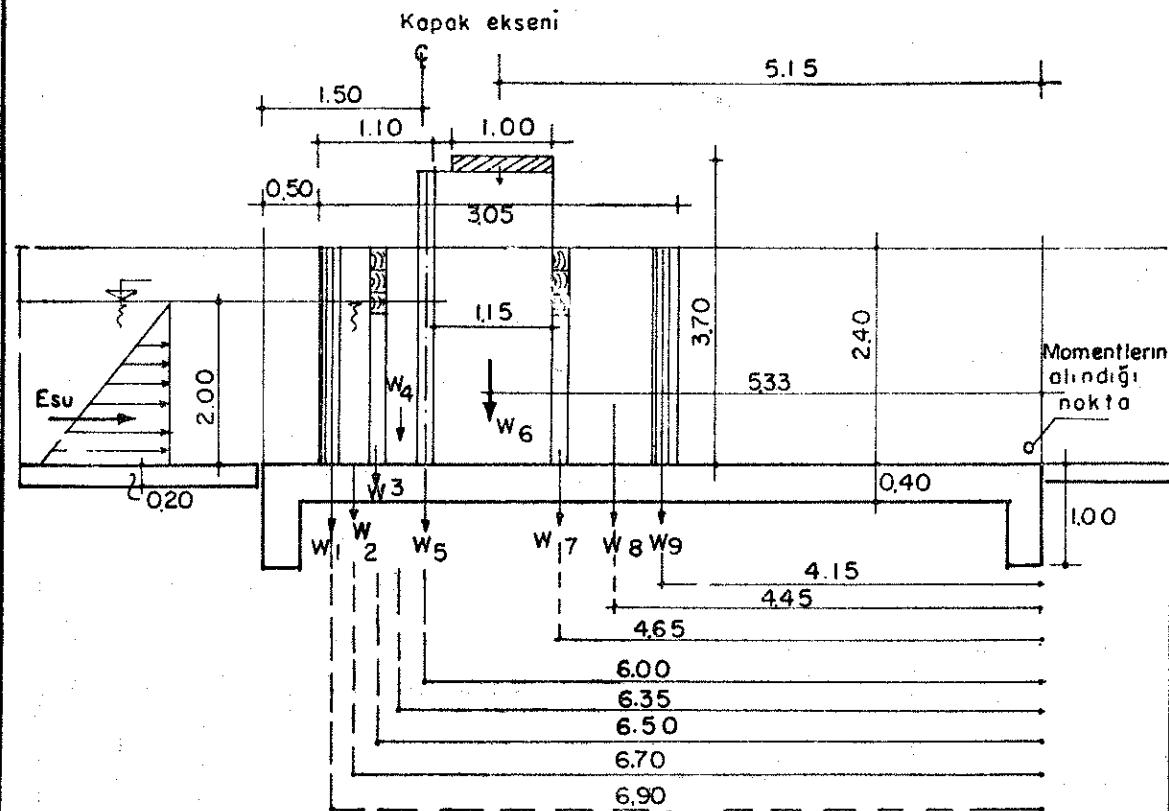
$$I = \frac{\text{Su derinliği}}{\text{Sızma boyu}} = \frac{2.00}{7.02} = 0.284$$

Çek Tabanında altta kaldırma kuvvetlerinin
Bulunması

Nokta No	$L = L_y + \frac{L_x}{3}$	Statik Yük	Yük Kaybı ($I \times L$)	Altta Kaldırma
1	0.20	2.20	0.06	2.14
2	1.53	2.20	0.44	1.76
3	2.32	3.00	0.66	2.34
4	2.42	3.00	0.69	2.31
5	3.02	2.40	0.86	1.54
6	5.32	2.40	1.51	0.89
7	5.92	3.00	1.68	1.32
8	6.02	3.00	1.71	1.29
9	7.02	2.00	2.00	0.00

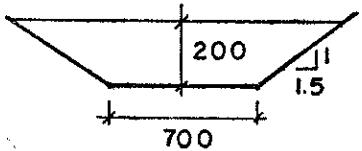
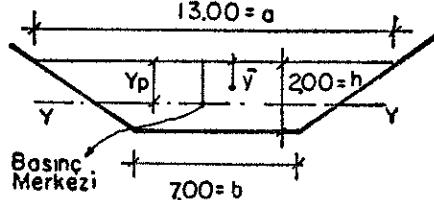
3-8-4 STABİLİTE TAHKİKİ :

Çek Yapısına etki eden kuvvetler, aşağıdaki şekiller üzerinde gösterilmiştir.



Çek yapımına etki eden kuvvetler aşağıdaki tablolardan üzerinde hesap edilerek gerekli tahlükler gösterilmiştir.

KUVVET		Düsey Kuvvet (Ton)	Moment Kolu (m)	Moment (m)	
1. KANAL (G_2, G_3)		$240 \times 7.00 \times 7.50 \times 0.40 =$ $2.40 \times 7.50 \times 22.40 \sqrt{3.25} \times 0.30 =$ $W_1 = 240 \times 4 \times 240 \times \frac{1}{2} \times 0.20^2$ $W_9 = 240 \times 4 \times 240 \times \frac{0.40 \times 0.40}{2}$ $W_6 = 2.40 \times 4 \times 3.70 \times 1.15 \times 0.40 =$ $W_5 = 2.40 \times 4 \times 3.70 \times 0.20 \times 0.20 =$ $W_4 = 2.40 \times 4 \times 2.40 \times 0.30 \times 0.40 =$ $W_3 = 2.40 \times 4 \times 2.40 \times 0.20 \times 0.20 =$ $W_2 = 2.40 \times 4 \times 2.40 \times 0.20 \times 0.40 =$ $W_7 = 2.40 \times 4 \times 2.40 \times 0.20 \times 0.20 =$ $W_8 = 2.40 \times 4 \times 2.40 \times 0.20 \times 0.40 =$	50.40 46.66 1.45 1.84 16.34 1.42 2.76 0.92 1.84 0.92 1.84	3.75 3.75 6.90 4.15 5.33 6.00 6.35 6.50 6.70 4.65 4.45	189.00 174.98 10.00 7.64 87.09 8.52 17.53 5.98 12.33 4.28 8.19
2. AYAKLAR					
3. SERVİS KÖPRÜSÜ PLÂTFORMU		$2.40 \times 1.00 \times 14.20 \times 0.15 =$ $0.200 \times 1.00 \times 14.20 =$	5.11 2.84	5.15 5.15	26.32 14.63
4. YAN DUVARLAR (G_1)		$240 \times 2 \times 1.50 \times (2.00)^2 \times 0.15 =$	4.32	6.93	29.94
5. MEMBA VE MAN SAP PARAFUYU		$240 \times 2 \times (7.70 + 11.20) \times 0.60 \times 0.30 =$	16.33	3.75	61.74

KUVVET	Düsey Kuvvet (Ton)	Moment Kolu (m)	Moment (m)
<u>SU AĞIRLIĞI (↓)</u>			
	$0.50 \times (7.00 + 1.50 \times 2.00) \times 2.00 = 10.00$ $1.10 \times 3 \times 1.80 \times 2.00 = 11.88$	7.25	72.50 76.63
<u>TOPLAM KUVVET VE MOMENT (↙)</u>	176.87		807.30
<u>YATAY SU İTKİSİ (→)</u>			
	$P = \gamma A \bar{Y}$ $P = 1.00 \times 20.0 \times 0.90 = 18.00$	0.74	13.32
NOT: Basınc ve ağırlık merkezinin hesabı :			
$\bar{Y} = \frac{h}{3} \cdot \frac{a+2b}{a+b}$ $\bar{Y} = \frac{2}{3} \cdot \frac{13+14}{20} = 0.90$ $Y_p = Y + \frac{I_{yy}}{Ay}$			
$I_{yy} = \frac{h^3}{3b} \cdot \frac{a^2+4ab+b^2}{a+b}$ $I_{yy} = \frac{8}{3b} \cdot \frac{169+364+49}{20} = 6.46$			
$A = (7.00 + 1.50 \times 2.00) \times 2.00 = 20$ $Y_p = 0.90 + \frac{6.46}{20 \times 0.9} = 1.26$			
Kuvvet merkezinin tabandan yüksekliği $\bar{h} = 2.00 - 1.26 = 0.74$			
<u>ALTTAN KALDIRMA KUVVETİ (↑)</u>			
Tabanda $7.00 \times 7.50 \times (1.80 + 0.60)/2 = 63.00$ Sevierde $2 \times \frac{1.50}{2} \left[\frac{1.80^2 + 0.60^2}{2} \right] \times 7.50 = 20.25$	4.37	275.31 88.49	
	U = 83.25		36.38

GEREKLİ TAHKİKLER

1. KALDIRMA EMNİYETİ

Düsey Ağırlık
Kaldırma Kuvveti $\rightarrow 110$ Olmalıdır.

$$\frac{176.87}{83.25} = 2.12 > 1.10$$

2. DEVRİLME EMNİYETİ

Devirici Moment 13.32

$$\frac{363.80}{377.12}$$

Koruyucu Moment 807.30

$$\text{Devrilmeye karşı emniyet } \frac{807.30}{377.12} = 2.14 > 1.5$$

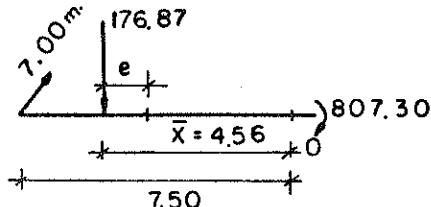
3. KAYMA EMNİYETİ

$$M = \frac{T}{(V-U)} \leq \mu_{\text{Emniyet}}$$

$$M = \frac{18}{176.87 - 83.25} = \frac{18}{93.62} = 0.19 < 0.30$$

4. ZEMİN GERİLMELERİNİN TAHKİKİ

Altta kaldırma kuvveti yok (Kanal boş) :



$$\bar{x} = \frac{807.30}{176.87} = 4.56$$

$$e = 4.56 - 3.75 = 0.81$$

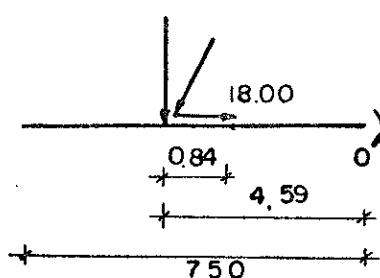
$$P = \frac{176.87}{700 \times 7.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.81}{7.5} \right)$$

$$P = 3.37 (1 + 0.65) =$$

$$P_1 = 5.66 \text{ t/m}^2 \quad P_2 = 1.17 \text{ t/m}^2$$

Altta kaldırma kuvveti mevcut :

$$\xi(V-U) = 93.62 \text{ T}$$



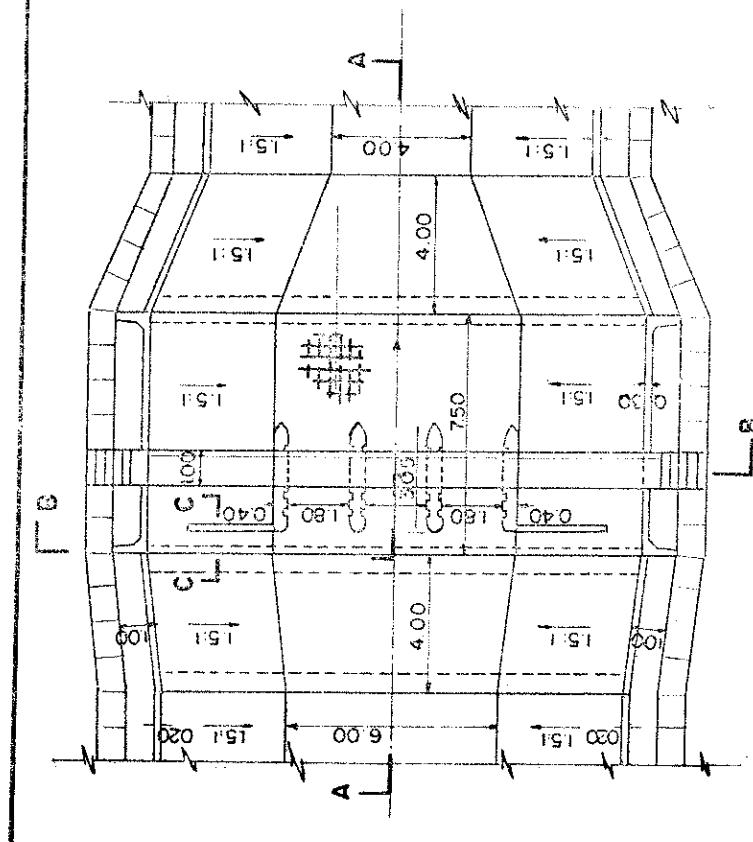
$$\bar{x} = \frac{430.18}{93.62} = 4.59$$

$$e = 4.59 - 3.75 = 0.84$$

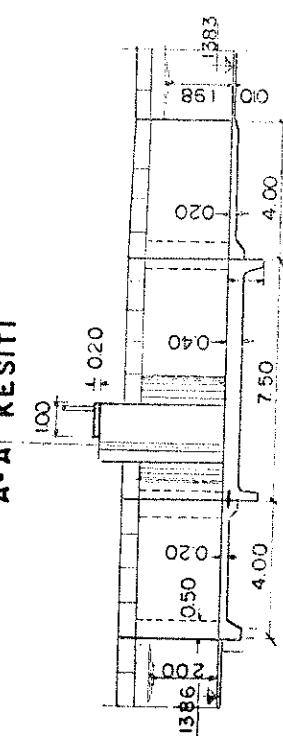
$$P = \frac{93.62}{700 \times 7.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.84}{7.5} \right)$$

$$P = 1.78 (1 + 0.67) =$$

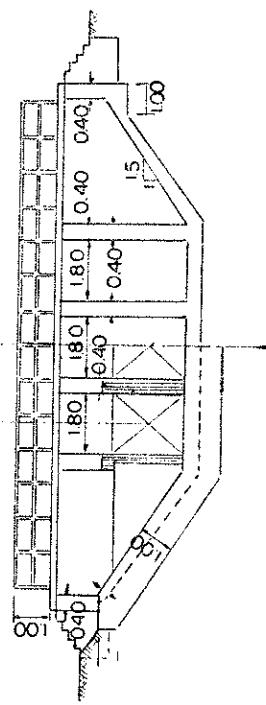
$$P_1 = 2.97 \text{ t/m}^2 \quad P_2 = 0.59 \text{ t/m}^2$$



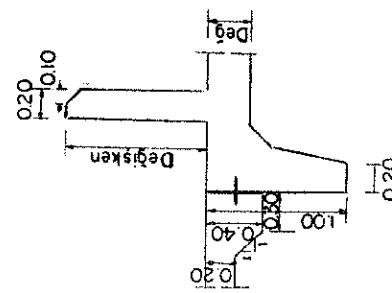
A-A KESİTİ



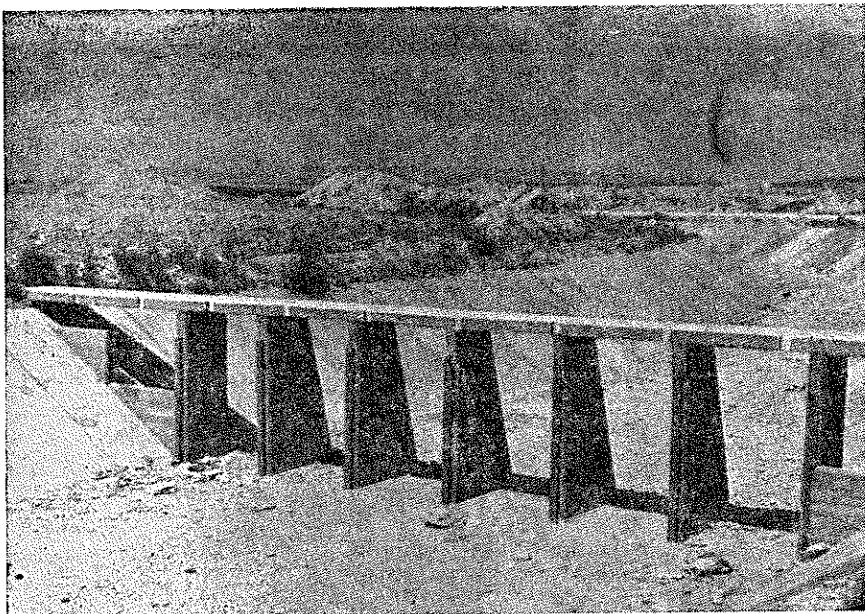
B-B KESİTİ



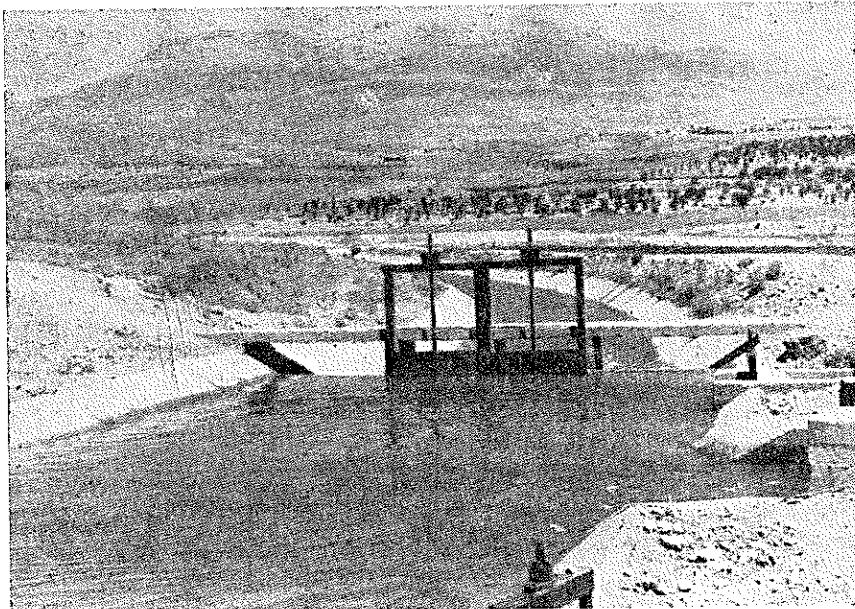
C-C KESİTİ



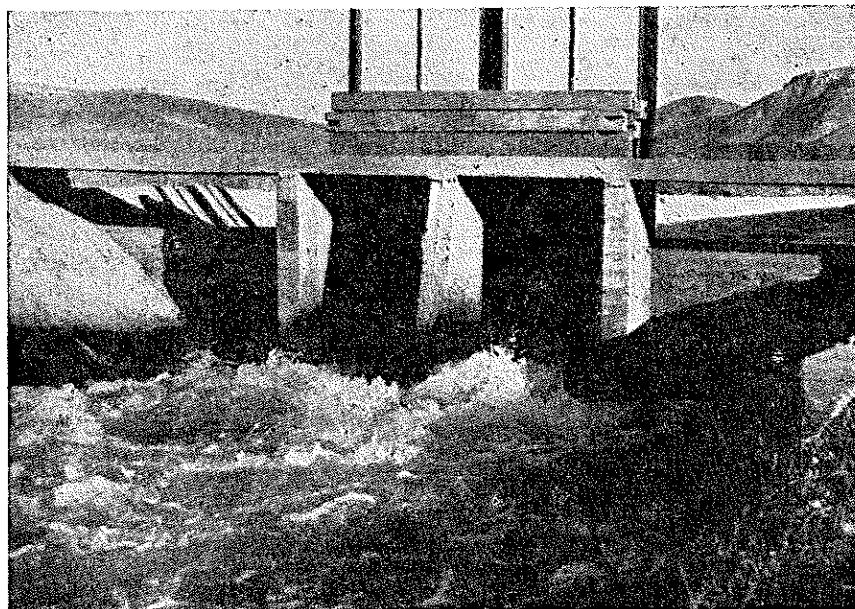
Sekit No: 3-6



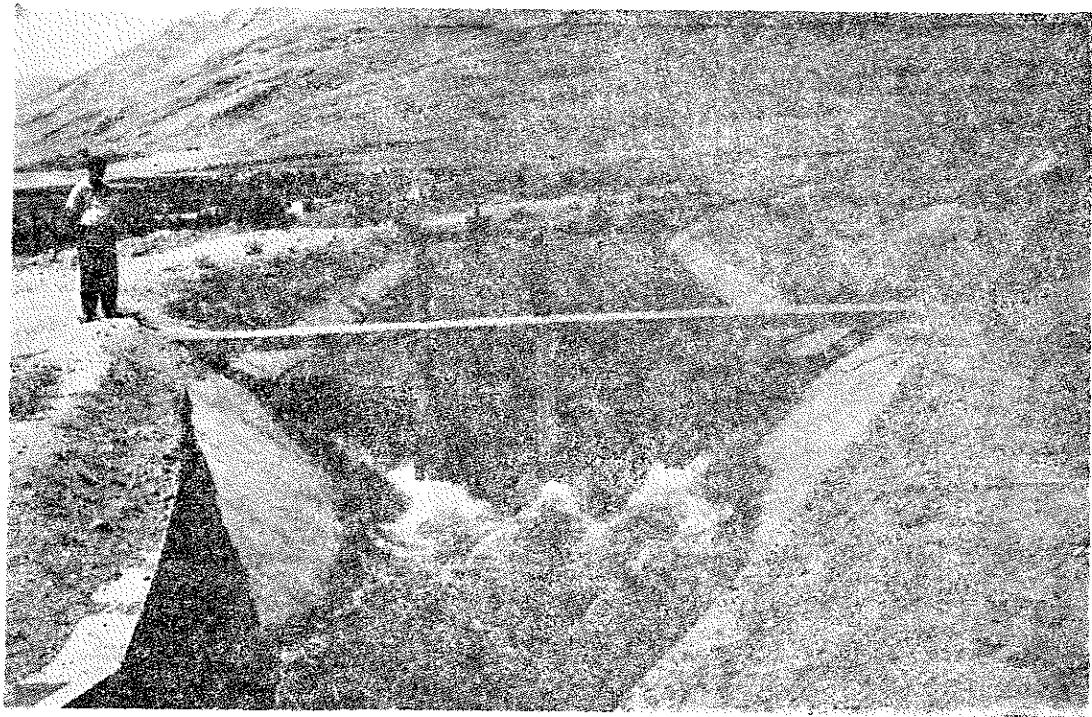
Kanal boş iken bir çek
yapısının mansaptan görünüsü
(DSİ Tipi çek yapısı)



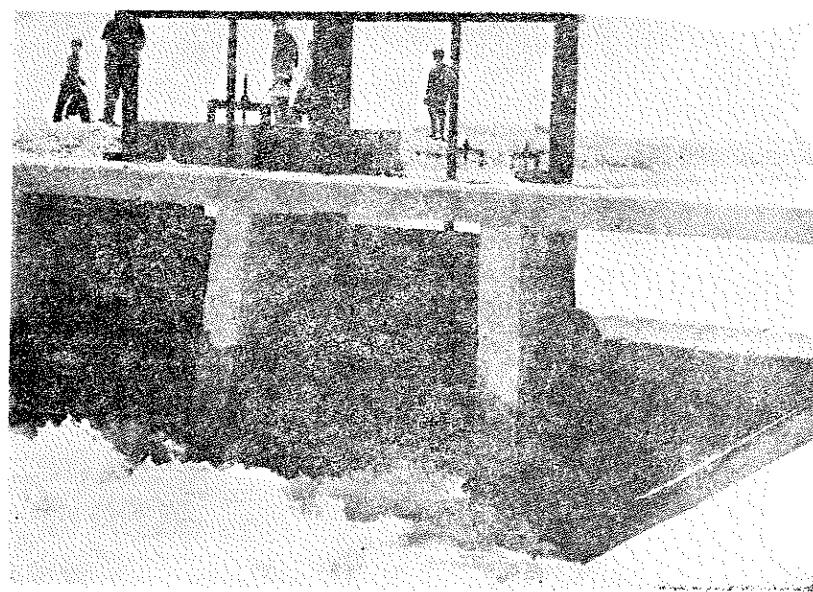
Çek yapısı ile kabartılmış su
seviyesi (Çekin membaunda sabit
yükü orifisli priz görülmektedir).



Çek kapakları altındaki akım
mansaptan görünüş



Çek yapısının mansaptan görünüşleri



4. KANAL KORUMA YAPILARI :

Kanalları zararlı etkenlere karşı koruyacak çeşitli tetbirlerin alınması gerekmektedir. Örneğin kanalları kesen ve zaman zaman önemli miktarda sel suyu ve sürüntü malzemesi taşıyan çok sayıda yan dereler olabilir. Bu suların zarar vermeden uzaklaştırılması lâzımdır. İşletmeye ilişkin olarak, kanallarda normal su seviyelerinde ani yükselmelerde olabilir. Bu gibi hallerde yükselmeleri kontrol altında tutan yapılara ihtiyaç vardır.

Kısaca dejindiğimiz bu gibi etkenlere karşı kanalları koruyan yapılar (Koruma Yapıları) olarak tanımlanır. Koruma yapılarını aşağıdaki isimler altında inceliyeceğiz.

- 4.1. Tahliye yapıları
- 4.2. Sel geçitleri
- 4.3. Yamaç suyu alma tesisleri.

Her bir grup koruma yapısı, kendi içinde, bir takım kısımlara ayrılabilir.

4.1. Tahliye Yapıları :

4.1. (1) — Genel Tanımlama ve Sınıflandırma :

Kanaldaki suyu tamamen veya kısmen boşaltan, normal su seviyesinden itibaren hava payları tecavüz eden ani yükselmelerde kanalları korumak maksadiyle inşa edilen yapılar «TAHLİYE» yapıları olarak isimlendirilmektedir.

Tahliye Yapılarını Şu Grplarda Toplayabiliriz :

- (1) Otomatik sifonlar
- (2) Yan savaklar
- (3) Kapaklı (Hareketli) tahliye yapıları

Otomatik sifonlar ve Yan savakların kanal proje debisinden fazla debilerin atılmasında, kapaklı tahliye yapıları ise genellikle kanalda mevcut bütün debinin tahliyesinde kullanılmaktadır. Kanaldaki bütün debinin tahliye edilebilmesi için, tahliye yapısının mansabında, kanalındaki akışı kesebilecek bir kapatma yapısının veya çekin tesisi lüzumlidur.

Otomatik sifonlar veya yan savakların konulduğu noktalara aynı zamanda kapaklı tahliye yapılarından inşa edilmesi uygun olur. Bu sulama sisteminde, tahliye yapılarının yerleştirileceği yerlerin tespitinde aşağıdaki genel hususlar gözönünde tutulmalıdır.

(1) — Kanal üzerinde önemli büyük sifonlardan önce tahliye yapıları gereklidir. Sulama devresi haricinde ve kış aylarında kanallara genellikle su verilmez ise de sulama kanallarında kar ve yağmur yağışlarını takiben oldukça fazla sürüntü maddesini haiz bir akış meydana gelir. Sifonların membaında bu suları tahliye ederek, sifona girişi önlenmez ise sifonların kısa sürede dolmasına sebep olur. Ayrıca sifonla bir dere geçildiğinden, bu dere tahliye kanalının bağlanması için uygun bir imkân yaratmaktadır.

(2) — Ana kanallardan ayrılan büyük kapasiteli yedek prizlerinin civarında uygun bir desarj yatağı olan yerde, tahliye konmalıdır. Bahis konusu yedek prizinden sonra; ana kanal kapasitesinde önemli bir azalma olacağından kanal kesiti genellikle küçültülecektir. Prizin su almaması halinde, tahliye konulmamışsa, mansaba kanal kapasitesinden daha fazla bir debi intikal edeceğinden mansap kanalının târibine sebep olabilir.

(3) — Dik yamaçları takibeden kanallarda; kanalın bahis konusu topoğrafyaya girdiği yerde, bir tahliye konulması faydalı olacaktır. Bilhassa Türkiye'deki iklim şartlarında yağışlar, sulama mevsimi haricinde yer aldığından ve dik satırlarda yağışın önemli bir kısmı akışa intikal edecekinden bu bölgeden kanala önemli miktarda su girmesi muhtemeldir. Kanal boş ise bu su emniyetle taşınabilir. Kanalın başındaki tahliye kışın açık tutulmak suretiyle membadan, bahsi geçen kanal kısmına su intikalı önlenecek bu bölgede kanalın boş olması sağlanır. Dik yamaçlı güzergâh uzun ise aralarında 3-5 km. de bir tahliye konulması faydalı olur.

(4) — Regülâtör prizini takiben, kanal güzergâhının nehir feyezan yatağına yakın ve da-ha düşük kotlarda gitmesi halinde, nehirdeki feyezan akımlarının koruma seddelerini yıkarak kanala dolması halinde tahrîbatın kanalın alt kısımlarına intikalini önlemek için güzergâhın ne-hirden uzaklaşmaya başladığı veya bahis konusu tehlikeden uzak bir kota eriştiği yerde tahli-ye konulması faydalıdır.

(5) — Ana sulama kanalları üzerinde kalan arazilerin sulanması maksadıyla, bu kanal-ler üzerinden üst seviyelere pompaj yapılabilir ve ana kanal pompa tesisiin yapıldığı nok-taya kadar, alt kotlardaki arazinin sulama suyuna ilâveten pompaj debisini de taşıır. Pompa tes-iinde herhangi bir arıza anında; bu ilâve debinin; pompaj tesisinden önce, ana kanal üzerin-deki bir otomatik sifon veya yan savakla tahliye edilmesi gereklidir. Aksi takdirde; mansap kana-lında taşmalar olacaktır.

(6) — Yamaçlardan gelen sular, bazı hallerde kanala zarar vermeden yamaç suyu alma tesisleri ile kanal içine alınır. Bu tesislere ait kriterler kısım 4,3 de verilmiş olup, bu tesis-leden sonra uygun tahliye noktalarında; yamaç suyu alma tesislerinin kapasiteleri toplamına eşdeğer kapasitede; yan savak veya otomatik sifon inşası gereklidir.

(7) — Yukarda 6 madde içinde belirtilen şartların bulunmaması halinde dahi 10-15 klm. ara ile tahliye konulması işletme ve bakım kolaylığı bakımından lüzumlidur.

4.1.2. Otomatik Sifonlar :

4.1.2 (1) Genel Tanımlama

Otomatik sifonlar, aşağıda ayrıntılı olarak görüleceği gibi; atmosfer basıncından daha küçük basınç altında çalışırlar. Bu neden ile bazan «Alçak basınçlı sifon savaklar» olarak isimlendirilirler.

Bölüm (7) de inceleyeceğimiz sifonlar (ters sifonlar) pozitif basınçlar altında çalıştığı halde; bu sifonlar negatif basınç maruzdurlar ve «Gerçek Sifon-true siphon» olarak tanımlanabilirler.

Otomatik sifonlar; kanalda su seviyesinin muayyen sınırlar içinde sabit kalması iste-nildiğinde, bu fonksiyonu gerçekleştiren yapılardır.

Bunların yan savaklara tercih sebepleri :

(1) — Kanaldaki su seviyesinde az yükselmeler halinde dahi önemli miktarda suyu tahliye edebilmeleri;

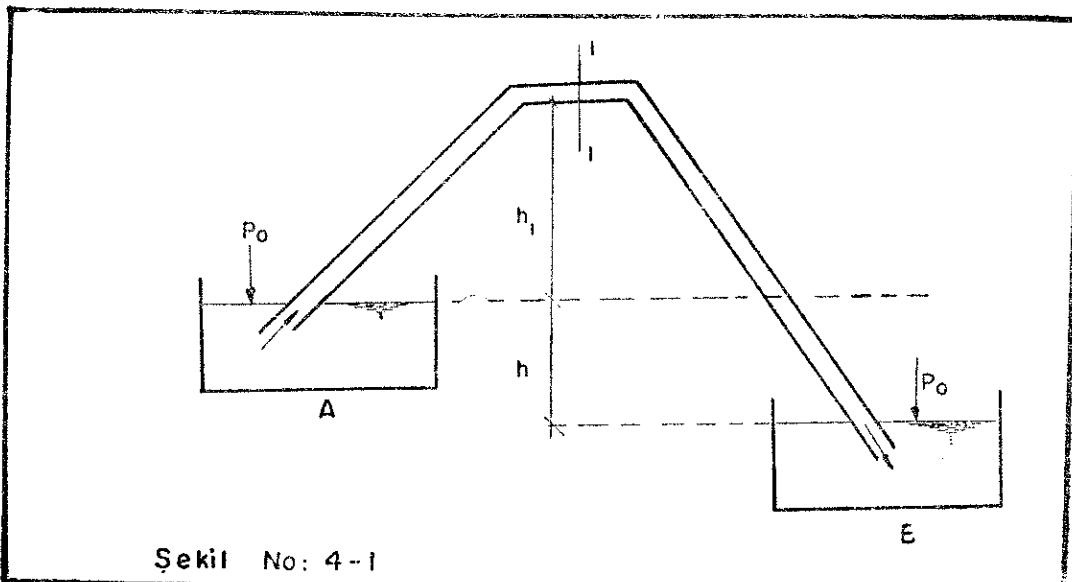
(2) — Kontrola ihtiyaç göstermeden, otomatik olarak çalışabilmeleridir.

Buna mukabil, başlıca sakıncaları;

(1) Özellikle ıkalip işçiliği dolayısıyle nisbeten pahalı olmaları

(2) Uygun bir projelendirme yapılmaması halinde; suyun dinamik etkisi nedeniyle sifon'un yemlenmesi ve susması esnasında oluşan ve yapıya zararlı titreşimlerdir.

4.1.2. (2) Otomatik Sifonların Çalışma Prensibi :



Sekil No: 4 - 1

A haznesindeki su yüzeyi ile (1.1) kesiti arasında Bernoulli denklemi uygulanırsa;

$$\frac{V_0^2}{2g} + \frac{P_0}{\gamma} = \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + h_k$$

h_k A haznesi ile 1.1 kesiti arasındaki toplam yük kaybını ifade etmekte olup,

$\frac{V_0^2}{2g} \approx 0$ kabul edilirse

$$\left(\frac{P_1}{\gamma} \right)_{\text{mutlak}} = \frac{P_0}{\gamma} - \left(\frac{V_1^2}{2g} + h_1 + h_k \right) \text{ bulunur.}$$

Buradan 1.1 kesitinde; atmosfer basıncından daha küçük bir basınç olduğu görülmektedir. Bu negatif basınç, bir emme tesiri yaparak, Suyun B haznesine iletilmesini temin eder.

A'dan B'ye kesiksiz bir akış olabilmesi için P_1 basıncının; suyun buharlaşma basıncından büyük olması lâzımdır. Aksi takdirde 1-1 kesitinde buharlaşan su akışı durdurur. Yani; sürekli bir akış için

$$P_d < P_1 < P_0 \text{ olmalıdır.}$$

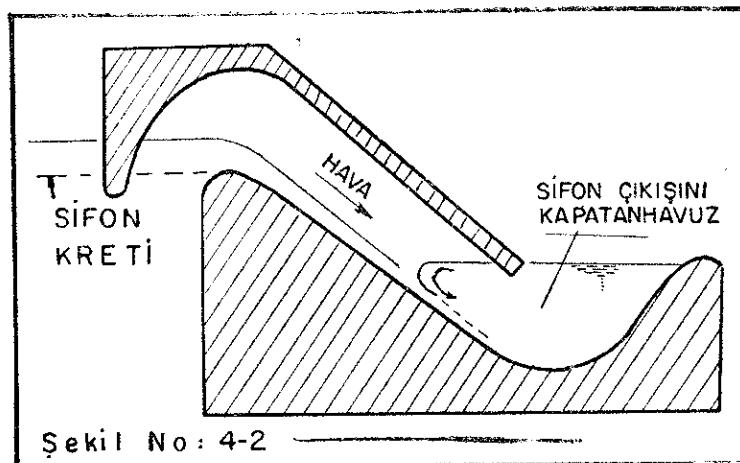
4.1.2. (3) Sifon'un Çalışmaya Başlaması (Yemlenme olayı)

Sifon'un çalışabilmesi ve istenilen debinin tahliyesi için, sifon borusu içindeki havanın atılması lâzımdır. Bu olaya «Yemlenme» denilmektedir.

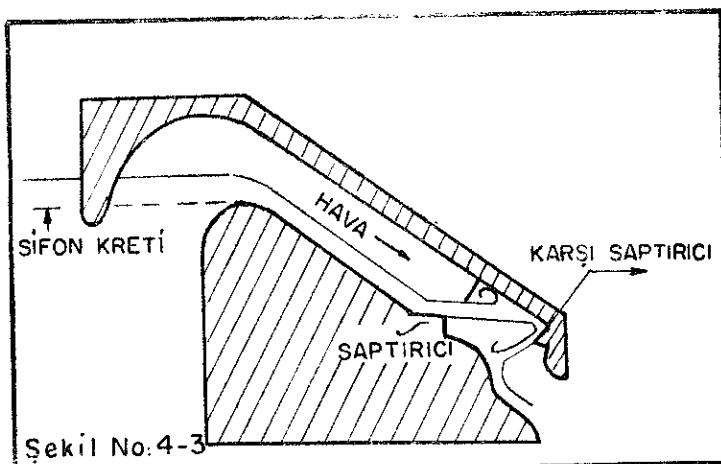
Sifon borusunun içindeki havanın tahliyesi ile sifon'un kısa zaman içinde yemlenmesini temin etmek için aşağıda izah edilen tetbirlerden birisi veya bu tedbirlerden bazıları müştereken kullanılabilir.

Otomatik sifon'un çıkış ağzı mansap suyu tarafından kapatılırsa, sifon'un atmosfer ile teması kesilmiş olur. Sifon memba ucundan giren hava ise, suyun ilk hareketini takiben atılır.

Şekil No : 4.2'de küçük bir havuzcuğun teşkili ile çıkış ağzının kapatılması temin edilmiştir. Bu şekildeki bir tertibin mahzuru, sifon çalışırken suyun havuz içindeki durgun su kütlesi doğayısıyla fazlaca rahatsız edilmesidir.



Sifon'un mansap ucundan yeterli bir yükseklikte, sifon borusu içinde teşkil edilecek Şekil No : 4.3'de gösterildiği gibi bir kıvrım veya çıkıştı (Buna saptırıcı veya deflektör denilmektedir.) ile sifon çıkış ağzının atmosfer ile teması kesilerek sifon'un çalışması kolaylaştırılabilir.



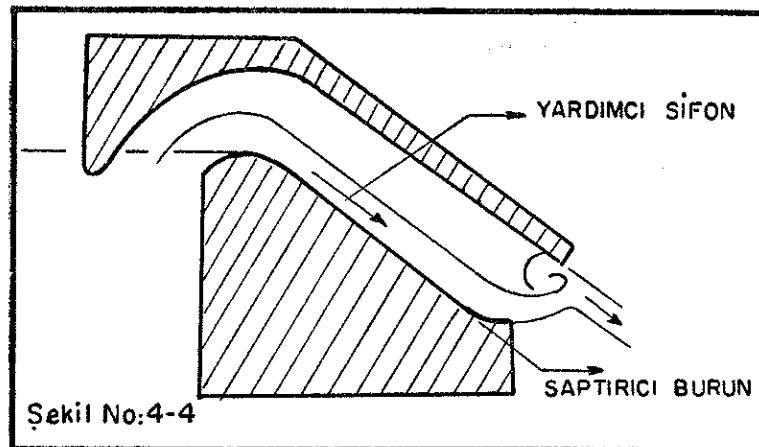
Saptırıcı şu şekilde çalışmaktadır :

Sifon kreti üzerinde suyun az bir miktar yükselmesi ile sifon borusu içinde teşekkürül eden ince su nayı saptırıcı ile otomatik sifon'un karşı duvarına çarptırılarak, henüz hava ile dolu olan kısmın dış ortam ile irtibatı kesilmiş olur.

Havanında suyla birlikte sürüklelenmesi ile bu kısmın havasının boşalması sağlanmış olur ve bu şekilde sifon çalışmaya başlar. Saptırıcıların tesirini artırmak için sifon borusunun içine karşılıklı iki tane de konulabilir.

Yemlenme olayının süratini artırmak için kullanılan diğer bir tertipte, sifon borusunun içine ikinci bir yardımcı sifon yerleştirilmektedir.

Böylece; su seviyesi kreti aşınca yardımcı sifon esas sifondan daha önce faaliyete gerek havanın tahliyesini süratlendirir.



Sifon Çalışmasının Durdurulması :

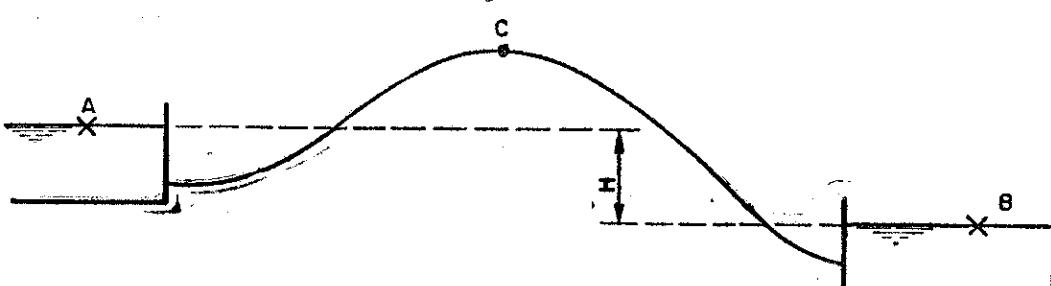
Kanalındaki su seviyesi belli bir seviyeye düştüğünde sifon çalışmasının otomatik olarak durması lâzımdır. Bunu temin için sifonlar (Şekil No : 4.8) de görülen ve susturucu denilen tertiple teçhiz edilmiştir. Susturucu, su seviyesinin arzu edilen seviyenin altına düşmesi ile, sifon kretinin hava ile temasını sağlayan bir borudan ibarettir. Su kotu yatay boru yarığının hemen altına düşünce; kretin atmosfer ile teması sağlanmış olacaktır.

Netice olarak buraya kadar yapılan incelemelerden iyi bir otomatik sifon projelendirilmesinde aşağıdaki 2 noktanın özellikle gözönünde tutulması gerektiği anlaşılmaktadır.

1° — Sifon yemlenmesi, kanal kapasitesinden fazla olan suyu taşırmayacak kadar kısa zamanda olmalıdır.

2° — Sifon'un otomatik olarak susması arzu edilen su seviyesinde olmalıdır.

4.1.2. (5) — Debi Formülü :



Şekil No: 4-5

A ve B serbest yüzeyleri arasında Bernoulli denklemi uygulanırsa

$$H + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} + h_k^{AB}$$

$P_A = P_B =$ Atmosfer basıncı, $V_A = V_B = 0$ olduğuna göre

$H = h_k^{AB}$ dir.

Otomatik sifon boyunca olan kayıp, aşağıdaki kayıpların toplamından ibarettir.

1. Giriş kaybı : $h_o = k_o \frac{V^2}{2g}$

2. Sifon boyunca yük kayipları
a) Yerel yük kayipları : $h_1 = \sum_{n=1}^n \left(k_n - \frac{V^2}{2g} \right)$

b) Sürekli yük kayipları : $h_2 = \lambda \frac{L}{d} - \frac{V^2}{2g}$

3. Çıkış kayibi : $h_3 = \frac{V^2}{2g}$

$$H = \frac{V^2}{2g} \left(K_o + \sum_{n=1}^n k_n + \lambda \frac{L}{d} + 1 \right)$$

$$V = \sqrt{\frac{2g H}{K_o + \sum_{n=1}^n k_n + \lambda \frac{L}{d} + 1}}$$

Sifon kesitine (F) dersek

$$Q_{\text{Pratik}} = F \cdot V = F \sqrt{\frac{2g H}{K_o + \sum_{n=1}^n k_n + \lambda \frac{L}{d} + 1}}$$

$$Q_{\text{teorik}} = F \sqrt{2g H} \text{ olduğundan}$$

$$C = \frac{Q_{\text{Pratik}}}{Q_{\text{teorik}}} = \frac{V}{\sqrt{2g H}} \text{ netice olarak}$$

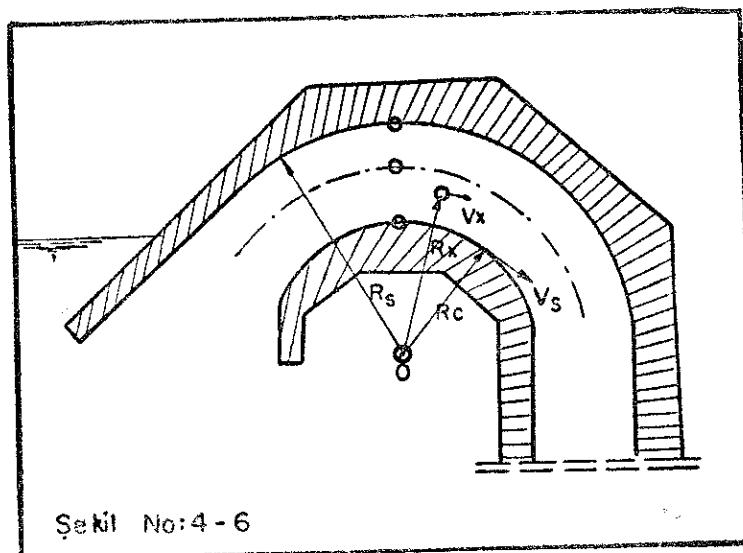
$$Q_{\text{pratik}} = C \cdot Q_{\text{teorik}}$$

$Q_{\text{pratik}} = C \cdot F \cdot \sqrt{2g H}$ (4.1) c katsayısı 0.60 ile 0.90 arasında değişmekte ve ortalama olarak 0.75 alınabilir.

Yukarıdaki denklemden de görüldüğü üzere sifon kapasitesi (H) ya bağlıdır. Fakat bu kapasite istenildiği kadar arttırlamaz. Çünkü (H)nın büyütülmesi sifon kreti üzerindeki negatif basınçların artmasına bu ise suyun buharlaşmasına, kavitasyon ve tehlikeli vibrasyonların doğmasına sebep olur. Genellikle H için müsaade edilen değer 7-8 metredir.

Otomatik sifon'un boyun bölgesindeki akım, deneyler ile de tahlük edildiği gibi potansiyel akım teorisine uymaktadır ve r yarıçaplı kıvrımdaki akımın hızı yarıçap ile ters orantılıdır.

Hız dağılımı $v = \frac{c}{r}$ olarak ifade edilebilir.



$$v_x \cdot R_x = v_s \cdot R_c$$

$$v_x = \frac{v_s \cdot R_c}{R_x}$$

v_x , eğrilik merkezinden R_x mesafede hız.

v_s ise eğrilik yarıçapı R_c olan sifon kreti üzerindeki hızdır. (Şekil No : 4.6)

Elemanter birim genişlikten geçen debi ise

$$dq = \frac{v_s \cdot R_c}{R_x} dR_x$$

R_s ile R_c arasında integral alınırsa

$$q = V_s R_c \int_{R_c}^{R_s} \frac{1}{R_x} dR_x$$

$$q = V_s R_c L_n \frac{R_s}{R_c} \text{ bulunur}$$

Sifon kreti üzerindeki hız yüksekliği $\frac{V_s^2}{2g} = h_{vs}$ $V_s = \sqrt{2g h_{vs}}$

L genişliğindeki sifondan geçen debi

$$Q = 4.43 L \sqrt{h_{vs}} R_c L_n \frac{R_s}{R_c} \text{ bulunur.}$$

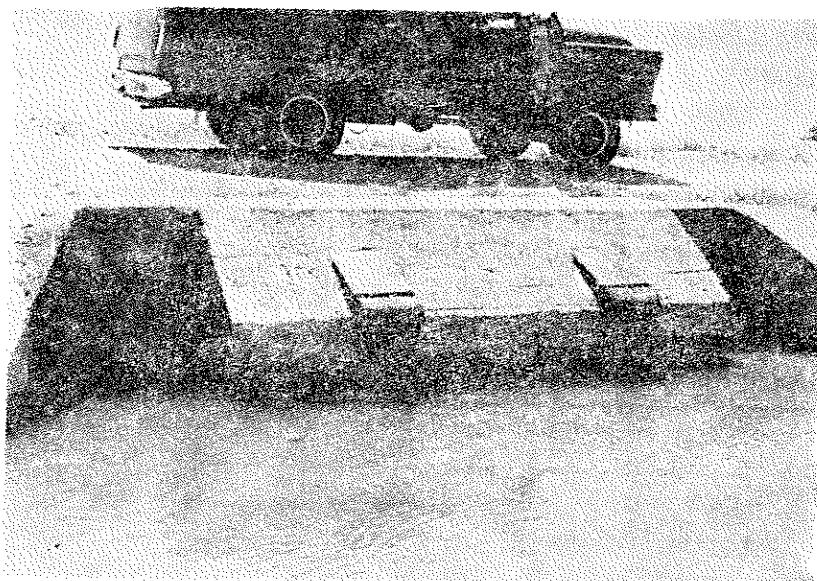
Sifon kreti üzerindeki müsaade edilen basınç genellikle atmosfer basıncının % 70' i kadardır. ($h_{vs} = 0,7 H_{AT}$) Buna göre

$$Q = 4.43 L \sqrt{0.7 H_{AT}} R_c L_n \frac{R_s}{R_c} [4-2]$$

Düger taraftan [4-1] Denklemine göre :

$$Q = C_F \sqrt{2g H} \text{ dir.}$$

Bu formüle göre bulunacak Q değeri, seçilen L , R_s ve R_c değerlerine göre potansiyel akım teorisinden hareketle bulunan [4-2] numaralı denkemin vereceği Q debisinden büyük olamaz. Aksi halde sifon kreti üzerinde müsaade edilen negatif basınç sınırı aşılmış olacaktır.



İki gözlü otomatik sifon girişi [onde 2 adet sifon susturucu boruları görülmektedir.]

4.1.2. (6) — Standart Otomatik Sifon Boyutları :

Çeşitli geometrik şekilleri haiz otomatik sifonlar geliştirilmiştir. Bunlardan DSİ tarafından kullanılan tip Şekil No: 4.8 de gösterilmiştir. Bu tipte sifon kretini takiben düz ve meyilli bir ayak kısmı bulunmaktadır. Bir (S-Eğrisi) şeklini haiz sifonlara nazaran bu tipin üstünlüğü :

- (1) Yemlenme süresi daha kısalıdır,
- (2) Kret üzerindeki, az bir yük ile çalışabilir,
- (3) Geometrik şeklinin basit olması nedeniyle daha ekonomiktir.

Şekil No. 4.8 de gösterilen tip kesit, 2 gözlü olup, her bir gözün kret uzunluğu 1,0 metre, kretin genişliği ise 0,30 m. olup, maksimum kapasitesi, $Q = 2,70 \text{ m}^3/\text{sn.}$ dir.

4.1.2. (7) Sayısal Örnek :

(Şekil No. 4.8) de plan, kesiti ve konstrüktif detayları verilen otomatik sifon'un hidrolik hesabı sayısal bir örnek üzerinde gösterecektir. Bahis konusu otomatik sifon'un ölçülerini (DSİ Sanat Yapıları tipleri ve abakları Kısım I de TS - II - 5/49 kod no. lu Tip projeden alınmışdır.) Bir gözlü otomatik sifon kesitine ait karekteristik değerler :

$$L = \text{Kret uzunluğu} = 1,00 \text{ m.}$$

$$D = \text{Kret genişliği} = 0,30 \text{ m.}$$

$$R_c = \text{Kret iç yarıçapı} = 0,375 \text{ m.}$$

$$R_s = \text{Kret dış yarıçapı} = 0,675 \text{ m.}$$

Otomatik sifon ile tahliye etmek istediğimiz debi $Q = 2,60 \text{ m}^3/\text{sn.}$ dir. Bu debi sifon çıkışında servis yolu altından geçen bir box menfez vasıtasiyle tahliye kanalına verilecektir. $Q=2,60 \text{ m}^3/\text{sn.}$ için tahliye kanalındaki su derinliği tahliye kanalının karakteristiklerine göre hesaplanmış ve $d = 0,50 \text{ m.}$, su seviyesi ise $9,43 + 0,50 = 9,93$ olarak bulunmuştur. Kanaldaki max su kotu ise 11,58 olup sifon kreti 5 cm. yukarıda yani 11,63 kotunda yerleştirilmiştir. Sifon kreti tam max. su seviyesinde teşkil edilebilirse de bundan kaçınılmalıdır, bu halde su yüzündeki dalgalar ile kanal max. kapasitede çalışırken su kaybı olabilir.

Buna göre sifon yükü (H)

$$H = 11,63 - 9,93 = 1,70 \text{ m. olur}$$

$$Q_1 = CF \sqrt{2g H} \quad (4.1) \quad F = L \times D$$

$$Q_2 = 4,43L \sqrt{0,7 H_{AT}} \quad R_c, L_n \quad \frac{R_s}{R_c} \quad (4.2)$$

Potansiyel akım teorisinden harekette bulunan Q_1 debisinden küçük olamaz. Yani :

$Q_1 < Q_2$ olmalıdır.

2 gözlü otomatik sifondan geçen debi her iki formüle göre bulunursa :

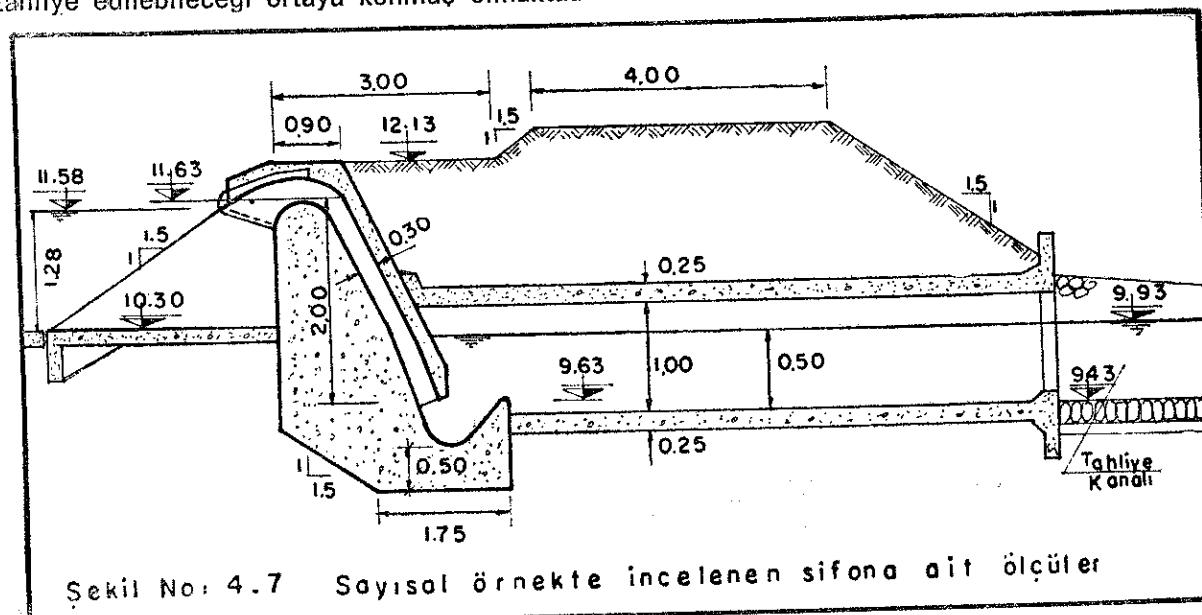
$$Q_1 = 0,75 \times 2 \times 1,00 \times 0,30 \times 4,43 \sqrt{1,70} \quad Q_1 = 2,60 \text{ m}^3/\text{sn.}$$

(4.2) denkleminde ($H = 10 \text{ M. atmosfer basıncı}$) alınırsa

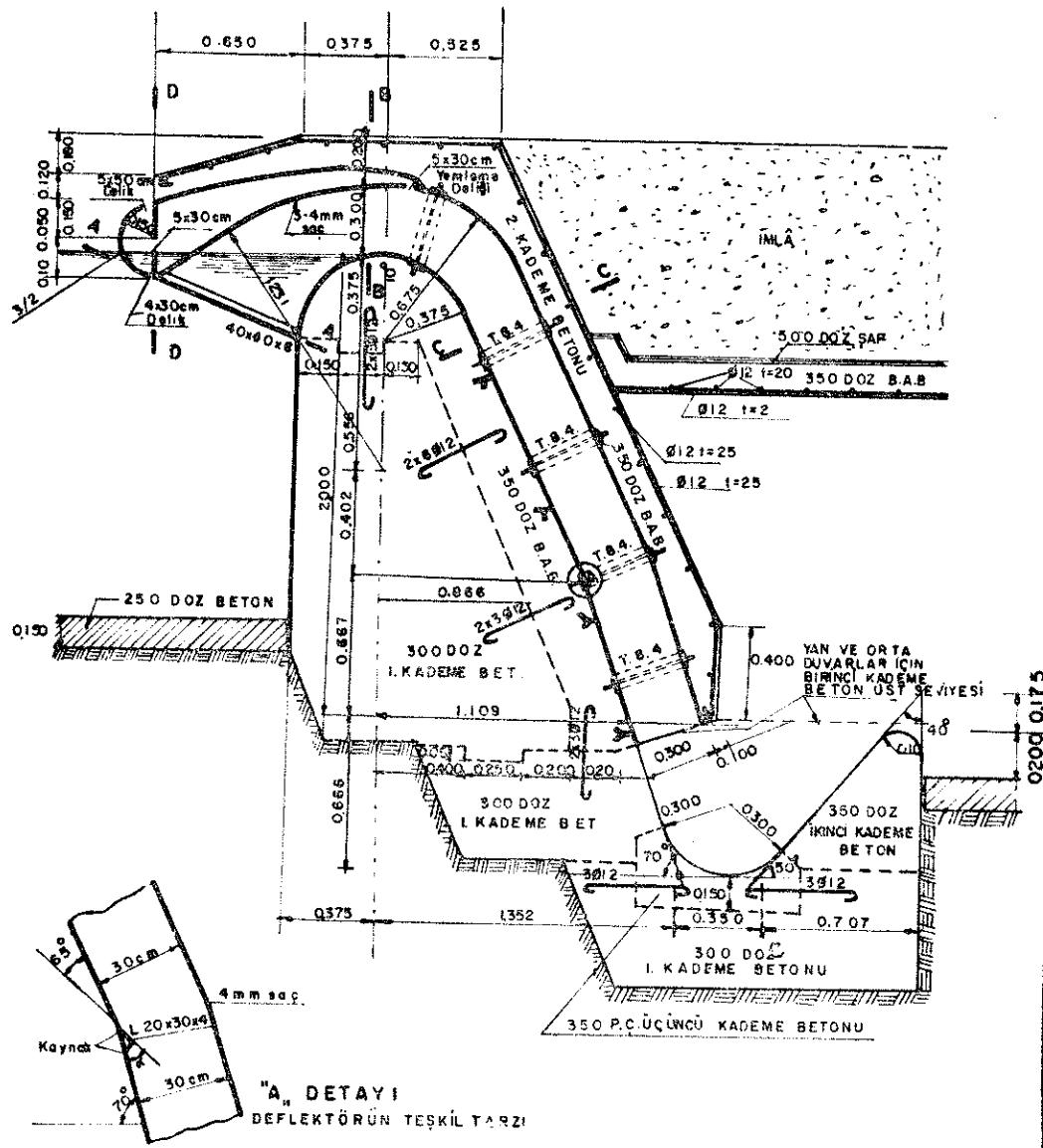
$$Q_2 = 4,43 \times 2 \times 1,00 \sqrt{0,7 \times 10} \times 0,375 \times \ln \frac{0,675}{0,375}$$

$$Q_2 = 8,80 \times 0,59 = 5,19 \text{ m}^3/\text{sn.} > 2,60$$

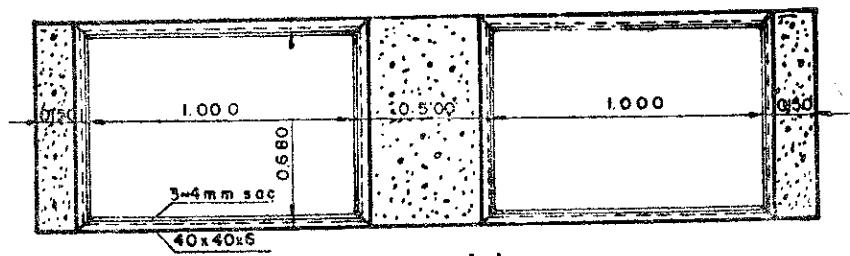
Seçilen sifon kret şeklinin ve ölçülerinin uygun olduğu ve $2,60 \text{ m}^3/\text{sn.}$ lik debinin emniyetle tahliye edileceği ortaya konmuş olmaktadır.



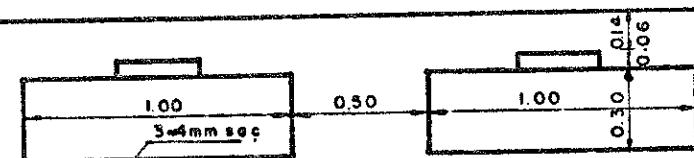
Sayıt 4.1 formülüne göre bulunan debi, 4,2 ye göre bulunanın büyük olsa idi, ya H değerini küçütmek veya D ve R_c boyutlarını standart boyutları kullanmayarak değiştirmek gerekecekti.



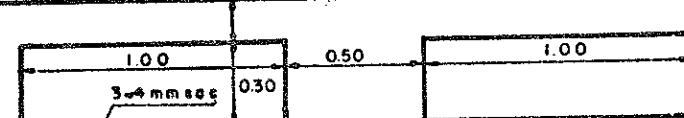
Şekil No: 4.8 (a) Otomatik Sifon ($D = 0.30\text{m}$, $Q = 2.70 \text{ m}^3/\text{sn}$)



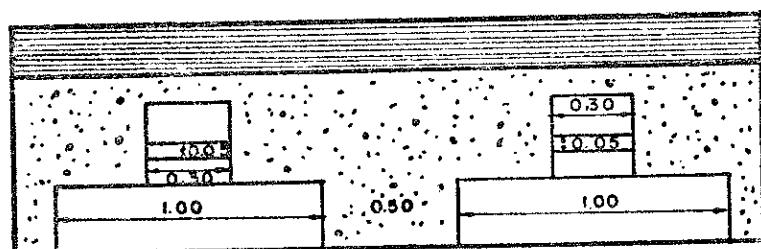
A-A KESİTİ 1/100



B-B KESİTİ 1/100



C-C KESİTİ 1/100



D-D KESİTİ 1/100

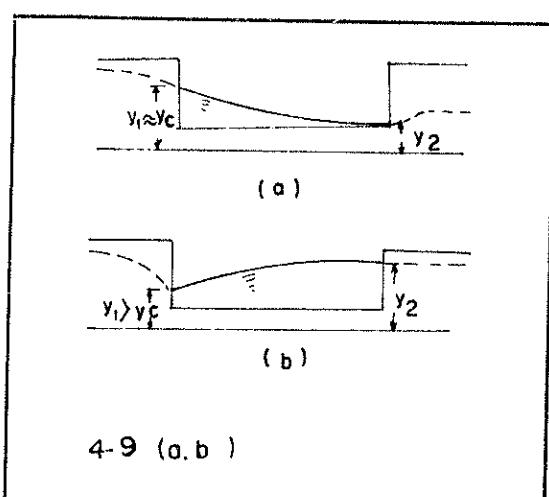
Şekil No: 4-8 (b) Otomatik Sifon Kesitleri :

4.1.3. Yan Savaklar :

4.1.3. (1) Genel : Ana kanal su seviyesinde hava paylarını tecavüz eden bir artış olduğunda, su seviyesini kontrol etmek dolayısıyla kanalları korumak maksadıyla uygun bir tahlile imkânı olan yerlerde kanal eksenine paralel olarak yan savak yerleştirilir. Yan savak kret kотu olarak kanal proje debisine tekabül eden seviyeden, genellikle bir kaç santim yukarıda olan bir seviye alınır.

4.1.3. (2) Savak Kreti Üzerinde Su Profili :

Yan savaklarda, savak üzerinden aşan su napının savak boyunca meydana gelecek serbest yüzey çizgisi kanaldaki rejime tabi olarak teşekkül eder. Aşağıda savak üzerinde meydana gelebilecek 5 durum gösterilmiştir.

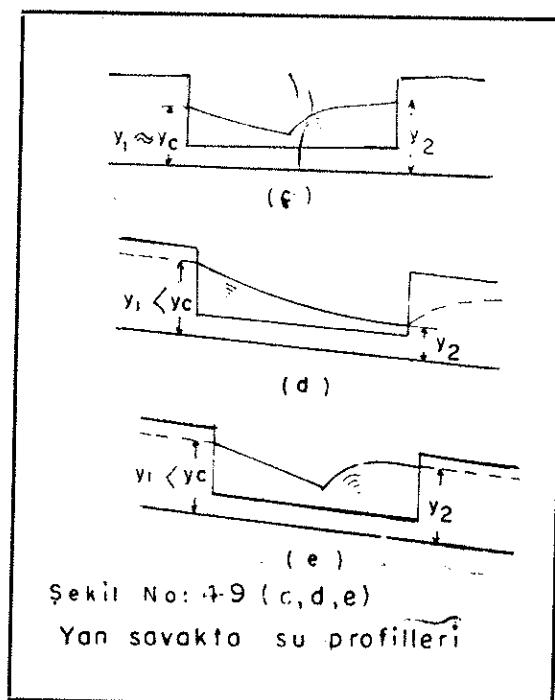


- a Tipi : Savak başlangıcında veya yakınında kritik akım şartları meydana gelir. Akım savak boyunca sel rejimindedir ve su derinliği savak üzerinde azalır.
- b Tipi : Savak başlangıcında su derinliği kritik derinlikten büyüktür. Akım savak boyunca nehir rejimindedir ve su derinliği savak boyunca gittikçe artar.

c Tipi : Savak başlangıcında «a Tipi» akım vardır. Savak kesitinde meydana gelen hidrolik sıçramadan sonra «b Tipi» akım hakim olur. «b Tipi» akım sıçrama kayıplarından dolayı daha düşük bir özgül enerjiye sahiptir.

d Tipi : Savak başlangıcında su derinliği kritik derinlikten küçüktür. Akım savak boyunca sel rejimindedir. Ve su derinliği savak boyunca azalır.

e Tipi : Savak başlangıcında «d Tipi» akım hakim olur.



«d» ve «e» Tipleri gelen akım sel rejiminde ise mümkün değildir. Yan dolu savaktaki hız genellikle sağa dik olarak kabul edilir. Bu kabul nehir rejimindeki akımlar için, sel rejimindeki akımlar dan daha doğrudur. Sel rejimli akımlarda hız büyütür ve bunun neticesi olarak «d» ve «e» tip lerinin başarı ile analizi kolay değildir. Ayrıca «d» ve «e» tiplerinde debi memba şartları ile kontrol edildiğinden bunuda ilâveten gözönüne almak gerekmektedir.

4.1.3. (3) Savak debisi :

1928 senelerine kadar yan savaklar üzerinde teorik bir etüt yapılmamıştır. 1928'de «Nimmo» ve 1934 yılında «De Marchi» meseleyi teorik olarak etüt etmişlerdir.

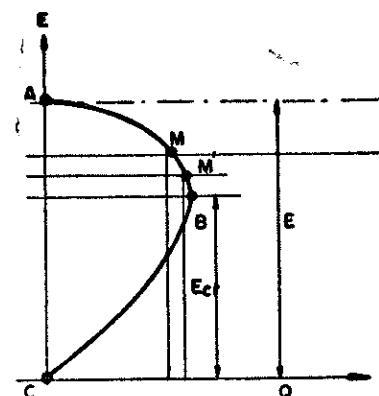
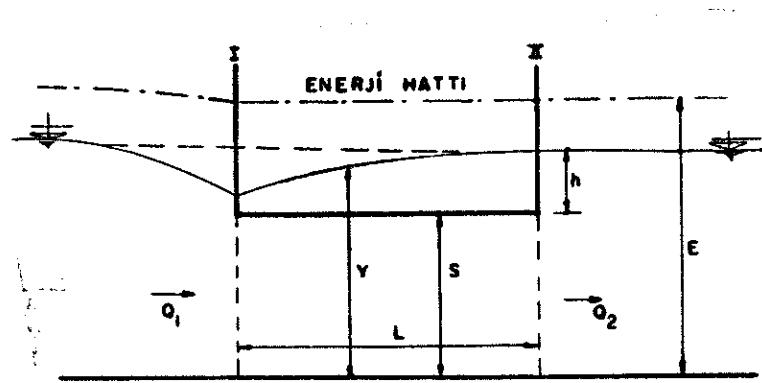
Marchi yan savaklar için aşağıdaki kabulleri yaparak konuyu incelemiştir.

- 1° — Yan savak üzerinde «Özgül Enerji» sabittir.
- 2° — Kanalda uniform bir akım mevcuttur.
- 3° — Kanal çok uzun ve kesiti sabittir.
- 4° — Savak ikti kanal tabanına paraleldir.
- 5° — Kısa tullerde normal savak formülleri yan savaklara da uygulanabilir.

Yani :

$$\frac{dQ}{dx} = -C\sqrt{2g}(Y-S)^{3/2} \text{ dir.}$$

$$E \text{ Özgül Enerjisi } E = Y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gF^2} \text{ dir.}$$



Şekil No: 4-10

Sabit enerji parabolünden kolaylıkla görülmektedir ki, kanaldaki akım nehir rejiminde ise, yani B noktasının üstünde, debi azaldıkça su seviyesinde yükselme olacaktır. Kanaldaki akım sel rejiminde ise, B noktasının altında, debi azaldıkça su seviyeside düşecektir.

$$\frac{dE}{dx} = \frac{d}{dx} \left(y + \frac{Q^2}{2gF^2} \right) = 0$$

$$gF^3 \frac{dy}{dx} - Q^2 \frac{dF}{dx} + Q \frac{dQ}{dx} = 0$$

$$\frac{dF}{dx} = b \frac{dy}{dx} \text{ konarak}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{QF}{Q^2b - gF^3} \cdot \frac{dQ}{dx} \text{ bulunur. (1)}$$

b = kanal genişliğidir.

$$-\frac{dQ}{dx} = C \sqrt{2g} (y-s)^{3/2}, Q = by \sqrt{2g(E-y)}$$

değerleri (1) de yerine konulursa

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2c}{b} \sqrt{\frac{(E-y)}{2E-3y}}$$

Bu integral yapılrsa

$$x = \frac{b}{C} F\left(\frac{y}{E}\right) + \text{sabit}$$

Burada

$$F\left(\frac{y}{E}\right) = \frac{b}{C} \left[\frac{2E-3s}{E-s} \sqrt{\frac{E-y}{Y-s}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{E-y}{Y-s}} \right]$$

$$L = x_2 - x_1 = \frac{b}{C} \left[F\left(\frac{y_2}{E}\right) - F\left(\frac{y_1}{E}\right) \right]$$

$F\left(\frac{Y}{E}\right)$ Fonksiyonu yan savak karakteristiği olarak tanımlanır. Bu fonksiyon $S < y < E$ değer

leri arasında realdır. $C = \frac{2}{3}$ rho'up, rho 0,73 ile 0,85 arasında değişir ve ortalama olarak $C=0,57$ alınabilir.

4.1.3. (4) Yan Savak Kanalı :

Kret üzerinden dökülen su; kanalda mevcut su ile karıştığı anda; kanal eksenine dikene bir hız bileşenini haiz ise de; bu hızın kanal ekseni boyunca su hareketi üzerinde bir tesiri olmadığı ve dökülen suyun enerjisinin kanal akışına karışarak kırıldıgı, kanaldaki hareketi doğuran yegane kuvvetin kanal ekseni boyunca su seviyesindeki düşme olduğu kabul edilir.

Klasik mekanikteki «momentumun korunumu prensibini» kısa uzunluktaki bir yan kanal parçasına uygularsak, kanal parçasının başlangıcındaki momentum ile dış kuvvetlerden dolayı momentum artışının toplamı parçanın sonundaki momentum'a eşit olmalıdır. Şayet kanal parçasının uzunluğu ΔX ve membadaki hız ve debi, V ve Q ile gösterilirse, mansapta hız ve debi, sırasıyla $(V + \Delta V)$ ve $(Q + q(\Delta x))$ olacaktır. q yan savağın birim boyundan geçen debidir. Buna göre :

$$\text{Membada, } M_u = \frac{Q V}{g} \quad (1)$$

$$\text{Mansapta, } M_d = \frac{(Q + q(\Delta x))}{g} (V + \Delta V) \quad (2)$$

2 den 1'i çıkarırsak

$$\Delta M = \frac{Q(\Delta V)}{g} + \frac{q(\Delta X)}{g} (V + \Delta V), \Delta X \text{ ile bölündüğünde.}$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{Q(\Delta V)}{g(\Delta x)} + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \quad (3) \text{ bulunur.}$$

gözönüne alınan (ΔX) kanal parçasında ortalama

$$\frac{V + (V + \Delta V)}{2} = V_{\text{ort}} = V + \frac{(\Delta V)}{2}$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{\Delta M}{\Delta t} \frac{\Delta t}{\Delta x} V_{\text{ort}} = \frac{\Delta X}{\Delta t}, \Delta t / \Delta x = \frac{1}{V_{\text{ort}}}$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{\Delta M}{\Delta t} \frac{1}{V_{\text{ort}}} \cdot \frac{\Delta M}{\Delta t} = V_{\text{ort}} \frac{\Delta M}{\Delta x} \cdot \frac{\Delta M}{\Delta t} = \left(V + \frac{\Delta V}{2} \right) \cdot \frac{\Delta M}{\Delta x} \quad (4)$$

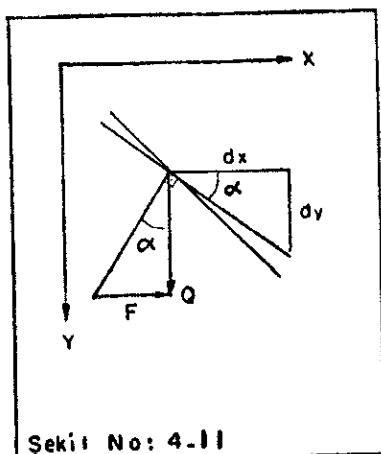
(4) No.lu eşitlik (3) de yerine konursa

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta V)}{g(\Delta X)} \left[\left(V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right) \right] + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \left[\left(V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right) \right]$$

bilindiği üzere momentumun zamana göre değişimi; kuvvete eşit olup bu kuvvet akışa paralel ve ivme kazandırıcı yöndedir.

$$M = m \cdot V, \frac{dM}{dt} = m \cdot \frac{dV}{dt} = F$$

(Şekil No. 4.11) tetkik edilecek olursa F kuvveti Q ağırlığının bileşenidir.



Şekil No: 4.11

$$F_1 = Q \operatorname{tg}\alpha = Q \frac{dy}{dx} = \frac{dM}{dt}$$

yazılabilir. Ortalama değerler alınırsa

$$Q_{\text{ort}} \cdot \frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{\Delta M}{\Delta t}$$

$Q_{\text{ort}} = Q + \frac{1}{2}(\Delta Q)$ olduğu düşünülerek

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \left(Q + \frac{1}{2}(\Delta Q) \right) \frac{\Delta Y}{\Delta X}$$

$$\frac{\Delta Y}{\Delta X} \left(Q + \frac{1}{2}(\Delta Q) \right) = \frac{Q}{g} \frac{\Delta V}{(\Delta X)} \left(V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right) + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \left[\left(V + \frac{1}{2}(\Delta V) \right) \right]$$

su seviyesindeki değişim,

$$\Delta Y = \frac{Q}{g} \frac{V + \frac{1}{2}(\Delta V)}{Q + \frac{1}{2}(\Delta Q)} \left[\Delta V + q \frac{(\Delta X)}{Q} (V + \Delta V) \right]$$

Şayet Q_1, V_1 ve Q_2, V_2 gözönüne alınan kısa kanal parçasının başlangıç ve sonundaki debi ve hızları ise :

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} \frac{(V_1 + V_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2 (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (5)$$

$$\Delta Y = \frac{Q_2}{g} \frac{(V_1 + V_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_1 (Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right] \quad (6)$$

durumur. (5) veya (6) numaralı denklemler kullanılarak, su hattı hesabı için bilinen bir su seviyesinden hareketle (kontrol noktası) kanal içindeki profili hesap edilebilir.

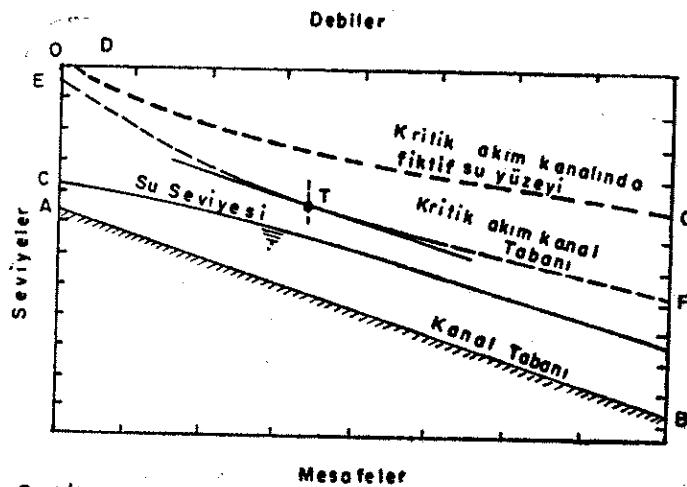
(5) veya (6) numaralı denklemlerin çözümü ve deneme metodu ile yapılabilir. (Bak sayısal örnek)

4.1.3. (5) — Kontrol noktasının yerinin araştırılması :

Buraya kadar çeşitli vesilelerle temas edildiği gibi, su hattı hesaplarına, bilinen bir su derinliğinden başlanır ve bu nokta «Kontrol noktası» olarak tanımlanır. Az eğimle gelen bir kanalın meyli birden artarsa eğim değişimi olan noktada veya düşey bir şütte süt başlangıcında kritik derinlik meydana gelir ve bu nokta kontrol noktasıdır. (Bak Şütlər konusu)

Kesiti dikdörtgen olmayan ve debisi incelediğimiz halde olduğu gibi devamlı değişen kanallarda konu oldukça karışıkır ve kontrol kesiti kanalda herhangi bir noktada teşekkül edebilir.

Aşağıda; Kontrol noktasının araştırılması için «Julian Hinds» tarafından verilen bir metod izah edilmiş ve nümerik bir misal ile, metodun tatbiki gösterilmiştir.



Şekil No: 4.12

(Şekil No : 4.12) de, görüldüğü gibi A. B arasında yan savak kanalı kısa parçalara bölünerek her bir parçanın sonunda debi ve bu debiye tekabül eden kritik derinlikler hesap edilir. Yan Savağın mansap ucunda itibarı bir C seviyesinden başlıyarak (5) veya (6) numaralı denklemeler kullanılarak, CD itibarı su profili çizilir. Daha önceden hesap edilmiş olan kritik derinlikler CD profilinden itibaren ölçülerek, EF ile gösterilen fiktif bir kanal tabanı elde edilir. Bu kanal içinde her noktada su derinliği kritik derinliğe eşittir. (EF) kanalının hakiki kanal tabanına paralel olan teğeti araştırılarak olursa, bu teğeten (T) değme noktası kontrol noktasıdır. (T) noktasının solunda, kanal tabanının eğimi, kritik akım meydana getiren eğimden azdır. Yani bu noktaya kadar kanal boyunca akım nehir rejimindedir. T noktasına kadar su hızları artmakta, akım derinliği azalmakta ve savak esığını aşan sular daha yüksek bir mesafeden kanal tabanına düşmektedirler. T noktasının aşağısında ise; kanaldaki akım derinliğini fazlaştıracak tabanda bir eşik veya daraltma gibi bir tetbir alınmamış ise, su sel rejiminde akacaktır.

5 ve 6 numaralı denklemeler kullanılarak, T noktasından başlamak üzere, nehir rejimli akım için membaa, sel rejimli akım için mansaba doğru hesap yapılarak, kanalda su profili tesbit edilecektir.

Fiktif kanalın hakiki kanal tabanına paralel birden fazla teğeti dolayısıyla birden fazla kontrol kesiti olabilirki bu kesitler arasında hidrolik sıçrama yer alır. Fiktif kanalın (EF kanalı) hakiki kanal (A - B kanalı) tabanına paralel teğeti mevcut değilse, bu halde iki durum birbirinden ayrılmalıdır.

1° — (EF) kanalının meyli (kritik meyil) her noktada A - B kanal meylinden fazladır. Yani A. B meyli kritik meyilden küçüktür ve bütün kanal boyunca nehir rejimi mevcuttur. Bu durumda kanal sonunda tabanda bir eşik yapılarak eşik üzerinde kritik derinlik meydana getirilir ve su hattı hesabı bu noktadan itibaren membaa doğru yapılır.

2° — (EF) Kanal meyli (Kritik meyil) A - B kanal meylinden azdır. Ve bütün kanal boyunca sel rejimi vardır. Aşağıda izah edilecek sebeplerden dolayı yan savak kanalında, sel rejimi arzu edilmeyen bir durumdur.

Kanal içinde tamamen nehir rejiminin hakim olması halinde, savaktan aşan sular, az bir düşüden sonra kanaldaki suya daha yavaş hızlar ile karışmaktadır ve kanal akımında enine dalaşgalanmalar meydana getirmemektedirler. Hızlar az olduğu için kanaldaki akım muntazam olmaktadır. Sel rejimi akımda ise, yüksek hıza erişen sular yan kanalda büyük türbülans ve vibrasyonlar meydana getirmekte, akımı karşı duvarlatıcı doğru sürüklemektedir. İyi hidrolik şartların sağlanması için yan kanal akımı nehir rejiminde olmalıdır.

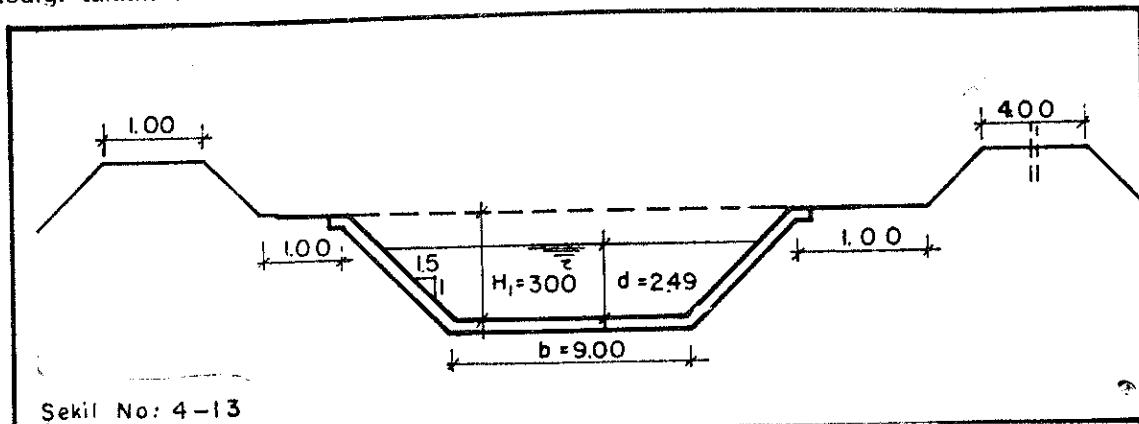
Bu husus yan kanal mansabına, genellikle bir eşik yaparak sağlanmaktadır. Bu eşik bir kontrol kesiti vazifesini görmekte, eşik üzerinde kritik derinlik, meydana gelmekte kontrol kesitin menbaında ise nehir rejimi oluşmaktadır.

4.1.3. (6) Sayısal Örnek

Kesiti ve hidrolik karakteristikleri aşağıda verilen $Q = 40 \text{ m}^3/\text{sn}$. lik bir kanal üzerinde, Q savak $= 10 \text{ m}^3/\text{sn}$. kapasiteli bir yan savak inşa edilecektir. Savakta aşağıdaki hesaplar yapılacaktır.

1 — Yan savak boyu hesaplanacaktır.

2 — Yan savak kanalında su profili tayin edilerek kanalda nehir rejimi teşekkür edip etmediği tahlük edilecektir.



Q m^3/sn .	n	I	b (m)	d (m)	A m^2	V (m/sn)	H_1 (m)
40	0,016	0,0002	9,00	2,49	31,75	1,29	3,00

1 — Yan Savak boyunun hesaplanması :

$$Q = Q_{\text{kanal}} + Q_{\text{savak}} = 40 + 10 = 50 \text{ m}^3/\text{sn}.$$

50 m^3/sn . için karakteristikleri yukarıda verilen kanaldaki normal su derinliği

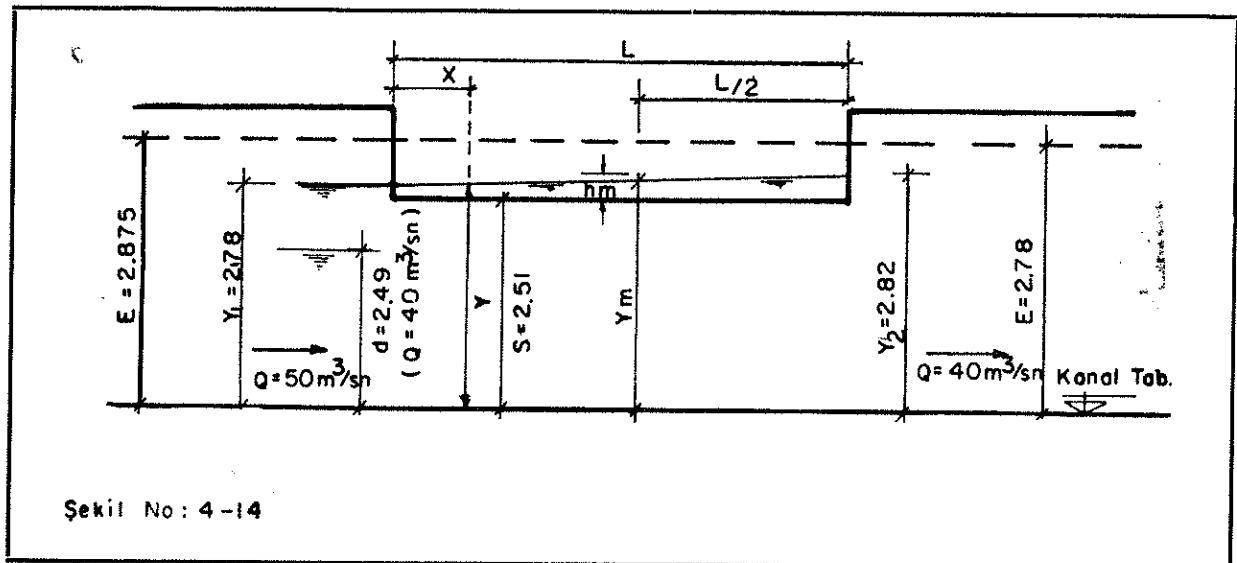
$$Y_1 = 2,78 \quad V_1 = 1.365 \text{ m}/\text{sn} \quad h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} = 0.095 \text{ m}.$$

$$E = \text{Enerji yüksekliği} = Y_1 + h_{v1} = 2.875$$

yan savak mansabında özgül enerji sabit kalacak fakat debi 50 m^3/sn . den 40 m^3/sn . ye düşecektir.

$$E = Y_1 + h_{v1} = Y_2 + h_{v2} = Y_2 + \frac{Q^2}{2g(1.5Y_2 + 9.00)^2 Y_2^2} = 2.875$$

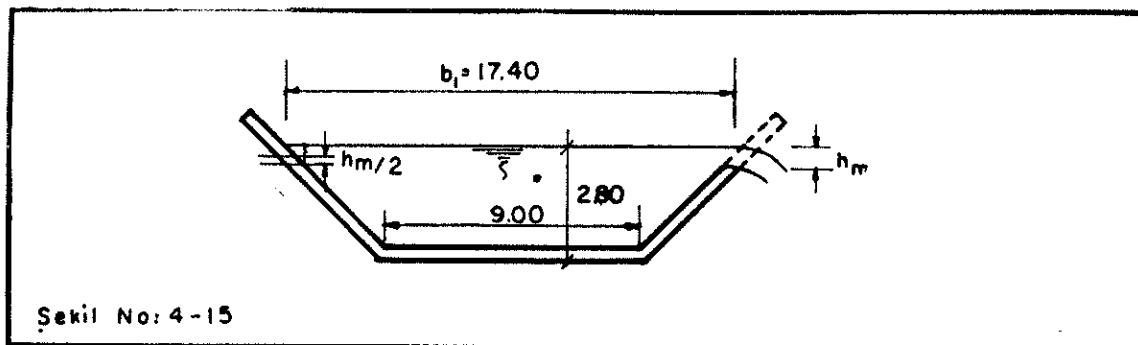
$$Y_2 + \frac{40^2}{19.62(1.5Y_2 + 9.00)^2 Y_2^2} = 2.875 \quad Y_2 = 2.82 \text{ m}.$$



Yan savak kreti $Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$, için kanalda teşekkür eden seviyenin 2 cm. üzerinde olacak şekilde alınmıştır. Yani :

$$S = 2.49 + 0.02 = 2.51 \text{ dir.}$$

$$\text{Savak üzerindeki toplam yük} = E - S = 2.875 - 2.51 = 0.365 \text{ m.}$$



$$\text{Savak üzerinde su hattı yükselmesini lineer kabul edersek } y_m = \frac{y_1 + y_2}{2} = 2.80$$

$$\text{Ortalama savak yükü} = y_m - S = 2.80 - 2.51 = 0.29 \text{ m.}$$

$$L = \frac{b}{c} \left[F\left(\frac{y_2}{E}\right) - F\left(\frac{y_1}{E}\right) \right]$$

$$F\left(\frac{y_2}{E}\right) = \frac{2E - 3S}{E - S} \sqrt{\frac{E - y_2}{y_2 - S}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{E - y_2}{y_2 - S}}$$

$$F\left(\frac{y_1}{E}\right) = \frac{2 \times 2.875 - 3 \times 2.51}{2.875 - 2.51} \sqrt{\frac{2.875 - 2.82}{2.82 - 2.51}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{2.875 - 2.82}{2.82 - 2.51}}$$

$$F\left(\frac{y_2}{E}\right) = -2.05 - 1.26 = -3.31$$

$$F\left(\frac{Y_1}{E}\right) = \frac{2E - 3S}{E - S} \sqrt{\frac{E - Y_1}{Y_1 - S}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{E - Y_1}{Y_1 - S}}$$

$$F\left(\frac{Y_1}{E}\right) = \frac{2 \times 2.875 - 3 \times 2.51}{2.875 - 2.51} \sqrt{\frac{2.875 - 2.78}{2.78 - 2.51}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{2.875 - 2.78}{2.78 - 2.51}}$$

$$F\left(\frac{Y_1}{E}\right) = -2.89 - 1.78 = -4.67$$

$$F\left(\frac{Y_2}{E}\right) - F\left(\frac{Y_1}{E}\right) = -3.31 + 4.67 = 1.36$$

b=Ortalama yüze su yüzü genişliği=17,40

c=Savak katsayısıdır ve 0,57 olarak alınabilir.

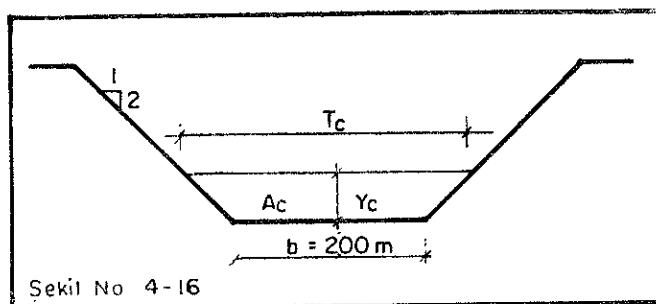
$$L = \frac{17,40}{0,57} \times 1,36 = 41,52, L = 40 \text{ m. alınabilir.}$$

2° — Yan savak kanalının hesabı :

Kanal içinde iyi hidrolik şartların sağlanması için akımın nehir rejiminde olması gereği (sayfa 4.16) da sebepleri ile izah edilmiştir.

Seçilen $S=0,01$ taban meyli için bu hususun sağlanıp sağlanmadığı araştırılmış ve kanal içinde su profili daha önce izah edilen teorik esaslara göre hesaplanmıştır.

Kanal kesit şekli aşağıda verilmiştir.



Kesiti yukarıda verilen kanalda çeşitli kritik su derinlikleri için debiler hesap edilmiştir. Kritik derinlikler için genel denklem :

$\frac{Qc^2}{g} = \frac{Ac^3}{Tc}$ dir. Burada Ac kritik derinlikte ıslak kesit alanı Tc ise su üst yüzü genişliğidir.

$Qc = Av \cdot Vc, hvc = \frac{Vc^2}{2g}$ (kritik derinlikte hız yüksekliği)

olduğuna göre : $\frac{Ac^2 \cdot Vc^2}{g} = \frac{Ac^3}{Tc}, \frac{Vc^2}{2g} = \frac{Ac}{2Tc}$

$$Ac = (2,00 + 0,50 Yc) Yc.$$

$$Tc = (2,00 + Yc)$$

Çeşitli yc değerleri için hesaplar aşağıdaki tabloda yapılmıştır.

Y	A	T	A/2T	V_c	Q_c	R_c
0.20	0.42	2.20	0.095	1.36	0.570	0.172
0.30	0.645	2.30	0.140	1.66	1.070	0.242
0.40	0.88	2.40	0.183	1.89	1.665	0.304
0.60	1.38	2.60	0.265	2.28	3.150	0.413
0.80	1.92	2.80	0.345	2.60	5.000	0.506
1.00	2.50	3.00	0.416	2.85	7.130	0.590
1.20	3.12	3.20	0.488	3.09	9.650	0.666
1.40	3.78	3.40	0.556	3.30	12.480	0.737
1.60	4.48	3.60	0.622	3.49	15.650	0.803
1.80	5.22	3.80	0.686	3.68	19.200	0.868
2.00	6.00	4.00	0.750	3.83	23.000	0.926
2.20	6.85	4.20	0.815	4.00	27.400	1.000

40 metre uzunluğundaki yan savak kanalı 5'er metrelük kısımlara bölünerek;

$$\Delta y_m = \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right)$$

Formülü kullanılarak; her noktasında kritik derinliği haiz olan, fiktif bir kanalda su profili hesabı sayfa 4.20'de tablo halinde yapılmıştır. Tablodaki her kolonun manası aşağıda izah edilmiştir.

Kol. 1. Başlangıç kesitinden mesafe (m)

Kol. 2. Mesafe farkları

Kol. 3. Gözönüne alınan kanal parçasından geçen debi (birim debi ile Δx mesafesinin çarpımı) (m^3/sn)

Kol. 4. Gözönüne alınan kesitteki debi ile bir önceki kesitteki debilerin toplamı (m^3/sn)

Kol. 5. Kol. 3'deki debiye tekabül eden Yukarıdaki tablodan enterpolasyonla bulunan kritik derinlik (m)

Kol. 6. Tablodan enterpolasyonla bulunan ve kol. 3 deki debiye tekabül eden kritik hız (m/sn)

Kol. 7. Gözönüne alınan kesit ile bir önceki kesitteki hızların toplamı (m/sn)

Kol. 8. Debideki artış $\Delta Q = Q_2 - Q_1$

Kol. 9. Hızdaki artış $\Delta V = V_2 - V_1$

Kol. 10. Aşağıdaki formül ile hesap edilen su yüzeyindeki alçalma (m)

$$\Delta y_m = \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2}{Q_1} \Delta Q \right)$$

Kol. 11. Yukarıdaki tablodan enterpolasyonla bulunan ve kolon 3'deki debiye tekabül eden kritik hidrolik yarıçap (m).

Kol. 12. Sürtünme katsayısı $n=0.016$ alınarak kolon 6'daki V hızından ve kolon 11'deki R hidrolik yarıçaptan faydalanılarak bulunan sürtünme kaybı, bu kayıp tablo değerlerinden de görüldüğü gibi ufak olup ihmäl edilebilir (m).

Kol. 13. Su yüzündeki toplam alçalma (m)

$$\Delta y' = y'm + hf$$

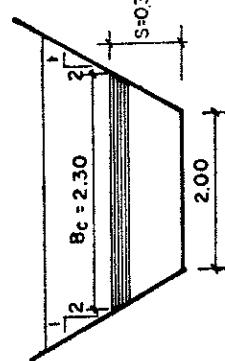
Kol. 14. Başlangıç kesitinden itibaren su yüzeyindeki toplam alçalma.

x	Δx	q	$q_1 + q_2$	y_c	v_c	$v_1 + v_2$	Δo	Δv	y_m	R_c	n	$\Delta v'$	$\zeta \Delta y'$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0+000													
0+005	5	1.25	1.25	0.33	1.73	1.73	1.25	1.73	-	0.261	0.020		
0+010	10	2.50	3.75	0.51	2.11	3.84	1.25	0.38	0.325	0.365	0.019	0.344	0.344
0+015	15	3.75	6.25	0.66	2.38	4.49	1.25	0.27	0.267	0.443	0.017	0.284	0.628
0+020	20	5.00	8.75	0.80	2.61	4.99	1.25	0.23	0.240	0.506	0.016	0.256	0.884
0+025	25	6.25	11.25	0.92	2.75	5.36	1.25	0.14	0.201	0.555	0.016	0.217	1.101
0+030	30	7.50	13.75	1.03	2.89	5.64	1.25	0.14	0.188	0.601	0.016	0.204	1.339
0+035	35	8.75	16.25	1.13	3.00	5.89	1.25	0.11	0.169	0.639	0.016	0.185	1.524
0+040	40	10.00	18.75	1.22	3.12	6.12	1.25	0.12	0.165	0.675	0.015	0.180	1.704

İler noktasında kritik derinliği haiz olan kanaldaki su ve taban profili şematik

çizilmiştir. Bu kanal profili ile $S = 0.01$ eğimli kanal mukayese edilirse görüürkî, her noktada kanal kritik meyli kütükten küçüktür ve yan savak kanalında nehir rejimi haklidir.

YAN SAVAK KANALINDA SU PROFİLİ HESABI :



Yan Savak kanalı sonunda (0.30 m.) yüksekliğinden bir eşik bulunmaktadır. (Bak şekil No: 4.18)

$$B_c = 200 + 2 \times 0.50 \times 0.30 = 2.30 \quad d_c = 1.14 \quad h_v = 0.48 \quad H = d_c + h_{vc} + S = 1.14 + 0.48 + 0.30 = 1.92$$

Kontrol kesitinin membranı su derinliği ;

$$du + dv_u = dc + h_{vc} + S = 1.92 \dots \dots \text{ (Eşik kaybi ihmâl edilmişdir.)}$$

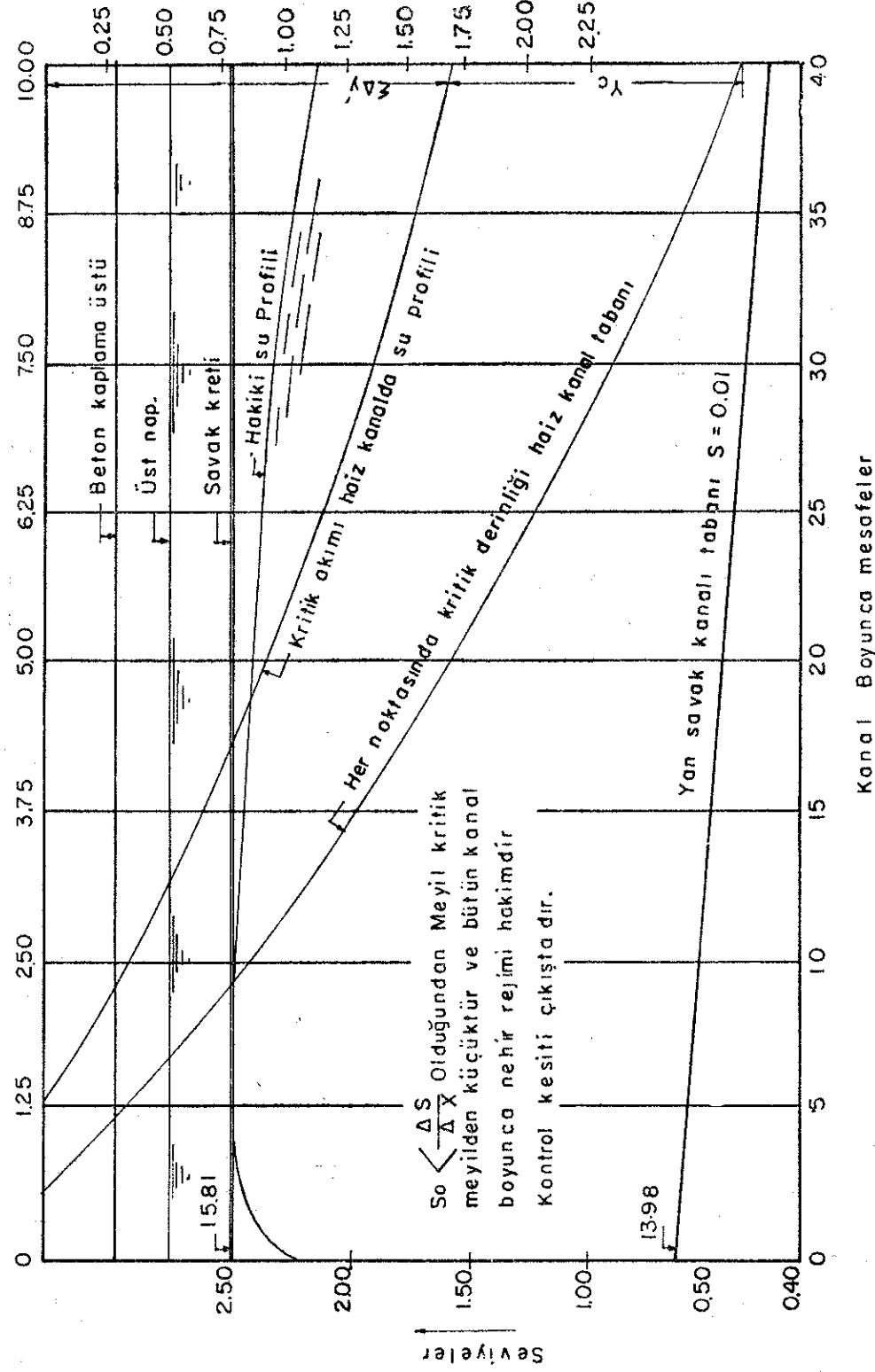
Buradan du = 1.94 m olarak bulunur.

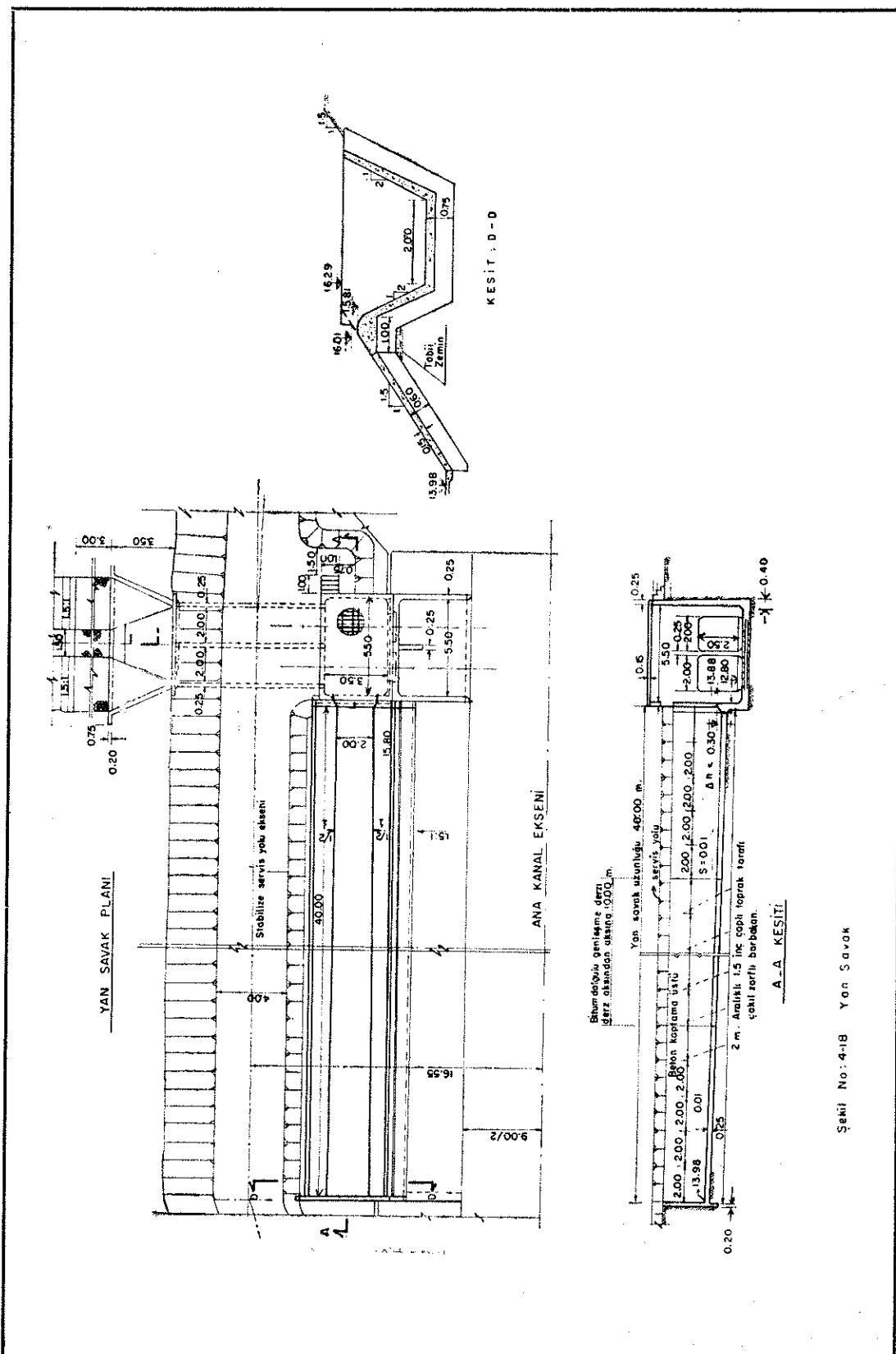
Bilinen su derinliğinden hareket ederek kanalda

Su profili hesabı aşağıdaki tablo üzerinde yapılmıştır.

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)} (V_1 + V_2) \left[\frac{(V_2 - V_1)}{Q_1} + \frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right]$$

KM	ΔX	Taban Kolu ΔY	Kabul Su Seviyesi	d	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$\frac{Q_1}{(Q_1 + Q_2)g}$	$V_1 + V_2$	$V_2 - V_1$	$Q_2 - Q_1$	$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1}$	13+16 Hesaplanan ΔY	Düştürül. ΔY	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	
0+0.40	0.00		1.71	4.88	10	2.05											
0+0.30	10	0.10	0.20	1.91	1.81	5.26	7.5	1.43	1.750	0.0437	3.48	0.62	2.50	0.333	0.68	1.30	0.20
0+0.20	10	0.20	0.12	2.03	1.83	5.33	5.00	0.94	1.250	0.0407	2.37	0.49	2.50	0.500	0.72	1.21	0.12
0+0.10	10	0.30	0.07	2.10	1.80	5.22	2.50	0.48	7.50	0.0340	1.42	0.46	2.50	1.00	0.94	1.40	0.07
0+0.05	5	0.35	0.02	2.12	1.77	5.11	1.25	0.25	3.75	0.0340	0.73	0.23	1.25	1.00	0.48	0.71	0.02



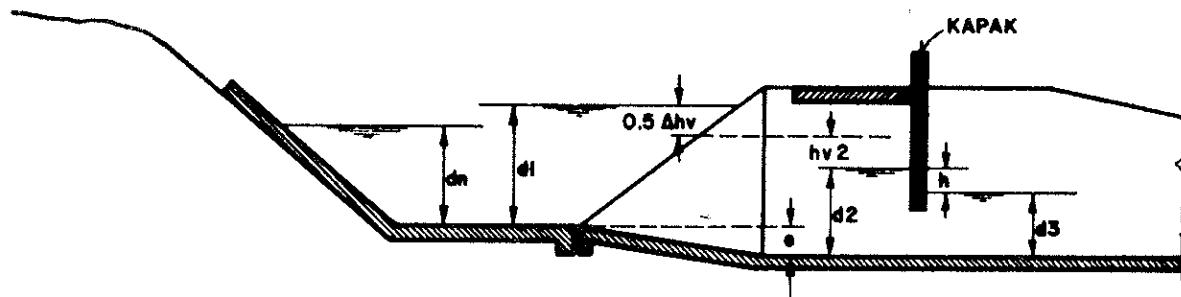


4.1.4 Kapaklı Tahliye Yapıları :

Kapaklı tahliye yapıları, otomatik sifon ve yan savaklardan farklı olarak kanalda mevcut bütün debinin tahliyesinde kullanılır. Bu maksatla tahliye yapısının mansabında kanal üzerinde akışı kesebilecek bir kapatma yapısının (veya çekin) tesisi gerekir. Böylece kanallarda lüzumlu bakım ve tamir işleri yapılabilir.

4.1.4 (1) Hidrolik Hesap Esasları :

Tahliye prizinin tabanı Şekil No. 4.19'da görüldüğü üzere; kanaldaki suyun tamamen tahliye edilebilmesi için kanal tabanından biraz daha düşüktür.



a) BATIK ORİFİS

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

b) GENİŞ EŞİKLİ SAVAK ÜZERİNDE AKIM

$$Q = C.L. H^{3/2}$$

Şekil No: 4 -19

Girişte yük kaybı $= 0,5 (h_{v2} - h_{v1})$ dir.

h_{v2} = Tahliye prizinde hız yükü

h_{v1} = Kanalda, tahliye prizi yönündeki hız yüküdür.

Tahliye prizi, kanaldaki akışa dik olarak yerleştirildiğinden $h_{v1} = 0$ alınabilir.

$$d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + e - 0,5 h_{v2} \quad h_{v1} = 0 \text{ için}$$

$$d_2 = d_1 + e - 1,5 h_{v2} \text{ bulunur.}$$

Genellikle kapak, memba su seviyesi kapak açıklığını tamamen örtecek şekilde yerleştirilmiştir. Bu şartlar altında debi orifis formülüne göre;

$$Q = CA \sqrt{2gh} \text{ bulunur.}$$

Kapağın mansabında Şekil No. 4.22'de gösterildiği şekilde serbest bir akım var ise h ; kapak açıklığı ekseninden memba su seviyesine kadar olan mesafedir. Şayet mansap su seviyesi yüksek ise yani orifis batık ise, h memba ve mansap su seviyeleri arasındaki farka eşittir. Emniyetli bir değer olarak $C=0,60$ alınabilir.

Genellikle kapak ölçülerini, kapaklar tamamen açıldığında proje debisinde kapak boşluğunda olacak maksimum hız 3 m/sn civarında olacak şekilde seçilir. Bununla beraber yeterli hidrolik yük mevcut değilse; daha büyük ölçüler alınabilir.

Kapaklar maksimum debide tamamen açıldığında (yani kapak alt ucu, memba su seviyesinin üstünde olduğunda) Şekil No. 4.19 (b) de görüldüğü gibi debi savak formülüne göre bulunur.

$$Q = CLH^{3/2}$$

H memba su derinliği, C ise; serbest akım şartlarında geniş eşikli savaklara ait katsayı olup $C=1,70$ alınabilir.

Şayet savak kısmen batık ise C katsayısi düzeltilmelidir. Düzeltilmiş C katsayıları (Referans No : 22. Grafik C.9 dan) alınabilir.

Kapağın kısmen ve az açık olması halinde; kapak altında yüksek hızlı bir su jeti oluşur. Diğer taraftan, tahliyenin bağlı olduğu yer debisi tahliye edilecek kanaldan düşük kotta olduğundan, tahliye kapağını takiben genellikle eğik düzlemlü bir düşü yapısı gereklidir.

Kapağı terkededen su jetinin daha dik meyilli düşü kanalına uygun bir meyille bağlanması gereklidir. Böyle bir geçiş meyili kullanılmadığı taktirde yüksek hizli akım; düşü kanalı başında kanal tabanından ayrılarak, tabanda negatif basınçlar ve dengesiz bir akım oluşturur.

Bu geçiş eğrisinin (trakjektörün) uzunluğu

$$x^2 = 4 HY \text{ formülüne göre tayin olunur.}$$

Formülde

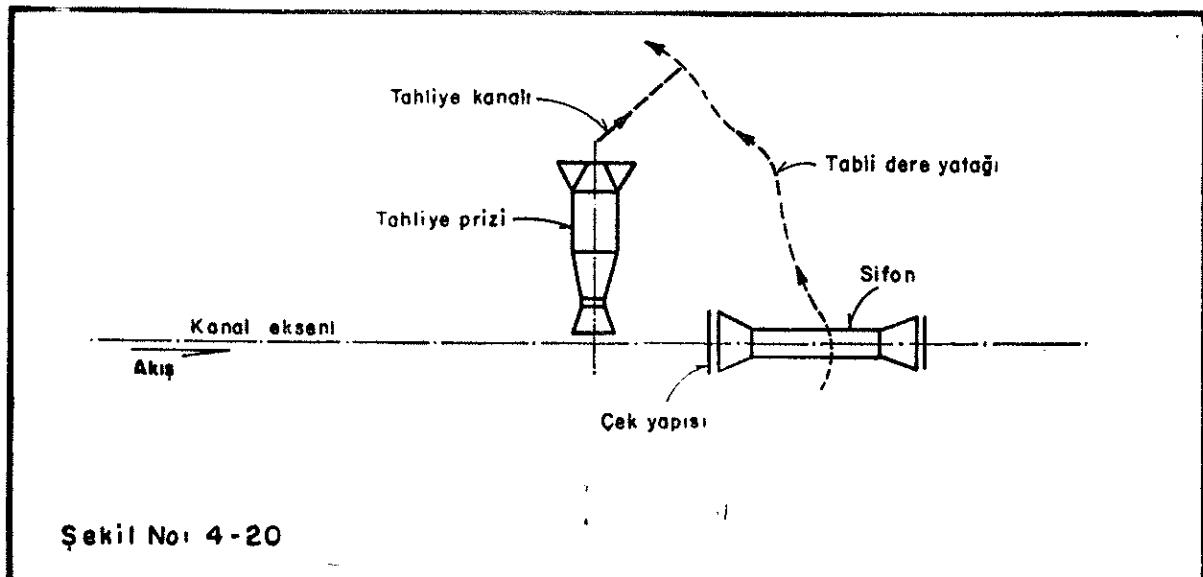
x ; Eğrinin başlangıç noktasından itibaren yatay uzunluk

y ; Başlangıç noktasından itibaren düşey uzunluk

H : Maksimum su seviyesinden priz tabanına kadar olan hidrolik yük (yük kayıpları ihmal edilmiş)

Yukarıdaki formülden faydalananarak, eğrinin uzunluğu ve profili tesbit edilir.

4.1.4. (2) — Sayısal Örnek :

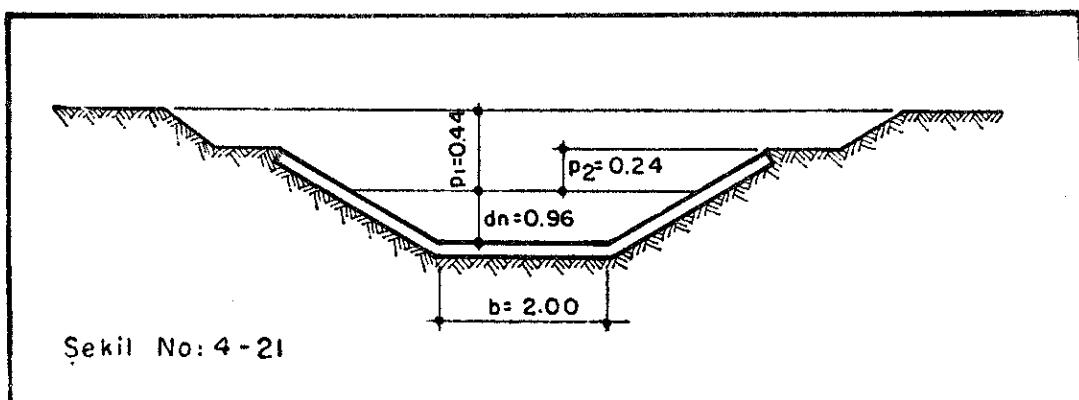


Yukarda şematik şekilde gösterilen bir tahliye projelendirilecektir.

(a) Veriler

(1) Karakteristikleri aşağıda tablo üzerinde verilmiş olan kanal üzerinde; gerektiğinde kanal debisinin tamamını tahliye edecek, kapaklı bir yapı projelendirilecektir.

b (m)	d _n (m)	1/m	F m ²	R (m)	n	I	Q (m ³ /sn)	V m/sn	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	P ₁	P ₂
2,00	0,96	1/1,5	3,30	0,604	0,016	0,0004	3,00	0,91	0,04	0,44	0,24



(2) Tahliye prizi tabanı, kanal tabanından, 15 cm. daha düşük yapılmıştır.

(3) Tahliye kanalındaki su seviyesi; kapak mansabında serbest akım doğuracak şekilde düşük kabul edilmiştir. (Şekil No. 4.22'de F ile gösterilen değer)

(b) Çözüm :

(1) Giriş yapısı boyutları (Şekil No : 4.22)

Giriş yapısı kotu; sedde üst kotu olarak alınmıştır. Buna göre

$$L_1 = 1,5 \quad h_b = 1,5 \times 1,40 = 2,10 \text{ m.}$$

h_2 duvar yüksekliği

$$h_2 = \frac{L_1}{1,5} + e$$

$$h_2 = \frac{2,10}{1,5} + 0,15 = 1,55$$

(2) Normal su derinliği için kapak yüksekliği (h_g) :

(Kapak için hava payı 14 cm. kabul edilerek)

$$h_g = d_n + e + 0,14$$

$$h_g = 0,96 + 0,15 + 0,14 = 1,25 \text{ m. seçildi.}$$

(3) Kanaldaki max. su seviyesi, kanal beton hava payının yarısını ihtiva eden derinlik olarak kabul edilmiştir.

Buna göre d_1

$$d_1 = d_n + 0,12$$

$$d_1 = 1,08 \text{ m.}$$

(4) Kapak boşluğununda oluşan maksimum hız 3 m/sn . ve kanaldaki suyun tahliye prizinde doğrultusundaki hız bileşeni $V_1=0$ kabul edilerek, d_2 derinliği bulunmuştur.

$$E_{s2} = E_{s1} + e - 0,5 h_{v2}$$

$$d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + e - 0,5 h_{v2}$$

$$d_2 + \frac{3,00^2}{19,62} = 1,08 + 0 + 0,15 - 0,5 \times \frac{3,00^2}{19,62}$$

$$d_2 + 0,45 = 1,08 + 0,15 - 0,5 \times 0,45$$

$$d_2 = 0,55 \text{ m.}$$

(5) Maksimum 3 m/sn . hız kabulü ile B genişliğinin minimum değeri

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3,00}{3,00} = 1 \text{ m}^2.$$

$$B_{\min} = \frac{A}{d_2} = \frac{1}{0,55} = 1,82 \text{ m. dir.}$$

(6) Gerekli B genişliği; (kapakların tamamen açık olması halinde)

$$Q = CB H^{3/2} \quad H = d_2 + h_{v2} = 0,55 + 0,45 = 1,00$$

$$B = \frac{Q}{CH^{3/2}} = \frac{3,00}{1,70 \times 1,00} = 1,76 \text{ m.}$$

$$B = 1,76 < 1,82$$

B = 1,80 m. alındı.

(7) Enerji kırıcı havuzu girişte meyil $2/1$ ($\tan \theta = 0,50$) alınarak, geçiş eğrisi (trajektor) projelendirilecektir.

$$x^2 = 4 HY$$

$$H = d_1 = 1,08 \text{ m.}$$

$$x^2 = 4,32 Y, Y = x^2 / 4,32$$

$$\frac{d}{dx} \frac{x^2}{4,32} = \frac{2x}{4,32} = \frac{x}{2,16}$$

$$\frac{x}{2,16} = 0,5 \quad x = 1,08 \text{ m.}$$

$Y = x^2 / 4,32$ denklemi, x'e 0,20 m. ara ile artan değerler verilerek çözülürse.

x	y
0	0
0,20	0,01
0,40	0,04
0,60	0,08
0,80	0,15
1,00	0,23
1,08	0,25

(8) Priz Kapasitesinin Kontrolu

Proje debisinin ($Q=3,00 \text{ m}^3/\text{sn}$), maksimum kanal su seviyesi aşılmasızın, tahliye prizinden atılıp atılmadığını kontrol etmek için, Bernoulli denklemi ile aşağıda gösterilen tahlük yapılmalıdır.

Kapağın tamamen açık olduğu ve kritik derinliğin trajektor başında oluşturduğu ve girişte $0,5 h_{vc}$ yük kaybı meydana geldiği kabul edilmektedir.

Buna göre :

$$dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad q = \frac{3,00}{1,80} = 1,67$$

$$dc = \frac{1,67^{0,67}}{9,81^{1/3}} = \frac{1,41}{2,12} = 0,67 \text{ m.}$$

$$h_{vc} = \frac{dc}{2} = \frac{0,67}{2} = 0,33 \text{ m.}$$

Bernoulli Denkleminden

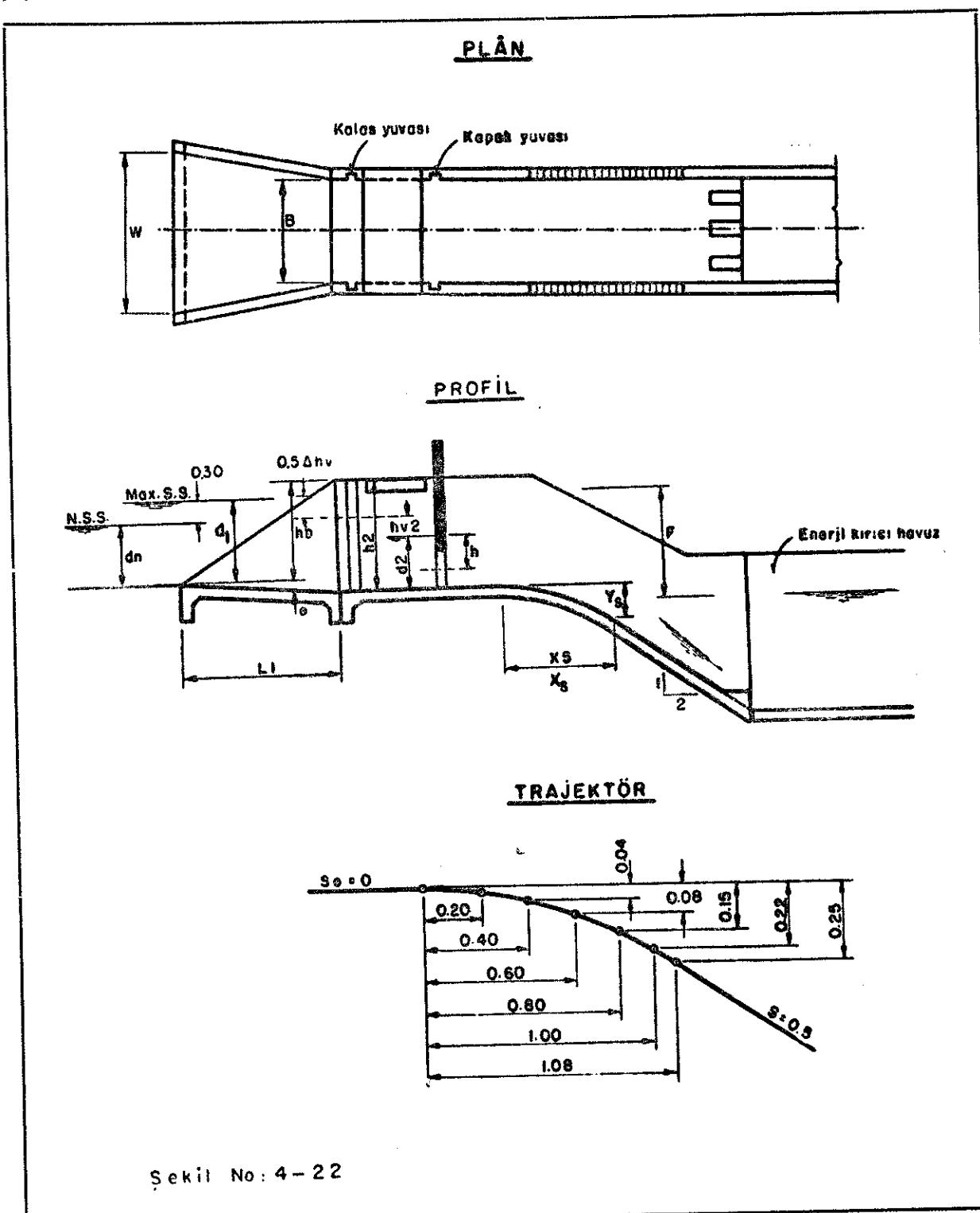
$$d_1 = d_C + h_{vC} + 0,5 \cdot h_{vC} - e$$

$$d_1 = 0,67 + 0,33 + 0,5 \cdot (0,33) - 0,15$$

$$d_1 = 1,01 \text{ m.}$$

Kanalda maksimum müsade edilen su derinliği 1,08 metre olduğuna göre, yapı yeterli kapasitede projelendirilmiştir.

(9) Enerji kırıcı havuz'un projelendirilmesi, düşü yapılarında belirtilen esaslara göre yapılacaktır.



4.2. SEL GEÇİTLERİ :

Kanalları kesen derelerin sularının kanala zarar vermesini önlemek için aşağıdaki tedbirlerden birisini almak gereklidir.

(1) — Kanalı derenin altında bir sifonla geçirmek (özellikle sık sık dereleri kesen kanallarda, her kesim noktasına sifon yapmak, hem ekonomik hemde hidrolik açıdan doğuracağı kayıplar bakımından uygun olmayabilir.)

(2) — Sel sularını kanala alan, «Yamaç suyu alma» tesisleri yapmak bu şekilde bir tertiple problemin halledilmesi için kanal içine alınacak suyun debisinin kanal kapasitesine nazaran oldukça az ve temiz olması gerekmektedir. Bu konu «Yamaç suyu alma» tesislerinde ayrıca incelenecaktır.

(3) — Yukarda izah edilen tedbirlerin alınmasına, belirtilen sebepler dolayısıyla imkân olmaması halinde kanalı kesen derelerin suları kanalın altından (alt sel geçidi) veya üstünden (üst sel geçidi) geçirilerek tabii yatağa verilir.

Yukarda da belirtildiği gibi sel geçitlerini 2 büyük guruba ayıralım.

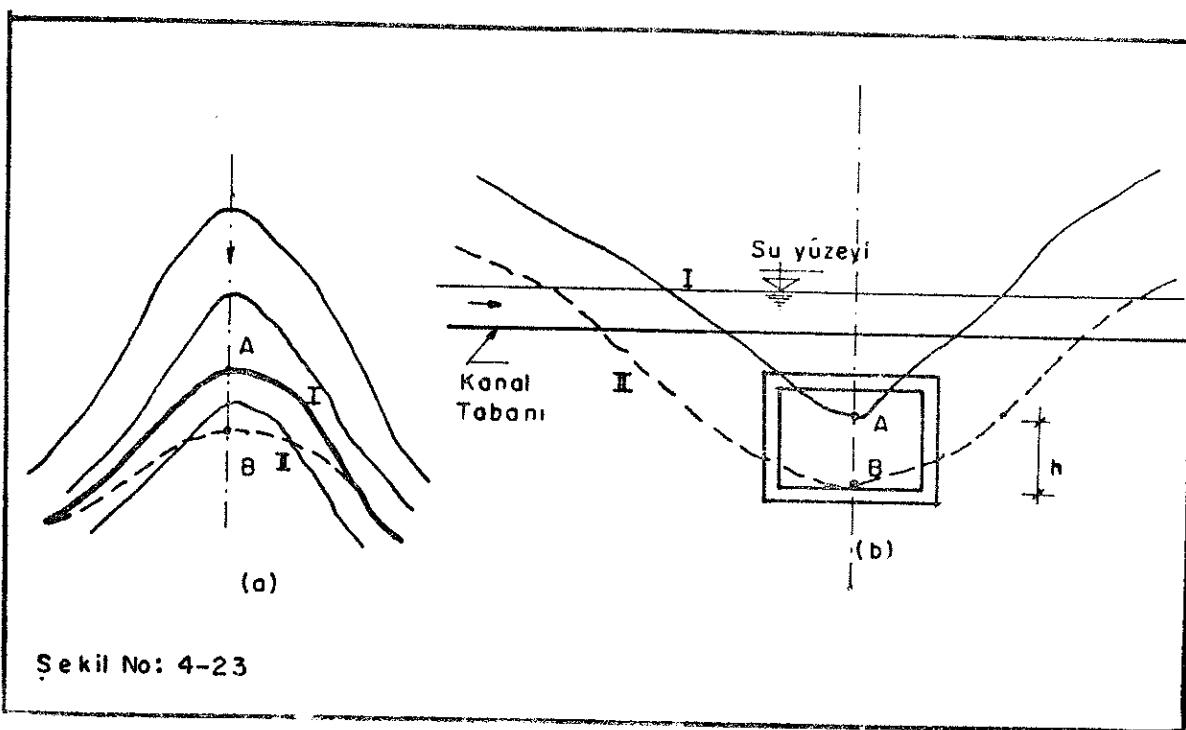
- Alt sel geçitleri
- Üst sel geçitleri

4.2. (1) — Alt Sel Geçitleri : Bu tip geçitlerde sel suları bir büz veya box vasıtasyyla kanal altından geçirilerek tabii sel yatağına verilmektedir. Özellikle giriş ağızı fazlaca hafriyata sokulan talweg kotu altındaki sel geçitlerinde pratikte karşılaşılan en mühim problem derenin taşıdığı sürüntü malzemesi ile menfezin tıkanmasıdır. Bu sebepten fazla sürüntü malzemesi taşıyan dereler üzerinde alt sel geçitlerinden kaçınmak lâzımdır. Küçük debilerde alt sel geçidi olarak, hazır beton borular, büyük debilerde tek veya çift gözlü box'lar kullanılmaktadır.

Beton boru kullanılması halinde, Ø80 lik borulardan küçük çaplı olanlar kolaylıkla tıkanması bakımından uygun değildir.

Kanalın araziye tatbiki esnasında ve güzergâh çalışmalarında, özellikle alt sel geçidi girişini hafriyattan kurtarmak için kanalı ova tarafına doğru az bir miktar kaydirmak faydalı olabilir.

Bu durum aşağıdaki şematik şekilde üzerinde gösterilmiştir.



Kanalın az bir miktar kaydırılması ile (I) konumundan (II) konumuna geçildiğinde, kanalda imlā miktarı biraz artarsada; sel geçidi girişinde hafriyata gerek olmıyacağından ve talvez menfez tabanına intibak edeceğinden alt sel geçitinin daha emniyetli çalışması temin edilmiş olur.

Alt sel geçidine verilecek eğimin tesbitinde; tabii dere yatağının eğimi ve kesit şekli rol oynar. Yukarda da belirtildiği gibi, giriş ağızı tabanı mümkün olduğu kadar tabii zemine intibak ettirilmeye çalışılmalıdır.

Geçit boyunca tek meyil kullanıldığı takdirde; bu meyil, sürüntü malzemesinin atılmasını sağlayacak kadar büyük ancak mansapta ayrıca bir enerji kırcı gerektirmeyecek kadar küçük olmalıdır. Pratikte; 0,005 lik bir minumun eğim ve kritik Sc meylinden büyük bir meyil yeterlidir. (Rer No : 1)

Ancak, mansapta enerji kırcı gerektirecek kritik meyilden çok büyük bir meyil yerine, Şekil No : 4.26'da gösterildiği şekilde, S_1 ve S_2 şeklinde 2 meyil kullanmak daha uygun olabilir. Bu durumda sel geçiti membaında da; serbest giriş temin edecek ve akışı girişte kontrol edecek şekilde $S_1 > S_c$ seçilmelidir.

Mansap S_2 meyli ise boru içinde sıçrama ile enerji kırılacak şekilde, 0,005 civarında bir meyil yeterlidir. Daha yatkı meyiller kullanımasından sürüntü malzemesi birikmesine neden olacağından kaçınılmalıdır.

Kanal tabanının alt yüzü ile, alt sel geçiti'nin üstü arasında en az 15 cm. bir boşluk kalmalıdır.

(a) — Alt Sel Geçidine Giriş Yapısı :

Sel getiren kanal ile, sel geçidi arasında bağlantıyı sağlamak üzere çeşitli geçiş (rakortman) şekilleri uygulanabilir. En uygun bir seçim, drenaj havzasının genel topografik karakteri, hidrolik şartlar ve sulama kanalı ile tabii yatağın talvez kotu gözönünde tutularak yapılmalıdır. Bu konuda aşağıdaki genel kriterler verilebilir.

Tip 1 : Şayet girişte, tabii dere yatağı muntazam bir şekli haiz ise «kırık düzlemlü» bir geçiş uygulanabilir. (Şekil No : 8.1)

Tip 2 : Muntazam şekli haiz olmayan dere yataklarında, basit geometrik hatları haiz ve Şekil No : 4.26'da gösterilen giriş şekli yeterlidir.

(b) — Alt Sel Geçiti Çıkış Yapısı :

Çıkış yapısı, sel geçitini terk eden suyun yapıya zarar vermeden mansaba intikalini sağlar. Çıkışta kırılması gereken enerji miktarına göre bu ya beton bir rakortman veya bir enerji kırcı yapıdır.

(1) Beton Rakortman :

Dolu halde max su hızı 3 m/sn ye göre boyutlandırılmış olan, alt sel geçitini terk eden suyun hızı, 6 m/sn ye eşit veya küçük ise, özel bir enerji kırcıya ihtiyaç duyulmadan yukarıda izah edilen Tip 1 veya Tip 2 şeklinde bir rakortman yapısı yeterlidir.

(2) Enerji Kırcılar :

Enerjiyi mümkün ise boru içinde kırarak, sel geçiti çıkışlarında enerji kırcılarından kaçınılmalıdır. Enerji kırcıları yüksek maliyetleri yanında ilâveten işletme sorunlarıda ortaya çıkarırlar. Sel geçiti içinde suyun hızı S_2 meyli azaltılarak düşürülebilir. Ancak bu meyil daha önce belirtildiği gibi yaklaşık olarak 0,005 in altına indirilmemelidir.

(c) — Alt Sel Geçitlerinin Yakalar (Collars) ile donatılması :

Alt sel geçitlerinde beton boru veya «box - kutu» üzerine önemli miktarda bazı ahvalde, 5 - 6 metre yüksekliğe erişen toprak dolgusu gelmekte ve kanal ımlasının sıkıştırılması özel bir itinayı gerektirmektedir.

Genellikle sel geçitinin genişliği, keçi ayağının rahat çalışmasına imkân vermemektedir. Bu gibi yerlerde pnömatik tokmak veya özel ekipman ile sıkıştırma yapılmalıdır, bu sıkıştırma aletlerinde kullanılamadığı beton boru veya box'ın hemen civarındaki bölge elle sıkıştırılmalıdır.

Büyük imlâlar altında, yamaç arazilerinde yapılan çok dik eğimli sel geçitlerinde, «yaka - collar» tabir edilen ve yapıyı saran halkalar; kanaldan veya sel geçitinden sızan suların «borulanma - piping» ile ınlayı sürüklemesine engel olmakta yardımcı olur.

Yapılacak sızma hesapları aksini göstermediği taktirde, amprik olarak yakalardan birisi yamaç tarafındaki sedde ekseni altına diğer ikisi ise işletme yolu seddesinin iç ve dış kenarları hızasında yerleştirilir. (Şekil No : 4.26)

Yaka aralıkları uygun seçilmemiş ise; sızcılı suyu beton ile zemin arasında yakaları dolaşmadan kısa mesafeden, doğrudan zemin içinde hareket ederek; borulanmaya neden olabilir. Aşağıda, Lane'nin ağırlaştırılmış sürtünme yolu metoduna göre; yaka ara mesafelerinin hesabı gösterilmiştir. (Şekil No. 4.24).

Hesapta Esas Alınan Ağırlaştırılmış Direnç Değerleri :

$K_1 = 1,0$ — Düşey beton yüzeylerindeki akış için, örneğin yakaların düşey kısımlarında,

$K_2 = 0,33$ — Yatay veya yataya yakın beton yüzeylerinde örneğin sel geçitinin alt yüzeyinde,

$K_3 = 2$ — Toprak içindeki akış için

Bu metoda göre; şayet yakalar arasındaki mesafe x , yakaların düşey boyutu Y ise; sızcılı suyunun yakaları dolaşmadan, kısa yoldan x mesafesini katetmemesi için, x in minimum değeri; aşağıdaki eşitliklerden bulunur.

$$K_3 x = K_2 x + 2K_1 \cdot Y$$

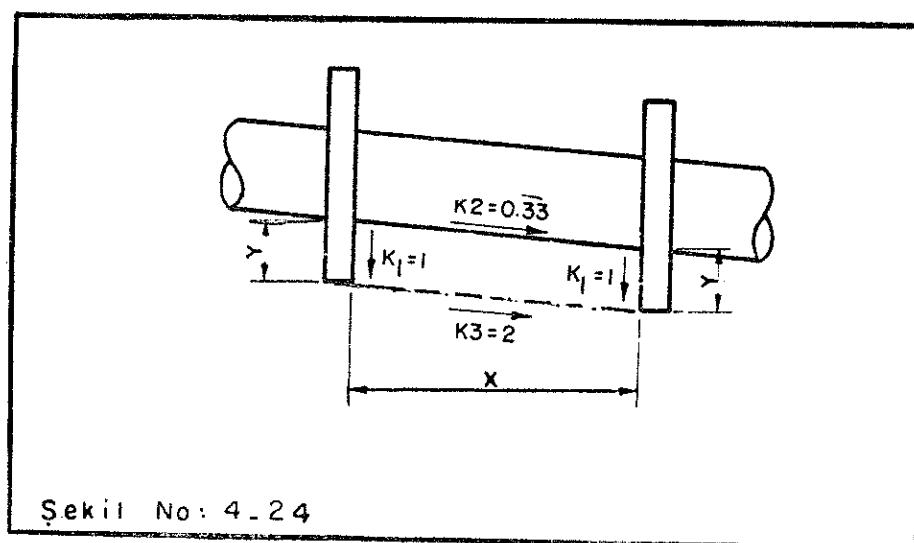
$$2x = 0,33x + 2(1 \times Y)$$

x, Y cinsinden çözülürse

$$2x - 0,33x = 2y$$

$$1,67x = 2y$$

$$x (\text{min}) = 1,2 y \text{ olmalıdır.}$$



(d) Alt Sel Geçitlerinin Hidrolik Projelendirmesi :

(1) Hız : Beton büz içinde, dolu halde max hızın 3 m/sn. civarında alınması uygun olur. Borunun tam dolu olmaması halinde; oluşan hız, dolu haldeki hızdan fazla olabilir. Şayet geçiti terkeden suyun hızı 6 m/sn den fazla ise çıkışta enerji kırıcı teşkili gereklidir.

(2) Hidrolik Kontrol :

Sel geçiti membaında su seviyesi, giriş veya çıkış şartları (kuyruk suyu yüksekliği veya boru yük kayıpları) ile kontrol edilir. Bu neden ile hidrolik kontrolün, girişte mi yoksa çıkışta mı olduğu araştırılmalıdır.

— Giriş kontrollü akım :

Şayet memba su seviyesi, mansap şartlarından bağımsız olarak teşekkül ediyor ise kontrol girişte demektir.

Mansap su seviyesi, girişe nazaran kafi derecede düşük ise bu durum oluşur.

— Çıkış-Kontrollü akım :

Şayet, mansap su seviyesi kafi derecede yüksek ise; girişteki su kotuna etki eder.

(3) Giriş veya Çıkış Kontrollü Akımların Tesbiti :

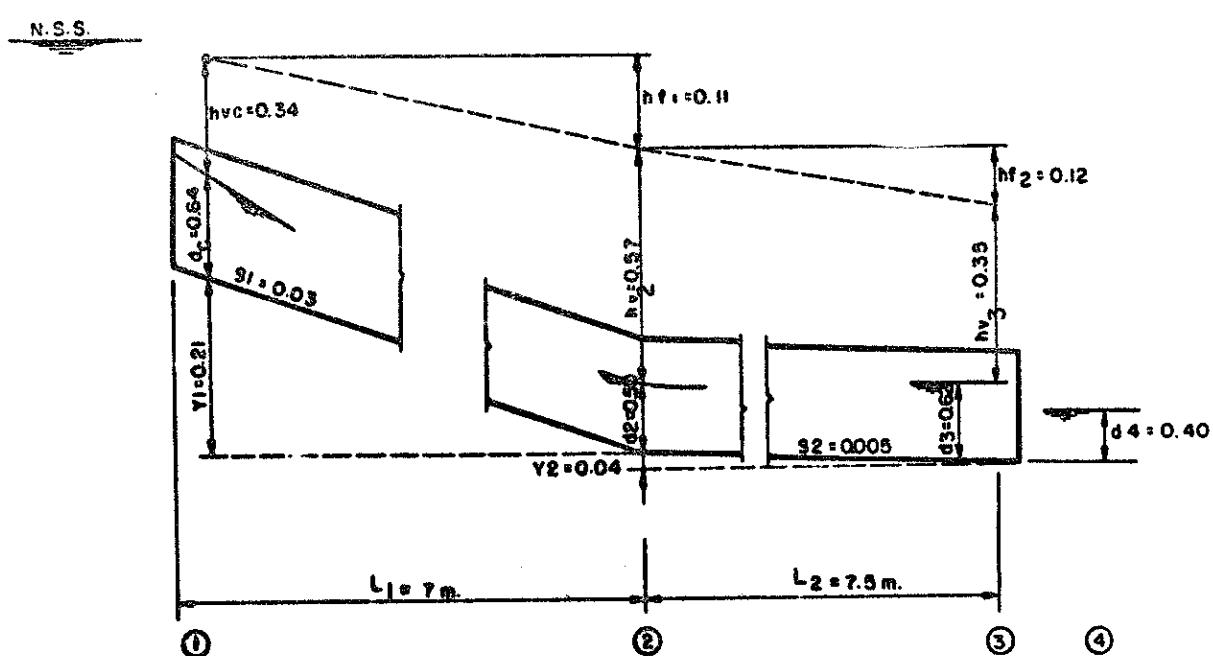
(a) Profil'in incelenmesi :

Kontrol tipinin tesbiti bazı hallerde memba ve mansap şartlarını ve eğimlerini inceleyerek yapılabilir. Örneğin; sel geçiti altında mansap kanalı geniş, belirgin bir yatağı haiz değil ve sel geçite giriş kotuna göre çok düşük ise, kontrel muhtemelen giriştedir. Bunun aksine, sel geçiti giriş kotuna göre; kuyruk suyu yüksek mansap yatağı belirgin ve az meyilli ise kontrol çıkışta olabilir.

Yukarda belirtilenlerin dışında; sel geçitinin memba eğimi, kritik eğimden büyük değilse; muhtemelen kontrol çıkıştadır.

(b) Bernoueli Teoremi ile tahlük (Şekil No : 4.25)

Hidrolik kontrolun yeri; profil incelenmesi ile tesbit edilemiyor ise, Bernoueli teoremi uygulanmalıdır.



Şekil No : 4 - 25

Şekil No : 4.25'de gösterilen sel geçiti için Bernoulli denklemi uygulanarak, (1) (2) (3) ve (4) ile gösterilen kesitlerde bir enerji dengesinin mevcut olup olmadığı araştırılır.

$E_{s2} = d_2 + hv_2$, $E_{s3} = d_3 + hv_3$ gözönüne alınan noktalardaki özgül enerjiler olup kot farkları ve kayıplar gözönüne alınarak,

$E_{s2} + \text{(Kot farkı)} = E_{s3} + \text{Kayıp}$, eşitliğinin mansaptan başlıyarak memba doğru her gözönüne alınan noktada sağlanıp sağlanmadığı araştırılır. Bu eşitlik her noktada sağlanıyor ise, akımın mansaptan kontrol edildiği sonucuna varılır. Her hangi 2 nokta arasında bu eşitlik gerçekleştirilemiyor ise bu iki nokta arasında ilâve yük kaybı doğuran hidroluk sıçrama meydana geldiği ve akımın giriş - kontrollü olduğu sonucu çıkar.

Ancak, enerji eşitsizliği mansap kanalı (nokta 4) ile suyun tam boruyu terk, ettiği nokta (nokta 3) arasında ise, sürtünme ve dirsek kayıplarının boruda nehir rejimi akım oluşturmaması ve düşük kuyruk suyu nedeniyle boruyu terk eden suyun kritik derinlikten geçmesi hinde, kontrol boru çıkışındadır.

(4) Giriş kontrollü akım hidroloji :

Akım girişte kontrol ediliyor ise; giriş yapısındaki (h) yükü orifis formülü ile tayin edilir.

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

$$h = \frac{Q^2}{2gc^2A^2}, C = 0,60 \quad V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$$

konulduğunda;

$$h = 0,1415 V^2 \text{ bulunur.}$$

Burada V, dolu haldeki hız olup, h ise; boru ekseninden itibaren yüktür.

Bu şekilde bulunan memba su seviyesi ile; kanal sedde üst kotu arasında yeterli bir hava hayatı (0,50) bulunmalıdır.

(5) Çıkış kontrollü akım hidroloji :

Kontrol çıkışta ise; proje debisini geçirmek için gerekli olan yük, aşağıda belirtilen yük kayıplarının bir fonksiyonudur.

(a) Giriş kaybı

$$hg = \text{Kg. } h_v$$

(b) Boru kaybı

$$S = \left(\frac{Q \cdot n}{R^{2/3} \times A} \right)^2 \quad n = 0,016 \text{ alınarak,}$$

Boru boyu L ise ; h, kaybı

$$h = L \cdot S \text{ olarak bulunur.}$$

(c) Çıkış kaybı

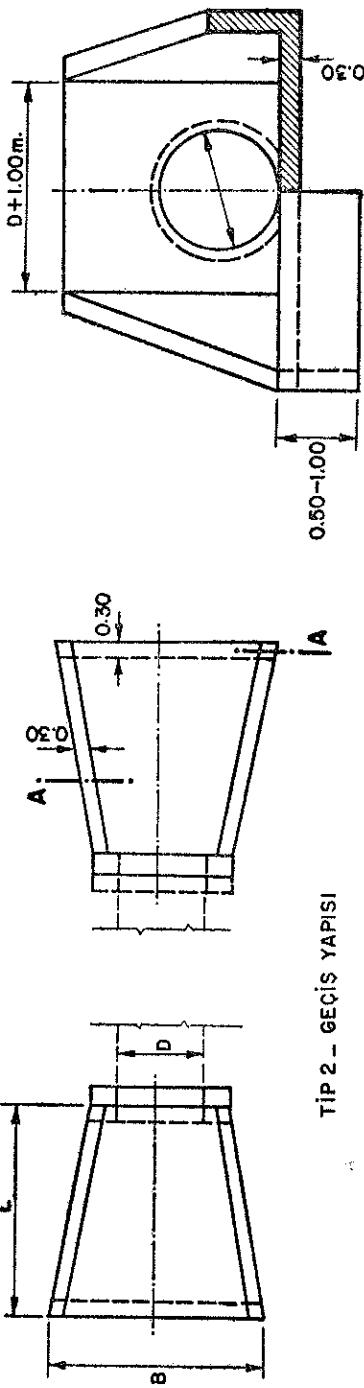
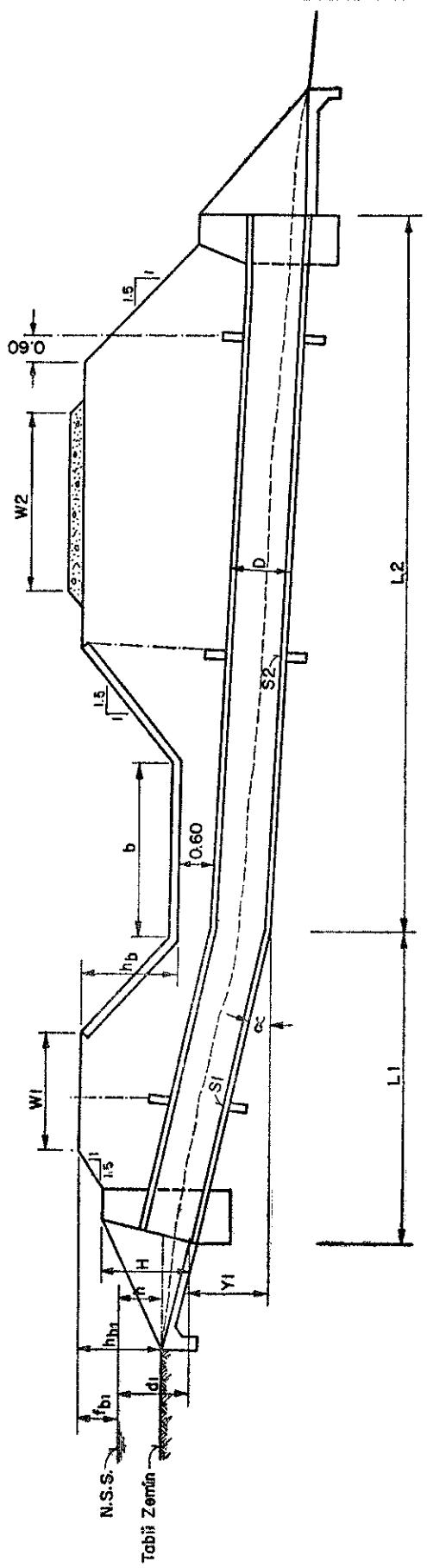
$$h_c = K_c \Delta hv$$

Yukarda izah edilen hususlar sayısal örnek üzerinde gösterilmiştir.

4.2. (2) Üst Sel Geçitleri :

(a) : Bu tip geçitlerde sel suları kanal üzerindeki tabliyeden geçirilerek tabii yatağına verilmektedir. Üst sel geçitleri açıkta bir yapı olduğundan temizlenmeleri kolaydır ve alt geçitlerine nazaran daha emniyetli yapılardır.

Üst sel geçitleri ayaklar üzerine oturan genellikle dikdörtgen kesitli bir kanaldır. Sel geçiti tabliye üst kotunu kesişme yerindeki kanal su kotu tesbit ettiğinden, şayet bu kot civar arazi kotundan fazlaca yüksek ise sel geçidi giriş yapısı dolgu üzerine isabet eder, ayrıca



TİP 2 - GEÇİŞ YAPISI

Şekil No : 4 - 26

geçitte toplanan suyun civar araziyi basmaması ve suyun sel geçitine çevrilebilmesi için uzun yöneltme sedde veya duvarları gerekir. Kanal aplikasyonu esnasında bu hususa dikkat edilmeli ve gerekliyorsa kanal bir miktar yamacaya kaydırılmalıdır.

Kanalda su seviyesi ile geçit alt kotu arasında, minimum 30 cm. bir hava payı bulunmalıdır.

Sel geçiti meyli az ise, geçit içinde genellikle nehir rejimi büyük meyillerde ise sel rejimi oluşur.

Geçitte sel rejimi oluşması halinde kritik eğime çok yaklaşan eğimler kullanmaktan kaçınılmalıdır. Çünkü kritik meyil civarında, akım dengeli değildir ve enerjideki ufak değişimler su yüzeyinde önemli artışlara sebep olabilir. Bu neden ile, proje debisine göre hesaplanan kritik eğimden yaklaşık % 20 fazla bir eğim seçilmesi yeterlidir.

(b) Üst Sel Geçitlerinin Hidrolik Hesabı :

(1) Kritik Akım Şartları :

Dikdörtgen bir kesitte kritik derinlik q_c , birim boydan geçen debi olduğuna göre

$$dc = \frac{q^{2/3}}{g^{1/3}} = 0,471 q^{2/3} \text{ dir.}$$

b sel geçiti genişliği ise $A_c = bdc$ olup

$$V_c = \frac{Q}{A_c}, h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g}$$

Özgül enerji ise $E_{sc} = dc + h_{vc}$

S_c kritik meyil ise

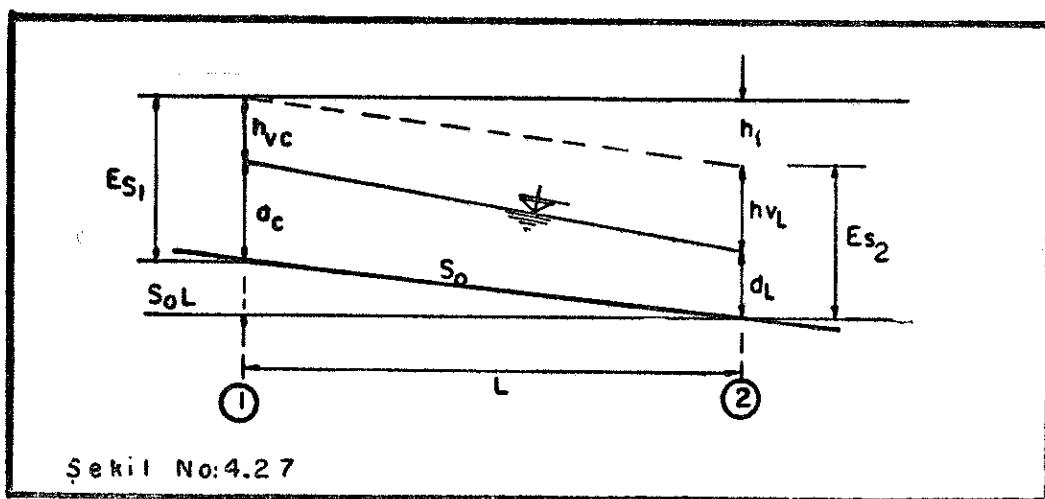
$$S_c = \left(\frac{n \cdot V_c}{R^{2/3}} \right)^2 \text{ dir.}$$

(2) Giriş Yük Kaybı :

Dikdörtgen kesitli üst sel geçidi ile, tabii sel yatağı arasında bir geçiş yapısı inşa edilir. Membə su seviyesi; girişteki enerji düzeyine; giriş kayipları eklenerek bulunacaktır. Giriş yük kaybı olarak;

$hg = 0,3 h_{vc}$ alınabilir. h_{vc} , kritik derinlikteki hız yüksekliğidir.

(3) Sel Geçitinde Su Profili



Geçitin memba ucunda, kritik akım şartları tesbit edildiğine göre, 1 ve 2 kesitleri arasında Bernoueli denklemi uygulanır ise

$$E_{s2} + hf = E_{s1} + S_o L \text{ dir.}$$

Denklemde :

E_{s1} bilinen özgül enerji

E_{s2} bulunacak özgül enerji

hf 1 ve 2 noktaları arasında sürtünme kaybı

$S_o L$, 1 ve 2 noktaları arasındaki kot kaybıdır.

(4) Sel Geçiti Çıkışında Enerji Kırılması :

Sel yatağı meylinin fazla olması halinde, sel geçiti çıkışında, bir düşü yapmak ve suyun enerjisini bu düşüde kırmak gerekebilir. Bu durumda «Düşey Düşü» veya «eşik düzlemlü» bir düşü yapılarak bu düşülerin mansabında enerji Kısım 6'de belirtilen esaslar ve formüller uygulanarak kırılmalıdır.

4.2 (3) Sel Geçidi Debisinin Tayini :

Sel geçidi kapasitesinin tesbiti için gereken proje debisinin tayininde büyük zorluklar ile karşılaşılmaktadır. Bu konuda muhakkak ki en sihhatli yol akım rasatlarından faydalananmaktadır. Şayet yeterli akım rasatları var ise bunlar kullanılarak bölgesel taşın analizi yapılır. Müteakiben boyutsuz bölge tekerrür eğrisi bulunarak, yan dereden gelebilecek muhtelif frekanslı debiler hesaplanır. Halbuki Memleketimizde bu metod için gerekli uzun süreli akım rasadı bulunan yan dereler yok denecek kadar azdır. Busebeften yan dere taşın debilerinin hesabında çeşitli amprik formüllerden birisinin kullanılması gerekmektedir. Bu konuda Devlet Su İşleri tarafından Rasyonel Metod ve Mc. Math. Metodu geniş ölçüde kullanılmaktadır. Bu hesap metodları bazı kabullere dayanmaktadır ve Mühendisin herseyden önce havzayı gayet iyi tanımı gerekmektedir. Aşağıda Mc. Math ve Rasyonel Metoda kısaca değinilmiştir. Metodlar için daha detaylı malumat için hidroloji kitaplarına başvurulmalıdır.

(a) Mc. MATH METODU :

Bu Metod umumiyetle düz ve hafif dalgalı arazilerde kullanılmakta ve dik meyilli yamaçlardan beslenen yan derelere tatbiki iyi netice vermemektedir. Her büyülüük'deki düz arazide kullanılması mümkündür.

Mc. Math Formülü aşağıda verilmiştir.

$$Q = 0.0023 C I S^{1/5} A^{4/5}$$

Q =Yüzeysel akış piki, m^3/sn .

C =Bitki örtüsü, toprak cinsi ve topografiye bağlı katsayıısı

I =Seçilen tekerrürün süresi için toplama zamanına tekabül eden yağış şiddeti $mm/saat$.

S =Yatak meyli $\times 1000$

A =Drenaj sahası alanı (hektar)

(1) Havzanın bitki örtüsü, toprak cinsi ve topografiyasına bağlı olan C katsayıısı, aşağıdaki tablo yardımıyla tayin olunur.

C'nin tayininde Havza Faktörleri

Bitki örtüsü	C_1	Toprak Cinsi	C_2	Topografiya	C_3
Cök iyi örtülü	0,08	Kumlu	0,08	Düz	0,04
iyi örtülü	0,12	Hafif	0,12	Hafif Meyiller	0,06
iyi orta	0,16	Orta	0,16	Tepelik	0,08
Orta - az	0,22	Ağır	0,22	Tepelik - Dik	
Az - çiplak	0,30	Ağır - kaya	0,30	Dik	0,15

Örneğin ağır bünyeli toprakları ihtiiva eden düz ve iyi bitki örtülü bir saha için (C) katsayıısı $C=0,22+0,12+0,04=0,38$ olarak bulunur.

(2) Formüldeki i yağış şiddetinin tayini :

i, Seçilen tekerrür süresi için toplanma zamanına tekabül eden mm/saat olarak yağış şiddetidir .Bu bakımdan i nin tayini için, toplanma zamanının bilinmesi gerekir. Toplanma zamanı

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.335} \text{ formülünden veya ekli abaktan bulunabilir. (Abak No :4.1) Bu formülde.}$$

Tc = Toplanma zamanı, saat

L = Mecra uzunluğu km.

H = Mecra yüksekliği, m. dir

Tc = Toplanma zamanı, abak veya formül vasıtıyla bulunduktan sonra, Havzaya ait yağışların şiddet - süre ve tekerrür değerlerini gösteren bir tablo veya grafikten i yağış şiddeti bulunabilir. (Devlet Meteoroloji İşler Genel Müdürlüğü tarafından 1969 yılında yayınlanan «Türkiye yağış şiddet - süre tekerrür» eğrileri isimli kitapta, bütün havzalara ait yağış şiddet - süre tekerrür eğrileri verilmiştir.)

(b) RASYONEL METOD :

Bu metod, kafı akım rasadı bulunmayan yan derelerin ve yüzeysel drenaj kanallarının kapasite hesaplarında kullanılan bir metoddur. Genel olarak 15 km² den küçük sahalar için iyi netice vermektedir.

Metodun dayandığı başlıca kabuller şunlardır :

Havzanın toplanma zamanına tekabül eden zaman içerisinde yağış uniform olarak düşer.

Yağış bütün havza üzerinde uniform'dur.

Debi aşağıdaki formülle verilmiştir.

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Q = Debi (m³/sn)

C = Drenaj sahası özelliklerine ve yağış şekline bağlı bir katsayı.

i = Suların toplanma zamanına (Tc) tekabül eden yağış şiddeti (mm/saat)

A = Drenaj sahası (km²)

(1) C Katsayısının tayini :

Bu katsayı yağışın şiddeti, süresi, drenaj sahasının büyüklüğü şekli, meyli, bitki örtüsü ve zemin cinsi gibi çeşitli faktörlere bağlı olarak değişir. C katsayısının drenaj sahasının özelliklerine göre değişimi aşağıda tablo halinde verilmiştir.

^c100 Değerleri
(100 senelik feyezanlar için)

Drenaj Sahası Özellikleri	^c 100 Değerleri (%)
Su geçirmez satılıklar	90—95
Dik çiplak satılıklar	80—90
Dalgalı çiplak satılıklar	60—80
Düz çiplak satılıklar	50—70
Dalgalı otlaklar	40—65
Yaprak döken ormanlar	35—60
Çam ormanları	25—50
Meyve bahçeleri	15—40
Yamaç ve taras ziraat arazileri	15—40
Taban ziraat arazileri	10—30

Çeşitli özellikte arazi ve bitki örtüsü ihtiva eden drenaj sahaları homogen kışılara ayrılarak her bir kışım için bir c_{100} değeri seçilir. Sonra bütün sahaya ait ortalama c_{100} hesaplanır. Meselâ üç ayrı özelliği ihtiva eden bir drenaj sahası için ortalama c_{100}

$$c_{100} = \frac{a_1 \cdot c_1 + a_2 \cdot c_2 + a_3 \cdot c_3}{a_1 + a_2 + a_3} \text{ şeklinde}$$

hesaplanır. Burada;

a_i = aynı özelliği taşıyan arazinin alanı

c_i =(a_i) arazisi için seçilen c_{100} değeridir.

Tabloda verilen 100 senelik feyezan hesaplarında kullanılan c_{100} değerlerinden istifade ile herhangi bir tekerrür süresine ait C_t -değeri aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$CT = c_{100} \left(\frac{T}{100} \right)^a \text{ Burada}$$

T =Sene olarak tekerrür süresi

a =Logaritmik kağıda çizilen şiddet - süre eğrilerinde T 'nın üssü (böyle bir şiddet süre

$$\text{eğrisinin denklemi } I = \frac{KT^a}{t^b} \text{ şeklinde.}$$

Burada :

I =Yağış şiddeti

T =Tekerrür süresi

t =Yağış süresi

k , a , b , bölgeden bölgeye değişen sabitlerdir.

Amerika'da yapılan çalışmalarda a nin genellikle 0.15–0.23 arasında değiştiği görülmüştür. $a=0.19$ a tekabül eden değerler kullanılırsa, şimdide kadar yapılan kabullerin ışığında büyük bir hata yapılmış olmaz ve proje tatbikatında genellikle benimsenen bir değerdir.

$$\left(\frac{T}{100} \right)^a \text{ Değerleri}$$

Tekerrür Süreleri (Yıl)					
a	5	10	25	50	100
0.19	0.57	0.65	0.77	0.87	1.00

c_{100} değerleri, seçilen tekerrür süresine göre yukarıdaki Tablo'dan elde edilen katsayılarla çarpılarak azaltılmalıdır.

(2) İ Yağış Şiddetinin Bulunması :

Debinin hesabı için lüzumlu İ yağış şiddeti, toplanma zamanı (T_c) ye tekabül eden yağış şiddettidir. Bunun için (T_c) toplanma zamanının bilinmesi gerekir.

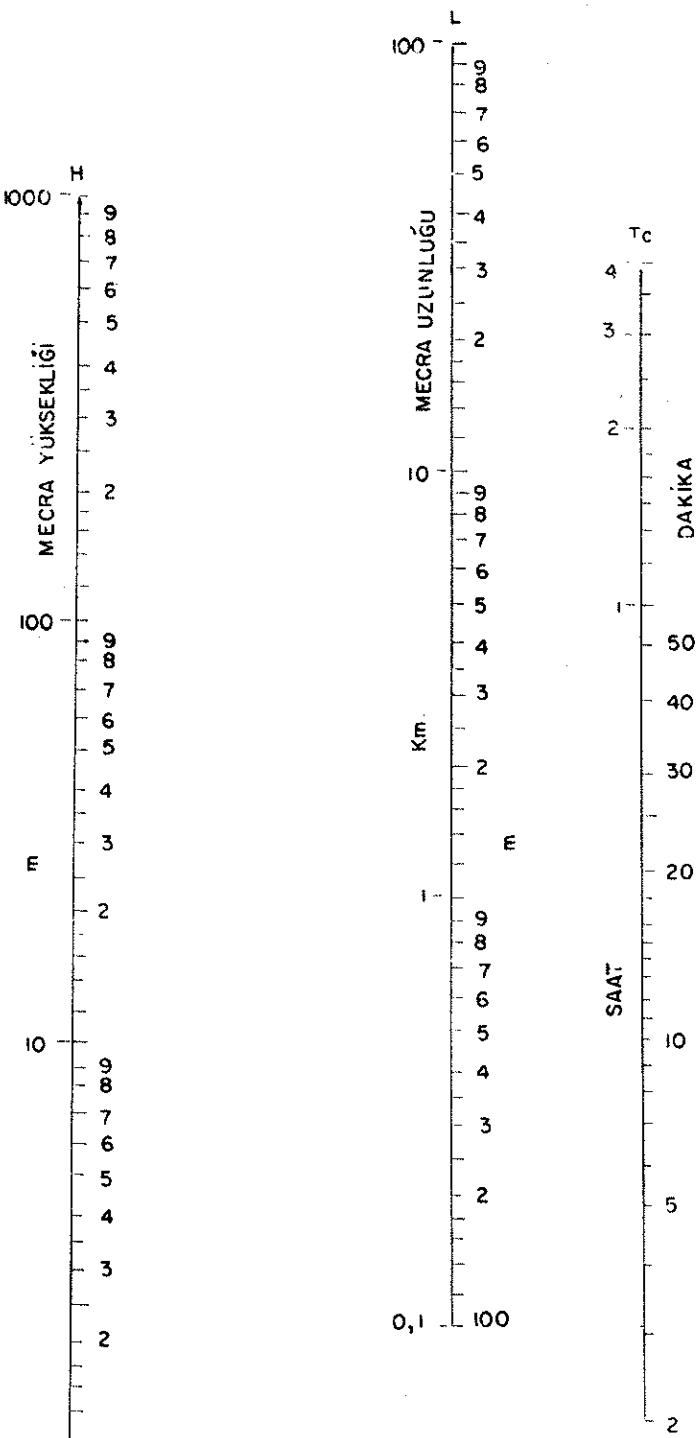
T_c nin tayini aşağıdaki sırayla yapılır.

a) Drenaj sahası belirli akarsu yatağının, en uzak noktasının, yapı yerine olan, uzaklıği ve 2 nokta arasındaki H kot farkı haritadan bulunur.

b) L ve H değerleri yardımıyla abak'tan ana yatağa ait T_c toplanma zamanı bulunur (Abak No : 4.1)

c) Ancak bir çok hallerde drenaj sahasının en uzak noktasına düşen yağış bir müddet arazi üstü akımı şeklinde aktıktan sonra ana yatağa kavuşur. Bu ise hakiki toplanma zamanının yukarıda bulunmuş T_c zamanından daha uzun olmasını icabettirir. Bu tip satılık akımlarının hızı arazinin eğimine göre aşağıdaki şekilde bulunur.

A B A K N O : 4 - I



$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L = Mecra Uzunluğu, Km.

H = Mecra Yüksekliği, m.

Tc = Toplanma Zamanı

Arazinin Eğimi (%)	Ortalama Hız Ağaçlık	Meralar	Tabii Yatak
0—3	0.30	0.50	0.30
4—7	0.60	0.90	0.90
8—11	0.90	1.20	1.50
12—15	1.10	1.40	2.40

d) T_c Toplanma zamanı bulunduktan sonra havzaya ait yağış şiddet - süre tekerrür eğrileri yardımıyla i yağış şiddeti bulunur. Ve Rasyonel Formül kullanılarak, debiler hesaplanır.

4.2. (4) Sayısal Örnek : (Şekil No : 4.25 ve 4.26)

Drenaj alanı $A=0,75 \text{ km}^2$ olan bir yandere ana kanalı kesmektedir. Topografik şartlara göre, yanderenin taşıdığı suyun, kanalın altından geçirilerek kanala zarar vermeden uzaklaştırılması uygun olacaktır. Bu nedenle, yapı, alt sel geçidi olarak tertiplenmiştir.

1/25000 lik harita üzerinde ölçülen drenaj alanı $A=0,75 \text{ km}^2$ derenin en uzak noktasının sel geçidine uzaklı $L=2 \text{ km}$ ve bu iki nokta arasındaki kot farkı $H=20 \text{ m}$. dir.

Bu sel geçidinin $T=5$ sene tekerrür süreli feyezan debisine göre projelendirilmesi istenmektedir.

(a) Hidrolojik Hesaplar :

Drenaj alanı küçük ve oldukça dik meyle sahip olduğundan hidrolojik hesapta, küçük drenaj alanı ve dik meyilli yamaçlardan beslenen yanderelere tatbiki iyi netice veren Rasyonel Metod uygulanacaktır. (Drenaj alanı $A < 15 \text{ Km}^2$ olup, metodun uygulanma sınırı içindedir.)

(1) Drenaj alanının topografyası ile bitki örtüsü ve zemin cinsine bağlı (C) Katsayısının bulunması :

Drenaj alanı bitki örtüsünden yoksun (çıplak) ve morfolojik olarak dalgalıdır. Bu özellikle sahip bir drenaj alanı için C_{100} değeri abaktan :

$$C_{100} = \frac{60+80}{2} = 70 \% \text{ alınabilir.}$$

5 senelik tekerrür süresine ait C değeri aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$C_5 = C_{100} \left(\frac{T}{100} \right)^a$$

$T=5$ sene ve memleketimiz için alınması uygun olan $a=0.19$ için

$$\left(\frac{T}{100} \right)^a = \left(\frac{5}{100} \right)^{0.19} = 0.57 \text{ olduğundan}$$

$$C_5 = 0.70 \times 0.57 = 0.40 \text{ bulunur.}$$

(2) (T_c) Suların Toplanma Zamanının Bulunması :

Abaktan. $H=20 \text{ m}$ $L=2 \text{ Km}$. değerleri için suların toplanma zamanı $T_c=40 \text{ dak.}$ bulunur. (Abak No : 4.1)

(3) 5 Senelik Tekerrür İçin Bir Saat Süreli Yağış Şiddeti (p) nin Tesbiti :

Drenaj havzasına en yakın istasyona ait 5 senelik tekerrür için bir saat süreli yağış şiddeti $P=10 \text{ mm/saat}$ dir.

(Devlet Meteoroloji İşleri Genel Müdürlüğü tarafından yayınlanan «TÜRKİYE YAĞIŞ, ŞİDDET - SÜRE - TEKERRÜR EĞRİLERİ» isimli kitapta Türkiye'deki bütün büyük havzalara ait yağış şiddet, süre - tekerrür eğrileri verilmiş olup, gözönüne aldığımiz dere havzasını da kapsayan havzadaki en yakın istasyon değerlerinden istifade edilerek istenilen tekerrür senesi için (P) bir saatlik yağış şiddeti bulunur.)

(4) Toplanma Zamanına Tekabül Eden Yağış Şiddeti (I_{Tc}) nin bulunması :

Rasyonel Metodta yağış süresi, havzanın toplanma zamanına eşit alındığından debinin hesabı için lüzumlu yağış şiddeti, toplanma zamanı T_c ye tekabül eden yağış şiddettir.

Abaktan, $T_c=40$ dakika ve $P=10$ mm/saat için şiddet - süre - tekerrür eğrilerinden $I_{Tc}=13$ mm/saat bulunur.

(5) 5 Senelik Feyezan Debisinin Hesabı :

Rasyonel Metodda debi aşağıdaki formülle verilmiştir.

$$Q = \frac{C_i I_{Tc} A}{3,6} \text{ (m}^3/\text{sn)}$$

$$Q = \frac{0,40 \times 13 \times 0,75}{3,6} = 1,08 \sim 1.10 \text{ m}^3/\text{sn. alındı.}$$

(b) Hidrolik Hesaplar :

(1) **Hız :** Dolu halde max. hız 3 m/sn. seçilmiştir.

$$(2) \text{Çap : } D = 1,13 \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

$$D = 1,13 \sqrt{\frac{1,10}{3}} = 0,68 \quad D = 0,80 \text{ seçildi.}$$

(3) Hidrolik Kontrol :

Mahallinde ve profil üzerinde yapılan bir çalışmada; dere yatağının muntazam bir şekli haiz olmadığı görülmüştür. Özellikle çıkışta su geniş bir yatağa yayılmakta olup; düşük bir mansap su seviyesi oluşacağı kanaatine varılmıştır. Ayrıca, sel geçiti girişi dik bir meyli hizdır. Bu verilerin ışığı altında; giriş kontrollü bir akış meydana geleceği kanısına varılmış olmakla beraber bu husus ayrıca tahlük edilecektir.

(4) Boru Sürtünme Meyli (borunun tam dolu akması halinde)

Akımın boru girişinde kontrol edilmesi halinde; sürtünme meylinin hesaplanması gereklilikle beraber konunun daha iyi anlaşılmasına bakımından bu meyilde hesaplanmıştır.

$$Sf = \left[\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right]^2$$

$$R = \frac{P}{4} = \frac{0,80}{4} = 0,20 \quad R^{2/3} = 0,34$$

$$Sf = \left[\frac{3 \times 0,016}{0,34} \right]^2 = 0,0199$$

(5) Kritik Meyil

$S_i = 0,03$ meyili ile bir karşılaştırma yapabilmek için $Q = 1,10 \text{ m}^3/\text{sn.}$ ve $D = 0,80$ için Tablo No : 5.2 kullanılarak sc hesaplanmıştır. (Şekil No : 4.26)

$$D^{5/2} = 0,80^{5/2} = 0,5724 \quad \text{Tablo No : 5.1}$$

$$D^{8/3} = 0,80^{8/3} = 0,5515 \quad \text{Tablo No : 5.1}$$

$$\frac{Qc}{D^{5/2}} = \frac{1,10}{0,5724} = 1,92 \quad \text{Tablo No : 5.4'dan} \quad \frac{dc}{D} = 0,80, \quad dc = 0,64$$

$$\frac{dc}{D} = 0,80, \frac{Qcn}{D^{8/3} Sc^{1/2}} = 0,3049, \frac{1,10 \times 0,016}{0,5515 \times 0,3049} = Sc^{1/2}$$

$$Sc^{1/2} = 0,1046 \quad Sc = (0,1046)^2 = 0,0109$$

$Sc = 0,0109 < S_c = 0,03$ olduğundan girişte akım serbesttir ve mansap su seviyesinin kontrolunda değildir.

(6) Giriş Akımı Hidroloji : (Şekil No : 4.26)

Akim girişte kontrol edildiğinden, $Q = 1,10 \text{ m}^3/\text{sn}$. proje debisi, giriş şartlarına bağlı olarak mansaba intikal edecek olup mansap şartları ve boru hidrolik özellikleri debiyi etkilemez. $Q = 1,10 \text{ m}^3/\text{sn}$. proje debisini geçiren yük (boru ekseninden itibaren)

$$V = C \sqrt{2gh} \quad C = 0,60 \text{ için}$$

$h = 0,1415 V^2$ formülüne göre hesap edilecektir.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1,10}{0,5024} = 2,19 \text{ m/sn.}$$

$$h = 0,1415 \times (2,19)^2$$

$$h = 0,67 \text{ m.}$$

(7) Giriş Hava Payı'nın Tahkiki (Şekil No : 4.26)

Girişte, baş duvari önündeki su derinliği

$$d_1 = h + \frac{D}{2}$$

$$d_1 = 0,67 + 0,40 = 1,07$$

$$fb_1 = hb_1 - d_1$$

$$fb_1 = 1,75 - 1,07 = 0,68 > \text{hava payı.}$$

Minimum hava payı 0,50 m. olduğuna göre, girişte yeterli emniyet vardır.

(C) Yapılan Hesapların Bernoueli Metodu İle Tahkiki (Şekil No : 4.25)

(1) Çıkışta Enerji Dengesinin Araştırılması :

Çıkışta, yatak genişliği, meyil ve pürüzlülük ve genel arazi topografyası gibi faktörler gözönünde tutularak su derinliği 0,40 m, su hızı ise 0,50 m/sn. olarak yaklaşık bir hidrolik hesap yapılarak tahmin edilmiştir. Buna göre,

$$ES_4 = d_4 + hv_4 = d_4 + \frac{V_4^2}{2g}$$

$$0,40 + \frac{0,50^2}{19,62} = 0,41$$

Borunun tam çıkış ucunda, enerji kritik derinliğe tekabül eden enerjiden az olamaz.

$$\frac{dc}{D} = 0,80 \quad dc = 0,64$$

$$\text{Tablo No : 5.4 dan } \frac{hv_c}{D} = 0,421$$

$$hv_c = 0,80 \times 0,421 = 0,34$$

$$Es_c = 0,64 + 0,34 = 0,98$$

$Esc > ES_4$ olduğundan çıkışta enerji dengesi elde edilemez ve mansap su seviyesi debiyi kontrol edemez.

(2) 1 noktasında özgül enerji

$S_1 > S_c$ olduğundan ve kuyruk suyu debiyi kontrol etmediğinden (1) noktasından (2) noktasına kadar akım sel rejimindedir ve (1) noktasında kritik derinlik oluşur ve özgül enerji ise : $E_{sc} = 0,98 \text{ m. dir.}$

(3) 2 noktasında özgül enerji

$$E_{s2} = E_{sc} + Y_1 - hf_1 \quad Y_1 = S_1 \cdot L_1 \text{ dir.}$$

$d_2 = 0,50$ kabul edelim.

$$\frac{d_2}{D} = \frac{0,50}{0,80} = 0,625 \quad \frac{A_2}{D^2} = 0,5212 \text{ (Tablo No : 5.2'den)}$$

$$A_2 = 0,5212 \times 0,64 = 0,33$$

$$V_2 = \frac{1,10}{0,33} = 3,33 \quad \frac{V_2^2}{2g} = \frac{3,33^2}{19,62} = 0,57 = hv_2$$

$$E_{s2} = 0,50 + 0,57 = 1,07 \quad \text{Tablo No : 5.2'den } \frac{d_2}{D} = 0,625 \text{ için}$$

$$\frac{Q \cdot n}{D^{8/3} (Sf_2)^{1/2}} = 0,2255 \quad (Sf_2)^{1/2} = \frac{1,10 \times 0,016}{0,5515 \times 0,2255} = 0,1415$$

$$Sf_2 = 0,020$$

L_1 boyunda sürtünme kaybı; (Şekil No : 4.25)

$$hf_1 = \left(\frac{Sc + Sf_2}{2} \right) L_1 \quad L_1 = 7 \text{ m.}$$

$$hf_1 = \frac{0,0109 + 0,0200}{2} \times 700$$

$$hf_1 = 0,0155 \times 7,00 = 0,11 \quad Y_1 = 0,03 \times 7 = 0,21$$

$d_2 = 0,50$ kabulünün doğruluğu araştırılırsa;

$$E_{s2} = E_{sc} + Y_1 - hf_1$$

$$1,70 = 0,98 + 0,21 - 0,11$$

$$1,07 \cong 1,08$$

(4) 3 noktasında özgül enerji (tam boru çıkışında)

$$E_{s3} = E_{s2} + Y_2 - hf_2 \quad Y_2 = S_2 \cdot L_2$$

$$d_3 = 0,62 \quad \frac{d_3}{D} = \frac{0,62}{0,80} = 0,775$$

$$\frac{A_3}{D^2} = 0,6573 \quad A_3 = 0,6573 \times 0,64 = 0,42$$

$$V_3 = \frac{1,10}{0,42} = 2,62 \text{ m/sn} \quad \frac{V_3^2}{2g} = 0,35 \quad hv_3$$

$$E_{s3} = 0,62 + 0,35 = 0,97$$

$$\frac{Q \cdot n}{D^{8/3} \times (Sf_3)^{1/2}} = 0,2968 \quad (Sf_3)^{1/2} = \frac{1,10 \times 0,016}{0,5515 \times 0,29968} = 0,1075$$

$$Sf_3 = 0,0116$$

$$hf_2 = \frac{0,0116 + 0,0200}{2} \times 7,50$$

$$hf_2 = 0,0158 \times 7,5 = 0,12$$

$$E_{s3} = E_{s2} + Y_2 - hf_2$$

$$0,97 = 1,07 + 0,005 \times 7,5 - 0,12$$

$$0,97 = 1,07 + 0,04 - 0,12$$

$$0,97 \cong 0,99$$

$$V_3 = 2,62 \text{ m/sn.}$$

(5) Alt sel geçitini terkeden suyun hızı 2,62 m/sn olup, 6 m/sn, den küçüktür. Çıkışta bir enerji kırıcıya ihtiyaç yoktur.

4.3. Yamaç Suyu Alma Tesisleri

Yamaç suyu alma tesisleri, yamaçlardan gelen suların aşağıda sıralanan kriterlere uygun şekilde kanala zarar vermeden kanal içine alınmasını sağlayan yapılardır.

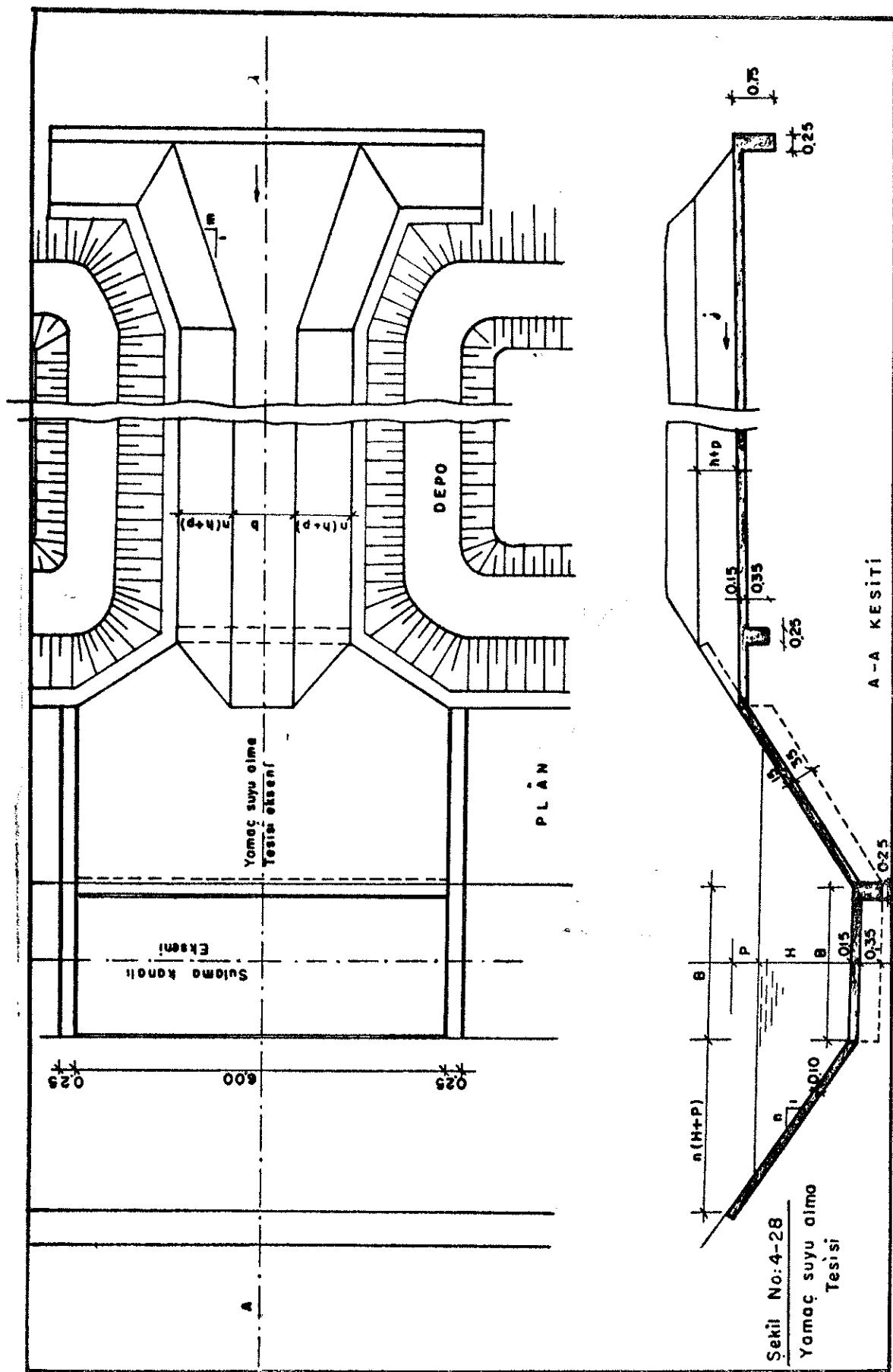
Yamaç suyu alma tesislerinin projelendirilmesinde aşağıdaki hususlar gözönünde bulundurulmalıdır :

a) Yamaç suyunun 5 sene frekanslı debisi, sel geçitlerinde anlatılan esaslara göre Rasyonel veya Mac-Math metodlarına göre hesaplanır. Bu debinin sulama mevsimi içinde veya dışında oluşunun tesbiti ile eğer sulama mevsimi içinde ise kanal hava yapının yarısının bu miktarı emniyetle taşıyıp taşıyamayacağının gösterilmesi lâzımdır.

b) Üzerine yamaç suyu alma tesisi yapılacak ufkak derenin, sürüntü malzemesi taşıyip taşımadığı araştırılmalıdır. Önemli miktarda sürüntü malzemesi getiren derelerin debisi madde (a) da belirtilen kriterlere uysada, sulama kanalı içine verilemez. Aksi takdirde; kanal içinde önemli işletme problemleri ile karşılaşılacaktır.

c) Kanala alınan suların kanalın neresinden ve ne şekilde atılacağıının önceden tesbit edilmesi lâzımdır.

Şekil No : 4.28'de; DSİ'ce uygulanan yamaç suyu alma tesisine ait tip proje gösterilmektedir.



5 — DÜŞÜ YAPILARI

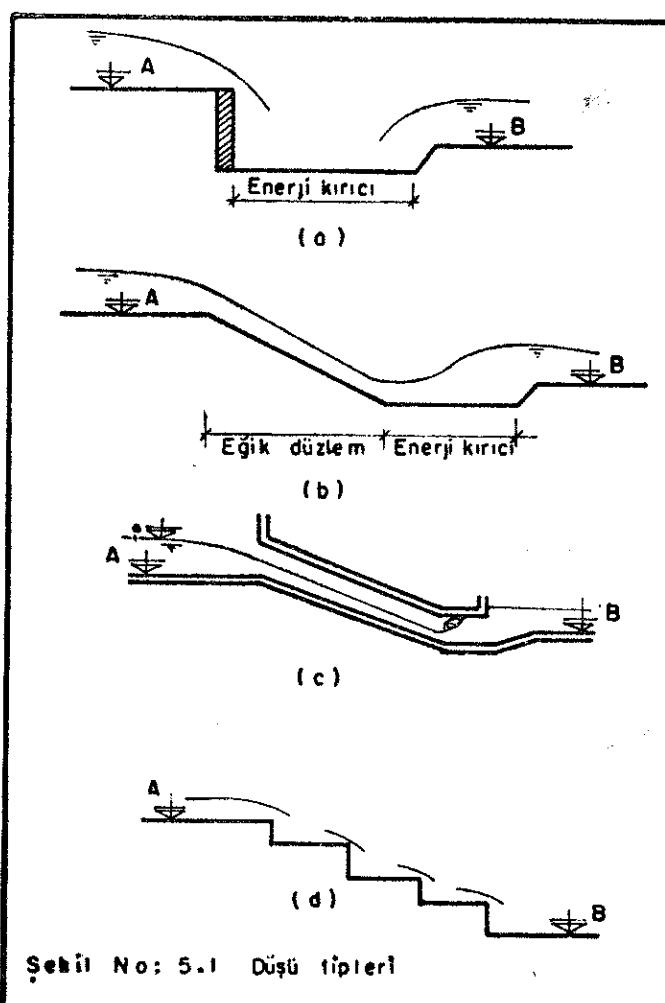
5.1. Genel tanımlama ve sınıflandırma

Düşü yapıları, suyu yüksek kotlardan, daha düşük bir kota enerjisini kırarak, emniyetli olarak indiren yapılardır.

Genellikle Amerikan teknik literatüründe Düşü (Drop) ve şut (Chute) terimleri, bahis konusu yapının yerleştirildiği su seviyeleri arasındaki farka bağlı olarak, ana fonksiyonları aynı olmakla beraber, farklı anamlarda kullanılmaktadır. Seviye farkları 4,5 m. (15 feet) den büyük olan su seviyeleri arasına yerleştirilen ve genellikle uzun boylarda devam eden kanallardan oluşan yapılara Şut (chute) denilmekte, 4,5 metreden küçük seviye farklarında kullanılan yapılar ise Düşü (Drop) olarak isimlendirilmektedir. Her iki halde de; Suyu ileten kanalda sel rejimli akım meydana gelmektedir.

Aşağıdaki incelemelerimizde; her iki tip yapıda ana fonksiyonları itibarıyla aynı olduğundan bu şekilde bir sınıflandırmaya gerek duyulmamış düşü ve şut kelimeleri aynı anamlarda kullanılmıştır.

Farklı seviyedeki iki kanal arasına şematik olarak şekilleri gösterilen, çeşitli yapılar yerleştirilebilir.



a. Dik Düşü

A ile B arasına yerleştirilen düşey bir duvardır.

b. Eğik Düzlemlü Düşü (Şut)

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.

Yukarıda belirtilen düşü tiplerinden hangisinin kullanılacağı hususuna karar verilmesinde ekonomik nedenler rol oynamakla beraber proje tatbikatında dik düşüler 2,5 m. yüksekliğe kadar uygulanmaktadır. Nap osilâsyonunun doğurduğu tehlikeler dik düşü yüksekliğini sınırlayan bir faktör olarak ortaya çıkmaktadır. Borulu düşüler ise, genellikle 4,5 m. (15 feet) yüksekliğe kadar kullanılmaktadır.

Yüksek düşülerde, seri dik düşülerin (kaskat) kullanılması, genellikle ekonomik açıdan uygun olmamaktadır.

Eğik Düzlemli Düşüler (Şütler) diğer tiplere nazaran daha büyük yüksekliklerde kullanılabilirler. Ancak; özellikle enerji kırıcıya girişlerde; Frud sayısının 15'i aşması halinde; teşirli bir şekilde enerji kırılmasının güçleşmesi nedeni ile DSİ uygulamalarında, 10 metreyi çok aşan yüksekliklerde; tek bir eğik düzlemli düşü yerine, yaklaşık 10 metre ile sınırlanmış kademeli ve bir seri düşü kullanılması tercih edilmektedir.

Genel olarak bir düşü yapısı aşağıdaki kısımlardan meydana gelmiştir.

1 — Kanal ile şut arasında giriş ve çıkış rakortmanları

2 — Düşü kanalı (Eğik düzlemli şütlerde genellikle dikdörtgen kesitli, borulu şütlerde dairesel kesitli, kaskatlarda ise dikdörtgen kesitli basamaklı bir kanaldır.)

3 — Enerji kırcı havuz

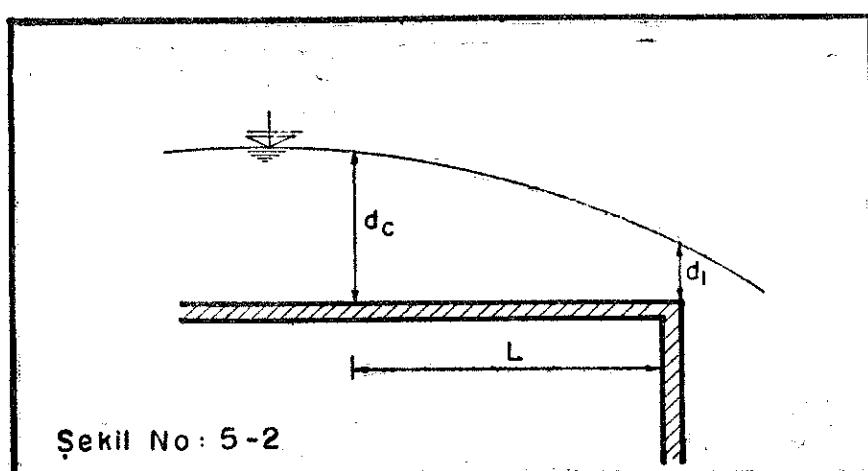
Aşağıda sıra ile çeşitli düşü tipleri incelenerek hidrolik hesap esasları verilmiş ve her tipin hidrolik özellikleri üzerinde durulmuştur.

5.2. Dik Düşü Yapıları

5.2. (1) — Hidrolik Hesap Esasları :

Dik düşüye yaklaşım kanalında, düşü kretine doğru alçalan bir su yüzeyi oluşur.

Düşü kretinde su derinliği h_{kr} 'den küçüktür ve kritik derinlik düşü kesitinin memba tarafında teşekkür eder.



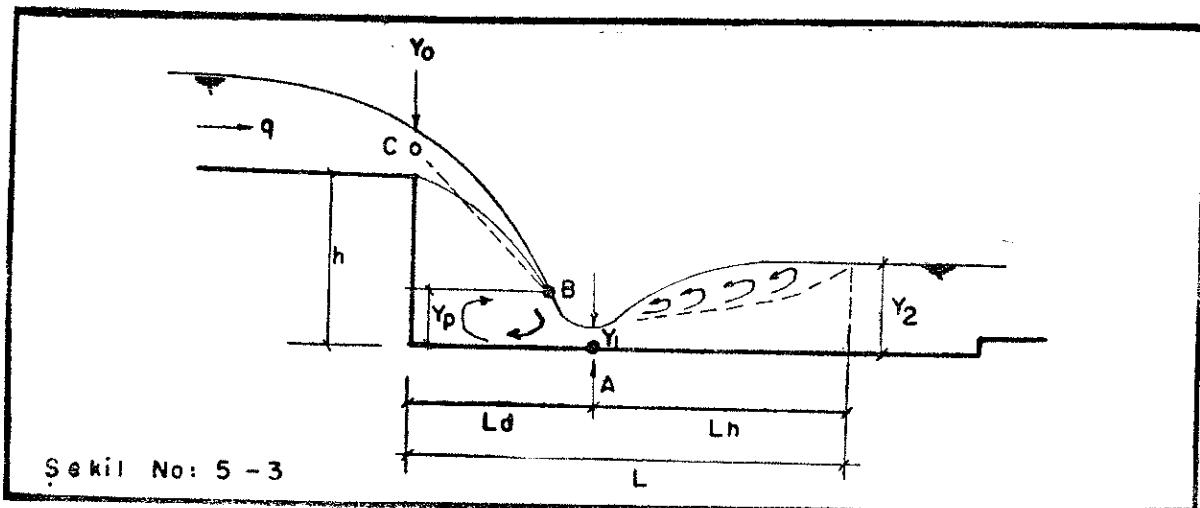
Model tecrübe sonuçlarına göre;

$$d_l = 0,715 \cdot d_c$$

Kritik kesitin yeri :

$$L = 1.16 \cdot d_c \text{ dir.}$$

Aşağıda verilen dik düşüyü incelersek L havuz boyu 2 kısımdan ibarettir.



1 — Havuz üzerine düşen napın, havuz tabanını kestiği nokta ile düşey şut duvarı arasındaki uzunluk (Şekilde L_d ile gösterilmiştir ve düşü uzunluğu olarak isimlendirilecektir.)

2 — Mansap kanalındaki su seviyesine göre teşekkül edecek hidrolik sıçramanın yer aldığı havuz kısmı (L_h uzunluğu)

Havuz boyu bu 2 uzunluğun toplamından ibarettir.

Yukarıdaki şekilde, Y₁ napın havuz tabanını kestiği noktadaki derinlik, Y₂ ise Y₁'e tekabül eden eşlenik derinliktir. Y₁'nin teşekkül ettiği A noktası, yaklaşık olarak BC doğrusunun havuz tabanını kestiği noktadır. C şut kreti üzerindeki napın merkez noktası, B ise napın altındaki havuz hizasında ve nap ekseni üzerindeki noktadır. Tecrübeler ile A, B, C noktalarının bir doğru üzerinde olduğu tahlük edilmiştir.

Verilen bir h şut yüksekliği ve birim boy debisi için havuz boyutlarının, (D) ile ifade edilen $\left(D = \frac{q^2}{gh^3} \right)$ boyutsuz düşü karakteristik sayısının (drop - number) fonksiyonu olduğu Moore, Bakhmeteff, Feodoroff ve Rand tarafından yapılan tecrübeler ile gösterilmiştir. Bu fonksiyonlar aşağıda verilmiştir.

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 D^{0.27}$$

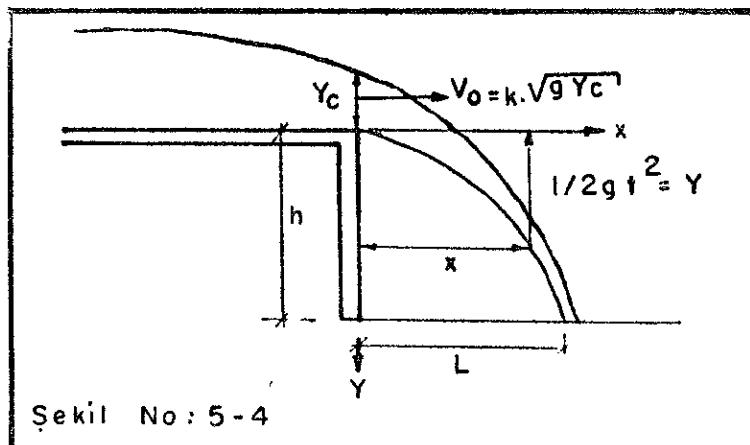
$$\frac{Y_p}{h} = 1.00 D^{0.22}$$

$$\frac{Y_1}{h} = 0.54 D^{0.425}$$

$$\frac{Y_2}{h} = 1.66 D^{0.27}$$

Bu formüllerden, düşünün karakteristik boyutları olan L_d, Y_p, Y₁ ve Y₂ hesaplanabilir. Y₂ derinliği ile mansap kanalında mevcut, su derinliği karşılaştırılarak, şayet Y₂>Y₃ (kuyruk suyu derinliği) ise enerji kırcı havuza verilecek (Y₂-Y₃) derinliği bulunur.

Aşağıda, Devlet Su İşleri tarafından sulama ve drenaj kanalları üzerindeki alçak düşülü şutlerin projelendirilmesinde geniş ölçüde tatbik edilen diğer bir formül incelenmiştir.



Su napının, takriben tepesi şüt kreti üzerinde bulunan parabolik bir yörunge takip ettiği kabul edilirse

$$Y = \frac{g}{2 V_0^2} X^2 \quad (1)$$

$V_0 = k \cdot g \cdot Y_c$ ($k > 1.00$ olup şüt kreti üzerinde su derinliğinin azaldığı ve hızlanan bir akımın yer aldığı belirtilmiş idi.)

$Y = h$ için $X = L$ olacağından, (1) nolu denklemde yerine konursa;

$$L = 1.41 \sqrt{k} \sqrt{h} Y_c \quad C = 1.41 \sqrt{k}$$

$L = C \sqrt{h} Y_c$ ifadesi bulunur.

Profesör, Etchevery tarafından ilk olarak teklif edilen ve kullanılan formülde, C katsayısı 2,5 ile 4,5 arasında değişmektedir.

Bilâhâre yapılan tecrübelerle, düşü uzunluğu ile beraber hidrolik sıçramanında yer aldığı havuz uzunluğununda içine alan toplam L boyu aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$L = \left[2.5 + 1.1 \frac{Y_c}{h} + 0.7 \left(\frac{Y_c}{h} \right)^3 \right] \sqrt{h Y_c}$$

Formül incelenirse, $\left(\frac{Y_c}{h} \right)$ nin büyük yani h düşü yüksekliğinin çok küçük değerleri için, makul olmayan büyük havuz boyları vermektedir ve $\frac{h}{Y_c} < 1.00$ değerleri için kullanılmamalıdır.

(Serge Leliavsky, Irrigation and Hydraulic Design. Valume II, Sayfa 353) Ayrıca, mansap su kotu, şüt kreti üzerinde 0,6 den daha büyük bir seviyeyi aşarsa, batıklık oranı çok arttığında formülün elde edilişindeki tecrübe kriterlerden uzaklaşmaktadır.

5.2. (2). Napın Havalanırmaması

Dik düşülerde düşü kretinden dökülen napın altında, kafi havalandırma yapılmaz ise, kararsız bir bölge teşekkül eder. Hava napın altına serbestçe girebiliyorsa ve akım tarafından sürüklenen havanın devamlı olarak yeri dolduruluyorsa serbest bir nap meydana gelir.

Hava içinde, 2 boyutlu nap hareketini incelersek, napın, alt ve üst yüzeyleri arasındaki basınç farkına çok duyarlı olduğu görülür. Bu basınç farkı napın her an değişen sinüs profili almasına sebep olur. Bu hadise «nap osilasyonu» olarak isimlendirilmektedir. Nap dalgalanması veya osilasyonunu nap altındaki hava tabakasının hacim değiştirmesi doğurmaktadır. Şöylediki, harici bir kuvvet meselâ anî bir rüzgâr dalgası napın akış yönünü değiştirerek şüt duvarı ile alt su napi arasındaki hava tabakasının hacmini küçültür.

Böylece sıkışmış havanın basıncı artar ve napın alt yüzüne tesir ederek napi şüt duvarından uzaklaştırır tekrar hava hacminin artması dolayısıyla basınç düşer, nap şüt duvarına yaklaşırlar ve osilasyon hareketi, düşü duvarlarına tesir eden, yapı için zararlı titreşimler doğurarak devam eder.

Bahis konusu dalgalanma, düşünün h yüksekliği arttıkça tesirini daha bariz şekilde göstererek ekonomik mülahazalar yanında düşey şütlerin yüksekliğini sınırlayan bir faktör olarak ortaya çıkmaktadır.

5.2. (3). Dik Düşülerin Kullanılma Sınırları

Proje tatbikatında, genellikle dik düşüler 2,5 metre yüksekliğe kadar kullanılmaktadır. Daha büyük yüksekliklerde dik düşülerin kullanılması ekonomik olmadığı gibi, nap osilasyonun doğurduğu titreşimler yüksek düşey şütlerde daha bariz şekilde kendini göstermekte ve bütün yapı için tehlikeli olmaktadır. $h > 2,5$ m. olan şütlerde, aşağıdaki paraograflarda incelenen şut tiplerinden birinin seçilmesi uygun olur.

5.2. (4). Sayısal Örnek

Q	n	s	b	d	$1/m$	A	V	$\frac{V^2}{2g}$	$H_E = d + \frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$
m^3/sn			(m)	(m)		(m^2)	$m/sn.$	(m)		m
0.127	0.016	0.001	0.40	0.27	1/1,5	0.217	0.591	0.02		0.29

Karakteristikleri tabloda verilen kanal üzerinde $H=1.60$ m. yüksekliğinde bir «Dik Düşü» inşa edilecektir. (Şekil No : 5.5).

Dik düşü genişliği $B=0.80$ kabul edilmiştir.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{0.127^2}{0.80^2 \times 9.81}} = 0.14 \text{ m. } \frac{Y_c}{h} = \frac{0.14}{1.60} = 0.088$$

Havuz Boyu

$$L = \left[2,5 + 1,1 \cdot \frac{Y_c}{h} + 0,7 \left(\frac{Y_c}{h} \right)^3 \right] \sqrt{Y_c h}$$

$$L = (2,5 + 1,1 \times 0,088 + 0,7 \times 0,088^3) \sqrt{0,14 \times 1,60}$$

$$L = (2,50 + 0,096 + 0,001) 0,474 = 1,23 \sim 1,25 \text{ m. alındı.}$$

Gövde Kalınlığı :

$$C = 0,35 + 0,08 (B + h)$$

$$C = 0,35 + 0,08 (0,80 + 1,60) = 0,54 \text{ m. } C = 0,55 \text{ m. seçildi.}$$

Havuz Derinliği :

$$G = \frac{1}{8} h$$

$$G = \frac{1}{8} \times 1,60 = 0,20, \frac{1}{2} Y_c = 0,07 \text{ m. } G = 0,20 \text{ m.}$$

Yan Duvar Kalınlığı :

$$E = 0,35 + 0,08 (h + d + G)$$

$$= 0,35 + 0,08 (1,60 + 0,27 + 0,20) = 0,52 \text{ E} = 0,55 \text{ m.}$$

Ricat Duvar Kalınlığı :

$$F = 0,25 + 0,25 d$$

$$F = 0,25 + 0,25 \times 0,27 = 0,32 \text{ F} = 0,35 \text{ m.}$$

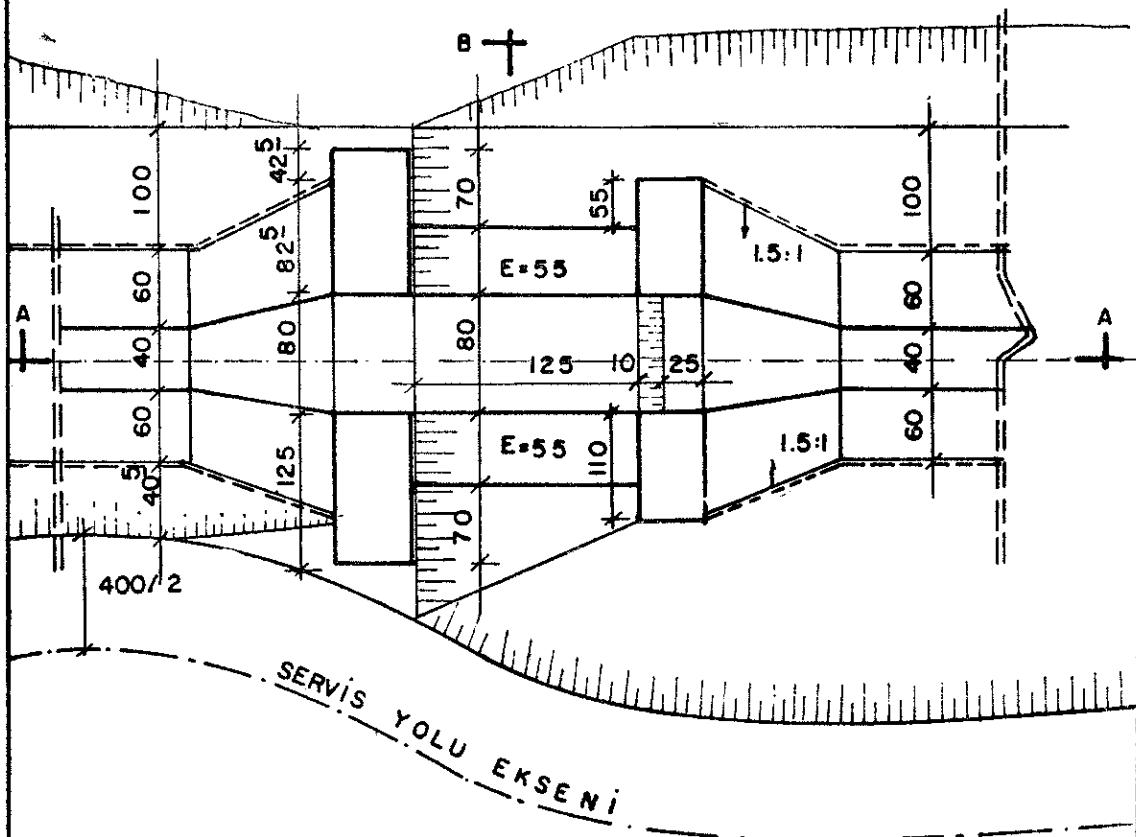
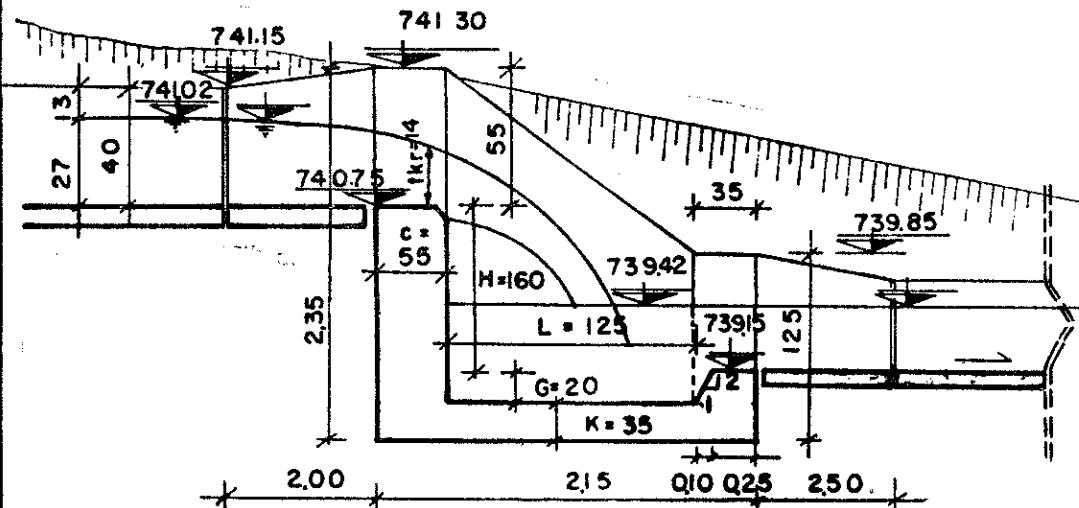
Radye Kalınlığı :

$$K = 0,20 + 0,06h + 0,15 hc$$

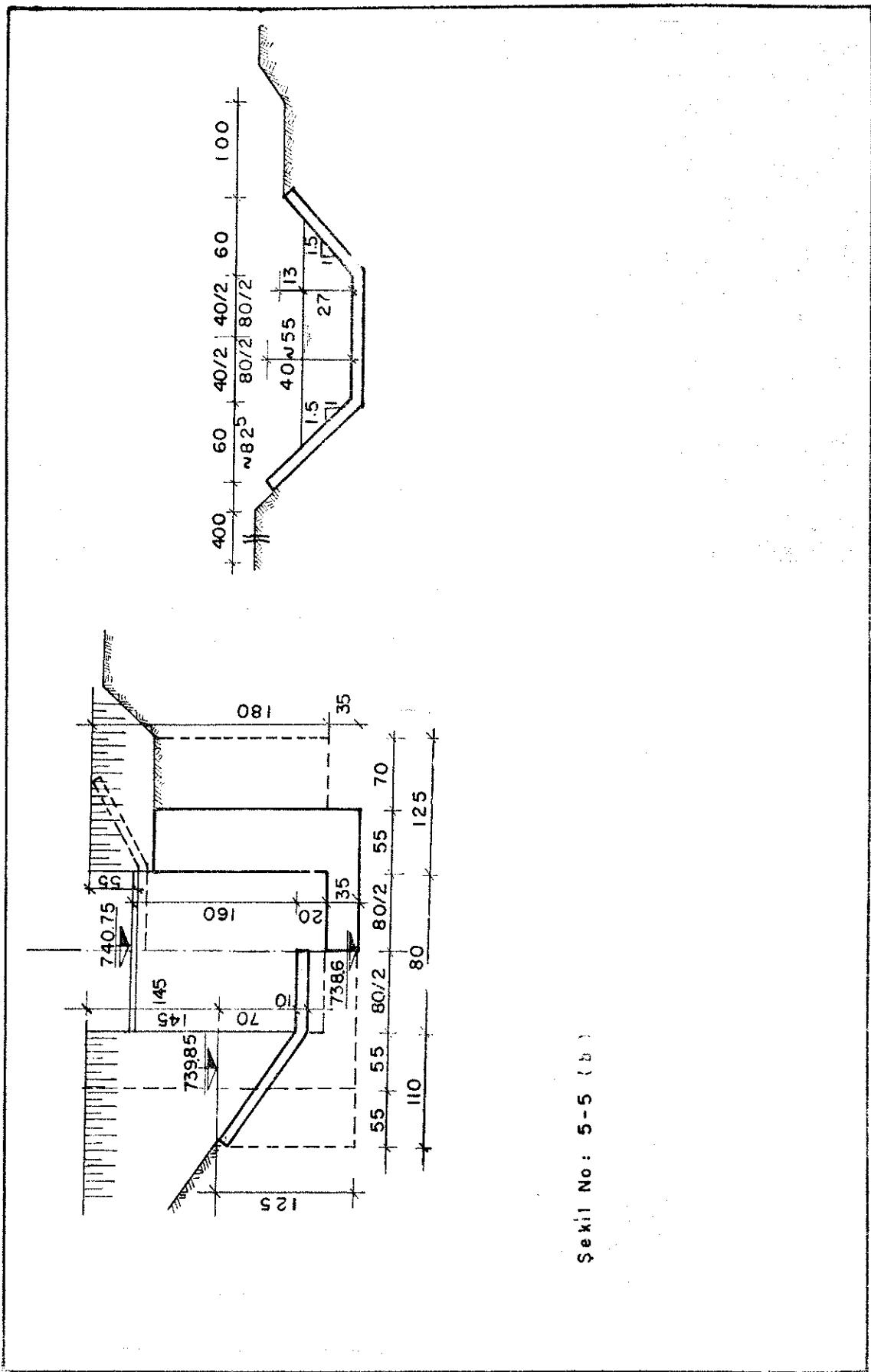
$$K = 0,20 + 0,10 + 0,02 = 0,32 \text{ K} = 0,35 \text{ m.}$$

Hesaplanan boyutlara göre «Şut Yapısı» plan ve kesitleri Şekil No : 5.5'de bösterilmiş tir.

DÜSEY SÜT

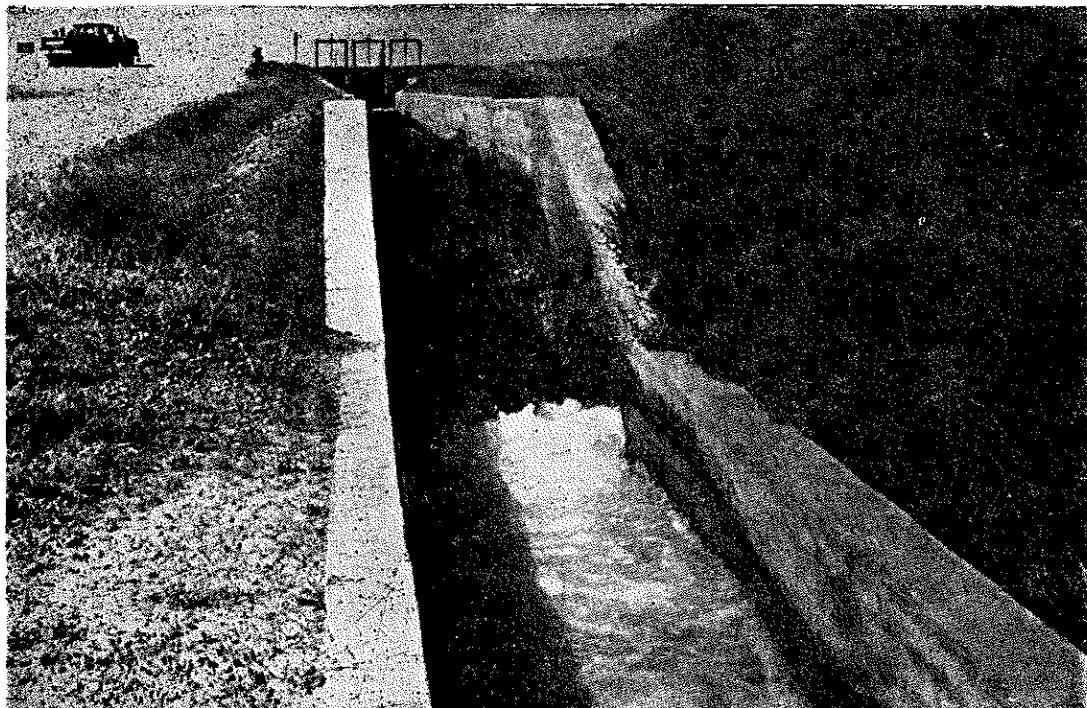


SEKİL NO : 5-5 (a)

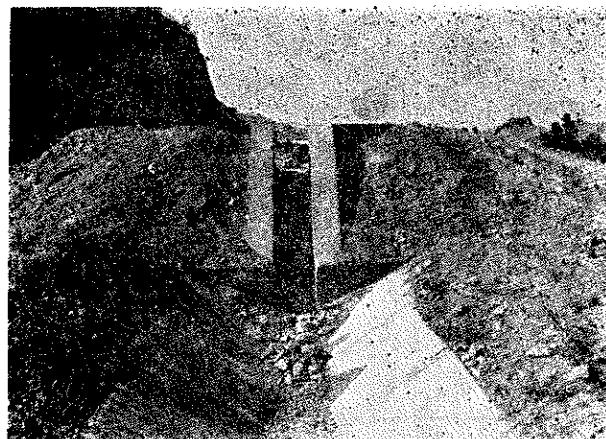


Sekil No: 5-5 (b)

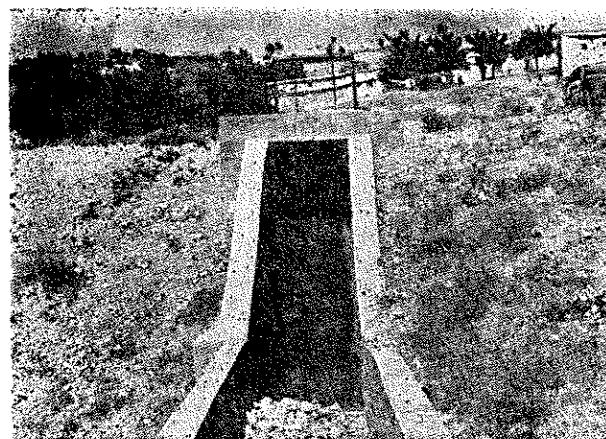
FOTOĞRAFLAR : (Dik Düşü Yapıları)



(a)



(b)



(c)

5.3. Şütler :

5.3.1 Genel :

Şüt yapıları üç bölümünden meydana gelir;

(1) Giriş ve çıkış yapıları (Rakortmanlar) :

Şüt kanalı ve enerji kırıcı havuz genellikle dikdörtgen kesitli olduğundan şüt girişinde ve enerji kırıcı çıkışlarında yamuk kesitli kanallara bağlantı «Kırık düzlemi - Brocken Back» geçiş yapıları ile teşkil edilir. Bu konuda Bölüm 8'de gerekli bilgi verilmiştir.

Ayrıca şüt girişlerinde su seviyesindeki düşme nedeni ile, priz su alma kotlarını kontrol etmek için, kabartıcı tesis (Çek) yapılması gerekebilir.

(2) Enerji Kırıcı :

Şüt kanalı vasıtasyyla, su yüksek kotlardan daha düşük kota indirildiğinden mansapta enerjisinin kırılması lâzımdır. Bu nedenle şüt kanalı sonunda Enerji kırıcılar inşa edilmelidir. Bölüm 6'da enerji kırıcılar hakkında ayrıntılı bilgi verilmektedir.

(3) Şüt Kanalı :

Suyu yüksek kottan alarak, daha düşük kota indiren bir kanaldır. Şüt kanalında hemen daima yüksek hızlı, sel rejimi karakterli bir akım teşekkül eder. Bu husus projelendirmede daima düşünülmeli ve sel rejimli akımların karakteristikleri dikkatle gözönünde tutulmalıdır.

5.3. (2) Şüt Kanalının Geometrik Şekli :

İçinde yüksek hızlarda sel rejimli akım teşekkül eden trapez kesitli kanallarda «akım yiğilması» olarak tanımlanan bir hadise olmaktadır. Trapez kesitin iki yanında yer alan üçgen alanlardaki su, etkili bir şekilde akışa katılmamakta ve akış orta kısımlarda yiğilerek, su sathında önemli dalgalanmalar meydana gelmektedir. Ayrıca «akım yiğilması» şüt kanalı sonundaki enerji kırıcı havuzunda etkili bir şekilde çalışmasına engel olmaktadır. Belirtilen nedenler ile, genellikle dikdörtgen kesitli şüt kanalları tercih edilmektedir.

5.3. (3) Şüt Kanalı Meyli :

Şüt kanalının taban meyli, arazinin genel meyline uygun olacak şekilde ve kanalın yarında kalmasına dikkat edilerek seçilir. Topografik duruma göre uzun boydaki bir düşü kanalında yer yer meyil değiştirmek gerekebilir. Bu halde seçilen meyller, hiçbir yerde, kritik meyilden daha düşük olmamalıdır. Herhangi verilen bir debi için, kritik derinlikte uniform akım husule getiren yalnız bir meyil vardır. Bu meyil «kritik meyil» olarak tanımlanır.

Herhangi bir kesit şeklini haiz kanal için kritik derinlik ifadesi,

$$\frac{A_c^3}{L} = \frac{Q_c^2}{g} \quad (1) \text{ dir.}$$

Burada A_c , kritik derinlikteki ıslak kesit alanı L_c , ise su yüzü genişliğidir. Diğer tarafından Manning formülüne göre

$$Q_c = \frac{1}{n} \times R_c^{2/3} A_c I_c^{1/2}$$

$$I_c = \frac{Q_c^2 \cdot n^2}{A_c^2 \cdot R_c^{4/3}}, Q_c \text{ yerine}$$

(1) denklemindeki değer konursa

$$I_c = g \frac{A_c^3}{L_c} \cdot \frac{n^2}{A_c^2 \cdot R_c^{4/3}} = g \cdot \frac{A_c}{L_c} \cdot \frac{n^2}{R_c^{4/3}}$$

$\frac{A}{L}$, «hidrolik derinlik», yani ıslak kesit alanının su üst yüzü genişliğine bölünmesi ile bulunan derinliktir ve D_m ile gösterilirse kritik meyli veren genel denklem bulunur.

$$I_c = 9.81 \frac{D_m \cdot n^2}{R_c^{4/3}} \quad (2)$$

Şüt kanalları genellikle dikdörtgen kesitli olduğundan ve n pürüzlük katsayısı 0.016 seçilirse taban genişliği (b) ve kritik derinlik h_c ise

$$D_m = \frac{bh_c}{b} = h_c \cdot n^2 = 2,56 \times 10^{-4}$$

$$I_c = 0,0251 \frac{h_c \cdot n^2}{R_c^{4/3}} \quad (3)$$

bulunur.

Şüt kanalının taban meyli (I_k), (2) veya (3) denklemi ile hesaplanan (I_c) meylinden daha büyük olmalıdır.

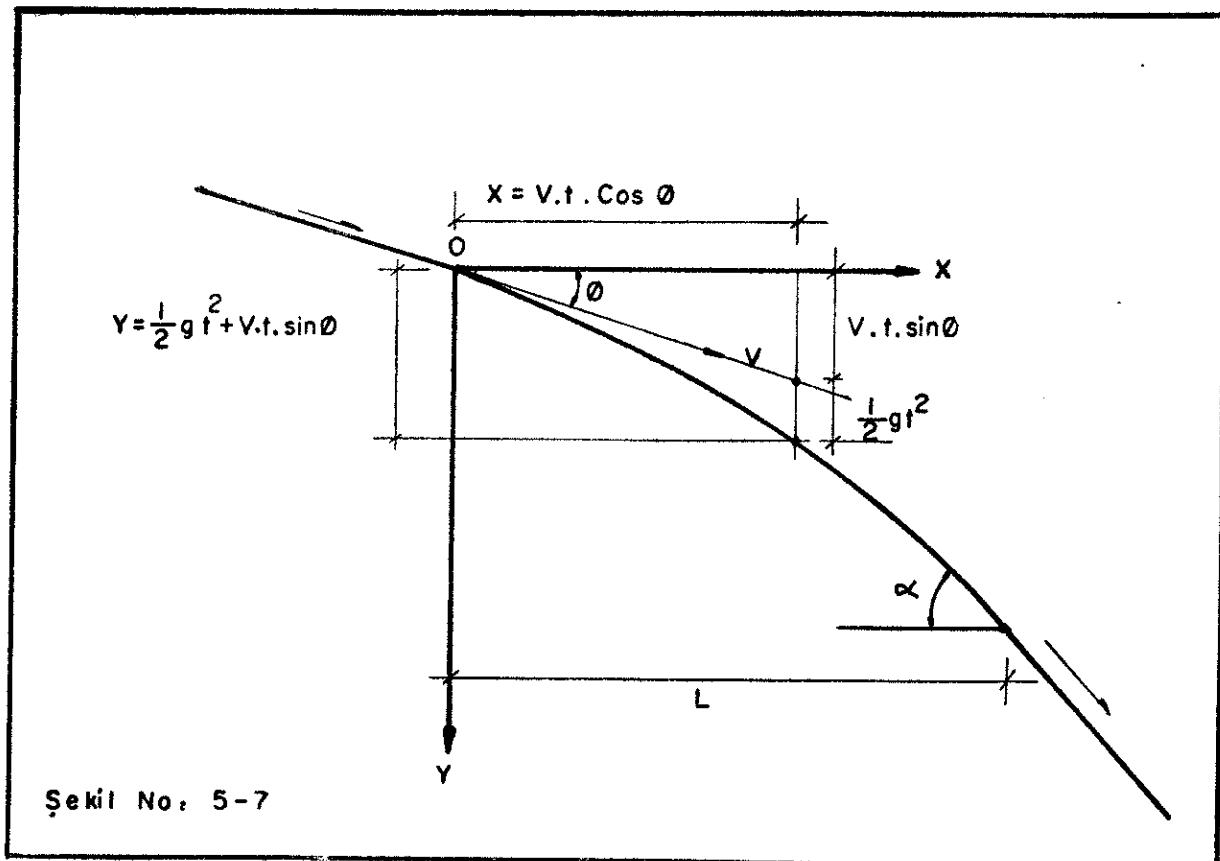
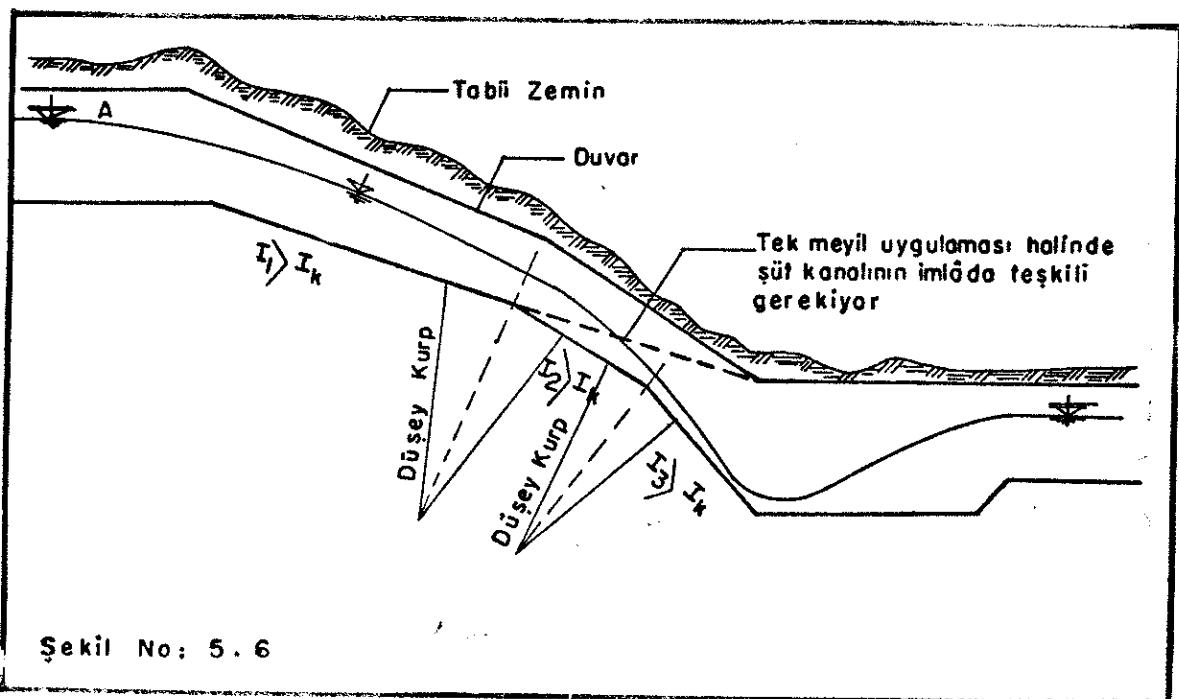
$$I_k > I_c$$

Kanal boyunca her meyil için $I_k > I_c$ şartı sağlanmaz ise, kanal içinde hidrolik sıçrama yer alacağından su kanalın dışına taşar. Aşağıda belirtilen başlıca iki neden ile kanal meyli değiştirilebilir :

1 — Arazinin topografik durumuna bağlı olarak, kritik meyilden büyük olmak şartıyla, taban meyli değiştirmek gerekebilir. Meselâ uzun bir şütte aynı meylin kullanılması halinde Şekil No : 5.6'da görüldüğü gibi, şüt kanalının imlada teşkili gerekliki, arzu edilmeyen bir durumdur.

2 — Enerji kırcı havuzun tesirli bir şekilde enerji kırabilmesi için şütün havuza girişteki eğimi de rol oynamaktadır. Bu konuda yapılan tecrübe araştırmalar, enerji kırcı havuza girişte en uygun meylin % 35 ile % 65 arasında olduğunu göstermiştir. Ve % 50 (1/2) meylinin alınması, özellikle Bureau of Reclamation ve DSİ nin proje tatbikatında geniş ölçüde benimsenmiştir.

Belirtilen nedenler ile meyil değiştirildiğinde; farklı 2 meyil arasına hidrolik projelenme esasları aşağıda verilen bir «düşey kurb» yerleştirilir.



Formüllerde :

X : Düşey kurb başlangıcından göz önüne alınan noktaya kadar yatay uzunluk

Y : Düşey uzunluk

L : Düşey Kurb başlangıcından sonuna kadar yatay uzunluk.

\emptyset : Şüt kanalının yatayla düşey kurb başlangıcında teşkil ettiği açı

α : Şüt kanalının düşey kurb sonunda yatayla teşkil ettiği açı

h_v : Düşey kurb başlangıcında hız yüksekliği

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 + V_0 \cdot t \cdot \sin \emptyset \quad (1)$$

$$X = V \cdot t \cdot \cos \emptyset$$

$$t = \frac{X}{V \cos \emptyset} \text{ ve } \frac{V^2}{2 Y} = h_v \text{ denklem (1) de yerine konursa :}$$

$$Y = \frac{1}{4 h_v \cos^2 \emptyset} X^2 + X \cdot \tan \emptyset \quad (2) \text{ bulunur.}$$

$$Y' = \frac{1}{2 h_v \cos^2 \emptyset} X + \tan \emptyset$$

$$X = L \text{ için } Y' = \tan \alpha$$

$$L = (\tan \alpha - \tan \emptyset) \cdot 2 h_v \cdot \cos^2 \emptyset$$

$$h_v = \frac{L}{(\tan \alpha - \tan \emptyset) \cdot 2 \cdot \cos^2 \emptyset} \text{ denklem (2) de yerine konursa,}$$

$$Y = \frac{(\tan \alpha - \tan \emptyset)}{2 L} X^2 + X \cdot \tan \emptyset \quad (3) \text{ elde edilir.}$$

Bu şekilde bulunan denklem teorik jet trajektorüne aittir. Şütlerde \emptyset açısı ile gelen ve daha dik bir α açısını haiz bir kanala giren su jetinin kanal tabanından ayrılarak negatif basınçlar meydana getirmesine mani olmak için, pratikte, iki eğim yukarıdaki formül ile belirlenenen daha yatık bir düşey kurbla bağlanmakta ve formüle K ile gösterilen bir emniyet katsayıları ilâve edilmektedir. K katsayısı aşağıdaki formül ile verilmektedir.

$$K = \frac{(\tan \alpha - \tan \emptyset) \cdot 2 h_v \cdot \cos^2 \emptyset}{L}$$

Düşey kurb denklemi aşağıdaki şekli alır.

$$Y = \frac{K}{4 h_v \cos^2 \emptyset} X^2 + X \cdot \tan \emptyset$$

Düşey kurb üzerinde pozitif basınçları garantilemek için, K katsayıısının 0,50 veya daha küçük alınması genellikle tavsiye edilmektedir.

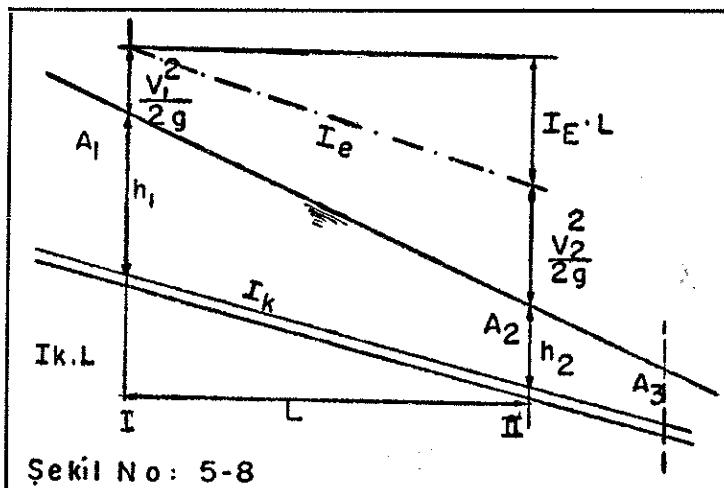
5.3. (4) Şüt kanalında su hattı hesabı :

Şüt kanalına girişte, düşük bir meyilden dik bir kanala geçildiğinden kritik derinlik meydana gelir. Bu noktadan başlıyarak mansaba doğru su hattı hesabı yapılır ve şüt kanalında su profili çizilir.

Aşağıda, kanallarda su hattı hesabında geniş ölçüde kullanılan direkt adım (Direct-Step) metodu ile (standart adım) metodu incelemiştir.

1 — Direkt Adım Metodu ile Su Hattı

Burada, kanal taban eğiminin (I_k), $I_k = \tan \Theta = \sin \Theta$ alınabilecek kadar düşük olduğunu kabul edeceğiz.



Şekil No : 5-8

A_1 ve A_2 , aranılan alçalma eğrisinin 2 noktası olsun. Bu noktalardan bir tanesinin, A_1 'in bilindiği kabul edilsin. Diğer noktaların meselâ A_2 'nin tayin edilmesi istenmektedir.

Bu gayeyle A_1 ve A_2 den geçen 2 enkesitle sınırlanmış kısma Bernoulli denklemi tatbik edilir. Böylece tayin edilen A_2 noktasından hareket edilecek, aynı şekilde, A_3 noktası ve diğer noktalar belirlenir.

A_1 ile A_2 arasında yazılan Bernoulli denklemi

$$I_k \cdot L + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = I_e \cdot L + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \text{ dir.}$$

Buradan

$$L = \frac{\frac{V_2^2}{2g} + h_2 - \left(\frac{V_1^2}{2g} + h_1 \right)}{I_k - I_e}$$

Bu denklemden görüldüğü gibi, nazarı itibare alınan kesitler arasındaki mesafe, bu kesitlerdeki enerjiler farkının, enerji hattı meyli ile kanalın taban meyli arasındaki farka bölümüne eşittir.

Yukarıdaki denklemden birçok şekillerde faydalanylabilir. Meselâ L boyu seçiliip deneme ile bu denklemi sağlayan A_2 noktasının kotu hesap edilebilir. Fakat, genellikle şut kanallarında olduğu gibi; kanal boyunca kesit değişmiyor ise aşağıdaki şekilde hesap yapmak daha uygundur.

A_1 noktası bilindiğine göre : h_1 derinliğinden hareket ederek bu kesitteki V_1 hızı tayin edilir. Bundan sonra V_1 den, meselâ % 10–20 kadar fark eden bir V_2 hızı seçilir V_2 ve debi bilindiğine göre h_2 hesaplanır. Neticede denklem'in payının hesabının mümkün olduğu görülmektedir.

Paydada, tabanın bilinen I_k eğimi ile ortalama Lineer yük kaybı terimi olan (I_e) vardır ki (I_e) yi şu şekilde belirliyeceğiz :

$$I_e = \frac{1}{2} (I_1 + I_2)$$

I_1 ve I_2 ' uc kesitlerdeki Lineer yük kayiplarıdır, I_1 ve I_2 nin hesabı için her bir kesite Manning formülü tatbik edilir.

Manning formülü bilindiği üzere

$$I_1 = \frac{V_1^2 \cdot n}{R_1^{4/3}}$$

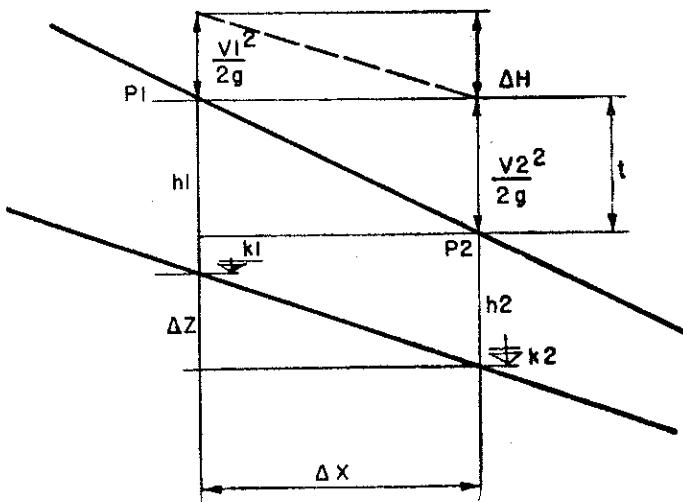
$$I_2 = \frac{V_2^2 \cdot n}{R_2^{4/3}} \text{ dür.}$$

Bundan sonra L hesaplanabilir.

(2) Standart - Adım Metodu (Standart Step)

Bu metod da bundan önceki gibi Bernoulli denklemi bir tatbikatıdır.

Aşağıda formülün çıkarılışı ve çözümün tablolastırılarak nasıl yapılacağı gösterilmiştir.



$$\Delta z + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

$$\text{Su katu farkı } t = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} + \Delta H$$

Sürtünme kaybı $\Delta H = I_{ORT.} \cdot \Delta X$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$I_{ORT} = \frac{V_m^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

$$\Delta H = \frac{Q^2}{Fm^2} \cdot n^2 \cdot \frac{1}{Rm^{4/3}} \Delta X$$

$$t = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} + \frac{Q^2}{Fm^2} \cdot n^2 \cdot \frac{1}{Rm^{4/3}} \Delta X ;$$

Bu formül, ardışık yaklaşımlar metodu ile aşağıdaki tablo üzerinde çözülebilir.

t

talonman yapıtları.

 $t = 14 + 15 \frac{5}{\Delta x}$ kolumna aynı oluncaya kadar

$$\Delta H = \frac{\rho g R}{3} \frac{V^2}{\Delta x}$$

$$R_m = \frac{2}{R_1 + R_2}$$

$$R_1 = \frac{u_1}{p_1}, \quad R_2 = \frac{u_2}{p_2}$$

$$P_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$$

$$P_1 = b \cdot h_1$$

$$h_2 = P_2 - K_2$$

h₁ degeri baglantiginda h_o olaçak

$$t = p_2 - p_1$$

$$p_1 = K_1 + h_0 \text{ olaçak}$$

p₂

degeri tahmin edilecek

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Ara mesafe Δx	Yükseklik	Su kota farkı (t)	Derinlik	Alan Pm	Ortalama alan Pm	Hidrolik yarıçap R	Ortalama Rm	$\frac{h_{12}}{R_m} = \frac{Q}{F}$	$\frac{V^2}{2g} - \frac{V^2}{2g} - \frac{1}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$	
No. PROFIL																
	K ₁	P ₁	t	h ₁	P ₁	R ₁	R _m									
	K ₂	P ₂		h ₂	P ₂	R ₂										

5.3. (5) Şüt Kanalının Plândaki Konumu :

Şüt kanallarına, plânda bir kurb şekli verilmesinden kaçınmalıdır. Bu şekilde kurb üzerine yerleştirilmiş, şüt kanallarında oluşan enine dalgalar, fotoğraflarda görüldüğü şekilde, şüt kanalını çevreleyen dış duvardan suyun taşmasına sebep olur.

Bununla beraber topografik nedenler ile bir eğrilik verilmesi gerekiyor ise, özel tedbir almak gereklidir. Örneğin kanal kesitine enine meyil (dever) verilebilir. Eğrilik yarıçapı R olan bir kanalda akan suyun hızı V ise, enine meyil (S_i)

$$S_i = \frac{V^2}{g R} \text{ olarak bulunur.}$$

5.3. (6) Şüt Kanalında oluşan dalgalar :

Şüt kanallarında dalga oluşmasına müsade edilmemelidir. Aksi halde; şüt duvarlarından su taşar ve aynı zamanda kanal sonundaki enerji kırıcılarının tesirli bir şekilde çalışma imkanı olamaz.

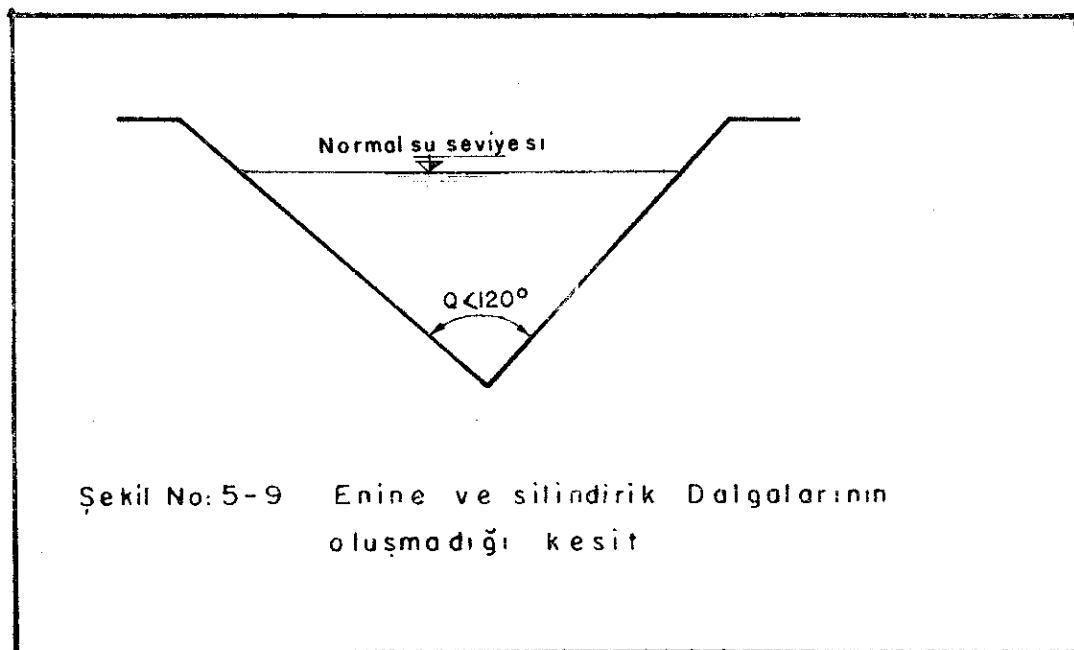
60 metreden uzun ve 20° den daha yatkı şüt kanallarında, silindirik dalgalar (roll. waves veya Slug - Flow) oluşabilir. Bu halde, muhtemel maksimum dalga yüksekliği, normal su yükseliğinin iki mislini bulabilir.

Silindirik dalgalara ilâveten aşağıdaki hallerde enine dalgalar (Cross Waves) da oluşabilir.

- (1) Şüt kanalında ani kesit değişimleri
- (2) Şüt kanalına plânde kurb şekli verilmesi.

Bu tip dalgalara; kanalda ani kesit değişimleri yapmamak ve kurb şekli vermemekle mani olunabilir.

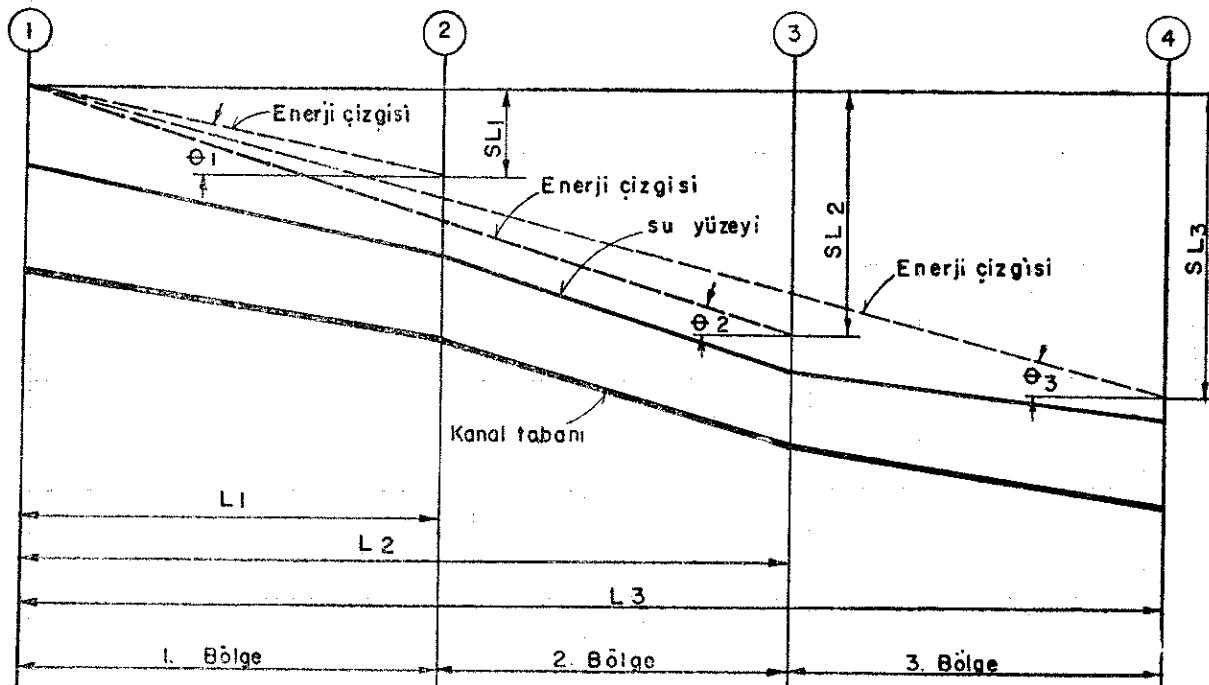
Bazı kesit şekilleri, dalga oluşumuna karşı daha hassastırlar. Örneğin sık ve geniş kesitler özellikle enine dalgaların oluşmasına karşı hassas iken derin ve dar kesit şekillerinde enine ve silindirik dalgalar daha güç oluşur. Teorik yönden dalga meydana gelmesini önleyecek kesit şekilleri geliştirilmiştir. Şekil No : 5.9'da bu tip bir kesit gösterilmiştir.



Şekil No : 5.11 ve 5.12'de, akımda silindirik dalga oluşup oluşmadığını tahlük için kullanılabilen eğriler gösterilmiştir.

Bahis konusu tahlük aşağıdaki sıraya göre yapılmalıdır.

(1) Süt kanalı, Şekil No : 5.10'da gösterildiği şekilde kısımlara bölünür. 1 No'lu nokta kanal başındadır.



$$S = \text{Enerji çizgisi meyili} - \tan \theta$$

Şekil No: 5-10

(2) $0,2Q$, $0,5Q$ ve Q , proje debilerine göre, su hattı hesabı yapılarak, su derinliği ve enerji hattı tesbit edilir.

(3) Kontrol edilecek nokta için (S_i) yük kaybı bulunur.

(4) Göz önüne alınan noktalarda;

a. Vedernikov sayısı (V) hesap edilir.

$$V = \frac{2}{3} \times \frac{b}{W_p} \times \sqrt{\frac{V^2}{gd \cdot \cos \theta}}$$

b. Montuori sayısının (M) karesi hesap edilir.

$$M^2 = \frac{V}{g \cdot S_i \cdot \cos \theta}$$

Bu boyutsuz sayılar içindeki büyülükler

b =Taban genişliği

d =Ortalama su derinliği

L =Göz önüne alınan kesimin uzunluğu

S =Ortalama enerji hattı eğimi

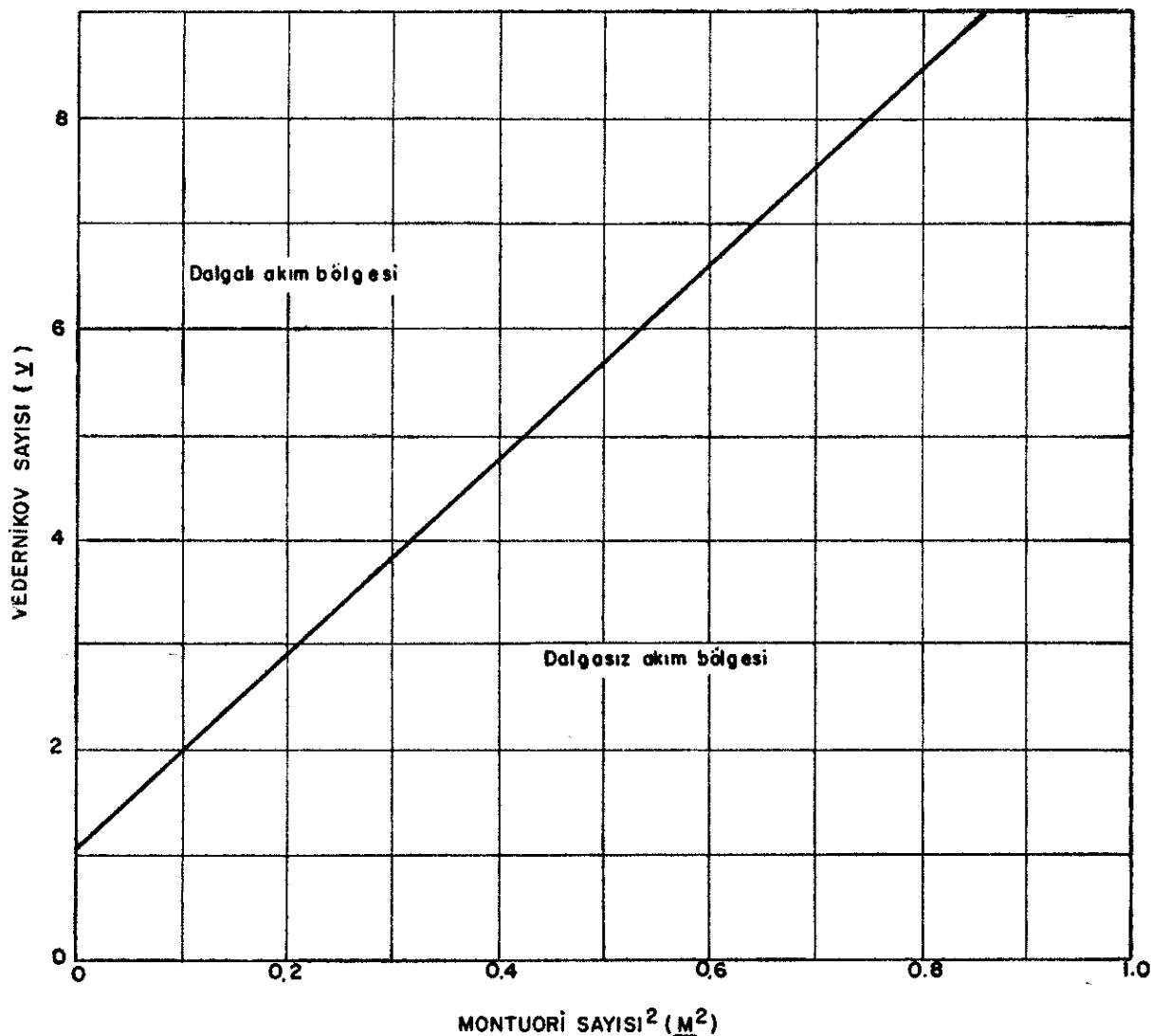
$S = \tan \theta$

V =hız

W_p =İslak çevre

θ =Enerji çizgisinin eğim açısı

(5) Hesaplanan boyutsuz sayılar Şekil : 5.11'de işaretlendikten sonra, şayet işaretlenen noktalar dalgalı akım bölgesine düşüyorsa; ara noktalar kontrol edilerek; dalgalı akımın hangi noktada başladığı tesbit edilir.



Şekil No : 5 - II : Süt kanalında dalgalı akım kriteri :

(6) Süt kanalına ait şekil faktörü bulunur.

$\left(\frac{d}{W_p}\right)$, şekil faktörü olarak tanımlanır.

(7) Şekil No : 5.12'de, $\frac{d}{W_p}$ değeri ile enerji hattının, S, meyli işaretlenir.

Gerek Şekil No : 5.11 gerekse Şekil No : 5.12'de işaretlenen noktalar, dalgalı akım bölgesine düşmüyor ise; muhtemelen kanalda dalga hareketi oluşmayacaktır. Aksi halde, proselendirme de; dalga oluşmasını önlüyecek; aşağıdaki değişikliklerden biri düşünülmelidir.

(1) Süt kanalındaki akım, kanal eksenine yerleştirilecek bir duvarla, iki simetrik parçaya bölünebilir.

- (2) Kanal kesiti değiştirilebilir.
- (3) Şütün boyu kısaltılabilir. Örneğin şüt birkaç eğik düzlemlü şüt haline getirilir,
- (4) Meyili arttırılır.
- (5) Açık kanallı şüt yerine borulu bir şüt düşünülebilir.

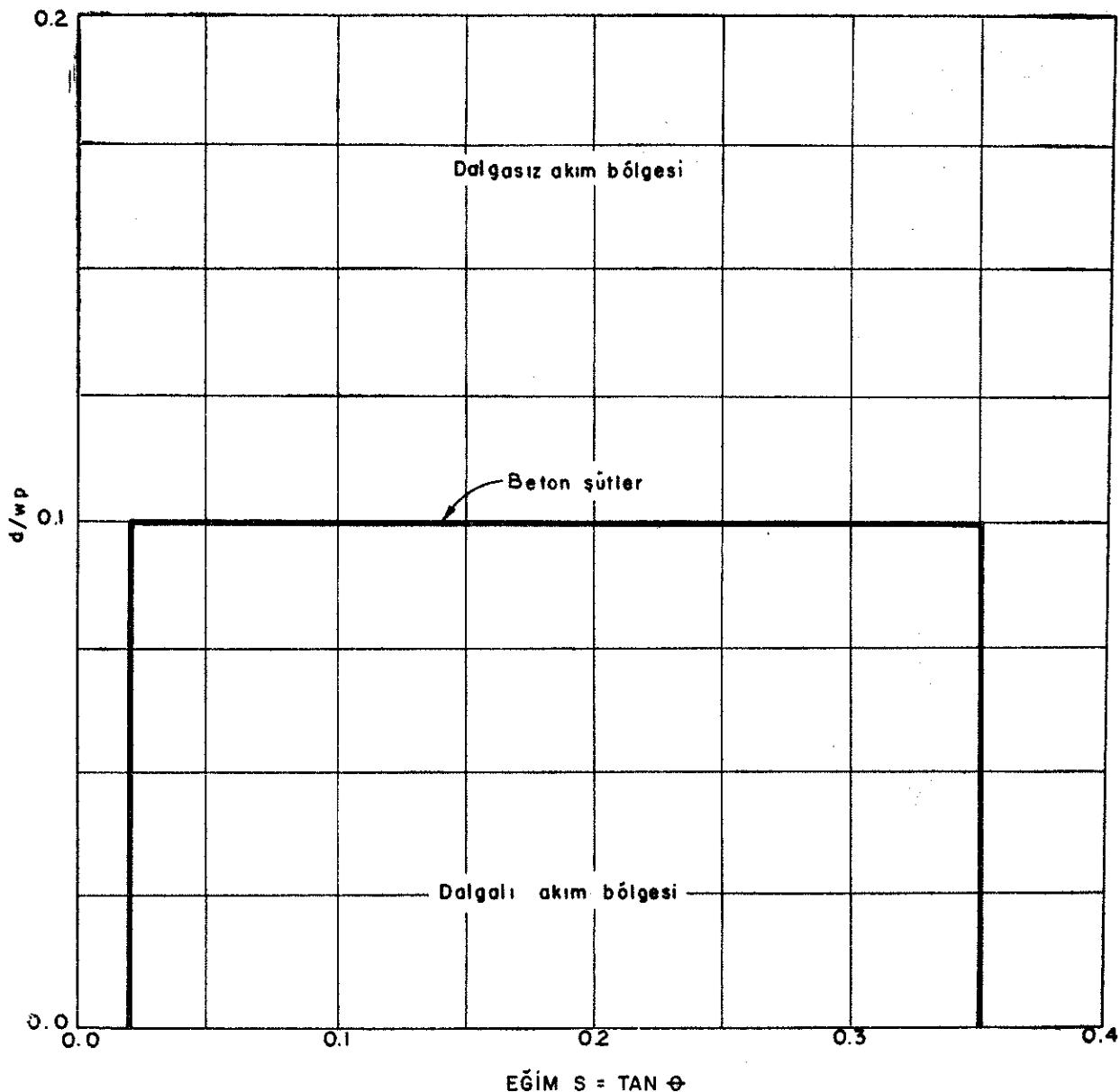
Projede yapılacak bu değişiklikler, pratik yonden uygun görülmüyor ise, dalga dolayısıyla kanalda oluşacak yüksek su seviyelerine karşı,

- (1) Şüt duvarlarında hava payları arttırlabilir,
- (2) Şüt kanalının üstü, taşmaları önlemek için kapatılabilir.

Bu halde enerji kırcı tesislerde alınacak tedbirler ise,

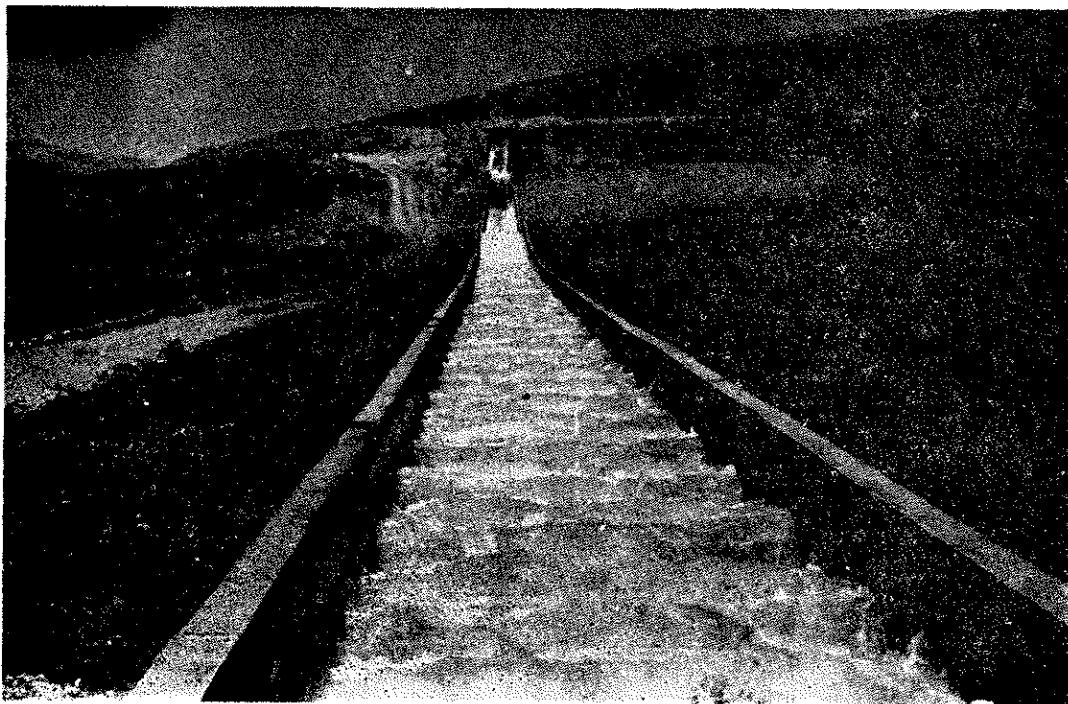
- (1) Enerji kırcı havuzda, hava paylarını arttırmak ve enerji kırcı havuz boyunu hesaplanandan daha uzun yapmak,

- (2) Enerji kırcıyi bir dalga bastırıcı ile teçhiz etmek.

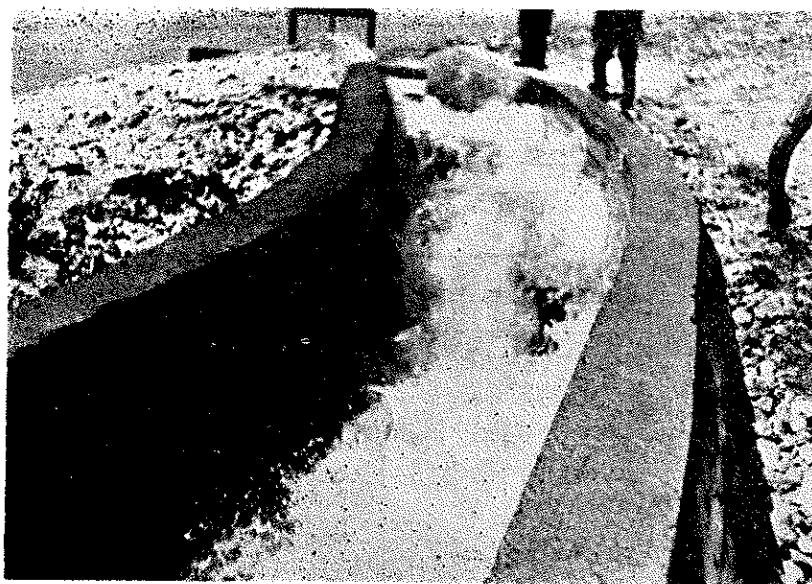


Sekil No: 5.12 Dalgalı akım da şekil ve eğim kriteri

(Şüt Kanalında Oluşan dalgalar)

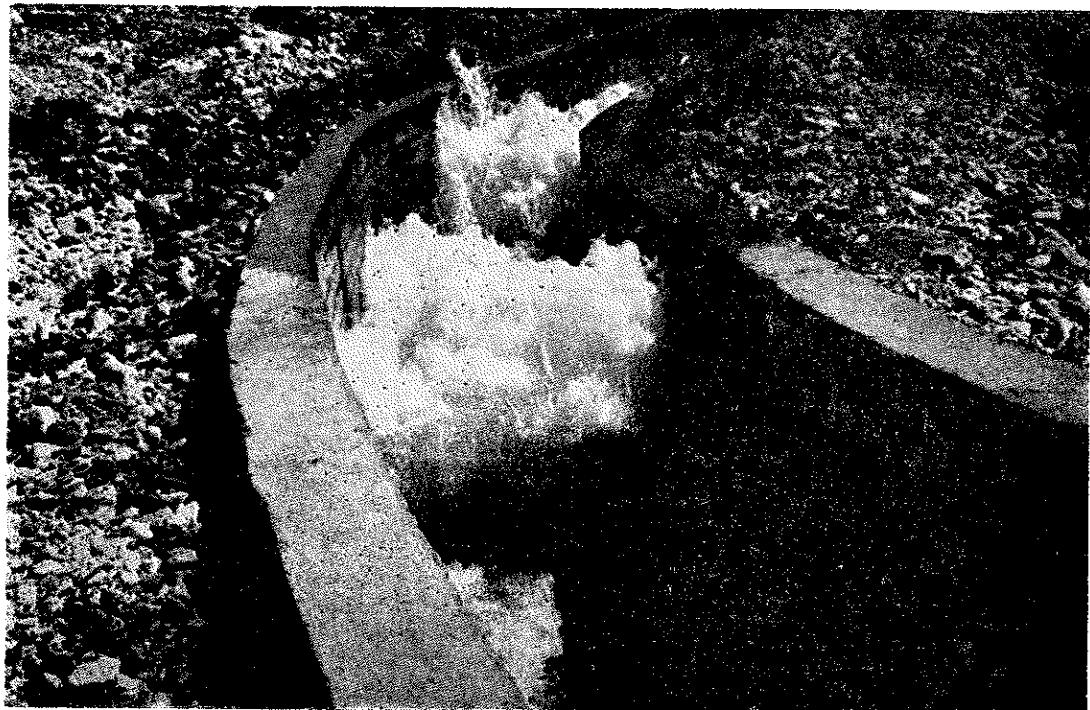


a) Şüt kanalında oluşan silindirik dalgalar

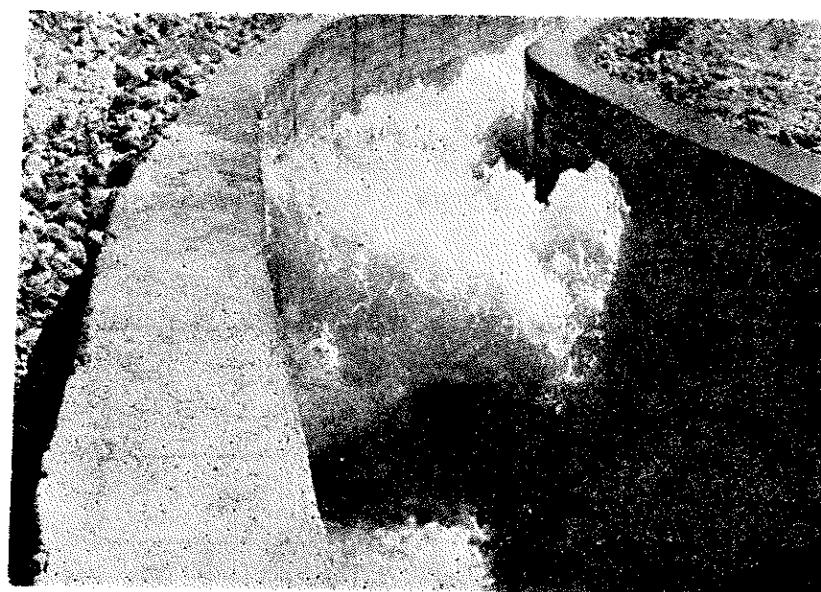


b) Kurb'a yerleştirilmiş şüt kanalında oluşan enine dalgalar
(Cross - waves) ve taşma

(Şüt kanalında oluşan enine dalgalar)
Kurb'ta şüt kanalı yapılmasıın sakıncaları Fotoğraflardan açık şekilde görülmektedir



(c)



(d)

Şüt kanallarında dalgaların incelenmesi genellikle, deneysel verilere dayanmaktadır. Şayet yapıda önemli bir dalga problemi ile karşılaşılıyor ise, konu model tecrübeleri ile incelemelidir.

5.3. (7) Şüt Kanalında Hava Payları :

Şüt Kanalı duvar yüksekliği, H ,

$$H = d_c + (\text{hava payı});$$

Minimum hava payı debilere göre aşağıda verilmiştir.

Debi (m ³ /sn)	Hava Payı (m)
0 – 2,85	0,30
2,85 – 14,3	0,40
14,30 – 28,6	0,45
28,6 dan büyük	0,60

5.3. (8) Şüt Kanallarında Bazı İnşai Esasları :

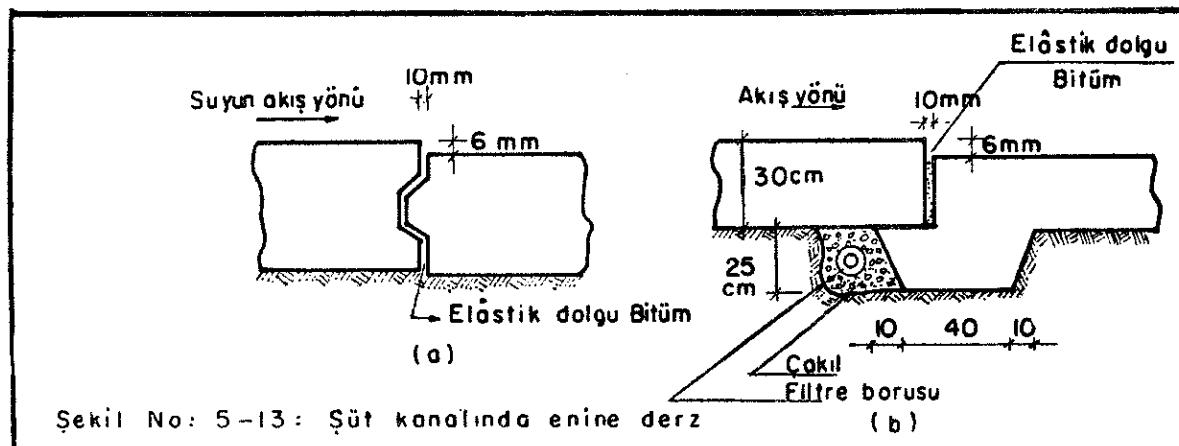
(1) Derzlerin teşkili :

Şüt kanallarında teşekkürül eden yüksek hızlar ve kaplama betonlarının genellikle çok maliyetli satırlar üzerinde inşa edilmiş olması derzlerin teşkilinde özel itinayı gerektirir.

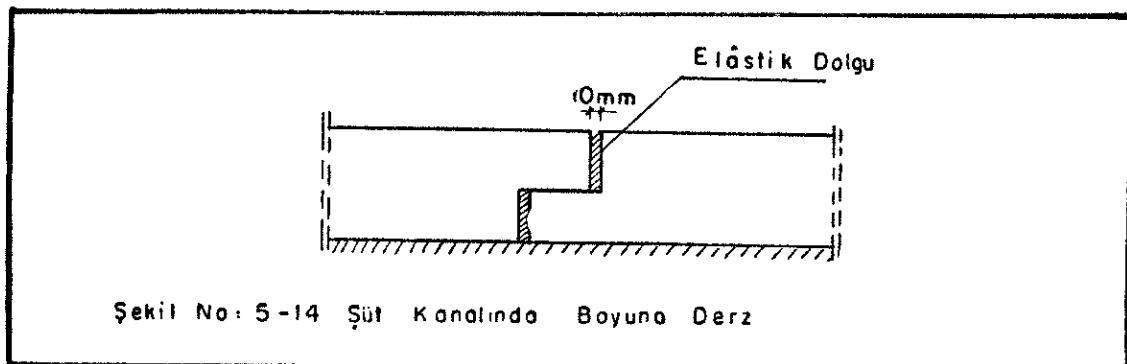
Şüt kanalında enine derzlerin (suyun akış yönüne dik olan derzlerin) teşkilinde aşağıdaki hususa özellikle dikkat edilmelidir. Derzler ile ayrılmış olan beton plâkalardan bazlarının zeminde bir oturma neticesinde çökmesi halinde kanal tabanında suyun akış yönüne dik satırlar teşekkürül eder. Hızla akan su bu satırlara çarparak derz yerlerinde kaplama altına intikal eden ve suyun alttan kaldırma tesirini artıran kuvvetler doğurur. Bu sebepten suyun akış yönüne göre mansapta olan plâk, inşaat esnasında Şekil No : 5.13'de görüldüğü üzere, membaada bulunan bloğa göre, az bir miktar düşük inşa edilir. (Meselâ 5 - 6 mm. kadar)

Bu durumda; derz yerlerinde blokların stabilitesini artıran negatif basınçlar teşekkürül eder.

Sağlam zeminlerde Şekil No : 5.13 (a) detayı verilen derzler tertip edilebilir. Oturma beklenilen çürük zeminlerde ise Şekil No : 5.13 (b) de gösterilen Cutoff'lu derzler tercih edilmelidir. Bu tip derzlerde Cutoff'lu blok, kendinden önceki bloğun çökerek akış yönünde bir dış meydana getirmesine mani olur.



Akış yönüne paralel boyuna derzler için oturmalar, enine derzler kadar önemli değildir ve Şekil No : 5.14'deki derz detayı tatbik edilebilir.



Derz boşlukları genellikle; blokların genleşme ve darlaşma tesirlerini alan elastik dolgu maddeleri ile doldurulur. (Meselâ : asfalt dolgu)

(2) Süt Kanallarının Filtreler ile Donatılması :

Kanal içinden geçen debinin ani kesilmesi halinde, zemin içindeki suyun etkisi ile kanal tabanının kalkması (yüzme) tehlikesi ile karşılaşılabilir. Ayrıca zemin içinde meyil doğrultusunda hareket eden su, zemin taneciklerini sürükleyerek, alttan bir boşalmaya (borulanma - piping)'e sebep olabilir. Bu tehlikeler dik meyilli kanallarda oluşur ve projelendirme esnasında tetbir alınması lâzımdır. Sayfa 5.26'daki fotoğraflarda bu şekilde zarar görmüş bir kanal görülmektedir.

Altta kaldırma kuvetine karşı borulanmayında önliyecek aralıklarda; kanal eksenine dik doğrultuda filitreler konulmalıdır. Filtre borularını 10 cm. çapında seçmek yeter. Eksene dik konulan bu filtreler, kanal ekseni boyunca 15 cm. çapında diğer bir filtre borusu ile birbirine bağlanır.

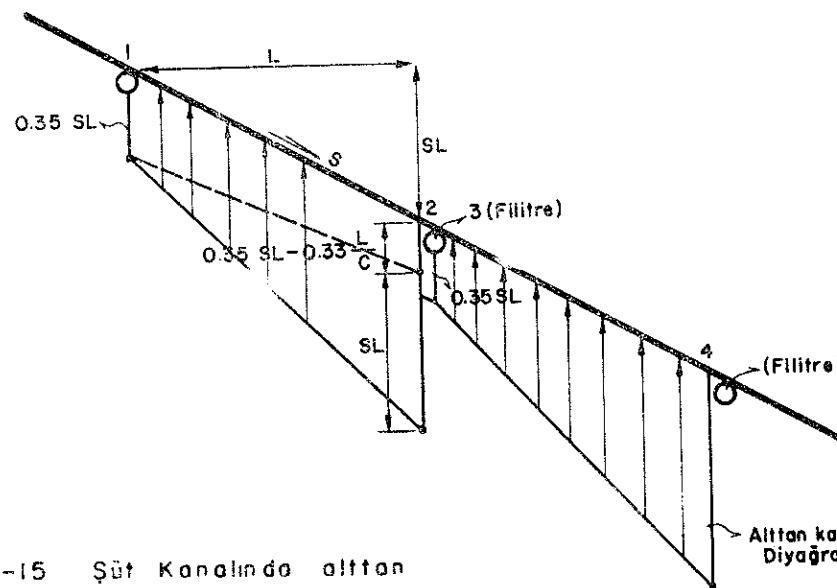
Filtrelerin bulunduğu noktalarda; altta kaldırma kuvvetinin % 35 nin kaldığı ve 1.1 güvenlik katsayısı kabulü ile aşağıda gösterildiği şekilde filtre aralıkları bulunabilir. Aralıkların hesabında borulanmaya'da mani olabilecek bir L seçimi yapabilmek için zemin içindeki akışa ait hidrolik eğim (I) gözönüne alınan zemin cinsine tekabül eden Lane - sızma katsayısı C olduğuna göre

$$I = \frac{1}{C} \text{ kabul edilmiştir.}$$

Filtreler ara mesafesi L olduğuna göre; ağırlaştırılmış sızma boyu $\frac{L}{3}$ olup, bu mesafe için yük kaybı; h_f

$$h_f = 0,33 L \times \frac{1}{C} \text{ dir.}$$

2 No lu noktada, 1,1 güvenlik katsayısı için; beton kalınlığı t , yoğunluk γ olduğuna göre tahlük yapılrsa,



Şekil No: 5-15 Şüf Kanalında alttan
Kaldırma kuvvetleri :

NOKTA	STATİK YÜK	L sür.	YÜK KAYBI	ALTTAN KALDIRMA (u)
1	0.35 SL	0.33 L	$0.33 \frac{L}{C}$	0.35 SL
2	0.35 SL + SL	0.33 L	$0.33 \frac{L}{C}$	$1.35 SL - 0.33 \frac{L}{C}$
3	0.35 SL			0.35 SL

$$1.1 = \frac{\gamma \cdot t}{1.35 SL - 0.33 \frac{L}{C}}$$

$$L = \frac{\gamma \cdot t}{1.48 SL - 0.36/C} \text{ bulunur.}$$

kanal meyli arttıkça, alttan kaldırma tesirleri büyüyeceğinden, filtre aralıklarının küçüleceği görülmektedir. Çeşitli zemin cinsleri için, «C - Lane katsayısı» aşağıda tablo halinde verilmişdir.

Zemin Cinsleri	C (Lane Katsayısı)
1	2
Çok ince kum veya silt	8.5
İnce kum	7.0
Orta kum	6.0
Kalın kum	5.0
İnce Çakıl	4.0
Orta çakıl	3.5
Kaba çakıl (taşları havi)	3.0
Kaya (taş ve çakıl havi)	2.5
Yumuşak kil	3.0
Orta sert kil	2.0
Sert kil	1.0
Orta sert kil	1.6

Şüt kanalının her meyli için bir gurup, eş aralıklı eksene dik filtreler konulmalıdır. Her bir gurup filtrenin başlangıç noktasında, şüt kanalının iki kenarından düşey borular ile filtrre gurubunun hava ile teması sağlanır. Meyil bitiminde ise, filtreleri birbirine bağlıyan $\varnothing 15$ lik boru, kanal kenarlarına alınıp, yatay olarak devam ettirilerek, su hattı üzerindeki bir noktadan kanalın içine verilir. Böylece filtrelerin suyunun tahliye edilmesi sağlanmış olur.

5.3. (9) Şütlerin Projelendirilmesi :

Aşağıda özet olarak bir şütün projelendirilmesinde yapılacak işlemler sıra ile gösterilmişdir.

- 1) Giriş ve çıkış su kotları, Q debisi ve diğer kanal karakteristikleri ilgili kanal projeye ait plan ve profilden alınacaktır.
- 2) Şüt kanalı taban meyli, arazinin genel meyline uygun olarak ve kanalın yarmada kalmasına dikkat edilerek seçilir. Şüt kanalı meyli hiçbir yerde kritik meyilden daha düşük olmalıdır. Yani $S_k > S_c$ şartı sağlanmalıdır.
- 3) Şüt kanalı, kısa boyda ve 0,50 meylinde dik bir kanal ile düşü yatağına birleştirilir. İlk yaklaşımında, enerji kırcı havuz tabanı; mansap kanal tabanı ile aynı alınır.
- 4) Şüt kanalı taban genişliği seçilir.
- 5) Şüt kanalına girişte; kritik derinlik hesaplanır.

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}$$

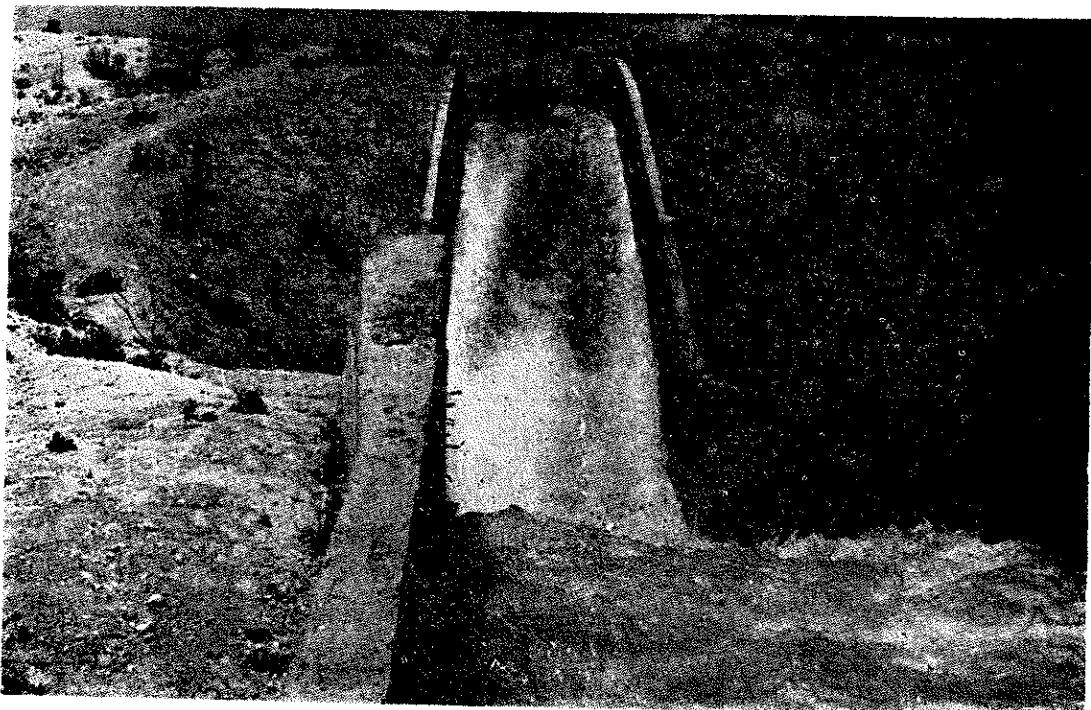
Bu derinlikten itibaren; kanal boyunca su hattı hesabı yapılır.

- 6) Şüt kanalında dalga oluşup, oluşmadığı araştırılır.
 - 7) Şüt kanalındaki farklı meyiller daha önce incelediğimiz düşey kurb formülüne göre birleştirilir.
 - 8) Enerji kırcı havuzu girişteki d_1 su derinliği; Madde (5) deki hesaplardan bulunduğundan d_2 eşlenik derinliği;
- $$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1+8F_i^2} - 1) \text{ formülüne göre tesbit edilerek;}$$
- Düşü havuzu taban kotu = d_2 — Mansap su kotu, olarak tayin edilir.
Havuz uzunluğu ve enerji kırcı tipi, Bölüm 6'ya göre saptanır.
- 9) Enerji kırcı havuz duvar yüksekliği;
 $M_H = d_2 + \text{hava payı}$
Hava payı = $0.1 (V_1 + d_2)$ formülünden bulunur.
 - 10) Şüt kanalı duvar yüksekliği,
 $M_k = d_c + \text{hava payı}$ olarak tesbit edilir.
 - 11) Şüt kanalı; alttan kaldırma kuvvetlerine karşı, belirli aralıklarla filtreler ile teçhiz edilerek, projelendirme tamamlanır.

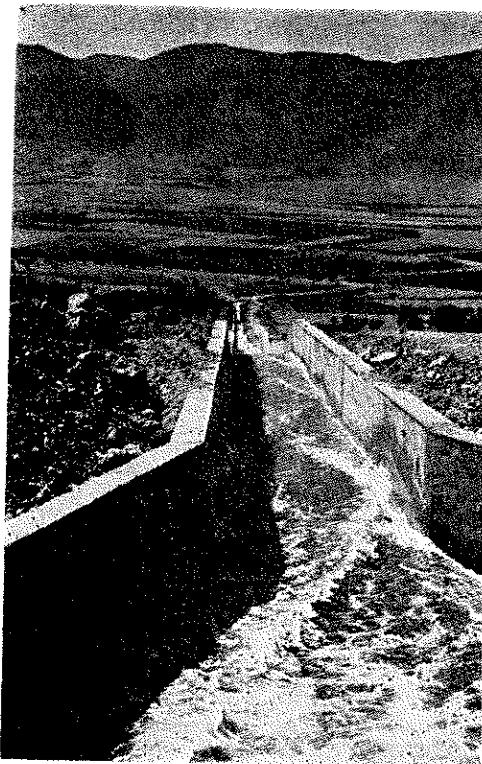
Şüt kanalı altındaki malzemenin boşalması yanı borulanma sonucu tahrif olmuş kanallar



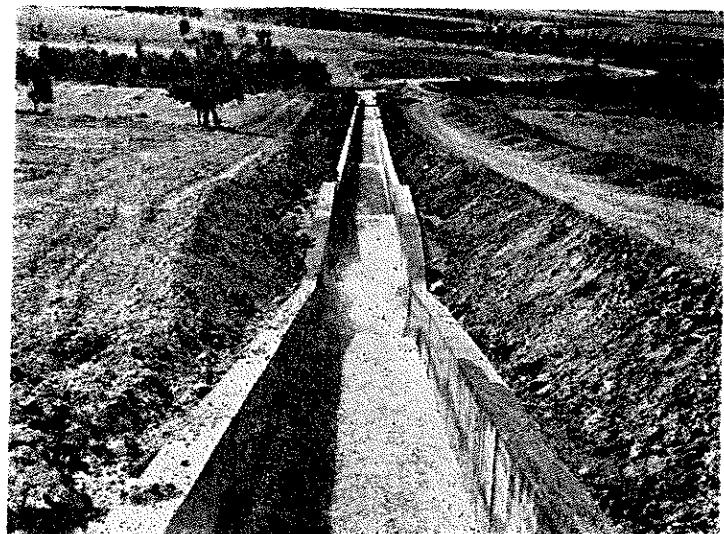
Eğik düzlemsel sütlerle ait çeşitli görüntüler



(a)



(b)



(c)

5.3. (10) Sayısal Örnek :

Yukarda izah edilen sıraya göre; profil, plan ve detayları Şekil No : 5.17'de verilen bir düşü yapısı projelendirilecektir.

(1) Düşü yapısının memba ve mansabındaki kanal kesit ve karakteristikleri aynı olup aşağıda gösterilmiştir.

	Q m ³ /sn	n —	s —	b (m)	d m	1/m —	A m ²	V m/sn	KOTLAR	
									Su	Kanal
MEMBA KANALI	7.70	0,016	0,0004	3,0	1,35	1/1,5	6,78	1,14	03 12 66	68 12 64
MANSAP KANALI	7.70	0,016	0,0004	3,0	1,35	1/1,5	6,78	1,14	66 1257	31 1256

(2) arazinin meyline uygun bir meyil olarak rakortmanı takiben ilk 105 metrelilik kısmında meyil $S_1=0,03$ seçilmiştir. Bu meyili takiben arazi meylinde bariz bir artış müşahade edilmektedir. Şayet aynı % 3 meyli ile devam edilirse şut kanalı dolguya gelecektir ki arzu edilmeyen bir durumdur. Bu nedenle, 105 metre sonra $S_1=0,03$ meylinden $S_2=0,15$ meyline geçilmiştir. Bu 2 meyil arasına hesaplanan bir düşey kurb yerleştirilecektir. % 15 meyilli kısım plânda 20 m. uzunluğunda olup, bunu takiben enerji kırcı havuza 0,50 meyille 6,60 metre uzunluğunda bir kanalla girilecektir.

Bütün şut kanalı boyunca $S > S_k$ (kritik meyil) olmalıdır.

$$I_c = 9.81 \cdot \frac{D_m \cdot n^2}{R_c^{4/3}}$$

$$I_c = 0,00251 \cdot \frac{hc}{R_c^{4/3}}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{7.70^2}{2.50^2 \cdot 9.81}} = 0,99 R_c^{4/3} = 0,453$$

$$I_c = 0,00251 \cdot \frac{0,99}{0,453} = 0,0055 < 0,15, 0,30$$

Bütün kanal boyunca, meyiller kritik meyilden büyütür ve sel rejimi vardır.

(3) Aşağıda tablolar üzerinde su hattı hesabı yapılmıştır.

(4) RAKORTMAN HESABI :

a) Membada trapez kanaldan, $I=0,03$ eğimli dikdörtgen kanala geçiş rakortmanı

$$L = \frac{b + 2n(d+f) - B}{2 \tan \alpha} \quad \alpha = 20^\circ$$

b =trapez kanal taban genişliği = 3,00 m.

B =şut kanalı taban genişliği = 2,50 m.

$n=1/1,5$

$d+f=1,65$ m.

$\tan \alpha = 0,364$

$$L = \frac{3,00 + 2 \times 1,5 (1,65) - 2,50}{2 \times 0,364}$$

$L=7,50$ m.

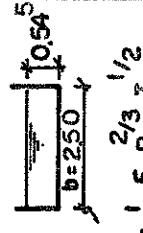
b) Düşü havuzu ile mansap trapez kanalı arasında rakortman.

$$L = \frac{2,50 + 2 \times 1,5 (2,00) - 3,00}{2 \times 0,364}$$

$L=7,50$ m. bulunur.

I. DÜŞÜ KANALINDA STANDART ADIM METODU İLE ALCALMA EĞRİSİ HESABI (EGİMİ %3 OLAN KANAL KİSMI İÇİN)

KESİT NO	MESAFE	KANAL KOTU	KOTU SU KOTU	FARKI (4)	FALK (FALK ALAN ORTALAMANCA YARIÇAP (R/2) ALAN (R/2) DEERİNLİK (R/2) BLAN (R/2) HİD. (R/2) ORTALAMANCA YARIÇAP (R/2) HESAPLA FADE FARKI(h) FADE RM/3 FADE RM/3	Üniform Su Derinliği										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
0	1264.68	1265.67	0.99	2.48	0.554											
1	10	1264.38	1265.08	0.70	1.75	2.11 ⁵	0.449	0.502	4.39	0.98	0.49	0.09	0.58	0.01		
2	10	1264.08	1264.72	0.64	1.60	1.67 ⁵	0.423	0.436	4.80	1.17	0.19	0.16	0.35	0.01		
3	10	1263.78	1264.39	0.61	1.52 ⁵	1.56 ³	0.417	0.410	5.04	1.30	0.13	0.20	0.33	0.00		
4	10	1263.48	1264.07	0.59	1.47 ⁵	1.50	0.401	0.406	5.21	1.38	0.08	0.23	0.31	0.01		
5	10	1263.18	1263.76	0.58	1.45	1.46 ³	0.396	0.399	5.30	1.43	0.05	0.24	0.29	0.02		
6	10	1262.88	1263.45	0.57	1.42 ⁵	1.44	0.392	0.394	5.39	1.48	0.05	0.25	0.30	0.01		
7	10	1262.58	1263.14	0.56	1.40	1.43	0.387	0.390	5.49	1.54	0.06	0.26	0.32	0.01		



$$n = \frac{1}{h} F.R^{2/3}$$

$$Q = \frac{1}{2} F.R^{1/2}$$

- (1) a) Kolon 6 da kanal başlangıçında, $t_k R = 0.99$ m dir $[t_k R = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \sqrt{\frac{7.70^2}{25039.81}} = 0.99]$
- b) Kolon 6 da Kanal Başlangıcından 70 m sonra su derinliği 0.56 m bulunmaktadır. aynı kanat da Üniform Su derinliği ise 0.54^5 m dir alçalma eğrisi Üniform su derinliğine asimtotik olarak yaklaşacaktır.

- (2) a) Kolon 14 te Yük koyısı $= \frac{Q^2 \cdot n^2 \cdot L}{Fm^2 \cdot R^{4/3}}$ olup $Q = 7.70$ $n = 0.016$ $L = 10m$ için, $\frac{0.151}{Fm^2 \cdot R^{4/3}}$ Bulunmuştur

II. DÜŞÜ KANALINDA , STANDARD ADIM METODU İLE ALÇALMA EĞRİSİ HESABI
(EĞİMİ % 15 OLAN KANAL İÇİN)

KESİT NO	MESAFLER	KANAL UZUNLUĞU	SU KOTU	FARKI (t)	DERİNLİK (t)	ALAN (F)	ORTALAMMAZ (F-E)	YARIÇAP (R-E)	HİD. (R-E)	NÖTR (R-E)	YUK (2)	KAYBI (2)	YUK (2)	KAYBI (2)	FARKI (2)	HESESİP (2)	FARKI (2)
-1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
0	1261,53	126208	0,55	1,38			0,382		5,57	1,58							
1	5	1260,78	1261,24	0,83	1,16	1,27	0,338	0,361	6,62	2,23	0,65	0,18	0,83	0,005			
2	2	1260,03	1260,45	0,795	0,42	1,05	1,11	0,314	7,31	2,72	0,49	0,27	0,76	0,035			
3	5	1259,28	1259,67	0,78	0,39	0,975	1,01	0,297	0,306	7,88	3,17	0,45	0,36	0,81	0,03	$Q = \frac{1}{n} F.R^{1/2}$	
4	5	1258,53	1258,90	0,77	0,37	0,925	0,95	0,285	0,291	8,30	3,51	0,34	0,43	0,77	0,00	$n = 0,016 \quad I = 0,15$	
																$Q = 7,70 \text{ m}^3/\text{s}$	

Üniform Su
Derinliği
 $B = 250$ m
 $t = 0,32$

1- Bu kanaldan önceki kanalın 70 metreinde 0,56 m su derinliğinin asimtotik olarak üniform su derinliği

0,54 e azalığı ve eğimi % 15 olan kanal başlangıcında $t=0,55$ e eriştiği kabul edilmektedir.

2- Kanal 14 de, Yuk kaybı $= \frac{Q^2 \cdot n^2}{F_m \cdot R^{4/3}}$ L olup $Q=7,70 \quad n=0,016 \quad L=5 \text{ m} \quad \text{için} \quad \frac{0,0757}{F_m \cdot R^{4/3}}$ Bulunmuştur.

**III. DÜŞÜ KANALINDA, STANDARD ADIM METODU İLE ALCALMA EĞRİSİ HESABI
(EGİMİ % 50 OLAN KANAL İÇİN)**

KESİT NO	MESAFE	KANAL TABAN	SU KOTU	DERİNLİK	FARK	TO SU	ALAN	ORTALAMA ALAN	YARIÇAP	ORT.HİD.	YARICAP	FRE	HESAPLANAN KAT FARKI (%)	YÜK KARYABI (%)	FARK
0	1258.53	1258.90	0.37	0.925		8	9	10		11		12	13	14	15
1	1257.43	1257.76	1.14		0.33	0.825	0.875	0.285	5	0.273	8.303	3.514			
2	1256.33	1256.63	4	1.126	0.304	0.76	0.7925	0.261		9.31	4.417		0.903	0.245	1.148
3	1255.23	1255.51	5	1.12	0.285	0.7125	0.736	0.2445	5	0.253	10.05	5.205	0.79	0.33	1.12
								0.232		0.238			0.717	0.415	1.13
										0.78	5.92				0.01

Kolon 14'de Yük karyabi = $\frac{Q^2 \cdot n^2}{F_m \cdot R_m^{4/3}} L$ olup, $Q = 7.70 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.016$, $L = 2.20 \text{ m}$, $\frac{0.03322}{F_m \cdot R_m^{4/3}}$ Bulmuştur.

(5) DÜSEY KURB HESABI :

(1) — 0,15 meyili ile 0,50 arasındaki düşey kurbun hesabı :

$$Y = \frac{K}{4 h_v \cdot \cos^2 \varnothing} \times^2 + x \cdot \tan \varnothing$$

$$K = \frac{(\tan \alpha - \tan \varnothing) 2 h_v \cdot \cos^2 \varnothing}{L}$$

Düşey kurb üzerinde negatif basınç oluşmaması için $K = 0,5$ alınmıştır. Suyu yüzü hesabı, Tablo : 3 den, $V = 8.303$ $h_v = 3,514$ m. $\tan \varnothing = 0,15$ $\varnothing = 8^\circ 30'$, $\cos \varnothing = 0,989$, $\cos^2 \varnothing = 0,978$

$$\tan \alpha = 0,50 \quad \alpha = 26^\circ 36'$$

$$L = \frac{(0,50 - 0,15) 2 \times 3,514 \times 0,978}{0,50}$$

$$L = 4,81 \text{ m. bulunur.}$$

$$Y = \frac{0,50}{4 \times 3,514 \times 0,978} x^2 + (0,15) x$$

Düşey Kurb denklemi

$$Y = 0,0364 x^2 + 0,15 x$$

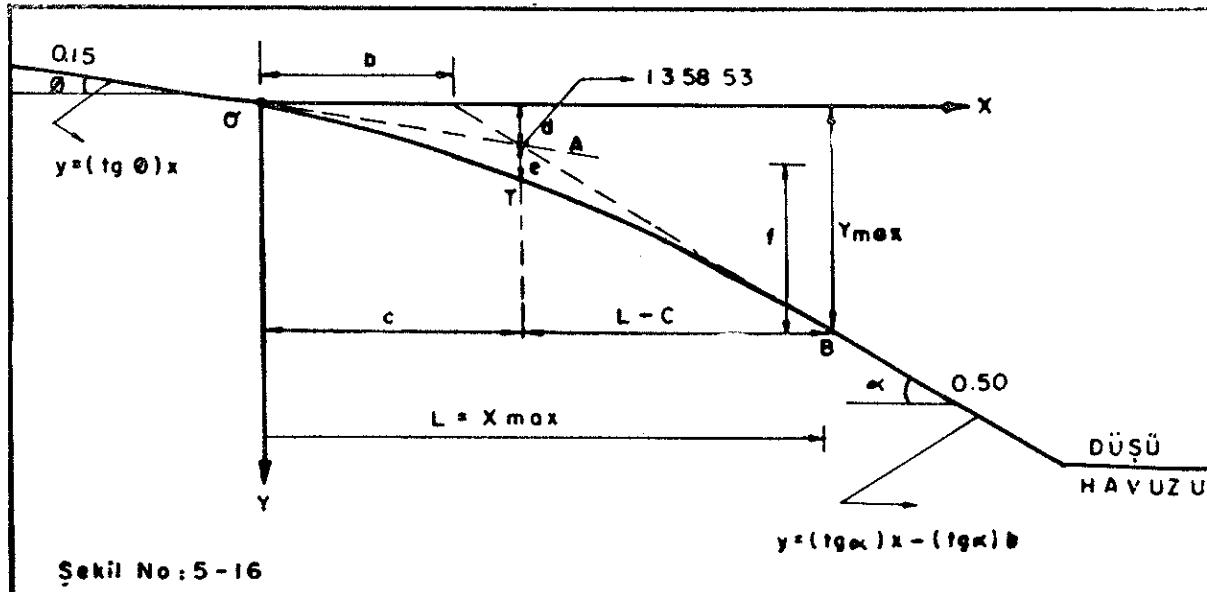
$$x = 4,81 \text{ m.}$$

$$Y_{\max} = (0,0364) \times (4,81)^2 + (0,15) \times (4,81)$$

$$Y_{\max} = 1,56 \text{ m. } \left\{ \begin{array}{l} \text{Kurb bitim noktasının} \\ \text{koordinatları} \end{array} \right\}$$

$$L = X_{\max} = 4,81 \text{ m. } \left\{ \begin{array}{l} \text{Kurb bitim noktasının} \\ \text{koordinatları} \end{array} \right\}$$

(xOY) eksen takımında, düşey kurbun memba ve mansabındaki kanal kısımlarının denklemi : (Bak Şekil No : 5.16)



Membada $y = 0,15x$

Mansapta $y = 0,50x - 0,50b$

$$Y_{\max} = 1,56 = 0,50 \times 4,81 - 0,50 b$$

$$b = \frac{0,50 \times 4,81 - 1,56}{0,5} = 1,69 \quad b = 1,69$$

$y=0,15 \times$ ile $y=0,50 \times -0,845$ doğruları
 $x=c$ noktasında kesişirler, $C=2,41$ olarak bulunur.
 $d=c \cdot \tan \varnothing = 2,41 \times 0,15 = 0,362$ $d=0,362$

Kurb başlangıç noktasının kotu :

$$= A \text{ noktasının kotu} + d \quad (\text{şut profiline bakınız}) \\ = 1258,53 + 0,362 = 1258,89 \text{ m.}$$

T'nin kotu :

$$T \text{ kotu} = A \text{ kotu} - e, \quad x=c \quad Y=d+e \text{ dir.}$$

$$e = 0,362 = 0,034 \times 2,41 + 0,15 \times 2,41$$

$$e = 0,21$$

$$(T) \text{ kotu} = 1258,53 - 0,21 = 1258,32 \quad X=c=2,41 \quad y=0,572 \text{ m.}$$

Kurb bitim noktasının kotu (B noktası)

$f = \tan \alpha (f - c)$	Kontrol :
$f = 0,50 \times 2,40$	$Y_{\max} = f + d$
$f = 1,20 \text{ m.}$	$Y_{\max} = 1,20 - 0,36$
$B_{\text{kotu}} = A_{\text{kotu}} - f$	$Y_{\max} = 1,56$
$B_{\text{kotu}} = 1258,53 - 1,21$	$x = 4,81 \text{ için}$
$B_{\text{kotu}} = 1257,33$	$y = 1,56 \text{ vermektedir.}$

B noktasında, düşey kurb nihayetlenmekte ve kanal tabanı $I=0,50$ eğimle devam etmektedir.

II — Eğimin 0,03'den 0,15'e geçtiği yerde düşey kurb hesabı :

Su yüzü hesabı, Tablo : 1'den

$$d_1 = 0,55 \text{ m.} \quad V_1 = 5,665 \text{ m/sn} \quad Hvi = 1,636$$

$$\varnothing = \arctg (0,03) = (1,7)^\circ$$

$$= \arctg (0,15) = (8,5)^\circ$$

$$\cos \varnothing = 0,9996 \quad \cos^2 \varnothing = 0,999$$

$$L = \frac{(0,15 - 0,03) \cdot 2 \times 1,636 \times 0,999}{0,50}$$

$$L = 0,785$$

$$y = \frac{0,50}{4 \times 1,636 \times 0,999} x^2 + 0,03 x$$

$$y = 0,0765 x^2 - 0,03 x$$

$$Y_{\max} = 0,0765 \times 0,785^2 + 0,03 \times 0,785$$

$$Y_{\max} = 0,071 \text{ m} = 7,1 \text{ cm.} \\ X_{\max} = 78,5 \text{ cm.}$$

Kurb bitim noktasının koordinatları

Kurb ölçüler çok ufak çıktılarından, detaylı bir hesaba lüzum görülmemiştir.

6 — ENERJİ KIRICİNİN HESABI :

a) Düşü havuzu derinliği

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 F_r^2})$$

Sayfa 5.31'den $d_1 = 0,285 \quad V_1 = 10,78 \text{ m.}$

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = \frac{10.78}{\sqrt{9.81 \times 0.285}} = \frac{10.78}{1.672} = 6.45 \quad F_r^2 = 41.60$$

$$d_2 = \frac{0.285}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \times 41.60}) = 2.46$$

$d_3 = 1.35$ (Mansap kanalında su derinliği)

$$\Delta d = d_2 - d_3 = 2.46 - 1.35 = 1.11.$$

Eşik yüksekliği 1.11 m. alınmıştır.

$$\text{Havuz taban kotu} = 1256.31 - 1.11$$

$$= 1255.20$$

b) Düşü Havuzu Tipi ve Boyutları

Havuza girişte Frud sayısı 6.45 olup, Şekil No :6.3 e göre «Tip II» havuzu seçilmiştir. «Tip II» havuzunda

$$\frac{L_2}{d_2} = 2.50 \quad L_2 = 6.15 \text{ m.}$$

Şüt blokları yüksekliği

$$h_1 = d_1 = 28 \text{ cm.}$$

Şüt blokları aralığı

$$L = d_1 = 28 \text{ cm.}$$

Tevkif blokları yüksekliği

$$h_3 = 1.65 \text{ d}_1$$

Tevkif blokları aralığı

$$h_3 = 1.65 \times 28 = 46 \text{ cm.}$$

$$0.75 \times h_3 = 35 \text{ cm.}$$

7 — ENERJİ KIRICI HAVUZDA HAVA PAYI:

$$f = 0.1 (d_1 + h_{vr}) \quad d_1 = 0.285 \text{ m.}$$

$$f = 0.1 (0.285 + 5.920) \quad V_1 = 10.78 \text{ m/sn}$$

$$f = 0.621 \text{ m} \sim 0.64 \quad h_{vr} = 5.92 \text{ m.}$$

Enerji kirıcı havuz duvar yüksekliği

$M_H = d_2 + \text{hava payı } (f)$

$$M_H = 2.46 + 0.64 = 3.10 \text{ m.}$$

8 — FILTRE HESABI :

Altan kaldırma kuvvetlerine karşı süt kanalı belirli aralıklar ile filitreler ile teçhiz edilecektir. Filtre borularının aralıkları,

$$L = \frac{\gamma \times d}{1.48 \times S - 0.36} \quad \text{göre hesap}$$

edilebileceği, daha önce gösterilmiş idi.

$$\gamma = 2,2 \text{ ton/m}^3 \quad d = 0,15 \quad C = 5 \text{ alınmıştır.}$$

a) $S_1 = 0.03$ eğimli süt kanalı kısmı için filitreye gerek yoktur.

b) $S_2 = 0,15$ eğimli kısmı

$$L_2 = \frac{0.33}{1.48 \times 0.15 - 0.074} = 2.23 \text{ m.}$$

c) $S_3 = 0.50$ eğimli kısmı.

$$L_3 = \frac{0.33}{1.48 \times 0.50 - 0.074} = 0,50$$

göründüğü üzere, kanal meyli arttıkça altan kaldırma kuvvetleride artacağından daha sık aralıklar ile filitreler ile teçhiz edilmesi gerekmektedir.

9 — ŞÜT KANALINDA, DALGA OLUŞUMUNUN İNCELENMESİ :

Şüt kanalının % 3 eğimli ve 105 m. uzunluğundaki kısmın başlangıç ve bitim noktaları arasında dalga oluşumu incelenecektir.

(1) Nokta 1'de (taban kotu : 1264.68), $Q=7.68 \text{ m}^3/\text{sn}$. için

$$d_c = 0,99$$

$$A_c = 2,48 \text{ m}^2$$

$$V_c = 3,10 \text{ m/sn}$$

$$h_{vc} = 0,49 \text{ m.}$$

Nokta 1'de; enerji seviyesi

$$1264.68 + 0.99 + 0.49 = 1266,16$$

(2) Nokta 2'de (taban kotu 1261.53)

$$d = 0,55 \text{ (Uniform Su derinliği)}$$

$$A = 1,38$$

$$V = 5,57 \text{ m/sn}$$

$$h_v = 1,58$$

$$W_p = 0,382$$

Nokta (2) de enerji seviyesi

$$1261.53 + 0,55 + 1,58 = 1263,66$$

(3) S_L , (Şekil No : 5.10)

$$S_L = 1266,16 - 1263,66 = 2,50 \text{ m.}$$

(4) L ve S değerleri

$$L = 105 \text{ m.}$$

$$S = \tan\Theta = \frac{2,5}{105} = 0,02381$$

$$\Theta = \text{yaklaşık } 1^\circ 22'$$

$$\cos\Theta = 0,99972$$

(5) V hesaplanırsa

$$V = \frac{2}{3} \times \frac{b}{W_p} \times \frac{V}{\sqrt{gd \cdot \cos\Theta}}$$

$$V = \frac{2}{3} \times \frac{2,50}{0,382} \times \frac{5,57}{\sqrt{9,81 \times 0,55 \times 0,99972}}$$

$$V = 10,47$$

(6) M^2 hesaplanırsa

$$M^2 = \frac{V^2}{g \cdot S \cdot L \cdot \cos\Theta}$$

$$M^2 = \frac{5,57^2}{9,81 \times 2,5 \times 0,99972}$$

$$M^2 = 1,265$$

(7) Bu değerler, Şekil No : 5.11'de gösterilen boyutsuz Vedernikov ve Montuori Sayılarının dışına çıkmakla beraber; Lineer interpolasyon yapılarsa, bahis konusu değerlerin; dalgalı akım bölgесine düşmediği görülür.

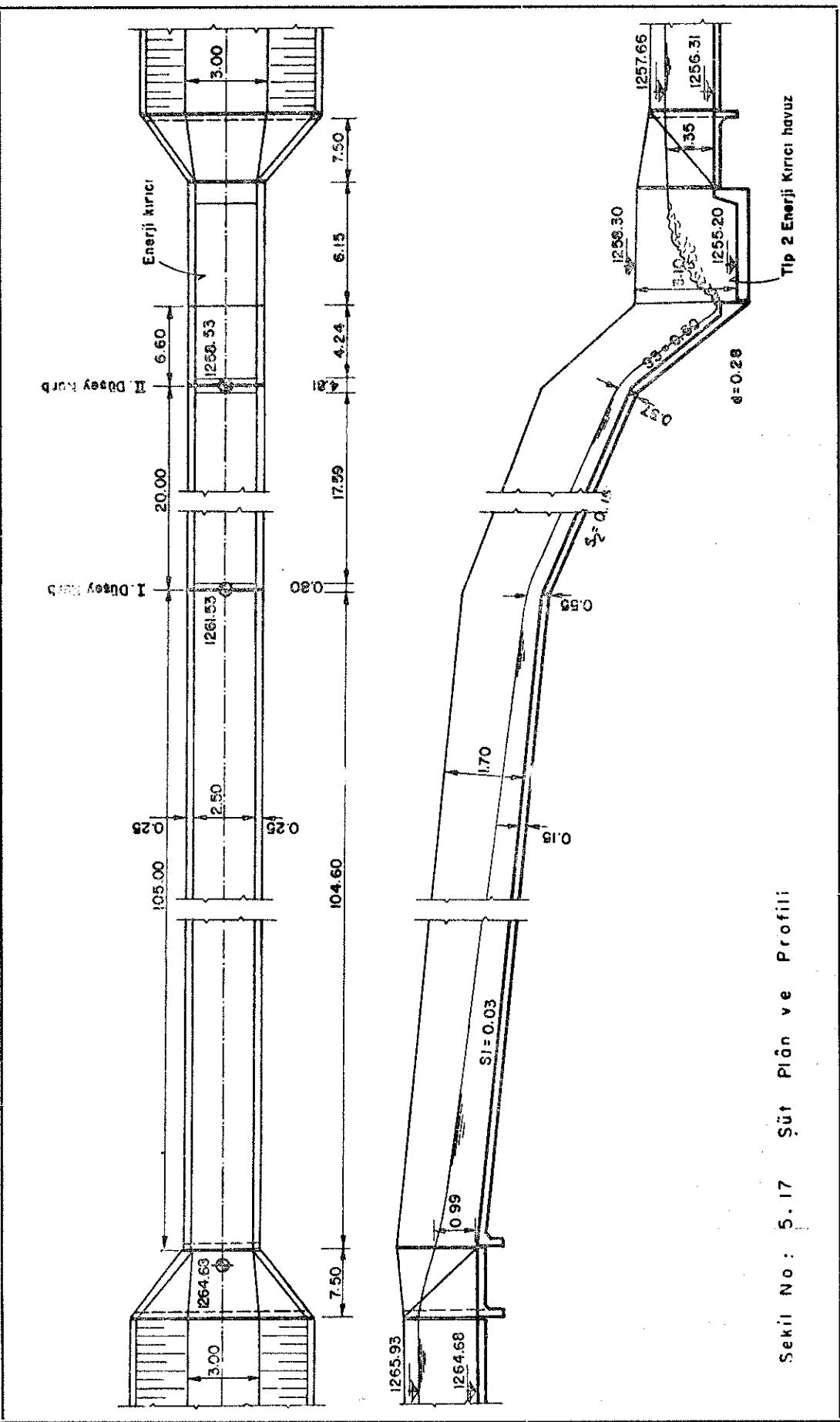
(8) Şekil ve eğim parametreleri kontrol edilirse,

$$\frac{d}{W_p} = \frac{0,55}{0,382} = 1,44$$

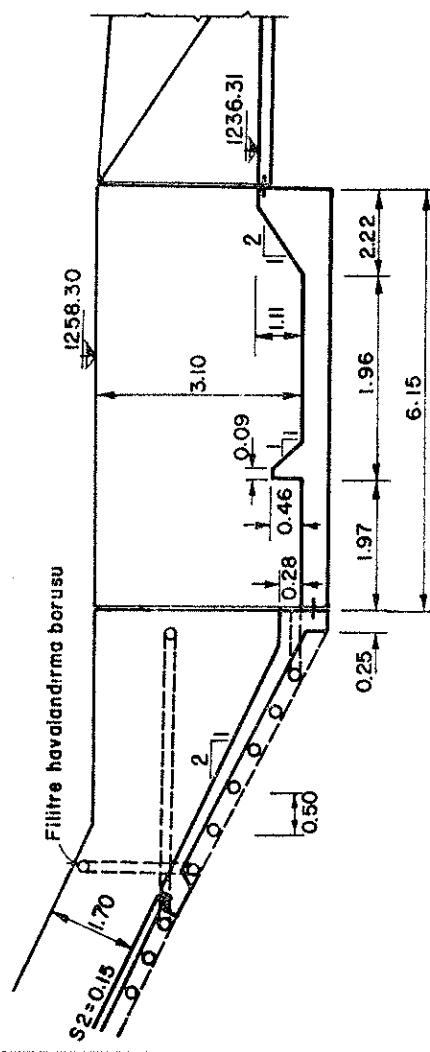
$$S = 0,02381$$

(9) Bu değerler Şekil No : 5.12'de noktalansa; bu nokta'nın dalgalı akım bölgесine düşmediği görülür.

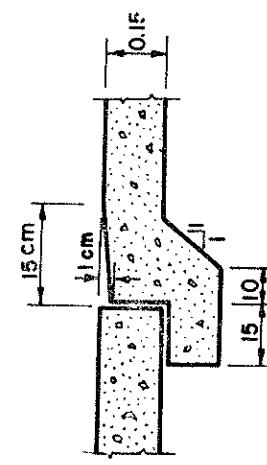
Sonuç olarak $Q=7,68$ proje debisi için, şüt kanalında yapıyı rahatsız edecek bir dalga oluşmuyacağı görülür. Ancak 0,2 Q ve 0,5 Q debileri içinde aynı esaslara göre kontrol yapılmalıdır.



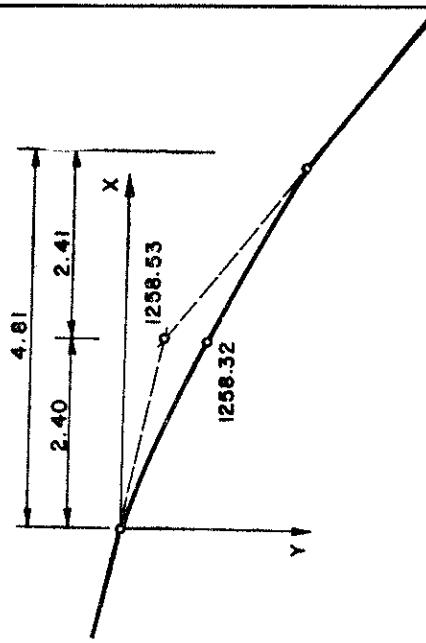
a) ENERJİ KİRİCİ HAVUZ PLAN ve KESİTİ



b) SÜT TABANINDA DERZ DETAYI



c) DÜSEY KURB DETAYI



Sekil No: 5.18 Süt detayları

5.4. Borulu Düşüler

5.4. (1) Genel

Bu tip düşülerde su, yüksek kottan alçak kota bir boru ile iletılır ve boru içinde veya çıkışında enerjisi kırılır. İki tip borulu düşü yapısı vardır. Bu 2 tip arasındaki fark çıkış yapısında ve enerji kırılımında olmaktadır.

(a) Tip I (Şekil No : 5.19) Bu tipte, enerji borunun içinde yüzeysel bir sıçrama ile kırılmaktadır. Bu maksatla meyilli boru kısmını takiben düz bir bölge teşkil edilmiş olup, enerji burada kırılmaktadır ve boru içinde dolu haldeki hız 1,5 m/sn ile sınırlandırılmıştır.

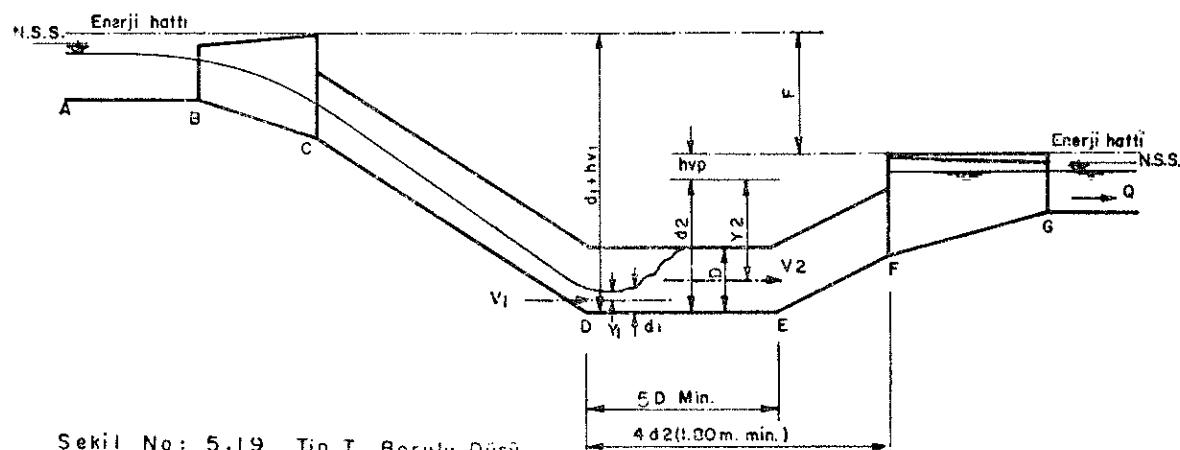
(b) Tip II (Şekil No : 5.21) Bu tipte ise enerji, boru çıkışında çarpma tipli veya havuz şeklinde bir enerji kırıcı ile yok edilir.

Her iki tip borulu düşünde, genellikle küçük debiler ve 4,5 metre yüksekliğine kadar kullanılmaktadır.

5.4. (2) Tip I Borulu Düşülerde Hidrolik Hesap Esasları (Şekil No : 5.19)

Bu tip düşülerde boru çapı, dolu haldeki su hızı maksimum 1,5 m/sn. olacak şekilde seçilir. Meyilli kısmda, meyil 0,5 veya daha yatkı olarak alınır. Bu tipe ait standart boyutlar ve hesaplanması uygulanacak sıra, aşağıda toplu bir şekilde izah edilmiştir.

Bureau of Reclamation tarafından $Q=1.4 \text{ m}^3/\text{sn}$ 'ye debilere kadar kullanılan borulu düşü tipi de Şekil No : 5.20'de gösterilmiştir.



Şekil No: 5.19 Tip I Borulu Düşü

Hesap Metodu : Tablo No : 5.2 ve No : 5.3 kullanılarak, borunun kısmen dolu olması halinde A_1 kesit alanı ve y_1 tayin olunur.

1. $\frac{d_1}{D}$ değerleri tahmin edilir.
2. Tablo No : 5.2 kullanılarak $\frac{d_1}{D}$ ve $\frac{A_1}{D^2}$ den d_1 ve A_1 bulunur.
3. $V_1 = \frac{Q}{A_1}$
5. $A_2 = \text{Dolu boru alanı}$
5. $V_2 = \frac{Q}{A_2}$
6. Tahmin edilen $\frac{d_1}{D}$ değerleri için Tablo No : 5.2 ve No : 5.3 kullanılarak y_1 bulunur.

7. d_2 Hesaplanır
8. F hesaplanır
9. Deneme ile «Hesaplanan F »=«Gerçek F » oluncaya kadar hesaba devam edilir.
10. Düz kısmın kotu=Mansap Enerji kotu $h_{vp} - 1.1 d_2$ (% 10 emniyet faktörü)

Giriş, Sırtunme kurb ve çıkış kayıpları küçük olduğu için ihmal edilmiştir.

d_2 nin Hesabı:

$$P_1 + M_1 = P_2 + M_2$$

$$A_1 \cdot \bar{y}_1 + \frac{Q \cdot V_1}{g} = A_2 \bar{y}_2 + \frac{Q \cdot V_2}{g}$$

$$\frac{Q \cdot \Delta_v}{g} + A_1 \cdot \bar{y}_1 = A_2 \bar{y}_2 \quad \bar{y}_2 = d_2 - \frac{D}{2}$$

$$\frac{Q \cdot \Delta_v}{g} + A_1 \cdot \bar{y}_1 + \frac{A_2 D}{2} = A_2 \cdot d_2 \quad \Delta_v = V_1 - V_2$$

$$d_2 = \frac{Q \cdot \Delta_v}{A_2 g} + \frac{A_1 \bar{y}_1}{A_2} + \frac{D}{2} \quad h_{vi} = \frac{V_1^2}{2g}$$

$$F = d_1 + h_{vi} - d_2 - h_{vp}$$

5.4. (3) Tip II Borulu Düşüler (Şekil No : 5.21)

Bu tip borulu düşülerde, enerji boru çıkışında genellikle çarpma tipli bir enerji kırcı ile yok edilir. Bazen havuz şeklinde enerji kırcıları da kullanılmaktadır.

Çarpma tipli enerji kırcılara ait karakteristik boyutlar Bölüm : 6'da verilmiştir. Düşeye giriş ve çıkışlarda kırık düzlemlü rakortman yapıları kullanılmaktadır.

5.4. (4) Sayısal Örnek (Şekil No : 5.19)

(a) Veriler :

Karakteristikleri aşağıda verilen kanal üzerinde bir borulu düşü projelendirilecektir.

b (m)	d_n (m)	$1/m$	F m^2	R (m)	n	I	Q m^3/sn	V M/sn	$\frac{V^2}{2g}$ (m)
1,50	0,85	1/1,5	2,36	0,54	0,016	0,0002	1,40	0,59	0,02

Kanal profil paftasından, memba ve mansap kanal kotları aşağıdaki şekilde alınmıştır.

A kotu	= 100	G kotu	= 95,35
Su kotu	= 100 + 0,85 = 100,85	Su kotu	= 95,35 + 0,85 = 96,20
Memba Enerji kotu = 100,85 + 0,02 = 100,87		Mansap Enerji kotu = 96,20 + 0,02 = 96,22	

(b) Çözüm :

(1) $D = 1.00$ metre seçildi.

$$V = \frac{Q}{\pi D^{2/4}} = \frac{1,40}{0,785} = 1,78 \text{ m/sn} \text{ Borunun dolu halinde oluşan hız } 1,5 \text{ m/sn fazla olmakla}$$

beraber fark büyük olmadığından kabul edilmiştir.

(2) D kotunun tayini (borunun düz kısmı Şekil No : 5.20)

$$\frac{d_1}{D} = 0,20 \text{ seçildi. Buna göre Tablo No : 5.2'den}$$

$$A_1 = C \times D^2 = 0,1118 \times 1,00 = 0,1118 \text{ m}^2$$

$$d_1 = 0,20 \times D = 0,20 \text{ m.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{1,40}{0,1118} = 12,52 \text{ m/sn}$$

$$hv_1 = \frac{12,52^2}{19,62} = 7,99 \text{ m.}$$

Kısmi akımlarda ıslak kesit Ağırlık merkezinin su yüzüne mesafesi (Y_1) Tablo No : 5.-3'den

$$\frac{d_1}{D} = 0,20 \text{ için } C = 0,082$$

$$Y_1 = C \times D = 0,082 \times 1,0 = 0,082$$

Borunun tam dolu olması halinde

$$A_2 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1,78 \text{ m/sn}$$

$$hv_2 = \frac{1,78^2}{19,62} = 0,16, \text{ hvp} = 0,16$$

$$d_2 = \frac{Q \cdot (V_1 - V_2)}{A_2 \cdot g} + \frac{A_1}{A_2} Y_1 + \frac{D}{2}$$

$$d_2 = \frac{1,40 (12,52 - 1,78)}{0,785 \times 9,81} + \frac{0,1118}{0,785} \times 0,082 + \frac{100}{2}$$

$$d_2 = 1,95 - 0,01 + 0,50 = 2,46 \text{ m.}$$

$$F = d_1 + hv_1 - d_2 - hvp = \\ = 0,20 + 7,99 - 2,46 - 0,16 = 5,57 \text{ m.}$$

Hesaplanan $F >$ Kot A — Kot G

$$5,57 > 100 - 95,35 = 4,65$$

$$\frac{d_1}{D} = 0,21 \text{ için hesaplar tekrarlanırsa;}$$

$$A_1 = C \times D^2 = 0,1199 \times 1,00 = 0,1199$$

$$d_1 = 0,21 \text{ m.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{1,40}{0,1199} = 11,68$$

$$hv_1 = \frac{11,68^2}{19,62} = 6,95$$

$$Y_1 = C \times D = 0,086$$

$$hup = 0,16$$

$$d_2 = \frac{1,40 (11,68 - 1,78)}{0,785 \times 9,81} + \frac{0,1199}{0,785} \times 0,086 + \frac{100}{2}$$

$$d_2 = 2,31$$

$$F = d_1 + hv_1 - d_2 - hup$$

$$F = 0,21 + 6,95 - 2,31 - 0,16 = 4,69$$

Hesaplanan F, 4,65 değerine yakın bulunduğuundan, kabul edilmiştir.

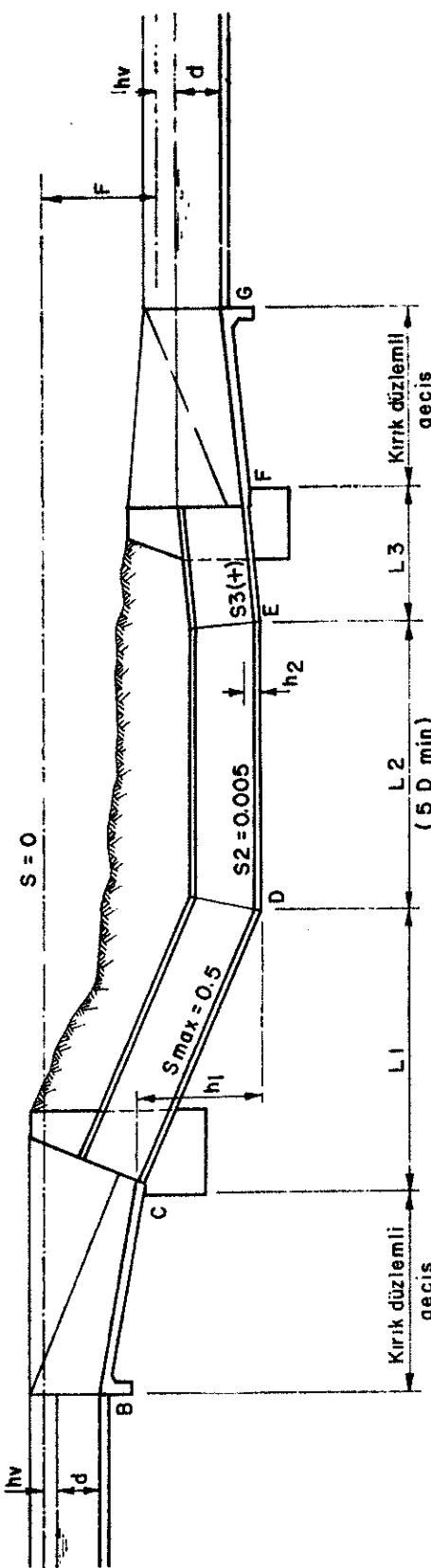
$d_2 = 2,31$ için Şekil No : 5.19'da gösterilen kotlar hesap edilirse

$$\text{Kot D} = \text{Mansap Enerji Kotu} - h_{vp} - 1,1 \cdot d_2$$

$$= 96,22 - 0,16 - 1,1 \times 2,31$$

$$= 93,52$$

Bu şekilde Enerjinin kırıldığı düz kısmın kotu bilindiğine göre; diğer boyutlar Şekil No : 5.19'da gösterildiği şekilde alınarak projelendirme tamamlanır.

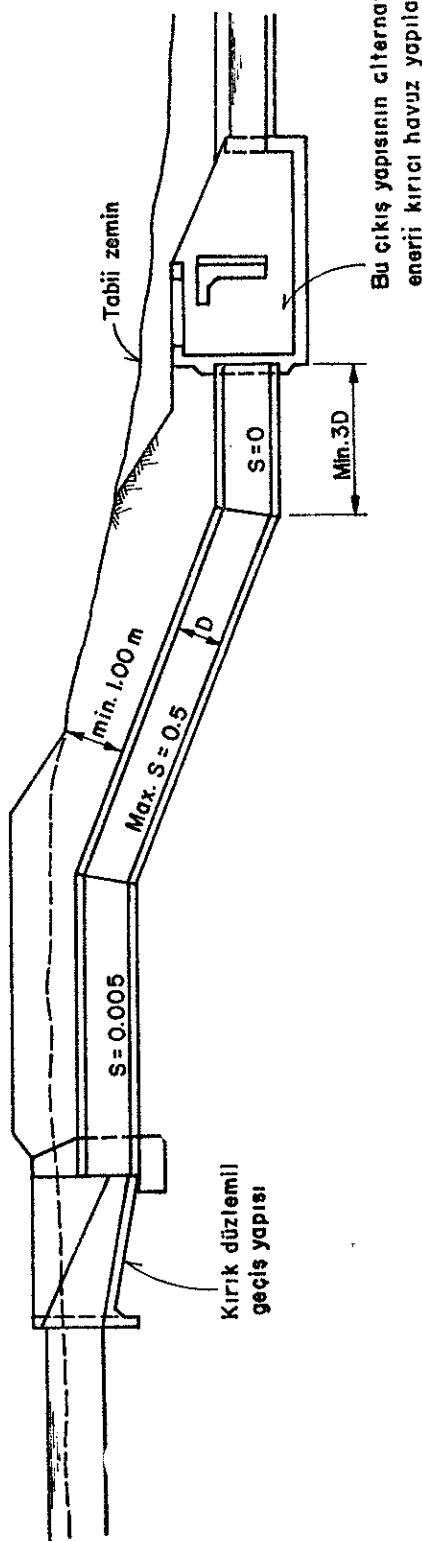


Notlar:

- 1 - Boru içinde, dolu halde max. hız 1.5 m/sn alınacaktır.
- 2 - Giriş, çıkış ve sürtünme kayıpları ihmal edilebilir.
- 3 - Şekilde verilen standart ölçüler $Q = 1.4 \text{ m}^3/\text{sn}$. debilere kadardır. Daha büyük debiler için ; dikdörtgen kesitli eğik düzlemlü düşü, genellikle daha ekonomiktir.
- 4 - Şekilde verilen tip düşü, su düzeyleri arasında max. 4.5 m . yüksekliğe kadar kullanılabilir.

Şekil No : 5 . 20

Tip I Borulu Düşü



NOT :

Boru çapı, max. dolu haldeki hız, 3.6 m / sn . olacak şekilde seçilecektir.

Sekilde gösterilen tip $3 \text{ m}^3/\text{sn}$. debilere kadar kullanılabilir.

Sekil No : 5 - 21 Tip II Borulu Düşü

TABLO NO: 5.1

D' ÇAPININ ÇESİTLİ ÜSTLERİ İÇİN HESAP TABLOSU

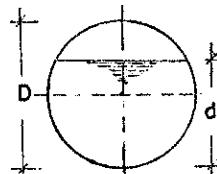
D	D^2	$D^{5/2}$	$D^{8/3}$	D^3
1	2	3	4	5
0.1	0.01	0.0032	0.0022	0.00
0.2	0.04	0.0179	0.0137	0.008
0.3	0.09	0.0493	0.0403	0.027
0.4	0.16	0.1012	0.0869	0.064
0.5	0.25	0.1768	0.1575	0.125
0.6	0.36	0.2789	0.2561	0.216
0.7	0.49	0.4100	0.3863	0.343
0.8	0.64	0.5724	0.5515	0.512
0.9	0.81	0.7684	0.7551	0.729
1.0	1.00	1.000	1.0000	1.000
1.1	1.21	1.269	1.289	1.331
1.2	1.44	1.577	1.626	1.728
1.3	1.69	1.927	2.013	2.197
1.4	1.96	2.319	2.453	2.744
1.5	2.25	2.756	2.948	3.375
1.6	2.56	3.238	3.502	4.096
1.7	2.89	3.768	4.117	4.913
1.8	3.24	4.347	4.794	5.832
1.9	3.61	4.976	5.538	6.859
2.0	4.00	5.657	6.350	8.000
2.05	4.20	6.017	6.782	8.615
2.10	4.41	6.391	7.232	9.261
2.15	4.62	6.778	7.700	9.938
2.20	4.84	7.179	8.187	10.648
2.25	5.06	7.594	8.693	11.391
2.30	5.29	8.023	9.217	12.167
2.35	5.52	8.466	9.761	12.978
2.40	5.76	8.923	10.33	13.824
2.45	6.00	9.395	10.91	14.706
2.50	6.25	9.882	11.51	15.625
2.55	6.50	10.38	12.14	16.581
2.60	6.76	10.90	12.78	17.576
2.65	7.02	11.43	13.45	18.610
2.70	7.29	11.98	14.14	19.683
2.75	7.56	12.54	14.84	20.797
2.80	7.84	13.12	15.57	21.952
2.85	8.12	13.71	16.33	23.149
2.90	8.41	14.32	17.10	24.389
2.95	8.70	14.95	17.90	25.672
3.00	9.00	15.59	18.72	27.000
3.05	9.30	16.25	19.56	28.373
3.10	9.61	16.92	20.43	29.791
3.15	9.92	17.61	21.32	31.256
3.20	10.24	18.32	22.24	32.768
3.25	10.56	19.04	23.18	34.328
3.30	10.89	19.78	24.14	35.937
3.35	11.22	20.54	25.13	37.595
3.40	11.56	21.32	26.14	39.304
3.45	11.90	22.11	27.18	41.064
3.50	12.25	22.92	28.24	42.875

D	D^2	$D^{5/2}$	$D^{8/3}$	D^3
1	2	3	4	5
3.50	12.25	22.92	28.24	42.875
3.55	12.60	23.74	29.33	44.739
3.60	12.96	24.59	30.44	46.656
3.65	13.32	25.45	31.58	46.627
3.70	13.69	26.33	32.75	50.653
3.75	14.06	27.23	33.94	52.734
3.80	14.44	28.15	35.16	54.872
3.85	14.82	29.08	36.41	57.067
3.90	15.21	30.04	37.69	59.319
3.95	15.60	31.01	38.99	61.630
4.00	16.00	32.00	40.32	64.000
4.05	16.40	33.01	41.68	66.430
4.10	16.81	34.04	43.06	68.921
4.15	17.22	35.08	44.48	71.473
4.20	17.64	36.15	45.92	74.088
4.25	18.06	37.24	47.39	76.766
4.30	18.49	38.34	48.89	79.507
4.35	18.92	39.47	50.42	82.313
4.40	19.36	40.61	51.98	85.184
4.45	19.80	41.77	53.57	88.211
4.50	20.25	42.96	55.20	91.25
4.55	20.70	44.16	56.85	94.196
4.60	21.16	45.38	58.53	97.336
4.65	21.62	46.63	60.24	100.545
4.70	22.09	47.89	61.98	103.823
4.75	22.56	49.17	63.76	107.172
4.80	23.04	50.48	65.56	110.592
4.85	23.52	51.80	67.40	114.084
4.90	24.1	53.15	69.27	117.649
4.95	24.50	54.51	71.17	121.287
5.00	25.00	55.90	73.10	125.000
5.05	25.50	57.31	75.07	128.788
5.10	26.01	58.74	77.06	132.651
5.15	26.52	60.19	79.10	136.591
5.20	27.04	61.66	81.16	140.608
5.25	27.56	63.15	83.26	144.703
5.30	28.09	64.67	85.39	148.877
5.35	28.62	66.20	87.55	153.130
5.40	29.16	67.76	89.75	157.464
5.45	29.70	69.34	91.99	161.879
5.50	30.25	70.94	94.25	166.375
5.55	30.80	72.57	96.56	170.954
5.60	31.36	74.21	98.89	175.616
5.65	31.92	75.88	101.3	180.362
5.70	32.49	77.57	103.7	185.193
5.75	33.06	79.28	106.1	190.09
5.80	33.64	81.02	108.6	195.112
5.85	34.22	82.77	111.1	200.202
5.90	34.81	84.55	113.7	205.379
5.95	35.40	86.36	116.2	210.641

TABLO NO: 5-2

DAİRE KESİTLERDE KİSMİ ÜNİFORM AKıMLAR İÇİN DERİNLİK, ISLAK KESİT,
HİDROLİK YARIÇAP VE DEBİ HESABI İÇİN TABLO

D = Boru çapı m
 d = Su derinliği m.
 A = Islak kesit m^2
 r = Hidrolik yarıçap m
 n = Monning pürüzlük katsayısı
 S = Taban ve su yüzü meyli
 Q = Debi m^3/s_n



d/D	A/D ²	r/D	$\frac{Q_n}{D^{8/3} S^{2/3}}$	$\frac{Q_n}{d^{8/3} S^{2/3}}$
1	2	3	4	5
0.01	0.0013	0.0066	0.00005	10.12
0.2	0.037	0.132	0.0021	7.11
0.3	0.069	0.197	0.0050	5.76
0.4	0.105	0.262	0.0093	4.97
0.5	0.147	0.325	0.0149	4.41
0.6	0.192	0.389	0.0221	4.00
0.7	0.242	0.451	0.0306	3.68
0.8	0.294	0.513	0.0406	3.43
0.9	0.350	0.575	0.0522	3.20
1.0	0.409	0.635	0.0651	3.02
1.1	0.470	0.695	0.0795	2.86
1.2	0.534	0.755	0.0954	2.72
1.3	0.600	0.813	0.1127	2.60
1.4	0.668	0.871	0.1314	2.48
1.5	0.739	0.929	0.1514	2.38
1.6	0.811	0.985	0.1730	2.29
1.7	0.885	1.042	0.1958	2.21
1.8	0.961	1.097	0.220	2.13
1.9	1.039	1.152	0.246	2.06
2.0	1.118	1.206	0.273	1.99
2.1	1.199	1.259	0.302	1.93
2.2	1.281	1.312	0.331	1.88
2.3	1.365	1.364	0.361	1.82
2.4	1.449	1.416	0.394	1.77
2.5	1.535	1.466	0.427	1.72
2.6	1.623	1.516	0.462	1.68
2.7	1.711	1.566	0.497	1.63
2.8	1.800	1.614	0.534	1.59
2.9	1.890	1.662	0.571	1.55
3.0	1.982	1.709	0.610	1.51
3.1	2.074	1.756	0.650	1.48
3.2	2.167	1.802	0.691	1.44
3.3	2.260	1.847	0.733	1.41
3.4	2.355	1.891	0.776	1.38
3.5	2.450	1.935	0.820	1.35
3.6	2.546	1.978	0.864	1.318
3.7	2.642	2.020	0.909	1.289
3.8	2.739	2.062	0.956	1.262
3.9	2.836	2.102	1.003	1.235
4.0	2.934	2.142	1.051	1.209
4.1	3.032	2.182	1.099	1.184
4.2	3.130	2.220	1.147	1.160
4.3	3.229	2.258	1.197	1.137
4.4	3.328	2.295	1.248	1.114
4.5	3.428	2.331	1.298	1.092
4.6	3.527	2.366	1.353	1.070
4.7	3.627	2.401	1.400	1.049
4.8	3.727	2.435	1.454	1.030
4.9	3.827	2.468	1.508	1.010
5.0	3.927	2.500	1.561	0.990

d/D	A/D ²	r/D	$\frac{Q_n}{D^{8/3} S^{2/3}}$	$\frac{Q_n}{d^{8/3} S^{2/3}}$
1	2	3	4	5
0.51	0.4027	0.2531	0.1608	0.970
52	4127	2562	1662	952
53	4227	2592	1716	934
54	4327	2621	1770	917
55	4426	2649	1824	899
56	4526	2676	1878	882
57	4625	2703	1932	865
58	4724	2728	1985	849
59	4822	2753	2039	833
60	4920	2776	2093	818
61	5018	2799	2147	802
62	5115	2821	2201	787
63	5212	2842	2255	773
64	5308	2862	2308	758
65	5404	2882	2356	744
66	5499	2900	2409	730
67	5594	2917	2463	716
68	5687	2933	2510	703
69	5780	2948	2557	689
70	5872	2962	2611	676
71	5964	2975	2658	663
72	6054	2987	2705	649
73	6143	2998	2753	637
74	6231	3008	2800	625
75	6319	3017	2840	612
76	6405	3024	2887	600
77	6489	3031	2928	588
78	6575	3036	2968	576
79	6655	3039	3008	564
80	6736	3042	3049	553
81	6815	3043	3082	541
82	6893	3043	3116	530
83	6969	3041	3150	518
84	7043	3038	3183	507
85	7115	3033	3210	495
86	7186	3026	3237	485
87	7254	3018	3264	473
88	7320	3007	3284	462
89	7384	2995	3304	451
90	7445	2980	3325	440
91	7504	2963	3338	429
92	7560	2944	3345	418
93	7612	2921	3352	406
94	7662	2895	3352	396
95	7707	2865	3352	384
96	7749	2829	3338	372
97	7785	2787	3325	360
98	7817	2735	3291	348
99	7841	2666	3251	334
100	7854	2500	3116	312

TABLO NO: 5-3
 DAİRESEL KESİTLERDEKİ KISIM AKıMLARDA ISLAK KESİT
 AĞIRLIK MERKEZİNİN SU ÜST YÜZÜ DÜZLEMİNE MESAFESİ
 $\bar{Y} = C \cdot D$

d/D	C DEĞERİ									
	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,000	0,004	0,008	0,012	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036
0,1	0,040	0,044	0,049	0,053	0,057	0,061	0,065	0,069	0,073	0,077
0,2	0,082	0,086	0,090	0,094	0,098	0,103	0,107	0,111	0,115	0,119
0,3	0,124	0,128	0,132	0,137	0,141	0,145	0,150	0,154	0,158	0,163
0,4	0,167	0,172	0,176	0,181	0,185	0,189	0,194	0,199	0,203	0,208
0,5	0,212	0,217	0,221	0,226	0,231	0,235	0,240	0,245	0,250	0,254
0,6	0,259	0,264	0,269	0,274	0,279	0,284	0,289	0,294	0,299	0,304
0,7	0,309	0,314	0,320	0,325	0,330	0,336	0,341	0,347	0,352	0,358
0,8	0,363	0,369	0,375	0,381	0,387	0,393	0,399	0,405	0,411	0,418
0,9	0,424	0,431	0,438	0,445	0,452	0,459	0,466	0,474	0,482	0,491

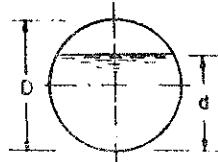
TABLO NO : 5-4

**DAİRE KESİTLERDE KISMİ AKıMLAR İÇİN KRİTİK DERİNLİK HİZ YÜKÜ, DEBİ VE
HİDROSTATİK KUVVET HESABI İÇİN**

TABLO

D : Boru çapı m.

d : Akım derinliği m.

hv_k : Hız yükü ($d = dk$) m.Q_K : Debi ($d = dk$) $m^3/sn.$ P : İslak kesite tesir eden
hidrostatik kuvvet ton

d/D	h_{vk}/D	$Q_k/D^{5/2}$	P/D^3
1	2	3	4
0.01	0.0033	0.0005	0.0000
0.02	0.0067	0.014	0.000
0.03	0.0101	0.030	0.001
0.04	0.0134	0.054	0.002
0.05	0.0168	0.084	0.003
0.06	0.0203	0.121	0.005
0.07	0.0237	0.164	0.007
0.08	0.0271	0.215	0.010
0.09	0.0305	0.271	0.013
0.10	0.0341	0.334	0.017
0.11	0.0376	0.404	0.021
0.12	0.0411	0.473	0.026
0.13	0.0446	0.561	0.032
0.14	0.0482	0.649	0.038
0.15	0.0517	0.744	0.045
0.16	0.0553	0.845	0.053
0.17	0.0589	0.952	0.061
0.18	0.0626	1.068	0.070
0.19	0.0662	1.183	0.080
0.20	0.0699	1.309	0.091
0.21	0.0736	1.440	0.103
0.22	0.0773	1.577	0.115
0.23	0.0811	1.720	0.128
0.24	0.0848	1.869	0.143
0.25	0.0887	2.024	0.157
0.26	0.0925	2.184	0.173
0.27	0.0963	2.351	0.190
0.28	0.1002	2.523	0.207
0.29	0.1042	2.701	0.226
0.30	0.1081	2.884	0.236
0.31	0.1121	3.074	0.267
0.32	0.1161	3.268	0.288
0.33	0.1202	3.469	0.310
0.34	0.1243	3.675	0.333
0.35	0.1284	3.886	0.357
0.36	0.1326	4.103	0.382
0.37	0.1368	4.325	0.408
0.38	0.1411	4.553	0.435
0.39	0.1454	4.786	0.463
0.40	0.1497	5.025	0.492
0.41	0.1541	5.269	0.521
0.42	0.1586	5.518	0.552
0.43	0.1631	5.773	0.584
0.44	0.1676	6.033	0.617
0.45	0.1723	6.293	0.651
0.46	0.1769	6.560	0.685
0.47	0.1817	6.844	0.722
0.48	0.1865	7.125	0.759
0.49	0.1914	7.412	0.797
0.50	0.1964	7.703	0.825

d/D	h_{vk}/D	$Q_k/D^{5/2}$	P/D^3
1	2	3	4
0.51	0.2014	0.8000	0.0875
52	2063	8303	0.916
53	2117	8610	0.950
54	2170	8923	1.000
55	2224	9238	1.044
56	2279	9565	1.089
57	2335	9893	1.135
58	2393	1.0229	1.181
59	2451	1.0569	1.230
60	2511	1.0915	1.279
61	2572	1.1266	1.329
62	2635	1.1623	1.379
63	2699	1.1987	1.431
64	2765	1.2357	1.484
65	2833	1.2733	1.537
66	2902	1.3116	1.592
67	2974	1.3504	1.647
68	3048	1.3900	1.704
69	3125	1.4303	1.762
70	3204	1.4714	1.820
71	3286	1.5133	1.879
72	3371	1.5500	1.939
73	3459	1.5995	2.000
74	3552	1.6440	2.062
75	3648	1.6895	2.125
76	3749	1.7360	2.190
77	3855	1.7837	2.254
78	3967	1.8326	2.319
79	4085	1.8830	2.385
80	4210	1.9348	2.452
81	4343	1.9882	2.520
82	4485	2.0436	2.589
83	4639	2.1010	2.659
84	4803	2.1607	2.729
85	4982	2.2232	2.800
86	5177	2.2889	2.871
87	5332	2.3582	2.944
88	5632	2.4319	3.017
89	5900	2.5108	3.090
90	6204	2.5962	3.165
91	6555	2.6896	3.240
92	6966	2.7933	3.315
93	7459	2.9109	3.391
94	8065	3.0461	3.467
95	8641	3.2081	3.544
96	9395	3.4106	3.623
97	11410	3.6814	3.700
98	13958	4.0883	3.778
99	19700	4.6721	3.856
100	-	-	3.936

DAİRESEL KESİTLERDEKİ KISMİ AKIMLARDA SU ÜST YÜZÜ
GENİŞLİĞİNİN HESABI: (c Değeri) $T = c \cdot D$

TABLO: 5-5

d/D	C									
	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.000	0.199	0.280	0.341	0.392	0.436	0.475	0.510	0.543	0.572
0.1	0.600	0.626	0.650	0.673	0.694	0.714	0.733	0.751	0.768	0.785
0.2	0.800	0.815	0.828	0.842	0.854	0.866	0.877	0.888	0.898	0.908
0.3	0.917	0.925	0.933	0.940	0.947	0.954	0.960	0.966	0.971	0.975
0.4	0.980	0.984	0.987	0.990	0.993	0.995	0.997	0.998	0.999	1.000
0.5	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.995	0.993	0.990	0.987	0.984
0.6	0.980	0.975	0.971	0.966	0.960	0.954	0.947	0.940	0.933	0.925
0.7	0.917	0.908	0.898	0.888	0.877	0.866	0.854	0.842	0.828	0.815
0.8	0.800	0.785	0.768	0.751	0.733	0.714	0.694	0.673	0.650	0.626
0.9	0.600	0.572	0.543	0.510	0.475	0.436	0.392	0.341	0.280	0.199

DAİRESEL KESİTLERDEKİ KISMİ AKIMLARDA HIDROLİK DERİNLİĞİN
HESABI: (c Değeri) $D_m = c \cdot D$

TABLO: 5-6

d/D	C									
	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.000	0.007	0.013	0.020	0.027	0.034	0.040	0.047	0.054	0.061
0.1	0.068	0.075	0.082	0.089	0.096	0.103	0.111	0.118	0.125	0.132
0.2	0.140	0.147	0.155	0.162	0.170	0.177	0.185	0.193	0.200	0.208
0.3	0.216	0.224	0.232	0.240	0.249	0.257	0.265	0.274	0.282	0.291
0.4	0.299	0.308	0.317	0.326	0.335	0.345	0.354	0.363	0.373	0.383
0.5	0.393	0.403	0.413	0.423	0.434	0.445	0.456	0.467	0.478	0.490
0.6	0.502	0.514	0.527	0.540	0.553	0.566	0.580	0.595	0.610	0.625
0.7	0.641	0.657	0.674	0.692	0.710	0.730	0.750	0.771	0.793	0.817
0.8	0.842	0.869	0.893	0.928	0.960	0.996	1.035	1.078	1.126	1.180
0.9	1.241	1.311	1.393	1.492	1.613	1.768	1.977	2.282	2.792	3.940

TABLO NO: 5-7

**ATNALI KESİTLERDE KISMİ ÜNIFORM AKIMLAR İÇİN DERİNLIK İSLAK KESİT
HİDROLİK YARIÇAP VE DEBİ HESABI İÇİN TABLO**

D = Boru çapı m.

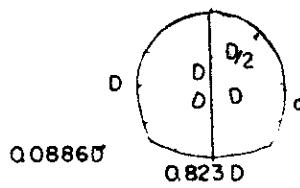
d = Su derinliği m.

A = İslak kesit m^2

r = Hidrolik yarıçap m

n = Manning pürüzlük katsayısı

S = Taban ve su yüzü meyli

Q = Debi m^3/s 

0.08865

0.8230

d/D	A/D^2	r/D	$\frac{Q^n}{D^{8/3} S^{1/2}}$	$\frac{Q^n}{d^{8/3} S^{1/2}}$
1	2	3	4	5
0.01	0.0019	0.0066	0.00007	14.40
0.02	0.053	0.132	0.0030	10.05
0.03	0.097	0.198	0.0071	8.17
0.04	0.150	0.264	0.0133	7.11
0.05	0.209	0.329	0.0215	6.33
0.06	0.275	0.394	0.0318	5.77
0.07	0.346	0.459	0.0444	5.33
0.08	0.421	0.524	0.0590	4.96
0.09	0.502	0.590	0.0761	4.68
0.10	0.585	0.670	0.0965	4.48
0.11	0.670	0.748	0.1190	4.28
0.12	0.753	0.823	0.1425	4.06
0.13	0.839	0.895	0.1679	3.87
0.14	0.925	0.964	0.1945	3.68
0.15	1.012	1.031	0.223	3.51
0.16	1.100	1.097	0.252	3.34
0.17	1.188	1.161	0.283	3.19
0.18	1.277	1.222	0.314	3.04
0.19	1.367	1.282	0.347	2.91
0.20	1.457	1.341	0.382	2.79
0.21	1.549	1.398	0.417	2.68
0.22	1.640	1.454	0.454	2.57
0.23	1.733	1.508	0.491	2.48
0.24	1.825	1.560	0.529	2.38
0.25	1.919	1.611	0.568	2.29
0.26	2.013	1.662	0.608	2.21
0.27	2.107	1.710	0.649	2.13
0.28	2.202	1.758	0.691	2.06
0.29	2.297	1.804	0.734	1.99
0.30	2.393	1.850	0.777	1.92
0.31	2.489	1.895	0.821	1.86
0.32	2.586	1.938	0.866	1.81
0.33	2.683	1.981	0.912	1.76
0.34	2.780	2.023	0.958	1.70
0.35	2.878	2.063	1.005	1.65
0.36	2.975	2.103	1.052	1.60
0.37	3.074	2.142	1.100	1.56
0.38	3.172	2.181	1.149	1.51
0.39	3.271	2.217	1.199	1.47
0.40	3.370	2.252	1.248	1.43
0.41	3.469	2.287	1.298	1.40
0.42	3.568	2.322	1.348	1.36
0.43	3.667	2.356	1.399	1.328
0.44	3.867	2.390	1.451	1.296
0.45	3.867	2.422	1.503	1.264
0.46	3.966	2.454	1.555	1.233
0.47	4.066	2.484	1.607	1.203
0.48	4.166	2.514	1.660	1.175
0.49	4.266	2.544	1.713	1.147
0.50	4.366	2.574	1.767	1.122

d/D	A/D^2	r/D	$\frac{Q^n}{D^{8/3} S^{1/2}}$	$\frac{Q^n}{d^{8/3} S^{1/2}}$
1	2	3	4	5
0.51	0.4466	0.2602	0.1820	1.096
52	4566	2630	1874	1.072
53	4666	2667	1929	1.049
54	4766	2683	1983	1.026
55	4865	2707	2039	1.003
56	4965	2733	2093	.981
57	5064	2757	2147	.960
58	5163	2781	2201	.940
59	5261	2804	2255	.921
60	5359	2824	2308	.901
61	5457	2844	2362	.882
62	5555	2864	2416	.863
63	5651	2884	2470	.846
64	5748	2902	2517	.828
65	5843	2920	2571	.812
66	5938	2937	2625	.795
67	6033	2953	2679	.779
68	6126	2967	2726	.763
69	6219	2981	2773	.746
70	6312	2994	2827	.732
71	6403	3006	2874	.716
72	6493	3018	2921	.701
73	6582	3028	2968	.687
74	6671	3036	3015	.673
75	6758	3044	3055	.659
76	6844	3050	3103	.645
77	6929	3053	3143	.631
78	7012	3060	3183	.618
79	7094	3064	3224	.604
80	7175	3067	3264	.592
81	7254	3067	3298	.579
82	7332	3066	3331	.566
83	7408	3064	3365	.553
84	7482	3061	3399	.541
85	7554	3056	3426	.529
86	7625	3050	3452	.517
87	7693	3042	3479	.505
88	7759	3032	3500	.493
89	7823	3020	3520	.481
90	7884	3005	3540	.468
91	7943	2988	3553	.456
92	7999	2969	3560	.445
93	8052	2947	3567	.433
94	8101	2922	3567	.421
95	8146	2893	3560	.409
96	8188	2858	3553	.396
97	8224	2816	3533	.383
98	8256	2766	3506	.370
99	8280	2696	3452	.355
100	8293	2538	3325	.332

6 — ENERJİ KIRICI TESİSLER

6.1. Genel

Kanallarda, suyun enerjisi, aşağıdaki şekillerde kırılabilir.

(a) Enerji «Hidrolik sıçrama» ile bir havuz içinde kırılır, (düşü havuzları)

(b) Özellikle borulu düşülerde, boruyu terk eden yüksek hızlı suyun enerjisi bir perdeye çarptırılarak yok edilir. (Çarpma tipli enerji kırıcı)

(c) Eğik düzlem üzerine (yani düşü kanalı içine) bir takım dışler konularak; suyun enerjisi, düşü kanalının içinde kırılır (dişli eğik düzlemler)

Yukarda belirtilenlerden (Düşü havuzları) bütün düşülerde en yaygın olarak kullanılır. Çarpma tipli enerji kırıcılar, genellikle borulu düşülerde, (dişli eğik düzlemler) ise mansap su seviyesi değişken, örneğin su seviyesi değişken tabii bir yatağa veya rezervuara su boşaltan tahliye kanallarında kullanılırlar. Bu neden ile sulama kanalları üzerindeki uygulanması sınırlıdır.

6.2. Düşü Havuzları :

Enerji kırma işlemi en ekonomik ve emniyetli şekilde temin edilmelidir.

Bu ise düşü havuzu boyutlarını iyi tayin edebilmekle kabildir. Düşü havuzu derinliğinin teorik hesaplar ile katı olarak bulunabilmesine mukabil, uzunluğu; doğrudan doğruya model tecrübeleri yapılarak veya şimdije kadar yapılmış tecrübelerden elde edilen neticelerden faydalananlarak hesaplanabilir.

Düşü havuzlarının etkin bir şekilde çalıştırılması için girişteki Froude Sayısının ($F = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}}$) 4,5 ile 15 arasında olması gereklidir. Formülde d_1 , havuz girişindeki su derinliği V_1 ise giriş hızıdır. Froude sayısının belirtilen sınırları dışında; özel çalışma ve model tecrübeleri gereklidir.

Girişte Froude sayısı, 4,5 den küçük ise, havuzda dengeli bir sıçrama meydana gelmez. 10 dan büyük froude sayılarında ise, «Düşü Havuzları» enerji kırılmasında en etkin bir yapı olmayabilir «düşü havuzları» yerine başka tip enerji kırıcılarında kullanılabilir.

Düşü havuzunda hidrolik sıçrama oluşarak enerji kırılması için, havuz mansabında, yeterli bir su derinliğine (kuyruk suyu) derinliğine ihtiyaç vardır.

Tatbikatta genellikle yatay tabanlı, sabit taban genişliğinde dikdörtgen kesitli havuzlar kullanılmaktadır. Çünkü trapez kesitin iki yanında yer alan üçgen alanlardaki su sıçramaya etkili şekilde katılmamakta ve sıçrama havuzun orta kısımlarında teşekkül ederek yeterli bir enerji kırılması olmamaktadır.

Dikdörtgen kesitli bir kanalda, debisi Q olan bir akımı gözönüne alalım.. Böyle bir akımın Şekil No : 6.1'de taralı olarak gösterilen bir süreksizlik bölgesinden geçtiğini ve derinliğinin Y_1 den Y_2 ye atladığını kabul edelim.

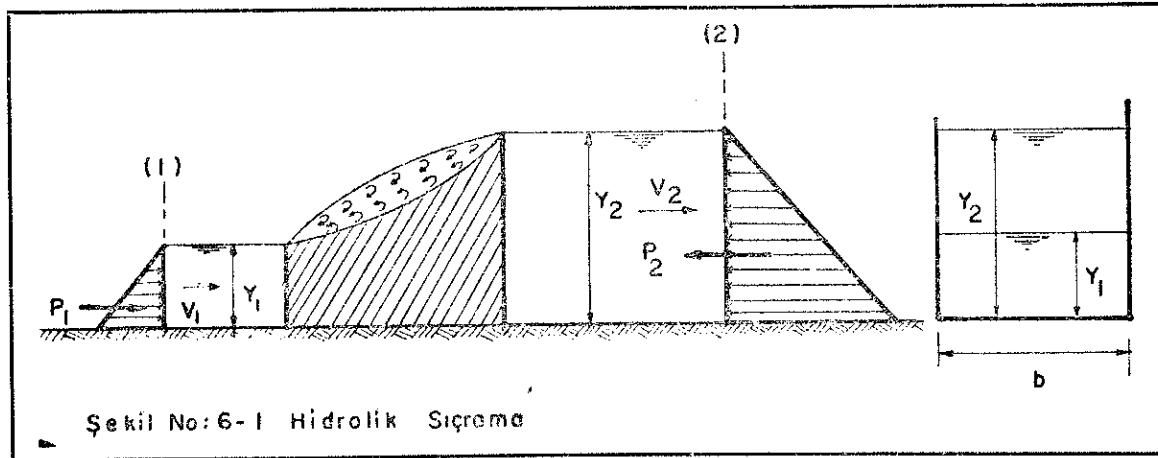
Süreksizlik bölgesindeki akış düzensiz ve enerji kaybı doğuracak şekilde çalkantılıdır. Bu bölgeden yeteri kadar uzaktaki (1) ve (2) kesitlerinde ise akış uniformdur. Böyle bir akışta (1) ve (2) kesitleri arasında kütle ve momentumun korunumu prensiblerinin sağlanması gereklidir.

Kütlenin korunumu prensibine göre birim zamanda (1) kesitinden geçen akışkan kütlesi (2) kesitinden çıkan akışkan kütlesine eşit olmalıdır.

$$\rho b Y_1 V_1 = \rho b Y_2 V_2$$

Süreklik denklemi

$$Y_1 V_1 = Y_2 V_2 = q \quad q = \frac{Q}{b}$$



Şekil No: 6-1 Hidrolik Sıçrama

Momentum prensibine göre (1) ve (2) kesitleri arasındaki bölgeye etki yapan dış kuvvetlerin toplamı, birim zamanda bölgeden çıkan hareket miktarı ile bölgeye giren hareket miktarının farkına eşittir.

Çeplererdeki sürtünmeler ihmal edildiğine göre; bölgeye etki yapan dış kuvvetler (1) ve (2) kesitlerindeki basınçların doğurduğu P_1 ve P_2 kuvvetleridir.

$$\Sigma P = \rho Q (V_2 - V_1)$$

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma}{g} Q (V_2 - V_1)$$

$$P_1 = \frac{\gamma Y_1^2}{2} b, P_2 = \frac{\gamma Y_2^2}{2} b \quad Q = qb.$$

$$\frac{Y_1^2}{2} - \frac{Y_2^2}{2} = \frac{q}{g} (V_2 - V_1)$$

Süreklik denkleminden alınan hızlar momentum eşitliğine konulursa;

$$V_1 = \frac{q}{Y_1}, V_2 = \frac{q}{Y_2}$$

$$\frac{Y_1^2 Y_2^2}{2} = \frac{q}{g} \cdot \frac{Y_1 - Y_2}{Y_1 Y_2}, F_1^2 = \frac{V_1^2}{\sqrt{g Y_1}} \text{ konursa}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1)$$

Denklemi elde edilir.

Y_2 derinliği'nin, düşü yatağından sonraki kanaldaki su derinliği (Y_k) ile mukayesesinden düşü yatağı derinliği hesaplanabilir. $Y_k < Y_2$ olması halinde; düşü yatağı ($Y_2 - Y_k$) kadar derinleştirilerek, mansapta sıçrama için yeterli su derinliği sağlanmalıdır.

Sıçramanın başladığı ve nihayet bulduğu noktanın teorik olarak tayini mümkün olmadığından, enerji kırcı havuz uzunluğunun bulunmasında Amprik formüllere müracaat edilmekte veya U.S. Bureau of Reclamation'ın yaptığı çok sayıda model tecrübeleri neticesinde geliştirdiği çeşitli tiplerdeki havuzlar kullanılmaktadır. Son zamanlarda amprik formüller yerine bu tipler tercih edilmektedir.

Tiplerin tetkikinden görüleceği gibi; havuza girişteki Froude sayısı; düşü havuzu seçiminde esas rolü oynamaktadır. Giriş froude sayısının yanlış hesabedilmesi neticesinde, uygun olmayan bir tip seçilebilir ve enerjisi kırılmamış su mansap kanalına intikal eder.

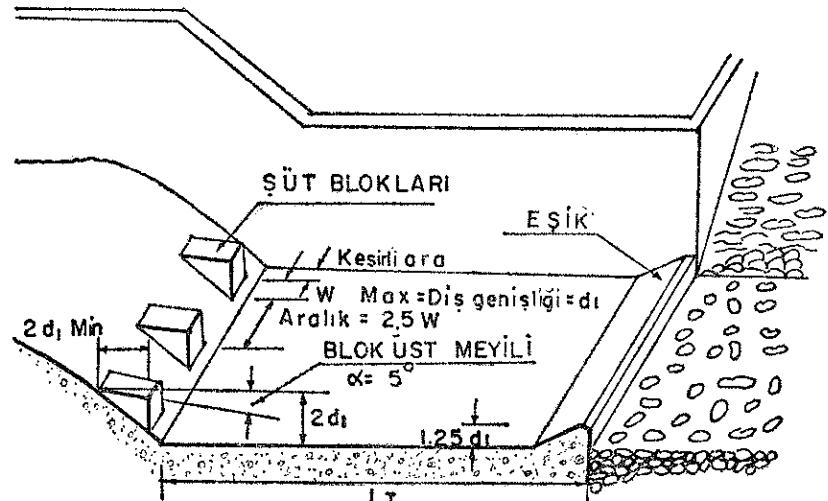
Düşü Havuzunda Hava Payı :

Düşü havuzu kenarındaki duvar yüksekliği

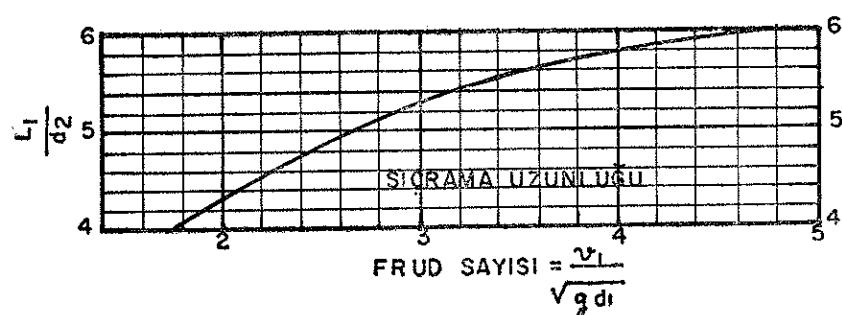
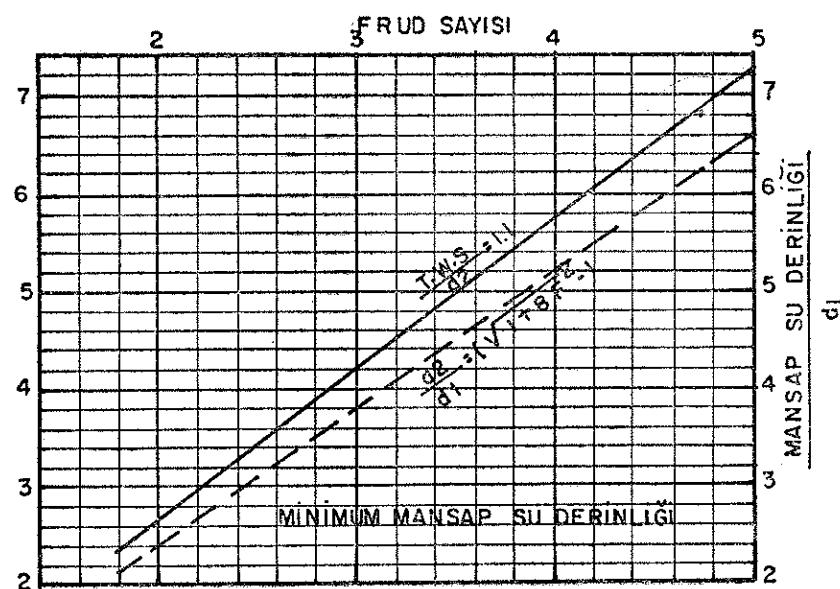
$$H_d = d_2 + (\text{hava payı}) \text{ dır.}$$

Hava payı amprik olarak

$$0,1 (V_1 + d_2) \text{ formülüne göre bulunabilir.}$$

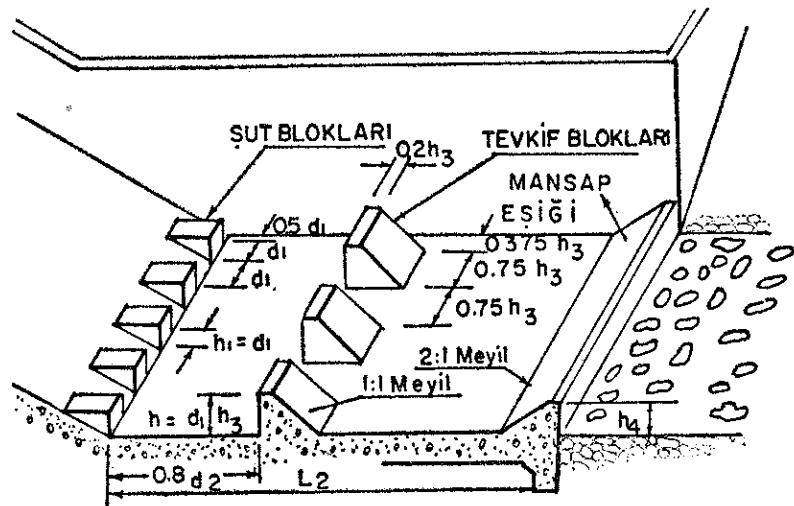


TİP (I) HAVUZ EBATLARI

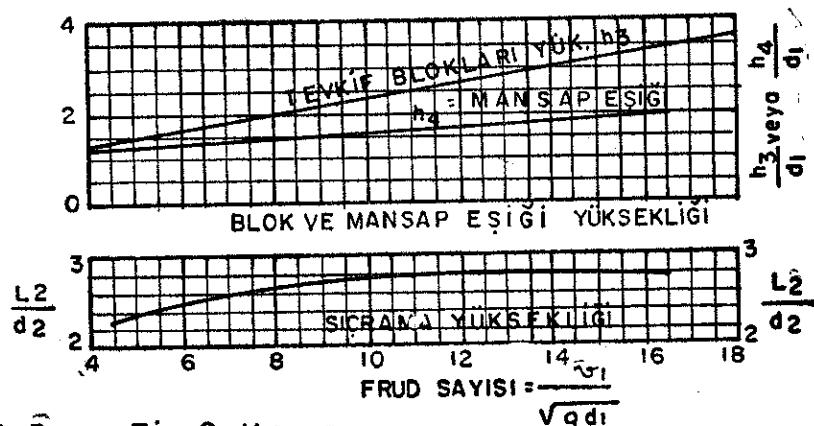
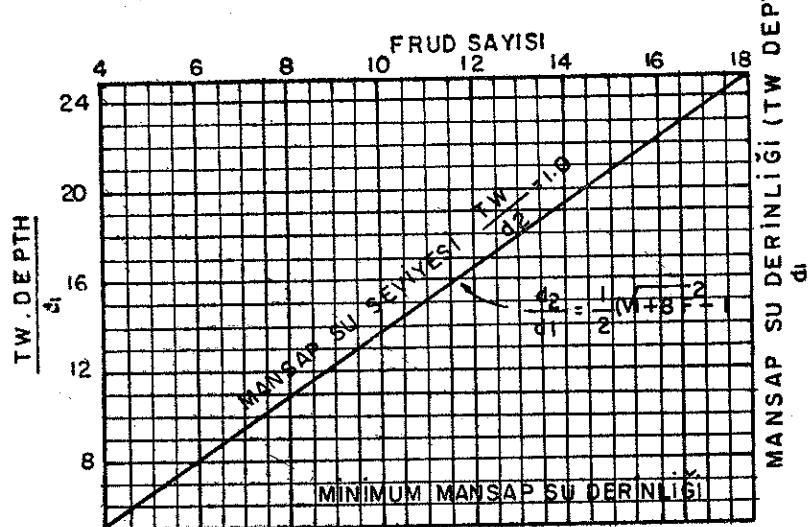


Sekil No: 6-2

Tip I Havuz

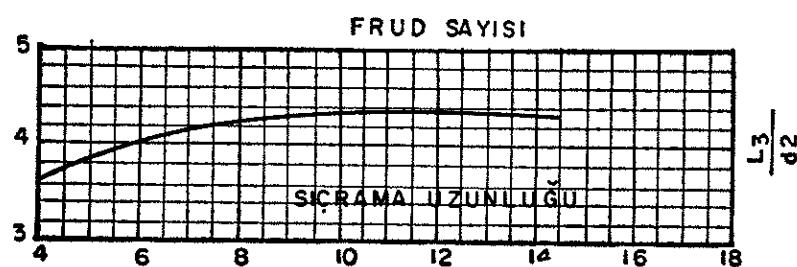
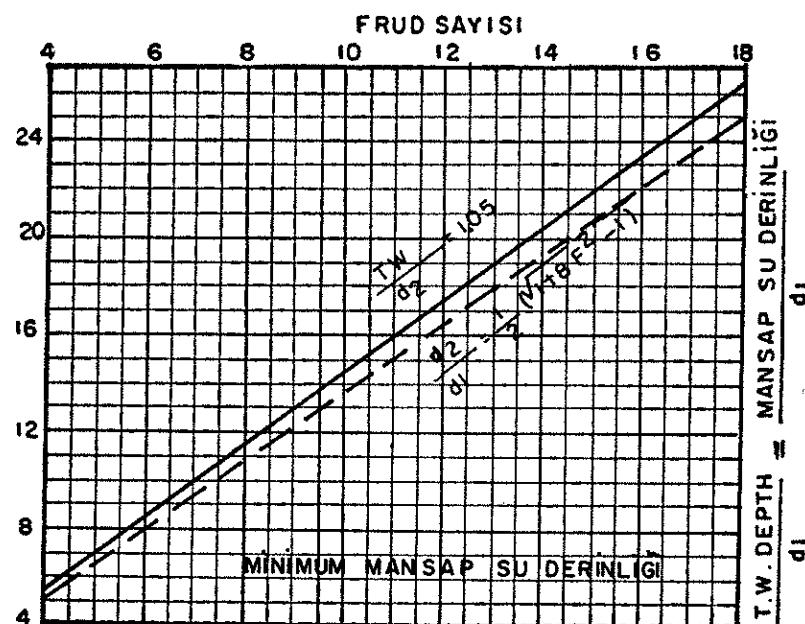
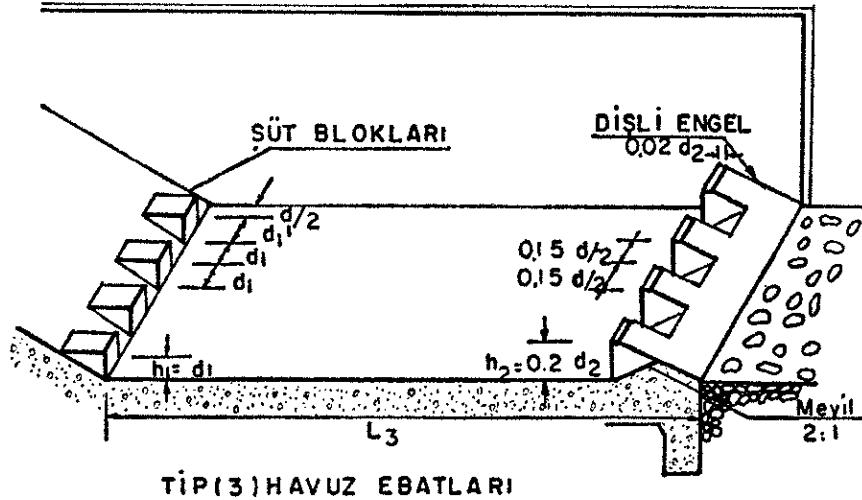


TIP (2) HAVUZ EBATLARI



Sekil No: 6-3

Tip 2 Havuz



F = FRUD SAYISI = $\frac{V^2}{g d_1}$

Sekil No: 6-4

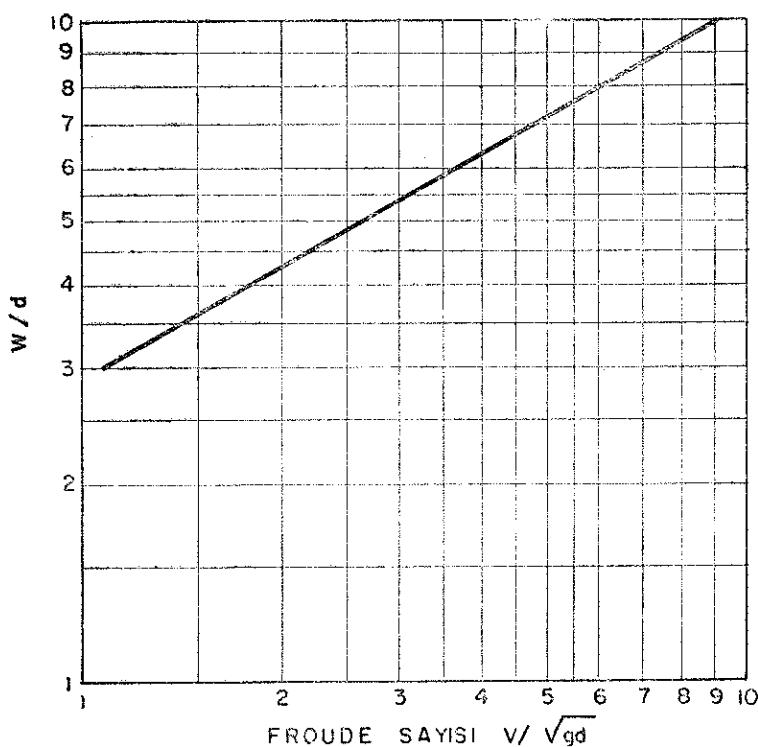
Tip 3 Havuz

6.3. Çarpma Tipli Enerji Kırıcıları : (Şekil No : 6.6)

Bu tipte enerji boyutları Şekil No : 6.6'da verilmiş bir perdeye, su çarptırılmak suretiyle kırılır. Çarpma tipli enerji kırıcılarında düşü havuzlarında olduğu gibi, etkin şekilde enerji kırılması mansapta yeterli bir su derinliği bulunmasını gerektirmez.

Kuyruk suyuna ihtiyaç göstermemesi nedeniyle, mansap su seviyesi kontrol edilemeyen veya debideki ani artışlara rağmen mansap su seviyesi geç oluşan durumlarda özellikle bu tip enerji kırıcıları uygun olup, iyi projelendirildiğinde, hidrolik sıçramalı enerji kırıcılarla nazaran, daha etkin yapılardır.

Çeşitli Froude sayılarına göre, Şekil No : 6.5'de W ile gösterilen genişlik aşağıdaki grafikten faydalanılarak bulunmalıdır.



Şekil No: 6-5

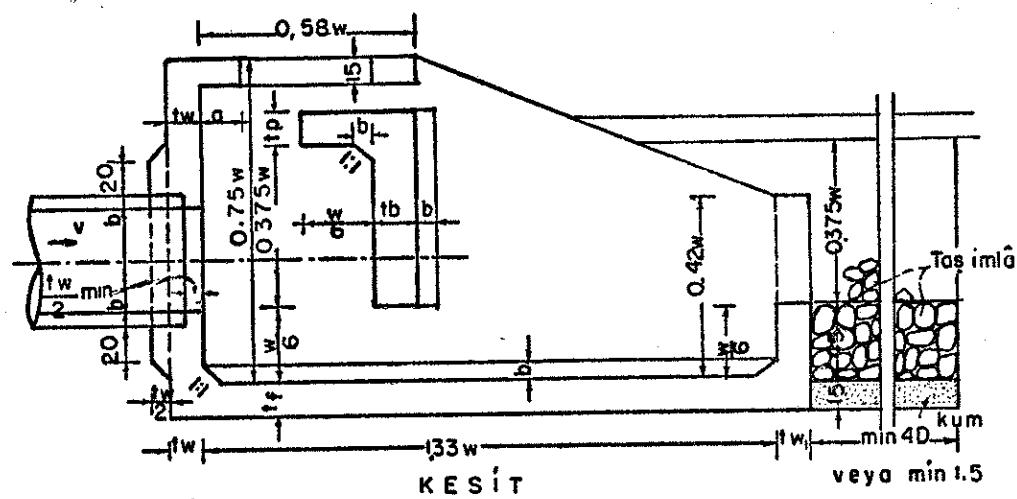
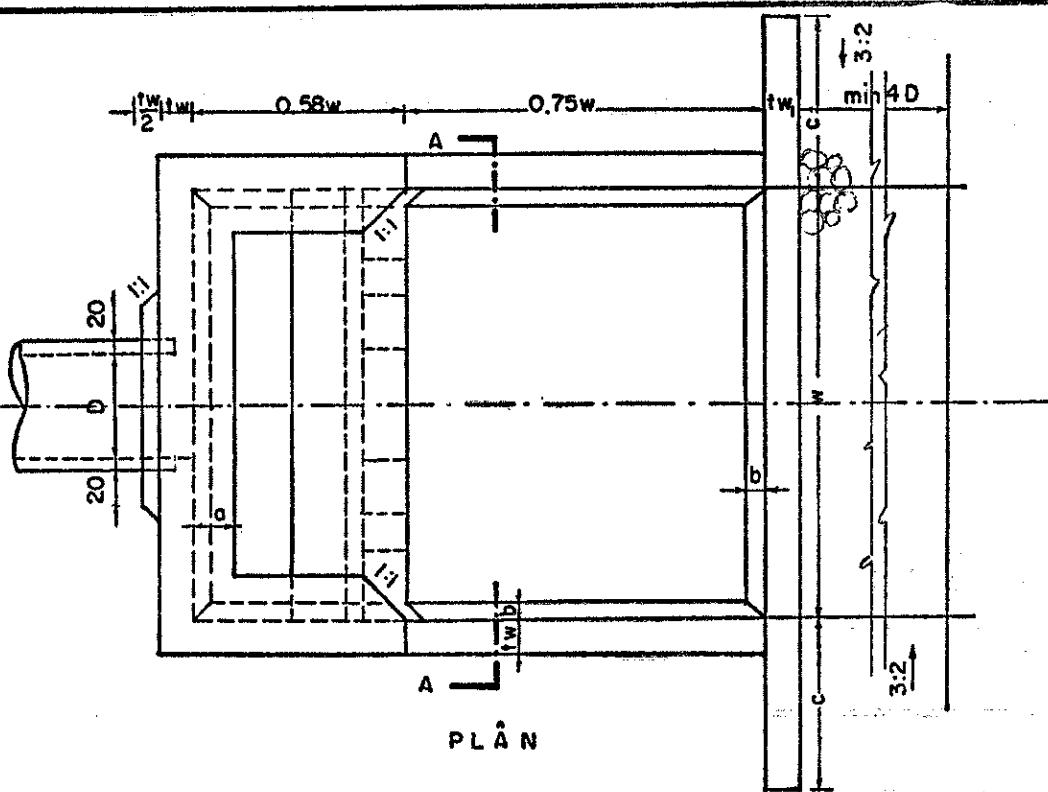
$F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$ formülünde, $V = \sqrt{2gh}$ dir. (Teorik hız) h , kırılması düşünülen hidrolik yük olup, yaklaşık olarak memba ve mansap kanal tabanları arasındaki kot farkı olarak alınabilir. Ancak uzun ştülerde sürtünme kayipları göz önüne alınmalıdır.

(d) değeri; boruyu terk eden su jeti kare kesit kabul edilerek;

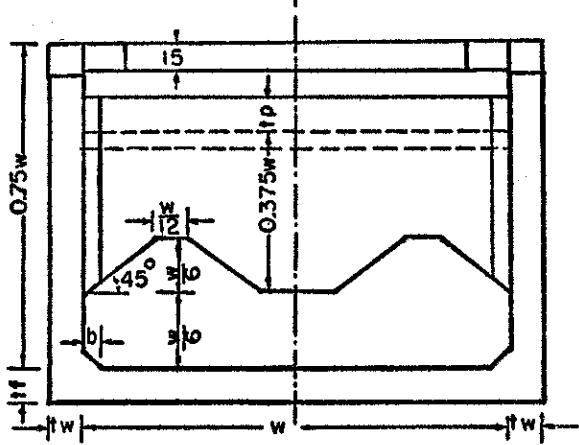
$$A = \frac{Q}{V}$$

$d = \sqrt{A}$ formülüne göre bulunur.

Şekil No : 6.5 incelenirse, $\frac{W}{d}$ değeri 3 için, Froude sayısı 1 bulunurken, $F=1$ için enerji minimumdur. Bu nedenle $\frac{W}{d}$ için 3'den küçük değerler kullanılmasının pratik bir önemi yoktur. Belirtilen şekilde bulunan W minimum bir değerdir. Ancak, minimum değerden çok uzaklaşan W değerleri seçilmesinden kaçınılmalıdır. Aksi takdirde enerji etkin bir şekilde kırılamaz. Çünkü; su jeti perdeye çarpmadan perde altından mansaba intikal eder.



A-A KESİTİ



Sekil No : 6-6

$\frac{30}{m/s_n}$	a cm	b cm	c cm	t_w cm	t_f cm	t_b cm	t_p cm
0.50	15	7.5	50	150	17.5	15.0	15.0
1.00	15	7.5	75	150	17.5	15.0	15.0
1.50	20	7.5	75	150	17.5	17.5	17.5
2.25	20	7.5	100	17.5	20.0	20.0	20.0
3.00	25	10.0	100	200	22.5	22.5	20.0
4.00	25	10.0	100	22.5	25.0	25.0	20.0
5.50	30	10.0	100	25.0	30.0	25.0	20.0
8.50	35	15.0	100	300	300	30.0	20.0
11.50	40	15.0	100	300	35.0	30.0	20.0

Min Beton kalınlığı olarak 15 cm kabul edilmiştir.

Boruyu terk eden su jetinin teorik hızı, kavitasyon ve aşırı çarpması tesirlerini önlemek için 15 m/sn. (50 fps) ile sınırlanmıştır.

Boru çapı; borunun tam dolu olması halinde max. hız 3,6 m/sn (12 fps) kabul edilerek tespit edilecektir.

Sayısal Örnek :

(1) Hidrolik Veriler

$$Q = 4,250 \text{ m}^3/\text{sn} \quad h = 9 \text{ m.}$$

(2) Boru çapının seçilmesi :

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{4,25}{3,6} = 1,18 \text{ m}^2 \quad D = 1,20 \text{ m.}$$

(3) Enerji Kırıcı boyutlarının seçilmesi

$$\text{Teorik hız } V = \sqrt{2gh} = \sqrt{19,62 \times 9} = 13,29 \text{ m/sn}$$

$$A = \frac{4,25}{13,29} = 0,32 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{A} = \sqrt{0,32} = 0,57$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}} = \frac{13.29}{\sqrt{9.81 \times 0,57}} = 5,6$$

$$F = 5,6 \text{ için } \frac{W}{d} = 7,7$$

Minimum genişlik

$$W = 0,57 \times 7,7 = 4,40 \text{ m. bulunur.}$$

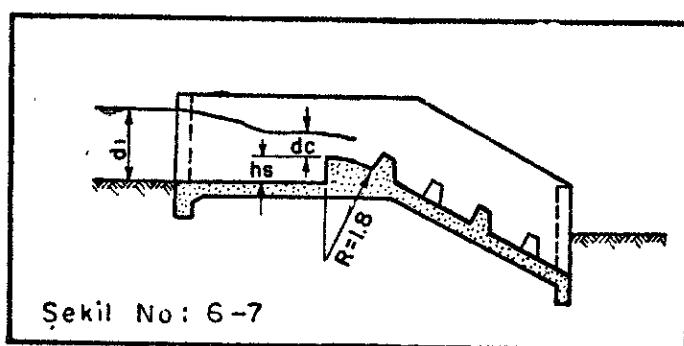
Diğer boyutlar bu değere göre tespit edilecektir.

6.4 Dişli Eğik Düzlemler ile Enerji Kırılması

Eğik düzlem üzerine bir takım dişler konularak, enerji eğik düzlem üzerinde kırılmaktadır. Dişli eğik düzlemler özellikle suyun düşürüldüğü mansap su seviyesinin değişken olması halinde etkindirler. Bu neden ile sulama kanalları üzerinde uygulaması sınırlıdır. Genellikle tahliye kanalları, tahliye yapılarının mansabındaki düşüpler veya bir rezervuara su boşaltan kanallarda daha geniş tatbikat sahası bulmuştur. Bu tip enerji kırcıları, büyük debili düşüerde kullanılabilsede, bu durumda yapı genişliği ve enerji kırcı diş (blok) adedi çok fazla artacağından ekonomik olmazlar.

6.4. (1) Dişli Eğik Düzleme Giriş Şartları :

Eğik düzleme girişte, genellikle bir eşik teşkil edilir. Bu eşliğin görevi, giriş hızını düşürmek ve aynı zamanda membadaki su seviyesini kontrol etmektir. Eşliğin yüksekliği; memba kanalı ile giriş arasında, enerji dengesinden faydalananlarak bulunur. (Şekil No : 6.7)



$$E_{s_1} = E_{s_c} + hg + hs$$

$hs = E_{s_1} - E_{s_c} - hg$, Burada

hs , eşik yüksekliği

$E_{s_1} = d_1 + h_{v_1}$; memba kanalında özgül enerji

$E_{s_c} = dc + h_{v_c}$, eşikte (kontrol kesitinde) özgül enerji

$hg = 0,5 (h_{v_c} - h_{v_1})$, girişte enerji kaybı

$$= 0,5 \left(\frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Eşik düzleme girişte giriş kanalının uzunluğu 2 d₁ olup, bu kanaldaki hız kritik hızdan küçük olmalı ve giriş hızı $\frac{V_c}{2}$ yi aşmamalıdır.

$$V_c = \sqrt[3]{qg}$$
 dir.

Şekil No : 6.8'de gösterildiği şekilde eşik üzerinde bırakılan bir yarık vasıtasyyla eşik arkasındaki suyun drenajı sağlanır.

6.4. (2) Dişli Eğik Düzlemlerin Kapasitesi :

Dişli eğik düzlemlerin kapasitesi, birim boydan geçen müsade edilen debinin bir fonksiyonu olarak aşağıdaki tablo üzerinde gösterilmiştir.

Q Kapasite lt/sn.	q Birim Boydan geçen debi (lt/sn/m)
0 – 1104	466 – 928
1132 – 2803	928 – 1394
2831 – 5351	1394 – 1857
5378 – 13023	1857 – 2785

Birim boydan geçen debinin (q) ara değerleri için enterpolasyon yapılmalıdır.

6.4. (3) Eğik Düzlem ve Diş Boyutları (Şekil No : 6.8)

Lüzumlu boyutlar aşağıdaki sıraya göre tesbit edilecektir.

(1) Eğik düzlem meyli 2/1 ($tg\theta = 0,50$) alınacaktır.

(2) Eğik düzlemin yaklaşık genişliği, B,

$$B = \frac{Q}{q} \text{ dan bulunur.}$$

Q : max toplam debi.

q : Birim genişlik için müsade edilen debi

(3) Blokların ilk sırası; kret kotundan max 30 cm. aşağıda olacak şekilde yerleştirilir.

(4) Blok yüksekliği, (h_b) $h_b = 0,9 dc$. dir.

(5) Blokların genişlikleri ve ara mesafeleri eşit olup, h_b den küçük ve 1,5 h_b den büyük alınmamalıdır. Kısıtlı blokların genişlikleri $\frac{1}{3} h_b$ veya $\frac{2}{3} h_b$ olmalı ve yan duvarlardan başlatılmalıdır. Bu hale göre 1,3,5,7..... sıraları kısıtlı bloklar ile başlayacak ve 2,4,6,8..... sıraları ise şartsız olacaktır.

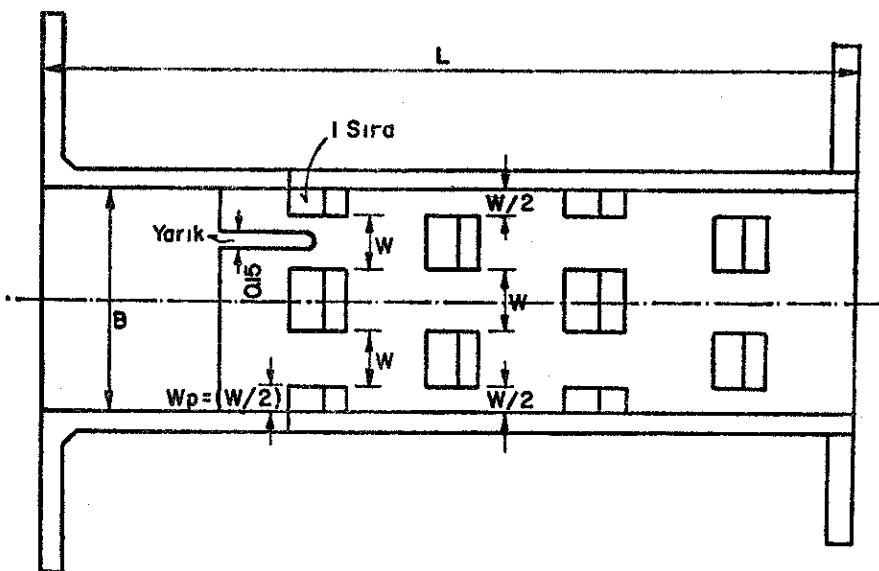
(6) İki blok sırası arasındaki meyilli mesafe S, en az 2 h_b , en çok 1.80 m. olmalıdır. Blok yüksekliği 90 cm. den küçük ise; blok sıraları arasındaki mesafe 180 cm. alınabilir.

(7) En az 4 sıra blok kullanılmalıdır. Dişli eğik düzlem, mansap kanalı tabanından daha derine kadar uzatılmalı, en az bir sıra blok, mansap kanalı tabanı altında kalmalı ve en son blok sırası da inşa edildikten sonra normal kanal tabanına kadar dolgu yapılmalıdır. Kanal tabanı altında kalan en son blok sırasından sonra; eğik düzlem (S) mesafesi kadar uzatılmalıdır.

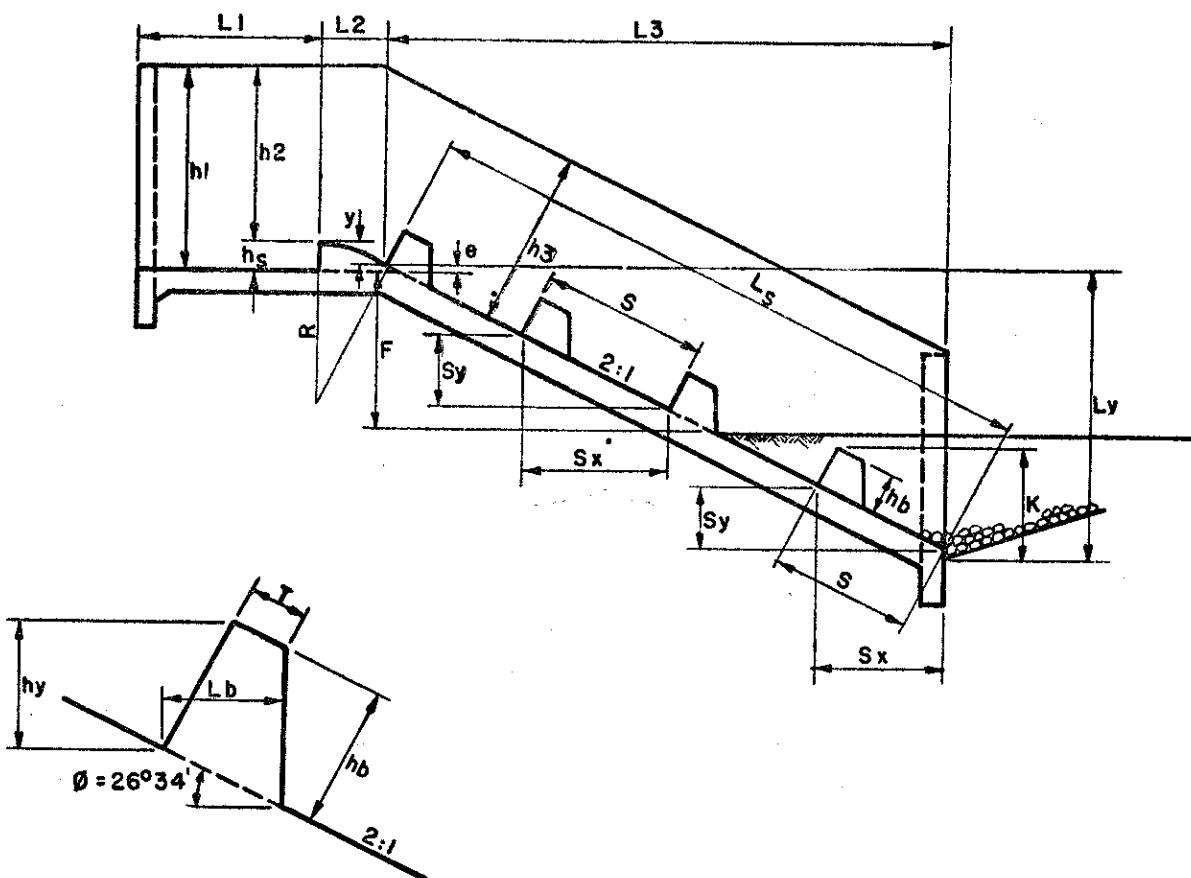
(8) Blok memba yüzleri, kanal tabanına dik olacak şekilde yerleştirilmelidir. Blok üst genişliği T, en az 20 cm. en fazla 25 cm. olmalıdır (Şekil No : 6.8 blok detayı)

(9) Kanal yan duvarları, kanal tabanına dik ölçümek suretiyle 3 h_b kadar yükseklikte olmalıdır.

PLÄN



PROFIL



BLOK DETAYI

6.4. (4) Dişli Eğik Düzlemlerin Kaymaya Karşı Dengesinin Araştırılması

(1) Uzun, dişli düzlemler :

Özellikle; mansap kanalı ile, eğik düzlemin birleştiği kısımda toprağın oyularak boşaltılması halinde, yapının bütünü ile kayması mümkündür. Dişli eğik düzlemler üzerindeki model çalışmalarında, dişler üzerinde yapılan piyozometre okumalarında, mansap doğrultusunda; dişler üzerindeki ortalama net su basıncının 1,20 ile 1,50 m yüksekliğine eşdeğer olduğu tespit edilmiştir. Bu ise dişlere, mansap doğrultusunda $0,12 \text{ kg/cm}^2$ ile $0,15 \text{ kg/cm}^2$ lik, bir basınç etki ettiğini gösterir.

(2) Kısa dişli düzlemler :

Mansap kanalının tamamen oyulduğu kabulu ile, kısa dişli eğik düzlemlerde de kayma tahliki yapılmalıdır. Bu halde; kaymanın yatay bir düzlem üzerinde olduğu farz edilir. (uzun eğik düzlemlerde; kaymanın eğik bir düzlemede olduğu varsayımları daha doğrudur.)

Kanalda maksimum proje debisinde, yatay düzlemede yapıyı kaymaya zorlayan kuvvetler F_s , aşağıda belirtilen kuvvetlerin toplamına eşdeğerdir.

$$F_s = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 , \text{ burada}$$

F_1 : Memba Cutoff yüzeyine, memba yönünde etkiyen hidrostatik basınç

F_2 : Giriş eşiğinin memba yüzeyine etkiyen hidrostatik basınç

F_3 : Enerji kırıcı dişlerin memba yüzeyine etki eden hidrostatik basınç kuvvetinin yatay bileşimi,

F_4 : İse Mansap Cutoff duvarının memba yüzeyine etki eden doygun toprak itkisiidir.

Kanalda max. proje debisi varken, kaymaya karşı koyan kuvvet F_R ise, zemin ile kanal tabanı arasındaki sürtünme ve pasif toprak etkisiidir. Sürtünme direncinin, yalnızca ($L_1 + L_2$) uzunluğundaki giriş kısmında oluşturduğu, eğimli kısmının (L_2), yatay doğrultuda serbestçe kaydiği kabul edilir. Sürtünme direnci, alttan kaldırma kuvveti ile hafifletilmiş yapı ağırlığının, pasif toprak itkisi ise, içsel sürtünme açısının bir fonksiyonudur. Cutoff duvarlarının mansap yüzeyindeki hidrostatik itki bir emniyet faktörü olarak ihmäl edilir.

Buna göre $F_R = k \cdot (W_c + W_w - u) + \text{Pasif toprak itkisi}$

k : Sürtünme katsayısı, (Özel zemin şartları hariç genellikle 0,35 kabul edilebilir)

W_c : Yapının giriş kısmındaki beton ağırlığı,

W_w : Giriş kısmındaki su ağırlığı

U : Lane'in «ağırlaştırılmış sürtünme yolu» metoduna göre tayin edilen alttan kaldırma kuvveti. Hidrostatik alttan kaldırma kuvvetini yaklaşık olarak tespit için, memba max. su seviyesi ile mansap su seviyesini birleştirilen çizgi, basınç çizgisi olarak kabul edilebilir.

Hesaplanan F_R 'in bir emniyet faktörü kadar F_s den büyük olması lâzımdır. Bu şartın gerçekleşmemesi halinde; ilave Cutoff'ların inşası gereklidir.

6.4. (5) Sayısal Örnek :

Bir tahliye yapısının mansabındaki $H = 1.80$ düşü için, aşağıdaki verilere göre : dişli eğik düzlemleri projelendirilecektir.

(1) Tahliye yapısının üzerinde bulunduğu kanalın hidrolik karakteristikleri aşağıda tablo halinde gösterilmiştir. Bu kanalın debisi $H = 1,80 \text{ m}$. düşürülerek, mansaptaki toprak bir tahliye kanalına (veya tabii bir yatağa) verilecektir.

Q (m^3/sn)	b (m)	d₁ (m)	A₁ (m^2)	V₁ m/sn	h_{V1} (m)
3.397	2.40	1.25	5.34	0.64	0.02

(2) Sayfa No : 6.9 dan, $Q=3397 \text{ lt/sn}$ için tavsiye edilen birim genişlik debisi, interpolasyon ile, $q= 1498 \text{ lt/sn/m}$ olarak bulunur.

Buradan

$$B = \frac{Q}{q} = \frac{3397}{1498} = 2,27 \text{ m.}$$

(3) Bloklara ait limit ölçü değerleri, d_c kritik derinliğine göre hesaplanmıştır.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,498^2}{9,81}} = \sqrt[3]{0,229} = 0,61 \text{ m.}$$

Blok yüksekliği, $h_b=0,9$ $d_c=0,55$

Blok genişliği ve aralığı

Min. $W=h_b=0,55$

max $W=1,5$ $h_b=1,5 \times 0,55=0,83 \text{ m.}$

(4) Kesin blok boyutları ve kanal genişliğinin tayini

Kısmi bloklar

$$W_p = \frac{1}{3} h_b \text{ min} = \frac{1}{3} \times 0,55 = 0,18 \text{ min.}$$

$$\text{ve } \frac{2}{3} h_b \text{ max.} = 0,39 \text{ max.}$$

$$W_p = \frac{1}{2} h_b \text{ alındı.}$$

Tam bloklar şasılıtma yerleştirildiğine göre 1. ve 3. sıralarda

Bir adet tam blok genişliği = 1 W

İki adet tam blok açıklığı = 2 W

İki adet kısmi blok genişliği = 1 W

$$B = 4 \text{ W}$$

2. ve 4. sıralarda

İki adet tam blok genişliği = 2 W

Bir adet tam blok açıklığı = 1 W

İki adet kısmi blok genişliği = 1 W

$$B = 4 \text{ W}$$

Göründüğü gibi herhangi bir sırada tam genişlik

$$B = 4 \text{ W dır.}$$

Min. Blok genişliği 0,55 m. için

$$B = 4 \times 0,55 = 2,20$$

Boyutlar yuvarlatılırsa

$$W=0,60 \text{ m } (>0,55 > 0,83)$$

$$W_p=0,30 \text{ m } (>0,18 < 0,39)$$

$$B=4 \text{ W}=4 \times 0,60=2,40 \text{ alındı.}$$

$$q=\frac{Q}{B}=\frac{3,397}{2,40}=1415 \text{ lt/sn/m}$$

$$d_c=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}=\sqrt[3]{\frac{1415^2}{9,81}}=0,59 \text{ m.}$$

$$h_b=0,90 \times d_c=0,53$$

Blok üst genişliği $T=0,23 \text{ m } (>0,20 < 0,25)$

(5) Düşü Kanalına Giriş Uzunluğu L_1 :

$$L_1=2 \text{ } d_1=2 \times 1,25=2,50 \text{ m.}$$

(6) Giriş eşiği yüksekliği

$b=2,40 \text{ m}$. $q=1,415 \text{ m}^3/\text{sn}$. $d_c=0,59 \text{ m}$.

$$V_c = \frac{q}{d_c} = \frac{1,415}{0,59} = 2,40 \text{ m/sn} \quad h_{v_c} = 0,29 \text{ m.}$$

$h_s = E_{s_1} - E_{s_c} - hg$ (giriş kaybı)

$$h_s = (d_1 + h_{v_1}) - (d_c + h_{v_c}) - 0,5 \quad (h_{v_c} - h_{v_1})$$

$$= (1,25 + 0,02) - (0,59 + 0,29) - 0,5 \quad (0,29 - 0,02)$$

$$= 0,26 \text{ m.}$$

(7) Giriş hızının kontrolü

Giriş Cutoff'u üzerindeki d_1 derinliği

$$d_1 = h_s + d_c + h_{v_c}$$

$$= h_s + d_c + \frac{dc}{2}$$

$$= 0,26 + 0,59 + 0,29$$

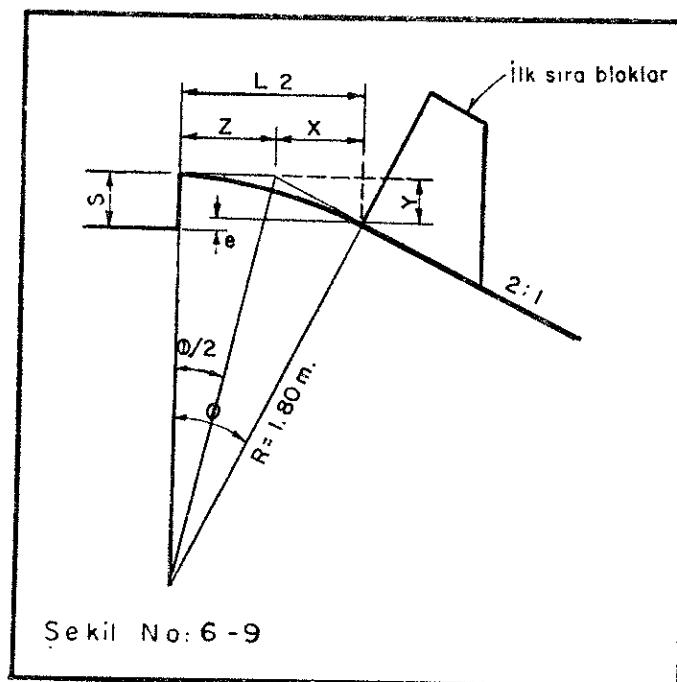
$$= 1,14 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Giriş hızı, } V_1 &= \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{d_1 B} \\ &= \frac{3,397}{1,14 \times 2,40} = 1,24 \text{ m/sn.} \end{aligned}$$

Kret üzerindeki V_c , hızı

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A_c} = \frac{Q}{d_c B} \\ &= \frac{3,397}{0,59 \times 2,40} = 2,40 \text{ m/sn} \end{aligned}$$

Giriş hızı yaklaşık olarak; kritik hızın yarısına eşittir.



[8] Şekil No: 6.9'a göre, L_2 eşik uzunluğu tesbit edilecektir.

$R=1,80 \text{ m}$. eğik düzlem meyli ise 2.1 seçilmiştir.

Buna göre :

$$\varnothing = 26^\circ 34'$$

$$\sin \varnothing = 0,4472 = \frac{Y}{Z}$$

$$\tan \varnothing = 0,50 = \frac{Y}{X}$$

$$\varnothing / 2 = 13^\circ 17'$$

$$\tan \varnothing / 2 = 0,2361 = \frac{Z}{R}$$

$$Z = 0,2361 \quad R = 0,42$$

$$Y = 0,4472 \quad Z = 0,19 \text{ m.}$$

$$X = \frac{Y}{0,5} = 0,38 \text{ m.}$$

$$L_z = X + Z = 0,38 + 0,42 = 0,80 \text{ m.}$$

$$e = h_s - Y = 0,26 - 0,19 = 0,07 \text{ m.}$$

- (9) Şekil No : 6.8'de gösterilen (S) mesafesinin hesabı

$$S = 2 h_b \text{ min.}$$

$$= 2 (0,53) = 1,06$$

$$S = 1,80 \text{ m. alınmıştır.}$$

- (10) Mansap kanalında; en son blok sırasının (k) gömme yüksekliğinin tayini,

$$S_y = s \cdot \sin \varnothing = 1,80 (0,4472) = 0,80 \text{ m.}$$

$$h_y = h_b \cdot \cos \varnothing = 0,53 (0,8944) = 0,47$$

$$k = S_y + h_y = 1,27$$

- (11) L_3 ve L_s uzunlukları $F = 1,80 \text{ m. düşü}$ için hesaplanacaktır.

Min. uzaklık :

$$L_y = e + F + K$$

$$= 0,07 + 1,80 + 1,27 = 3,14 \text{ m.}$$

Minimum blok sıra adedi

$$= \frac{L_y}{S_y} = \frac{3,14}{0,80} = 3,9$$

4 adet blok sırası seçilmiştir.

$$L_s = 4S = 4 \times 1,80 = 7,20 \text{ m.}$$

$$L_y = 4S_y = 4 \times 0,80 = 3,20 \text{ m.}$$

$$L_3 = 4S \times = 4 (1,80 \cos \varnothing)$$

$$L_3 = 7,20 \times 0,8944 = 6,44 \text{ m.}$$

- (12) Yapının toplam uzunluğu;

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L = 2,50 + 0,80 + 6,44$$

$$L = 9,74 \text{ m.}$$

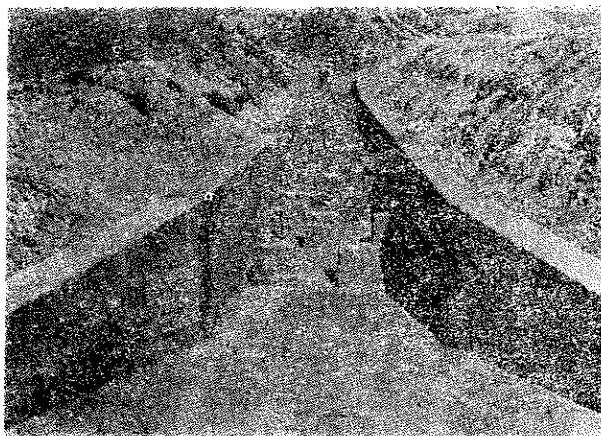
- (13) Şekil No : 6.8'de gösterilen duvar yükseklikleri:

$$h_1 = d_1 + 0,30 = 1,25 + 0,30 = 1,55$$

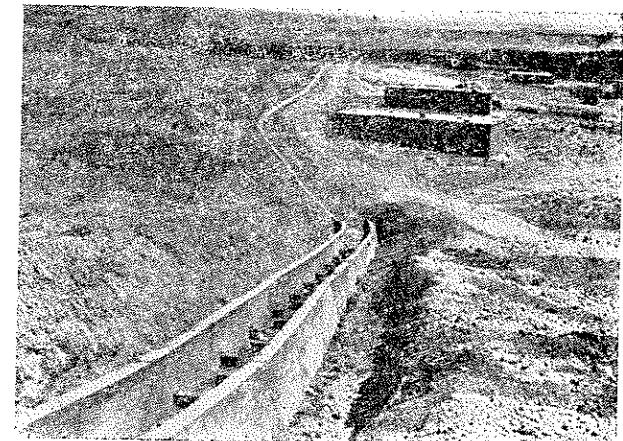
$$h_2 = h_1 - h_s = 1,55 - 0,26 = 1,29 \text{ m.}$$

Düşü kanalına dik duvar yüksekliği (h_3)

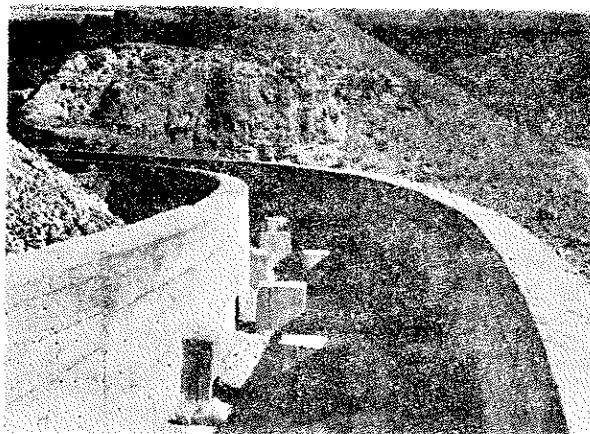
$$h_3 = 3 h_b = 3 \times 0,53 = 1,59 \sim 1,60 \text{ m. alındı.}$$



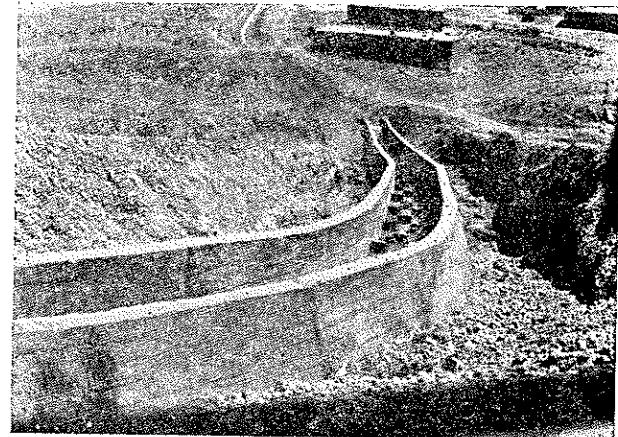
a) Dişli eğik düzlem membadan görünüşü



b) Dişli eğik düzlem



c) Kurb'a yerleştirilmiş dişli eğik düzlem (topografik zorunluklar dışında kurp'ta eğik düzlem yapılması kaçılmamalıdır.)



d) Dişli eğik düzlem

7. İLETİM YAPILARI (Sifonlar)

7.1. Genel Tanımlama :

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. Bilhassa büyük debili akarsularda; sel geçitleri ile suların kanala zarar vermeden uzaklaştırılması çok büyük yapıları gerektireceğinden bu tip yapılardan kaçınılması ve ters sifon ile akarsuyun altından geçilmesi çok daha ekonomik olmaktadır.

(Şekil No : 7.1'de) şematik olarak gösterilen durum incelenirse; kanal güzergâhi üzerine rastlayan bir vadinin geçilmesinde aşağıda sıra ile gösterilen alternatiflerden herhangi birinin tatbikinin mümkün olduğu görülür.

- a) Kanal tesviye eğrisini takip ederek, A noktasından B noktasına götürülebilir. (I Alternatif) Bu halde kanal boyunun önemli miktarda arttığı ilk nazarda göze çarpmaktadır.
- b) Kanal, tesviye eğrisini takip etmeden; fazla miktarda dolgu yaparak, A dan B ye götürülebilir. Vadinin çok derin olması halinde ekonomik açıdan kabul edilmeyecek miktarda dolgu çıkabilir. (II. Alternatif)
- c) A ile B arasında akedük olarak isimlendirilen bir nevi köprü yapılarak su karşı sahile isale edilir. Burada da vadinin derin ve uzun olması yüksek ayaklı ve çok açıklıklı bir akedük gerektirir ki genellikle ekonomik açıdan kabul edilemeyecek bir durum ortaya çıkmaktadır. (III. Alternatif)
- d) Suyu A noktasından bir boru içine alarak, bir ters sifon şeklinde ve boruyu basınçlı çalıştırarak suyu B ye isale etmek mümkündür. (IV. Alternatif)

Hidrolik açıdan kanalın bu kısmı basınçlı çalışan bir borudur ve sifon'un çıkışındaki (yani B'deki) su seviyesi membadaki (yani A'daki) su seviyesinden H kadar daha düşüktür bu H yükü ve diğer bir ifade ile H yük kaybı kanal debisinin A dan B ye isalesini mümkün kılmaktadır.

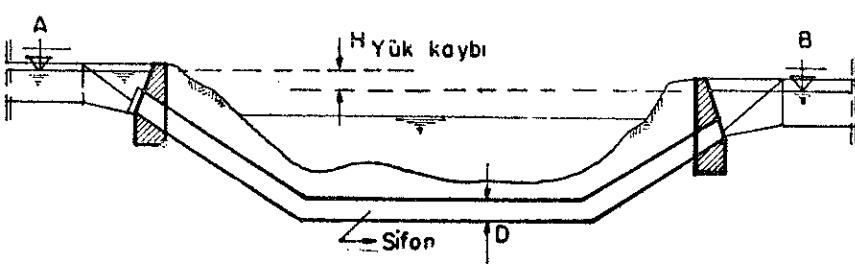
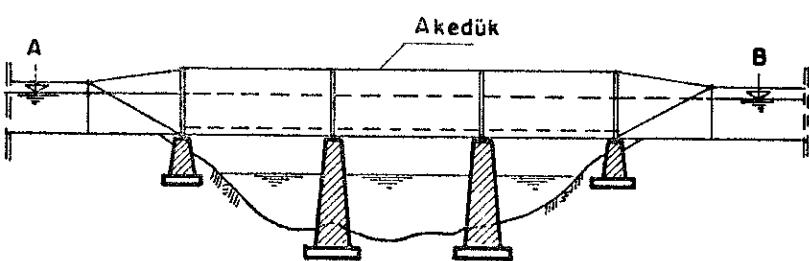
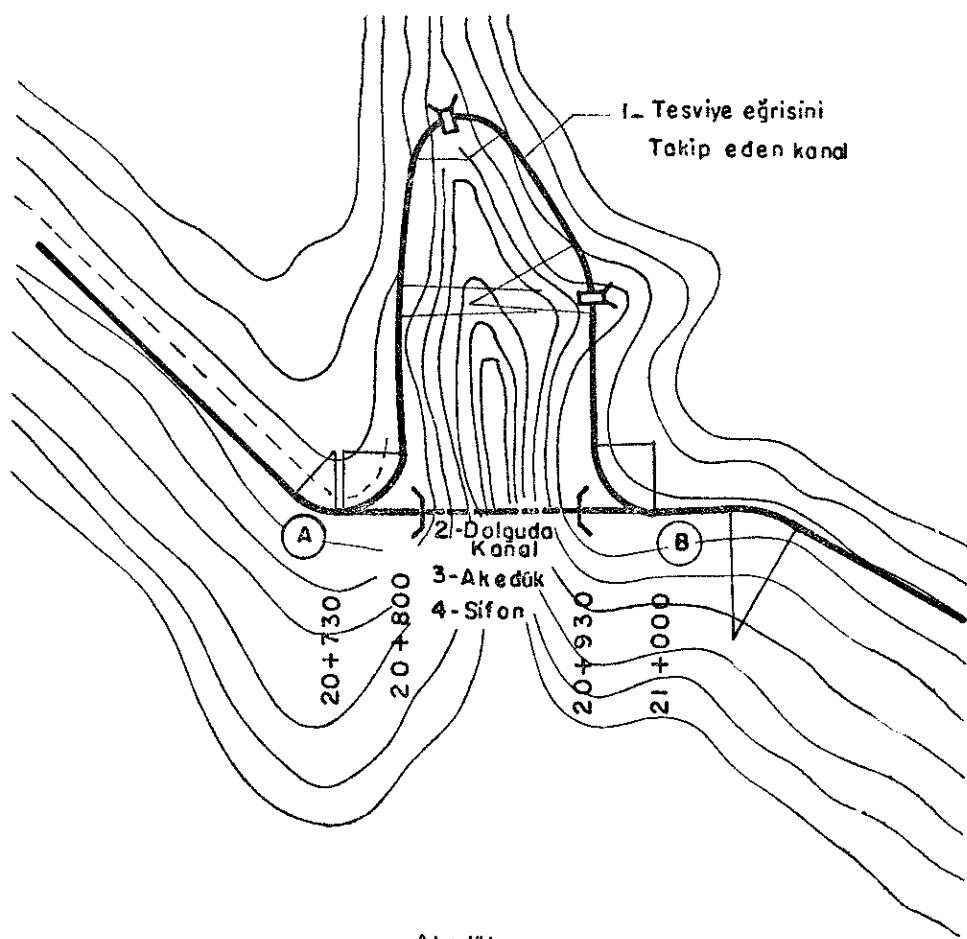
İlk üç alternatifte kanal debisi basınsız olarak iletildiğinden su kotundaki kayıp, sifon alternatifinden genellikle daha az olmaktadır. Dik yamaçları takiben bir isale halinde; sifonun doğurduğu bu fazla yük kaybı; suylanacak araziden cüzi bir kaybı gerektireceğinden, fazla bir ehemmiyeti hizmet olmayacağı ve probleme daha ekonomik bir çözüm getirecektir.

Nötrice olarak, kanal güzergâhi üzerinde sifon yapılip yapılmamasına yukarıda gösterilen çeşitli alternatifler gözönünde tutularak ekonomik ve yük kayipları açısından bir mukayese yaparak karar verilmelidir.

7.2. Sifon Boyutlarının Seçilmesi :

Pratikte genellikle dairesel kesitli sifonlar kullanılmaktadır. Kare veya dikdörtgen kesitli sifonlarda, bilhassa yüksek iç tazyiklerin bulunması halinde köşelerde büyük eğilme meşmelerinin meydana gelmesi fazla teçhizati gerektireceğinden ekonomik olmamaktadır.

Debi, sifonda kullanılabilecek hız, hidrolik meyil ve yük kaybı sifon ebadına tesir eden faktörlerdir. Sifon içinde yüksek hızlar doğuracak şekilde; küçük çapların seçilmesi yük kayiplarını artıracaktır. Diğer taraftan büyük çapların seçilmesinin ise 2 önemli mahzuru vardır.



Şekil No: 7-1 Bir akarsu yatağının geçilmesinde çeşitli çözümler

- 1) Ekonomik açıdan, büyük çap maliyeti artırıcı bir unsurdur.
- 2) Çapın büyümesi sifon içindeki hızı düşüreceğinden kanaldan gelen malzemenin sifon içinde birleşmesine sebep olur. Her halükarda sifondaki hız kanaldaki hızdan büyük olmalıdır.

İlk yaklaşım için kanaldaki su hızının min. 1,5 misli bir hız seçilmesi ve max hızın 3 m/sn.'yi aşmaması tavsiye edilebilir.

İlk yaklaşımında bu şekilde seçilen D çapı için; yük kayıpları hesaplanır. Eğer yük kaybı; projenin özelliğine göre değişim olan sınırları aşmıyorsa kabul edilir, aksi takdirde yukarıda belirtilen kriterlere bağlı kalıya çalışılarak yeni bir çap için hesaplar tekrarlanır.

Sifon çapı yukarıdaki mülahazalara istinaden tesbit edildikten sonra; yük durumu gözönüne alınarak diğer ebadlar belirlenebilir.

Meselâ sifon betonarme olarak yapılacak ise; sifon et kalınlığı ve B.A. teçhizatı ilerde izah edilecek esaslara göre statik ve B.A. hesapları neticesinde bulunabilir. İlk yaklaşım olarak sifon et kalınlığı, sifon eksenindeki hidrostatik su basıncı değerlerine bağlı olarak, D iç çap olduğuna göre aşağıdaki tablodan hesaplanabilir.

Boru eksenindeki basınç (H)	Et Kalınlığı (t)
0 – 12.20 M	$t = \frac{D}{12}$ cm. (Min. 15 cm.)
12.20 – 24.40 M	$t = \frac{D}{12} + 2,5$ »
24.40 – 30.50 M	$t = \frac{D}{12} + 5$ »
36.60 – 42.70 M	$t = \frac{D}{12} + 10$ »

Yukarda verilen değerler; statik hesaba başlıyalırmak için, et kalınlığı tahminine esas olmak üzere verilmiştir. Ekonomik kalınlığın araştırılması lâzımdır. Boru eksenindeki basıncın 40 m.yi aşması halinde; betonarme sifon ile çelik sifonların veya içi çelik kaplı BA sifonların ekonomi ve emniyet yönünden mukayesesini yapılmalıdır.

7.3. Sifon Güzergâhi :

Güzergâh tesbiti; sifon maliyetine tesir eden önemli faktörlerden ve projelendirmede aşağıdaki hususlar dikkatle göz önünde tutulmalıdır.

1 — Sifon'un altından geçtiği tabii nehir yatağının ıslak alanı (yani suyun geçtiği alan) ve yanlarda ki banketlerin tabii halinin değiştirilmesinden kaçınılmalıdır.

2 — Sifon yatay kurb'da olmamalıdır.

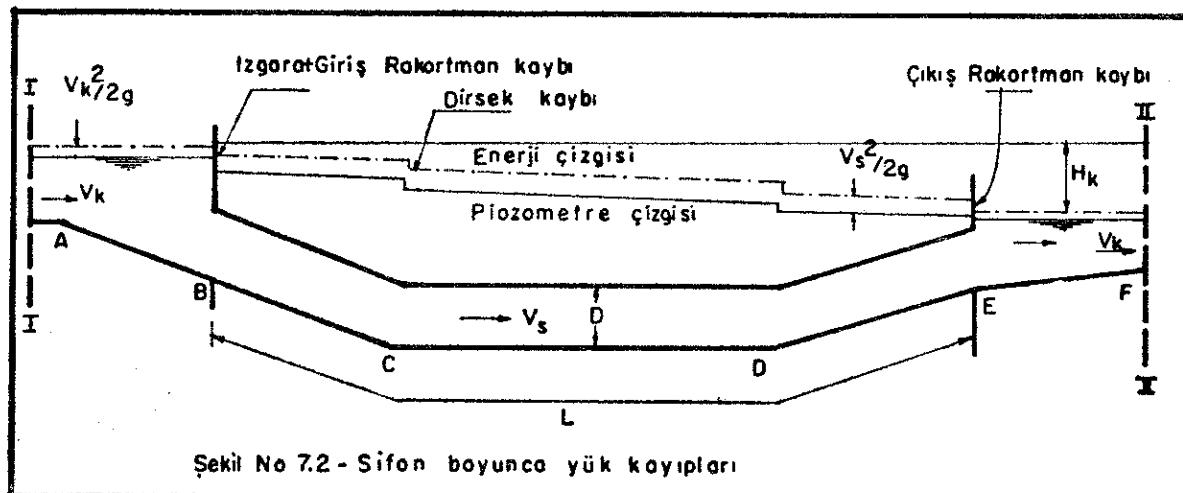
3 — Akarsuyun aşındırma tesirinden sifon'un korunması için sifon üzerinde min 1.00 m. kalınlığında bir toprak tabakası bulunmalıdır.

4 — Sifon güzergâhında fazla harfiyattan kaçınılmalıdır.

5 — Geniş akarsu yataklarını geçen uzun sifonlarda profil mümkün mertebe fazla inişli, çıkışlı olmamalıdır. Akarsu profili üzerinde yüksekçe noktalar bulunabilir. Bu takdirde içme suyu isale hatlarında rastlanıldığı üzere tepe noktalarda toplanan havayı tahliye etmek üzere sifon borusunu vantuzlar ile teçhiz etmek gereklidir.

Bununla beraber sifonlarda, ortaya çıkardığı işletme problemi nedeni ile Vantuzlardan kaçınılmalıdır.

7.4. Sifonlarda Yük Kaybı :



Yukarda şematik şekilde verilen sifon incelenirse I-I ve II-II kesitleri arasında sırasıyla aşağıdaki hidrolik yük kayipları meydana gelmektedir.

- 1 — Giriş Rakortman kaybı (h_1)
- 2 — Giriş Rakortmanında sürtünme kaybı (h_2)
- 3 — Izgara kaybı (h_3)
- 4 — Sifon borusunda dirsek kayipları (h_4)
- 5 — Sifon borusunda sürtünme kaybı (h_5)
- 6 — Çıkış Rakortman kaybı (h_6)
- 7 — Çıkış Rakortmanında sürtünme kaybı (h_7)

$$\text{Toplam yük kaybı} = H_k = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7$$

$$H_k = \sum h \text{ olur.}$$

(I-I) ve (II-II) kesitleri arasında Bernoulli denklemi yapılır.

$$\text{Kot A} + h_{ka} + \frac{V_{ka}^2}{2g} = \text{Kot F} + h_{kf} + \frac{V_{kf}^2}{2g} + H_k$$

Buradan :

$$\text{Kot F} = \text{Kot A} - H_k \text{ olarak bulunur.}$$

Sifon çıkışında, kanal tabanı dolayısıyla su kotu, sifon girişine nazaran H toplam yük kaybı kadar düşük olacaktır. Eğer lüzumlu kot kaybı verilmemişse, membada su kabararak Q debisini geçirmeye çalışacak ve hava payları aşılıarak kanaldan su taşıacaktır.

Belirtilen kayiplar, aşağıda incelenmiştir.

7.4. (1) Rakortman Kayipları : (h_1, h_6)

Genellikle, sulama kanalları trapez kesitli, sifonlar ise daire kesitli olduğundan sifon başlangıcında trapezden daire kesitine sifon çıkışında ise daireden trapez kesite geçiş gereklidir. Bu rakortman, yük kayiplarını mümkün olduğu kadar azaltacak ve fazla türbülansa mani olacak şekilde projelendirilmelidir.

Kırık düzlemlü geçiş inşaat kolaylığı dolayısıyle genellikle benimsenen bir rakortman şeklidir. Bu tip Rakortmanlarda yük kaybı.

$$h_k = k \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_k^2}{2g} \right)$$

V_s , sifondaki hız, V_k ise kanaldaki su hızıdır. Sifondaki hız, kanaldaki hızdan büyük olduğundan, giriş Rakortmanın da hızlanan, çıkış Rakortmanında ise yavaşlayan bir akım yer alacaktır. Yavaşlayan akımda, sınır tabakasından çözülme olacağınından bu halde kayiplar dolayısıyle, (k), kayıp katsayısının büyük alınması lazımdır.

Bureau of Reclamation ve DSİ nin proje tatbikatında kırık düzlemlü (Brocken - Back) Rakortmanlarda K için girişte 0,5, çıkışta 0,7 alınması tavsiye edilmektedir.

Bu halde toplam geçiş kaybı :

$$(h_1 + h_2) = 1,2 \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_k^2}{2g} \right) \text{ olur.}$$

7.4. (2) Izgara Kayıpları : (h₃)

Sifon girişlerine; kanaldan gelen iri malzemeleri tutmak üzere, genellikle lâma demirleri veya çubuk demirlerden teşkil edilen izgara konulur. Izgaralar üzerinde toplanan malzemeyi, tırmıkla kolaylıkla temizleyebilmek maksadıyla, izgaraların meyilli olarak konulması uygun olur.

Düşey izgara çubukları arasında 20 - 25 cm.lik aralık yeterlidir. Düşey çubukları bağılayan enine bağlantıların araları, riyit bir çerçeve teşkil edecek şekilde seçilmelidir. Genellikle 40 - 50 cm. yeterlidir. Yalnız bu bağlantılar, düşey çubukların iç yüzüne gelecek şekilde konulmalıdır. Aksi takdirde tırmıkla temizlemek güçleşeceğ gibi ayrıca yük kayıplarında artacaktır.

Izgara kayıpları, $h_3 = K_3 \frac{V_s^2}{2g}$ şeklinde olup, katsayı aşağıdaki amprik formül ile verilmişdir.

$$K_3 = 1,45 - 0,45 \frac{an}{ag} - \left(\frac{an}{ag} \right)^2$$

an = izgara çubukları arasındaki net alan.

ag = izgaranın toplam alanıdır.

7.4. (3) Dirsek Kayıpları : (h₄)

Dirseklerde akımın yön değiştirmesi nedeniyle oluşan yük kayıpları, $h_4 = K_4 \cdot \frac{V_s^2}{2g}$ şeklinde olup, K_4 katsayıSİ, Şekil No : 7.3'den, dirsek açısına göre bulunabilir. Sifonlarda $\frac{R}{D}$ oranı 2 ye eşit olarak alınmaktadır.

7.4. (4) Sifon Borusunda Sürtünme Kaybı : (h₅)

Hidrolik açıdan sifon, basınçlı bir borudur ve sürtünme kayıplarının hesabı için bu konuda verilen çeşitli formüller kullanılabilir. Örneğin Manning formülüne göre :

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I_e^{1/2} \text{ dir.}$$

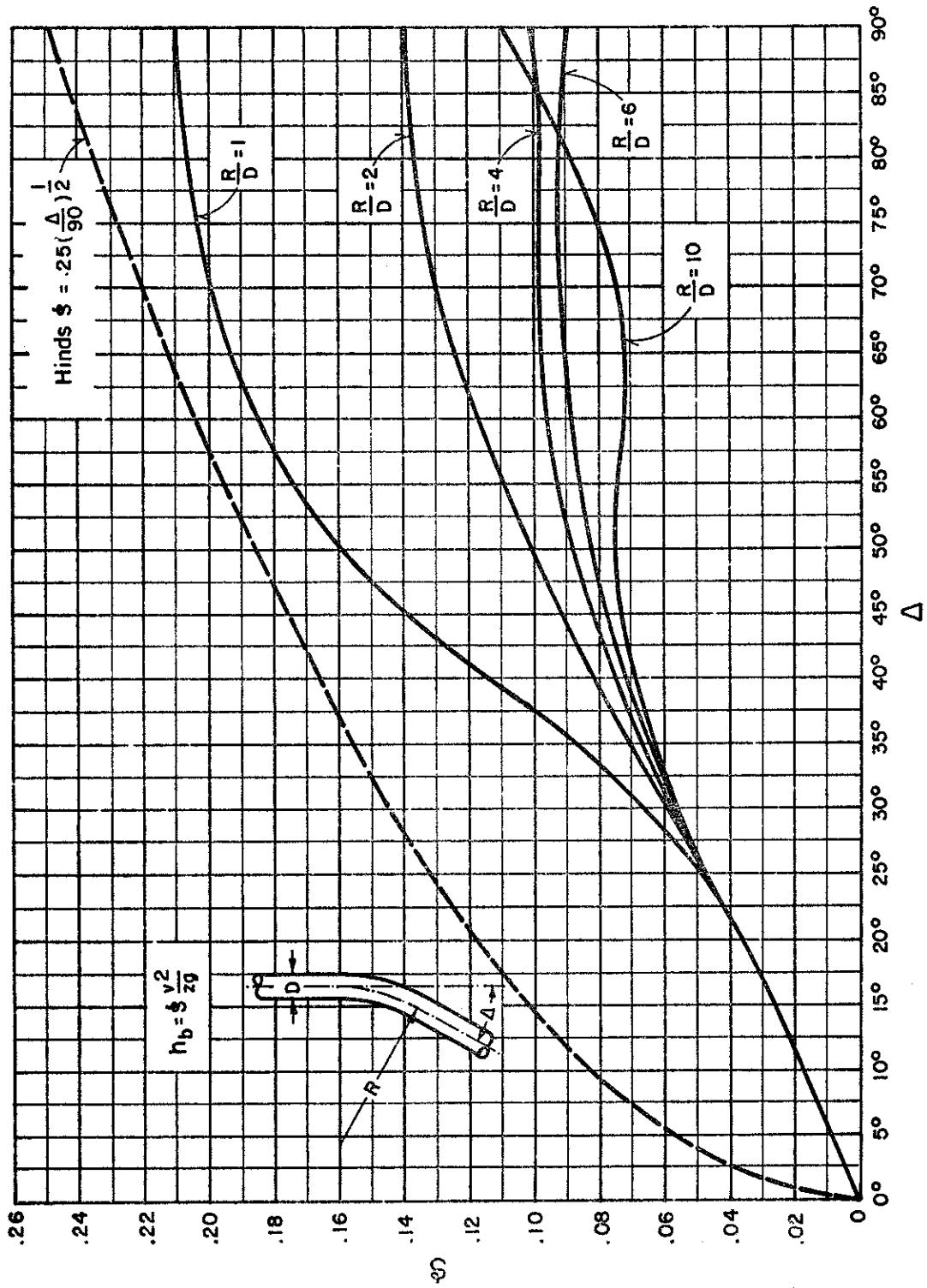
$$I_e = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$R = \frac{D}{4}$ (D, boru çapı) n ise pürüzlülük katsayısı olup beton sifonlarda 0.014 olarak alınabilir. V hızı belirtilen kriterlere göre seçildiğine göre (I_e) enerji hattı meyili Manning formülünden bulunur. Sifon toplam boyu L olduğuna göre,

Sürtünme kaybı = $I_e \times L$ olacaktır.

7.5. Sifon Girişlerinde Serbest Akım Tahkiki ve Girişlerin Projelendirilmesi :

Sifonların giriş ağızları önünde kâfi su derinliği bulunmadığı takdirde sifon içine hava girer ve ıslak kesitte bir azalma olur. Süreklik denklemi düşünürse bu debide bir azalmaya tekabül edecektir. Ayrıca hava girmesi; Sifon içinde bir salınım hareketine sebep olmakta ve su napı sifon içinde yükselip alçalarak sifon betonunu zamanla tahrip etmektedir.



Şekil no. 7-3 : BORULARDA DIRSEK KAYBI KATSAYILARI

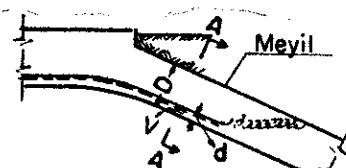
Sifon girişlerinde amprik olarak tavsiye edilen minimum batıklık $1,5 \Delta h$ olup, Δh sifon ve kanaldaki hız yükseklikleri arasındaki farktır. Özellikle dik meyilli ve büyük çaplı sifon borularında batıklık değeri yüksek tutulmalıdır. (Amprik olarak 45 cm. veya $1,5 \Delta h$ den büyük olanın alınması tavsiye edilmektedir.)

Uzun sifonlarda, sifon girişlerinin projelendirilmesi; özel bir itinayı gerektirir. Kanalların proje debilerinden daha küçük debilerde çalışması halinde veya tam kapasitede çalışan sifonda projelendirmede ön görülen sürtünme katsayısından daha küçük bir katsayının oluşması halinde; sifon girişleri batık olmaz. Bu gibi durumlarda boru içinde hidrolik sıçrama meydana gelir ve sifon içine hava girerek önemli işletme sorunları ile karşılaşılır.

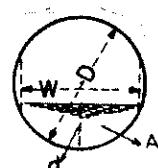
İşletmeye açılmış ve bu tip problem ile karşılaşılan sifonlarda; hava toplanması muhtemel noktalarda sifonu hava bacaları ile donatarak tetbir alınabilirse de, baştan projelendirme esnasında; aşağıda izah edilecek metod uygulanarak ve deneysel çalışmaların ışığı altında hazırlanan eğriler kullanılarak, girişler projelendirmelidir.

Sifon çapı D , eğimi S , serbest akımda uniform su derinliği d , hidrolik derinlik (ıslak kesit alanının, su yüzü genişliğine oranı) D_m ile gösterilirse $\frac{d}{D} = \frac{V}{\sqrt{g D_m}}$ Froude sayısına göre grafik üzerinde bulunan nokta; sifonlar üzerinde yapılan çok sayıda tecrübe istinaden, sifon boru meyline tekabül eden eğrinin üstünde olmamalıdır. Aksi takdirde boru çapı ve meyli değiştirilerek şartın sağlanmasına çalışılır. Bu tahliki sağlamayan sifonlarda, işletme esnasında özellikle girişlerde zorluklar ile karşılaşmış ve bazı hallerde hava tahliyeleri ile donatılması gerekmıştır. Kritik Froude sayılarına göre çeşitli boru meyilleri için tesbit edilen deneysel eğrilerin altına düşülmesi halinde sifon girişlerinde serbest akım halinde, girişler iyi çalışmaktadır ve hava kabarcıklarının toplanarak geri tepmesine mani olunmaktadır.

SİFON GİRİŞİNDE SERBEST AKIMIN TAHKİKİ



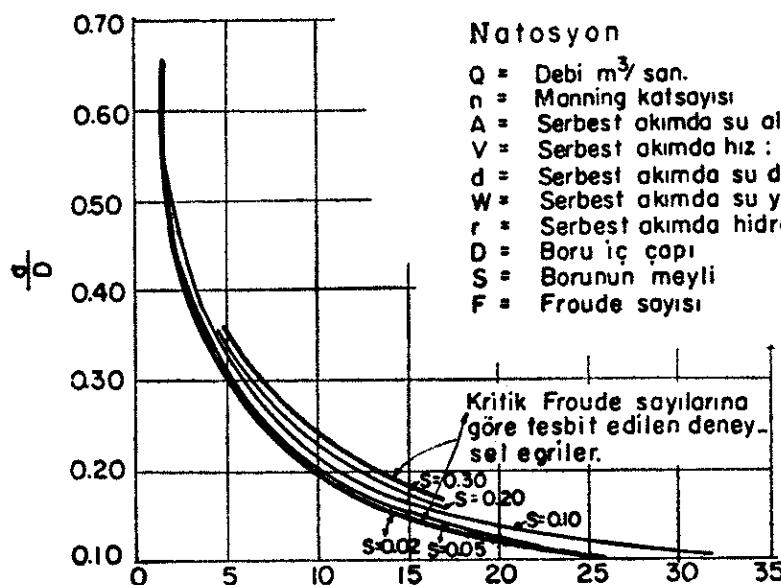
SİFON GİRİŞİNDE SERBEST AKIM



A-A KESİTİ

Natosyon

- Q = Debi m^3/san .
- n = Manning katsayısi
- A = Serbest akımda su alanı : m^2
- V = Serbest akımda hız : m/san
- d = Serbest akımda su derinliği ; m
- W = Serbest akımda su yüzü genişliği : m
- r = Serbest akımda hidrolik yarı çap : m
- D = Boru iç çapı
- S = Borunun meyli
- F = Froude sayısı



7.6. Sifonlarda Statik Kesit Tesirlerinin Hesabı :

7.6. (1) Zemin Reaksiyonları :

Bu sulama şebekesinde bulunan sifonlar genellikle düşük iç tazyiklere maruzdurlar ve betonarme olarak teşkil edilmeleri ekonomik olmaktadır. 4 atmosferi aşan iç tazyiklerle nadiren karşılaşılmakta ve bu hallerde dıştan beton ile korunan çelik sifonlar tercih edilmektedir. Bu sebepten aşağıdaki incelemelerde özellikle B. A. sifonlar üzerinde durulmuştur.

Sifonların hesaplanması sırasında nazarı itibare alınması icabeden Yükler :

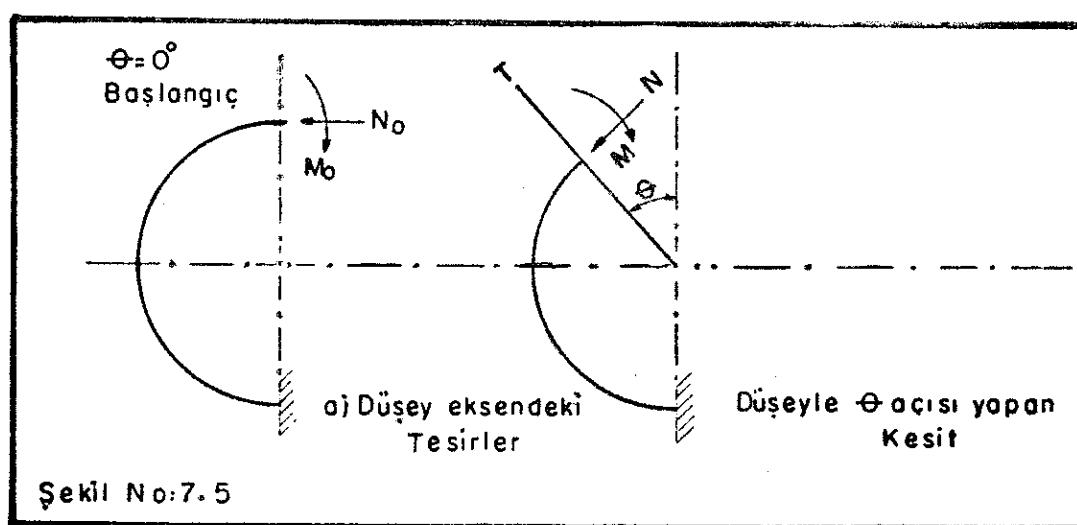
- 1 — Borunun kendi ağırlığı
- 2 — Borunun üzerindeki toprak ağırlığı
- 3 — İçteki su ağırlığı
- 4 — İç hidrostatik basınç
- 5 — Dış su basıncıdır.

Bu yükleri incelemeden önce sifon altında zemin reaksiyonlarının ne şekilde oluşacağı konusu üzerinde durulacaktır.

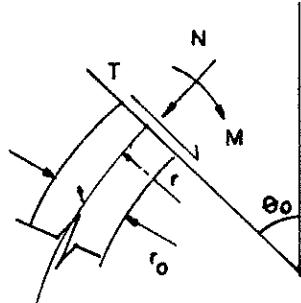
Zemindeki gerilme dağılımı zeminin elastisite modülü ile borunun yataklanma şekline geniş ölçüde bağlı bulunmaktadır.

Dr. Anson Marston rijit su boruları üzerindeki basınçların ve bu basınçlardan doğan reaksiyonların oturma yüzeyinin alt ve üst tarafında karakteristik soğan eğrileri şeklinde meydana geldiği teorisini ileri sürmüştür. Buna göre dış yüklerle karşı koyan reaksiyonun boru tabanına ait merkez oturma açısının bir fonksiyonu olarak yayıldığı kabul olunur.

Merkez oturma açısının sınırları ise; borunun sıkıştırılmış zemin üzerindeki temas alanına bağlıdır ve genellikle borular için 90° lik bir temas alanı kabul olunur. Borunun temas alanına tesir eden reaksiyonun düşey bir eksen üzerindeki izdüşümleri toplamı, dış yük olarak tesir eden toprak yükü, su yükü ve borunun kendi ağırlığının toplamına eşittir. Kabul edilen yüklerle göre boru, düşey merkez eksenin etrafında simetrik deformasyon yapmaya mecburdur. Bu eksen üzerindeki alt ve üst noktalar dönemedikleri gibi yatay deplasmanda yapmazlar bu suretle boru, alttan ankstre, üstten serbest olan 2 adet konsol kiriş gibi kabul olabilir. (Şekil No : 7.5)



Anahtar noktasında, T kesme kuvveti sıfır olup N_0 ve M_0 in hesabında tepe noktasının dönmesi ile yatay deplasmanı sıfır kabul olunur. Yukardaki esaslara dayanarak, borunun zati ağırlığı, toprak yükü ve su yükü için M (moment), N (normal kuvvet) ve T (kesme kuvvetine) ait formüller, 90° lik oturma açısı için Tablo No : 7.1'de verilmiştir.



MERKEZ OTURMA AÇISININ $\frac{\pi}{2}$ OLMASI HALİNDE KESİT
TESİRLERİNİN BULUNMASI

(Zemin Gerilme Yayılışının Soğan eğrisi şeklinde kabulu ile)

TABLO NO: 7.1

KESİTLER θ°		0°	105°	150°	180°
MOMENT	Zati Yük	-0.070	+0.088	-	-0.122
	Toprak Yükü	-0.067	+0.089	-	-0.126
	Su Yükü	-0.070	+0.088	-	-0.122
NORMAL KUVVET	Zati Yük	-0.061	+0.297	-	+0.207
	Toprak Yükü	+0.383	+0.539	-	+0.324
	Su Yükü	-0.220	-0.062	-	-0.272
KESME KUVVETİ	Zati Yük	0	-0.017	-0.259	0
	Toprak Yükü	0	-0.010	-0.273	0
	Su Yükü	0	-0.017	-0.259	0

- ZATİ YÜK : $k_1 = 2\pi t \gamma_b \cdot r$ $\gamma_b = 2400 \text{ kg/m}^3$
 TOPRAK YÜKÜ : $k_2 = 2r \gamma_t \cdot h$ $\gamma_t = \text{Toprak yoğunluğu}$
 SU YÜKÜ : $k_3 = \gamma_s \pi r_0^2$ $\gamma_s = 1000 \text{ kg/m}^3$
 MOMENT : $M = x \cdot k \cdot r$
 NORMAL KUVVETİ : $N = y \cdot k$ x, y, z Tablo katsayıları
 KESME KUVVETİ : $T = z \cdot k$

Belirtilen teori ve Tablo 7.1'deki formüller sifonların projelendirilmesinde geniş ölçüde kullanılmış ise de, uygulamada aşağıdaki hususların özellikle gözönünde tutulması lâzımdır.

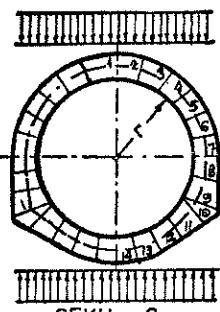
1) Sifonun sıkıştırılmış dolgu zemin üzerine oturtulması halinde zemin gerilmeleri dağılışının soğan eğrisi şeklinde olduğu kabulu gerçeğe yaklaşmakla beraber, bu husus kayalık veya sağlam bir zemin üzerine oturan sifonlar için geçerli değildir. Çünkü bu tip zeminlerde dağılış soğan eğrisi şeklinde değil, tam tersine kenarlarda büyük, ortada küçük gerilmeli bir trapez şeklinde olmaktadır.

2) Formüllerin çıkarılmasında; boru kesitinin içte ve dışta tam dairesel olduğu kabul edilmiştir. Yerinde dökme sifonlarda ise genellikle ekonomik nedenler ile, iç yüzey dairesel dış yüzey ise daireden farklıdır. Bu da kesit tesirlerinde, yukarıdaki formüllerin kullanılması halinde, önemli hatalara sebep olabilir.

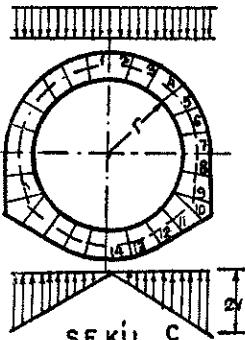
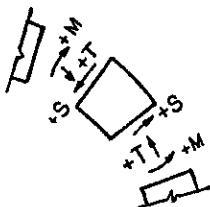
Yukarıdaki sebeplerden dolayı, zemin gerilmeleri dağılışının soğan eğrileri şeklinde olduğu kabulüne dayanan formüller yerine, kesit tesirlerinin bulunmasında, müteakip sayfalarda verilen tablolardan kullanılması daha doğru sonuçlar verecektir. (Phillips, H.B., «Beggs Defometer Stress Analysis of Single-Barrel Conduits,» Engineering Monograph No. 14, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colo.)

Bu tablolarda, 14 farklı noktadaki moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti katsayıları verilmiş olup, tablo değerleri kullanılarak sayısal örnekte gösterildiği şekilde, kesit tesirleri bulunabilir.

Zemin reaksiyonları sağlam zeminlerde üçgen diğer zeminlerde ise düzgün yayılı olarak kabul edilebilir.



SEKİL : C



SEKİL C

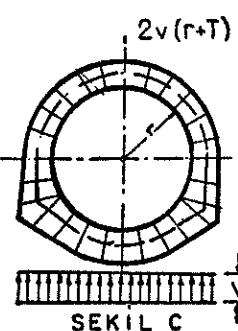
$$t = \frac{r}{2}$$

$$t = \frac{r}{3}$$

$$t = \frac{r}{6}$$

Nokta	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.368	-0.004	0	+0.328	-0.008	0	+0.286	-0.015	0
2	+0.318	+0.097	+0.376	+0.283	+0.082	+0.335	+0.246	+0.063	+0.296
3	+0.180	+0.372	+0.651	+0.160	+0.326	+0.581	+0.138	+0.278	+0.513
4	-0.008	+0.747	+0.753	-0.008	+0.661	+0.672	-0.011	+0.573	+0.594
5	-0.197	+1.123	+0.653	-0.177	+0.996	+0.584	-0.160	+0.867	+0.518
6	-0.335	+1.399	+0.379	-0.301	+1.242	+0.341	-0.271	+1.085	+0.306
7	-0.387	+1.500	+0.004	-0.348	+1.333	+0.008	-0.314	+1.167	+0.016
8	-0.360	+1.489	-0.179	-0.326	+1.324	-0.160	-0.296	+1.159	-0.137
9	-0.277	+1.456	-0.360	-0.253	+1.293	-0.326	-0.235	+1.131	-0.287
10	-0.187	+0.840	-0.974	-0.188	+0.779	-0.883	-0.195	+0.719	-0.789
11	+0.031	+0.542	-0.809	+0.014	+0.498	-0.729	-0.010	+0.455	-0.646
12	+0.209	+0.303	-0.598	+0.177	+0.274	-0.530	+0.138	+0.247	-0.460
13	+0.319	+0.083	-0.335	+0.274	+0.078	-0.296	+0.223	+0.076	-0.257
14	+0.359	+0.004	0	+0.309	+0.008	0	+0.253	+0.015	0

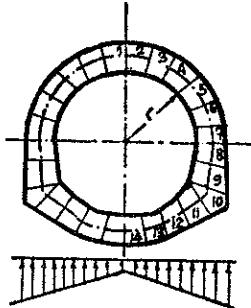
Nokta	$\frac{M_2}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M_2}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M_2}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.309	+0.109	0	+0.287	+0.085	0	+0.253	+0.065	0
2	+0.263	+0.205	+0.347	+0.245	+0.172	+0.311	+0.217	+0.141	+0.275
3	+0.140	+0.469	+0.595	+0.133	+0.407	+0.535	+0.117	+0.348	+0.473
4	-0.026	+0.827	+0.673	-0.018	+0.727	+0.606	-0.018	+0.629	+0.538
5	-0.186	+1.179	+0.556	-0.164	+1.043	+0.504	-0.149	+0.907	+0.449
6	-0.290	+1.428	+0.270	-0.262	+1.266	+0.251	-0.239	+1.105	+0.229
7	-0.305	+1.500	-0.109	-0.281	+1.333	-0.085	-0.260	+1.167	-0.065
8	-0.244	+1.476	-0.291	-0.230	+1.312	-0.253	-0.219	+1.148	-0.216
9	-0.128	+1.429	-0.469	-0.131	+1.270	-0.416	-0.136	+1.110	-0.364
10	-0.078	+0.635	-0.908	-0.088	+0.619	-0.841	-0.103	+0.599	-0.774
11	+0.064	+0.259	-0.587	+0.055	+0.254	-0.533	+0.040	+0.246	-0.479
12	+0.157	+0.037	-0.317	+0.146	+0.043	-0.277	+0.128	+0.046	-0.238
13	+0.197	-0.087	-0.102	+0.182	-0.067	-0.088	+0.161	-0.049	-0.075
14	+0.205	-0.109	0	+0.189	-0.085	0	+0.167	-0.065	0



SEKİL C

Nokta	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+1.051	+0.212	+1.500	+0.884	+0.172	+1.333	+0.724	+0.127	+1.167
2	+0.575	+0.593	+1.394	+0.488	+0.511	+1.244	+0.402	+0.425	+1.094
3	+0.149	+0.934	+1.193	+0.133	+0.815	+1.069	+0.111	+0.694	+0.947
4	-0.197	+1.211	+0.911	-0.157	+1.064	+0.822	-0.129	+0.915	+0.735
5	-0.440	+1.405	+0.566	-0.363	+1.240	+0.518	-0.301	+1.074	+0.473
6	-0.564	+1.504	+0.183	-0.470	+1.332	+0.179	-0.394	+1.160	+0.179
7	-0.559	+1.500	-0.212	-0.472	+1.333	-0.172	-0.402	+1.167	-0.127
8	-0.466	+1.463	-0.394	-0.396	+1.301	-0.338	-0.343	+1.140	-0.278
9	-0.318	+1.404	-0.569	-0.271	+1.248	-0.499	-0.242	+1.094	-0.425
10	-0.191	+0.676	-1.115	-0.183	+0.644	-1.001	-0.190	+0.613	-0.884
11	+0.067	+0.362	-0.929	+0.051	+0.348	-0.829	+0.020	+0.337	-0.726
12	+0.278	+0.110	-0.695	+0.241	+0.113	-0.610	+0.188	+0.119	-0.524
13	+0.409	-0.127	-0.384	+0.355	-0.097	-0.338	+0.285	-0.062	-0.290
14	+0.456	-0.212	0	+0.395	-0.172	0	+0.320	-0.127	0

TABLO NO: 7.2



$$t = \frac{r}{2}$$

$$t = \frac{r}{3}$$

$$t = \frac{r}{6}$$

Nokta	$\frac{M}{Cr^3}$	$\frac{T}{Cr^2}$	$\frac{S}{Cr^2}$	$\frac{M}{Cr^3}$	$\frac{T}{Cr^2}$	$\frac{S}{Cr^2}$	$\frac{M}{Cr^3}$	$\frac{T}{Cr^2}$	$\frac{S}{Cr^2}$
1	+0.173	+0.045	0	+0.114	+0.008	0	+0.056	-0.009	0
2	+0.149	+0.086	+0.146	+0.099	+0.034	+0.096	+0.049	+0.003	+0.048
3	+0.082	+0.203	+0.261	+0.058	+0.109	+0.172	+0.029	+0.039	+0.087
4	-0.013	+0.379	+0.315	-0.001	+0.222	+0.210	+0.001	+0.094	+0.107
5	-0.112	+0.589	+0.288	-0.064	+0.357	+0.196	-0.029	+0.159	+0.103
6	-0.186	+0.802	+0.168	-0.114	+0.494	+0.124	-0.054	+0.226	+0.070
7	-0.0206	+0.982	-0.045	-0.132	+0.611	-0.008	-0.066	+0.284	+0.009
8	-0.171	+1.125	-0.184	-0.116	+0.707	-0.098	-0.062	+0.334	-0.034
9	-0.086	+1.272	-0.365	-0.069	+0.813	-0.218	-0.044	+0.398	-0.097
10	-0.061	+0.624	-0.797	-0.052	+0.439	-0.517	-0.036	+0.241	-0.258
11	+0.038	+0.301	-0.535	+0.022	+0.216	-0.338	+0.007	+0.124	-0.167
12	+0.108	+0.101	-0.304	+0.071	+0.081	-0.180	+0.035	+0.051	-0.081
13	+0.136	-0.021	-0.107	+0.090	+0.006	-0.059	+0.045	+0.015	-0.024
14	+0.140	-0.045	0	+0.093	-0.008	0	+0.046	+0.009	0

Nokta	$\frac{M}{hr^2}$	$\frac{T}{hr}$	$\frac{S}{hr}$	$\frac{M}{hr^2}$	$\frac{T}{hr}$	$\frac{S}{hr}$	$\frac{M}{hr^2}$	$\frac{T}{hr}$	$\frac{S}{hr}$
1	-0.368	+1.510	0	-0.328	+1.346	0	-0.286	+1.186	0
2	-0.318	+1.409	-0.377	-0.283	+1.257	-0.337	-0.246	+1.107	-0.297
3	-0.179	+1.133	-0.654	-0.159	+0.11	-0.584	-0.138	+0.891	-0.515
4	+0.010	+0.757	-0.757	+0.010	+0.676	-0.676	+0.012	+0.597	-0.597
5	+0.200	+0.380	-0.658	+0.180	+0.340	-0.589	+0.162	+0.301	-0.522
6	+0.340	+0.103	-0.384	+0.306	+0.093	-0.346	+0.273	+0.083	-0.310
7	+0.394	0	-0.010	+0.354	0	-0.003	+0.318	0	-0.019
8	+0.350	+0.040	+0.327	+0.314	+0.039	+0.04	+0.282	+0.037	+0.279
9	+0.219	+0.164	+0.658	+0.191	+0.159	+0.617	+0.168	+0.153	+0.571
10	+0.129	+0.778	+0.667	+0.126	+0.670	+0.583	+0.127	+0.563	+0.499
11	-0.037	+0.984	+0.653	-0.022	+0.861	+0.577	-0.003	+0.738	+0.499
12	-0.196	+1.191	+0.596	-0.166	+1.055	+0.527	-0.131	+0.916	+0.458
13	-0.305	+1.411	+0.333	-0.262	+1.250	+0.295	-0.215	+1.087	+0.257
14	-0.344	+1.490	0	-0.297	+1.320	0	-0.245	+1.148	0

Nokta	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$
1	-0.172	+0.442	0	-0.143	+0.400	0	-0.122	+0.364	0
2	-0.153	+0.426	-0.114	-0.127	+0.386	-0.104	-0.109	+0.352	-0.094
3	-0.100	+0.377	-0.218	-0.081	+0.341	-0.197	-0.070	+0.311	-0.180
4	-0.020	+0.290	-0.290	-0.013	+0.263	-0.263	-0.011	+0.240	-0.240
5	0.069	+0.174	-0.301	+0.065	+0.158	-0.274	+0.058	+0.146	-0.252
6	0.148	+0.061	-0.228	+0.135	+0.056	-0.210	+0.121	+0.053	-0.197
7	0.193	0	-0.067	+0.176	0	-0.067	+0.159	0	-0.073
8	0.189	+0.015	+0.121	+0.173	+0.014	+0.111	+0.158	0.013	+0.096
9	0.132	+0.086	+0.345	+0.118	+0.084	+0.327	+0.107	+0.081	+0.302
10	0.093	+0.477	+0.409	+0.088	+0.405	+0.352	+0.088	+0.329	+0.292
11	-0.003	+0.637	+0.423	+0.002	+0.552	+0.370	+0.013	+0.463	+0.313
12	-0.099	+0.809	+0.04	-0.087	+0.712	+0.356	-0.068	+0.610	+0.305
13	-0.167	+0.991	+0.234	-0.149	+0.874	+0.206	-0.123	+0.751	+0.177
14	-0.192	+1.058	0	-0.172	+0.933	0	-0.143	+0.802	0

TABLO NO: 7.3

	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
Nokta	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$
1	+0.000	-1.006	0	+0.000	-1.005	0	+0.000	-1.004	0
2	0	-1.006	+0.001	-0.000	-1.005	+0.001	-0.000	-1.003	+0.001
3	-0.001	-1.005	+0.002	-0.001	-1.004	+0.003	-0.000	-1.003	+0.002
4	-0.002	-1.004	+0.004	-0.002	-1.004	+0.004	-0.001	-1.003	+0.003
5	-0.003	-1.003	+0.005	-0.003	-1.003	+0.004	-0.002	-1.002	+0.003
6	-0.005	-1.001	+0.006	-0.004	-1.001	+0.005	-0.003	-1.001	+0.003
7	-0.007	-1.000	+0.006	-0.006	-1.000	+0.005	-0.004	-1.000	+0.004
8	+0.009	-0.988	-0.147	+0.011	-0.988	-0.144	+0.014	-0.989	-0.142
9	+0.058	-0.951	-0.298	+0.063	-0.954	-0.291	+0.068	-0.957	-0.285
10	+0.057	-0.948	-0.308	+0.062	-0.951	+0.300	+0.067	-0.955	+0.290
11	+0.005	-0.983	+0.156	+0.008	-0.985	+0.152	+0.012	-0.986	+0.147
12	-0.013	-0.995	+0.003	-0.011	-0.995	+0.002	-0.007	-0.997	+0.002
13	-0.014	-0.994	+0.001	-0.012	-0.995	+0.001	-0.008	-0.997	+0.001
14	-0.014	-0.994	0	-0.012	-0.995	0	-0.008	-0.996	0

Nokta	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$
1	+0.188	-0.536	0	+0.177	-0.551	0	+0.175	-0.570	0
2	+0.166	-0.518	+0.136	+0.155	-0.532	+0.140	+0.154	-0.550	+0.144
3	+0.102	-0.468	+0.245	+0.094	-0.480	+0.252	+0.096	-0.496	+0.262
4	+0.011	-0.395	+0.303	+0.006	-0.405	+0.313	+0.011	-0.418	+0.327
5	-0.089	-0.315	+0.293	-0.090	-0.322	+0.306	-0.083	-0.331	+0.322
6	-0.173	-0.248	+0.205	-0.172	-0.252	+0.218	-0.164	-0.256	+0.237
7	-0.214	-0.215	+0.036	-0.215	-0.215	+0.051	-0.209	-0.215	+0.070
8	-0.190	-0.202	-0.250	-0.194	-0.201	-0.236	-0.192	-0.200	-0.216
9	-0.087	-0.164	-0.606	-0.092	-0.165	-0.591	-0.092	-0.165	-0.571
10	-0.053	-0.630	-0.229	-0.060	-0.591	-0.256	-0.066	-0.541	-0.285
11	+0.001	-0.963	-0.312	+0.002	-0.939	-0.324	+0.006	-0.909	-0.337
12	+0.080	-1.204	-0.405	+0.087	-1.191	-0.398	+0.097	-1.174	-0.390
13	+0.145	-1.395	-0.230	+0.154	-1.381	-0.227	+0.166	-1.363	-0.222
14	+0.169	-1.464	0	+0.178	-1.449	0	+0.191	-1.430	0

Nokta	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^3}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$
1	+0.265	-0.654	0	+0.241	-0.660	0	+0.234	-0.677	0
2	+0.237	-0.632	+0.166	+0.215	-0.638	+0.168	+0.209	-0.655	+0.172
3	+0.159	-0.570	+0.304	+0.141	-0.575	+0.307	+0.139	-0.590	+0.315
4	+0.045	-0.478	+0.387	+0.033	-0.482	+0.391	+0.035	-0.494	+0.403
5	-0.086	-0.374	+0.395	-0.090	-0.377	+0.401	-0.083	-0.385	+0.416
6	-0.205	-0.278	+0.318	-0.203	-0.280	+0.324	-0.192	-0.284	+0.341
7	-0.284	-0.215	+0.154	-0.279	-0.215	+0.160	-0.268	-0.215	+0.177
8	-0.296	-0.188	-0.134	-0.291	-0.187	-0.127	-0.282	-0.186	-0.109
9	-0.229	-0.135	-0.492	-0.221	-0.138	-0.484	-0.212	-0.137	-0.467
10	-0.151	-0.416	-0.298	-0.163	-0.402	-0.305	-0.175	-0.380	-0.305
11	-0.017	-0.667	-0.545	-0.031	-0.652	-0.555	-0.047	-0.627	-0.561
12	+0.149	-0.925	-0.699	+0.139	-0.920	-0.697	+0.126	-0.904	-0.689
13	+0.288	-1.216	-0.474	+0.278	-1.210	-0.472	+0.264	-1.194	-0.468
14	+0.344	-1.346	0	+0.335	-1.340	0	+0.321	-1.323	0

TABLO NO: 7.4

	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
Nokta	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr^2}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.992	+0.324	+1.500	+0.843	+0.265	+1.333	+0.692	+0.208	+1.167
2	+0.520	+0.701	+1.365	+0.451	+0.601	+1.219	+0.372	+0.502	+1.073
3	+0.108	+1.031	+1.137	+0.106	+0.896	+1.022	+0.090	+0.763	+0.907
4	-0.216	+1.290	+0.831	-0.167	+1.130	+0.756	-0.136	+0.972	+0.678
5	-0.430	+1.461	+0.469	-0.350	+1.287	+0.437	-0.290	+1.114	+0.404
6	-0.519	+1.533	+0.075	-0.431	+1.356	+0.089	-0.363	+1.181	+0.101
7	-0.478	+1.500	-0.324	-0.404	+1.333	-0.265	-0.347	+1.167	-0.208
8	-0.351	+1.449	-0.505	-0.300	+1.289	-0.431	-0.266	+1.130	-0.358
9	-0.169	+1.377	-0.678	-0.149	+1.225	-0.590	-0.142	+1.073	-0.502
10	-0.083	+0.471	-1.048	-0.085	+0.484	-0.959	-0.098	+0.493	-0.869
11	+0.099	+0.080	-0.706	+0.092	+0.105	-0.633	+0.070	+0.128	-0.559
12	+0.226	-0.156	-0.413	+0.210	-0.118	-0.357	+0.178	-0.081	-0.302
13	+0.287	-0.297	-0.152	+0.263	-0.242	-0.129	+0.224	-0.188	-0.108
14	+0.302	-0.324	0	+0.275	-0.265	0	+0.234	-0.208	0

Nokta	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$
1	-0.048	-0.067	0	+0.042	-0.049	0	+0.034	-0.036	0
2	-0.045	-0.063	+0.024	+0.040	-0.046	+0.018	+0.032	-0.034	+0.013
3	+0.034	-0.034	+0.076	+0.031	-0.024	+0.058	+0.026	-0.016	+0.044
4	-0.012	+0.055	+0.150	+0.012	+0.046	+0.116	+0.010	+0.036	+0.088
5	-0.019	+0.212	+0.200	-0.016	+0.169	+0.155	-0.014	+0.130	+0.117
6	-0.051	+0.388	+0.173	-0.045	+0.307	+0.134	-0.040	+0.236	+0.101
7	-0.076	+0.483	+0.067	-0.066	+0.382	+0.049	-0.057	+0.292	+0.36
8	-0.088	+0.487	+0.008	-0.073	+0.385	+0.001	-0.062	+0.294	-0.002
9	-0.081	+0.485	-0.052	-0.067	+0.382	-0.047	-0.056	+0.292	-0.041
10	-0.063	+0.320	-0.271	-0.054	+0.259	-0.222	-0.048	+0.204	-0.176
11	-0.005	+0.229	-0.224	-0.005	+0.182	-0.182	-0.007	+0.141	-0.144
12	-0.042	+0.157	-0.163	+0.035	+0.121	-0.130	+0.025	+0.091	-0.101
13	-0.071	+0.091	-0.093	+0.059	+0.068	-0.074	+0.043	+0.051	-0.057
14	-0.081	+0.067	0	+0.067	+0.049	0	+0.050	+0.036	0

Nokta	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$	$\frac{M}{gr^3}$	$\frac{T}{gr^2}$	$\frac{S}{gr^2}$
1	-0.029	-0.031	0	+0.030	-0.023	0	+0.026	-0.016	0
2	-0.028	-0.028	+0.014	+0.029	-0.021	+0.011	+0.025	-0.014	+0.008
3	-0.021	-0.002	+0.058	+0.023	-0.000	+0.045	+0.020	+0.001	+0.034
4	-0.006	+0.081	+0.124	+0.010	-0.065	+0.097	+0.008	+0.051	+0.073
5	-0.016	+0.230	+0.168	-0.012	+0.182	+0.132	-0.011	+0.140	+0.100
6	-0.037	+0.397	+0.138	-0.034	+0.314	+0.108	-0.032	+0.241	+0.081
7	-0.050	+0.483	+0.031	-0.047	+0.382	+0.023	-0.043	+0.292	+0.016
8	-0.051	+0.483	-0.028	-0.046	+0.381	-0.025	-0.043	+0.292	-0.022
9	-0.033	+0.476	-0.087	-0.031	+0.375	-0.073	-0.031	+0.286	-0.060
10	-0.029	+0.254	-0.249	-0.025	+0.213	-0.210	-0.025	+0.174	-0.172
11	-0.005	+0.138	-0.152	+0.007	+0.112	-0.126	+0.005	+0.088	-0.102
12	-0.025	+0.071	-0.073	+0.026	+0.055	-0.058	+0.022	+0.040	-0.045
13	-0.031	+0.036	-0.018	+0.032	+0.027	-0.014	+0.028	+0.019	-0.011
14	-0.032	+0.031	0	+0.033	+0.023	0	+0.028	+0.016	0

TABLO NO: 7.5

7.6. (2) Sifona tesir eden dış yükler :

(1) Zati Ağırlık :

Bütün yükleme hallerinde gözönüne alınacaktır. Zati yük altında çeşitli kesitlerde meydana gelen tesirler (M.T.S.) ekli tablolarda verilmiştir.

(2) Toprak Dolgu Yükü :

Sifon inşasını takiben; minimum 1 m. kalınlıkta toprakla doldurulacağından, dolgu ağırlığı zemin özelliklerine göre;

- a) Kuru
- b) Islak
- c) Su içinde olmak üzere gözönüne alınacaktır.

Dolgu malzemesinin özgül ağırlığı γ , boşluk oranı n olduğuna göre; zemin'in kuru, ıslak ve su içindeki birim ağırlıkları aşağıdaki formüller ile verilmiştir.

$$\gamma \text{ (Kuru)} = (1-n) \gamma$$

$$\gamma \text{ (Islak)} = (1-n) \gamma + n$$

$$\gamma \text{ (Su içinde)} = (1-n) (\gamma - 1)$$

Dolgu malzemesinin özgül ağırlığı $= 2.600 \text{ t/m}^3$, boşluk oranı $n=0,30$ alınabilir.

Sifon üzerinde, dolgu yüksekliğinin az olması halinde toprağın kemerlenme tesiri ihmäl edilebilir ve üniform yayılı düşey yük,

$P = \gamma H \text{ t/m}^2$ olarak hesap edilir.

Dolgu yüksekliğinin büyük olması halinde kemerlenme tesiri ihmäl edilemeyebilir. Bu durumda

$2 B_0$: Sifonu yerleştirmek üzere açılan hendeğin taban genişliği,

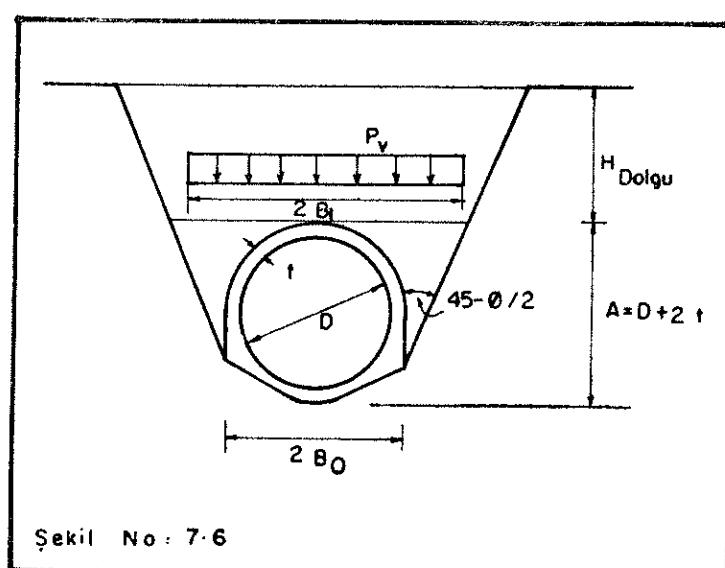
$2 B_1$: Sifon üst seviyesinde hafriyat genişliği olmak üzere;

Kemerlenme tesirini ihtiyaç eden üniform düşey yük.

$$2 B_1 = 2 B_0 + A \cdot Tg (45 - \frac{\emptyset}{2})$$

$$P_v = \gamma \cdot \frac{B_1}{K \cdot \operatorname{tg} \emptyset} \left(1 - e^{-k \cdot \operatorname{tg} \emptyset \frac{H}{B_1}} \right)$$

formülleri ile verilmiştir. Formülde γ dolgu özgül ağırlığı, \emptyset içsel sürtünme açısı k ise yaklaşık olarak 1 civarında bir katsayıdır.



Yanal toprak itkisi ise;

$P_h = H \cdot \gamma \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \theta/2)$ formülüne göre bulunur.

(3) İç Hidrostatik Basıncı :

Gözönüne alınan boru parçasında boru eksen kotu ile piozometre kotu arasındaki fark «İç hidrostatik basıncı» olarak tanımlanır. Sifon boyunca eksen kotları değişeceğinden; iç hidrostatik basıncı her noktada farklıdır. Derin vadileri geçen sifonlarda talweg civarında en yüksek yamaçlarda ise düşük basıncı vardır. Bu gibi hallerde bütün sifon borusunun hesabında en yüksek iç hidrostatik basıncıların gözönüne alınması ekonomik olmuyacağından, sifon hattını kısımlara bölerek her kısım için bulunacak iç basıncı göre hesap yapmak uygun olacaktır.

İç hidrostatik basıncı değeri $H(m)$, sifon çapı $D(m)$, et kalınlığı t ise, dairesel kesitli bir boru'da oluşan radyal çekme gerilmesinin değeri.

$$\sigma = \gamma \frac{H \cdot D}{2t} t/m^2 \text{ olup, kesitte moment ve kesme kuvvetleri oluşmaz.}$$

Pratikte uygulanan sifon kesitinin iç yüzü dairesel ise de dış yüzü daireden farklıdır. Bu nedenle iç basıncı, kesitte çekme kuvvetine ilâveten moment ve kesme kuvvetleri de oluşur. Belirtilen bu tesirler, Tablo No : 7.4'den hesaplanır.

(4.) Boru İçindeki Suyun Ağırlığı :

Sifon borusu içindeki suyun ağırlığı kesitte moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetleri hasıl eder. Bu tesirlerin değeri Tablo No : 7.4'den hesaplanır.

7.6. (3) Maksimum Kesit Tesirlerini Veren Yükleme Halinin Araştırılması :

Sifona tesir eden yükler ve bu yüklerin tesiri altında Moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetleri hesaplandıktan sonra, kesit hesaplarının yapılabilmesi için en gayri müsait yükleme hallerinin araştırılarak, superpose edilmesi, max moment ile buna tekabül eden normal kuvvet ile max normal kuvvet ve tekabül eden momentin bulunması lâzımdır.

Bunun için aşağıdaki yükleme halleri gözönüne alınmalıdır.

A — Sifon içi boş (sifondan su geçmiyor) sifon zati yükü ve sifon üzerinde dolgu ağırlığı mevcut. Sifonun bir dereyi geçmesi halinde;

1) Feyezan hali;

2) Yatağın kuru olması halerine göre etüt yapılarak, max kesit tesirleri araştırılacaktır. Bu yükleme genellikle kesitte max basıncı kuvvetini verir.

B — Sifon inşaatı bitirildikten sonra, üzerine ve yanlarına dolgu yapılmadan, sifona su verilerek basıncı tecrübe tabii tutulur ve bir kaçak olup olmadığı araştırılır. Bu durumda kesitlerde max çekme gerilmeleri doğacaktır.

C — Sifon çalışmaktadır, yani içinden su geçmektedir. Bu durumda zati yük, sifon üstündeki toprak ağırlığı ve yataktaki su olup olmamasına göre dış su yükü gözönüne alınarak tahlük yapılır. Genellikle bu yükleme kesitte max momenti verir.

7.6. (4) Kesit Hesabı :

Çeşitli yükleme durumlarına göre max Moment ve buna ait normal kuvvet, max çekme ve basıncı kuvvetleri ile tekabül eden momentler bulunduktan sonra, büyük ve küçük eksansrisite halleri için, $\frac{e}{d}$ oranlarına göre, uygulanacak hesap metodları ve formüller aşağıda ki tablolarda özetlenmiş ve sayısal örnek üzerinde gösterilmiştir.

7.7. Sifonların Şantiye'de Tecrübeleri:

Genellikle pratikte karşılaşılan sulama sifonlarında iç basıncı 1 atmosfere ($=10 \text{ m'ye}$) bile erişmediğinden bu tip alçak tazyikli sifonların «hidrostatik testi», basit olarak mansap kanalı taban seviyesinde suyla doldurulup sifon gövdesi üzerinde ve özellikle ek yerlerinde sızcılı olup olmadığı hususu gözle araştırılarak yapılmaktadır.

Derin vadileri aşan yüksek iç basıncı sifonlarda ise, (genellikle 30 metreyi aşan iç tazyiklerde) sifon, normal işletme basıncının 1.25 misli bir basıncı tabi tutularak tecrübe edilir ve test basıncına 3 katemede erişilir. Her katemede sızdırmazlık kontrolü için yeteri kadar zaman bırakılmalı ve su ile doldurma esnasında sifon'un uygun bir şekilde havalandırılmasına dikkat edilmelidir.

Malatya Akçadağ Sulaması III. kısım inşaatına dahil, Ana kanal $16+911 - 17+175$ km'leri arasındaki Polat Deresi Sifonunda, basınç tecrübe esnasında sifon başındaki kapak kaynaklarından kopup, sifondaki suyun boşalması sebebi ile, sifon içinde meydana gelen vakum sifonu burkarak fotoğraflarda görüldüğü şekilde sokmuştur. Deney iç basınç değerini 1.25 katına çıkararak yapılmıştır, bunun için $1290,35 \text{ m}$. kotuna bir su deposu konmuş (Şekil No : 7.7) ve 1 inçlik bir boru ile sifon'un çıkış rakortmanına bağlanmıştır.

Çelik sifonun ucu Şekil No : 7.7'de görüldüğü gibi çelik bir kapaklı kaynak yapılmak suretiyle kapatıldıktan sonra sifon su ile doldurulup çıkış rakortmanın ağızı yine çelik dikdörtgen bir kapakla civatalanmak suretiyle kapatılmıştır. Bu şekilde sifon deneye hazır vaziyete getirilip basıncı 1.25 kata çıkarmak üzere depo su ile doldurmaya başlanmıştır. Depoda su, $1290,35 \text{ m}$. kotuna eriştiğinde KI kapağının bulunduğu yerdeki basınç $56,92 \text{ m}$. su basıncına ulaşınca kapak kaynaklarından koparak fırlamış ve sifondaki su aniden boşalmaya başlamıştır. Depoya bağlı 1 inçlik boru sifon'un çıkış kısmında meydana gelen vakumu doldurmadığından, sifon içinde vakum ve dışında 1 atmosferlik bir basınç tesiri ile fotoğraflarda görüldüğü şekli almıştır.

$$\text{Çelik sifonu burkan kritik burkulma yükü, } q_{kr} = \frac{Et^3}{4(1-v^2) ro^3} \text{ dür.}$$

(Theory of Elastic stability, Stephen P. Timoshenko, Sayfa 289 formül 7-11)

Bahis konusu sifon için

t =Çelik et kalınlığı = 8 mm = 0,8 cm.

E =Çeliğin elastisite modülü = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

v =Poison katsayısı =0,3

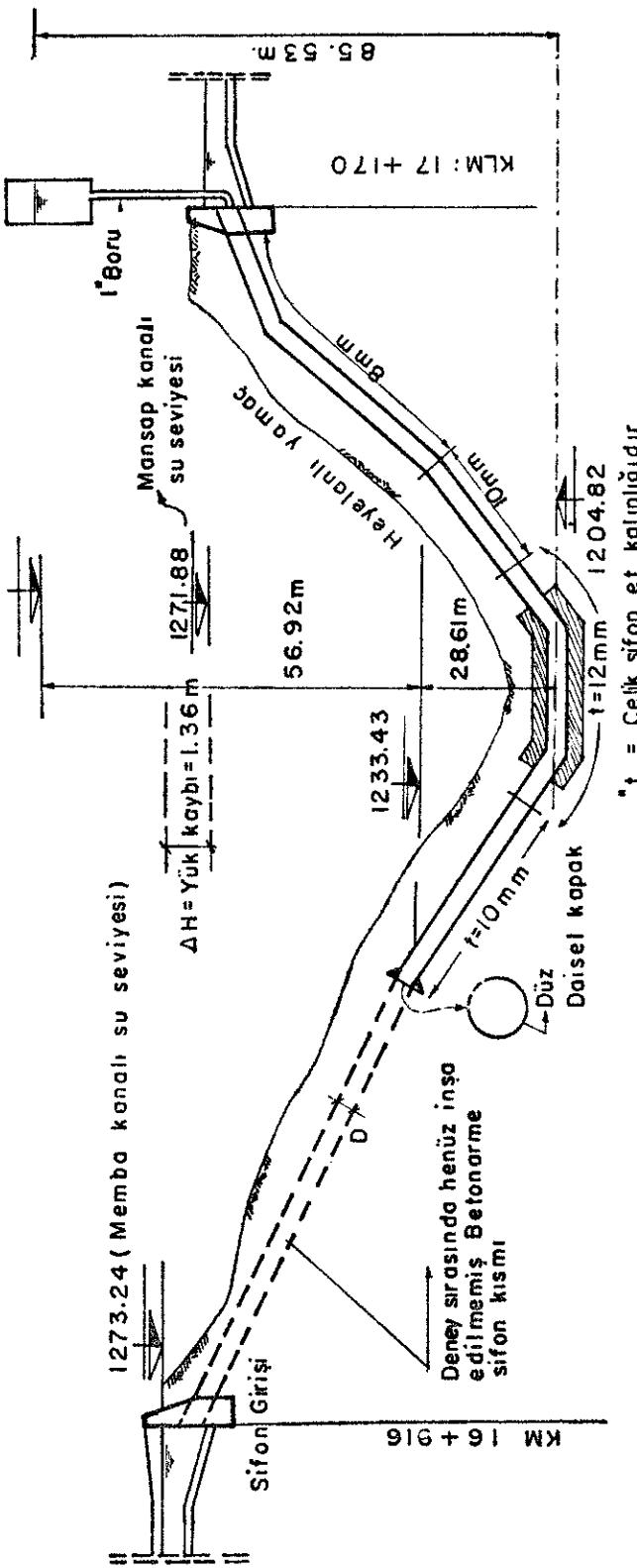
ro =Sifon yarıçapı = 120 cm.

$$q_{kr} = \frac{2.1 \times 10^6 \times 0.8^3}{4(1-0,3^2) \times 120^3} = 0,171 \text{ kg/cm}^2 < 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1 atmosfer)}$$

Bu durumda sifon'un 1 atmosfere dayanmasının imkânsız olduğu görülmektedir.

Burkulmanın olmaması için deney esnasında vakum meydana getiren sifondaki suyun boşalması olayını önlemek gereklidir, bu da ancak sifon başına konan kapağın deney esnasındaki su basıncına dayanabilecek biçimde inşa edilmesi ile mümkündür. Sifon borusu ucuna kaynaklanan kapak düz bir kapak olmayıp, küresel bir kapak olsa idi, kaynak sadece çekmeye çalışacak, moment almayıp idi. Belirtilen nedenler ile, hidrostatik tecrübe esnasında boru ucunu tıkamak için, küresel kapak kullanılmalı ve kapağın maruz kalacağı yüklerde göre dikkatli bir hesabı yapılmalıdır.

1290. 35 (Test basınç seviyesi)



1- Max Hidrostatik Basınç:(H_{max})

$$H_{\text{max}} = \text{Membə Kanal Sukotu} - 1204.82 = 1273.24 - 1204.82 = 68.42 \text{ m}$$

2-Test Basıncı :

$$H_t = 68.42 \times 1.25 = 85.53$$

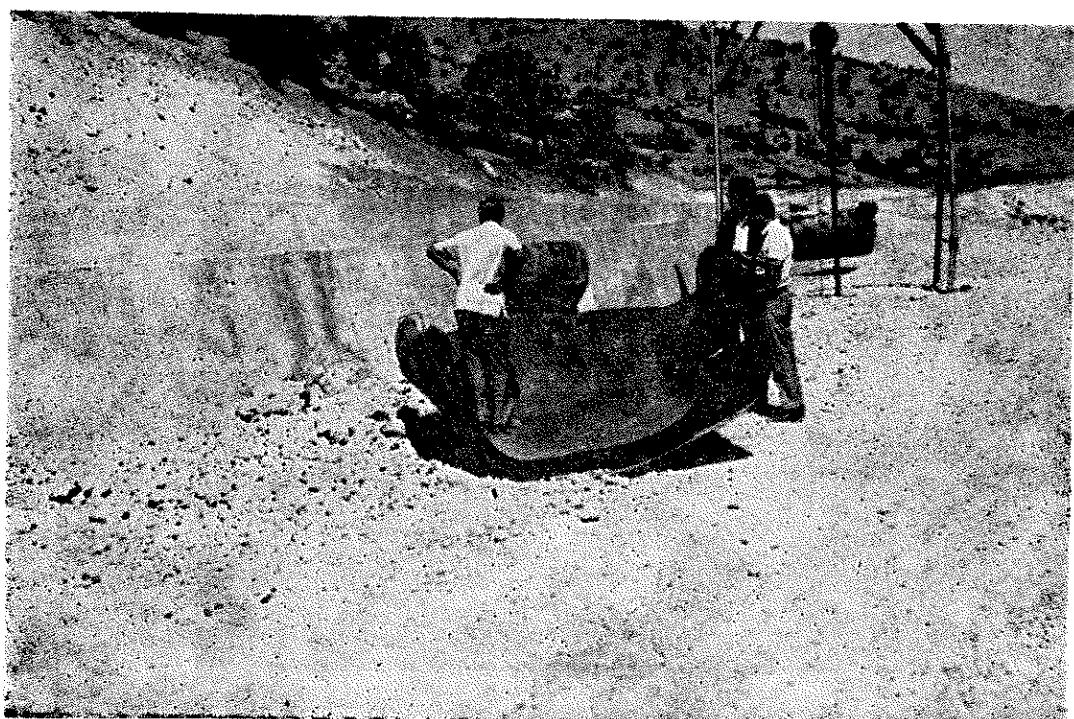
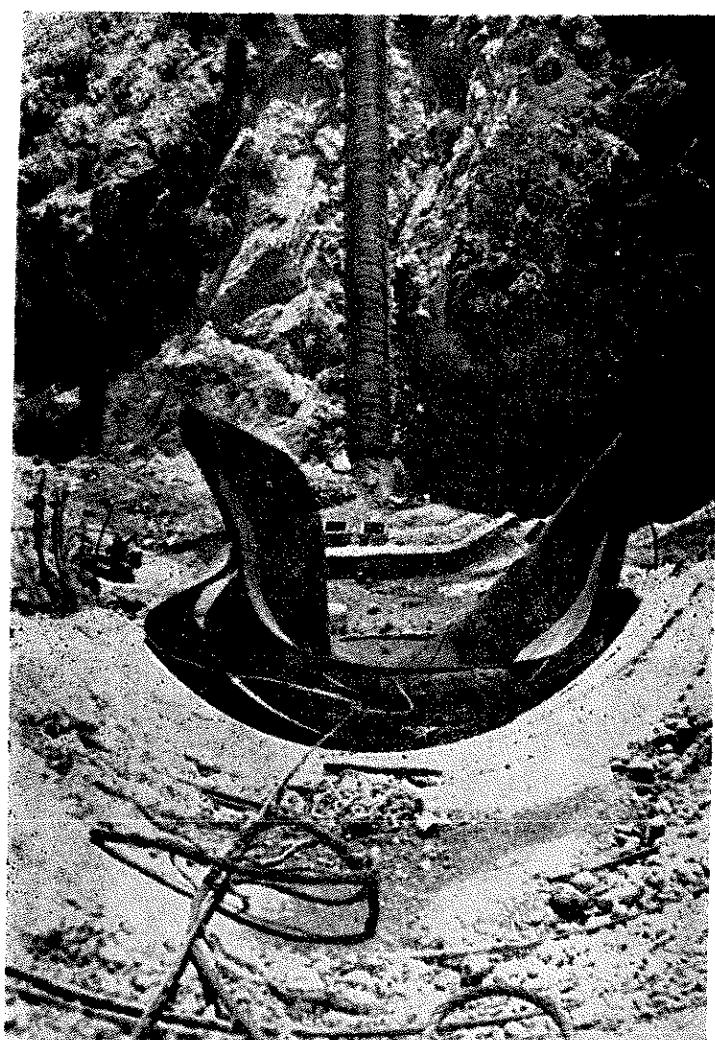
3-Test sırasında tıkaç kapısına etkiyen max basınç (P)

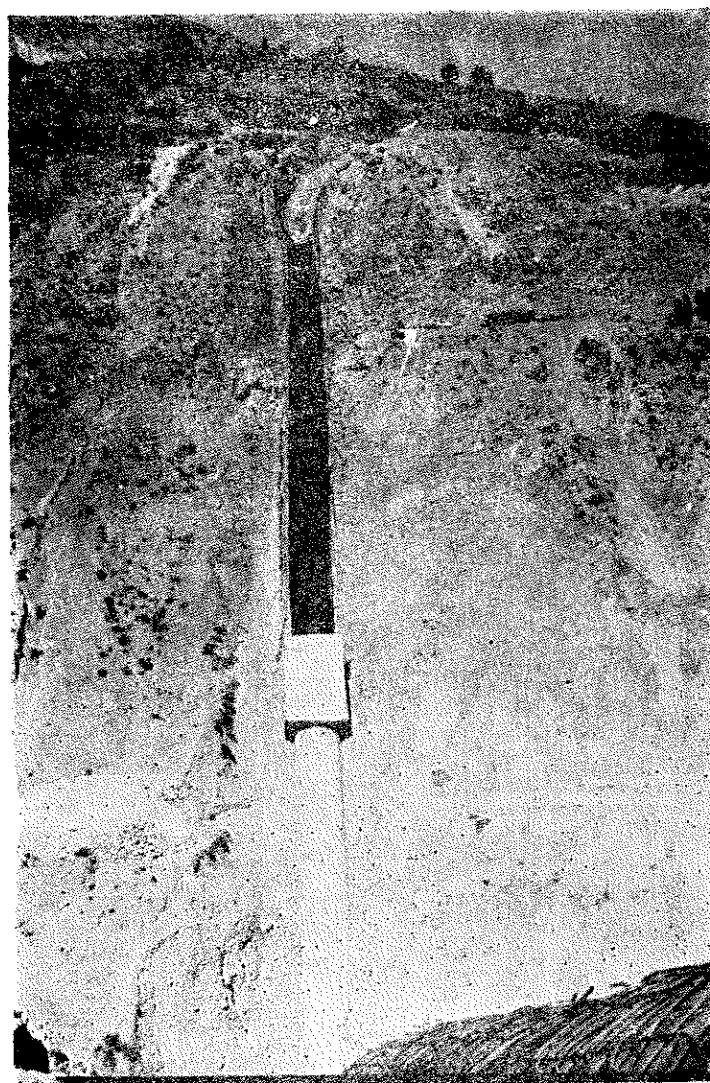
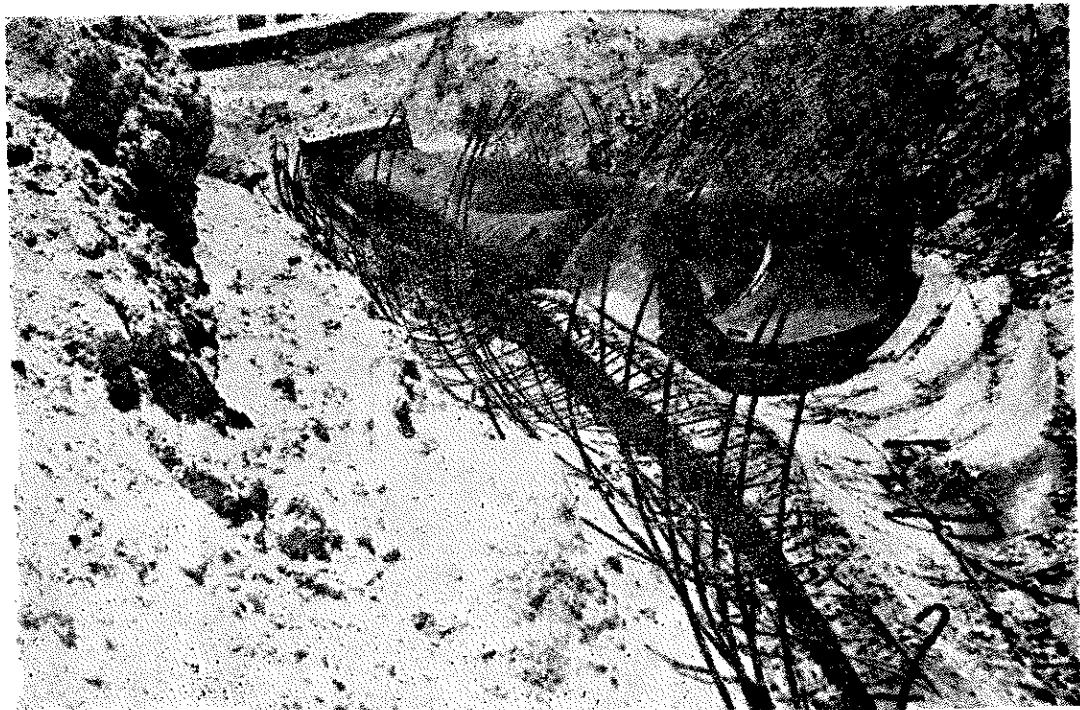
$$P_{\text{max}} = 56.92 \text{ m} \times 5.692 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

ŞEKLİ NO: 7-7 Malatya Akçadağ Sulaması Polat deresi Sifonu Sematik Profili

FOTOĞRAFLAR:

Tecrübe esnasında burkulma sonucu tahrip olan
Çelik sifona ait resimler:





7.8. Sifon Yardımcı Yapıları :

- 1 — Tahliye Vana ve Bacaları : Bu yapılar aşağıdaki maksatlar için kullanılır.
 - a) Sifonda meydana gelecek arızanın tamiri maksadıyla sifon borusundaki suyu tahliye etmek,
 - b) Sulama mevsimi haricinde, özellikle kış mevsiminde boru içindeki suyun donarak sifonu tahrip etmesine mani olmak,

Tahliye vanaları boru güzergâhi üzerinde en düşük noktaya yerleştirilmelidir. Topografik durum müsait olduğu takdirde, sifondaki suyun boşaltılması, cazibe ile yapılabilir. Topografik durum müsait değilse pompaj ile tahliye gerekebilir.

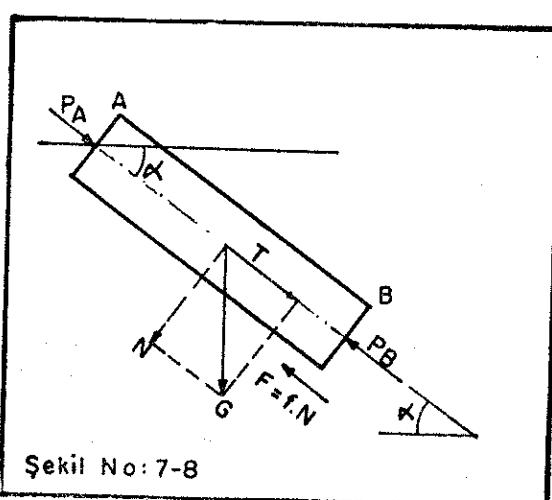
Pratikte uzunluğu 20 metreye kadar olan kısa sifonlar için tahliye vana ve bacaları kon-mamakta seyyar pompaların hortumları sifon içine sarkıtılarak, gerektiğinde tahliye yapılmaktadır.

2 — Temizleme Bacaları :

Sifon içinde biriken sürüntü malzemelerinin temizlenmesini gerektiren hallerde bu bacalar hizmet görür ebadları sifon içine insan girebilecek şekilde tesbit edilmelidir. Temizleme ve tahliye bacaları birleştirilerek ekonomi sağlanabilir.

7.9. Sifon Borularının Dik Meyilli Arazide Tesbiti :

Çok dik meyilli yamaçlarda; sifon'un stabilitesini tahlük etmek gerekir. Aşağıda L boylunda bir AB boru parçasına tesir eden kuvvetler gösterilmiştir.



Boru Kaydırıcı Kuvvet :

$$K = T \pm (P_A - P_B) - F \text{ dir.}$$

Borunun kaymasına karşı koyan
Kuvvet (F)

$$F = f \cdot N \text{ dir.}$$

Burada (f) boru ile zemin arasındaki sürtünme katsayısıdır. Aşağıda beton ile zemin arasındaki sürtünme katsayıları tablo halinde verilmiştir.

	f
1 — Sağlam Kaya ve gayri muntazam yüz	0,8
2 — Kaya Çatlaklı, Damarlı	0,7
3 — Çakıl ve Kaba kum	0,4
4 — Kum	0,3
5 — Silt ve kil hususi test ister.	—

Meyil, su akışı istikametinde ise ($P_A - P_B$) ilâve edilir, aksi yönde ise çıkarılır. Yani su akış istikameti meyile nazaran aksi yönde ise

$$K = T - (P_A - P_B) - F \text{ olur.}$$

Genellikle gözüne alınan boru parçasının boyu kısa olup (meselâ bir metre gibi) $P_A - P_B = 0$ alınırsa,

$$N = G \cdot \cos\alpha$$

$$T = G \cdot \sin\alpha$$

$$fN = fG \cdot \cos\alpha$$

olduğundan

$$K = G \cdot (\sin\alpha - f \cdot \cos\alpha)$$
 olur.

$$\sin\alpha - f \cdot \cos\alpha = 0$$
 yani $f = \tan\alpha$ olursa $K = 0$ dır.

O halde $\tan\alpha < f$ için kayma olmaz. Eğer $\tan\alpha > f$ olursa boru kayar, tesbit etmek lâzımdır.

Bir misâl olarak $f = 0,30$ alınırsa;

Boruyu kaydırımıya çalışan kuvvet

$$K = G \cdot (\sin\alpha - 0,30 \cdot \cos\alpha)$$
 dır.

$\tan\alpha = 0,30$ yani $+16^\circ 42''$ (Meyil % 30) için $K = 0$ dır. O halde sifon'un geçtiği yamaç meyli % 30 dan büyük ise; ankraj gerekecektir.

7.10. Çelik Kaplı B.A. Sifonlar :

Derin vadileri aşan sifonlarda; genellikle 35-40 metre iç tazyiki aşan kısımlarda; içi çelik dışı beton ile korunmuş sifonların tercih edilmesinin ekonomik ve teknik nedenler ile uygun olduğu hususuna daha önce debynmiş idi. Şimdi kısaca bu tip sifonların hesap esaslarına debynilecektir.

1 — İç basıncın cidarda meydana getirdiği çekme gerilmesinin bir kısmı çelik saç tarafından alınsa ve arta kalan çeliği saran B. Arme sisteme intikal etse bile, bu ancak Betonarme demirleri tarafından karşılaşacaktır. O halde bu kuvvet yine demire intikal edecektir ve çelik saçtan tasarruf edilen kesit bu kez B.A. demiri olarak beton içinde tekrar kullanılacağından ekonomi yönünden bir faydası olmayacağından.

2 — B. Arme ile çelik saç müsterek çalışma sisteme göre hesap edildiği zaman, inşaat esnasında bunun sağlanamaması halinde sistem elemanlarının müstakilen çalışmak zorunda kaldığı kısımlarda bazı arızalar meydana gelebilecektir.

Yukarıda belirtilen iki düşüncenin işiği altında çelik saçın sadece hidrostatik basıncı alacak şekilde hesap edilmesi uygun olacaktır. Bu durumda B. Arme kismı, yalnız sifon üzerindeki toprak yükünü taşıyacaktır. Bu hususun detaylı teknik etüdü E. Masonyi'nin Water Power, Development isimli eserinin 1. cildinde yapılmıştır. İki sistemin statik yönden müstakil çalışmasını temin için, sifon borusu altındaki grobenton altlık üzerine çelik boru monte edilecek boyandıktan sonra, Betonarme kismı, boru içerişine su doldurulmak suretiyle inşa edilmelidir.

Çelik saçın kalınlığı (m olarak) aşağıdaki formüllere göre hesap edilebilir :

$$e = \gamma \frac{D \cdot H}{2 \sigma} + C$$

γ : Suyun Özgül ağırlığı (1000 kg/m^3),

H : Mamba kanalındaki su seviyesi ile, boru ekseni arasındaki kot farkı (İç basıncı) (m)

D : Boru iç çapı,

σ : kg/m^2 olarak çeliğin çekme emniyet gerilmesi,

C : Pas payı (2 ilâ 3 mm. alınabilir) dır.

Cekme borularda, $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$

Kaynaklı borularda ise $\sigma = 900 \text{ kg/cm}^2$ alınabilir. Belirtilen emniyet gerilmelerinde, kaynak randıman katsayısi gözüne alınmıştır.

Hesap neticesinde bulunan et kalınlıkları piyasada mevcut boyutlara göre yuvarlatılmıştır. (Piyasada et kalınlıkları 2 mm. aralıkla değişmektedir.)

Çeliğin buruşmaması için, Minumum boru et kalınlığı ise; Allievi formülüne göre hesaplanır.

$$e_{\min} = D_i \sqrt[3]{\frac{K \cdot P}{2E}} = \frac{D_i}{\sqrt[3]{2E}} \quad (\text{Allievi Formülü})$$

Burada :

e_{\min} : cm olarak borunun minumum et kalınlığı

D_i : Boru iç çapı

K : Katsayı ($k=1$ alınabilir)

P : Atmosfer basıncı ($P = 1 \text{ kg/cm}^2$)

E : Çeliğin elastisite modülü

($E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) göstermektedir.

Allievi formülünde ayrıca bir pas payı düşünülmemiş olup, bu husus emniyet faktörünü içinde mütalaa olmaktadır.

Yüksek iç basınçlarda, iç basınçca göre belirlenen çelik et kalınlığı, atmosfer basıncından ileri gelecek deformasyonları önleyebilsede; nisbeten düşük iç basınçlarda Allievi şartına göre hesaplanan minumum et kalınlığı iç basınçca göre gereken değerden fazla olabilir.

Yukarda belirttiğimiz formülleri bir misal üzerinde inceleyecek olursak :

2 metre iç çaplı sifon borusu $H=60$ metrelük bir tazyike maruz ise,

$$e = \frac{1000 \times 2 \times 60}{2 \times 9.000.000} + 0,002 = 9 \text{ mm}$$

Bu değeri piyasada mevcut et kalınlığına yuvarladığımız takdirde $e=10 \text{ mm}$ olur. Allievi şartına göre minumum et kalınlığı ise,

$$e_{\min} = \frac{D_i}{\sqrt[3]{2E}} = \frac{2}{\sqrt[3]{4.2 \times 10^6}} = 12 \text{ mm.}$$

gördüğü üzere Allievi şartına göre hesaplanan minumum et kalınlığı iç basınçca göre gereken değerden fazla olmaktadır.

7.11. Sifon İnşaatında Dikkat Edilmesi Gereken Bazı Hususlar :

Uygulamada, sifonlarda zaman zaman önemli su kaçakları ve patlamalarla karşılaşılmalıdır. Bu nedenler ile özellikle büyük iç basınçlara maruz sifonların inşası özel bir itinayı gerektirir ve aşağıda belirtilen hususların gözönünde tutulması lâzımdır.

- 1 — Beton dökülmesi esnasında ayrışma(segregasyon) önleyici tedbirler alınmalıdır.
- 2 — Beton dökümü esnasında demirlerin yerinden oynamamasına dikkat edilmelidir. Özellikle büyük çaplı ve çift teçhizatlı sifonlarda, iç ve dış yüzlerdeki dairesel demirler arasında pratikte «firkete» olarak isimlendirilen parça demirlerin kullanılması gereklidir.
- 3 — Sifon kesitinde boyuna derz, «soğuk derz», yapılmasından kesinlikle kaçınılmalıdır. Sifonano uzunlukları, standart demir uzunlukları ile sınırlanmış olup genellikle 11.85 m. olarak alınmaktadır. (Standart kalın demir boyu 12 m. dir) Sifonların genellikle en

zayıf noktaları anolar arasındaki enine derzler olup, sifon boyu üzerinde enine derz adedini, ano boyalarını 11.85 m. den az alarak artırmamak gereklidir. Netice olarak, beton döküm tesislerinin kapasitesi ve günlük vardiyeye adedi, her 11.85 m.ano, boyuna derz bırakılmadan tek seferde dökülecek şekilde seçilmelidir.

4 — Sifonlarda enine derz yerlerinde; sızdırmazlığı sağlamak üzere, lâstik conta kullanılmalıdır. Şekil No : 7.9'da pratikte kullanılan 4 tip lâstik conta gösterilmiştir. (A.B.G ve H tipleri) Bu tiplerin seçiminde aşağıdaki kriterler uygulanmalıdır.

(a) Sifon gövdesinin oturduğu temel tabakasında, deformasyonların fazla olacağı tahmin ediliyor ise, ortası delik A ve H tiplerinden birisini, aksi halde (B) tipini seçmelidir.

(b) İç basıncın 1 atmosfer'den ve iç çapın 2.00 m'den küçük olması halinde 150 mm. boyundaki B ve H tiplerinden birisi (a) maddesinde belirtilen esasa göre seçilir. İç basıncının 1 atmosfer (10 m) den ve iç çapın 2.00 metre'den büyük olması halinde ise, A tipi lâstik conta seçilmelidir.

Tek teçhizatlı sifonlarda derz yerlerinde eliptik teçhizat arasına lâstik containın yerlesitilebilmesi için beton et kalınlığının 10 cm. artırılmasına kesinlikle zaruret vardır. (Şekil No : 7.11) lâstik contalar kullanılmadan önce, laboratuvara deneye tabi tutulmalı ve aşağıda belirtilen özellikleri haiz olmalıdır.

a. Ana polimer, tabiî kauçuk veya butadien - strien co - polimeri veya bunların karışımı olmalı, bileşim hacimce % 70 polimer, kalan kısım ise karbon siyahı, çinko oksid v.s. gibi dolgu maddeleri, katalizörler, antioksidanlar, sertleştirici ve plâstikleştirici maddelerden müteşekkil olmalıdır.

b. Dış görünüşleri pürzsüz, gözeneksiz ve deliksiz olmalıdır.

c. Her kesiti homojen yapıda ve boşluksuz olmalıdır.

d. Enine olarak 50 mm. çapında bir demir çubuk etrafında 180° katlandığında ek yerleri veya diğer kısımlarda herhangi bir ayrılma, çatlama, yırtılma olmamalıdır.

e. Lastik Conta özellikleri aşağıda verilen değerlere uygun olmalıdır.

— Çekme mukavemeti Min. 200 Kg/cm²

— Kopma anındaki uzama miktarı Min. 450 %

— Sertlik miktarı 60 - 70 «Shore A»

— Özgül ağırlık 1.15±0.03 Gr/cm³

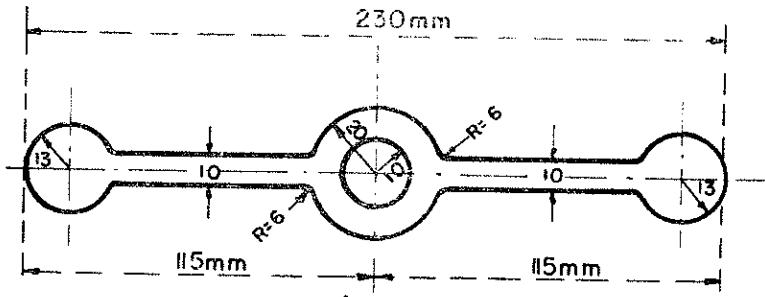
— Su emme (2 gün 70°C de) Max. 4 % (Kuru madde ağırlığına göre)

— Basınç durumu (Sabit Sapma) Max. 25 % (Orijinal sapırma miktarına göre)

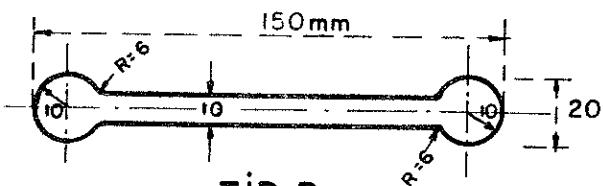
— Yaşlandırma deneyi, çekme mukavemeti (Orijinal çekme mukavemeti % si cinsinden) Min. 80 %

— Uzama miktarı (Orijinal uzama miktarı % si cinsinden) Min. 80 %

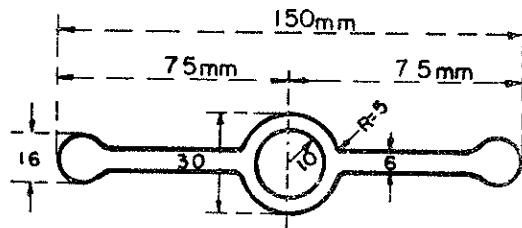
50 metreye kadar olan lâstik contalar 1 gurup kabul edilir. Her guruptan alınacak numune miktarı ek yeri tam ortada olmak üzere 1 metredir. Alınan bu numuneler üzerinde deneyler yapılarak, yukarıda belirtilen şartların gerçekleşip gerçekleşmediği araştırılır.



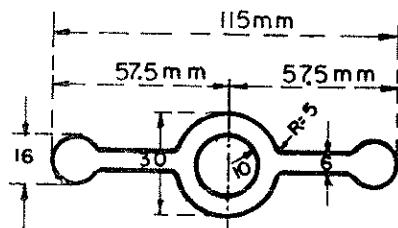
TİP : A



TİP : B



TİP : H



TİP : G

TOLERANSLAR :

Genişlikte tip : A için ± 6 mm

• tip : B, G ve H için ± 3 mm

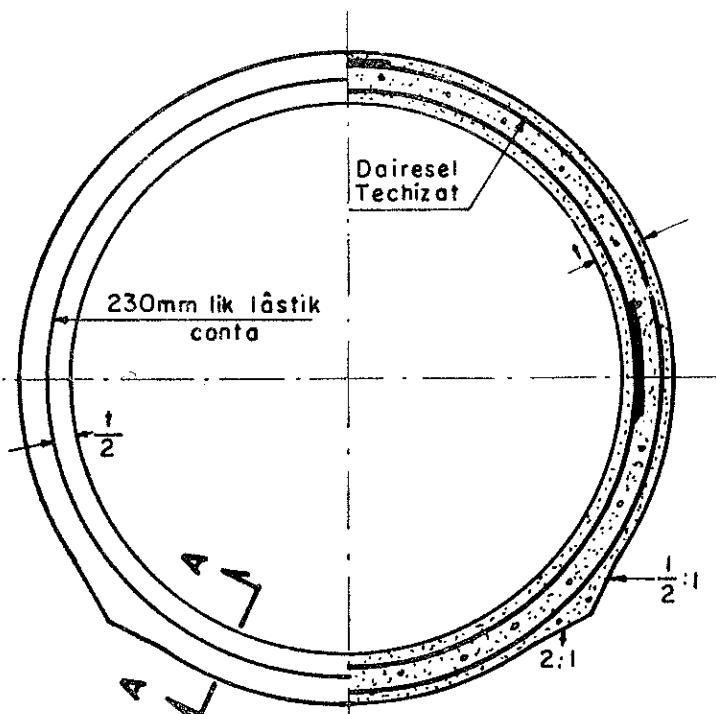
Eti kalınlığı veya yuvarlakların çapında $+ 1.5$ mm, $- 0.8$ mm

Orta yuvarluğun eti kalınlığında tip : A için $+ 3$ mm, $- 1.8$ mm

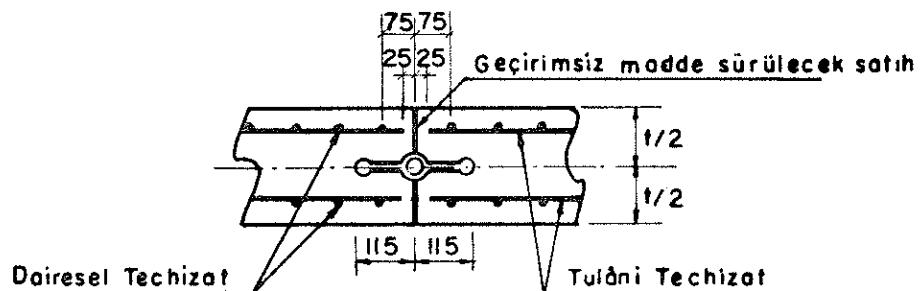
" " " " tip : G ve H için $+ 2.5$ mm $- 0.8$ mm

Şekil No 7.9 Löstik Conta tipleri

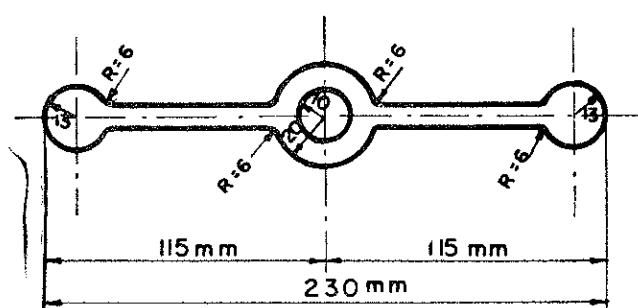
I. HAL ÇİFT TECHİZAT



I/2 DERZDE SİFON KESİTİ I/2 SİFON KESİTİ



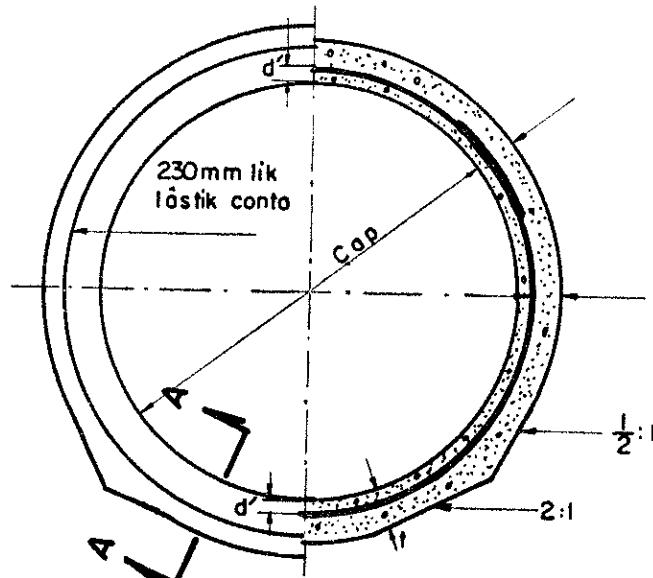
DERZDE A-A KESİTİ



230 mm İkili A Tipi LASTİK CONTA

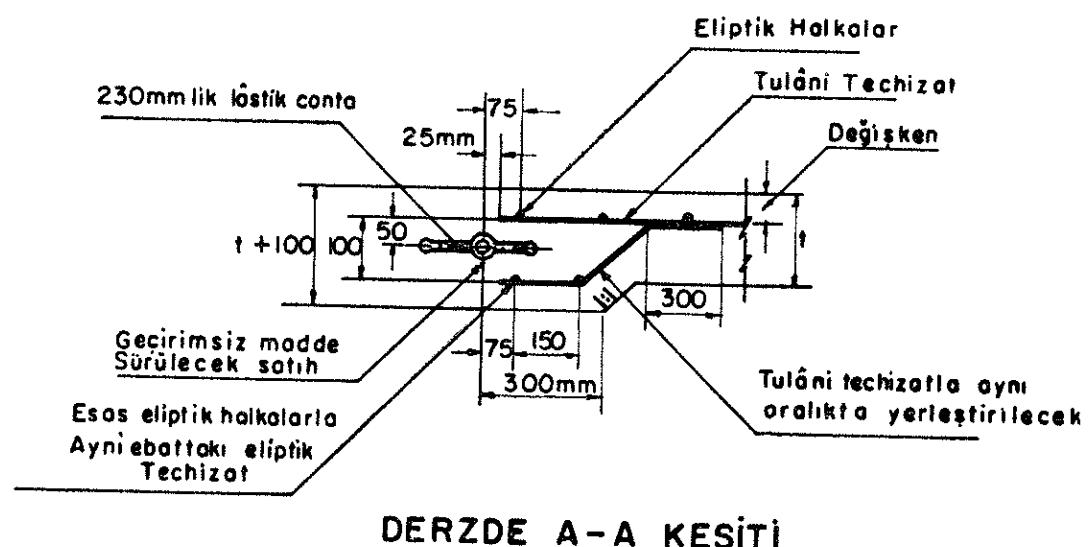
Şekil No: 7-10 - Lastik conta derz detayı (Çift techizat)

2.HAL: TEK TECHİZAT



I/2 DERZDE SİFON KESİTİ

I/2 SİFON KESİTİ



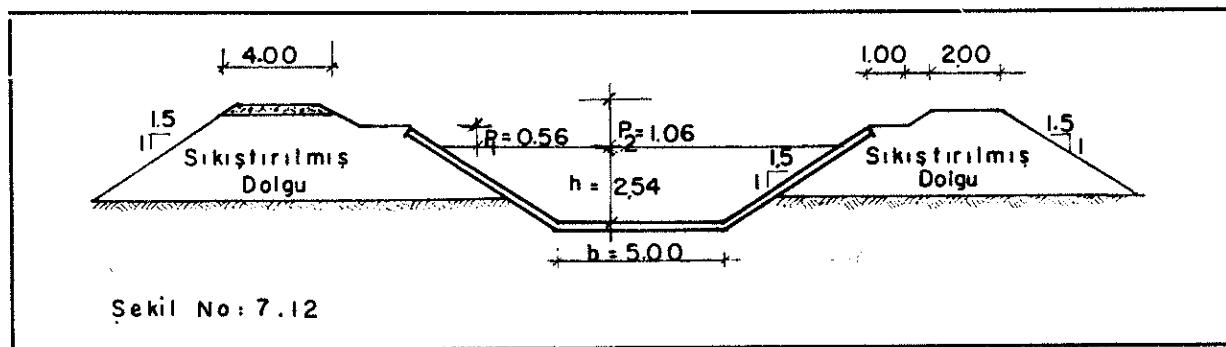
DERZDE A-A KESİTİ

Şekil No: 7. II - Löstik Contali derz detayı (Tek techizat)

7.12. Sayısal Örnek :

Aşağıda kesiti ve karakteristikleri verilen kanal üzerinde bir sifon inşa edilecektir. Sifon'un geçtiği dere kesiti, sifon boyuna profili ve kotlar Şekil No : 7.38'de verilmiştir.

b (m)	h (m)	1/m	F (m ²)	R	n	I	Q m ³ /sn	V m/s	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)
5.00	2.54	1/1.5	22.38	1.581	0,016	0,0003	26.85	1.20	0,073	0,56	1.06



Sifon'un hesabı daha önce incelenen hususların ışığı altında aşağıda ayrıntılı olarak yapılmıştır.

Hesaplar iki ana bölümde toplanmıştır.

- 7.12. (1) — Sifon'un hidrolik hesabı
- 7.12. (2) — Sifon'un statik ve betonarme hesabı

7.12. (1) — HİDROLİK HESAPLAR :

1) Rakortman boyunun hesabı :

Trapez kanal kesiti ile dairesel sifon kesiti arasında, kırık düzlemlü bir geçiş yapılacaktır. Geçiş boyu daha önce verilen formüle göre hesap edilecektir.

$$L = \frac{b + 2n(d + f) - D_{\text{sifon}}}{2 \tan \theta}$$

$150 < \theta < 25^\circ$ olup, $\theta = 20^\circ$ alınmıştır.

Buna göre :

$$L = \frac{5.00 + 2 \times 1.5 (2.54 + 0.56) - 3.70}{2 \times 0.364}$$

$$L = \frac{5.00 + 3.00 (3.10) - 3.70}{0.728} = 14,56$$

$L = 15,00$ m. alındı.

2) Sifon Çapının Tayini :

$\min V$ (Sifon içinde) = 1,5 V kanal

$\max V$ (sifon içinde) = 3 m/sn.

D çapı yukarıdaki şartları sağlayacak şekilde 3,70 m. olarak seçildi.

3) Sifon Boyunca Yük Kayıplarının Hesabı :

a — Giriş Rakortman Kaybı (h_1)

$$h_1 = 0,5 \left(\frac{V^2 s}{2 g} - \frac{V^2 k}{2 g} \right)$$

$$V_s = \frac{Q}{F} = \frac{26.85 \times 4}{3.14 \times 3.70^2} = 2.50 \text{ m/sn.}$$

$$h_1 = 0,5 \left(\frac{2.50^2}{2 g} - \frac{1.20^2}{2 g} \right)$$

$$h_1 = 0,12 \text{ m.}$$

b — Giriş Rakortmanında Sürtünme Kaybı : (h_2)

$$h_2 = L_r (\text{rakortman boyu}) \times \frac{l_{\text{kanal}} + l_{\text{sifon}}}{2}$$

$$h_2 = 15.00 \frac{0.0002 + 0.00136}{2}$$

$$h_2 = 0,01 \text{ m.}$$

(Sifon hidrolik meylinin hesabı için sayfa No : 7.32'e bak)

C — Izgara Kaybı (h_3)

$$h_3 = k_3 \frac{V^2 \text{ sifon}}{2 g}$$

$$k_3 = 1.45 - 0.45 \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g} \right)^2$$

a_n = Izgara çubukları arasındaki net alan

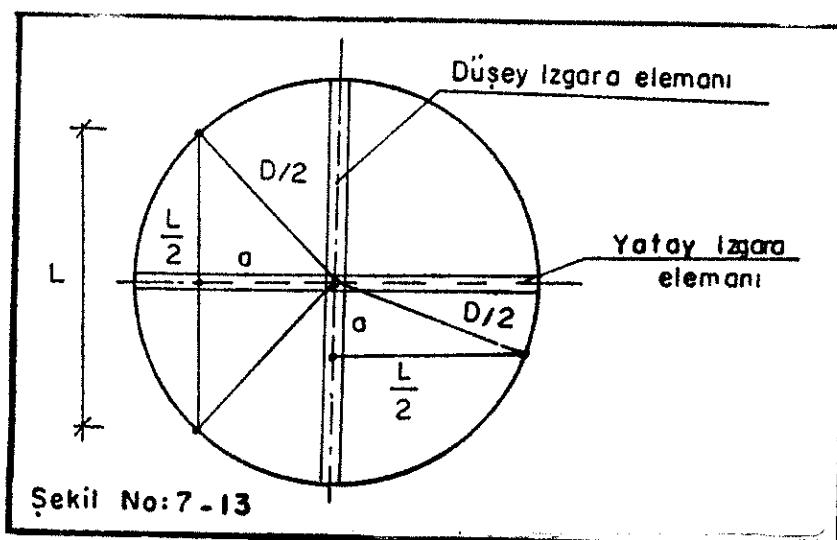
a_g = Izgaranın toplam alanı

$$a_g = \frac{\pi D^2}{4} = 10,745$$

$$\frac{L^2}{4} = \frac{D^2}{4} - a^2 \quad L = 2 \sqrt{\frac{D^2}{4} - a^2} \quad (\text{Şekil No : 7.13})$$

$$L = \sqrt{D^2 - 4 a^2}$$

$$L = \sqrt{13,69 - 4 a^2}$$



a	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	1,85	ΣL (m)
L	3,66	3,56	3,39	3,11	2,73	2,16	1,20	0,00	19,81

Düşey lamaların alanı :

$$0,01 (2 \times 19,81 + 3,70) = 0,4332$$

Yatay Izgara Elemanları : (50 cm. ara ile)

a	0,50	1,00	15,0	$\Sigma L'$
L	3,56	3,11	2,16	8,83

Yatay lamaların alanı (50×10 mm.)

$$0,01 (2 \times 8,83 + 3,70) = 0,2136 \text{ m}^2$$

$$an = 10,745 - (0,4332 + 0,2136) = 10,0982 \sim 10,1$$

$$k_3 = 1,45 - 0,45 \frac{10,100}{10,745} - \left(\frac{10,100}{10,745} \right)^2$$

$$k_3 = 1,45 - 0,45 \times 0,94 - 0,885$$

$$k_3 = 1,450 - 0,424 - 0,885 = 0,141$$

$$h_3 = k_3 \frac{Vs^2}{2 g} = 0,141 \times \frac{2,50^2}{19,62} = 0,0449$$

$h_3 = 0,05$ alındı.

d — Sifon borusunda sürtünme kaybı (h_4)

$$ls = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2, \quad V = 2,50, \quad R = \frac{D}{4} = 0,925, \quad n = 0,014$$

$$ls = \frac{2,50^2 \times 0,014^2}{0,925^{4/3}} = 0,00136$$

Sifon boyu (bak Şekil No : 7.38)

$$L = 23,56 + 48,00 + 22,94 = 94,50$$

$$h_4 = ls \cdot L = 0,00131 \times 94,50 = 0,129 = 0,13$$

$$h_4 = 0,13$$

e — Dirsek Kaybı : (h_5)

Sifon üzerinde 20° sapma açılı 2 adet dirsek mevcuttur ve dirseklerde $\frac{R}{D} = 2$ alınmışdır.

Şekil No : 7.3'dan $\Delta = 20^\circ$ ve $R/D = 2$ için yük kaybı katsayıısı $k = 0,038$ bulunur.

$$h_5 = k \cdot \frac{Vs^2}{2 g} = 0,38 \times 0,32 = 0,01$$

2 adet dirsekte kayıp

$h_5 = 0,02$ m. bulunur.

f — Çıkış Rakortman Kaybı (h_6)

$$h_6 = 0,7 \left(\frac{Vs^2}{2 g} - \frac{V k^2}{2 g} \right)$$

$$h_6 = 0,7 \cdot (0,32 - 0,07) = 0,17$$

$$h_6 = 0,17 \text{ m.}$$

g) Çıkış Rakortmanında Sürtünme Kaybı : (h_7)

$$h_7 = 15,00 \frac{0,002 + 0,00136}{2} = 0,01$$

$$h_7 = 0,01 \text{ m.}$$

$$\text{Toplam kayıp : } h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7$$

$$= 0,12 + 0,01 + 0,05 + 0,13 + 0,02 + 0,17 + 0,01$$

$$= 0,51 \text{ m.}$$

4) Sifon Girişinde Serbest Akım Tahkiki :

Q_{\max} için tahkik yapılacaktır.

$$0,50 \times 26,85 = 13,425 \text{ m}^3/\text{sn.}$$

Sifon borusu giriş meyli :

$$h = 44,19 - 36,82 = 7,37 \quad L = 23,56 \quad (\text{Bak Şekil No : 7.38})$$

$$S = \frac{7,37}{23,56} = 0,31$$

Q = $13,425 \text{ m}^3/\text{sn.}$ debi için, dairesel sifon borusunda üniform su derinliği :

$$\frac{Q \cdot n}{D^{8/3} S^{1/2}} = \frac{13,425 \cdot 0,014}{3,70^{8/3} \cdot 0,31^{1/2}} = 0,0102$$

$$\text{Tablo No : 5.2'den, } \frac{d}{D} = 0,125 \quad \frac{A}{D^2} = 0,0567$$

$$d = 3,70 \times 0,125 = 0,46 \text{ m.}$$

$$A = 3,70^2 \times 0,0567 = 0,776 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{13,425}{0,776} = 17,30 \text{ m/sn.}$$

Dm. hidrolik derinliğin hesabı :

$$Dm = CD, \quad \frac{d}{D} \text{ oranına göre C değerleri}$$

Tablo No : 5.6'da verilmiştir.

$$\frac{d}{D} = 0,125, \quad C = 0,085, \quad Dm = 3,70 \times 0,085 = 0,315$$

Dm hidrolik derinliğine göre, Froude sayısı

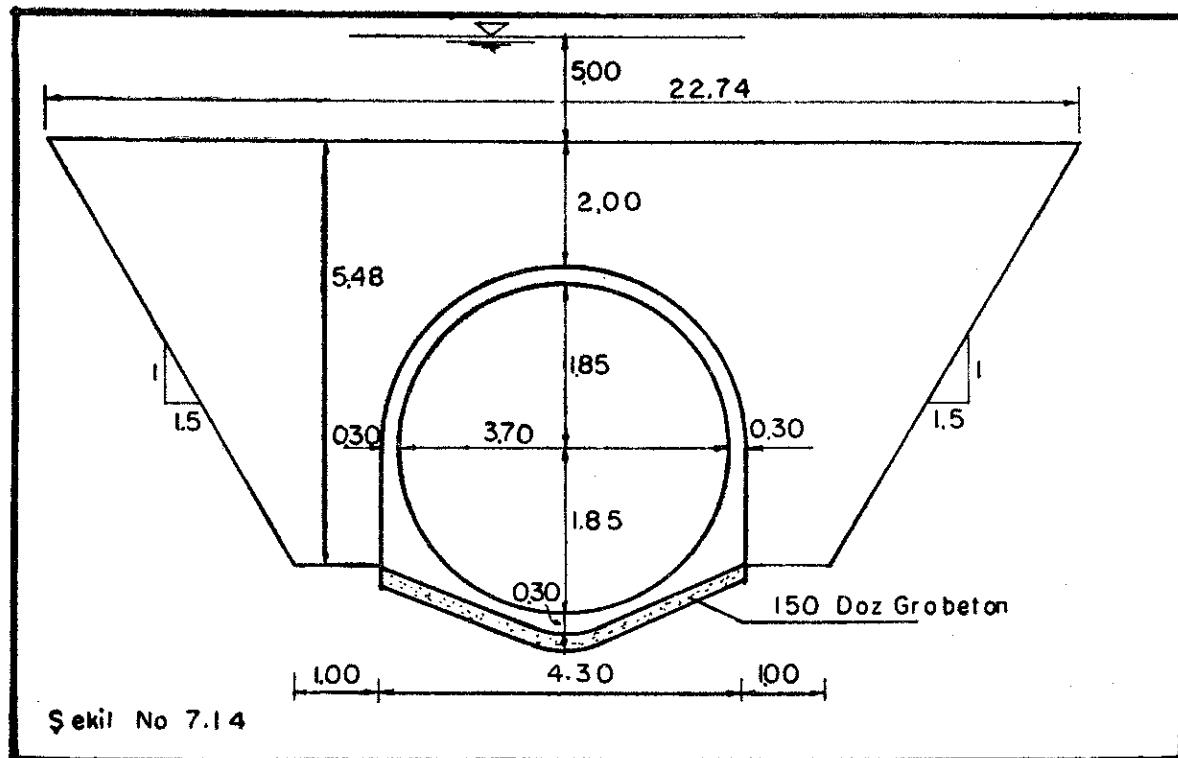
$$\frac{V}{\sqrt{gDm}} = \frac{17,30}{\sqrt{9,81 \cdot 0,314}} = 9,84 \text{ bulunur.}$$

Şekil No : 7.4'den

$$\frac{d}{D} = 0,125 \quad F \text{ (Kritik froude sayısı)} = 25$$

9.84, kritik froude sayısından çok küçüktür ve sifona giriş şartları uygundur.

7.12. (2) Sifon Statik ve B.A. Hesabı :



(1) Sifon et kalınlığı :

$D=3.70$ m. olduğuna göre, ilk yaklaşımada et kalınlığı, sayfa 7.4 de verilen değerlere göre;

$$t = \frac{D}{12} = \frac{3.70}{12} = 0.30 \text{ m. alınabilir.}$$

(2) Yük kabulleri :

- a) Feyezan su derinliği = 5,00 m.
- b) Sifon üstündeki toprak = 2,00 m.
- c) Dolgu malzemesi özgül ağırlığı (γ) = 2,60 t/m³
- d) Dolgu malzemesi boşluk oranı (n) = 0,30
- e) Betonarme betonu özgül ağırlığı = 2,4 t/m³

Bunlara göre :

$$\gamma_{\text{Kuru}} = (1-n) \gamma = 0.70 \times 2.6 = 1.82 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Islak}} = (1-n) \gamma + n = 0.70 \times 2.6 + 0.30 \times 1 = 2.12 \text{ t/m}^3 = 2.12 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Su içinde}} = (1-) (\gamma - 1) = 0.70 (2.60 - 1.00) = 1.12 \text{ t/m}^3 \quad 1.00 = 1.12 \text{ t/m}^3$$

(3) Sifona tesir eden yüklerin hesabı :

(a) Toprak dolgu yükü ve su itkileri :

Sifon üzerinde 2.00 m. toprak yüksekliğinin bulunduğu kabul edildiğine göre, bu yükseklik için kemerlenme tesirini ihmâl ederek hesap yapılabilirse de, sayfa 7.20'de verilen formülün bir tatbikatını göstermek bakımından kemerlenme tesirini de gözönüne alarak; düşey itkilerinin hesabı yapılmıştır.

$$2B_1 = 2(B_0 + A \operatorname{tg}(45^\circ - \phi)) \quad (\text{Şekil No : 7.6})$$

$\phi = 25^\circ$ için

$$\operatorname{tg}(45^\circ - 25^\circ) = 0.637$$

$$\operatorname{tg}\phi = 0.466$$

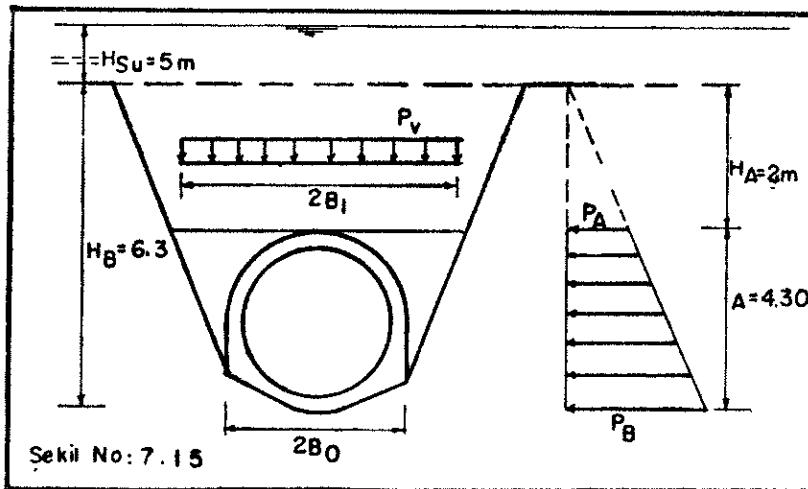
$$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 0.406$$

$$A = 4.30$$

$$2B_0 = 4.30 \quad B_0 = 2.15$$

$$B_1 = 2.15 + 4.30 \times 0.637 = 4.89 \text{ m.}$$

$$P_v = \frac{\gamma B_1}{k \cdot \operatorname{tg}\phi} \left(1 - e^{-k \cdot \operatorname{tg}\phi \frac{H}{B_1}} \right)$$



İslak Dolgu Malzemesi (Yatak boş)

1 — Düşey Yük :

$$K=1, \gamma_{\text{islak}} = 2.12 \text{ t/m}^3$$

$$P_v = \frac{2.12 \times 4.89}{0.466} \left(1 - e^{-0.466 \frac{2.00}{4.89}} \right)$$

$$= 22.25 (1 - e^{-0.19})$$

$$= 22.25 (1 - 0.827)$$

$$P_v = 22.25 \times 0.173 = 3.85 \text{ t/m}^2, \text{ bu değere tekabül eden dolgu yüksekliği, } H$$

$$H = \frac{P_v}{\gamma} = \frac{3.85}{2.12} = 1.82 \text{ m. dir. 2 m. dolgu yüksekliğine yakındır.}$$

Bu nedenle yanal itkilerin hesabında $H = 2.00 \text{ m.}$ kabul edilmiştir.

2 — Yanal İtki :

$$Ph = \gamma H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad H_A = 2.00 \text{ m.}$$

$$P_A = 2.12 \times 2.00 \times 0.406 = 1.72 \text{ t/m}^2 \quad H_B = 6.30 \text{ m.}$$

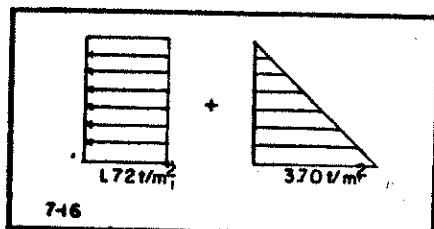
$$P_B = 2.12 \times 6.30 \times 0.406 = 5.42$$

$$P_B - P_A = 5.42 - 1.72 = 3.70 \text{ t/m}^2$$

Su içinde Zemin (Dere yatağında 5.00 m. derinliğinde su var)

$$1) \text{ Düşey Yük : Su içinde } = 1.12 \text{ t/m}^3$$

$$P_v = 5.00 + 2.00 + 1.12 \frac{3.85}{2.12} = 9.03 \text{ t/m}^2$$



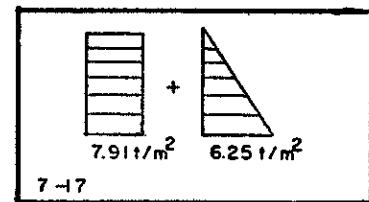
2) Yanal itki :

$$P_h = \gamma H \tan^2(45 - \phi/2) + H \text{ su}$$

$$P_A = 1.12 \times 2.00 \times 0.406 + 7.00 = 7.91 \text{ t/m}^2$$

$$P_B = 1.12 \times 6.30 \times 0.406 + 11.30 = 14.14 \text{ t/m}^2$$

$$P_B - P_A = 6.25 \text{ t/m}^2$$



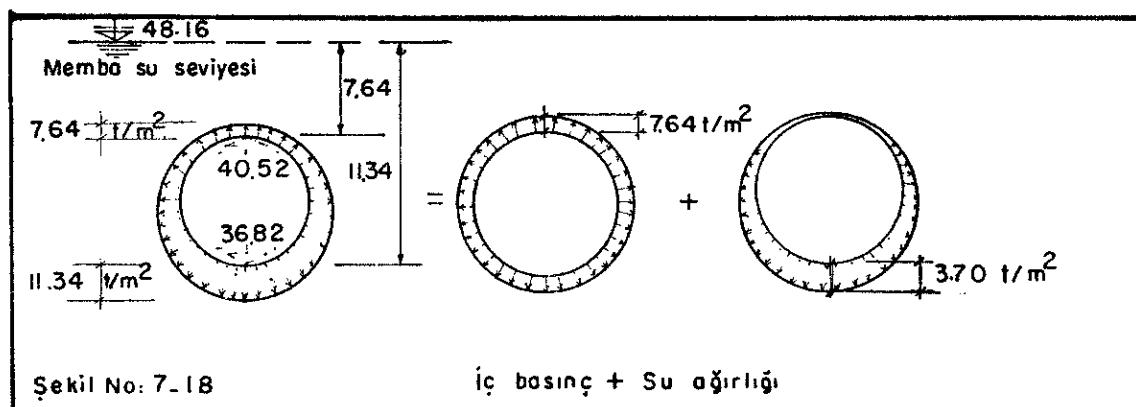
b) İç Hidrostatik Basınç ve Su Ağırlığı :

Sifon membaında su kotu 48.16 olduğuna göre (Şekil No : 7.38) sifon içinde uniform radyal iç basınç değeri :

$$P = 48.16 - 40.52 \text{ (boru iç yüzü üst kotu)} = 7.64 \text{ t/m}^2 \text{ dir.}$$

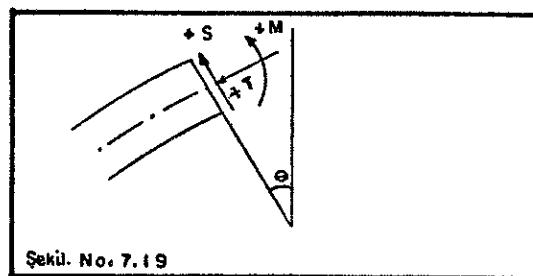
Sifon borusu içinde değişken iç su yükünün boru alt noktasındaki değeri

$$P \text{ (değişken)} = 3.70 \text{ t/m}^2 \text{ dir.}$$



(4) Statik Tesirlerin Bulunması :

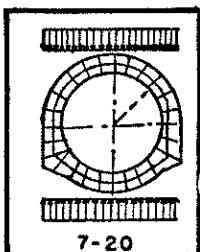
Kabul olunan işaret tarzı



Hesaplanan yük değerlerine göre, statik tesirler (Tablo No : 7.2 - 7.5) den faydalananarak bulunacaktır. Bunun için önce; tablolarda belirtilen katsayılar hesaplanacaktır.

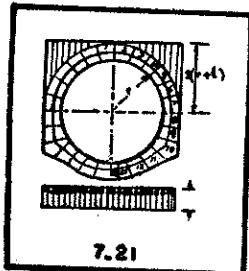
$$r = \frac{D}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.85 \quad t = \frac{r}{6} = \frac{1.85}{6} = 0,308 = 0,30 \text{ m.}$$

1 — Üniform Düşey Yük :



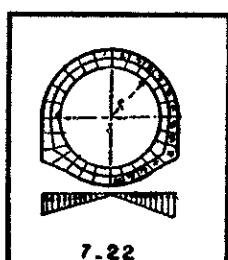
- a) Islak Zemin (Yatak boş)
 $P_v = 3,85, V_r^2 = 3,85 \cdot 1,85^2 = 13,18 \text{ tm.}$
 $V_r = 3,85 \cdot 1,85 = 7,12 \text{ ton}$
- b) Su İçinde Zemin (dere yatağında su var)
 $P_v = 9,03, V_r^2 = 9,03 \cdot 1,85^2 = 30,90 \text{ tm.}$
 $V_r = 9,03 \cdot 1,85 = 16,70 \text{ ton}$

2 — Değişken Düşey Yük :



- a) Islak Zemin
 $g = \gamma_{\text{Islak}} = 2,12, gr^3 = 2,12 \cdot 1,85^3 = 13,42$
 $gr^2 = 2,12 \cdot 1,85^2 = 7,26$
- b) Su İçinde Zemin
 $g = \gamma_{\text{su}} + \gamma_{\text{Zemin}} = 1,00 + 1,12 = 2,12$
 $gr^3 = 2,12 \cdot 1,85^3 = 13,42 \text{ tm.}$
 $gr^2 = 2,12 \cdot 1,85^2 = 7,26 \text{ ton.}$

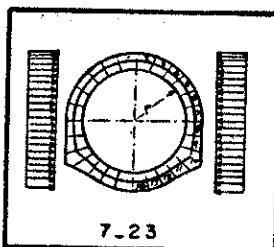
3 — Zati Yük :



$$\gamma_{BA} = 2,4 \text{ t/m}^3, C.r^3 = 2,4 \times 1,85^3 = 15,20 \text{ ton}$$

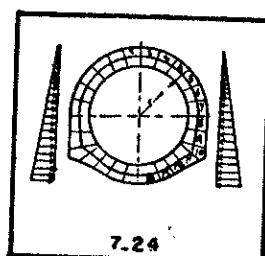
$$C.r^2 = 2,4 \times 1,85^2 = 8,21 \text{ ton/m.}$$

4 — Üniform Yatay Yük :



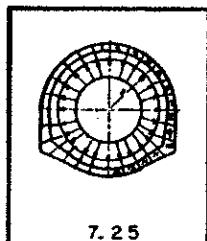
- a) Islak Zemin
 $h = 1,72 \text{ t/m}^2, hr^2 = 1,72 \cdot 1,85^2 = 5,89 \text{ ton}$
 $hr = 1,72 \cdot 1,85 = 3,18 \text{ ton/m.}$
- b) Su İçinde Zemin
 $h = 7,91 \text{ t/m}^2, hr^2 = 7,91 \cdot 1,85^2 = 27,08 \text{ ton}$
 $hr = 7,91 \cdot 1,85 = 14,63 \text{ ton/m.}$

5 — Üçgen Yatay Yük :



- a) Islak Zemin
 $h = 3,70 \text{ t/m}^2, hr^2 = 3,70 \cdot 1,85^2 = 12,66 \text{ ton}$
 $hr = 3,70 \cdot 1,85 = 6,85 \text{ ton/m.}$
- b) Su İçinde Zemin
 $h = 6,25 \text{ t/m}^2, hr^2 = 6,25 \cdot 1,85^2 = 21,39 \text{ ton}$
 $hr = 6,25 \cdot 1,85 = 11,56 \text{ ton/m.}$

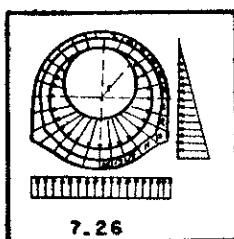
6 — İç Su Yükü :



a) Üniform İç Basınç

$$P = 7.64 \text{ t/m}^2 \quad P \cdot r^2 = 7.64 \times 185^2 = 26.15 \text{ ton}$$

$$P_r = 764 \times 185 = 14.13 \text{ ton/m.}$$



b) Değişken İç Basınç

$$W = 1.00 \text{ t/m}^3 \quad W \cdot r^3 = 1.00 \times 1.85^3 = 6.33 \text{ ton}$$

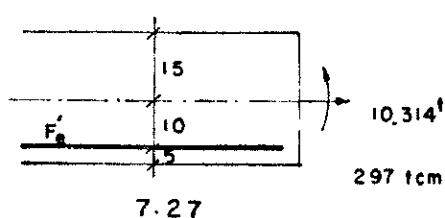
$$W \cdot r^2 = 1.00 \times 1.85^2 = 3.42 \text{ ton/m.}$$

Tablolarda belirtilen katsayılar hesaplandıktan sonra, en kritik kesitler olan 1,7 ve 14 numaralı kesitlerdeki, moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri, gayri müsait yükleme durumları gözönüne alınarak Sayfa 7.39'da tablo halinde hesaplanmıştır.

(5) SİFON B.A. HESABI :

Kesit I

a)



$$M = +297 \text{ tcm.}$$

$$N = -10.314 \text{ ton (Çekme)}$$

$$S = 0$$

$$U = h - \frac{d}{2} = 25 - \frac{30}{2} = 10 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{297}{10.314} = 29 \text{ cm.}$$

Büyük eksantrisite (eksantrik çekme - stadıum II hali) Sayfa No : 7.17, 7.18'deki esas-lara göre

Yardımcı moment = $297 - 10.314 \times 10 = 194 \text{ tcm.}$

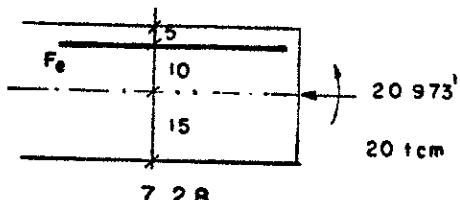
$$K_2 = h \sqrt{\frac{bo}{Mu}} = 25 \sqrt{\frac{100}{194}} = 17.94 \quad \left(\frac{b}{d} = \frac{100}{30} \right)$$

Çelik emniyet gerilmesi $\sigma_e = 1400$, $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$

$$Fe = k_3 \cdot \frac{Mu}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0.775 \frac{194}{25} + \frac{10314}{1400}$$

$$Fe = 6.01 + 7.37 = 13.38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \varnothing 16/15 \text{ (13.41) lcte}$$

b)



$$M = -20 \text{ tcm.}$$

$$N = +20.973 \text{ ton (basınç)}$$

$$S = 0$$

$$U = 10 \text{ cm.}$$

KESİT TESİRLERİ HESAP TABLOSU

YÜKLEME ŞEKLİ			KESİT:1			KESİT:7			KESİT:14		
			M (tm)	T (Ton)	S (Ton)	M (tm)	T (Ton)	S (Ton)	M (tm)	T (Ton)	S (Ton)
1	a	Üniform düşey yük (İslak zemin)	+ 3.77	- 0.107	0	- 4.14	+ 8.309	+ 0.114	+ 3.33	+ 0.107	0
	b	Üniform düşey yük (Su içinde)	+ 8.84	- 0.251	0	- 9.70	+ 19.489	+ 0.267	+ 7.82	+ 0.251	0
2	a	Değişken düşey yük (İslak zemin)	+ 0.46	- 0.261	0	- 0.76	+ 2.120	+ 0.261	+ 0.67	+ 0.261	0
	b	Değişken düşey yük (Su içinde)	+ 0.46	- 0.261	0	- 0.76	+ 2.120	+ 0.261	+ 0.67	+ 0.261	0
3	-	Zati yük	+ 0.85	- 0.074	0	- 1.00	+ 2.332	+ 0.074	+ 0.70	+ 0.074	0
4	a	Üniform yatay yük (İslak zemin)	- 1.63	+ 3.771	0	+ 1.87	0	- 0.060	- 1.44	+ 3.651	0
	b	Üniform yatay yük (Su içinde)	- 7.74	+ 17.351	0	+ 8.61	0	- 0.278	- 6.63	+ 16.795	0
5	a	Üçgen yatay yük (İslak zemin)	- 1.545	+ 2.493	0	+ 2.01	0	- 0.500	- 1.81	+ 5.494	0
	b	Üçgen yatay yük (Su içinde)	- 2.61	+ 4.208	0	+ 3.40	0	- 0.844	- 3.06	+ 9.271	0
6	a	İç su yükü (Üniform iç basınc)	0	- 14.187	0	- 0.105	- 14.130	+ 0.056	- 0.21	- 14.073	0
	b	İç su yükü (Değişken iç basınc)	+ 1.11	- 1.949	0	- 1.32	- 0.735	+ 0.239	+ 1.21	- 4.891	0
Dere yatağı bos	Sifon boz	la + 2a + 3 + 4a + 5a	+ 1.86	+ 5.822	0	- 2.02	+ 12.761	- 0.111	+ 1.45	+ 9.587	0
	İsteme boz	la + 2a + 3 + 4a + 5a + 6a + 6b	+ 2.97	- 10.314	0	- 3.445	- 2.104	+ 0.184	+ 2.45	- 9.377	0
Dere yatağı da su var	Sifon boz	lb + 2b + 3 + 4b + 5b	- 0.20	+ 20.973	0	+ 0.55	+ 23.941	- 0.520	- 0.50	+ 26.652	0
	İsteme boz	lb + 2b + 3 + 4b + 5b + 6a + 6b	+ 0.91	+ 4.837	0	- 0.875	+ 9.076	- 0.225	+ 0.50	+ 7.688	0
İnce halli	Sifon boz	3	+ 0.85	- 0.074	0	- 1.00	+ 2.332	+ 0.074	+ 0.70	+ 0.074	0
	Daney	3 + 6a + 6b	+ 1.96	- 16.210	0	- 2.425	- 12.533	+ 0.369	+ 1.70	- 18.890	0
Maksimum Kesit Tesirleri	max. M ve buna ait T ve S'ler		+ 2.97	- 10.314	0	- 3.445	- 2.104	+ 0.184	+ 2.45	- 9.377	0
	max. T (basınc) ve buna ait M ve S		- 0.20	+ 20.973	0	+ 0.55	+ 23.941	- 0.520	- 0.50	+ 26.652	0
	max. T (çekme) ve buna ait M ve S		+ 1.96	- 16.210	0	- 2.425	- 12.533	+ 0.369	+ 1.70	- 18.890	0

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20}{20.973} = 1 \text{ cm.}$$

Küçük eksantrisite (eksantrik basınç hali)

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{30} < 0,35$$

Bu yükleme hali için kesit demirsiz olarak çalışabilir.

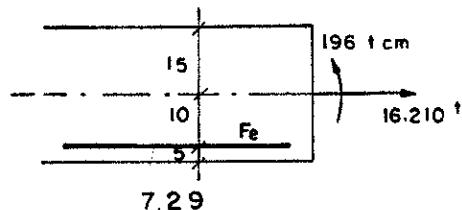
Demirsiz homogen kesit hesabı yapılrsa;

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{F} \mp \frac{M}{bd^2} = \frac{20.973}{1.00 \cdot 0.30} \mp \frac{0.20 \times 6}{1.00 \times 0.09} = 69.94 \mp 13.33$$

$$\sigma_1 = 83,27 \text{ t/m}^2 = 8,33 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 56,61 \text{ t/m}^2 = 5,66 \text{ kg/cm}^2$$

(a) ve (c) yükleme halleri için; stadyum II hali olduğundan ve demir koymak gerekiğinden 1 numaralı kesit bu duruma göre teçhizatlandırılmıştır.

c)



$$\begin{aligned} M &= 196 \text{ tcm.} \\ N &= -16.210 \text{ ton (çekme)} \\ S &= 0 \\ U &= 10 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$e = \frac{196}{16.21} = 12.1 > 10 \text{ cm. Büyük eksantrisite}$$

$$Mu = 196 - 162 = 34 \text{ tcm.} \left(\frac{b}{d} = \frac{100}{30}, \sigma_b/\sigma_e = \frac{70}{1400} \right)$$

$$k_2 = 25 \sqrt{\frac{100}{34}} = 43, \sigma_b = 11 \text{ kg/cm}^2, k_3 = 0,74$$

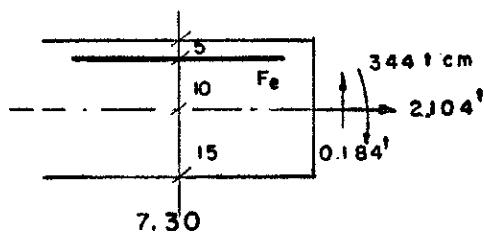
$$Fe = k_3 \frac{Mu}{h} + \frac{N}{e} = 0,74 \frac{34}{25} + \frac{16210}{1400} = 1,00 + 11,60$$

$$Fe = 12,60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (İçte)}$$

Kesit 1'de (a) hali, daha gayri müsait demir vermektedir. ($\varnothing 16/15$)

KESİT 7

a)



$$\begin{aligned} M &= -344 \text{ tcm.} \\ N &= -2.104 \text{ ton (çekme)} \\ S &= +0,184 \\ U &= 10 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$e = \frac{344}{2.104} = 163,5 > 10 \text{ Büyük eksantrisite}$$

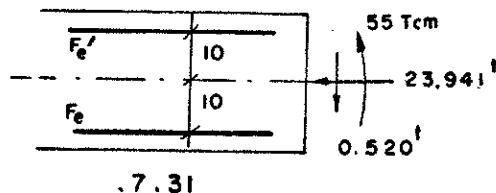
$$M = 344 - 21 = 323 \text{ tcm.}$$

$$k_2 = 25 \sqrt{\frac{100}{323}} = 13,9 \quad \sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2, k_3 = 0,793$$

$$Fe = k_3 \frac{Mu}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 0,793 \times \frac{323}{25} + \frac{2.104}{1.40} = 10,25 + 1,50$$

$$Fe = 11,75 \text{ cm}^2/\text{m. } \varnothing 16/17 \quad (11,83 \text{ cm}^2) \text{ (Dışta)}$$

b)



$$M = +55 \text{ tcm.}$$

$$N = -23,941 \text{ ton (basınç)}$$

$$S = -0,520 \text{ ton}$$

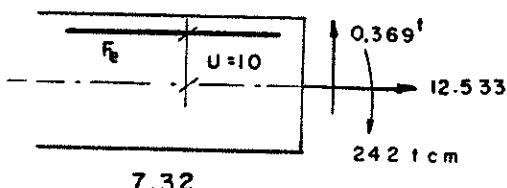
$$U = 10 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{55}{23,941} = 2,30 < U = 10 \text{ cm. Küçük eksantrisite}$$

$$= \frac{e}{d} = \frac{2,30}{30} = 0,077 < 0,35$$

Bu yüklemenin demir gerektirmediği kesit I yükleme hali b. de gösterildiği gibi tahkik edilebilir.

c)



$$M = -242 \text{ tcm.}$$

$$N = -12,533 \text{ ton (çekme)}$$

$$S = +0,369$$

$$U = 10 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{242}{12,533} = 19,31 > 10 \text{ cm. büyük eksantrisite}$$

$$Mu = 242 - 125 = 117 \text{ tcm.}$$

$$k_2 = 25 \sqrt{\frac{100}{117}} = 23,11 \quad \sigma_b = 22 \text{ kg/cm}^2 \quad k_3 = 0,763$$

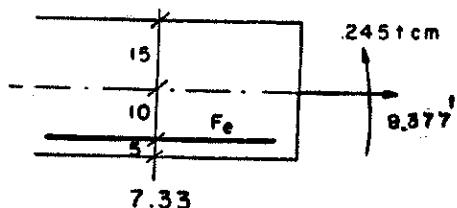
$$Fe = 0,763 \frac{117}{25} + \frac{12,533}{1,4} = 3,57 + 8,95 = 12,52 \text{ cm}^2/\text{m (Dışta)}$$

$$Fe = 12,52 \text{ cm}^2/\text{m. } \varnothing 16/16$$

Kesit 7'de (c) yüklemesi daha fazla demir vermektedir. ($\varnothing 16/16$ (12,57))

Kesit 14

a)



$$M = +245 \text{ tcm.}$$

$$N = -9,377 \text{ ton (Çekme)}$$

$$S = 0$$

$$U = 10 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{245}{9.337} = 26 > 10 \text{ Büyük eksantrisite}$$

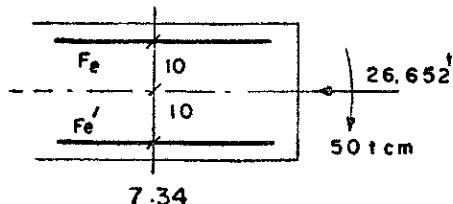
$$Mu = 245 - 94 = 151 \text{ tcm.}$$

$$k_2 = 25 \sqrt{\frac{100}{151}} = 20.33 \quad \sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad k_3 = 0.768$$

$$Fe = 0.768 \frac{151}{25} + \frac{9.377}{1.400} = 4.64 + 6.70 = 11.34 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (içte)}$$

$$Fe = 11.34 \text{ cm}^2/\text{m. } \varnothing 16/17 \text{ (11.83) (içte)}$$

b)



$$M = -50 \text{ tcm.}$$

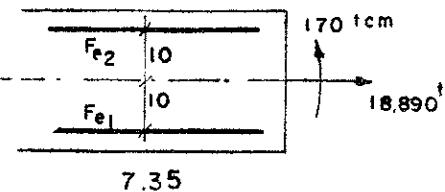
$$N = +26.652 \text{ ton}$$

$$S = 0$$

$$e = \frac{50}{26} = 1.9 < 10 \text{ cm küçük eksantrisite}$$

$\frac{e}{d} < 0.35$ Bu yükleme hali demir gerektirmez. (Kesit 1'de, (b) halinde yapıldığı gibi bir tahkik yapılarak bu durum görülebilir.)

c)



$$M = +170 \text{ tcm.}$$

$$N = -18.890 \text{ ton (Çekme)}$$

$$S = 0$$

$$U = 10 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{170}{18.89} = 8.9 \text{ cm.} < 10 \text{ cm. Küçük eksantrisite}$$

Sayfa No : 7.24'deki formül kullanılarak;

$$Fe_2 = \frac{N}{\sigma_e} \left(0.50 - \frac{e}{2u} \right) = \frac{18.89}{1.4} \left(0.50 - \frac{8.9}{20} \right) = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m. (Dışta)}$$

$$Fe_1 = \frac{N}{\sigma_e} \left(0.50 + \frac{e}{2u} \right) = \frac{18.89}{1.4} \left(0.50 + \frac{8.9}{20} \right) = 12.75 \text{ cm}^2/\text{m. (içte)}$$

$\varnothing 16/15$ (13.41) demir konulacaktır.

Betonarme hesabını yaptığımız 1,7 ve 14 numaralı kesitler gözönüne alınırsa, en büyük donatı 1 numaralı kesitte (13.38 cm^2) ve içte gerekmektedir. Ancak donatı miktarı kesitler arasında çok fark etmediğinden, en büyük donatı bütün kesite eliptik olarak yerleştirilmiştir. (Şekil No : 7.36)

Beton et kalınlığının 20 cm'i aşması halinde, uygulamada sifon kesitleri genellikle çift teçhizatlı olarak inşa edilmektedir. Bu halde içte hesaplanan minumum donatı dairesel olarak içe, dışta hesaplanan minumum donatı ise yine dairesel olarak dışa yerleştirilmekte; dışta ve içte gerekli görülen kesitlere (genellikle 1,7 ve 14 nolu kesitlere) demir ilâve edilmektedir. Ancak içte çeşitli kesitlerde hesaplanan donatı miktarının minumum ve maksimum miktarlarının az fark etmesi halinde, kesitte fazla parçalı demir kullanılmamak için, iç yüzeye en büyük donatının dairesel yerleştirilerek ilâve demir kullanılmasından, vazgeçilmesi daha uygun olur. Belirtilen husus aynen dış yüz donatısı içinde geçerlidir. Yukardaki sayısal örnekte hesaplanan donatının, çift teçhizat olarak kesite yerleştirilmesi (Şekil No : 7.37'de) gösterilmiştir.

7.13. Sifon Yüzme ve Zemin Gerilmeleri Tahkiki :

(1) Yüzme Tahkiki

Sifon Gövdesini Kaldırmaya Çalışan Kuvvet :

Bu kuvvet bilindiği üzere, sifon dış hacmine eşdeğer su ağırlığına eşittir. (Arşimet prensibi)

Bir metre sifon boyu için :

$$\begin{aligned}\text{Sifon dış hacmi : } & 3,14 \times \frac{4.30^2}{4} = 3,14 \times \frac{18.50}{4} \\ & = 14,50 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Sifonu kaldırırmaya çalışan kuvvet 14.50 ton/metre

Sifon dış çevresi tam daire olmadığından, sifon dış hacmi biraz daha büyütür.

Ancak 14.50 ton/m kaldırma kuvveti yeter bir yaklaşımla kabul edilebilir.

Sifon Gövdesini Kaldırmaya Mani Olan Kuvvetler

a) Zati yük (sifon+Grobeton)	10.224 t/m
b) Toprak yükü $1.12 \times 4.30 \times 2.00$	$\frac{9.632 \text{ t/m}}{19.856}$
	19.856

$19.856 > 14.50$ olduğundan sifon gövdesi dengededir.

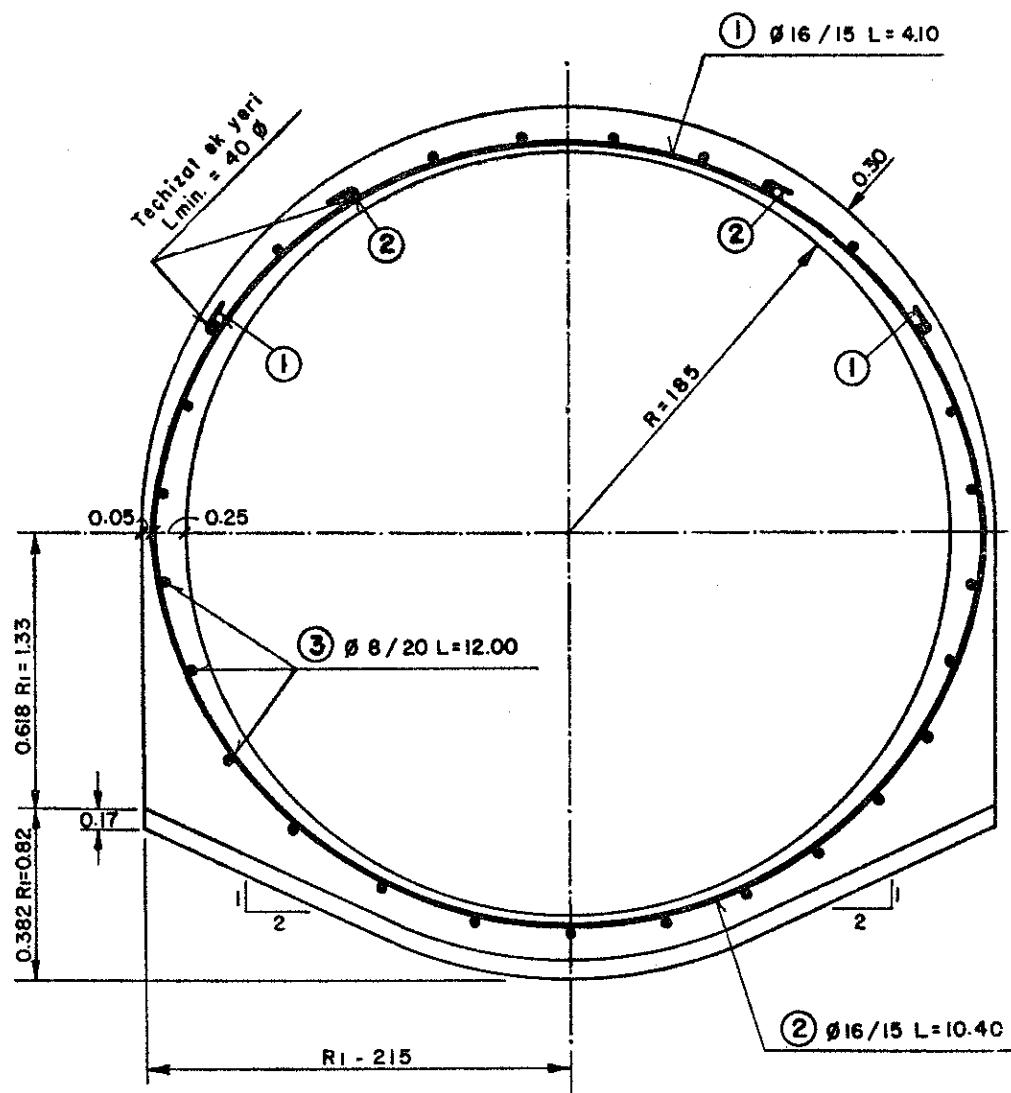
Emniyet katsayısi :

$$\frac{19.856}{14.500} = 1,37 \text{ dir.}$$

(2) Zemin Gerilmeleri Tahkiki

1 — Sifon içindeki suyun ağırlığı	$3,14 \times 1.85^2 \times 1.00 \text{ t/m}^3$	= 10.750 t/m
2 — Toprak yükü	$2.12 \times 2 \times 4.30$	= 18.230
3 — Zati ağırlık (B.A. sifon grobeton)		$\frac{= 10.224 \text{ t/m}}{39.204 \text{ t/m}}$

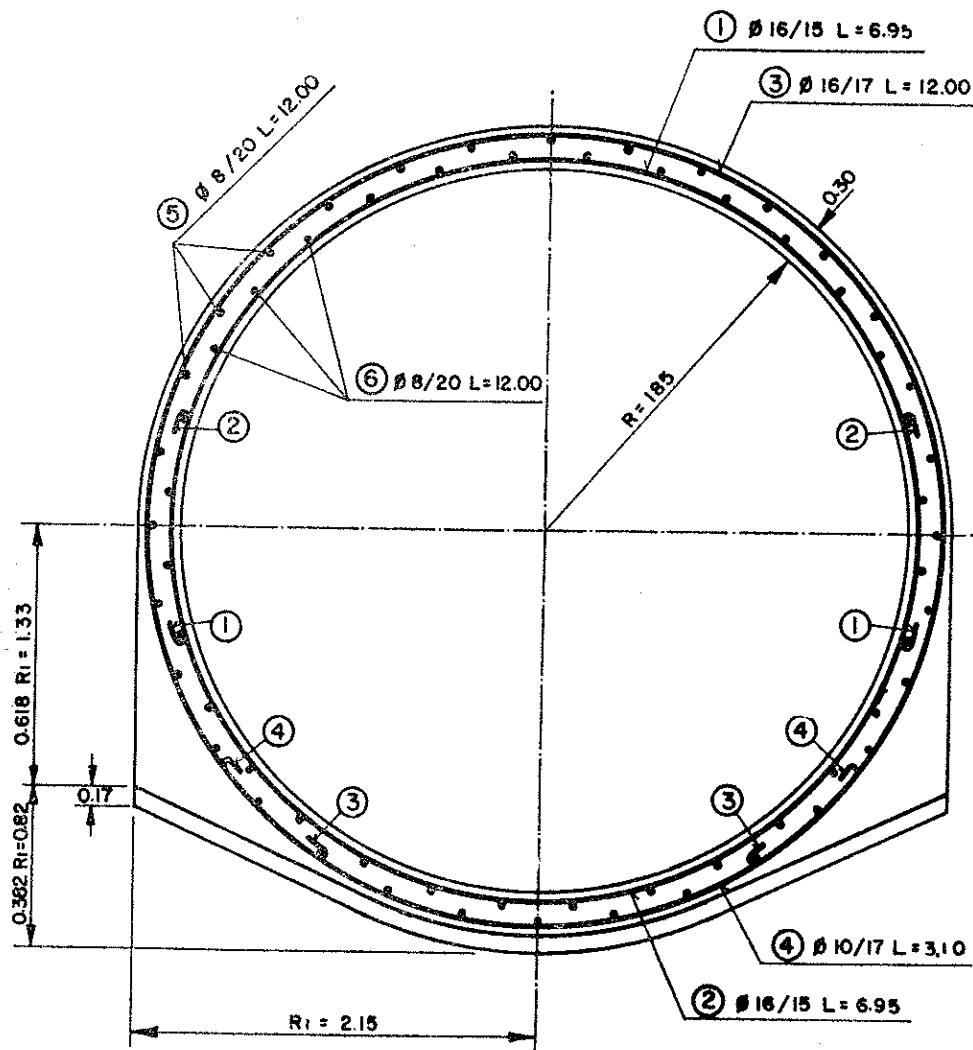
$$\sigma_z = \frac{39.204}{4.30} = 9,12 \text{ t/m}^2 = 0,91 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$



TEK TEÇHİZAT ÇAP ve ŞEKİLLERİ

SIRA NO.	ADI	ŞEKLİ	CAPı	ARALIK
1	1	↙	16	15
2	2	↗	16	15
3	3	↔	8	20

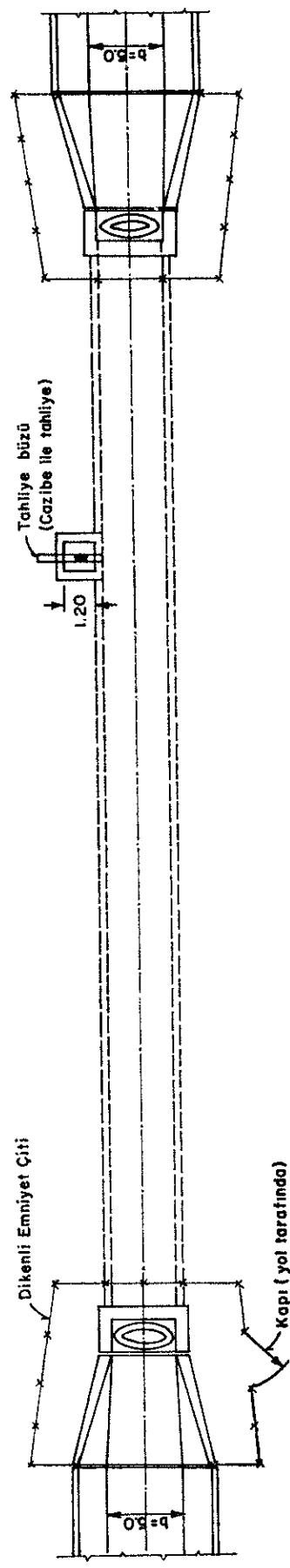
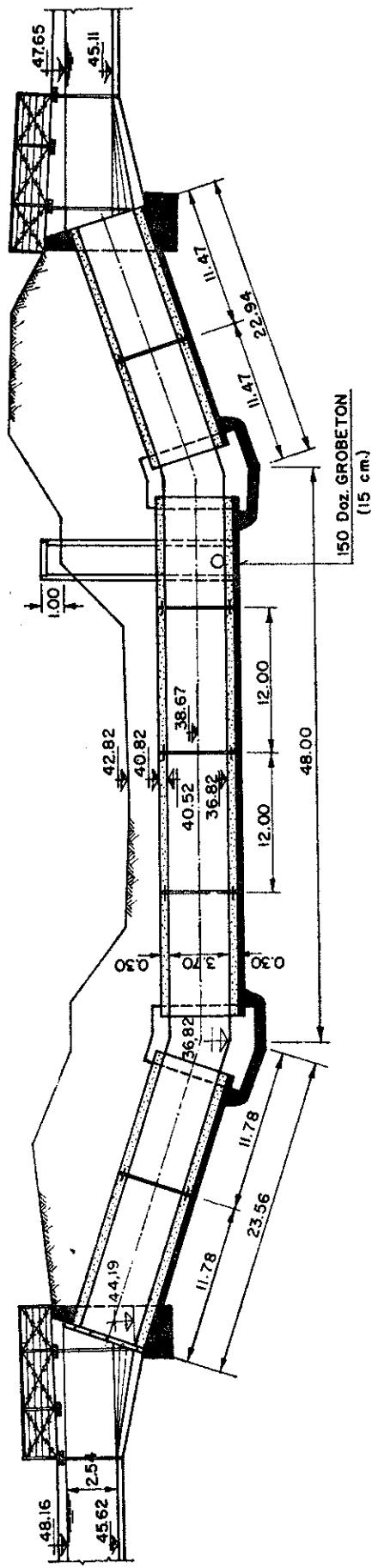
ŞEKİL No: 7-36



CİFT TEÇHİZAT ÇAP ve ŞEKİLLERİ

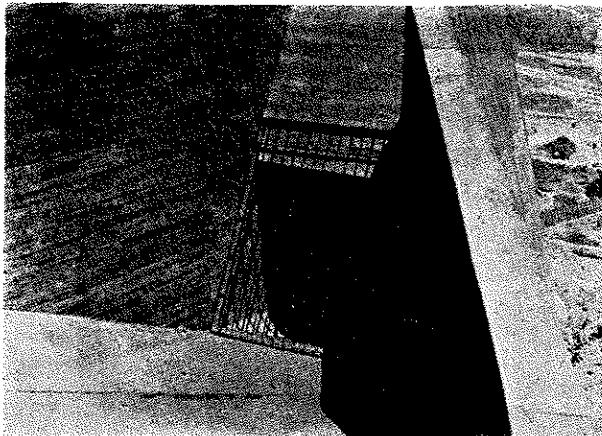
SIRA No.	ADI	ŞEKLİ	ÇAPı	ARALIK
1	1	↑ ↗	16	15
2	2	↑ ↘	16	15
3	3	↓ ↗	16	17
4	4	↓ ↘	10	17
5	5 - 6	↔	8	20

ŞEKİL No: 7-37

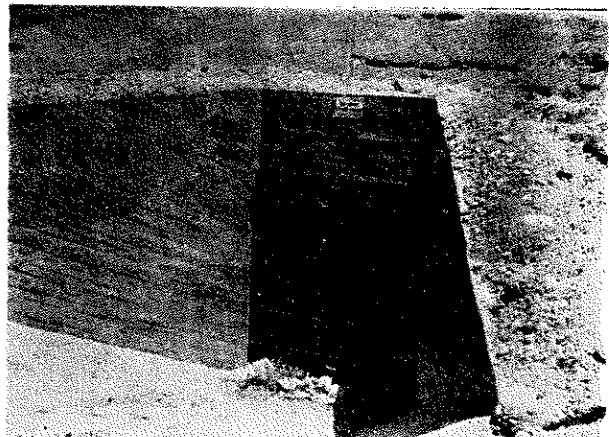


Şekil No. 7-38: SAYISAL ÖRNEKTE İNCELENEN SİFONA AIT PLAN ve PROFİL

FOOĞRAFLAR : (Sifon girişleri)



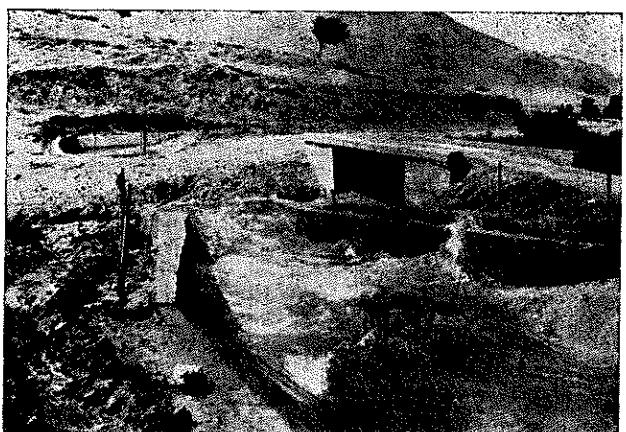
a) Sifon girişine eğik yerleştirilmiş izgara



b) Sifon girişine dik yerleştirilmiş izgara
emizlenme güçlüğü nedeniyle yanlış bir uygulama

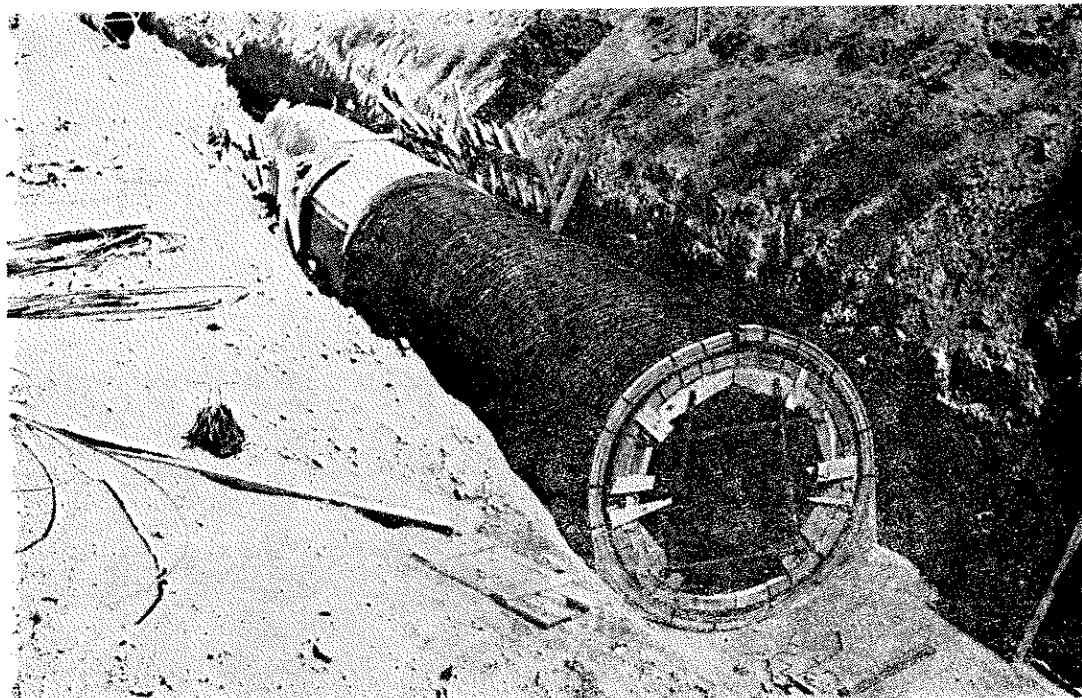


c) Giriş kısmı kurba yerleştirilmiş sifon
(Topografik zorunluklar dışında kaçınılmazı gerekir)

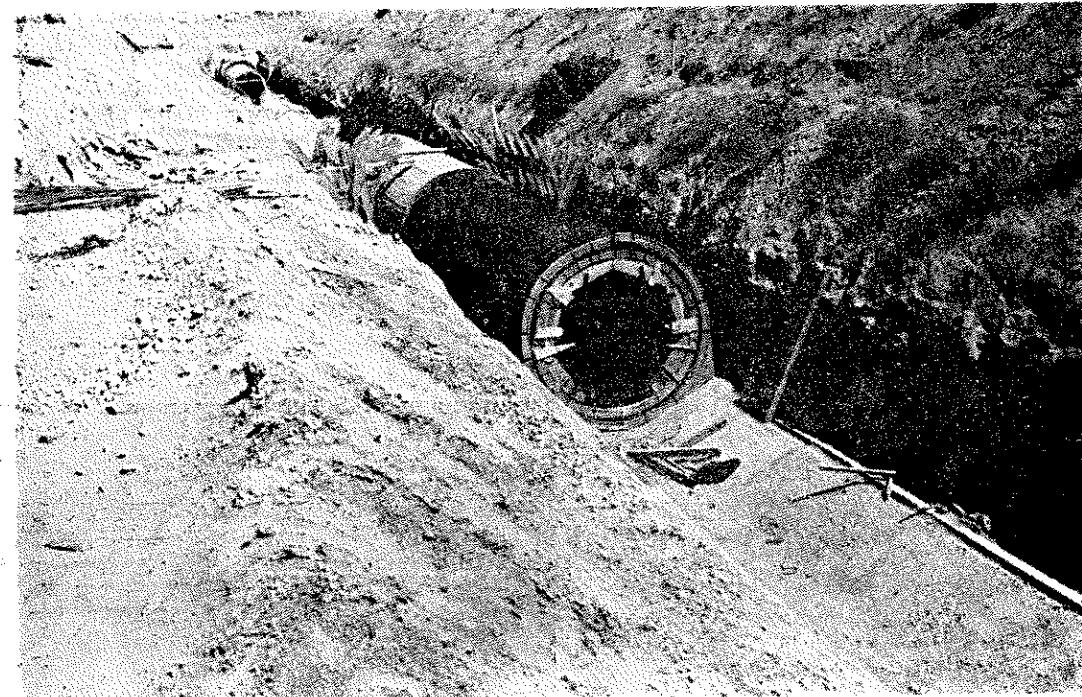


d) Yeterli kapasitede teşkil edilmediği için girişte
taşmalar neden olan bir sifon

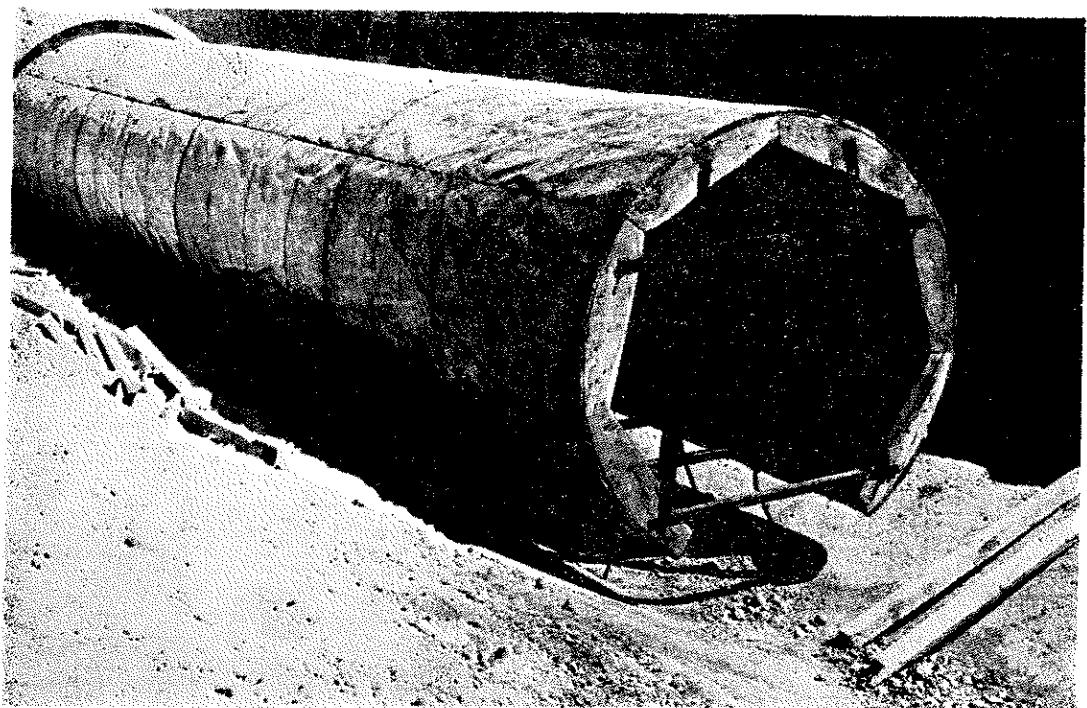
(Inşa halinde sifon)



(e)



(f)



g) Saç ile kaplanmış iç kalıp (pürüzlülüğü az düzgün bir beton yüzeyi elde etmek için.)

8 — GEÇİŞ (RAKORTMAN) YAPILARI

8.1. Genel Tanımlama

Kanallar genellikle yamuk bir kesiti haizdir. Böyle bir kanalın dikdörtgen kesitli bir kanala veya sifon, tünel gibi bir sanat yapısına birleşiminde yük kayıplarını mümkün olduğu kadar azaltarak fazla türbülansa mani olacak şekilde, farklı geometrik şekillerdeki iki kesiti birbirine bağlayan kanal parçası «Geçiş Yapısı - Rakortman veya transizyon» olarak isimlendirilir.

Ayrıca sel geçitlerinin giriş ve çıkışlarında da tabii sel yatağını uygun bir rakortman ile sel geçetine bağlamak gereklidir.

8.2. Geçiş Tipleri :

(1) Geçiş Yapısı - Tip 1 (Kırık Düzlemsel Geçiş - Şekil No : 8.1)

DSİ Proje tatbikatında, özellikle beton kaplı kanallar üzerinde «Kırık düzlemsel - Brocken back» tipi, geçiş yapıları çok geniş ölçüde kullanılmaktadır. Bu tip geçişler; düşey ve meyilli iki düzlemin, şev üzerinde kesiştirilmesi ile meydana gelir.

Kırık düzlemsel geçişlerde yamuk kesit ile dikdörtgen kesit arasında hızlanan akımda yük kaybı katsayısi (K) 0,3, yavaşlayan akımda 0,5, yamuk kesit ile dairesel veya atnalı kesitler arasında ise sırasıyla 0,5 ve 0,70 olarak alınabilir.

Diğer boyutlar ise şekillere üzerinde gösterilmiştir.

(2) Geçiş Yapısı - Tip 2 (Şekil No : 8.2)

Bu tip geçiş yapıları genellikle sel geçitleri giriş ve çıkışlarında kullanılır.

Tip 2 giriş yapıları Cutoff (brit) ile donatılmış olup yan duvarlar,

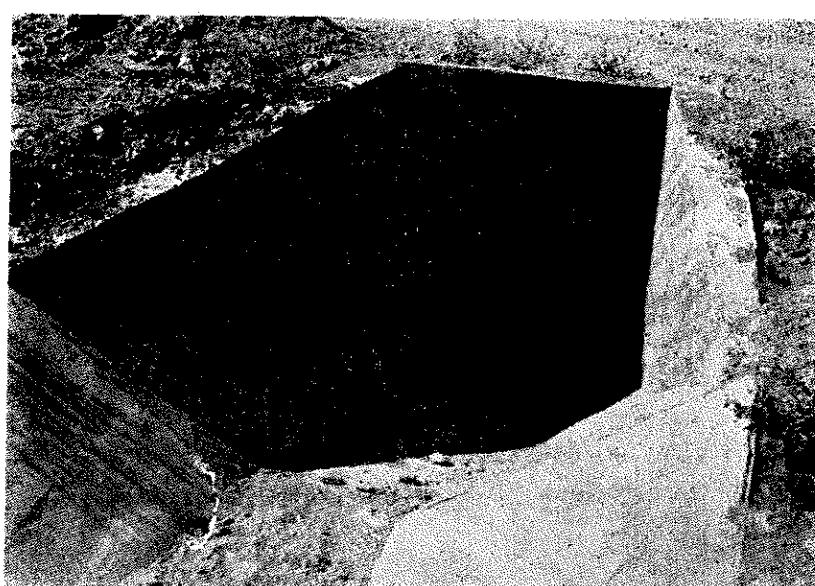
(1) Hidrolik yönden daha uygun bir giriş temin edebilmek,

(2) Hidrolik kontrolün girişte olmasını sağlamak,

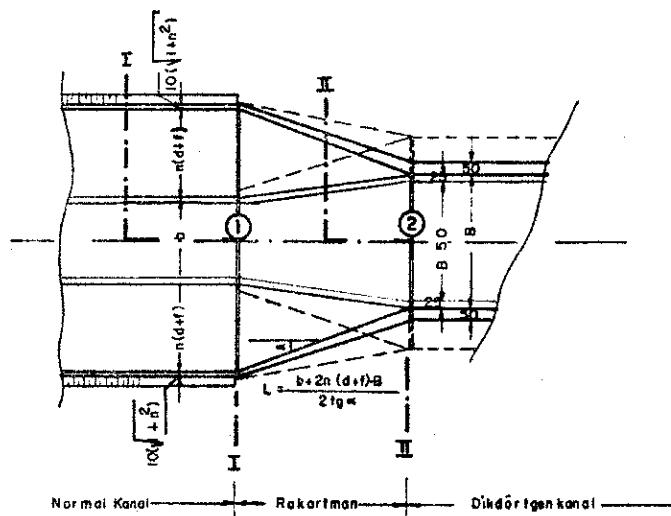
(3) Giriş hızlarını düşürerek oyulmaları önlemek maksadıyla, baş duvarlarından itibaren genişletilir.

(3) Geçiş yapısı - Tip - 3 (Şekil No : 8.2)

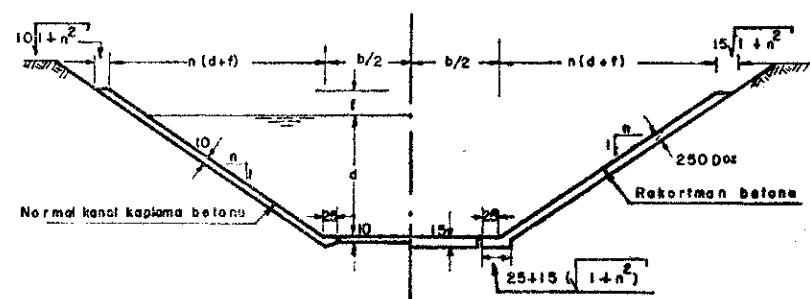
Bu tip geçiş yapıları, en basit bir tip olup, kanal şevleri baş duvarlarına kadar uzatılarak teşkil edilmiştir. Yük kayıplarının önemli olmadığı yerlerde kullanılır.



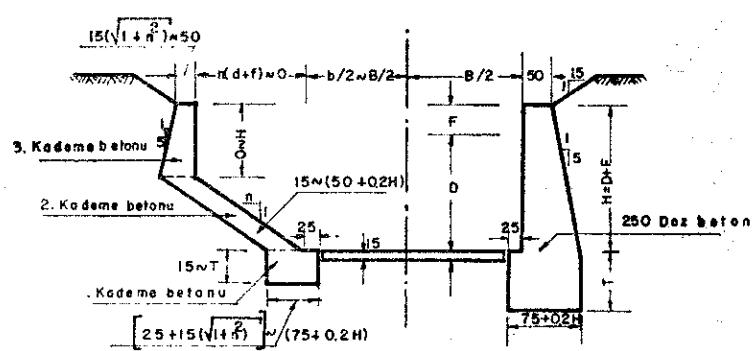
Fotoğraf : Bir büzülü geçit girişinde, kırık düzlemsel geçiş yapısı



PLÄN

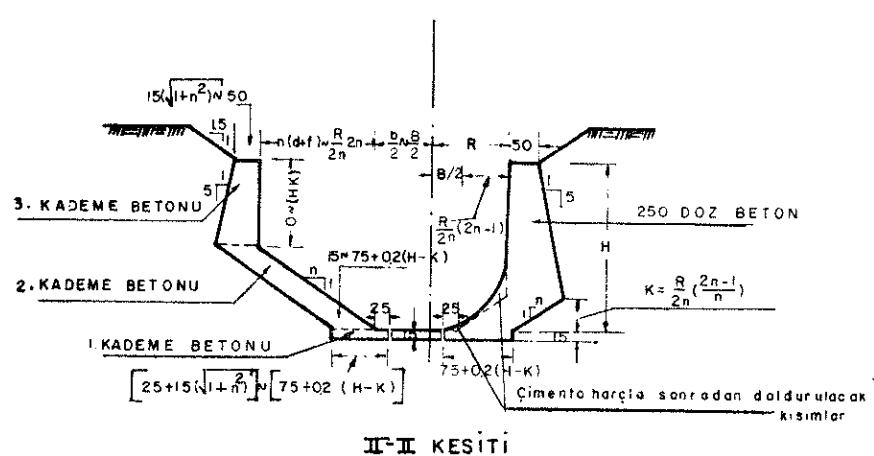
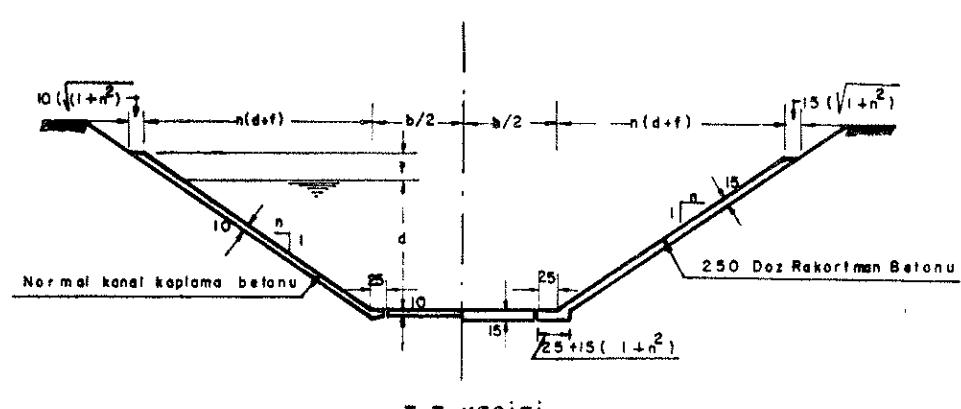
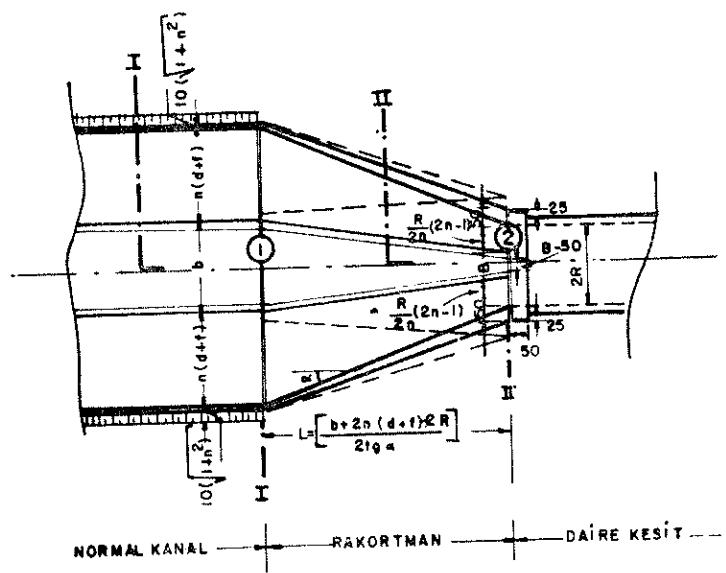


I-I KESİTİ



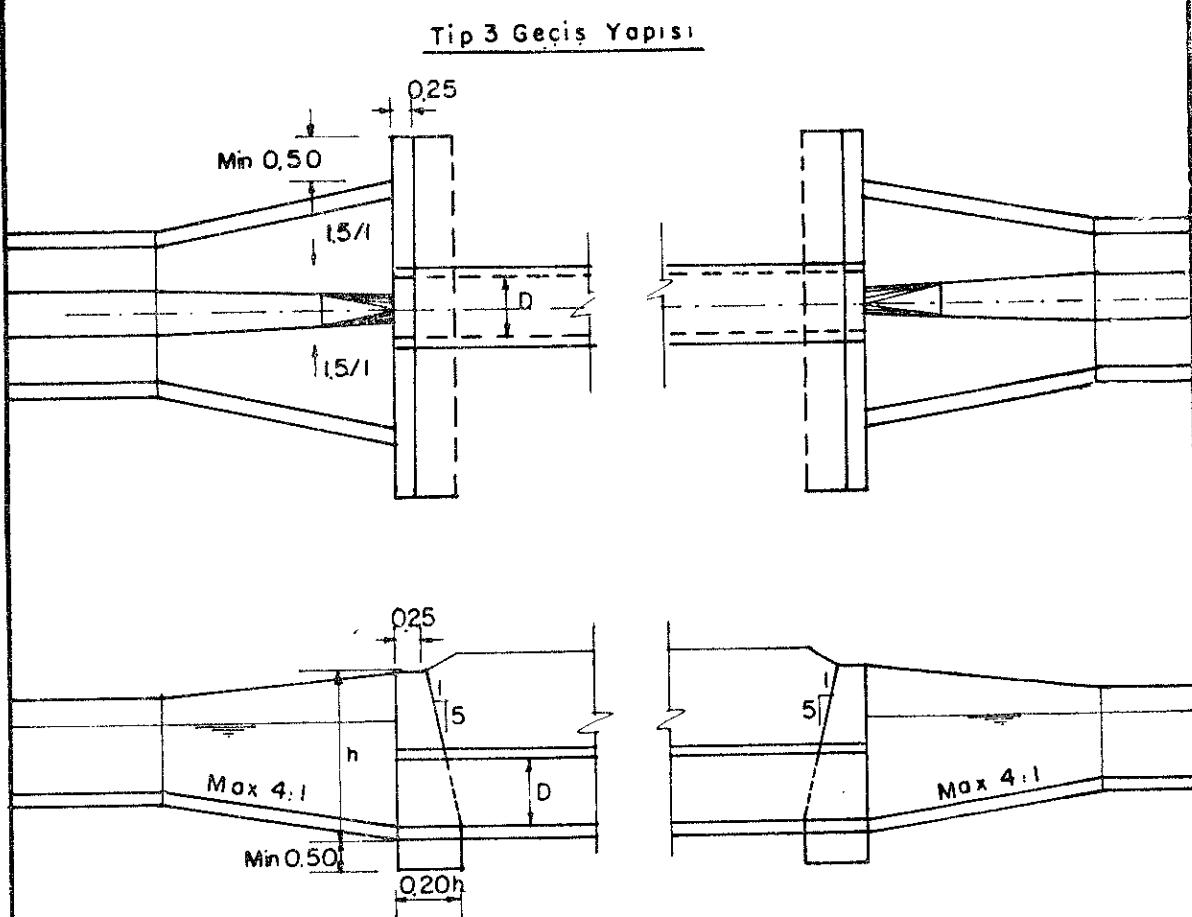
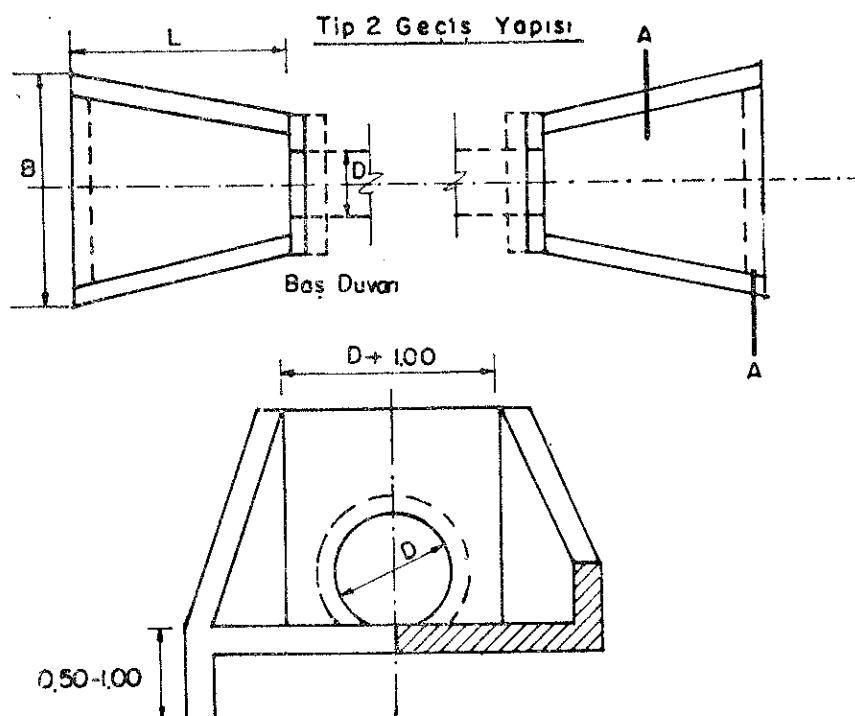
II-II KESİTİ

Şekil No: 8 - 1 (a) Kırık Düzlemli Rakortman
(Yamuk Dikdörtgen kesit arasında)



Sekil No:8-1 (b) Kirik Düzlemli Rakortman

(Yomuk Dairesel Kesit arasında)



Şekil No: 8.2

Tip 2 ve Tip 3 Geçiş Yapıları

KİTABIN HAZIRLANMASINDA FAYDALANILAN YAYINLAR

1. U.S. Bureau of Reclamation,
«Design of Small Canal Structures»
Government printing office, Denver, 1974
2. Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO),
«Small Hydraulic Structures» Volume I, II Rome, 1975
3. Delft Hydraulics Laboratory
«Discharge measurement Structures»
Publication No : 161, Wageningen, May 1976
4. U.S. Bureau of Reclamation
«Canals and related structures»
Government printing office, Denver, 1965
5. U.S. Bureau of Reclamation
«Engineering Monographs» No : 14
Government printing office, Denver, 1963
6. Serge Leliavsky
«Irrigation and Hydraulic Design »Volume I, II
Chapman and Hall Ltd., 1957
7. Orson W. Israelsen - Vaughn E. Hansen
«Irrigation principles and practices»
John Wiley and Sons, Inc. Third Edition
8. U.S. Bureau of Reclamation
«Irrigation Operators, Workshop»
Lecture notes, 1966
9. Edward A. Elevatorski
«Hydraulic Energy Dissipators»
Mc GRAW - HILL, INC. 1959
10. Van Te Chow
«Open Channel Hydraulics»
Mc. GRAW - HILL, Inc. 1959
11. U.S. Bureau of Reclamation
«Design of Small Dams»
Government printing office, 1965
12. Emil Mosonyi
«Water Power Development»
Publishing House of the Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 1963
13. King, H. W.,
«Handbook of Hydraulics,»
Fifth Edition, 1969
14. Press, Schröder
«Hydromechanik Im Wasserbau»
Wilhelm Ernst und Sohn, 1966
15. Hinds, Creager, Justin
«Engineering for Dams»
John Wiley and sons, 1964
16. Consortium TAHAL - ECI - SUIŞ Consulting Engineers
«Seyhan Irrigation Project, Design Reports», 1971
17. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü (DSİ)
«Sanat Yapıları Tipleri ve Abakları Kısım I, II, III, IV, DSİ Yayıni, Ankara, 1966, 1969, 1965 ve 1966
18. S. Kırımlıoğlu
«Dairesel ve Atnalı kesiterin Hidrolik ve Statiği»
DSİ Yayıni, 1965
19. M. Yetkiner
«Dairesel Sifonlar Hakkında Bir Etüt»
DSİ Yayıni, 1965
20. Özden Bilec
«Yan Savaklıarda Debi ve Su Hattı Tayini»
DSİ Teknik Dergisi, Ağustos 1969, Sayı 17
21. A. Demiröz
«Malatya Akçadağ Sulaması Çelik Sifondaki Burkulmanın İncelenmesi»
DSİ Teknik Dergisi, Mayıs 1972, Sayı 23
22. DSİ
«Regülatör Projesi Kriterleri»
DSİ Yayıni, Mayıs 1969

DÜZELTME CETVELİ

Sayfa No.	Satır	Yanlış	Doğru
1.4	6	[Şeklinde No. 1.3]	[Şekil No. 1.3]
2.8	2	[H]	[H _b]
3.12	8	[v meansapta]	[ve mansapta]
5.4	4	[V _o =k.g.Y _c]	[V _o =k √g Y _c]
5.4	7	[L=1.41 √k √h Y _c]	[L=1.41 k √h Y _c]
5.4	7	[C=1.41 √k]	[C=1.41 k]
5.12	6	[h _{vo}]	[h _v]
5.12	7	$Y = \frac{1}{2} gt^2 + V_0 t \cdot \sin \theta$	$Y = \frac{1}{2} gt^2 + V_0 t \cdot \sin \theta$
5.12	9	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{V^2}{2g}$
5.38	2	[Yapısında]	[Yapısında]
5.38	9	[Yüksekliğine]	[Yüksekliğe]
5.38	24	[Tabol No...]	[Tablo No...]
5.39	27	$V = \frac{Q}{\pi D^{2/4}}$	$V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$
7.37	2	[V.r ² =...=13. TB tm]	[V.r ² =...=13.18 ton]
7.37	3	[V.r=...=7.12 ton]	[V.r=...=7.12 ton/m]
7.37	5	[V.r ² =...=30.90 tm]	[V.r ² =...=30.90 ton]
7.37	6	[r=...=16.70 ton]	[V.r=...=16.70 ton/m]
7.37	12	[g.r ³ =...=13.42 tm]	[g.r ³ =...=13.42 ton]
7.37	13	[g.r ² =...=7.26 ton]	[g.r ² =...=7.26 ton/m]
7.41	7	[N=-23.941]	[N=+23.941]

