

BARAJ DOLUSAVAKLARI TASARIMI

BC YÜKSEK LİSANS TEZİ
101066

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. M.Savaş SANCAR

501950165011

101066

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 17 Ocak 2000

Tezin Savunulduğu Tarih : 3 Şubat 2000

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Emin SAVCI (17.02.2000)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Ferruh MÜFTÜOĞLU (21.02.2000)
: Prof. Dr. Necati AĞIRALIOĞLU (17.02.2000)

ŞUBAT 2000

ÖNSÖZ

Yeni bir bin yılda sanayileşme ile birlikte artan dünya nüfusunun karşılığı olarak tarımın yükselen bir değer olacağı şüphesizdir. Türk devletinin Dünya’da hakettiği yeri alabilmesi bu konularda yeterli bilgiye sahip uzman personelinin varlığıyla mümkün olabilecektir. Hem bir tarım ülkesi olmaya, hem de sanayileşmeye çalışmamız nedeniyle barajlar devletimiz için bir zorunluluk haline gelmiştir.

Barajların tasarımında yapılan bir hata yapının menba koşullarına bağlı olarak mansaplarında büyük can ve mal kayıplarına sebep olabilir. Ortaya çıkan bu tip olumsuz koşullar genelde yanlış dolusavak tasarımları nedeniyle oluşmaktadır. Bu amaçla barajların adeta bir emniyet supabı olan dolusavakların tasarımı tez konusu olarak tercih edilmiştir.

Bu konuda bana bir tez çalışması yapmayı öneren ve çalışmama çok değerli katkılarıyla yardımda bulunarak, geliştirebilmemi sağlayan Sayın Hocam Prof. Dr. Emin SAVCI’ ya teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca benden yardımlarını esirgemeyen DSİ Barajlar Dairesi proje mühendisleri ile İnş. Müh. Aytekin Aykutoğlu’na ve her çalışmamda beni destekleyen aileme teşekkürler ederim.

M. Savaş SANCAR

Ocak 2000

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
ÖZET	viii
SUMMARY	x
1. GİRİŞ	1
1.1. Konunun Önemi	1
1.2. Çalışmanın Amacı	4
2. DOLUSAVAKLARIN GENEL ÖZELİKLERİ.....	6
2.1. Dolusavağı Oluşturan Elemanlar.....	6
2.1.1. Yaklaşım kanalı	6
2.1.2. Dolusavak eşik yapısı.....	8
2.1.3. Deşarj kanalı.....	10
2.1.4. Enerji kırıcı yapı	12
2.2. Dolusavakların Sınıflandırılması.....	13
2.2.1. Kontrolsüz dolusavaklar.....	13
2.2.1.1. Doğrusal eksenli karşıdan alışlı dolusavaklar	13
2.2.1.2. Dairesel eşikli karşıdan alışlı dolusavaklar	15
2.2.1.3. İki seviyeli karşıdan alışlı dolusavaklar	15
2.2.1.4. Orifisli karşıdan alışlı dolusavaklar	16
2.2.1.5. Yandan alışlı dolusavaklar	16
2.2.1.6. Kuyulu dolusavaklar	18
2.2.1.7. Labirent dolusavaklar.....	20
2.2.2. Kontrollü dolusavaklar.....	21
2.2.2.1. Düz sürgü kapaklı dolusavaklar.....	21
2.2.2.2. Radyal kapaklı dolusavaklar.....	23
2.2.2.3. Yatar kapaklı dolusavaklar	23
2.2.2.4. Diğer kapaklı dolusavaklar	24
2.3. Dolusavak Tipinin Seçilmesi	25
2.3.1. Baraj tipinin özellikleri	25
2.3.2. Topografik durum	26
2.3.3. Jeolojik durum	26
2.3.4. Hidrolik durum	27
2.3.5. Ekonomik durum	28
3. DOLUSAVAKLARIN PROJELENDİRİLMESİ	29
3.1. Dolusavakların Projelendirilmesi İçin Gerekli Doneler	29
3.2. Proje Giriş Taşkınlarının Seçimi ve Flood-Routing	32
3.3. Kontrolsüz Dolusavakların Hidrolik Hesabı	35

3.3.1. Yaklaşım kanallarının hidrolik hesabı	35
3.3.2. Proje yükünün hesabı	38
3.3.3. Eşik girişindeki su derinliğinin hesabı	41
3.3.4. Dolusavak eşik yapısının hidrolik hesabı.....	41
3.3.4.1. Dolusavak profilinin oluşturulması.....	41
3.3.4.2. Ogee profili	45
3.4. Kontrollü Dolusavakların Hidrolik Hesabı	48
3.4.1. Kapaklı dolusavakların genel tasarım özellikleri.....	48
3.4.2. Kapağın dolusavak gövdesi üzerindeki konumu.....	51
3.4.3. Orta ayakların geometrisi	52
3.4.4. Kapaklı dolusavakların debi miktarının hesabı.....	55
4. DOLUSAVAKLARIN MANSABINDA YER ALAN AKIMLARIN HİDROLİĞİ.....	57
4.1. Dolusavak Mansap Kanalı İçersindeki Akım.....	57
4.1.1. Kanal içersindeki akımın özellikleri	57
4.1.2. Açık kanal hidroliği.....	59
4.2. Hidrolik Sıçrama ve Enerji Kırıcı Havuzlar.....	70
4.2.1. Hidrolik sıçramanın oluşumu.....	70
4.2.2. Enerji kırıcı havuzların seçimi ve tasarımı	73
4.2.3. Suyu akarsu yatağına yukarıdan bırakan yapımlar.....	77
4.2.3.1. Sıçratma eşiği.....	77
5. KONTROLLÜ VE KONTROLSÜZ DOLUSAVAKLARDA GÖVDE YAPISININ GENEL ÖZELLİKLERİ	81
5.1. Kontrolsüz Akışlı Dolusavaklarda Gövde Yapısının Özellikleri	81
5.1.1. Gövde yapısı ile ilgili genel kavramlar	81
5.1.2. Debi katsayısının profil tasarımına etkisi.....	82
5.1.3. Bir dolusavak profili üzerinde oluşan pozitif ve negatif basınçların değişimi	88
5.1.4. Kontrolsüz dolusavak yapısının genel özelliklerinin belirlenmesi	95
5.1.5. Serbest akışlı dolusavak yapılarında profillerin karşılaştırılması	97
5.2. Kontrollü Bir Dolusavak Yapısının Genel Özellikleri.....	102
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	106
KAYNAKLAR.....	112
EKLER.....	114
ÖZGEÇMİŞ.....	156

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1.	Dolusavaklarda PGT debilerinin tekerrür aralıkları.....	34
Tablo 3.2.	Baraj gölünden kanala girişteki α değerleri.....	38
Tablo 5.1.	Artan h savak yükü altında debi katsayılarının karşılaştırılması.....	87
Tablo 5.2.	Artan Q debileri altında debi katsayılarının karşılaştırılması.....	87
Tablo 5.3.	$Z>1$ durumunda basıncın değişimi.....	91
Tablo 5.4.	$0<Z<1$ durumunda basıncın değişimi.....	91
Tablo 5.5.	$-1/2<Z<0$ durumunda basıncın değişimi.....	92
Tablo 5.6.	Profil üzerinde alt basınçların değişimi.....	93
Tablo 5.7.	Profil tiplerinin koordinatlarının karşılaştırılması.....	98
Tablo 5.8.	$n = 2$ şeklindeki sırt eğrilerinin karşılaştırılması.....	99
Tablo C.1.	Sabit h yükü altında H_p proje yükünün azaltımının etkisi.....	134
Tablo C.2.	Sabit H_p yükü altında h savak yükü artımının etkisi.....	135
Tablo C.3.	Sabit H_p yükü altında h savak yükü artımının etkisi.....	135
Tablo C.4.	Sabit H_p yükü altında h savak yükü artımının etkisi.....	136
Tablo C.5.	Sabit H_p yükü altında h savak yükü artımının etkisi.....	136
Tablo C.6.	Sabit H_p yükü altında h savak yükü artımının etkisi.....	137
Tablo C.7.	Serbest akışlı dolusavakta menbadan mansaba savak özellikleri.....	138
Tablo C.8.	Serbest akışlı dolusavakta menbadan mansaba savak özellikleri.....	139
Tablo C.9.	Serbest akışlı dolusavakta menbadan mansaba savak özellikleri.....	140
Tablo C.10.	Eğimli WES profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	141
Tablo C.11.	Eğimli WES profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	141
Tablo C.12.	Eğimli WES profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	142
Tablo C.13.	Eğimli Ogee profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	143
Tablo C.14.	Eğimli Ogee profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	144
Tablo C.15.	Eğimli Ogee profillerinde (P/H_p) oranının etkisi.....	145
Tablo C.16.	Kapaklı dolusavaklarda sabit h yükü altında H_p yükünün artışı.....	146
Tablo C.17.	Kapaklı dolusavaklarda sabit H_p yükü altında h yükünün artışı.....	147
Tablo C.18.	Kapak konumunun mansaba kaydırılmasının alt basınçlara etkisi.....	148
Tablo C.19.	Bir dolusavak gövde yapısında orta ayak açıklığının etkisi.....	149
Tablo C.20.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	150
Tablo C.21.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	151
Tablo C.22.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	152
Tablo C.23.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	153
Tablo C.24.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	154
Tablo C.25.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	155
Tablo C.26.	Radyal kapaklı gövde yapılarında debi miktarı değişimi.....	155

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	: Tipik bir dolusavak yapısı örneği.....	7
Şekil 2.2	: Doğrusal eksenli karşıdan alıslı dolusavak kesitleri.....	14
Şekil 2.3	: Dairesel eşikli bir dolusavak plan ve kesidi.....	15
Şekil 2.4	: İki seviyeli karşıdan alıslı dolusavağın plan ve kesitleri.....	15
Şekil 2.5	: Orifisli karşıdan alıslı dolusavağın kesit ve görünüşü.....	16
Şekil 2.6	: Tek yandan alıslı bir dolusavağın plan ve kesiti.....	17
Şekil 2.7	: İki yandan alıslı bir dolusavağın plan ve boy kesiti.....	18
Şekil 2.8	: Dairesel kuyulu bir dolusavağın plan ve enkesiti.....	19
Şekil 2.9	: Yandan alıslı bir tünel dolusavağın plan ve enkesiti.....	19
Şekil 2.10	: Sifonlu kuyulu bir dolusavağın kesiti.....	20
Şekil 2.11	: Düz sürgülü kapaklı bir dolusavağın kesiti.....	22
Şekil 2.12	: Bir kombine dolusavağın kesiti.....	24
Şekil 3.1	: Taşkın durumunda savaklanan akım.....	38
Şekil 3.2	: Deşarj eğrisinin hesabında kullanılacak tablo.....	39
Şekil 3.3	: Dolusavak deşarj eğrisi.....	39
Şekil 3.4	: Baraj dolusavağı flood-routing tablosu.....	40
Şekil 3.5	: Eşik girişinde su derinliği hesabı.....	41
Şekil 3.6	: İnce kenarlı bir savağın üzerinden aşan su napı.....	43
Şekil 3.7	: Aşağı doğrultulmuş akış.....	44
Şekil 3.8	: Kapak konumunun tespiti.....	51
Şekil 3.9	: Kapaklı dolusavakta debi miktarı hesabı.....	55
Şekil 4.1	: Açık kanallarda akım.....	58
Şekil 4.2	: Kontrol yapısından mansap kanalına geçiş.....	62
Şekil 4.3	: Mansap kanalının başlangıcında su seviyesi.....	63
Şekil 4.4	: Eşik yapısından sonra dairesel düşey kurp hesabı.....	63
Şekil 4.5	: Eşik boyunun hesabı.....	65
Şekil 4.6	: Kanal başlangıcında derinliklerin hesabı.....	66
Şekil 4.7	: Baraj dolusavak su yüzü profili tablosu.....	67
Şekil 4.8	: Duvar yükseklikleri hesap tablosu.....	67
Şekil 4.9	: Dairesel düşey kurp tasarımı.....	68
Şekil 4.10	: Kenar duvar tipleri.....	69
Şekil 4.11	: Hidrolik sıçramadan sonraki mansabdaki su derinliği.....	77
Şekil 4.12	: Sıçratma eşiği tasarımı.....	80

Şekil 5.1	: Memba çıkıntılı bir dolusavak.....	84
Şekil 5.2	: Memba çıkıntılı savak gövde tiplerinde oluşan akım şekilleri.....	85
Şekil 5.3	: Eğimli menba yüzeyi ve napın debi üzerindeki etkisi.....	86
Şekil 5.4	: Eğrisel bir kanal içersinde hareket eden su kütlesi.....	90
Şekil 5.5	: Merkezi yukarıda konkav bir eğri içindeki su kütlesi.....	90
Şekil 5.6	: Merkezi aşağıda konkav bir profil içersindeki su kütlesi.....	92
Şekil 5.7	: Savak sırtında oluşan basınçların grafik analizi.....	94
Şekil 5.8	: Serbest akışlı bir dolusavak yapısının özellikler.....	96
Şekil A.1a	: Nap şekilli tepe yapıları için kriterler.....	115
Şekil A.1b	: Nap şekilli tepe yapıları için kriterler.....	116
Şekil A.2	: Birleşik daire parçalarından oluşmuş ogee profili.....	117
Şekil A.3	: Dik memba yüzeyli ogee tepeleri için deşarj katsayıları.....	118
Şekil A.4	: Proje yükünden farklı yükler için deşarj katsayıları.....	119
Şekil A.5	: Dik yüzeyli deşarj katsayısının eğimli deşarj katsayısına oranı.....	119
Şekil A.6	: Su yapısı üzerindeki akıma mansap etkileri.....	120
Şekil A.7	: Apron etkileri sonucu oluşan deşarj katsayıları oranı.....	121
Şekil A.8	: Kuyruk suyu etkileri nedeniyle oluşan deşarj katsayıları oranı.....	122
Şekil B.1	: Kanal içersinde yaklaşan ve uzaklaşan duvarların tasarımı.....	124
Şekil B.2	: IV nolu havuz tipinin tasarımı.....	125
Şekil B.3	: Düşük froude sayılı alternatif havuzların tasarımı.....	126
Şekil B.4	: III nolu havuz tiplerinin tasarımı.....	127
Şekil B.5	: II nolu havuz tiplerinin tasarımı.....	128
Şekil C.1	: Kapaklı dolusavaklarda alt basınçların hesabı.....	130
Şekil C.2	: Radyal kapaklarda debi katsayıları $\Delta=0^\circ$	131
Şekil C.3	: Radyal kapaklarda debi katsayıları $\Delta=12^\circ$	132
Şekil C.4	: Ogee profilinde radyal kapak konumuna göre C katsayısı.....	133

BARAJ DOLUSAVAKLARI TASARIMI

ÖZET

Nüfusun artması, insanların ihtiyaçlarının çoğalması ve çeşitlenmesi sonucu zaten coğrafya ve zaman açısından oldukça bozuk bir düzen gösteren su kaynaklarımızdan en iyi bir biçimde yararlanabilmek için depolanmaları zorunlu hale gelmiştir. Ek olarak temiz ve doğaya saygılı enerji üretimi, tarım için sulama suyunun temini ve bunlara benzer çeşitli nedenlerden dolayı bu tip yapıların inşasında barajlar bir zorunluluk haline gelmiştir. Ancak barajların tasarımı ile inşası oldukça karmaşık ve zordur. Büyük yapımlar olmaları nedeniyle pahalı maliyetlerinin yanında, barajlarda meydana gelecek zararlar sonucunda, mansablarında büyük can ve mal kayıplarına sebep olabilirler. Tüm dünyada barajlarda oluşan hasarlar üzerinde yapılan istatistikler bu hasarların en önemli nedeninin baraj gövdesi üzerinden suyun aşması olduğunu göstermiştir. Oluşacak bu tür olumsuz durumlara en çok yanlış bir baraj dolusavak tasarımı sebep olabilir.

Dolusavak yapıları akarsuyun baraj rezervuarına getirdiği su miktarının rezervuarın depolama kapasitesini aşması durumunda, fazla suları emniyetli bir biçimde çevreye zarar vermeden yapıdan uzaklaştırır. Bu nedenle tasarımları hayati bir önem taşır. Açıklanan sebeplerden dolayı tez çalışmasının konusu baraj dolusavakların tasarımı olarak seçilmiştir. Tez içersinde ülkemizde en çok uygulama alanı bulan kontrollü ve kontrolsüz dolusavaklar ile onları oluşturan bölümlerinin projelendirilmeleri incelenmiştir. Ayrıca konuyla ilgili pratik çözümler ile hesaplarda kullanılması için gerekli abaklara yer verilmiştir.

Çalışmanın ilk bölümünde konunun önemi ve amacı açıklanmıştır.

İkinci bölümde ise; tipik bir dolusavak yapısını oluşturan yaklaşım kanalı, kontrol kesidi, mansap kanalı ve enerji kırıcı yapımlar hakkında bilgi verilmiştir. Ek olarak bu yapılarda meydana gelmiş tasarım hataları ile yapılan çözümlerden bahsedilmiştir. Daha sonra pratikte uygulanan dolusavak tipleri, kullanım yerleri, yerleşim şekli, temel şartları, yapım güçlüğü, iklim şartları, işletme durumu, deprem riski, aşırı yüklemeye güvenilirlik, iş programlarına etkisi, maliyet ve boşaltım kanallarında daraltma imkanları açısından karşılaştırılmıştır. Bu bilgilerden sonra bir dolusavak tipinin hangi kriterlere bağlı olarak seçilebileceği, seçilen baraj tipinin özellikleri, topografik durum, jeolojik durum, hidrolik durum ve ekonomik durum temel alınarak açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde dolusavak yapılarının projelendirilmelerine geçilmiştir. Yapının tasarımının yapılabilmesi, plan ve projelerinin çizilebilmesi için gerekli done ve bilgiler bölümün başında verilmiştir. Ardından tasarım aşamasına geçilerek proje giriş taşkınlarının seçimi ve flood-routing anlatılmıştır. Bu noktadan sonra dolusavak yapısının bölümlerinin dizaynına gelinmiştir. Yaklaşım kanallarının hesabı, proje yükünün seçimi, genel haliyle dolusavak profilinin oluşturulması ile kontrolsüz ve kontrollü dolusavak gövde yapısının tasarımı açıklanmıştır. Konu hakkında gerekli abaklar ise Ek-A'da verilmiştir.

Dördüncü bölümde mansap kanallarının tasarımı ele alınmıştır. Bu amaçla ilk olarak dolusavak kontrol yapısından mansaba geçiş incelenmiş, eşik yapısından sonraki su derinliğinin tespiti, kontrol yapısından kanala geçişteki düşey kurbun ve eşik boyunun uzunluğunun hesabı yapılmıştır. Kanal içersindeki su yüzü profilinin çizimi için gerekli eşitlikler ve kullanılacak heap yöntemi için tablo verilmiştir. Ayrıca pratikte uygulanan yan duvarların tipleri ve boyuları ile yüksekliklerinin hesabı açıklanmıştır. Sonra dolusavaklarda akımın enerjisinin azaltılmasında yararlanılan hidrolik sıçramanın genel özellikleri ile akımın froude sayısının değerine göre tasarlanabilecek havuz tipleri anlatılmıştır. Bu havuzların tasarımında kullanılabilecek abaklar Ek-B'de verilmiştir. Bölümün sonunda bir sıçratma ucundan fırlatılan su kütlesinin akarsu yatağı içersinde düşeceği noktanın tespiti yapılmış ve tipik bir sıçratma ucunun boyutları matematiksel bağıntılar yardımıyla hesaplanmıştır.

Beşinci bölümde dolusavak yapısının hesabında en önemli yeri tutan gövde yapısının tasarımı incelenmiştir. Konu ilk olarak deşarj katsayısı bakımından ele alınmıştır. Bu amaçla çeşitli bilim adamları tarafından teklif edilen deşarj katsayısı eşitlikleri karşılaştırılmış, memba yüzü şeklinin katsayıya olan etkisi anlatılmıştır. Ardından dolusavak üzerinde pozitif ve negatif basınçların oluşumu incelenmiştir. Daha sonra kontrollü ve kontrolsüz dolusavakların bir ön tasarımında bu yapının özelliklerinin belirlenmesini sağlayacak çeşitli eşitlikler verilmiştir. Bu bilgilerin yardımıyla, dik memba yüzüne sahip gövde yapıları için teklif edilen profil tipleri, (H/H_p) oranı, m katsayısı, d su derinlikleri, (P/γ) alt basınçların değeri açısından karşılaştırılmış ve sonuçlar tablolastırılmıştır. Ayrıca çalışmada $P/H_p \leq 1,5$ oranları için eğimli memba yüzleri tavsiye edilmiş ve eğimli memba yüzlerine sahip WES ve Ogee profilleri alt basınçlar bakımından incelenmiştir. Anlatılanlara ek olarak kontrollü dolusavaklar da (H/H_p) oranı, m katsayısı, d su derinlikleri, (P/γ) alt basınçların değeri ve X kapak konumları açısından karşılaştırılmışlar ve sonuçları tablolastırılmışdır. Yapılan çalışmaların neticesinde tipik bir gövde yapısının tasarımında en önemli kriterin alt basınçların ile m debi katsayısının değerleri olduğu düşünülmüş, ayrıca tasarımda düşük alt basınç değerlerinin ve yüksek deşarj katsayısının elde edildiği optimum bir noktanın yakalanması tavsiye edilmiştir.

DESING OF DAM SPILLWAYS

SUMMARY

As a consequence of population growth and increase in both the number and the variety of people's needs, it became a necessary condition that we should store our water sources which are irregular in terms of geography and time in order to benefit from them in the most efficient way. Construction of dams became an obligation for such situations. Because, dams produce energy in a way that does not harm nature and provide irrigation water for agriculture. In spite of these advantageous characteristics of dams, both the design and construction of dams is quite complicated and difficult. Additionally being huge constructions they have high cost and the same time can damage both the physical environment and human life in downstream in the case of a possible damage in its own structure. The statistics about the dam's damages all around the world indicated that the most important reason these damages is the exceeding level of water over the body of the dam. Usually the reason unpleasant case is the wrong design of spillways.

When the level of water brought by the river to the dam's reservoir exceeds the storing capacity of reservoir, spillways take away the extra water without giving any harm to the environment in a safety way. Thus their designs have vital importance. Because the reasons discussed above, the subject of the present research is the design of spillways. Research includes the design of the controlled and uncontrolled spillways and their components in Türkiye. Moreover the practical solutions and necessary abacus that are used in calculations are included.

In the first chapter of the research the importance of the subject and the purpose of the research are explained.

In the second chapter, some information about the approach channel, control cross section, discharge channel and the stilling basins which altogether form a typical spillway structure are given. In addition to this, design default in these constructions and the solutions applied for these are described. Afterwards spillway types and their application areas are compared according to settlement style, basic requirements, construction difficulty, climate conditions, operation state, earthquake risk, safeness in the case of overloading, its effect on labor programs, cost and narrowing conditions in discharge channels. Giving this information, the criterion according to which a spillway type is selected is discussed on the basis of the properties of the selected dam type, topographic conditions, geologic state, hydraulics conditions and the economic condition.

In the third chapter, projection of the spillway types is explained. In the beginning of the chapter necessary information and datum used for the design of the structure and for the projection are given. Afterwards passing to the designing state, the selection of project excess flood and flood- routing method have been explained. Following

this point the designing of the parts of the spillway structure is described. The calculation of approach channel, the selection of the design load, the general formation of the spillway profile, the design of controlled and uncontrolled spillway body structure are delineated. The related abacuses are indicated in Appendix- A.

In the fourth chapter the design of the discharge channel is depicted. For these reasons in the first place the transition from the control structure to the discharge channel is studied and the determination of the water depth after the control structure and the length of the structure are calculated. The equations necessary for the projection of the water surface profile in the channel and the calculation method that must be used are tabulated. Moreover types of the sidewalls that are used in practice and calculation of their dimensions and heights are described. Then the general properties of the hydraulic jump, which are necessary for the reduction of the energy of flood in spillways and the stilling basin types that are designed according to the Froude Number, are discussed. The abacuses that can be used in the design of the stilling basin are indicated in Appendix-B. Finally the dimensions of the structures, which throw water to the bed of the stream, are calculated in terms of mathematical correlations.

In the fifth chapter, the design of the control section, which is very important in the determination of the spillway structure, is studied. Firstly, the subject is discussed in terms of discharge coefficient. Different discharge coefficients are compared for this purpose. The effect of the upstream surface form of the control section on the coefficient is described. Following this the formation of the positive and negative pressure on spillway profile is explained. Then some equations, which will be used to define the characteristics of the structure in pre-design of the controlled and uncontrolled spillways, are given. In the light of this information, the profile types which are suggested for the body section with a vertical upstream surface are compared according to (H/H_p) , m , d (water depth), P/γ (pressure). For the ratios of $P/H_p \leq 1,5$, inclined upstream surface for the body section is suggested. For these profiles, WES (Water Experiment Station, USA) and Ogee profiles are studied according to bottom pressures. In addition to these, gate controlled spillways are studied according to (H/H_p) , m , gate location condition, values of bottom pressures.

1. GİRİŞ

1.1 KONUNUN ÖNEMİ

Yeryüzünde 1.38 milyar km^3 toplam potansiyeli ile en yoğun olarak bulunan madde sudur. Hayatın temelidir ve en çok kullanılan doğal kaynaktır. Küresel ölçekte tükenmeyen doğal kaynaklardan sayılabilse de bölgesel ve yerel olarak sonlu bir kaynak durumundadır. Hızlı nüfus artışı, tarımın yaygınlaşması ve endüstriyel kalkınma doğal su sistemini nitelik ve nicelik yönünden zorlamaktadır. Dünya’da her yıl yaklaşık olarak 400.000 km^3 su buharlaşmakta ve yağış olarak tekrar Dünya’ya geri dönmektedir. Bu miktarın 100.000 km^3 ’ü karalara, gerisi denizlere düşmektedir. Karalara düşen yağışın ancak 1/3’ü yerüstü akışı haline geçmektedir. İstatistiklere göre temiz ve kullanılabilir su kaynaklarının mevcut potansiyelin %1’i olduğu belirlenmiştir.

Türkiye’de yıllık yağış miktarı en az 220 mm ile en fazla 2420 mm arasında değişim göstermektedir. Yıllık ortalama 652.5 mm olarak hesaplanmıştır. Ülkemizin izdüşümü 77.945.200 ha (1ha=10.000 m^2) ise memleketimize bir yılda düşen yağış miktarı 77.945.200 ha x 652.5 mm=501 milyar m^3 su potansiyeli yaratmaktadır. Bu miktardan ancak 186 milyar m^3 ’lük bir hacim akış haline geçebilmektedir. Geri kalan %63’lük bölüm ise buharlaşma, bitkisel terleme, yeraltında akışa geçme gibi nedenlerle yerüstü akışı haline geçememektedir. Bu amaçla suyun lazım olacak yer ve zamanda istenildiği miktarda kullanılabilmesi ancak depolanması suretiyle mümkün olabilecektir.

Su kaynaklarımızdan tam kapasite ile faydalanılması topografik, jeolojik v.b. teknik nedenlerden dolayı mümkün ve ekonomik değildir. Üzerlerinde çeşitli tesisler yapılabilsede dahi suda yaşamın devam etmesi, su kirliliğinin önlenmesi, nehir taşımacılığı, deniz tuzlu suyunun iç kısımları etkilememesi gibi çeşitli nedenlerle yeterli miktarda suyun sürekli olarak nehir yatağına bırakılması şarttır. Yurdumuzda

doğup komşu ülkelere veya komşu ülkelerde doğup yurdumuzda denize dökülen ve sınır teşkil eden akarsularımızdaki (Meriç, Çoruh, Aras, Fırat, Dicle, Asi) su potansiyelinin komşu ülkelerle birlikte kullanılması zorunludur. Bu nedenlerden dolayı Türkiye’de akış haline geçen 186 milyar m³/yıl’lık su miktarının ancak 95 milyar m³/yıl’lığından yararlanma imkanı bulunabilmektedir.

Coğrafya ve zaman açısından bozuk bir düzen gösteren su kaynaklarımızdan en iyi bir biçimde yararlanabilmek için depolanmaları ve bu sayede istenilen zaman ve yerde kullanılabilmelerinin mümkün olabileceği bilinmektedir. Bu olanak bir depolama tesisi ile sağlanabilir. İnsanoğlu ilk çağlardan itibaren özellikle su kaynaklarının kıt ve düzensiz olduğu yörelerde su biriktirme yapıları ve uzun mesafelere cazibe ile taşıma yapıları yapmışlardır. Ancak gerek nüfusun gerekse nüfusu meydana getiren insanların ihtiyaçlarının çeşitlenmesi ve artması sonucu çeşitli amaçlar için teşkil edilen daha büyük depolama yapılarının kullanılmasına sebep olmuştur. Buna en iyi örnek barajlardır.

Genel olarak barajın tanımı yapılacak olursa; temelden yüksekliği 15 m’den fazla olan içme, kullanma ve endüstri için gerekli suyu depolayan, hidroelektrik enerji üreten, tarım alanlarının zamanında ve gerektiği kadar sulanmasını sağlayan, yerleşim yerlerini ve tarım alanlarını taşkından koruyan su depolama tesislerine denir.

Barajın gövde ve rezervuar hacmine göre bir tanımı yapılacak olursa; yüksekliği 15 m’den büyük, gövde hacmi 5x10⁵ m³’den fazla ve rezervuar hacmi 5x10⁶ m³’den çok olan su depolama yapılarına baraj denilir. Gölet ise; nehir yatağının en düşük seviyesinden (talveg) yüksekliği 15 m, temel derinliği azami 5 m, gövde hacmi 500.000 m³ ve rezervuar hacmi 5 hm³’e kadar olan veya temelden itibaren yüksekliği 20 m’yi aşmayan depolama yapılarına denilmektedir. Ancak yukarıda belirtilen bu sınırlar rijit olmayıp elastiktirler. Baraj ve gölet ayrımı için kullanılmaktadırlar.

Uluslararası Büyük Barajlar Komisyonu (ICOLD) yüksekliği 15 m’den büyük veya yüksekliği 5-15 m arasında olup, rezervuar hacmi üç hm³’den büyük olan depolama tesislerini büyük barajlar sınıfına sokmaktadır.

Kasım 1997 tarihi itibarıyla Türkiye’de 184 adet büyük baraj işletmede, 92 adedi ise inşa halindedir. Ancak ülkemiz standartlarına göre gölet olarak adlandırılan ICOLD standartlarına göre ise büyük baraj kategorisinde olan ve dünya literatüründe bu

sınıfta yer alan 439 adedi işletmede, 206 adedi inşa halinde Türkiye’de 645 adet büyük baraj vardır. Bu barajlardan 520 adedi toprak dolgu, 109 adedi kaya dolgu, dokuz adedi beton ağırlık, altı adedi kemer, bir adedi ise ön yüzü beton kaplı barajlardır.

Bir baraj başlıca; temel, depolama yapısı olan baraj gövdesi, onun arkasında oluşan rezervuar (göl), ayrıca boşaltım yapıları olarak adlandırdığımız derivasyon, dipsavak ve dolusavaktan yapılarından meydana gelir.

Barajın temeli terimiyle; gövdenin zeminle temas ettiği bütün vadi tabanı ve yamaç yüzeyleri kastedilmektedir. Temel herhangi bir seviyedeki su muhtevası yüzünden üzerine gelebilecek yükler altında belli bir miktardan fazla oturma yapmamalı ayrıca içinde oluşabilecek sızmalar, mansabda pınarlaşıma ve ani toprak yükselmelerine sebep olmayacak mertebelerde olmalıdır. Ek olarak rezervuar suyunda da belli bir miktardan fazla kayıp engellenmelidir.

Baraj gövdesinin tasarımı statik kriterlere, yapının inşa edildiği vadinin özelliklerine ve çevresinde bulunan malzemenin gövde inşasında kullanılabilme olasılığına bağlıdır.

Derivasyon yapıları barajın inşası sırasında genelde tünel biçiminde, menba ve mansap batardoları ile birlikte yapılırlar. Yapım sırasında gelebilecek taşkın debilerini menbadan mansaba aktarmaya yararlar. Böylece inşaatın kuru şartlarda yürütülmesi mümkün olur. Göletlerde ekonomi nedeniyle derivasyon yapıları öngörülmez. Zaten derivasyon yapılarının iş mevsiminde inşa edilen küçük yapılar olmaları gereklidir.

Dipsavak yapısı derivasyon tüneli içersinde yer alır. Tünel içersine vana odaları ve çelik cebri borular yerleştirilir. Ayrıca mansap kısmına bir sükun havuzunun düzenlenmesiyle birlikte dipsavak yapıları oluşturulmuş olur. Bu yapılar barajlardan istenilen su seviyesinde ve istenilen miktarda su almaya yaradıkları gibi, taşkın sırasında da dolusavağa yardımcı olup, taşkın kontrolü yaparlar.

Dolusavak yapıları barajların adeta bir emniyet supabı gibidir. Başlıca görevleri akarsuyun baraj rezervuarına getirdiği su miktarının rezervuarın depolama kapasitesini aşması durumunda fazla suların emniyetli bir biçimde baraj mansabına aktarılmasını sağlamak, özellikle enerji üretimi amaçlı barajlarda, haznedeki su seviyesinin kontrolünü yapmak ve su birikimini düzenlemektir.

Baraj güvenliği, baraj tipi ve dolusavak tipinin seçiminde önemli bir rol oynamaktadır. Tüm dünyada barajlarda oluşan hasarlar üzerine yapılan istatistikler bu hasarların en önemli nedeninin baraj gövdesi üzerinden suyun aşması olduğunu göstermiştir. Küçük seçilen dolusavak kapasitesi, yapının ömrü içerisinde gelmesi beklenen debinin hatalı tahmini, dolusavak deşarj sistemlerinin işletmeye alınamaması ile baraj gövdesi üzerinden suyun aşması hasarların en önemli sebeplerini oluşturmuştur. Bu durum menbadaki koşullara bağlı olarak mansap bölgesinin sular altında kalması sonucunu doğurmakta, büyük miktarlarda can ve mal kaybına sebep olabilmektedir. Anlaşıldığı üzere dolusavak yapıları üstlendikleri görev bakımından hayati bir öneme sahiptirler.

Barajlar büyük miktarda iş gücü, zaman ve sermaye gerektiren yapılardır. Bu büyük yatırımlardan istenilen faydanın elde edilebilmesi diğer bir çok önemli faktörün yanında, yapının güvenliğinin sağlanmasıyla da ilgilidir. Bu sayede barajların hizmet süreleri uzatılmakta, optimum fayda sağlanabilmekte, mansabda meydana gelebilecek zararların önüne geçilebilmektedir. Bu konu direkt olarak barajların maliyetinde önemli bir yer tutan dolusavak tasarımı ile alakalıdır.

1.2 ÇALIŞMANIN AMACI

Gelişmekte olan ülkemizin ihtiyaç duyduğu temiz ve doğaya saygılı enerji üretimi, tarım için sulama suyunun temini ile diğer önemli ihtiyaçlar bakımından yeni barajların inşası yurdumuzun içerisinde bulunduğu hal ve koşullar itibarıyla bir gerekliliktir. Bu tip yapıların tasarımı diğer yapılarınkine oranla direkt olarak temas halinde bulunduğu suyun meydana getirdiği belirsizlikler nedeniyle oldukça karmaşık, uzun ve insan faktörünü öne çıkaran deneysel çalışmalar gerektiren bir projelendirme safhası içermektedir. Çalışma ana hatlarıyla baraj için hayati önemi olan dolusavak yapılarının tasarımında kullanılan ve pratikte uygulama bulan projelendirme kriterlerini içermektedir. Ancak konunun genişliği itibarıyla en çok tercih edilen kontrollü, kontrolsüz dolusavaklar incelenebilmiştir. Aynı bir çalışma konusu olduğu için dolusavağın hidrolojik karakteristikleri üzerinde durulmamış, yapının kendisinin ve kendisini oluşturan bölümlerinin tipinin seçimi, boyutlarının belirlenmesi gibi problemler incelenmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde dolusavak yapısını oluşturan elemanların özellikleri, dolusavağın ve bölümlerinin seçimini etkileyen unsurlar anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde dolusavak yapısının bölümlerinin ve dolusavak kontrol yapısının kendisinin tasarımı, en çok uygulama bulan kontrolsüz ve kontrollü dolusavaklar baz alınarak anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde dolusavak yapısının mansap bölgesinin karakteristikleri üzerinde durulmuş, mansap kanalının tasarımın için gerekli olan özelliklerinin hesabı anlatılmıştır. Ek olarak enerji kırıcı yapıların projelendirilmesi amacıyla yönelik de bilgiler verilmiştir.

Beşinci bölümde ise kullanılan ve teklif edilen bazı dolusavak profilleri incelenmiş ve sayısal örnekler ile mukayeseleri yapılmıştır. Ayrıca serbest akışlı ve kapaklı kontrol yapılarının genel özellikleri yine sayısal örnekler ile açıklanmıştır. Elde edilen bilgiler bir sonuç şeklinde getirilmiş ve projelendirme için tavsiyelerde bulunulmuştur.



2. DOLUSAVAKLARIN GENEL ÖZELLİKLERİ

2.1 DOLUSAVAĞI OLUŞTURAN ELEMANLAR

Genel olarak bir dolusavağı oluşturan elemanları dört ana başlık altında toplamamız mümkündür. Bu başlıklar ise:

- 1- Yaklaşım kanalı
- 2- Dolusavak eşik yapısı
- 3- Deşarj kanalı (mansap veya boşaltım kanalı)
- 4- Enerji kırıcı (uç) yapısıdır.

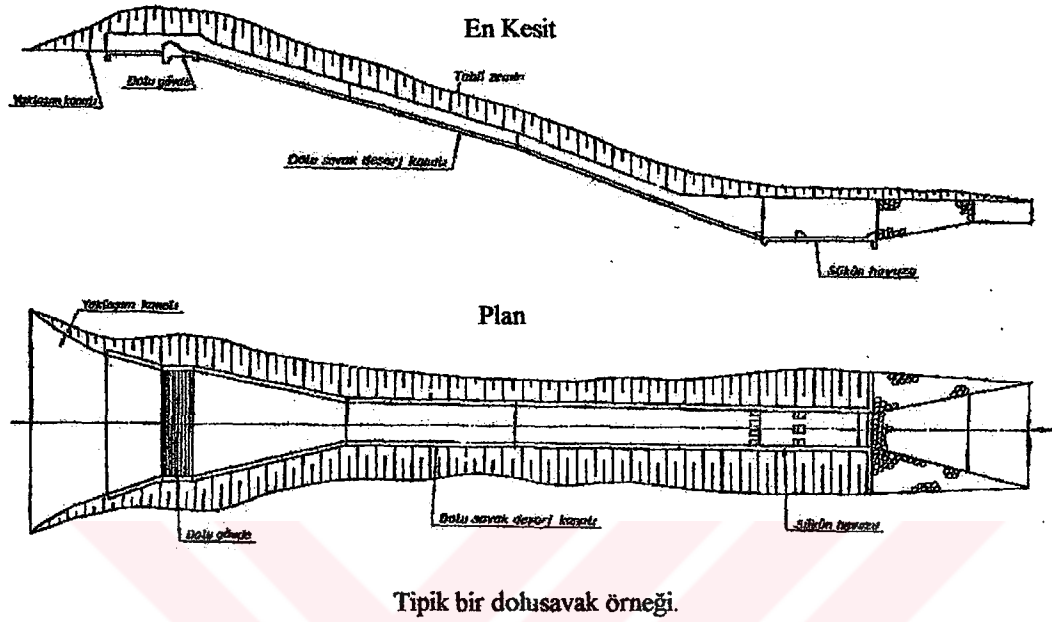
Şekil 2.1’de tipik bir dolusavak plan ve enkesiti görülmektedir.

2.1.1 Yaklaşım Kanalı

Baraj gölündeki suyun savaklanmak üzere dolusavak eşik yapısına düzgün olarak iletimini sağlayan, genelde eksenleri eşiğe dik bir doğru veya eşiğe ulaştıkları noktada eşiğe dik olan bir eğri şeklinde tertip edilen yapılardır. Dolgu barajlarında dolusavak eşiğinin yapıyla hiç bir ilgisi yoktur. Demirköprü Barajı’nın dolusavağını buna örnek olarak verebiliriz. Bu durumda rezervuardaki suyun kontrol kesitine ulaştırılması için yaklaşım kanalına ihtiyaç duyulur. Beton barajlarda ise suyun baraj gövdesini aşmasının yapıya bir zarar vermediğinden dolayı, tıpkı Sarıyar Barajı’nın dolusavağında olduğu gibi yapım genel olarak gövdenin üstüne oturtulur. Dolusavak su ile doğrudan temas halindedir ve yaklaşım kanalına ihtiyaç kalmaz. Ancak bazı özel hallerde beton barajlarda da dolusavak gövdenin üstüne oturtulmaz.

Yaklaşım kanalı içersindeki hızlar ve sürüklenme gerilmeleri hesaplandıktan sonra, kanal yüzeyinin kaplamalı veya kaplamasız bir şekilde oluşturulmasına karar verilir. Kanal yüzeyi ölçülen hızlara, hesaplanan gerilmelere dayanıklı ise, kazı yüzeyleri

düzenlenmiş, kaplamasız olarak bırakılır. Altınyazı ve Çubuk II Barajı yaklaşım kanallarında durum böyledir. Bazı hallerde eşik stabilizelesinin sağlanması, hem de şevlerdeki eğim değişikliği geçişinin temini için eşiğin menbasından itibaren 10-15 m boyunca kaplama yapılır.



Tipik bir dolusavak örneği.

Şekil 2.1 Tipik bir dolusavak yapısının plan ve en kesit örneği.

Yaklaşım kanalının projelendirilmesinde dikkat edilecek hususları genel olarak şu şekilde sıralayabiliriz:

Suyun Kanala Girişi: Kanal içersindeki akımın düzenli olması istenir. Bundan amaç yük kayıplarının azaltılması ve doğacak hidrolik yetersizlikten dolayı deşarj edilen debi miktarının düşmemesidir. Problem barajın maliyetiyle de direkt olarak alakalıdır. Giriş ağzının projelendirilmesinde yapılan hatalar daha başından bir hidrolik yetersizlikler doğurur ve suyun yatağa verilmesinde istenmeyen zararlı etkilerin ortaya çıkmasına sebep olur. Gökçekaya Barajı' nın yaklaşım kanalının giriş ağzında ölçülmüş olan kayıp 1.40 m'yi bulmaktadır. Bu yüzden baraj kret kotunun yükseltilmesine ihtiyaç duyulmuştur.

Kanal Güzergahı: Yaklaşım kanalları için en uygun güzergah, planda ani kırıklık, daralma ve genişlemelerin bulunmayıp, bu sayede kanal içersinde büyük yük kayıplarının oluşmadığı güzergahlardır. Fakat topografik nedenlerden dolayı bu istek her zaman sağlanamaz. Dar vadiler nedeniyle yamaç içersine oturtulan yaklaşım kanalları eğrisel bir güzergaha sahiptir. Eğrisel güzergah nedeniyle oluşan merkezkaç kuvvetleri suyun dirsek tarafına yığılmasına sebep olur ve akımın düzenini bozar.

kuvvetleri suyun dirsek tarafına yığılmasına sebep olur ve akımın düzenini bozar. Dirsekten kaçmak amacıyla güzergah baraj eksenine yaklaştırılırsa, tasarımcının karşısına büyük istinad duvarları inşa etmek sorunu ortaya çıkar. Çözüm Aslantaş Barajı'nın yaklaşım kanalında uygulanmış ve istinad duvarı yüksekliği 45 m olarak belirlenmiştir. Ayrıca bu çözümde taşkın esnasında suyun duvarları aşarak kanala dökülme ihtimali de vardır. Olay kanal içersindeki akımın düzenini bozar.

Suyun Maksimum Hızı: Yaklaşım kanalındaki hızlar küçük olmalıdır. Düşük hız hem yaklaşım hız yükünün küçük olmasını sağlar, hem de yaklaşım kanalı yerinin topografyasından ötürü kanala verilmek zorunda kalınan eğrisel şeklin büyük yük kayıpları doğurmasını engeller. Kanalin kaplamasız olarak tertibi de hızı sınırlayan bir diğer faktördür. Kanal içersindeki suyun maksimum hız değerini kesin bir kriter olarak belirlemek zordur. Bu değere her dolusavak için hazırlanan modellerde yapılan araştırmalar sonucunda karar verilir. Memleketimizde inşa edilen barajlarda genelde 1-3 m/s veya 4-5 m/s hızları Q_{max} için kabul edilmesi gerekli en yüksek hızlar olarak kabul edilmişlerdir. Örneğin, Erfelek Barajı model çalışmaları sonucunda hazırlanan raporda kesitlerdeki hızların 3.30-4.00 m/s civarında olduğu ve limit değer olarak kabul edilen 4.5 m/s' lik hızın altında kaldığı için uygun görüldüğü belirtilmiştir.

Bütün bunlara ek olarak kanal içersindeki şev eğimlerinin ani olarak değişmemesi istenir. Şevler genellikle 1/2, 1/1, 1.5/1 gibi değerlerde olmalıdır. Eşikte ise düşey yan duvarlar seçilmelidir .Bu eğimlerden düşeye geçmek için yeterli ise bir boy temini gereklidir.

Kanal içersindeki akım nehir rejimindedir. Zaman içersinde geçen debi miktarı sabittir, yani kanal akımı bir permanant akımdır.

2.1.2 Dolusavak Eşik Yapısı

Suyun üzerinden şavaklandığı dolusavağın en önemli kısmıdır. Hemen hemen her dolusavak kontrol yapısı beton olarak seçilmiş ve her türlü hidrolik tahriplerden korunmuştur. Dolusavağın kapaklı veya kapaksız olmasına bağlı olarak aşağıdaki bölümlerden oluşur:

a) **Yan Duvarlar:** Dolusavak bir yaklaşım kanalı içersinde ise, kanal ile savak arasında geçişi sağlamak amacıyla eğrisel ve doğrusal duvarlar düşünülebilir. Eğimli yan duvarların seçildiği dolusavak yapıları mevcut ise de model deneyleri bu

dolusavaklarda su yüzünde dalgalanma ve dalga girişimi doğduğunu göstermiştir. Kesin karara model çalışmaları sonucunda varılır.

b) Kenar Ayaklar: Beton barajlarda yaklaşım kanalı olmadığı için yan duvarlar yerine kenar ayaklar tasarlanır. Ayaklar suyu dolusavağa düzgün olarak verecek biçimde dizayn edilirler. Kapaklı dolusavaklarda hatalı projelendirme sonucunda yapının ayakları arasından geçen su seviyelerinde farklılıklar oluşabilir. Debi katsayısının azalmasına sebep olabilecek bu olumsuz koşul tasarlanan kenar ayaklar sayesinde giderilebilir. Örneğin Keban Barajı'nın dolusavağında altı gözden geçen her bir debinin eş debili olması projelendirilen kenar ayaklar yardımıyla sağlanmıştır.

c) Orta Ayaklar: Kapaklı dizayn edilmiş dolusavaklarda kapakların mesnetlendikleri elemanlardır. Kapakların ilettiği mesnet tepkileri buradan temele aktarılır. Ayak donanımının (kapak yuvaları, batardo yuvaları, gemici veya normal merdivenler) monte edilebilmesi için genişliği iki yahut üç metre arasında olmalıdır. Seçilen kapak geometrisi ve akımın hidrolik özellikleri ayakların açıklıkları ile geometrilerini belirler. Ayrıca seçilen savak profili orta ayak şeklinin tasarımında göz önüne alınmalıdır. Bazı hallerde de kaldırma tesisleri orta ayaklar üstüne yerleştirilmiştir.

d) Dolusavak Gövdesi: Su itkileri, alttan kaldırma, deprem kuvvetleri ve zati ağırlığın etkisi altında kayma ve devrilmeye karşı stabil, istenilen miktarda suyu mansaba aktarmayı, suyu hızlandırıp ve yön vererek sağlayan dolusavağın kısmıdır. Genelde dolgu barajlarında yaklaşım kanallarında, beton barajlarda ise baraj gövdesinin üzerinde bulunurlar.

e) Servis Köprüsü: Kapaklı dolusavaklarda, kaldırma tertibatını yerleştirmek amacıyla orta ayaklar üzerinde teşkil edilen tabliyedir.

f) Kapaklar: Sismik aktivitesi yüksek ve hidrolojik verilerin yetersiz olduğu bölgeler ile regüle edilmemiş akarsular üzerine kurulacak barajların dolusavakları hariç, ekonomik bakımdan bir analiz sonucunda kapaklı dolusavaklar tercih edilebilirler. Genelde bütün değişik kapak tiplerinin kullanıldığı dolusavaklarda özel eğilim radyal kapakların tercihi olarak ortaya çıkmıştır. Daha başka vagon veya kaydırmalı yassı kapaklar kullanılmaktadır.

2.1.3 Deşarj Kanalı

Dolusavaktan geçen su enerji kırıcı yapılara kadar deşarj kanalı ile taşınır. Savaklanmadan önce kritik üstü rejimde olan akım, savaklanırken kritik altı derinliğine ulaşır. Dolusavak kanalının çoğunluğunda hızlar 8-30 m/s arasında değişim gösterir. Oldukça yüksek olan bu hızlar karşısında zeminin, bu hızlara dayanabilecek sağlamlıkta kaya olmadığı durumlarda zemine kaplama yapılması gerekir. Genelde tercih edilen kaplama cinsi harçlı pere veya beton bir kaplamadır.

Mansap kanalı dolusavağın baraj gövdesine oturtulmadığı çözümlerde kullanılır. Savağın baraj gövdesine yerleştirildiği durumlarda ise su doğrudan doğruya akarsuya iade edilir.

Suyun kret seviyesinden talveğe taşınması ihtiyacı dik eğimli bir kanal tertipleme zorunluluğunu doğurur. Ayrıca akışın yüksek kotlu bir yan dereye iletilmesi ve buna benzer hallerde akım süper kritik hale gelebilir.

Dolusavaktan deşarj kanalına geçiş bir geçiş bölgesi ile temin edilebilir. Hızın genellikle yüksek olduğu durumlarda ani daralma veya genişleme yapılmasının hidrolikle bağdaşmayacağı bilinen bir kanundur. Tedrici daralma ve genişleme hidroliğe uymak şartıyla sık sık kullanılan bir tertiptir. Genişleme durumunda dikkat edilecek husus suyun tabii olarak açılacağından daha büyük açılar kullanılmamasıdır. Kullanılan en klasik kriter “ $1/3F$ ” kriteridir. (F = Froude Sayısı) Açılma açısı tanjantı $1/3F$ ’ e eşit veya küçük olarak seçilirse, su jetinin bu açılmaya uyacağı söylenebilir. Ancak son çözüme model deneyleri sonucunda karar verilebilir. Daralma durumunda da aynı kriterin kullanılması tavsiye edilmiştir. Her iki halde de $1/3F$ için Froude sayısı baştaki ve sondaki hız ile derinliklerin ortalaması alınarak hesaplanır. Kanal genişliği dolusavak genişliğine eşit olduğu zaman özel bir yapıya ihtiyaç kalmaz. Ancak büyük debiler söz konusu olduğu zaman, akım düzeninin bozulmaması için orta ayaklar ayırıcı perdeler şeklinde, yükseklikleri suyun bir kanaldan diğerine geçmesini engelleyecek bir biçimde, kanalın mansap ucuna kadar uzatılarak inşa edilebilirler. Örneğin Keban Barajı’nın dolusavak kanalı için bu tip perdeler tasarlanmıştır.

Planda kurp yapılması kaçınılmaması gereken bir durumdur. Özellikle süper kritik akımlarda dış kenarda su seviyesinin ortalama su seviyesinin bir kaç katına çıktığı görülmüştür. Merkezkaç kuvvetlerinin yarattığı bu olumsuz durumdan kurtulmak

amacıyla dış yan duvarlar yükseltilebilir veya kanal içine ara perde konulabilir. Çubuk II Barajı'nın deşarj kanalında böyle bir çözüme gidilmiş, ancak inşaat bittikten sonra akımı düzeltmek amacıyla yine ara perdelerden faydalanılmıştır.

Profilde bir dirsek yapılması durumunda alt basınç tehlikesi belirmektedir. Dirsek yarıçapını model deneyleri sonucunda iyi seçmek suretiyle bu tehlikeden kurtulunabilir.

Dolusavak profillerinde eğim değişme noktalarına birer düşey karp yerleştirilmelidir. Yan yüzeylerde ise şev eğimi değişikliği tedrici olarak yapılmalıdır. Buna ek olarak kaplama altına sızan suyu alabilecek, taşıyabilecek ve emniyetle dışarıya atabilecek dren sistemi de düzenlenmelidir.

Dolusavak boşaltım kanalları genelde iki tipte dizayn edilirler:

a) **Açık boşaltım kanalları:** Dik olmayan yamaçlarda, boyunları takip eden vadilerde, derin kazı gerektirmeyen küçük sırtlarda yapılırlar. Kazıdan çıkacak olan malzeme dolgularda değerlendirilebiliyorsa dik yamaçlarda ve derin kazı yapılarak sırtlarda da oluşturulabilir.

Geniş dolusavak eşiklerinden sonra ekonomi amacıyla boşaltım kanallarının genişlikleri azaltılmak istenir. Bu amaçla eşik kotu ile kanal başlangıç kotu arasındaki fark minimize edilir. Daralma bölgesinde kanal eğimi küçük tutulur. Bu sayede Froude Sayısı küçültülür. Ek olarak daralma uzunluğu da azaltılmalıdır. Bu önlemler yeterli olmuyor ise kanal başlangıcında eşik yapılmalıdır. Eşikli bölge mansabında akım nehir rejiminde tutulabilirse bu noktadaki planda kırıklıklar yapılması imkanı sağlanır.

Açık kanallarda kavitasyon kontrolü gerekli olması halinde de havalandırma yapılmalıdır. Düşük eğimli dolusavaklarda her anoda kademedede yapılıp havalandırma sağlanırsa oluşan kavitasyon potansiyeli düşük iki fazlı yeni akışkanın yatayda da kubla döndürülmesi olanağı elde edilir.

Bazı beton barajlarda deşarj kanalının mansabı merdiven şeklinde inşa edilir. Beyaz köpük haline getirilen su mansap topuğunda küçük bir havuza düşürülür. Havuza düşürülmüş olan akım enejisi kırılmış olarak havuzdan akarsu yatağına savaklanır.

Başka bir çözüm olarak mansap kanalları basamaklı olarak yapılırlar. Basamak plandaki dirseklerden ileri gelen yığılmaları önlemek amacıyla enkesit içersine oturtulur.

b) Boşaltım Tünelleri: Tünel kapasiteleri olanak dahilinde yüksek tutularak büyük çaplarda inşa edilmelidirler. Aksi takdirde dolusavak yaklaşım kanalından kütük, büyük buz kütleleri ve benzeri yüzen büyük katı cisimlerin girişi engellenmelidir.

Mevcut derivasyon tünelleri dolusavak tüneli olarak kullanılacak ise, şaft tünel bağlantısındaki kurp yarıçapı büyük seçilmelidir. Derivasyon tünellerinin serbest çalışması önerilir. Yüksek feyezantlar anında dolu olmaları kaçınılmaz ise tünele giriş bölgesinde hava bacası kesiti büyük tutulmalıdır.

Tünellerde suyun hızlı akmasının önüne geçmek için şaftlar geniş çaplı inşa edilirler. Başka bir çözüm olarak savaklanmış suyun serbest ve havalanmış olarak havuz tabanında biriken suya düşürülerek enerjisinin kırıldığı tesisler de vardır.

2.1.4 Enerji Kırıcı Yapı

Dolusavak boşaltım kanallarının ana akarsuyla birleştiği yerlerde yapılan yapılara uç yapısı (enerji kırıcı yapı) adı verilir. Su büyük bir hız kazanarak dolusavak mansap kanalından uç yapısına gelir. Bu esnada akım büyük bir kinetik enerjiye sahiptir. Bu enerji burada kırıldıktan sonra suyun ana akarsuya kavuşturulması gerekir. Yoksa bu noktalarda büyük oyulmalar oluşur. Bazı hallerde boşaltım kanalı baraj mansabına ulaşan bir yan dereye de verilebilir.

Enerji kırıcı yapıları ikiye ayırabiliriz:

a) Hidrolik Sıçramalı Havuzlar: Suyu akarsu yüzeyine indiren yapılardır. Yatay ve eğimli tabanlı olanları vardır. Yatay tabanlılarda sıçramayı ve dolayısıyla havuz boyunu kısaltmak için saptırma dişleri, çıkış dişleri ve ortada çarpma blokları kullanılmaktadır. Birim debi küçük olursa, kısaltma imkanı artar. Akımı düzgün bir biçimde yatağa vermek için enerjisinin tam olarak kırılması gereklidir. Bunun için kuyruk suyu yüksekliği çok önemlidir. Gerekirse çıkış kanalı veya çıkış eşiği tasarlanmalıdır. Havuzlar içinde bölme duvarı uygulanması mansap kanalında tehlikeli akımlara neden olur.

b) Sıçratma Eşikleri: Suyun sıçratılıp, havalanmış olarak yatağa düşürülmesi şeklinde enerjinin kırılmasını sağlayan yapılardır. Düşüm yerinde suyun enerjisinin

tabanı oymayacak derecede olması gerekir. Bunun için su bu noktada yeterli derinliğe sahip değildir. Bu su derinliği yok ise taban oyulur. Kontrolsüz oyulma sonucunda kopan parçalar yatak yamaçlarının altındaki kayaları oyarlar. Bu oyulma sonucunda mansap yamaçlarının stabilitesi bozulur ve yer değiştirttiği zeminler istenmeyen yerlere yığılarak yatak şekillerini bozup, santral önlerini tıkarlar. Bu nedenle çok iyi bir jeolojik etüd yapılması gereklidir. Mansabdaki temelin düşey yüzü ve şevlerin koruyucu ile kaplanması gereklidir. Sıçratma eşiklerini dörde ayırabiliriz:

Dışız Sıçratma Eşikleri: Su derinliğinin az olduğu, sıçratılınca kolay havalanan akımlarda kullanılır.

Dişli (Saptırıcılı) Sıçratma Eşikleri: Çıkış su derinliğinin fazla olduğu hallerde havalandırma yüzeyini arttırmak amacıyla uygulanırlar.

Yönlendirici Eşikler: Suyun yatağın uygun sağlamlıktaki kesitine düşürülmesini sağlarlar..

c) Diğer Tip Enerji Kırıcılar: Düşük birim debilerde açık kanal yüzeyi bloklarla donatılarak veya tamamen havalandırıcı basamaklar halinde yapılarak enerji kırılabilir.

2.2 DOLUSAVAKLARIN SINIFLANDIRILMASI

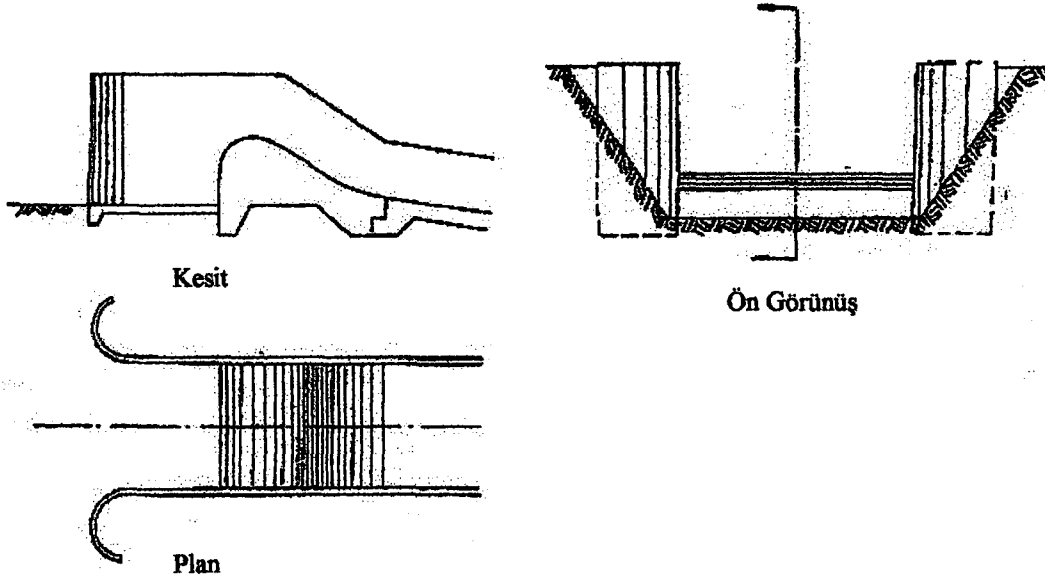
2.2.1 Kontrolsüz Dolusavaklar

2.2.1.1 Doğrusal Eksenli Karşıdan Alışlı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Gövde yüksekliğinin artmasının büyük maliyet yükselişlerine sebep olmadığı kısa kret uzunluklu barajlarda tercih edilirler. Bu tip barajlarda feyezanlarda su kotu değişmesi kısıtlayıcı değildir.(Şekil 2.2)

Yerleşim Şekli: Yapı doğrusal eksenli olduğundan, tesviye eğrilerinin vadiye paralel olduğu dik yamaçlarda büyük ve derin kazıların ortaya çıkmasına sebep olur. Kazı malzemesinin değerlendirilmesi durumuna göre karar verilir. Yamaçta yüksek bir burunda veya bir boyunda yerleştirilmeleri hali en uygundur.

Temel Şartları: Yapı büyük dinamik yüklere maruz kalmadığından orta sağlamlıkta hatta daha zayıf zeminler üzerine oturtulabilir. Ancak gerekli drenaj önlemlerinin alınması zorunludur.



Şekil 2.2 Doğrusal eksenli karşıdan alışı bir dolusavak yapısının plan, ön görünüş ve kesidi.

Yapım Güçlüğü: Yapımı en kolay olan dolusavak tipidir.

İklim Şartları: Her türlü iklim şartlarında kullanılabilir.

İşletme Durumu: Özel bir işletme ekibine ihtiyaç yoktur. Kütük, buz kütleleri gibi yüzen büyük katı cisimler için özel önlemler gerekmez.

Deprem Riski: Yapının depreme karşı dengeli olması, hesap feyezanı ile depremin çakışma olasılık oranının düşüklüğü nedeniyle deprem riski yok denecek kadar azdır.

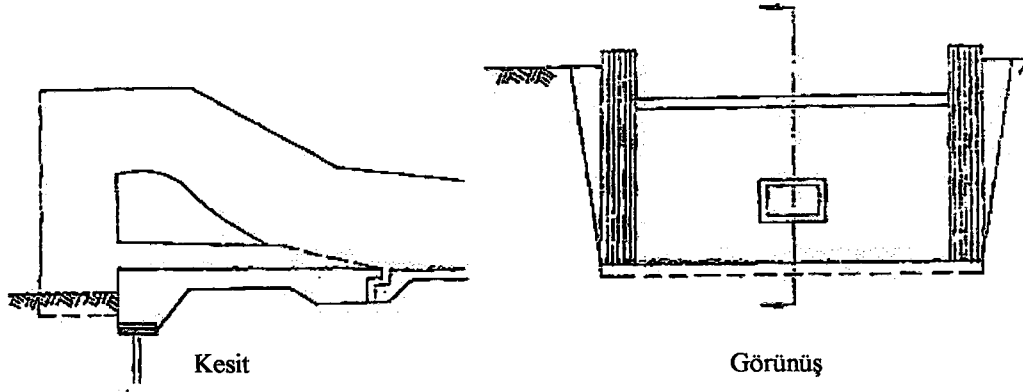
Aşırı Yüklenmede Güvenlilik: Akım ölçümlerinin yeterli olmadığı, özellikle gölet ve küçük barajların yapıldığı havzalarda uzun eşikli olarak yapılmış savaklar hava payı içersinde daha fazla debi geçirebilmekte olduğu için bu gibi yerlerde tercih edilmelidirler.

İş Programlarına Etkisi: Yapı kolay ve zaman almadığı için iş programlarını uzatıcı etkisi yoktur.

Maliyet: Çeşitli genişliklerde taşkın öteleme hesapları yardımıyla ön dizaynı yapıp, gövde maliyetine olan etkisi göz önünde tutularak ekonomik optimizasyonu düşünülmelidir. Elde edilen genişlikler arasında bir seçim yapılarak son karara varılabilir.

2.2.1.4 Orifisli Karşıdan Alışlı Dolusavaklar

İki seviyeli dolusavaklardaki fonksiyon, bu savaklarda gövdeye açılan bir orifisle sağlanır. Diğer özellikleri aynıdır. (Şekil 2.5)



Şekil 2.5 Orifisli karşıdan alışlı dolusavağın kesit ve görünüşü.

2.2.1.5 Yandan Alışlı Dolusavaklar

a) Tek Yandan Alışlı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Gövde yüksekliğinin artmasının büyük maliyet yükselişlerine sebep olmadığı kısa kret uzunluklu barajlarda tercih edilirler. Bu tip barajlarda taşkınlarla su kotu değişmesi kısıtlayıcı değildir (Şekil 2.6)

Yerleşim Şekli: Tesviye eğrilerinin vadiye paralel olduğu dik yamaçlarda tercih edilmektedir.

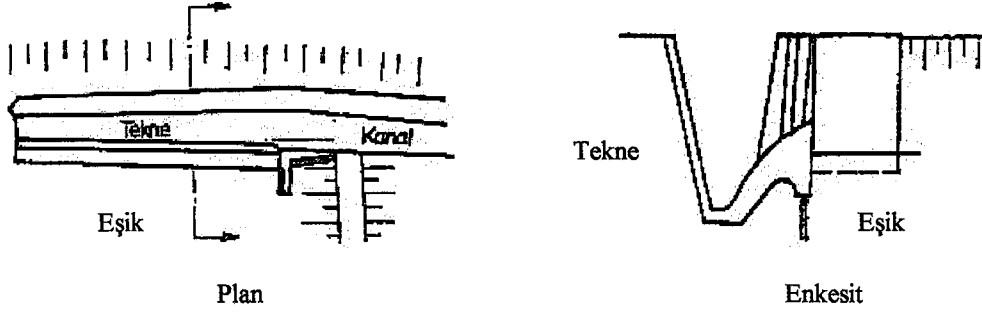
Temel Şartları: Drenaj sisteminin iyi çalışmaması durumunda yüzdürücü kuvvetleri karşılamak amacıyla teknenin duvar ve tabanlarının yapıya ankre edilmeleri gerekir.

Yapım Güçlüğü: Ankraj ve drenaj sistemlerinin hassaslığı nedeniyle dikkatli bir inşaat gerekir.

İklim Şartları: Teknenin ve boşaltım kanalına bağlandığı kısmın dar olması nedeniyle çok soğuk ve yaygın buzlanma gibi iklim özelliklerine sahip bölgelerde tercih edilmemelidirler.

İşletme Durumu: Görevini kendi yerine getirir. Büyük kütük ve buz kütlelerine karşı kısmen tıkanarak geçici de olsa kapasitede bir azalma olasılığı vardır.

Deprem Riski: Depremde yapı için bir tehlike söz konusu değildir.



Şekil 2.6 Tek yandan alıslı bir dolusavağın plan ve enkesiti.

Aşırı Yüklemede Güvenlilik: Tekne boyunun uzunluğu büyük maliyet artışları getirmediğinden uzun kretli olarak tasarlanabilirler. Hava payı içersinde daha büyük debileri geçirirler.

İş Programlarına Etkisi: İş programlarına etkisi yoktur.

Maliyet: Uzun kretli yapılabildiklerinden baraj yüksekliği düşürülebilir. Bu sayede toplam maliyet azaltılır.

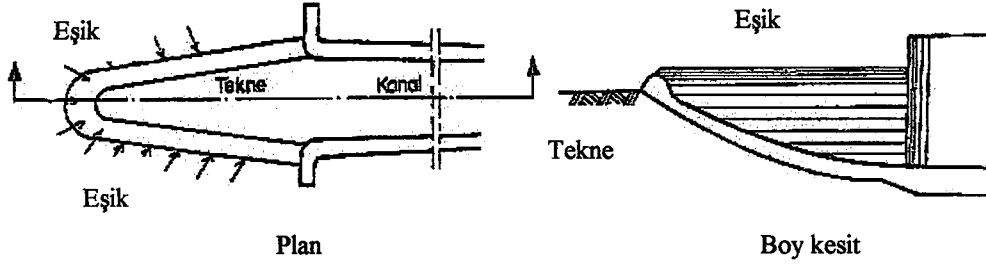
Boşaltım Kanalında Daraltma İmkanları: Dar boşaltım kanallarına doğrudan hatta belirli bir açı yaparak bağlanabildiklerinden, karşıdan alıslı dolusavaklara göre daha avantajlıdır.

b) İki Yandan Alıslı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Barajın çevresinde karayolu, demiryolu veya büyük sınai tesisleri gibi stratejik önemi olan yapıların bulunduğu, bu yüzden suyun yükselmesinin istenmediği ve kapaklı dolusavakların güvenli olarak işletilmesi için gerekli ekibin kurulamayacağı durumlarda tasarlanırlar. Bu sayede eşik boyu istenildiği kadar uzatılabilir. (Şekil 2.7)

Yerleşim Şekli: İki yandan suyun alınmasını sağlayacak yaklaşım kanallarının açılmasının mümkün olduğu arazilerde tercih edilirler.

Diğer özellikleri tek yandan alıslı dolusavaklarla aynıdır.



Şekil 2.7 İki yandan alıslı bir dolusavağın plan ve boy kesiti.

2.2.1.6 Kuyulu Savaklar (Şaft Savaklar)

a) Dairesel Kuyulu Savaklar

Kullanıldığı Yerler: Yamacın açık bir dolusavak kanalının geçirilmesine uygun olmadığı durumlarda veya dipsavak olarak kullanılmayan derivasyon tünellerinden faydalanılmak amacıyla tasarlanırlar (Şekil 2.8)

Yerleşim Şekli: Daire kesitli bir shaftın çevresinde, dairesel bir dolusavak kreti yerleştirilerek yapılırlar.

Temel Şartları: Orta sağlamlıktaki temel şartlarına uygulanabilirler.

Yapım Güçlüğü: Yapımında hassas işçilik gerektirir. Boşaltım tünelleri eğimli seçilmiş ise tünel içersinde kavitasyonu önlemek için havalandırmalar yapmak gerekir. Bu amaçla tünel, havalandırma bacalarıyla donatılır.

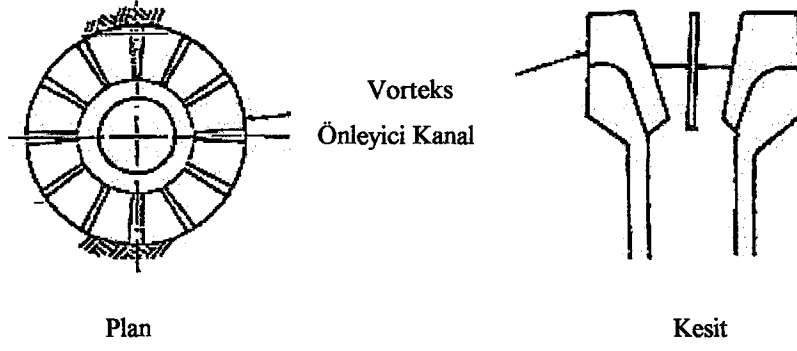
İklim Şartları: Shaftın darlığı ve boşaltım tüneline bağlandığı kısmın da dar olması çok soğuk, yaygın buzlanmanın görüldüğü iklimlerde kullanılmasını sakıncalı hale getirir.

İşletme Durumu: Görevini kendiliğinden yapar. Yalnız büyük kütlelerdeki katı maddeler nedeniyle geçici bir kapasite azalması durumu yaşanabilir.

Deprem Riski: Deprem yapı için büyük bir tehlike arz etmez.

Aşırı Yüklemede Güvenlilik: Taşkın durumu debi boşaltım tünelinin kapasitesi ile sınırlıdır. Akım gözlemi eksikliği durumunda tünel kapasitesi yüksek tutulmalı ve bir boyundan güvenlik savağı ile emniyete alınmalıdır. Büyük katı yüzen maddeler için özel tedbirler düşünülmelidir.

İş Programlarına Etkisi: İş programlarına etkisi yoktur.



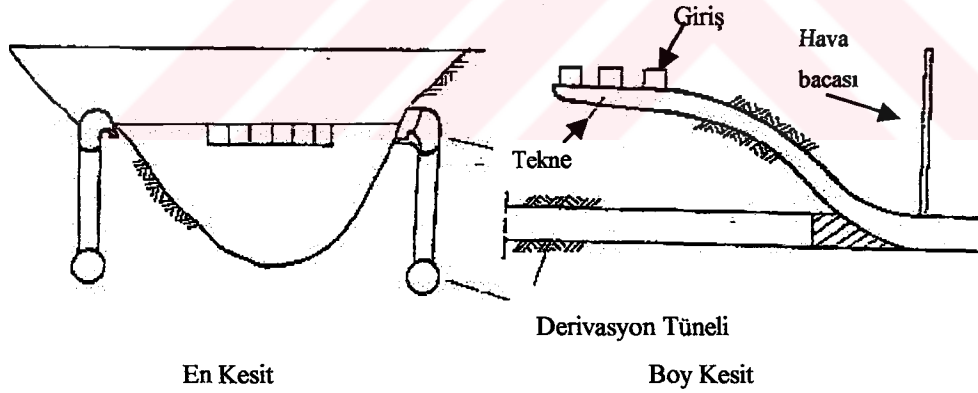
Şekil 2.8 Dairesel kuyulu bir dolusavağın plan ve enkesiti.

Maliyet: Mevcut tünelleri kullanma olanağı olduğundan maliyeti düşürür.

Boşaltım Kanallarında Daraltma İmkanları: Dar boşaltım kanallarına doğrudan hatta belirli bir açı yaparak bağlanabilme olanakları olduğundan daha avantajlıdırlar.

b) Yandan Alışlı Tünel Savaklar

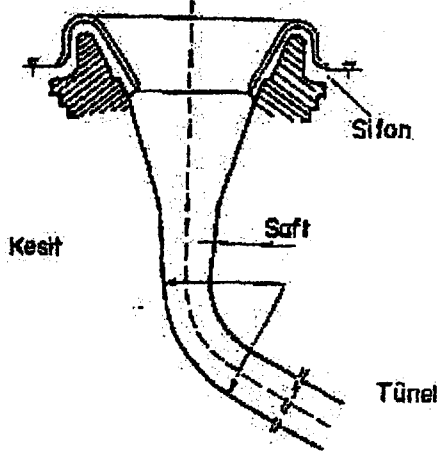
Görevini tamalamış derivasyon tünellerinden yararlanılır. Dik ve yüksek yamaçlı arazilerde kayalar oyularak içine tekneler yerleştirilir. Bu tekneler boşaltım tünellerine bağlanarak, tesis teşkil edilir. Yapının diğer özellikleri dairesel kuyulu savaklar ile aynıdır. (Şekil 2.9)



Şekil 2.9 Yandan alışlı bir tünel dolusavağın en kesit ve boy kesiti.

c) Sifonlu Kuyulu Savaklar

Kullanıldığı Yerler: Dolusavak kretinden daha düşük bir kotta projelendirilmek amacıyla, feyezan kontrol hacmini bırakmak için kullanılırlar. Diğer özellikleri dairesel kuyulu savaklar ile aynıdır. (Şekil 2.10)



Şekil 2.10 Sifonlu kuyulu bir dolusavağın kesiti.

2.2.1.7 Labirent Dolusavaklar

Son yıllarda barajlarda dolusavak deşarj kapasitesinin arttırılması için uygulanan etkili bir yöntem de labirent tipi dolusavakların kullanılmasıdır.

Dolusavak kret etkili uzunluğu planda çeşitli formlar ile arttırılıp, belli bir rezervuar göl seviyesinde deşarj edilen debi miktarının yükseltilmesi ve eşik üzerindeki su yükünün diğer dolusavak tiplerine nazaran daha düşük olması sağlanmıştır. Bunlar taşkın debisinin oluşturacağı rezervuar su seviyesinin kısıtlı olması veya topografyanın yapının genişliğini sınırladığı durumlarda uygulama alanı bulmuşlardır.

İnşasının kolay olması, kontrollü dolusavağa nazaran imalatının ucuzluğu, işletme giderlerinin olmaması maliyetini düşüren faktörlerdendir. Kontrolsüz dolusavak ile kıyaslandıklarında, eşit dolusavak kret kotlarında, baraj gövdesi kret kotunun düşürülmesine olanak sağlamaktadır. Eşit baraj gövdesi kret kotlarında ise, savağın yüksekliği azaltılabilmektedir.

Labirent dolusavaklar ayrıca nehir-kanal santrallerinde ve kanallar için derivasyon yapılarında da kullanılmaktadır.

Labirent dolusavakların en önemli karakteristikleri; plan şekillerinin doğrusal olmaması, ancak farklı plan şekillerinin tekrar tekrar kullanılmasıdır. Bu tip dolusavaklarda genellikle u,v ve trapezoidal plan şekilleri kullanılmaktadır.

Labirent savak üzerinden geçen akım, yapı üzerindeki su yükünün artış durumuna göre dört ana aşamadan geçer. Bu aşamalar; tam havalanmış (fully aerated), kısmi havalanmış (partially aerated), geçiş (transition) ve batık (suppressed) akım koşullarıdır.

Gün geçtikçe artan sayılarına rağmen savak mansabında oluşan karışık akım koşulları ve klasik olmayan projelendirme yöntemleri yüzünden projeciler tarafından tercihinde bazı tereddütler hala bulunmaktadır.

2.2.2 Kontrollü Dolusavaklar

Serbest savaklardaki savak yükü yüksekline bağlı olarak baraj dolgusu yüksekliğinin artmasının önlemek için, normal su seviyesi ile maksimum su seviyesini aynı tutup, taşkınlarla su seviyesini yükseltmeyerek etrafı korumak amacıyla yapılırlar.

2.2.2.1 Düz Sürgü Kapaklı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Düşük su yüklerinde ve küçük yapılarda kullanılırlar. Sürtünme kuvvetleri büyük olduğundan boyutları sınırlı tutulmak zorundadır. (Şekil 2.11)

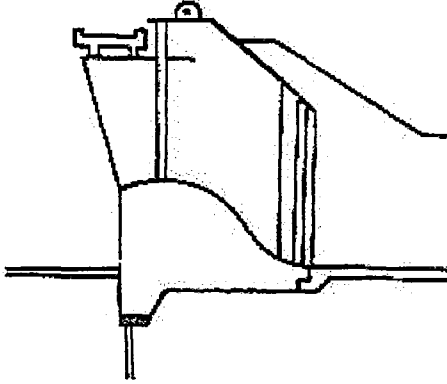
Yerleşim Şekli: Karşıdan alışı dolusavakların eşik boyu küçültülerek, daha rahat yerleşimi sağlanır.

Temel Şartları: Kapağa gelen su itkisinin yarattığı moment nedeniyle, zemin gerilmeleri artar. Bu nedenle orta sağlamlıktaki zeminler tercih edilirler. Devrilme momentinin etkisini azaltmak amacıyla eşik boyutları, mansaba doğru uzatılır.

Yapım Güçlüğü: Bu yapıların inşaatında kontrolsüz dolusavaklardan farklı olarak ayaklar ve kapak yuvaları yapılır. Bunlara ek olarak; kapak ve kaldırma tertibatı imalatı gereklidir.

İklim Şartları : Aşırı soğuk ve buzlanma bölgelerinde tercih edilmemelidir. Tercih edildikleri takdirde kapak yuvaları ısıtıcılarla donatılmalı veya don mevsiminde kapaklar açık tutulmalıdır.

İşletme Durumu: İşletilmeleri için özel ekip gereklidir.



Boy Kesit

Şekil 2.11 Düz sürgü kapaklı bir dolusavağın kesiti.

Deprem Riski: Normal su seviyesi ile maksimum su seviyesi birbirine eşit ve yakın değerlerde olduğu için deprem riskini azaltmak üzere gövde hava payı hesaplanan maksimum hava payı olarak tespit edilmelidir.

Aşırı Yüklemede Güvenlilik: Projedeki hidrolik verilerin üzerinde taşkın gelmesi durumunda toplam eşik genişlikleri kontrolsüz dolusavaklara nazaran daha dar tutulduklarından, hava payı içerisinde boşaltım kapasitesi artışı da daha az olur.

İş Programlarına Etkisi: İş programlarına etkisi yoktur.

Maliyet: Kapak ve kontrol sistemi basit elemanlar olduğundan maliyetleri yüksek değildir. Kontrolsüz dolusavaklara nazaran gövdelerinin yüksekliği daha azdır. Bu sayede ilk yatırımları daha düşük olur. Maliyet karşılaştırmasında işletme ekibinin yıllık giderleride göz önüne alınmalıdır.

Boşaltım Kanalında Daraltma İmkanları: Eşik uzunlukları az olduğu için dar boşaltım kanallarına doğrudan bağlanabilirler.

Kapakların üst kısımları keskin köşeli dolusavak gibi çalıştırılarak, taşkın kontrolü sağlanabilir. Bu kapaklar büyük feyezanlarda üstten çalışabildikleri gibi, kısmen açılarak yatağa da kontrollü su bırakabilirler. Sürtünme kuvvetlerini azaltmak amacıyla pandül ayaklarla donatılmış tipleri de vardır.

2.2.2.2 Radyal Kapaklı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Her an işletme personelinin bulunduğu büyük su yapılarında, özellikle hidroelektrik amaçlı barajlarda kullanılırlar. Kapak alanları fazla olduğundan, kapaklarda yüksek sürtünme kuvvetleri oluşur. Bu kuvvetler kenar ve orta ayaklardaki millere aktarılarak, etkileri azaltılmaya çalışılır.

Yerleşim Şekli: Karşıdan alışı dolusavaklara nazaran eşik boyları azaltıldığından, yerleşimleri daha kolaydır.

Temel Şartları: Sağlam zeminler tercih edilmelidir. Orta sağlamlıktaki zeminlerde temel büyüyebilir..

Yapım Güçlüğü: Radyal kapaklar büyük ve ağır elemanlardır. Montaj sırasında güçlü bir kaldırma sistemi gerekebilir. Hassas mil, kapak ve kapak yuvası yerleşimi gibi işçilikler vardır. Ayrıca ayaklar içersine mil ankrajları istenir.

İklim Şartları: Aşırı soğuk bölgelerde kapak contalarının sürtünme yüzeylerinin yıpranmamaları için özel ısıtma tertibatının yapımı gerekir.

İşletme Durumu: Özel işletme ekibine ve sinyalizasyon sistemine ihtiyaç vardır.

Deprem Riski: Sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde, deprem anında yapıda meydana gelebilecek deplasmanların, kapakların sıkışmaları vb. sorunlara yol açma ihtimali yüzünden, bu bölgelerde tavsiye edilmezler. Ayrıca eşik yapısındaki derzler bu tip zorlanmalara karşı, kapak ortalarında değil, ayak ortalarında yapılmalıdır. Diğer özellikleri düz sürgülü kapaklar ile aynıdır.

2.2.2.3 Yatar Kapaklı Dolusavaklar

Kullanıldığı Yerler: Avrupa’ da beton barajlarda radyal kapaklar yerine tercih edilmeye başlanmıştır.

Yapım Güçlüğü: İnşaat maliyetleri yüksektir. Çok hassas işçilikler gerektirir. Kumanda sistemi sürekli olarak yük altındadır. Kısmi açıklıklarda dolusavak arkasında su yüksekte düşer.

İşletme Durumu: İşletme esnasında, suyun üstten akması nedeniyle meydana gelecek hataları gidermek için, bu akışla harekete geçen otomasyon sistemleri geliştirilmiştir.

Deprem Riski: Radyal kapaklıya göre deprem riski daha fazladır.

İş Programlarına Etkisi: Hassas işçilik isteyen büyük çelik imalatlar gerektirdiğinden, iş programlarına etkisi fazladır.

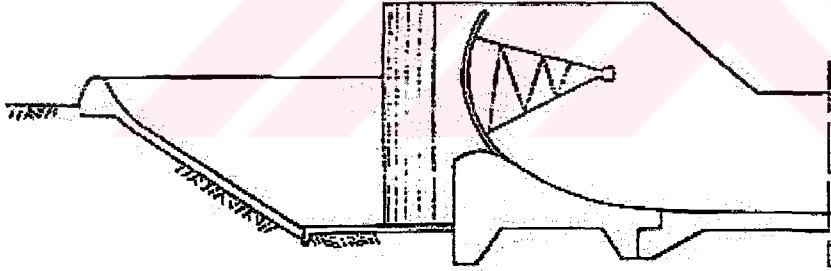
Maliyet: Kendi imalat maliyetleri yüksektir.

Yukarıda belirtilmemiş bazı özellikler ise radyal kapaklı dolusavaklar ile aynıdır.

2.2.2.4 Diğer Kapaklı Dolusavaklar

a) Yandan alışlı ve kuyulu dolusavaklarda da radyal kapakların kullanıldığı uygulamalar mevcuttur.

b) **Kombine Dolusavaklar:** İklim şartlarının çok sert ve ulaşımın çok zor olduğu bölgelerde sürekli olarak kapak kumandası için ekip bulundurulamıyor ise kapakları açık tutmak gerekecektir. Ancak kapak eşik kotları ile normal su seviyesi arasındaki hacim büyükse ve kapağın kapatılıp kontrol altına alınabilmesi için gönderilecek ekibin ulaştığı tarihten sonraki sular bu hacmi dolduramıyor ise şöyle bir uygulama yapılabilir; İşletme çalışmasında adı geçen tarihten sonra güvenli olarak gelen suların hacmi hesaplanır. Bu hacim normal hacimden düşürülerek bulunan kotta yandan alışlı dolusavak inşa edilir. Bu sayede kapak kapatıldıktan sonra istenilen suyun depolanması sağlanmış olur (Şekil 2.12).



En Kesit

Şekil 2.12 Bir kombine dolusavak kesiti.

Diğer özellikleri doğrusal eksenli dolusavaklar ile aynıdır.

2.3 DOLUSAVAK TİPİNİN SEÇİLMESİ

2.3.1 Baraj Tipinin Özellikleri

a) Beton Barajlar

Vadi zemininin sağlam ve dar olduğu durumlar da tercih edilir. Beton barajlarda dolusavaklar baraj sırtına yerleştirebildikleri gibi yan vadide de konumlandırılabilirler. Porsuk Barajı dolusavağını yerleştirebilmek için yamaçlarda yer bulunamadığından, savak baraj sırtında oluşturulmuştur. Ancak arazinin durumu elverişli ise Gökçekaya Barajı savağında olduğu gibi yamaçlara oturtulur. Beton barajın başka bir tipi olan ince kemer barajlarda savak kemerin üzerine oturtulabilir. Ancak bu durumda baraj gövdesi ile su napı arasında kalan hava su tarafından sürüklendiğinden gövde savaklanma sırasında çarpmalara ve titreşimlere maruz kalır. Bu sorun Fransa’ da Couseque barajında görülmüştür. Çözüm için savak tepesine mahmuzlar yerleştirilmiş, nap yırtılmış ve bu bölgeye havanın girmesi sağlanmıştır.

b) Toprak Barajlar

Bu tür barajlarda dolusavaklar gövde üzerine oturtulamaz. Suyun savaklanması sırasında meydana gelen dinamik titreşimler dolgunun üzerinde tahribatlara sebep olur. Bu zararlı etkiler gövdede sızmalara sebebiyet verir. Çözüm olarak dolusavaklar genellikle yamaçlara yerleştirilir. Bu amaçla yan savak tasarımı yapılır. Yan savak tasarımında ise yön değiştiren akım nedeni ile türbülans sorunu ortaya çıkar. Medik Barajı dolusavağında bu tip problemler ile karşılaşmıştır. Böyle bir çözüm yerine vadide yer varsa yelpaze şekille savaklar da düşünülebilir. Kesikköprü Barajı dolusavağı yelpaze şekilli savağa örnektir. Bazı uygulamalarda ise yelpaze savakların yerine, hidrolik bakımdan daha uygun olan kuyulu savaklar kullanılır. Örneğin Alakır Barajı’nın vadisinin zemin şartları dolusavağı oturtmak için uygun değildir. Baraj dolgu olduğundan savak baraj sırtına da oturtulamamıştır ve en uygun çözüm olarak kuyulu savak düşünülmüştür.

Genellikle son yıllarda toprak dolgu barajlarda karışık tipli dolusavakların uygulama olanağı bulunmuştur. Karışık tipli savaklar kapaklı bir dolusavak üzerine bindirilmiş kapaksız bir dolusavaktan oluşmaktadır. Demirköprü ve Hasanlar Barajları’nın dolusavakları buna bir misal olarak verilebilir.

2.3.2 Topografik Durum

Kazı maliyeti ve kazıdan çıkacak malzemenin gövdede kullanılabilmesi konusu tip seçiminde önemlidir. Tesviye eğrilerinin vadiye paralel olduğu dik yamaçlarda yandan alıslı savaklar yaygın olarak kullanılır. Karşıdan alıslı savakların yamaçta yüksek bir burunda veya boyunda yerleştirilmesi uygundur.

2.3.3 Jeolojik Durum

Yüksek hidrolik basınçlar altında yetersiz bir jeolojik bir ortam, sismik aktiviteler sırasında önemli zararlar verebilen fayların mevcudiyeti gibi sorunlar nedeniyle jeolojik durum dolusavağın tipi ve konumuyla ilgili kararlara birinci derecede etki eden bir faktördür.

Dolusavak yapısının temeli için jeolojik yapı, zeminin oyulabilme özelliği, savaklanma sırasında meydana gelebilecek titreşimlerin etkisi, yüksek hidrolik basınçlar altındaki durumu bakımından incelenir. Bu araştırmaların yapılabilmesi için temel kayasının durumunu gösteren plan ve kesitler, yerde bulunan fayların plan ve kesitteki durumu, temel kayasının özellikleri gibi dokümanların elde edilmesi gerekir.

Yüksek barajların temel kayası sağlam olmalı ve çok derinde bulunmamalıdır. Temelin altında faylar olmamalı, engel olunamıyorsa teknolojik imkanlarla etkisiz hale getirilmelidir. Çözüm bulunamadığı taktirde. Keban Barajı örneğinde olduğu gibi savak ekseninin doğrultusu değiştirilmelidir. Temel zemininin yüksek hidrolik yükler altında yetersiz olduğu durumlarda alt basınçlar ani sıçramalara sebebiyet verebilir. Bu tip özelliklere sahip zeminlerde temellere alçak basınçlar yaratan dolusavaklar yerleştirilmemelidir. Eğer sağlam kaya derinde ise kuyulu savak tipine gidilebilir.

Temel kayasının olmadığı veya çok derinde olduğu durumlar en kötü jeolojik şartlara tekabül eder. Malzeme genellikle gevşektir, oturma olasılığı nedeniyle itimat edilemez. Bu şartlar altında yalnızca alt basıncı sıfır olan doğrusal eksenli dolusavakların tasarımı düşünülmelidir. Savaklanan suyun zemini oymasını önlemek için akım bir deşarj kanalıyla uzaklara götürülmelidir. Dinamik etkiler altında dolusavak temelinde oturmalarla sebep olabilecek, oyulmaya karşı dirençsiz, bozulmuş, çürük, çatlaklı kayalar, bazalt ve ayrılmış andazitli zeminlerden

kaçınılmalıdır. Böyle zeminlerde sıçratmalı uçlara gidilmemelidir. Bu tip yapılar titreşimler yaratarak zemin oyulmasına sebebiyet verirler.

Yüksek derecede titreşim özelliğine sahip savak ve sıçrama uçlarının temellerinin tasarımında sağlam ve homojen zemin özellikleri istenir. Fliş, şist, kumtaşı cinsinden kayalara sıçratma uçlarının oturtulmamasına çalışılır. Keban Barajı dolusavağı sıçratma ucunun temel şartları yukarıda istenen kriterlere uymadığından, tasarımında sıçratma yaratan deflektörler yerine napı yayan bir çözüm kabul edilmiştir. Düşü havuzlarında titreşim varsa mutlaka sağlam kayaya inilmeli, çok derinde ise savak sırtından başlayan bir sıçratmaya gidilmelidir.

Ekonomi yönünden konu incelendiğinde dolusavak kazısından çıkan malzemenin değerlendirilmesi arzu edilir. Kaya ve toprak dolgu barajlarda dolusavak bu bakımdan boyutlandırılmakta ve tipi buna göre seçilebilmektedir. Bu tip, genellikle, kazıda bir yaklaşım kanalı, alçak bir dolusavak ve kazıda bir mansap kanalı olarak belirlenebilir. Bu tip tasarımlar Hasan Uğurlu, Hasanlar, Aslantaş barajlarında kullanılmıştır.

2.3.4 Hidrolik Durum

Akarsu debisi dolusavak tipinin belirlenmesinde önemli bir etkindir. Akarsuyun ıslah edilip edilmemiş olması ve debi miktarının derecesine göre dolusavağın kapaklı veya kapaksız projelendirilmesine karar verilir. Buna başka etkende enerji tesislerinde haznedeki su miktarının sabit tutulmak istenmesidir. Dolayısıyla aniden gelecek taşkınları mansaba geçirebilmek için savağın savma yeteneğinin ayarlı olması gerekir. Bu durumda kapaklara ihtiyaç duyulur. Ayrıca vadide savağın yerleştirilebileceği yer yok ise, taşkın sıkıştırılarak dar bir bölgeden geçirilmek istenir ve bu olanaklar kapaklar yardımı ile sağlanır. Taşkın kontrolünün gerekmediği ve gelen debinin az olduğu durumlarda kapaksız dolusavaklar tercih edilir. Kesikköprü Barajı yelpaze savağı buna örnektir. Ancak bu söylenen genel bir kural olarak kabul edilmez. Savak hesabında en önemli nokta Q_p proje debisinin seçimidir. Bu debi savak ve taşkın karakteristiklerine göre seçilir. Ve ekonomik olmak zorundadır. Barajların genellikle ömürleri 100 sene civarındadır. Dolusavağın görevi bu süre içerisinde gelebilecek en büyük taşkını (Q_{100}) rahatlıkla savmaktadır. Bu amaçla $Q_p > Q_{100}$ olarak seçilir. Ancak taşkın hidrografında $Q_p \approx Q_{100}$ olduğu tespit edilirse dolusavak kapaksız olarak tasarlanabilir. Eğer kapaksız dolusavaklar

kullanılacaksa, titreşime yol açacak debilerin sürelerinin, birkaç saati geçmemesine çalışılmalıdır. Aksi halde dolusavağın tipinin değişimi denenmelidir. Azami debilerin (Q_{max}) uzun süre gözlenmesi halinde $Q_p=Q_{max}$ alınmalı ve titreşimler ile alt basınçların yer almadığı projelendirilmeler yapılmalıdır. Ekonomi amacıyla $Q_{max}/Q_{100}>3$ olduğu durumlarda tehlike dolusavaklarının tasarımına gidilebilir. Böyle bir çözümde dolusavak tipi hidrolik şartlardan bağımsız olur. Keban Barajı dolusavağı buna örnek olarak verilir.

2.3.5 Ekonomik Durum

Teknik bakımdan yapılabilir olduğu saptanan dolusavaklar arasında seçim yapabilmek için ekonomik kriterlere gidilebilir. En ekonomik dolusavak şeklinin belirlenmesi, barajın beton, toprak, kaya dolgu olmasına ve dolusavak kazısından çıkan malzemelerden herhangi bir şekilde faydalanılıp faydalanılamaması durumu başta olmak üzere çeşitli faktörlere bağlıdır. Bu nedenle ihtiyaçların tümüne birden cevap veren çeşitli tip şekiller ile, baraj maliyetini beraber incelemek iyi olur.

Çeşitli seçeneklerin maliyetlerinin karşılaştırılması yapıyı oluşturan elemanlarının bedellerinin toplanmasıyla yapılır. Karşılaştırmaya konu olan ona başlıkları şu şekilde sıralayabiliriz; değişik tiplerin bedelleri, barajın menba ve mansabında dolusavak nedeniyle oluşabilecek hataların maliyeti, istimlak bedelleri, dolusavak tipinin baraj yüksekliğine etkisi, arttırımının maliyete etkisi ve dipsavakların kullanılması halinde maliyet değişimleridir.

Maliyeti en çok etkileyen birimler baraj ve dolusavağın girişimleridir. Bunların yanında dolusavak debi katsayısının seçimi, seçilen savak tipinin hazne işletme planı, dolusavak kapasitesinin bilinmeyenlere karşılık bir miktar arttırılması, dip savakların maliyetini düşürmek amacıyla dolusavak olarak kullanılmaları maliyete ikinci derece etki eden faktörlerdir. Bütün bu açıklanan etkenlere rağmen mühendisin tecrübesinin ekonomiden üstün kabul edileceği ve onun görüşleri doğrultusunda son kararın verileceği kesindir.

3. DOLUSAVAKLARIN PROJELENDİRİLMESİ

3.1 DOLUSAVAKLARIN PROJELENDİRİLMESİ İÇİN GEREKLİ DONELER

Dolusavak tipinin seçimi, boyutlarının, arazi üzerindeki konumunun belirlenmesi, yapıyı oluşturan bölümlerin tasarımı ve zemininin durumu ile ilerde çıkabilecek sorunlara karşı zeminin iyileştirilmesi, önlemlerin alınabilmesi amacıyla çeşitli bilgilere ihtiyaç vardır. Dolusavakların projelendirilmesi için gerekli doneler olarak şunları sayabiliriz:

1) Hidroloji ile ilgili doneler:

- a) Katastrofal taşkın eğrisi.
- b) Dolusavak proje debisi ve en yüksek su seviyesi.

2) Rezervuar ile ilgili doneler:

- a) Feyezan kontrol seviyesi (feyezan kontrollü barajlarda).
- b) Hacim-satın eğrisi.
- c) Normal su seviyesi.

3) Hesaplanarak bulunan değerler

- a) Dolusavak deşarj eğrisi.

4) Topğrafya ile ilgili doneler

- a) 1/1000 ölçekli topografik haritalar
- b) 1/5000 ölçekli topografik haritalar

5) Dolusavak temeli ilgili doneler

- a) Jeoloji raporu.
- b) 1/200 ölçekli plan ve kesitler, yeraltı suyunun durumu.
- c) Sondaj logları.

d) Temel tabakalarının zemin mekaniği bakımından özellikleri

6) Mansap yatağının karakterestikleri

a) Mansap yatağının 1/100 ölçekli plankotesi

b) 100'er metre aralıklı yatak kesitleri

c) 100 m²'den bir zemin örneği

d) Anahtar eğrisi $Q = f(y)$

7) Mansabda yerleşme durumu

a) Mansabdaki yerleşim yerlerini gösteren arazi planı.

Dolusavak tasarımının planlama aşamasında, proje debisi, en yüksek su seviyesi ile ilgili doneler ve konumunun saptanması amacına yönelik topografik incelemeler gereklidir. Bunlara ilave olarak, dolusavak temeli ve yatağın karakteristikleri ile ilgili doneler, ileri safhalarda projenin değiştirilmesi ve zaman kaybının önlenmesi amacıyla planlama aşamasında lazımdır.

Planlama aşamasında gerekli hesapların yapılabilmesi için ihtiyaç duyulan bilgiler de şunlardır:

Taşkın Dalgasının Şekli: En yüksek debilerin ne kadarlık süre içersinde geldiği bilirse mansap kanalında alınması gerekli tedbirler daha kolay tespit edilebilir. Ayrıca kalitatif bakımdan projeciye bir fikir verirler.

Katastrofal Taşkın Debisi: Yapının maliyetinde ekonomi sağlamak amacıyla tesis, hesap debisi Q_p 'e göre boyutlandırılır. Ancak katastrofal taşkın debisi geldiği zaman bazı kısıtlamalar ile suyun yine de savaklanmasının mümkün olup olmadığı incelenir. Tekerrürü pratik bakımdan sonsuzdur. Örneğin Aslantaş Barajı hesap debisi 11000 m³/s, katastrofal debi ise 13800 m³/s alınmıştır.

Dolusavak hesap debisi: Boyutların saptanmasında kullanılan debidir.

Maksimum su seviyesi: Dolusavak eşik kotunu saptamak amacıyla kullanılır. Baraj yüksekliğinin tespit edilmesinden sonra, hava payı ve dalga tırmanma payının çıkarılmasıyla bulunur.

Hazne işletme seviyesi: Maksimum su seviyesi ile birlikte dolusavak eşik kotunu hesaplamak amacıyla kullanılırlar.

Bu noktaya gelindiğinde dolusavağın yüksekliği, genişliği ekonomik bir analiz sonucunda elde edilmiş olur. Daha sonra dolusavağın konumunun incelenmesi ve uygulama resimlerinin yapılabilmesi için topografik donelere ihtiyaç duyulur. Bu doneler ise şunlardır:

- 1) 25000 ölçekli topografya haritası
- 2) 2000 ölçekli plan
- 3) 100 ve 200 ölçekli planlar

Seçilen dolusavak tipinin arazinin zeminine uygun olup olmadığının araştırılması amacıyla dolusavak temeli ile ilgili aşağıdaki donelere ihtiyaç duyulur:

- 1) Uzman kişiler tarafından hazırlanmış jeolojik rapor
- 2) 200 ölçekli jeolojik plan ve kesitler, su tablasının durumu
- 3) Temel zeminin tabakalarının zemin mekaniğine göre özelliklerinin tespiti.

Donelerin içersindeki jeolojik rapor, içerik bakımından yapının oturacağı kesitin jeolojik biçimlerini, bu biçimlerin su emme özelliklerini, temel kayası kalker ise mağaranın durumlarını, lav, kum-çakıl ve buzul artıklarının vaziyetlerini ve miktarlarını içermelidir.

Şimdiye dek elde edilmiş bilgilerle dolusavak yapısı, düşü havuzu ve sıçratma ucunun temel durumları incelenebilir. Bu sayede temellerdeki mesnet kuvvetlerinin nakli veya titreşimlerin alınmasındaki özellikler de açıklığa kavuşturulmuş olur.

Mansap yatağının karakteristikleri incelendiğinde, ilk olarak suyun iadesindeki özelliklerin belirtildiği donelere ihtiyaç vardır. Bu doneler;

- 1) Mansap yatağının 1/100 ölçekli plankotesi
- 2) 100 m aralıklı yatak kesitleri. Yatak çok geniş ise her iki taraftan 200 m'den fazla alınmamalıdır.
- 3) Her 1000 m²'den bir zemin örneği. Yapılan sondajlar sağlam zemine kadar indirilmelidir. Bu numunelerden yararlanılarak granülometrik analiz yapılmalıdır. Zeminle ilgili τ , c , ϕ değerleri elde edilmelidir. Her deneyin en az üç numune ile tekrarlanmasında fayda vardır.
- 4) Anahtar eğrisi $Q = f(y)$

- 5) Q'nun fonksiyonları olarak j eğimleri
- 6) Yatak yüzeyinden sıyrılma işlemiyle alınan numunelerin elek analizi
- 7) $Q = C(h/k)^n$ formülündeki C ve n katsayıları
- 8) Nehir üzerinde alınan bir kontrol kesiti olarak sayılabilir.

Bu donelerden, dördüncü maddeden sekizinci maddeye kadar olanlar model yapımı için kullanılırlar. Bütün bu araştırmalardan sonra, mansabdaki yerleşme durumu incelenir. Bu amaç için oluşturulan donelerden katastrofal taşkınlar da can kaybını önlemek amacıyla alınması gereken tedbirler araştırılır.

3.2 PROJE GİRİŞ TAŞKINLARINI SEÇİMİ VE FLOOD - ROUTING

Taşkın hesapları, barajın maliyetinde önemli bir etkisi olan proje giriş (PGT) taşkınının seçimi ve daha önce yapılmış olup, halen işletmede olan barajların güvenliğinin gözden geçirilmesi amacıyla yapılırlar.

PGT, bir barajın tasarımı esnasında dolusavak ve dipsavak gibi yapıların boyutlandırılması ile maksimum geçici depolama ve baraj yüksekliğinin tayininde kullanılan taşkın hidrograflarıdır. PGT'nin tayini, baraj rezervuarının çevresi, menba ve masabındaki olası etkilerin belirlenmesi ve değerlendirilmesi yoluyla yapılır. PGT hidrografının elde edilmesinde kullanılan yöntemleri iki ana başlık altında toplayabiliriz:

- 1) Gözlenmiş tarihi akımların istatistiksel analizi.
- 2) Meteorolojik ve hidrolojik çalışmalara dayalı sentetik taşkınlar.

Baraj yerinde ve komşu havzalarda yapılan gözlemler kullanılarak en fazla 100 yıl tekerrürlü taşkın potansiyeli tahmin edilir. Daha uzun bir tekerrür süresine sahip beklenen taşkın için bir üst limit teşkil eden PGT hidrografının tanımlanmasında genellikle hidrometeorolojik yaklaşıma yer verilir. PGT hidrografları belirlenmiş süreleri kapsayan pik ve hacim yenileme eğrilerinden üretilebilirler. Eldeki bilgilerin yeterli olmaması durumunda bölgedeki akarsular üzerinde bulunan gözlem istasyonlarının verilerinden yararlanılarak yapılan bölgesel boyutlu çalışmalarla pik debi ve hacim yineleme eğrileri elde edilmelidir.

Akım verileri bazı durumlarda üzerinde çalışılan akarsuya benzeyen akarsularda da mevcut olmayabilir. Bu durumda yağmur – yineleme, yağmur akış bağlantıları

kullanılarak (sentetik yöntemler), belirli yineleme süreleri için hidrograjlar üretmek gerekebilir.

Beklenen taşkın kabul edilebilir bir üst limitini belirlemek için üretilen PGT hidrografına **olası maksimum taşkın** (OMT) adı verilir. OMT, olası maksimum yağış (OMY) üreten bir fırtınanın baz alınan oluşum zamanına dayanılarak geliştirilir. OMY, ilgili havza üzerindeki olabilecek maksimum yağış yüksekliğini temsil eder.

OMT, yağış havzasının durumuna göre fırtına, yağmur ve kar erimesi olaylarının değişik kombinasyonları ve tekerrürleriyle elde edilir. Kar erimesinin dikkate alınması gerekmeyen havzalarda, ana fırtına ilgili havza üzerinde kendisinden önce veya sonra oluşan fırtınalarla birlikte OMY üretir. Kar erimesinin dikkate alınması gerektiği havzalarda OMT, uygun bir kar kütlesi üzerinden oluşan OMY'den veya kar kütlesi üzerine düşen uygun bir yağıştan meydana gelir.

PGT'nin seçimi sırasında barajın güvenliği ile bir dengenin kurulması gerekir. Baraj yıkılmasının sonuçları büyük miktarda can kaybı, sosyal, çevresel ve ekonomik sonuçlar yaratıyorsa $PGT = OMT$ seçilir. Bu etkiler kabul edilebilir durumda ise $PGT < OMT$ alınabilir. Barajın ilgili yapıları olan dolusavak ve dipsavak PGT'den oluşacak çıkış akımlarını deşarj noktasına, baraja herhangi bir zarar getirmeksizin güvenlikle geçirebilecekleri şeklinde tasarlanırlar.

Hidroelektrik üretimi amaçlı barajların haznelerinde su seviyesinin belirli bir maksimum seviyeye yakın olması istenir. Bu durumda gelecek taşkın otelenmesi oldukça zordur. Bu yüzden bu tip dolusavaklar kapaklı tasarlanırlar. Ayrıca bu tesislerde türbinler taşkın debisinin bir miktarını mansaba aktarabilirler. Bu noktada türbinler konusunda dikkat edilmesi gereken hususlar vardır:

- 1) Arızaya karşı yeterli sayıda türbin olmalıdır.
- 2) Türbinler taşkın mevsimi tam kapasite ile çalıştırılmalıdır.
- 3) Aşırı yüklenme nedeniyle türbinlerin tam kapasite ile çalışmaması gibi bir durum olmamalıdır.
- 4) İklim şartlarının türbinlere zarar vermemesi için gerekli önlemler alınmalıdır.

Barajlarda seçilecek taşkın frekansları barajın hacmine ve yıkılması durumunda vereceği zararlara göre tespit edilirler:

a) Küçük hacimli barajlarda taşkın frekansı, Q_{100} (100 yıl tekerrürlü taşkın debisi) ile Q_{500} (500 yıl tekerrürlü taşkın debisi) arasında seçilebilir.

b) Büyük hacimli barajlarda ($V > 1.10^6 \text{ m}^3$), can kayıplarına sebep vermediği takdirde $Q_{500} - Q_{1000}$ (1000 yıl tekerrürlü taşkın debisi) arasında seçilebilir.

c) Büyük hacimli barajlarda, can kaybı söz konusu ise Q_{1000} değeri alınabilir.

Türkiye akarsu havzalarında yer alan 1936 – 1991 yıllarında işletmeye açılan 141 adet baraj ile 1991 yıl sonu itibariyle inşa halindeki 59 adet barajın seçilen OMT değerine göre hidrolojik yönden güvenlik kontrolü, tarihi taşkınların genel havza zarfına göre yapılmıştır. Bu kontrolde barajın yağış alanına karşılık havza zarfında okunan taşkın, 100 yıl tekerrürlü PGT değerleri olarak kabul edilmiştir. Bu değer in iki katından küçük kalan OMT değerine sahip barajlar hidrolojik yönden kritik olarak değerlendirilmişlerdir. Bu irdeleme sonucunda Türkiye’de 200 adet barajdan 89 adedi kritik bulunmuştur. Genel havza zarfına göre kritik olan barajlar, havza içinde üzerinde bulunduğu akarsu kolu dikkate alınarak hazırlanan tarihi taşkınların alt havza zarfına göre yeniden irdelenmiştir. İnceleme sonucunda kritik olan baraj sayısı 89’dan 23’e inmiştir. Araştırma neticesine göre kritik baraj sayısının en fazla olduğu havza Susurluk Havzası olduğu, en tehlikeli durumu gösteren barajların ise Ankara şehrini tehdit eden Çubuk I ve Çubuk II barajlarının olduğu görülmüştür. Tablo 3.1 de dolusavaklarda PGT debilerinin tekerrür aralıkları verilmiştir.

Tablo 3.1 Dolusavaklarda PGT debilerinin tekerrür aralıkları.

BARAJ TİPİ	TEKERRÜR ARALIĞI (YIL)
Toprak Barajlar	Sonsuz
Kaya Dolgu Barajlar	Sonsuz
Beton Barajlar	1000

Konu dolusavakların projelendirilmesi bakımından özetlenirse; dolusavakların tasarımında ilk olarak taşkın hidrografları hesap edilir ve çizilir. Daha sonra en ekonomik dolusavak boyunu saptamak için katastrofal taşkınlar esas alınarak seçilen bir kaç dolusavak genişliği için **flood – routing** yapılır. Böylece dolusavak yükleri

saptanmış olur. Bir baraj rezervuarına giren taşkın dalgası bir taraftan dolusavaktan atılırken, diğer taraftan rezervuarda depolanmış olmaktadır. Bundan dolayı gelen taşkın pik debisi dolusavaktan daha düşük bir debi olarak deşarj olur. Buna **flood routing** denir. Yapılan işlem taşkın hidrografi belli olduğuna göre dolusavaktan çıkan hidrografi belirlemektir. Sonuçta, çıkış pik debisi, dolusavak maksimum yükü ve çıkış piki zamanı saptanır.

Her bir dolusavak için dolusavak yüküne hava payı eklenerek baraj kret kotu elde olunur. Dolusavak genişliği küçüldükçe, yükü ve dolayısıyla baraj kret kotu büyür. Aksi halde küçülür. Şu halde dolusavak maliyeti azaldıkça ilave baraj gövdesi maliyeti artmakta veya tersi söz konusu olmaktadır. En ekonomik çözüm toplam maliyeti minimum kılan çözümdür. Bu çözümü veren dolusavak uzunluğu esas alınır.

3.3 KONTROLSÜZ DOLUSAVAKLARIN HİDROLİK HESABI

3.3.1 Yaklaşım Kanallarının Hidrolik Hesabı

Yaklaşım kanallarının projelendirilmesi bu kanalların, klasik formüllerin kullanılabilmesi için gerekli şartları sağlamadıklarından dolayı, genel olarak model üzerinde gerçekleştirilen deneyler sonucunda yapılır. Zira bu yapılarda, Seyhan Barajı'nın dolusavağında olduğu gibi, kanalın uzunluğunun az olması nedeniyle içersinde üniform bir akım oluşamaz veya Tercan Barajı'nın dolusavağında olduğu gibi, girişinde topografya nedeniyle akımı ters yönde etkileyen girintiler bulunabilir. Model deneylerinde yapılan araştırmalarla kanal içersindeki su çizgisi ve tabanda oluşan hızlar bulunabilir.

Yaklaşım kanalları düzenli ve doğrusal yapılabiliyorlar ise çeşitli kabuller dahilinde klasik hidrolik formüller kullanılabilirler. Akım genellikle kritik üstü ve tedrici değişkendir. Hesaplar mansabdan menbaya deneme – yanılma yöntemiyle gerçekleştirilir. Mansabdaki Q debisi bilindiğine göre oluşacak akımın hidrolik yükünün hesaplanması mümkündür. Bu yükten hareketle baraj gölü su seviyesi bulunabilir. Ancak elde edilen göl seviyesi gerçek göl seviyesinden farklı ise Q debisi değiştirilerek iki debi eşit oluncaya kadar hesaplara devam edilir. Fakat bu hesaplarda çeşitli kabullerin yapılması zorunludur:

a) Kanal giriş ağızı ve kanal güzergahı ters akımlara yer vermeyecek şekilde düzenlenmiştir.

b) Planda kanal güzergahı boyunca ani kırıklık, ani daralma ve genişlemeler yoktur. Kanal güzergahı doğrusal ya da doğrusala yakındır ve eşik yapısına girmeden önceki son on metrelik bölümü dışında kaplamasız yapılır. Akımın ortalama hızı her kesit için hesaplanabilir. Kontrol kesiti genellikle dikdörtgen olduğundan trapez bir yaklaşım kanalı bu kesiti düzenli bir şekilde besler. Bu nedenle eşik girişinde 1/10 oranında daralma yapılması fayda vardır. Kanal prizmatik kesitlidir.

c) Kanalın geçirdiği debi sabittir ve zaman içerisinde değişmemektedir. (permanant akım)

d) Akım nehir rejimindedir. (kritik üstü)

e) Akım üniformdur, kanal içindeki yük kayıpları, göz önüne alınmaz.

f) Kanal içerisindeki akımın hızı; katastrofal taşkın anında $U_{max} = 4.5 - 5.0$ m/s, normal durumda ise $U_{max} = 2.0 - 2.5$ m/s olarak kabul edilmiştir.

L uzunluğunda bir yaklaşım kanalı düşünelim. Gövdeden mansaba aktarılabacak olan Q debisini 3.1 eşitliği yardımıyla elde edebiliriz:

$$Q = mA (2gh)^{1/2} = mBh (2gh)^{1/2} \quad (3.1)$$

$C = m (2g)^{1/2}$ debi katsayısı değeri 3.1 formülünde yerine yazılırsa;

$$Q = C.B.h^{3/2} \quad (3.2)$$

eşitliği bulunur. Hesaplarda yaklaşım kanalı, uzunluğuna göre istenilen sayıda kesitlere bölünerek, kesitler arasında enerji denklemi yazılır.

Yaklaşım kanalı isteğe bağlı olarak $n=3$ eşit parçaya bölündüğünü farz edelim. Kanalın enine kesiti değişken genişlikte dikdörtgendir. Enerji denklemleri mansabdan membaya doğru 1-1 ve 2-2 kesitleri arasında yazılacak olursa:

$$h_1 + \left(\frac{U_1^2}{2g} \right) + J_{1E} \Delta L = J_t \Delta L + h_2 + \left(\frac{U_2^2}{2g} \right) \quad (3.3)$$

elde edilir. Eşitlikteki h_1 ; 1-1 kesitindeki su derinliği, J_{1E} ; 1-1 ve 2-2 kesitleri arasındaki enerji çizgisinin eğimi, ΔL ; iki kesit arasındaki uzaklık, U_1 ; 1-1

kesitindeki akımın hızı, J_1 ; taban eğimi, h_2 ; 2-2 kesitindeki su derinliği ve U_2 ; 2-2 kesitindeki akımın hızı olarak gösterilmiştir. Manning denklemi kullanılarak;

$$J_{1E} = U_0^2 \cdot n^2 / R_0^{4/3} \quad (3.4)$$

şeklinde yazılabilir. U_0 ; iki kesit arasındaki ortalama hız, R_0 ; iki kesit arasındaki ortalama hidrolik yarıçapı, n ; Manning pürüzlülük katsayısıdır. 3.3 denklemi yeniden düzenlenirse;

$$h_1 + \frac{Q^2}{B_1^2 h_1^3} \cdot \frac{1}{2g} + n^2 \Delta L \cdot \frac{Q^2}{4} \left(\frac{1}{B_1^2 h_1^2} + \frac{1}{B_2^2 h_2^2} + \frac{2}{B_1 h_1 B_2 h_2} \right) \cdot \frac{1}{\left(\frac{R_1 + R_2}{2} \right)^{4/3}} =$$

(3.5)

$$J_1 \Delta L + h_2 + \frac{Q^2}{B_2^2 h_2^3} \cdot \frac{1}{2g}$$

eşitliği bulunur. 3.5 eşitliğinde bilinmeyenler h_2 ve R_2 terimleridir. R_2 'de h_2 cinsinden;

$$R_2 = \frac{B_2 h_2}{B_2 + 2h_2} \quad (3.6)$$

yazılabileceğinden eşitlik kolaylıkla çözülebilir. Enerji denklemi 2-2 ve 3-3 kesitlerinde uygulanacak olursa J_{2E} ve h_3 'ün değerleri elde edilir. Ardından 3.7 eşitliği kontrol edilir.

$$H = h_3 + \frac{U_3^2}{2g} \alpha \quad (3.7)$$

Eşitlik sağlanıyor ise problem çözülmüştür. Aksi halde Q debisi değiştirilerek sonuçlarda eşitlik sağlanıncaya kadar hesaplara devam edilir. $\frac{U_3^2}{2g} \alpha$ kanala giriş yük

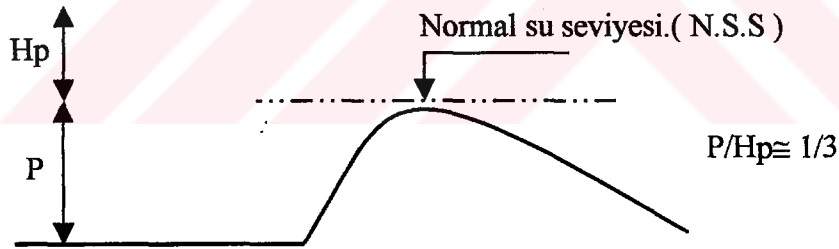
kayıbdır. α katsayısının değeri tablo 3.2' de verilmiştir.

Tablo 3.2 Baraj gölünden kanala girişte α değerleri.

GİRİŞİN ÖZELLİKLERİ	KATSAYI
Yuvarlatılmamış sert köşeli girişler. Tranzisyon yok.	1
Yuvarlatılmış girişler. Tranzisyon yok.	0.5
Tranzisyonlu ve akım çizgilerine uygun girişler.	0.20 – 0.10

3.3.2 Proje Yükünün Hesabı

Taşkın halinde gelen katastrofik debinin bir kısmı rezervuar içinde yayılır. Geri kalan kısmı ise eşik üzerinden H_p yüksekliğinde mansaba geçirilir. H_p yüksekliğini bulabilmek için taşkın öteleme hesabı yapılmalıdır.



Şekil 3.1 Taşkın durumunda savaklanan akım.

Bu hesabın yapılabilmesi için hacim–satih eğrisine, dolusavak taşkın hidrografına, dolusavak deşarj eğrisine ihtiyaç vardır.

Hacim satih eğrisi ve dolusavak taşkın hidrografı planlama raporundan elde edilir. Deşarj eğrisinin hesabında aşağıdaki örnek tablo doldurulur.(Şekil 3.2)

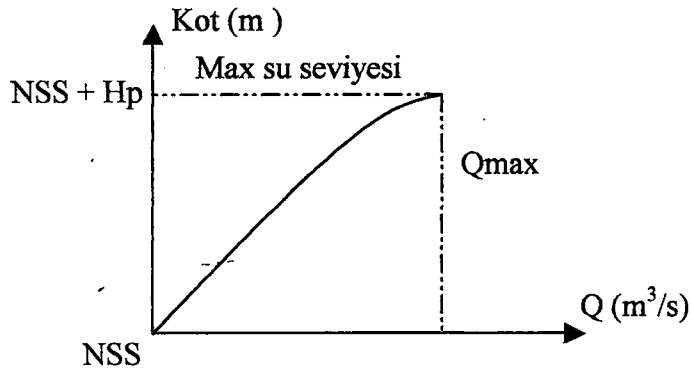
He (m)	He/Hp	C/Co	C	He ^{3/2} (m)	Q (m ³ /s)	Kot (N.S.S+He)

Şekil 3.2 Deşarj eğrisinin hesabında kullanılan örnek tablo.

Tablonun doldurulması için yapılacak işlemler sırasıyla şunlardır:

- 1) Genel olarak 0.20 m'lik artımlarla proje yüküne gelinir.
- 2) Artımlara karşılık gelen He/Hp oranları bulunur.
- 3) Her He / Hp oranına karşılık gelen C/Co değerleri okunur.
- 4) Co değeri bilindiğine göre C değerleri hesaplanır.
- 5) He^{3/2} değerleri hesaplanır.
- 6) $Q = C.L.He^{3/2}$ eşitliğinden debi miktarı hesaplanır.
- 7) Normal su seviyesi + He ile kot değerleri bulunur.

Tablodan elde edilen değerlerin yardımıyla dolusavak deşarj eğrisi çizilir (Şekil 3.3).



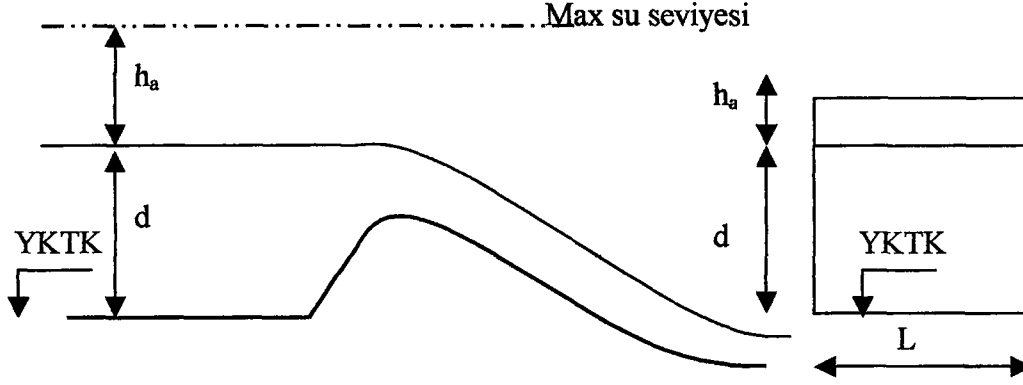
Şekil 3.3 Dolusavak deşarj eğrisi.

T	Δt (s)	G_{gelen} (m^3/s)	$G_{ort.}$ (m^3/s)	$G_{ort.} \times \Delta t$ (m^3)	Δt sonunda R.S.S (tahmin)	$Q_{çikan}$ (m^3/s)	$Q_{ç.ort}$ (m^3/s)	$Q_{ç.ort} \times \Delta t$ (m^3)	BH (m^3)	RH (m)	RSK

Şekil 3.4 Baraj dolusavağı flood-routing tablosu.(BH:biriken hacim,RH:rezervuar hacmi RSK:rezervuar su kotu.)

Taşkın öteleme hesabına geçildiğinde flood – routing tablosu hazırlanır. (Şekil 3.4) Tablonun ilk beş kolonu dolusavak taşkın hidrografından okunan değerler ile doldurulur. Rezervuar su seviyesi'nin (R.S.S.) Δt süresi sonunda geleceği kot tahminen belirlenir ve altıncı kolona yazılır. Sonra bu kota karşılık gelen debi miktarı dolusavak deşarj eğrisinden $Q_{çikan}$ olarak okunur. Buna bağlı olarak hacim ve biriken hacim değerleri okunur. RSS'nin kontrolü amacıyla diğer hesaba başlanır. Hacim–sath eğrisinin maksimum ve normal su seviyeleri arasında kalan bölümünde rezervuardaki bir cm'lik yükselmeye karşılık gelen hacim artış miktarı hesaplanır. Bu değer Δt süresi sonunda rezervuarın tahmin edildiği miktarda yükselmesini sağlamışsa yapılan tahmin doğru olarak kabul edilir. Ancak sağlanmamışsa yeni bir RSS tahmin edilir. Biriken hacim değerinin negatif sonuç verdiği durumlarda $RSS = \text{Max.S.S.}$ (maksimum su seviyesi) olacaktır. Bu durumu şöyle açıklayabiliriz; çıkan hacim giren hacimden büyüktür.Bu durumdan sonra rezervuardaki su seviyesi fazla yükselmez.

3.3.3 Eşik Girişindeki Su Derinliğinin Hesabı



Şekil 3.5 Eşik girişinde su derinliği. YKTK: yaklaşım kanalı taban kotu. Sürtünme kaybı $h_f=0$
 h_a : hız yükü. $A=dxL$

Hesaplarda eşik yapısının girişi dikdörtgen kesitli kabul edilerek H_p proje yükü belirlendikten sonra (d) su derinliği hesaplanır. Eşik yapısı girişinde enerji denklemi yazılırsa;

$$\text{Max.SS} = \text{YKTK} + d + h_a \quad (3.8)$$

$$h_a = \frac{Q^2}{A^2(2g)} = \frac{Q^2}{d^2L^2(2g)} \quad (3.9)$$

$$\text{Max.SS} = \text{YKTK} + d + \frac{Q^2}{d^2L^2(2g)} \quad (3.10)$$

eşitlikleri elde edilir. Bulunan denklem tek bilinmeyenli ikinci dereceden bir denklemdir. Dolayısıyla d derinliği için iki kök değeri vardır. Akım eşik yaklaşımında kritik üstü (nehir rejimi) olduğundan d derinliği için bulunan iki değerden büyük olanı seçilir. Böylelikle h_a ve d değerleri belirlenmiş olur.

3.3.4 Dolusavak Eşik Yapısının Hidrolik Hesabı

3.3.4.1 Dolusavak Profilinin Oluşturulması

Dolusavaklardaki hidrolik olayların teorik çözümü, su ipçiklerinin savak eksenine dik ve yaklaşım hızının sıfır olduğu kabul edilerek yapılamaya çalışılır. Suyun üzerinden savaklandığı yapılar akımın altında bir orijini mevcut, akım çizgilerine uygun bir profile sahip olmalıdır. Serbest akışlı dolusavaklarda akım, tepe üzerinden serbest olarak düşer. Bu tipler ince bir eğriye veya yaklaşık dik bir memba yüzüne sahip tepeye uyarlar. Deşarj keskin tepe yapısına sahip bir eşik tarafından veya

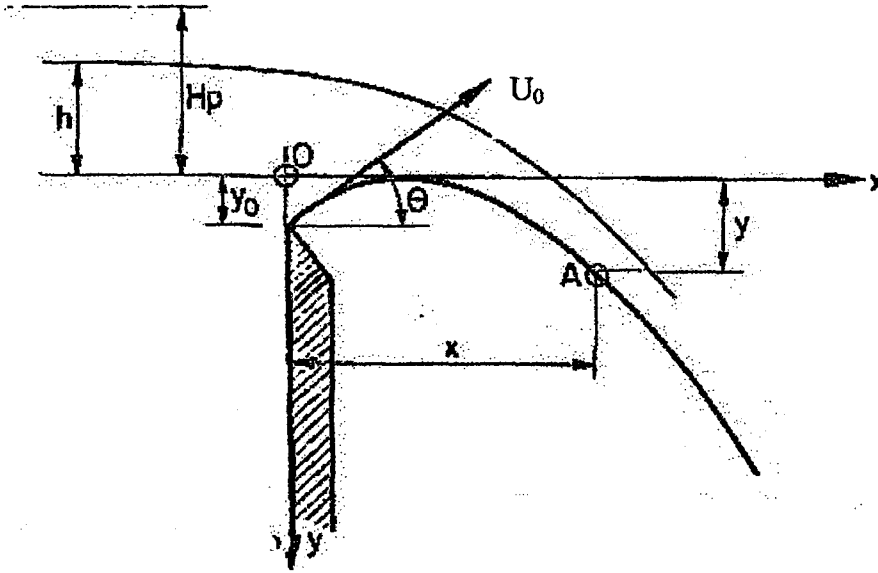
akımın tepenin dar bir kesiti boyunca desteklenmesi şeklinde yerine getirilir. Bazı durumlarda yapının tepesi küçük akım deşarjlarını yönlendirmek için düşü kesitinin yüzünden uzakta sarkık bir dudak şeklinde genişletilir. Ayrıca dolusavağın üzerindeki su napının alt bölümü dalgalanan ve çarpan su jetinin oluşumuna engel olmak amacıyla havalandırılabilir.

İnce kenarlı savak ile suyun alt napı ile arasındaki boşluğu beton ile doldurduduğumuz takdirde, basit bir dolusavak kontrol yapısı elde ederiz. Bu durumda nap, sırt eğrisine yapışır, statik açıdan karalı bir hale gelir. Yani, büyük çoğunlukla ana malzemesi beton olan dolusavaklarda yapıya ciddi zararlar verebilecek çekme gerilmelerinin (alt basınçlar) oluşması engellenir. Dolusavağın bu anda sahip olduğu su yüküne proje yükü (H_p) adı verilir. DSİ laboratuvarlarında yapılan araştırmalar sonucunda H_p yüküne tekabül eden deneysel ve boyutsuz debi katsayısı $m_0 = 0.4956$ değerine eşittir.

Hidrolik açıdan optimum deşarjın elde edilebilmesi, statik bakımdan yapının güvenli olması, amacıyla seçilecek sırt eğrisinin şekli en genel haliyle ince kenarlı savağın üzerinden aşan su napının alt nap profilinin şekline uygun düşer. Deşarj edilen su kütlesi orijini akımın altında olan eğrisel bir yörünge izler. İzlediği bu yörünge bir eğik atış hareketinin yörüngesidir. Bir U_0 hızı ile savaklanan su napına yatay doğrultuda hiç bir kuvvet etki etmez ($\Sigma F_x = 0$). Düşey doğrultuda ise yerçekimi kuvveti etkisi altındadır ($\Sigma F_y = mg$). Alt nap profilindeki bir noktanın t saniye sonra, aynı yörüngedeki bir $A(x; y)$ noktasında olacağını düşünelim (Şekil 3.6). U_0 hızının yatay ve düşey bileşenleri $U_{0x} = U_0 \cdot \cos\theta$ ve $U_{0y} = U_0 \cdot \sin\theta$ olacaktır. Bu durumda A noktasının koordinatlarını şu şekilde yazabiliriz:

$$x = U_{0x} \cdot t = U_0 \cdot \cos\theta \cdot t \quad (3.11)$$

$$y = -U_{0y} \cdot t + 0.50 g t^2 + y_0 = -U_0 \cdot \sin\theta \cdot t + 0.50 g t^2 + y_0 \quad (3.12)$$



Şekil 3.6 İnce kenarlı bir savağı aşan su napının özellikleri.

3.11 eşitliğindeki t değişkenini çekerek bulunan değeri 3.12 denkleminde t yerine yazarsak;

$$y = \frac{g}{2U_0^2 \cos^2 \theta} x^2 + y_0 - x \tan \theta \quad (3.13)$$

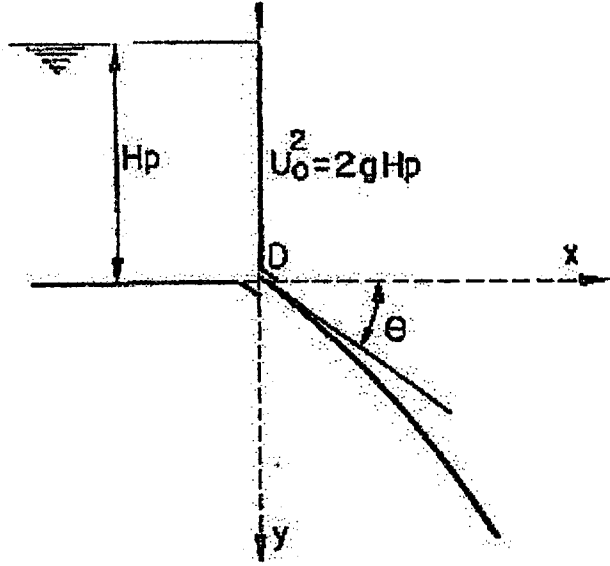
elde edilir.

3.13 eşitliğinin her iki tarafını H_p katsayısına bölerek, savak sırtını temsil eden bir parabolik eğri elde edilir.

$$\frac{y}{H_p} = \frac{gH_p}{2U_0^2 \cos^2 \theta} \left(\frac{x}{H_p} \right)^2 - \tan \theta \left(\frac{x}{H_p} \right) + \frac{y_0}{H_p} \quad (3.14)$$

Koordinat eksenlerinin başlangıç noktasını parabolün en yüksek noktasına taşıyıp ($y_0 = 0$), H_p terimini elersek denklem aşağıdaki şeklini alır:

$$y = \frac{g}{2U_0^2 \cos^2 \theta} x^2 - x \tan \theta \quad (3.15)$$



Şekil 3.7 Aşağıya doğrultulmuş akış.

Dolusavak üzerinden geçen akımı, dibinde delik bulunan bir su haznesinden aşağıya doğru θ açısı ile fışkıran bir akıma benzetebiliriz (Şekil 3.7). Su P_0 sabit atmosfer basıncı altında, iki kesit arasındaki seviye farkından oluşan h yükü nedeniyle dışarıya doğru akmaktadır. İki kesit arasında Bernoulli denklemini yazalım;

$$\frac{U_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + z_1 = \frac{U_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + z_2 \quad (3.16)$$

Denklemden hazne su seviyesi sabit olarak alınırsa U_1 hızı sıfıra eşit olacaktır. P_1 ve P_2 basınçları ise atmosfer basıncına eşittirler. $z_1 - z_2 = h$ olduğuna göre $U_2 = \sqrt{2gh}$ olacaktır. Bu durumu P_0 atmosfer basıncı altında H_p yükünde işletilen dolusavağa uygulayacak olursak 3.15 eşitliği aşağıdaki şekli alacaktır:

$$y = \frac{x^2}{4H_p \cos^2 \theta} + x \cdot \tan \theta \quad (3.17)$$

3.17 eşitliğinde $\theta = 0$ yazılarak her iki taraf H_p terimine bölünürse;

$$\frac{y}{H_p} = \frac{1}{4} \left(\frac{x}{H_p} \right)^2 \quad (3.18)$$

şeklinde en genel haliyle teorik savak sırt eğrisi elde edilir. 3.18 denkleminin bütün dolusavaklar için geçerli bir dolusavak profilini temsil edebilmesi için;

$$\frac{Y}{H_p} = a \left(\frac{X}{H_p} \right)^n \quad (3.19)$$

şeklinde yazılması gereklidir. Uygulamada optimum deşarjı elde edebilmek için seçilen amaçlara uygun olarak, yapılan model deneyleri sonucunda a ve n parametrelerine çeşitli değerler veriler verilerek savak sırtı oluşturulur.

h savak yükü olmak üzere, $h < H_p$ durumunda nap, savak sırtına yapışır. Bu durumda savak sırtında pozitif basınçlar meydana gelir. $h > H_p$ için ise nap, savak sırtından ayrılma konumundadır ve alt basınçlar oluşur. Dolusavak sırt eğrisinin tasarımının bu gibi koşullar göz önüne alınarak seçilmesi gerekir.

3.3.4.2 Ogee Profili

Ogee profilinin şekli menba kısmı orijinden itibaren çift daire yayı ve teğetiyle veya birleştirilmiş dairesel eğriyle meydana getirilmiştir. Mansab kısmı ise;

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad (3.20)$$

profili ile oluşturulmuştur. Eşitlikte H_0 terimi proje yükünü belirtmektedir. K ve n değerleri; yaklaşım hızına, proje yüküne ve memba yüzüne eğimine bağlı sabitlerdir. Şekil A.1’de bu sabitlerin değişik durumdaki değerleri verilmiştir.

Yaklaşık olarak dik memba yüzü ve yaklaşım hızlarının önemli olduğu eşik yapısı profili Şekil A.2’de gösterilmiştir. Şekil H_0 proje yüküne bağlı yarıçaplardan oluşmuş birleşik dairesel bir eğriden meydana gelmiştir. Çözüm olarak bu tasarım diğer yöntemlere göre daha basittir. Çünkü eksponansiyonel denklemlerin çözümüne gerek yoktur. Ayrıca projelendirmede konunun tam uzmanı olmayan kişiler tarafından kolayca yapılabilir. Savak yüksekliği P’nin maksimum savak yüküne eşit veya birbuçuk katından daha fazla olduğu küçük dolusavaklar için yapılan sıradan tasarımlarda, profilin savağın hidrolik verimliliğini değiştirmedeği ve savakta sınırlandırılmış basınçların oluşumuna engel olduğundan dolayı, bu özelliklere sahip dolusavaklar için en uygun profil olarak tavsiye edilmektedirler.

Bir ogee profili için deşarj miktarı;

$$Q = CLH_e^{3/2} \quad (3.21)$$

şeklinde verilebilir. Formülde;

Q : Deşarj miktarı (m^3 / s)

C : Deşarj katsayısı

L : Efektif savak yapısı uzunluğu (m)

H_e : Yaklaşım yükü hızının da (h_a) dahil olduğu savak üzerinde düşünülen gerçek yük.

Deşarj katsayısı C 'nin değeri bir çok faktöre göre değişir. Bu faktörler olarak şunları sayabiliriz:

- 1) Yaklaşım derinliği 2) İdeal nap şekli ile eşik yapısı şekli arasındaki ilişki
- 3) Memba yüzeyi eğimi 4) Mansap yüzünün suya batıklığı 5) Eşiğin mansap kanalı ile birleşim durumu.

Savak üzerindeki toplam yük olan H_e , yaklaşım kanalındaki sürtünme kayıplarını, memba kanalının eğriselliği nedeniyle meydana gelen diğer kayıpları, giriş ve geçiş bölgesindeki kayıpları içermez. Yaklaşım kanalı tasarımında bu kayıplar göz önüne alınmalı ve bulunan rezervuar yükselme miktarına göre deşarj kapasitesi hesaplanmalıdır.

Kanal içersine yerleştirilmiş yüksek keskin tepeli eşik yapıları için, yaklaşım hızı küçük ise, yapının üzerinden geçen napın alt bölümü maksimum dikey çekime ulaşır. Savak yüksekliği düşürüldüğünde, yaklaşım hızı artar ve dikey çekim azalır.. Eşik yapısının yüksekliği sıfır değerine geldiğinde, çekim tümüyle bastırılır ve kontrol yapısı geniş veya kanal eşikli yapı haline gelir. Eğer keskin eşikli savaklarda katsayılar savak tepesi üzerindeki yük yerine maksimum çekim noktasındaki yüke göre tespit edilmiş olsalardı, çeşitli yaklaşım hızları için, ogee profilili ve değişik alt nap profilili eşik yapılarına uygulanabilen katsayılar bulunabilirdi. H_0 ; proje yükü olmak üzere, ogee profilinin C_0 katsayısı ile P/H_0 ' ın değişik değerleri arasındaki bağlantı Şekil A.3.'de gösterilmiştir. Bu katsayılar ancak ogee profilinin ideal nap şekline uygun yani $H_e / H_0 = 1$ olduğu durumlar için geçerlidir.

Ogee profilinin şekli, ideal şekilden farklı olduğu veya tepe şekli düşünülen yüke göre daha geniş veya daha küçük savak yükü için tasarlandığı zaman deşarj katsayısı yukarıda açıklanan değerlere göre farklı olur. Geniş bir şekil tepeden yüzeye kadar pozitif basınçların oluşmasına sebebiyet verir ve bu yüzden deşarj miktarı sınırlanır.

Dar bir savak şeklinde ise tepeden yüzeye kadar negatif basınçlar oluşur. Bu sayededeşarj miktarı artar. Şekil A.4’de He gerçek savak yükü olmak üzere, H_e / H_0 iledeşarj katsayısının değişimi gösterilmektedir.

Jetin alt nap profiline uygun olmayan düzensiz şekilli tepeler için yaklaşık birdeşarj katsayısı, bu şekile uygun ideal bir şeklin bulunmasıyla hesaplanabilir. Eşlenen şekle uygun proje yükü katsayıların hesabında bir temel olarak kullanılabilir.

Savak yüksekliğinin savak yüküne oranının küçük değerleri için memba yüzünün eğimli yapılmasıdeşarj katsayısını artırır. Büyük oranlarda isedeşarj katsayısında azalmaya sebep olur. Deşarj katsayısı düşey yüzlü ve eğimli memba yüzüne sahip yapılar için P / H_0 ’ ın büyük değerleriyle sınırlanmıştır. Memba yüzeyinin eğimli olması halindekideşarj katsayısı C_i ile dik yüzeyli olması halindeki C_v katsayısı arasındaki oran P / H_0 ’ ın değişimine göre şekil A.5’ da gösterilmiştir.

Su seviyesinin eşik üzerinden oldukça yüksekte olduğu durumlarda,deşarj katsayısı etkilenir. Bu durumda savak yapısına **batık** denilir. Akımın tepesinden mansap apronuna dik uzaklık, mansap kanalındaki su derinliği gibi faktörlerdeşarj katsayısına etki eder.

Apronun ve mansabdaki su yüzeyinin değişik durumlarına bağlı olarak beş önemli karakteristik akım eşik tepesinin altında oluşabilir:

- 1) Akım süper kritik durumda devam edebilir.
- 2) Kısmi veya tam olamayan bir hidrolik sıçrama eşiğın tepesinden mansaba doğru meydana gelebilir.
- 3) Bir tam hidrolik sıçrama olabilir.
- 4) Yüksek hızlı bir jetin akımın yüzünü izlediği durumlarda, suda boğulmuş bir sıçrama ortaya çıkabilir. Sonrasında yavaş hızlı suyun altında ve doğrultusunda epeyce bir değişken ve düzensiz bir mesafe kateder.
- 5) Hiç bir hidrolik sıçrama olmaz. Su jeti akım yüzeyinden ayrılarak yüzey boyunca kısa bir mesafe gider. Şekil A.6 akım pozisyonları bu beş akım şeklini yaratan mansabdaki batıklık arasındaki bağıntıyı göstermektedir.

Mansap kanalı akımı süper kritik olduğu veya hidrolik sıçrama olduğu zaman,deşarj katsayısı kuyruk suyu batıklığının etkilerinden bağımsız mansap apronunun geri basıncı sebebiyle azalır. Şekil A.7 mansap apron koşullarınındeşarj katsayısı

üzerindeki etkisini göstermektedir. Mansap apron seviyesi akımın tepesine yaklaştığında $(h_d + d) / H_e$ değeri bire ulaşır.

Şekil A.7' dan görüleceği üzere $(h_d + d) / H_e$ değeri yaklaşık 1.7'yi aştığı zaman mansap akımı durumunun, katsayı üzerindeki etkisi küçüktür. Fakat katsayıda kuyruk suyunun batıklığı yüzünden bir azalma meydana gelir. Şekil A.8 deşarj katsayısının kuyruk suyundan etkilendiği durumdaki değerinin serbest akışlı durumundakine oranını gösterir.

Ogee profilinin dizaynındaki ekonomi, maksimum beklenen yükten daha az bir proje yükü kullanılarak etkilenebilir. Küçük dizayn yükleri, yüklerin tam kapasitesi durumunda deşarj miktarını artırır. Kapasitedeki artış tepe uzunluğunun sınırlanması ve maksimum ek yükten dolayı ekonomi sağlar.

Çoğu durumlarda bir çok dolusavaklarda negatif basınçlar küçüktür ve tolere edilebilirler. Çünkü bunlar kavitasyona sebep olacak değerlere ulaşmazlar. Negatif basınçların olduğu tepe yüzeylerinin şekillendirilmesinde mutlaka önlem alınmalıdır. Çünkü bu noktalardaki düzensizlikler negatif basınçları arttırabilirler ve bu noktalarda kavitasyon koşullarının gelişmesine sebep olabilirler.

3.4 KONTROLLÜ DOLUSAVAKLARIN HİDROLİK HESABI

3.4.1 Kapaklı Dolusavakların Genel Tasarım Özellikleri

Yeterli uzunluktaki kontrolsüz kesit veya yeterli büyüklükte ek yük, istenen dolusavak kapasitesi için uygun değilse, akımı ayarlayan kapak veya hareketli bir tepe kontrol kesiti düşünülür.

Kapaklı dolusavaklar; suyu kabartıcı gövdeleri üzerinde kapaklar yardımıyla yükselten yapılardır. Genellikle rezervuar su seviyesinin sabit tutulmasının arzu edildiği tesislerde tercih edilirler. Enerji üretilen tesislerde düşü değişmediğinden, taşkın debisini mansaba geçirmek için kapaklar kısmen kaldırılır ve su kotu sabit bırakılır. Kapaklı dolusavakların tercihi ile baraj gövde dolgu hacmi ve yüksekliğinde azalma elde edilir. Bunun yanı sıra baraj güvenliği dikkate alındığında bu açık maliyet azalmasının düştüğü, zarara bile dönüşebildiği de göz ardı edilmemelidir.

Uygulamada çeşitli tipten kapaklar projelendirilmişlerdir. Örnek olarak, düz sürgülü kapaklar, radyal kapaklı dolusavaklar, yatar kapaklı dolusavaklar, vagon vanalar verilebilir.

Tercih genelde radyal kapaklar yönündedir. Çoğunlukla yapısal çelikten yapılırlar. Radyal kollar ve miller tarafından desteklenmiş silindirik parçalardan oluşurlar. Silindirik parçanın eğriselliğinin merkezi, millerin müşterek merkez hattıyla beraber yapılır. Bu sayede su yükünün bütün itme kuvveti direkt olarak millere geçer. Sonuçta kapakları indirip kaldırmak için küçük miktarda bir sürtünme kuvvetinin yenilmesi gerekir. Kaldırma için gerekli kuvvet, kapak ağırlığı, ayak duvarları arasındaki sürtünme momenti ve statik basınç yükünden oluşur. Bazı dolusavaklardaki kapaklar rezervuar su seviyesindeki yükselme karşısında otomatik olarak açılacak şekilde dizayn edilmişlerdir. Başka bir tasarımda ise, kapaklardan bir veya iki tanesi otomatik olarak açılırken diğerleri elle veya güç ile açılmaktadırlar.

Tüm dünyada deprem riski altındaki bölgelerde dahi kapaklı dolusavakların tercihinin kabul gördüğü söylenebilir. Deprem riski altındaki bölgelerde genellikle seçilen baraj tipi dolgu barajlarıdır. Sismik aktivitesi olan bir bölgede konuya olası yer sarsıntıları açısından bakıldığında, kapaklı dolusavaklı bir dolgu barajının tercihi bir bakıma hatalı tercih olarak görülebilir. Çünkü baraj gövdesinin yanına kapaklı dolusavak için büyük bir beton yapı inşa edilmelidir. Dolgu baraj gövdesi için sadece belli oturumlar yaratabilecek olan yer sarsıntıları, beton yapılar için daha büyük sorunlar yaratabilirler. Günümüzde projelendirilen kapakların büyüklükleri oldukça büyük boyutlara ulaşmıştır. (20 x 20 m) Bu durumda dolusavak stabilitesini bozmayan küçük deplasmanlar dahi, kapak işletmesinde oldukça önemli problemler yaratabilirler.

Bir kontrol yapısı üzerindeki kontrol elemanının tipinin ve boyutlarının seçimi için gerekli kriterler olarak şunları sayabiliriz:

- 1) Yapının tespit edilen deşarj karakteristikleri
- 2) Yapının bulunduğu bölgedeki iklim şartları
- 3) Gelen akımın doğası ve tekerrürü
- 4) Kışın depolama miktarı
- 5) Buz ve enkaz kalıntılarının tutulma ihtiyacı

- 6) Taşkın mevsimlerinde kapakların işletilmesi amacıyla operatörlerin sürekli bulunmasının ihtiyacı
- 7) İşletmede elektrik enerjisinin uygulanabilirliği
- 8) İşletme mekanizması
- 9) İşletme köprüleri
- 10) Elemanın cinsi, kolay işletme, bakım ve tamir özellikleri.

Bu sayılanların yanında elemanın ekonomisi, uygulanabilirliği, yeterliliği gibi özelliklerde göz önüne alınmalıdır. Kapaklı dolusavakların ortaya koyduğu problemler çok çeşitlidir. Genel olarak;

1) Proje esnasında çözülmesi gereken problemler

- a) Kenar ayak geometrisi ile ilgili olanlar
- b) Orta ayak geometrisi ile ilgili olanlar
- c) Kapak tipi ile ilgili olanlar
- d) Kapağın dolusavak üzerindeki konumu

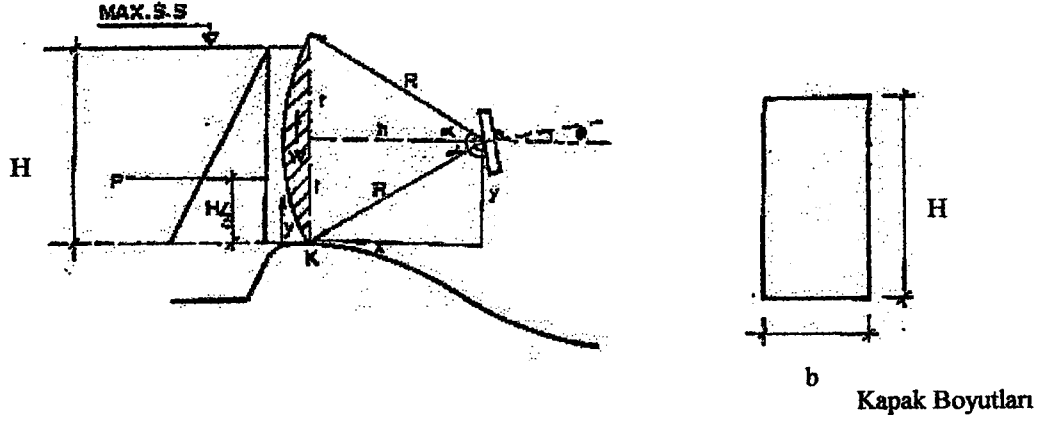
2) İşletme esnasında çözülmesi gereken problemler

şeklinde ikiye ayırabiliriz.

Yapılan bir çok çalışmalara ve alınan önlemlere rağmen işletme sırasındaki karşılaşılan sorunlardan kaçmak bazen mümkün olamamaktadır. En sık karşılaşılan sorunlardan birisi taşkın girişinin rezervuara girişinden dolayı kapakların kontrolsüz açılması ile dolusavakta ve mansabda olumsuz koşulların oluşmasıdır. Bu durum menbadaki koşullara bağlı olarak bölgenin sular altında kalması sonucunu doğurmakta, can ve mal kaybına neden olmaktadır..Ülkemizden bir örnek olarak 1985 yılında Aslantaş Barajı'nın dolusavak radyal kapaklarından birisinin kopması gösterilebilir. Bazı kapakların işletme dışı kaldığı koşullarda dolusavağın bütün kapaklarının işletme dışı kalması olasılığı azda olsa vardır. Yetersiz bakım koşulları, kaldırma sistemindeki enerji eksikliği, kapakların sıkışması kapakların işletilememesindeki en yaygın sebepler olarak görülmektedir. Bu ortamda işletme güvenliğinin artırılmasının tek yolu her bir kapağın ayrı ayrı tehlike yedek kaldırma sistemlerine sahip olmasıdır.

3.4.2 Kapağın Dolusavak Gövdesi Üzerindeki Konumu

Tasarım aşamasında kapak yarıçapının ve pim noktasının kot ve kilometresinin belirlenmesi durumunda aşağıdaki yaklaşımı kullanabiliriz.



Şekil 3.8 Kapak konumunun tespiti için gerekli karakteristikler.

H : Maksimum kapak yüksekliği (m)

P : Yanal su itkisi (t)

R : Kapak yarıçapı (m)

K : Kapak değme noktası

y : Pim noktası yüksekliği (m)

W : Düşey kaldırma kuvveti (t)

γ_{su} : Suyun özgül ağırlığı (t / m³)

$$R = 1.25.(H - 0.30) \quad (3.22)$$

$$y_{max} = (3/4).H \quad (3.23)$$

$$y_{min} = (1/2).(H - 0.30) \quad (3.24)$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{su} \cdot H^2 \cdot b \quad (3.25)$$

$$W = \left(\frac{\pi \cdot R^2}{360} \cdot 2\alpha - \frac{1}{2} \cdot 2th \right) \cdot b \cdot \gamma_{su} \quad (3.26)$$

$$P_{\text{toplam}} = \sqrt{(W^2 + P^2)} \quad (3.27)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{W}{P}\right) \quad (3.28)$$

Kapak değme noktası eşik kotundan yaklaşık 0.20 m aşağıda seçilebilir ($y_k \approx 0.20 \text{ m}$). Eşik profilinin denkleminde yerine konursa;

$$y = -a \cdot x^n \quad (a \text{ denklem sabiti olmak üzere})$$

$$x_k = \left[\frac{y_k}{a} \right]^{1/n} \quad (3.29)$$

değeri bulunur. Böylece kapak değme noktası K ($x_k; y_k$) belirlenmiş olur.

R. Maitre tarafından alt basınçların oluşumuna engel olmak amacıyla, seçilen profil tipine özgü, gövde üzerinde kapak değme noktasının apsisinin, proje yüküne oranlarından oluşan kriterler tavsiye edilmiştir.

Seçilen profil $\frac{Y}{H_p} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1,80}$

Tavsiye edilen oran $0 < X / H_p < 1.33$

Seçilen profil $\frac{Y}{H_p} = 0,50 \cdot \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1,85}$

Tavsiye edilen oran $0 < X / H_p < 1.17$

Kapaklı dolusavakların tasarımında projelendirilmeye başlayabilmek için ilk olarak alt basınçların tahmin edilmesine ihtiyaç vardır. Bu amaç için Creager profilinin kullanılması durumunda R. Maitre tarafından hazırlanmış bir abak bulunmaktadır.

3.4.3 Orta Ayakların Geometrisi

Kapaklı dolusavaklarda orta ayakların tasarımı ve yerleştirilmesi özel önem taşır. Bunun sebebi olarak orta ayaklardaki büzülme nedeniyle debi miktarının azalması, memba yönündeki çıkıntıların debi ile alt basınç üzerindeki etkisi ve kenar ayaklarda akımı olumsuz yönde etkileyen problemler sayılabilir.

Su ipçikleri bir engeli aşarken, engeli genellikle sarmadıklarından dolayı aralarında bir ayrılma kopma olayı meydana gelir. Orta ayakda yer alan akımda da tıpkı bir orifiste yer alan akışta olduğu gibi ipçiklerin sıkışması nedeniyle büzülme olayı ortaya çıkar. Bu durum savağın L uzunluğunun m debi katsayısının azalmasına neden olur. Ancak barajın güvenliği nedeniyle savağın uzunluğunun azalması tercih edilir. Genelde net savak uzunluğunun hesaplanması için kullanılan amprik formül ise;

$$L = L_0 - K.H_n \quad (3.30)$$

olarak verilir. Formülde ;

L : Hesaplarda kullanılan net savak uzunluğu (m)

L₀ : Savak proje uzunluğu (m)

K : Büzülme katsayısı

n : Büzülmeyi doğuran köşelerin sayısı

orta ayaklar için n=2

kenar ayaklar için n=1

Ayrılmış iki kapaklı bir dolusavak halinde n=4. Dört sayısı orta ayakların sayısı ve kenar ayakların sayısının toplamından elde edilir.

H : Hidrolik yük (m)

Dolusavaklarda ayaklara ihtiyaç duyulmasının sebepleri olarak; yaklaşım şartlarının iyileştirilmesi, kapakların mesnetlenmesi, dolusavağın çeşitli kanal parçalarına bölünmesi ve ayakların sonunda kanal akımının havalandırılması sayılabilir.

İncelemeler sonucunda projelerde kullanılması amacıyla dört tip ayak şekli teklif edilmiştir. Bu ayak tiplerinin ikisi gemi burunu şekilli, diğerleri ise, köşelerde eğriselleştirilmiş dikdörtgen burun ve üçgen burundur.

Ayaklar akımı düzlemsel bir halden uzaysal bir hale dönüştürür. Bu etki geometrik genişlik “ b ” yerine, efektif genişlik b_e ile;

$$b_e = b - 2KH \quad (3.31)$$

şeklinde izah edilebilir.

Orta ayakların memba yönüne doğru çıkıntılı olarak yapılması, debi katsayısına etkir. Çıkıntı, memba yönünde arttırılırsa büyük yüklerde K katsayısıda o oranda artar H arttıkça çıkıntıda artacaktır. Bu amaçla gemi burnu biçimli orta ayaklar geliştirilmiştir. Keban barajı dolusavağında da bu tip kullanılmıştır.

Gemi burnu şekilli orta ayaklar tepe noktası altından başlatılırsa, elde edilen nap teorik naptan daha yatık olacaktır. Bu sayede hem kapakların daha az açılması sağlanır, hem de alt basınçların değeri düşük tutulur. Sonuç olarak orta ayak yüksekliklerinde ekonomi sağlanır.

Ayakların sonundaki kuyruk suyu akımının biçimi ani olarak genişleyen su akımını şekline uyar. Çünkü dolusavaklardaki akım süper kritiktir. Mevcut şok dalgaları ayaklar arasındaki kanalda yayılacak şekilde ayakların sonunda kendi kaynaklarına sahiptir. Bu dalgaları bastırmak amacıyla iki tip dizayn yapabilmek mümkündür:

1) Ayak uçlarının sivrileştirilmesi veya yükseklik ve genişliğinde sivrileştirme.

2) Kanal boyumca devam eden ayırıcı duvarlar şeklinde ayaklar

İki tasarımda ideal değildir. Çünkü sivri bir ayak ucu akım içersinde önemli düzensizliklere sebep olur. Ayırıcı duvarlar ise uzun dolusavaklar için oldukça masraflı olurlar.

Buna alternatif başka bir tasarım ise; ayağın uzaması ve ani olarak sonlanan ayağın tek yönde uzanan duvarı şeklinden oluşur. Bu sayede girişim prensibine göre şok dalgaları sınırlandırılır. Yatay kanal içersinde ayağın uzaması konumu;

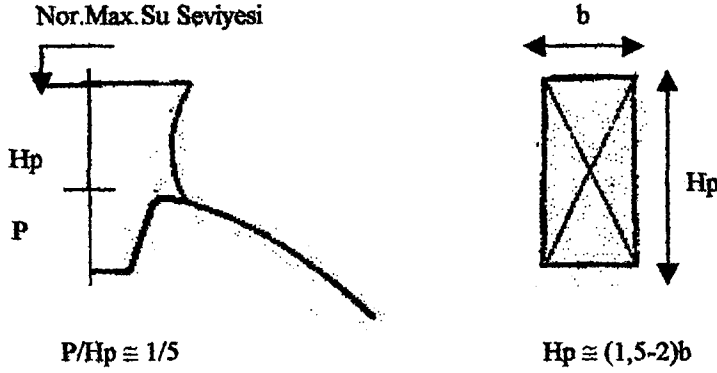
$$X_E = 0,41 \cdot \left(\frac{2h_a}{b} \right)^{2/3} \quad (3.32)$$

eşitliği ile elde edilir. Burada b terimi; ayağın genişliği, h_a ile yaklaşım yüksekliği tarif edilmiştir. Dolusavak akımında ayak aksında oluşan dalgalar, komşu ayaktan yansıma sonucu oluşan veya ayırıcı duvarlığın varlığı nedeniyle oluşan dalgalar $(h_a / b)^{1/2}$ oranına bağlıdır. Ayağın uzatılması, uzun dolusavaklarda ekonomi elde edilmesini ve ayakların sonlarındaki akımın kontrolsüz havalanmasının engellemesini sağlar.

Kenar ayakların akıma etkisi şimdiye kadar teorik yönden incelenmemiş, bu konuda model deneyleri aracılığıyla yapılan araştırmalarla sonuca gidilmeye çalışılmıştır.

3.4.4 Kapaklı Dolusavaklarda Debi Miktarının Hesabı

Daha genel ve basit bir yaklaşım ile kapaklı dolusavaklarda debi miktarının bulunması için aşağıdaki uygulama tavsiye edilmektedir:



Şekil 3.9 Kapaklı dolusavakda debi miktarının hesaplanması.

$$Q = C_0 \cdot L \cdot H_p^{3/2} \quad (3.33)$$

$$L = L_{\text{net}} - 2 \cdot (N \cdot K_p + K_a) \cdot H_p \quad (3.34)$$

$H_p \approx (1,5-2,0) \cdot b$ olarak seçilmelidir. b : kapak genişliği.

Eşitliklerde;

L : Kret Genişliği (m)

N : Ayak sayısı

K_p : Orta ayak daralma sayısı

Köşeli burunlu ayaklar için 0.02

Yuvarlak burunlu ayaklar için 0.01

İğne uçlu ayaklar için 0.00

K_a : Kenar ayak daralma sayısı

Akım ekseni ile 90° açı yapan köşeli kenar ayaklar için 0.02

Akım ekseni ile 90° açı yapan köşeli yuvarlak ayaklar için 0.01

(eğrilik yarıçapı $0.5H_p < r < 0.15 H_p$ ise)

Akım ekseni ile 45° ' den daha az açı yapan yuvarlak kenar ayaklar için 0.00

(eğrilik yarıçapı $r > 0.5 H_p$ ise)

L_{net} : Kapaklar arasında kalan net açıklık (m)

C_0 : Deşarj katsayısı (profile uygun düşen bir abaktan alınır)

H_p : Proje yükü (m)



4. DOLUSAVAKLARIN MANSABINDA YER ALAN AKIMLARIN HİDROLİĞİ

4.1 DOLUSAVAK MANSAP KANALI İÇERSİNDEKİ AKIM

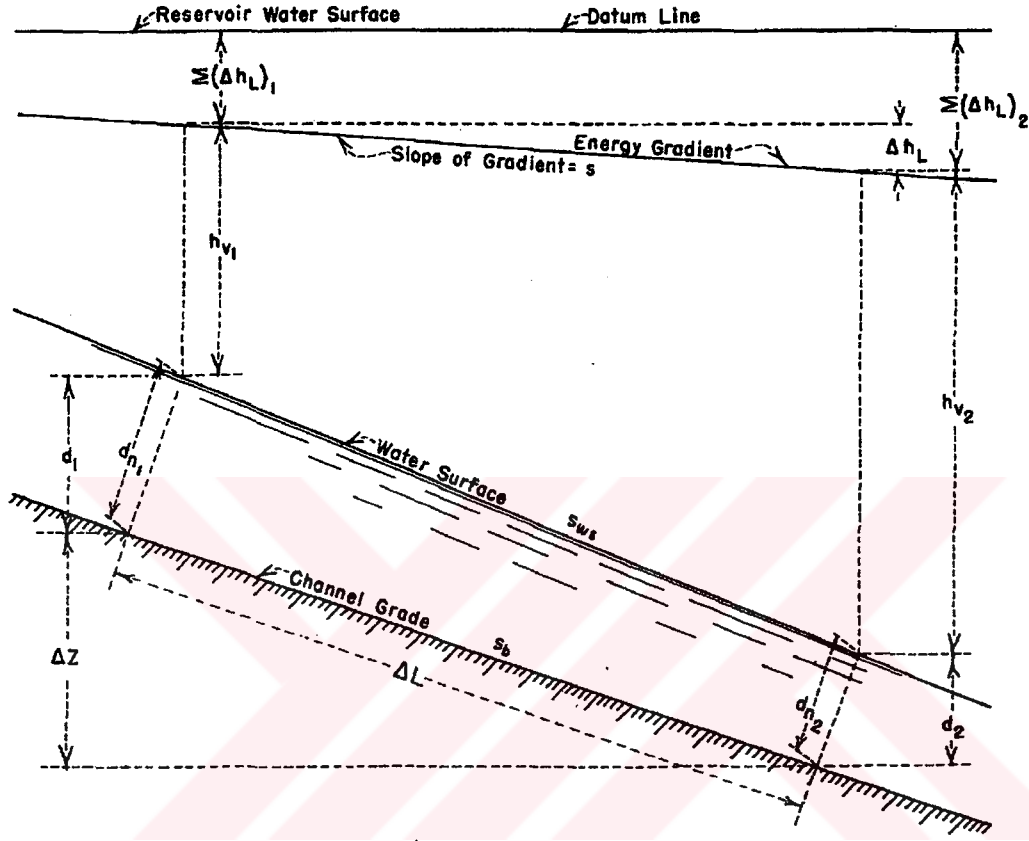
4.1.1 Kanal içersindeki akımın özellikleri

Su, dolusavağın kabartıcı gövdesinden kritik akım durumunda geçer ve deşarj kanalına süper kritik veya fırlayan akım şeklinde girer. Eşik yapısından sonra kanalın içersinde hidrolik sıçramanın meydana gelmesi kesit içersindeki akımın düzenini bozarak deşarj miktarının azalmasına sebep olur. Kontrol kesitinin altında hidrolik sıçramaya engel olmak için kanalın uzunluğu boyunca akım süper kritik durumda kalmalıdır. Kanalın içersindeki akım kanalın eğimine, boyutlarına ve toplam düşüye bağlı olarak hızlandırılabilir veya yavaşlatılmak istenebilir. Boşaltım kanalı çok dik eğimlidir. Bu yüzden büyük oranda hava sürükler ve suyun özgül ağırlığının azalmasına sebep olur. Kavitasyon sorunu nedeniyle kanal güzergahına ayrı bir önem verilmelidir. Keskin dönüşlerden ve ani daralma ve genişlemelerden kaçınılmalıdır. Gerekli durumlarda en kesitin içersine basamaklar yerleştirilebilir. Bu sayede kesit içersindeki su derinliklerinin ayarlanması sağlanabilir. Kanalın herhangi bir noktasındaki akım o noktadaki $d+h_v$ özgül enerjisine bağlıdır. Bu enerji incelenen noktadaki rezervuar su seviyesinden kanal tabanına meydana gelen toplam düşüye eşittir. Kanal boyunca akımın hızları ve derinlikleri kanal için en uygun kesit boyutları ve eğimleri seçilerek sabitlenebilirler.

Serbest yüzey akımının kanal içersindeki hız ve derinliklerini tespit etmek isteyelim. Kanal bir açık kanal veya tünel olsun. Bernoulli teoremi tarafından açıklanan enerjinin korunumu ilkesini uygulayalım. Bu teoreme göre kesitin herhangi bir noktasındaki akımın enerjisi, mansap bölgesindeki herhangi bir kesitteki enerji ile enerjinin kaybına eşittir. Bu bağıntı şekil 4.1'e göre şöyle yazılabilir:

$$\Delta z + d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \Delta h_L \quad (4.1)$$

Kanal eğimleri çok fazla değilse, pratik uygulamalar için normal derinlik d_n , dik derinlik d 'ye eşit düşünülebilir. Δh_L terimi kanal boyunca oluşan sürtünme, türbülans, çarpışma ve geçiş kayıplarını içerir. Bir çok kanallarda değişimler



Şekil 4.1 Açık Kanallarda akım.

kademelidir. Sürtünme hariç bütün kayıplar ihmal edilebilir. Sürtünme kaybı şu şekilde açıklanabilir:

$$\Delta h_L = s \Delta L \quad (4.2)$$

Formülde s terimi hem Chezy, hem de Manning formülü tarafından açıklanan ortalama sürtünme eğimidir. ΔL uzunluğu için yük kaybı;

$$\Delta h_L = \left(\frac{s_1 + s_2}{2} \right) \Delta L \quad (4.3)$$

şeklinde yazılabilir. s terimi Manning formülünden $s = \left(v \cdot n / r^{2/3} \right)^2$ bulunur.

Pürüzlülük katsayısı n , kanal yüzeyinin doğasına bağlı olacaktır. Kanalın yüzeyi beton yapımlarda; $n = 0,014 \sim 0.017$ şeklinde alınabilir. Fransa’ da bir baraj dolusavağı mansap kanalında yapılan ölçümler sonucunda $n = 0.033$ olarak bulunmuştur. Bu değer otlarla tam olarak kaplanmış doğadaki akarsular için geçerlidir. n katsayısının bu kadar büyük çıkması veya yük kaybının beklenenden fazla olması akımın bir özelliğidir. Çok yüksek hızlarla hareket eden su ipçikleri üzerinde hareket ettikleri yüzeyin pürüzlülükleri etrafında küçük kavitasyon cepleri oluşturur. Bu cepler akıma büyük direnç gösteren gerçek pürüzlülük elemanlarıdır. Konu model üzerinde çözümlenemez. Prototipler üzerinde çok duyarlı deneylere ihtiyaç vardır ve ancak bu yoldan gerçek değerler hakkında bir fikir edinme olasılığı doğar. Akım hızı arttıkça akıma karşı direnç de artar. Sonuçta akım dengeye girer yani sınır hıza ulaşır. Bu hız prototipde yapılan deneylerde 32 m/s olarak tespit edilmiştir.

Taşkın debisi yatağa iade edildikten sonra yatağın stabiletesinin incelenmesi gerekir. Yüksek hızla gelen su kanalda büyük oyulmalara sebep olur. Bu oyulmaları önceden hesaplayarak ona göre önlem alınması zorunluluğu vardır. Örneğin Seyhan Barajı işletmeye açılmasından sonra Adana şehrinin rıhtım duvarları ortaya çıkmıştır. Ayrıca gerekli tedbirler alınmadığı için Elmalı II Barajı’nın dolusavağının temelleri de açıkta kalmıştır.

4.1.2 Açık Kanal Hidroliği

Bir açık kanalın profili topografik ve jeolojik bölge koşullarına uygun olarak seçilir. Genellikle dik eğrilerle bağlanan düz uzantılardan teşkil edilirler. Keskin konveks ve konkav dik eğriler kanal içersinde uygun olmayan akım koşullarını arttırırlar. Pozitif basınçların korunabilmesi için konveks eğriler yeteri kadar düz olmalıdır ve bu sayede akımın yüzeyden ayrılarak dağılması engellenebilir. Konkav eğriler plandaki yön değiştirmeleri nedeniyle oluşacak merkezkaç kuvvetlerinin bir neticesi olan dinamik yükleri en-aşa indirmek amacıyla uzun yarıçaplı eğrilerden oluşturulmalıdır.

Kanal içersindeki suyun köşelere yığılmasını engellemek ve yüzey temas basınçlarını sınırlamak amacıyla, konveks eğri için yüzey şekli, akımın eğriye girdiği andaki özgül enerjisine eşit bir yük ile akan serbest deşarjlı jetin yörüngesinden biraz daha düz bir biçimde yapılır. Bu eğrinin şekli yaklaşık olarak;

$$-y = x \cdot \tan\theta + \frac{x^2}{K \cdot (4 \cdot (d + h_v) \cdot \cos^2 \theta)} \quad (4.4)$$

eşitliği ile tanımlanabilir. Formülde θ ; eğriden mansaba yüzeyin eğim açısıdır. K faktörü hariç eşitlik, eğimli bir orifisten çıkan serbest deşarjlı akımın yörüngesidir. Eğrinin bütün temas yüzeyi boyunca pozitif basınç oluşturabilmek amacıyla K faktörü 1.5' a eşit veya büyük seçilmelidir.

Deşarj kanalı içersindeki akımın hızları ve derinlikleri için kaba bir yaklaşım gerektiği durumlarda, kanal boyunca herhangi bir noktadaki toplam yük kaybı $\Sigma \Delta h_L$, hızın terimleri içersinde açıklanabilir. Bu sayede herhangi bir kesitte bağıntı yazılabilir. Küçük düşülü dolusavaklarda akım derinliklerinin hesabı için $K = 0.2$ ve akımın enerjisini değerlendirmek için $K = 0.1$ veya daha düşük olarak alınabilir.

Konkav eğriler için, akımın merkezci kuvveti tarafından oluşturulan akım yüzeyindeki basınçlar, direkt olarak akımın enerjisi ve eğrinin yarıçapıyla değişirler. Bu kriter için yaklaşık bir bağıntı olarak;

$$R = \frac{2qv}{P} \quad (4.5)$$

$$R = \frac{2dv^2}{P} \quad (4.6)$$

eşitlikleri yazılabilir. Formülde;

R : Eğrinin minumum yarıçapı (feet)

q : Deşarj miktarı (feet³ / s.foot)

v : Hız (feet / s)

d : Akımın derinliği (feet)

P : Yüzeydeki normal dinamik basınç (pound / foot²)

$P=1$ değeri normal olarak kabul edilebilir bir yarıçap yaratacaktır, fakat hiç bir durumda yarıçap $10d$ ' den küçük olmamalıdır. Ogee tepesinin alt sonundaki ters eğri için yarıçapın $5d$ ' den küçük olamayacağı kabul edilebilir bulunmuştur.

Kanal boyundaki kenar duvarları birbirine paralel ve kanalın içersindeki akım üniform olduğunda deşarj yapısında en iyi hidrolik performans elde edilebilir. Fakat ekonomi kanal kesitinin geçiş yapılarından veya savak gövdesinden daha geniş yahut daha dar olmasını gerektirebilir. Bu yüzden yaklaşan veya ayrılan geçişler bu kısımlara uyum amacıyla gerekebilir. Kenar duvarlarının yaklaşımı geçiş dalgalarının oluşumuna, dalgaların duvarlara çarpmalarına ve akımın düzensiz dağılımına engel olmak için kademeli yapılmalıdır. Yaklaşık olarak duvarların ayrılma oranında sınırlandırılmalıdır. Aksi takdirde akım kanalın içersine üniform olarak yayılamıyacak ve geçiş yapılarında istenmeyen akım koşulları ortaya çıkacaktır.

Kanal içersindeki kinetik akışın atalet ve çekim kuvvetleri Froude sayısı parametresi ile $v / (gd)^{1/2}$ açıklanabilir. Akımın genişlemesine ve daralmasına sebep olan dış etkiler nedeniyle oluşan akım çizgilerindeki değişim ayrıca bu terimlerle de alakalı olabilir. Yapılan deneylere göre akım sınırlarının açısal değişimi;

$$\tan \alpha = \frac{1}{3F} \quad (4.7)$$

eşitliği ile açıklanabilir. Bu eşitlik hem darlaşan, hem de genişleyen kanallar için kabul edilebilir bir geçiş sağlayacaktır. Eşitlikte $F = v / (gd)^{1/2}$, α açısı kenar duvarının kanal merkezine bağlı olarak açısal değişimi, v ve d ise geçişin başlangıç noktasındaki hız ve derinliktir. Şekil B.1'deki grafikten yayılma açısının teğetini veya derecelendirilmiş yayılma açısını akımın hız ve derinliklerinin bilinen değerleri için elde edebiliriz.

Kanal içersinde süper kritik akım rejimdeki bir akış yüzey pürüzlülüğü, dalga hareketi, çarpışmalar, püskürmeler, hava miktarı, akımın hızı ve enerji muhtevasıyla ilgilidir.

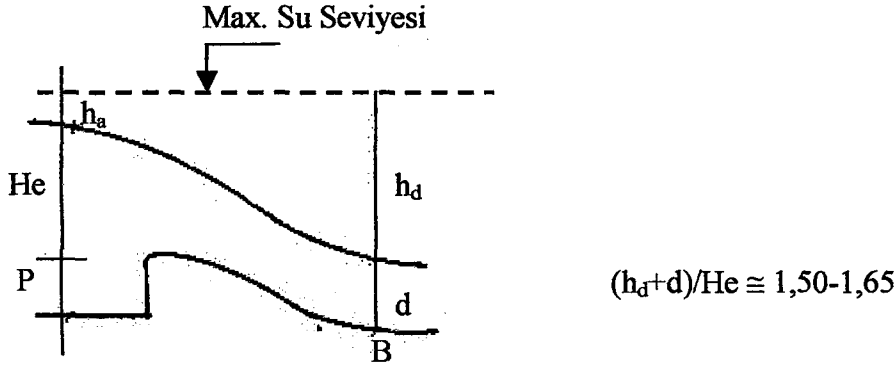
Mansap kanalının projelendirilmesinde, kanal başlangıç kotunun ve kanal başı su derinliğinin hesabı ana hatlarıyla aşağıda açıklanmıştır:

$$\frac{h_d + d}{H_e} \cong 1,50 - 1,65 \text{ yaklaşımı için deşarj katsayısının büyük olduğu görülür. Bu oran}$$

kullanılarak,

$\frac{h_d + d}{H_e} = 1,6$ seçilirse, $h_d + d = 1,6.H_e$ bulunur. Bu sayede $Kot_B = MaxSS - (h_d + d)$

değeri elde edilir.



Şekil 4.2 Kontrol yapısından mansap kanalına geçiş.

Şekil 4.3 incelenecek olursa;

d_n : Akım yönünde dik doğrultudaki (normal) derinlik

d : Normal derinliğin düşeydeki iz düşümü $d = d_n \cos \alpha$

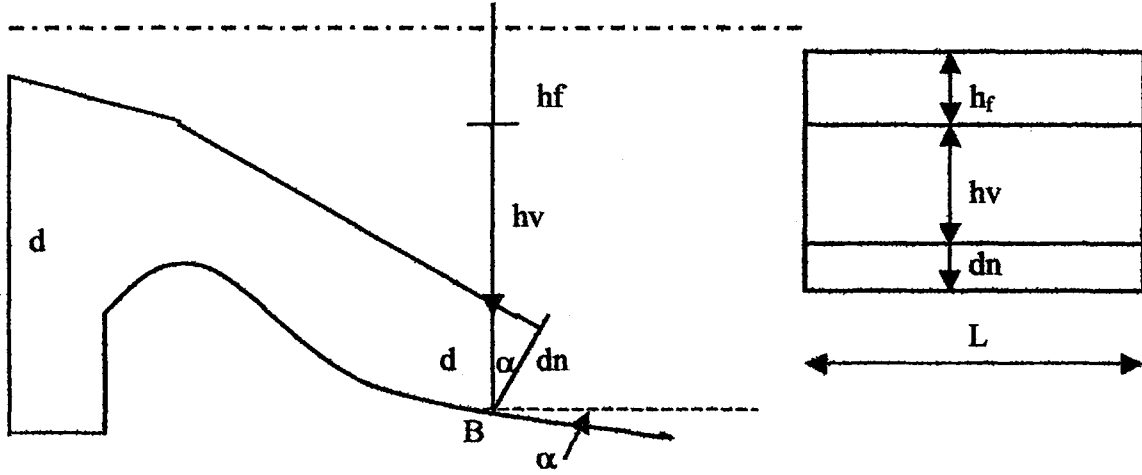
$\tan \alpha$: Boşaltım kanalı eğimi

h_f : Sürtünme kaybı $h_f = 0.1h_v$ olarak kabul edilebilirler.

h_v : Hız yükü

Maksimum su seviyesi şekil 4.3' e göre;

$MaxSS = Kot_B + d + h_v + h_f$ olacaktır.

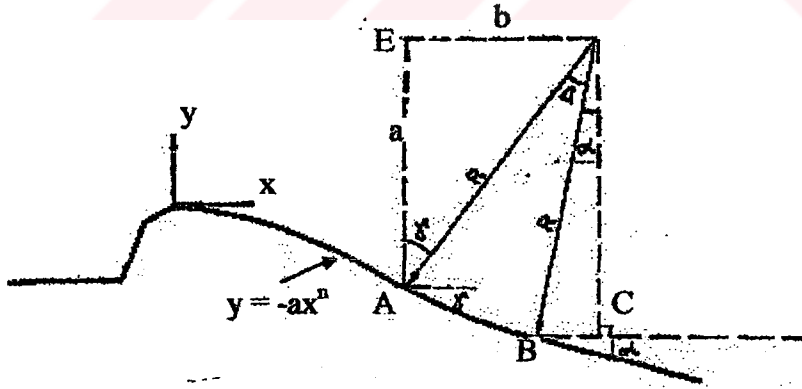


Şekil 4.3 Mansapta kanalının başlangıcında su seviyesi.

$$h_v + h_f = 1.1 h_v = 1.1 \frac{Q^2}{A^2(2g)} = 1.1 \frac{Q^2}{d_n^2 L^2 (2g)} \quad (4.8)$$

$$\text{MaxSS} = \text{Kot}_B + d_n \cdot \cos \alpha + 1.1 \left(\frac{Q^2}{d_n^2 L^2 (2g)} \right) \quad (4.9)$$

d_n için tek bilinmeyenli ikinci dereceden denklemin çözümünden çıkan iki kökten, akım kritik altı (sel rejimi) olduğu için küçük olanı seçilir. Bu noktadan sonra, eşik yapısının mansap ile birleşimini sağlayan dairesel düşey kurp hesabına geçilir.



Şekil 4.4 Dairesel düşey kurp hesabı.

Kurp yarıçapı $R \geq 5 d_n$ kabul edilerek hesaba başlanır. A noktasının (parabolün, dairesel kurba geçtiği nokta) eşik başlangıcından X_A uzaklıkta olduğu tahmin edilirse (Şekil 4.4) ;

$$y_A = -a (X_A)^n \quad (4.10)$$

$$Kot_A = \text{Eşik kret kotu} - y_A \quad (4.11)$$

yazılabilir. yapılan tahminin doğruluğunu kontrol etmek için parabolün A noktasındaki eğimi (parabol fonksiyonunun A noktasındaki türevi) bulunursa;

$$y' = -an(X_A)^{n-1} = \tan \gamma \quad (4.12)$$

$$DC = R \cos \alpha \quad (4.13)$$

$$Kot_D = Kot_B + DC \quad (4.14)$$

$$AE = R \cos \gamma \quad (4.15)$$

$$Kot_A = Kot_D - AE \quad (4.16)$$

4.11 ve 4.16 eşitlikleri yardımıyla bulunan Kot_A değerleri birbirine eşitse tahmin edilen X_A değerinin doğru olduğu kabul edilir.

Eşik boyunun hesabı ise şekil 4.5' e göre yapılır;

$$ED = R \cdot \sin \gamma \quad (4.17)$$

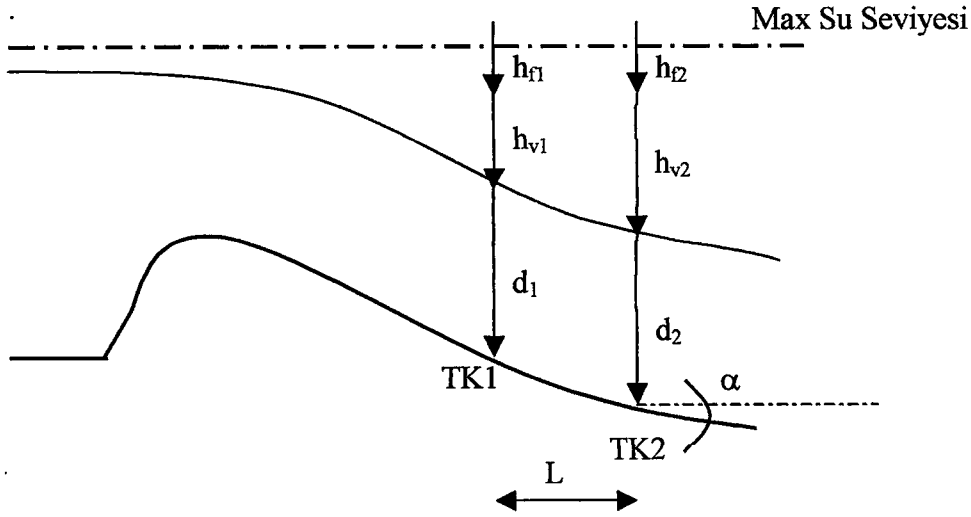
$$BC = R \cdot \sin \alpha \quad (4.18)$$

$$L_{AB} = ED - BC \quad (4.19)$$

$$L_{TOPLAM} = X + X_A + L_{AB} \quad (4.20)$$

olarak eşik yapısı boyunun uzunluğu hesaplanır.

$$d_{ort} = \frac{1}{2} \cdot (d_A + d_B) \quad (4.22)$$



Şekil 4.6 Kanal başlangıcında derinliklerin hesabı.

Dikdörtgen veya trapez kesitli bir boşaltım kanalında kanal başlangıcından itibaren suyun izlediği profil belirli kot ve kilometrelerdeki su derinliklerinin hesaplanmasıyla çıkarılabilir.

“ b “ genişlikteki dikdörtgen kesitli kanal için;

$$A_n = b \cdot d_n \quad V_B = \frac{Q}{A_n} \quad h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$P = 2 \cdot d_n + b \text{ (ıslak çevre)} \quad R = \frac{A_n}{P} \text{ (hidrolik yarıçap)}$$

$n = 0.016$ (betonarme kaplı kanallarda)

$$S_{f_{1,2}} = \left[\left(\frac{V}{\frac{1}{n} R^{2/3}} \right)^{1/2} \right]^2 \quad (4.23)$$

$$S_{f_{ort}} = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2} \quad (4.24)$$

$$\sum h_f = S_{ort} \cdot L \quad (4.25)$$

$$\text{MaxSS} = \text{TK}_1 + d_1 + h_{v_1} + h_f \quad (4.26)$$

Kanalın başlangıcında $h_f = 0,1h_v$ alınabilir. $d_1 = d_n \cos\alpha$

$$\text{TK}_1 + d_1 + h_{v_1} + h_f = \text{TK}_2 + d_2 + h_{v_2} + \sum h_f = \text{MaxSS}$$

olacaktır. Bu ifadeler göz önüne alınarak Şekil 4.7' deki tablo doldurulduğunda kanal içersindeki su yüzü profili çıkartılmış olur. Buna göre enerji kırıcı tesise gelindiğinde su derinliği belirlenmiş olur. (EK: enerji kotu)

km	Taban Kotu	B	dn	A	V	h _v	P	Sf	Sf _{ort}	L	h _f	Sh _f	cosα	dn x cosα	EK

Şekil 4.7 Baraj dolusavak su yüzü profili hesabı.

Dolusavak eğer baraj gövdesine bitişik olarak projelendirilmiş ise gövde mansap şevini tutacak şekilde gövde tarafında duvar yüksekliği tespit edilir. Diğer durumlarda ise Şekil 4.8'deki tablo kullanılarak duvar yükseklikleri hesaplanır.

Dolusavak su yüzü hesap tablosundan km, taban kotu, hız, su derinliği ve cosα değerleri yazılır.

$$\text{Hava payı} = 0,60 + 0,03731 \cdot V \sqrt[3]{d_n} \quad (4.27)$$

$$\text{Normal duvar yüksekliği} = d_n + \text{hava payı} \quad (4.28)$$

km	Taban kotu	Hız	Su derinliği	Hava payı	cosα	Hesaplanan	Kabul edilen	Duvar üst kotu

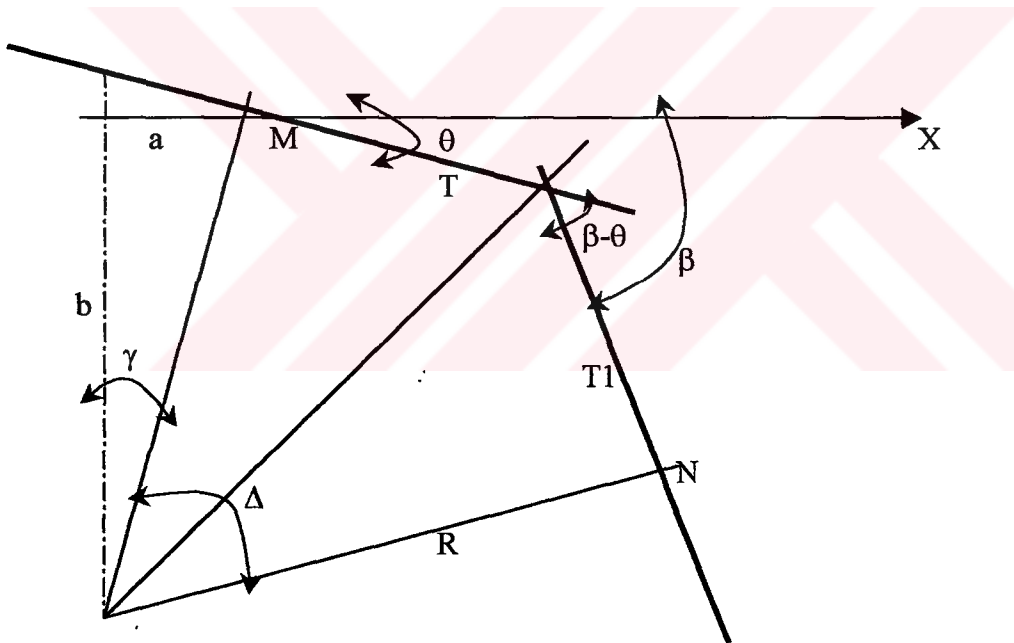
Şekil 4.8 Duvar yüksekliklerinin hesabı.

$$\left(\frac{\text{Normal duvar yüksekliği}}{\cos \alpha} \right) = \text{hesaplanan düşey duvar yüksekliği} \quad (4.29)$$

Elde edilen değerler yuvarlatılarak kabul edilen duvar yüksekliği bulunur.

Taban kotu + kabul edilen duvar yüksekliği = duvar üst kotu

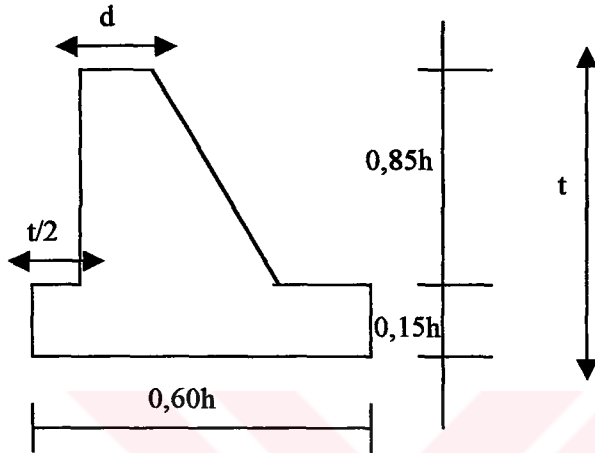
Mansap açık kanalı boyunca eğim değişme noktalarına yerleştirilecek olan düşey kurp parabol olabileceği gibi dairesel de olabilir. Dairesel düşey kurp için (şekil 4.9), $\tan \theta$ değerini birinci eğim, $\tan \beta$ değerini ise ikinci eğim olarak farz edelim. Δ açısı β ile θ açılarının farkına eşit olacaktır ($\Delta = \beta - \theta$). Şekil üzerinden $\tan (\Delta / 2) = T / R$ olduğu görülür. Genel daire denklemini ise $(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$ olarak yazılabilir.



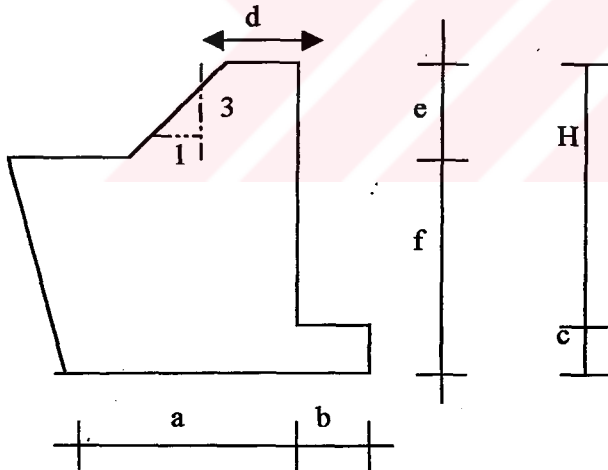
Şekil 4.9 Mansap kanalında dairesel düşey kurp tasarımı.

Düşey kurbun iyi projelendirilmemesi sonucu kanal tabanında negatif basınçlar oluşur ve bu da tabanda hasara yol açar. Daha önce belirtildiği üzere negatif basıncın oluşmaması için düşey kurp profilinin su jetinin izlediği parabole uygunluk göstermesi gerekir. Aksi halde su jeti ile kanal tabanı arasında sıkışan hava vakum oluşturur ve negatif basınç yaratır. Bu durumu önlemek için teğet boyları (T) ve

kurp yarıçapı (R) değiştirilebilir. Negatif basıncın kontrolü ise Eşitlik 4.4' e göre yapılır. Eğer $-y > K_{otM} + K_{otN}$ ise yapıda negatif basınç oluşmamaktadır. Açık kanal kenar duvarları genelde ağırlık duvarı olarak tasarlanırlar, zeminin durumuna göre yaslama tip de yapılabilirler. Ankraj kabul eden, hava ve su ile temasında bozuşmayan sağlam zeminlerde uygulanabilen yaslama tip duvarlar kazı ve beton miktarını önemli ölçüde azaltırlar. (Şekil 4.10)



a) Ağırlık tip duvarlar.



b) Yaslamalı tip duvarlar.

Şekil 4.10 Kenar duvar tipleri.

Yaslama tip duvarların genel olarak proje kriterleri şöyledir:

$$a \cong \frac{h}{8} \text{ (min a = 50 cm)}, \quad b \cong \frac{h}{10}, \quad c \cong \frac{h}{12}, \quad 30 \leq d \leq 50$$

$$e = \frac{h}{3} \sim \frac{h}{4}$$

$$f \cong \frac{2}{3}h \sim \frac{3}{4}h \quad \text{değerleri arasında seçilebilirler.}$$

Mansap açık kanalı taban kaplama kalınlığı minimum 30 cm olmalıdır. Kanal başlangıcında (savak gövdesi çıkışında) ve sonunda (enerji kırıcı tesis girişinde) kaplama kalınlığı arttırılmalı ve ankraj yapılmalıdır. Kaplama betonları dökülürken anolar arasında büzülme ve genleşme derzleri bırakılır. Ayrıca kaplama altında enine ve boyuna yönde yerleştirilen drenlere drenajı sağlanır

4.2 HİDROLİK SIÇRAMA VE ENERJİ KIRICI HAVUZLAR

4.2.1 Hidrolik Sıçramanın Oluşumu

Hidrolik sıçrama yüksek miktardaki hidro-mekanik enerjiyi dağıtmak amacıyla kullanılan temel bir özelliktir. En önemli karakteristikleri; epeyce türbülanslı bir akım, sıçrama oluşumu içersindeki çalkantılar, havanın sürüklenmesi, ses ve püskürme olayının ortaya çıkması, türbülans üretimi nedeniyle enerjinin dağıtılması, aşındırıcı potansiyel gücün ve kuyruk dalgalarının ortaya çıkmasıdır. Hidrolik sıçrama iki şekilde meydana gelebilir:

- 1) Akımın değişken konumlu bir kanal içersinde süper-kritik durumdan, kritik-altı duruma geçişiyle,
- 2) Sabit konumlu bir düşü havuzu içersinde.

Hidrolik sıçrama çeşitli biçimlerde de ortaya çıkabilir:

- a) Klasik hidrolik sıçrama: Prizmatik, yatay ve yaklaşık sürtünmesiz dikdörtgen kanallarda meydana gelen esas tipdir.
- b) Meyilli hidrolik sıçrama : Dikdörtgen kanallarda bir eğim içinde oluşurlar.
- c) Batmış hidrolik sıçrama : Sıçramanın başlangıç ucu kuyruk suyu ile kaplandığı zaman oluşur.

Klasik hidrolik sıçrama içersindeki hava girişi oldukça kısmidir. Hava konsantrasyonu dipten yüzeye doğru artar. Alt kısımda yüzeye yakın küçük baloncuklar, yüzeyde ise daha geniş ölçekte balonlar bulunmaktadır. Kesitsel ortalama konsantrasyon eşikten bir maksimuma keskin bir biçimde artar ve sıçramanın sonunun ilersinden yavaşça düşer. Maksimum hava konsantrasyonu;

havalandırma uzunluğu, maksimum konsantrasyonun konumu ve yaklaşım Froude sayısı gibi kavramlar ile açıklanabilir.

Sıçramanın biçimi ve akım karakteristikleri, havuza giren deşarjın kinetik akım faktörüne ($V^2/2g$), akımın kritik derinliğine d_c , Froude sayısı parametrelerine $V/\sqrt{gd}$ 'ye bağlı olacaktır.

Gelen akımın Froude sayısı bire eşit olduğu durumlarda, akım kritik derinliktedir ve hidrolik sıçrama oluşmaz $F = 1,0-1,7$ civarında akım derinliği kritik derinliğin biraz altındadır. Suyun düşük seviyeden yüksek seviyeye geçişi kademelidir ve suyun az miktarda kabarmasıyla oluşur. Froude sayısı 1,7 değerine yaklaştıkça, yüzeyde küçük dalgalar oluşur. Bu sayının artan değerleri için dalgalar daha keskin hale gelmeye başlar. 2,5 değerine yaklaşıldıkça, pürüzsüz düzgün yüzey dalgaları oluşur. $1,7 < F < 2,5$ durumunda randıman hala düşüktür ve zayıf hidrolik sıçrama oluşur.

Froude sayısının 2,5 ile 4,5 değerleri arasındaki durumlarda titreşimli sıçrama oluşur. Giren jet zaman zaman mansap kanalının tabanına yakın ve yüzeyi boyunca akar. Titreşimli akım istenmeyen yüzey dalgaları oluşturur ve akım bu dalgaları havuzun sonuna kadar iletir.

$4,5 < F < 9$ halinde kararlı ve iyi dengelenmiş sıçrama oluşur. Türbülans sıçramanın ana vücuduyla sınırlandırılmıştır ve su yüzeyi mansabı düzgündür. Froude sayısı, $F = 9$ değerinin üzerine çıktığında sıçramanın içersindeki türbülans ve yüzey dalgaları aktif hale gelir. Bunun sonucu olarak güçlü yüzey dalgalarıyla pürüzlü bir su yüzeyi sıçramadan mansaba doğru meydana gelir.

Konunun genel olarak bir özeti yapılacak olursa, hidrolik sıçramanın oluşabilmesi için sıçramadan önceki kesitte akımın sel rejiminde olması, dolayısıyla Froude sayısının 1,0' dan büyük olması gerekir.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd_n}} > 1,0 \quad \dots \quad (4.30)$$

Oluşan sıçramanın yine Froude sayısına bağlı olarak şekli ve karakteristikleri şöyle özetlenebilir:

$1.0 < F < 1,7 \rightarrow$ dalgalı sıçrama

$1.7 < F < 2,5 \rightarrow$ zayıf sıçrama

$2,5 < F < 4,5 \rightarrow$ titreşimli sıçrama

$4,5 < F < 9,0 \rightarrow$ dengeli sıçrama

$F > 9,0 \rightarrow$ kuvvetli sıçrama

Basit bir sıçramada V hızı biliniyorsa d_1 ve d_2 derinlikleri arasındaki orantı hesaplamak mümkündür. Momentum prensipi uygulanarak:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (4.31)$$

sıçramadan sonraki derinlik değerini veren eşitlik elde edilir. Sıçramanın uzunluğunu veren çeşitli amprik formüller olarak şunları sayabiliriz:

Pavlovsky formülü:

$$\frac{L}{d_2 - d_1} = \frac{2,375 \cdot (-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} - 2,50)}{0,5 \cdot (-3 + \sqrt{1 + 8F_1^2})} \quad (4.32)$$

Certussov formülü:

$$\frac{L}{d_2 - d_1} = \frac{20,6 \cdot (F_1 - 1)^{0,81}}{(-3 + \sqrt{1 + 8F_1^2})} \quad (4.33)$$

Ludin formülü:

$$\frac{d_2 - d_1}{L} = \frac{1}{4,5} - \frac{1}{6F_1} \quad (4.34)$$

Pietrowski formülü:

$$L = 5,9 \cdot d_1 \quad F_1 = 4,33d_2 \quad (4.35)$$

Woycicki formülü:

$$L = \left(8 - 0,05 \cdot \frac{d_2}{d_1} \right) (d_2 - d_1) \quad (4.36)$$

Mazmann formülü:

$$L = \frac{(d_2 + d_1)(d_2 - d_1)}{2.d_1} \quad (4.37)$$

Bachmetteff formülü:

$$L = \left(\frac{5,4d_1}{d_2} - 0,06 \right) \left(\left(\frac{d_2}{d_1} \right)^3 - 1 \right) \quad (4.38)$$

Safranetz formülü:

$$\frac{L}{d_2 - d_1} = \frac{12}{-3 + \sqrt{1 + 8.F_1^2}} \quad (4.39)$$

Smetana formülü:

$$\frac{L}{d_2 - d_1} = 6 \quad \text{veya} \quad L = 4,50.d_2 \quad (4.40)$$

4.2.2 Enerji Kırıcı Havuzların Seçimi Ve Tasarımı

Düşü havuzlarında hidro-mekanik enerji başlıca sıcaklığa, püskürmeye, ve sese dönüştürülür. Bu su yapıları akımın güvenli bir şekilde akarsu yatağına verilmesi gereken durumlarda, baraj tahliye elemanları ve kuyruk suyu arasında inşa edilirler. Havuzlar, içlerinde hidrolik sıçramanın oluşturulduğu ve tasarımlarının oyulama şartları, kuyruk suyu seviyesi ve havuz uzunluğu gibi faktörlerin göz önüne alınarak yapıldığı elemanlardır.

Bir düşü havuzunun tipinin seçimi şu faktörlere bağlıdır:

- 1) Hidrolik yaklaşım şartları,
- 2) Kuyruk suyu karakteristikleri,
- 3) Oyulma potansiyeli,
- 4) Kişisel tercihlerdir.

Havuzun performansının başarılı bir şekilde sağlanabilmesi için yaklaşım enerji yükü 10 – 30 m arasında olmalıdır.

ve dışına yığılması ve düşük su seviyesi nedeniyle oluşurlar. Ek bir kuyruk suyu seviyesi oluşturulmadan hidrolik sıçramanın kısaltılması amacıyla havuz çıkışları düzenlenir.

Yaklaşım momentumunun uygun kuyruk suyu seviyesiyle dengelendiği basit sıçratma havuzlarıyla kıyaslandığında, enerji kırıcı havuzları ek olara şüt ve çıkış elemanlarına sahiptir. Bu elemanlar havuzun altında konumlandırılırlar ve genelde bloklar, eşikler ve basamaklar şeklinde tasarlanırlar. Ayrıca havuzlarla da dağılım etkisinde arttırılabilir. Duvarın pürüzlülüğünün arttırılması ve yanıl deşarjın eklenmesi, kavitasyon ve stabilite problemleri nedeniyle, pratikte tercih edilmezler. Sıçramanın çeşitli formları için, düşü havuzlarının tasarımı aşağıdaki paragraflarda açıklanmıştır.

1) Froude sayısının 1,7'den daha küçük olduğu durumlar: Bu halde sıçramadan sonraki sonraki derinlik (d_2), yaklaşık giriş derinliğinin iki katıdır ve yaklaşık kritik derinliğin %40'dan daha fazladır. Çıkış hızı V_2 yaklaşık giriş hızının bir buçuk katıdır ve kritik hızın %30' dan daha azdır. Giren akımın Froude sayısının 1.7'den daha küçük olduğu durumlarda, herhangi bir tip enerji kırıcı havuz gerekmez. Ancak kanalın boyu, derinliğin değiştiği noktadan itibaren, $4d_2$ uzunluğundan daha kısa ise düşü havuzuna ihtiyaç duyulur. Fakat herhangi bir dağıtma elemanı teşkil edilmez. Bu durumda I nolu havuz tipi tasarlanır.

2) $1,7 < F < 2,5$ olduğu durumlar: Bu tip havuzlarda akım olayı zayıf sıçrama şeklinde oluşur. Çünkü bazı akımların oluşumuna aktif türbülans katılmaz. Eşik ve ayaklara ihtiyaç yoktur. Bu havuzlar I nolu havuz tipi olarak tasarlanırlar.

3) $2,5 < F < 4,5$ olduğu durumlar: Bu tip havuzlarda ki akımlar bir geçiş akımı olarak düşünülürler. Çünkü bu havuzlarda tam anlamıyla bir sıçrama gerçekleşmez ve yeterli dağılımın sağlanmasında fazla etkili değillerdir. Bunun sebebi bu duruma tekabül eden dalga hareketlerinin alışılmış havuz elemanlarıyla kontrol edilememesidir. Meydana gelen dalgalar havuzun sonunda oluşurlar ve enerjileri havuzdan ayrı olarak sınırlandırılmalıdır.

Froude sayısının bu sınırlarında akımın dağıtılması için enerji kırıcı bir eleman gerektiğinde, Şekil B.2' de gösterilen IV nolu havuz tipi tasarlanırlar. Bu havuzların akımın enerjisinin dağıtılmasında nispeten etkili olduğu görülmüştür. Fakat titreşimli akım tarafından yönlendirilen dalga hareketinin enerjisi bütünüyle azaltılamaz. Bu

amaçla yardımcı dalga enerjisi sınırlayıcıları ve dalga engelleyicileri düzgün yüzeyli akım mansabı sağlanması için bazı durumlarda kullanılabilirler.

Dalga hareketinin bastırılmasına yardımcı olmak ve akışı sağlayan sıçramanın meyili nedeniyle, havuzlardaki su derinlikleri hesap edilen derinlikten %10 daha fazla olmalıdır.

Geçiş akımının sınırları dışındaki akım şartlarını sağlayacak havuz boyutları seçilerek, bu tip havuzların tasarımına ihtiyaç duyulmayabilir. Örneğin Froude sayısı ve havuzun boyutları ayarlanabilir. Ama bu durumdan sonra hidrolik şartların yerine ekonomi bir sorun haline gelir.

4) Alternatif küçük Froude sayılı enerji kırıcı havuzlar: IV nolu havuzu tipi düşük Froude sayılarına sahip akımlarda, düşük deşarj miktarına sahip yapılarda ve küçük kanallarda oldukça etkidirler. Fakat yeni model deneyleri sonucunda bu tasarımlardan oldukça farklı düşü havuzu tipleri dizayn edilmiştir.

Enerji kırıcı havuzlar küçük Froude sayılarında randımanlı değildir. Yani, havuzun randımanı bu Froude sayısı sınırlarında %50' den daha azdır. Bu durumlar için alternatif dağıtma elemanları düşünülebilir.

Tavsiye edilen tasarımlar şüt blokları, saptırma ve sonlama eşiğidir. Bu tasarım verileri Şekil B.3' de gösterilmiştir. Uzunluk d_2 derinliğinin yaklaşık üçte biridir, yani oldukça kısadır. Şüt blokları ve saptırma eşiklerinin aralıkları ile büyüklükleri d_1 Froude sayısının fonksiyonudur. Sonlama eşiği, düşü havuzunun mansabının sonunda ve yakınında oluşturulur. Akım kısımlarının incelenmesi sonucu, havuzdan mansaba herhangi bir erozyon probleminin mevcut olmadığı görülmüştür. Bu kriterdeki bir dizaynı doğrulamak için yapılan hidrolik model deneylerine, erozyon testleri mutlaka dahil edilmelidir. Eğer akım hızı 15 m/s 'den fazla ise mutlaka model çalışmaları yapılmalıdır.

5) $F > 4,5$ durumunda düşü havuzları: Bu yapılarda tam bir hidrolik sıçrama meydana gelir. Sıçramayı oluşturan elemanlar Froude sayısının değerine göre değişirler. Havuzun zeminine blok ve eşikler gibi yardımcı elemanların yapılması, sıçrama üzerinde durağan bir etki yaratır. Bu etki sayesinde havuz boyunun kısaltılması sağlanır ve yetersiz kuyruk suyu derinliği yüzünden suyun dışarıya doğru sürüklenmesine karşı güvenlik faktörü elde edilir.

Şekil B.4’de III nolu havuz tipine göre tasarlanmış, bir düşü havuzu görülmektedir. Bu tip yapılar giren akımın hızının 18,50 m/s’yi aşmadığı durumlarda tasarlanırlar. III nolu havuz tiplerinde havuz boyunu azaltarak sıçrama uzunluğunu kısaltmak ve yüksek hızlı akımları dağıtmak amacıyla şüt ve çarpma blokları, sonlama eşiği kullanılabilir. Havuzun etkinliği, çarpma blokları tarafından enerjinin dağıtılmasına ve sıçrama olayının türbülansına bağlıdır. Büyük çarpma kuvvetleri yüzünden bloklar yüksek hızların etkisi altındadırlar. Zemin ile blokların yüzeyleri boyunca kavitasyon probleminin ortaya çıkması ihtimali nedeniyle havuzların kullanımı 18,5 m/s ‘lik hızlara sahip yüklerle sınırlandırılmalıdır.

Giren hızların 18,5 m/s’yi aştığı ve çarpma bloklarının kullanılmadığı durumlarda II nolu havuz tipi tasarlanmalıdır (Şekil B.5). Çünkü enerjinin dağıtılması ancak hidrolik sıçrama ile başarılabılır. Fakat havuzun uzunluğu III nolu havuz tipi için elde edilen uzunluktan fazla olacaktır. Buna rağmen şüt blokları ve çıkış eşikleri fiilen uzunluğu azaltacaklardır. Suyun dışarıya doğru sürüklenmesine karşı emniyet payı azaldığından havuzdaki su derinliği hesap edilen derinlikten %5 daha fazla olmalıdır.

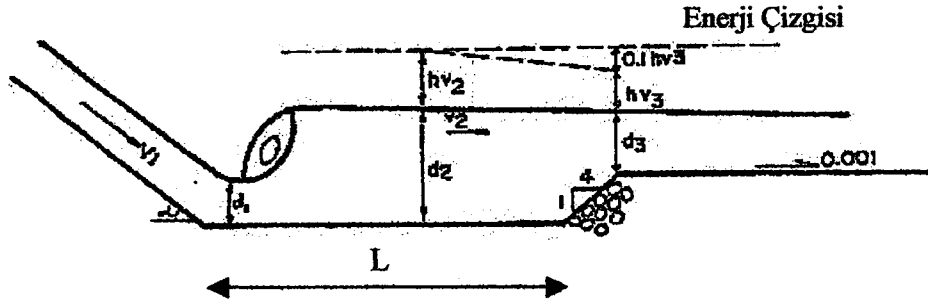
Havuz içersindeki suyun dalgalanmalar, çarpmalar ve sıçramanın türbülansı nedeniyle oluşan dalga hareketleri yardımıyla havuz duvarlarını aşmaması için emniyet nedeniyle bir hava payı düşünülür. Akım yüzey pürüzlülüğü sıçramadaki enerji dağıtılması ve havuzun içersindeki akım derinliğiyle ilgilidir. Bir çok havuz için düşü havuzunda teklif edilen hava payı ve duvar yüksekliği;

$$H_p = 0,10.(V_1 + d_2) \quad (4.41)$$

$$\text{Duvar yüksekliği} = d_2 + H_p$$

Eşitliklerde V_1 ; sıçramadan önce havuza giren akımın hızı (feet / s), d_2 ; sıçramadan sonraki derinlik (feet) olarak verilmişlerdir.

Mansap kanalındaki su derinliği ise şekil 4.11’ e göre şu şekilde hesaplanabilir:



Şekil 4.11 Hidrolik sıçramdan sonra mansabdaki su derinliği.

İlk olarak Manning formülüyle $V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ ve $Q = V \cdot A$ eşitliklerinden d_3 için Q

debisi hesaplanır. Bu işlemlerden sonra havuz taban kotunun kontrolü yapılır.

$$\text{Havuz taban kotu} + d_2 + h_{v_2} = T_3 + h_3 + 1,1 \cdot h_{v_3} \quad (4.42)$$

Yukarıdaki işlem sonucunda bulunan T_3 kotu en az talveg kotunda olmalıdır.

4.2.3 Suyu Ana Yatağa Yukarıdan Bırakan Yapılar

4.2.3.1 Sıçratma Eşiği

Boşaltım kanalından çıkan su akarsu yatağına ulaşmadan önce saptırıcı bir eşik vasıtasıyla fırlatılarak yapıdan yeterince uzağa atılır. Bu tip yapılarda enerji jetin dağılması ile sonuçlandırılır. Yapı beş bölümden oluşur:

- 1) Yaklaşım şütü 2) Yansıtma ve havalandırma bölgesi 3) Havadaki jetin dağılması
- 4) Jetin çarpma ve oyma noktası 5) Kuyruk suyu bölgesi.

Yapım sabit genişlikte dikdörtgen kesitli bir şüt yapısından ve savak mansap kanalının sonlama ucunda havalanan su jetine yön veren bir daire parçasından oluşur. Yüksek taşkın debilerinde büyük boyutlu düşü havuzlarının boyutlandırılmalarına gerek olmadığından, ayrıca suyun akarsu seviyesine indirilmeden ana yatağa bırakılabilmesi, taşkın kanalının kısa olması ve kazı masrafından kaçılabilirdiğinden dolayı oldukça ucuz çözümler elde edilir.

Su büyük bir hızla boşluğa fırlatılır. Fırlatma esnasında hüzme bir bomba gibi patlar ve zerreler halinde etrafa yayılır. Bu sayede enerjinin tamamı yitilmiş olur. Havayla karışmış jetin özgül ağırlığı birimden küçüktür ve rengi beyazdır. Fırlatılan su

zerreler halinde ayrışır ve tıpkı yağmur gibi damla damla mansabın üzerine dökülür. Bu durum bir cins bulutun oluşmasına sebep olur. Rüzgarın etkisiyle bulut vadinin yamaçlarına doğru ilerliyerek yağışları oluşturur ve vadide toprak kaymalarına sebep olur. Elmalı II Barajı'nın sol yamacı bu tip savaklanmalar sonucunda olduğu gibi vadinin içine kaymış ve ana kaya meydana çıkmıştır. Kışın yapılan deşarjlarda su zerrelere donarak su kristalleri haline gelmekte, rüzgar ile savrularak çevreye ve sanat yapılarına zarar vermektedir. Hidroelektrik santrallerde savak tipine karar verilmeden önce iyice düşünülmelidir. Rüzgar gülü teşkil edildikten sonra transformatörler hakim rüzgar altında kalıyorsa yerleri değiştirilmeli, buna imkan yoksa düşü havuzu teşkiline gidilmelidir veya sıçratma ucunun yeri değiştirilmelidir.

Yapının tasarımında belli bir açı ve hızla çıkan su jetinin teorik olarak düştüğü bölgenin ve düştüğü bölgede oluşturabileceği oyulma miktarının belirlenmesi dolusavağın ve barajın güvenliği açısından çok önemlidir. Çarpma bölgesindeki erezyon iki şekilde olabilmektedir: 1) Dağılma safhası: Zemindeki malzeme dinamik yükler yüzünden kırılır. 2) İletim safhası: Kaya parçaları zeminden kalkarak oyulma bölgesinin yanlarına çöker.

Dolusavaktan çıkan su jetinin boyunun belirlenmesi eğik atış ilkelerinden yararlanılabilir. Belirli bir hız ve kütleyle sahip cismin hareket denklemi;

$$Y = -x \cdot \tan\theta + \frac{gx^2}{2u_{jet}^2 \cos^2\theta} \quad (4.43)$$

şeklinde yazılabilir. denklemde x ve Y terimleri; su kütlelerinin yatayda ve düşeyde yaptığı mesafedir. U_{jet} ; su kütlelerinin hızı, θ ise sıçratma ucunun yatay düzlemle yaptığı açıdır. Suyun hızını orifise göre yazarsak;

$$U_{jet} = \sqrt{2gh_c} \quad (4.44)$$

eşitliğini elde ederiz. Burada h_c rezervuar su seviyesi ile orifis eksenini arasındaki hidrolik yüküdür. Sıçratma ucuyla ilgili parametreler 4.43 eşitliğinde yerine konulursa;

$$L = \frac{\frac{gL^2}{4gh_c \cos^2\theta} h_1}{\tan\theta} \quad (4.45)$$

bulunur. L ; teorik jetin yatayda yaptığı mesafedir. 4.45 denklemi ikinci dereceden bir eşitliktir. Bu eşitliğin pozitif kökü teorik jetin yatayda yaptığı mesafeyi verecektir.

$$L = h_c \sin 2\theta + 2 \cos \theta \cdot \sqrt{h_c (h_c \sin^2 \theta + h_1)} \quad (4.46)$$

Yukarıdaki eşitliklerin hesabında sürtünme kayıpları olduğu ihmal edilmiştir. Ancak bu formül uzun bir deşarj kanalının sonuna yerleştirilmiş bir şüte uygulanırsa sürtünme kayıpları orifiste olduğu gibi ihmal edilemez. Bu bağıntıyı deşarj kanalından çıkan su jetine uygulamak istersek, jetin o sıradaki özgül enerjisine ihtiyaç vardır. Özgül enerji ise o noktadaki akım derinliği ile hız yüksekliğinin toplamıdır. Bunu aşağıdaki gibi ifade edebiliriz:

$$h_u = y_{jet} + \frac{U_{jet}^2}{2g} \quad (4.47)$$

Eşitlikteki y_{jet} terimi $U_{jet}^2 / 2g$ terimine göre ihmal edilebilir mertebededir. h_u terimi ise orifisteki h_c terimi ile eşdeğerdir. Sonuç olarak 4.46 eşitliği aşağıdaki şeklini alır:

$$\frac{L}{h_u} = \sin 2\theta + 2 \cos \theta \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{h_1}{h_u}} \quad (4.48)$$

Pratikte hava direnci ihmal edilerek çıkış hızı ve çıkış açısına bağlı olarak teorik fırlatma uzaklığı:

$$L = \frac{U_o^2}{g} \sin 2\theta \quad (4.49)$$

olarak hesaplanmaktadır. Eşitlikte U_o ; jetin ilk çıkış hızıdır. θ terimi ise; çıkıştaki suyun yatayla yaptığı açıdır. Sıçratma yapısı uç şekli R yarıçaplı dairesel eğri ve suyu havaya fırlatma açısı θ ile tarif edilirler. Yaklaşım eğimi $4/1'$ den küçük ve fırlatma açısı $20^\circ - 45^\circ$ arasında olmalıdır. $\theta = 45^\circ$ için L boyu en büyük değerini alır. Genellikle bu açı 30° ile sınırlandırılmalıdır. Sıçratma eşiğinin genel karakteristikleri aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanabilir: (Şekil 4.12)

5. KONTROLLÜ VE KONTROLSÜZ DOLUSAVAKLARDA GÖVDE YAPISININ GENEL ÖZELLİKLERİ

5.1 KONTROLSÜZ AKIŞLI DOLUSAVAKLARDA GÖVDE YAPISININ ÖZELLİKLERİ

5.1.1 Gövde Yapısı İle İlgili Genel Kavramlar

Gövde yapısı; dolusavak yapısı içerisinde her türlü statik ve hidrolik etkiye maruz olan ve gelen su akımına belirli özellikler kazandırarak üzerinden savaklanmasını sağlayan yapılardır. Projelendirilmeleri ana hatlarıyla menba yüzünün, tepe noktasının ve sırt eğrisinin tasarımı olarak üç bölümden oluşur. Deşarj edilen su kütlesi orijini akımın altında olan eğrisel bir yörünge izler. Yapının sırt eğrisinin şekli, en genel haliyle ince kenarlı savağın üzerinden aşan su napının alt nap profiline uygun düşer. Bu kavrama uygun savak sırtının şeklini veren eşitlikler birer parabolik eğriyi temsil etmektedirler. Teorik bir dolusavak sırt eğrisinin (profilinin) denklemi:

$$\frac{Y}{H_p} = a \left(\frac{X}{H_p} \right)^n \quad (5.1)$$

olarak yazılabilir. Tasarım aşamasında a ve n terimlerine çeşitli amaçlara uygun olmak üzere değişik değerler verilebilir. Ayrıca menba yüzüne verilen eğim sayesinde profilin deşarj katsayısı da arttırılabilir. Dolusavak yapılarının teorik olarak çözümünün tam olarak elde edilememesi nedeniyle, bu değerlerin tespitindeki nihai karara model deneyleri sonucunda varılabilir.

Dolusavak profilinin tasarımındaki ana kriter 5.1 eşitliğinin incelenmesinden anlaşılacağı üzere H_p proje yüküdür. Proje yükünün seçimine göre su napının savak

üzerindeki konumu belirlenir. Eğer akım H_p proje yükü altında oluşuyorsa ($H=H_p$), nap profile hafifçe yaslanır. Bu hal yapı için en güvenli durumdur. Büyük çoğunlukla ana malzemesi beton olan dolusavaklarda yapıya ciddi zararlar verebilecek çekme gerilmelerinin (alt basınçlar) oluşması engellenir. Yapı üzerindeki hidrolik yük H , H_p proje yükünden küçük olduğu durumlarda ($H < H_p$), nap savak sırtına iyice yapışır ve pozitif basınçlar oluşur. Eğer H yükü H_p proje yükünden büyük ise ($H > H_p$) nap havalanır, savak sırtından ayrılma eğilimindedir ve alt basınçların oluşmasına sebep olur.

Yapının tepe noktasının şekli yay profilleri yardımıyla belirlenir. Bu profilleri oluşturan yarıçaplar H_p proje yüküne bağlı olarak değerler alırlar. Tasarımlar genelde iki adet yarıçapdan oluşurlar, ancak üç yarıçapın kullanıldığı çalışmalarda mevcuttur. Bu konuda dikkat edilmesi gereken husus memba çeyreğinde oluşacak devamsızlıklardır. Oluşacak devamsızlıklar su akımının şeklini bozarak deşarj katsayısını düşürebilirler.

Memba yüzünün şekline seçilen H_p proje yüküne, oluşan su yüklerine, dolusavağın tipine, yapının statik durumuna ve yaklaşım hızlarına göre karar verilir. Dik yüzeyli, eğimli, memba çıkıntılı şeklinde tasarlanabilirler.

Yapılan bütün bu tasarımlardaki ana hedef tek bir ortak paydada birleşmektedir. Bu da hidrolik açıdan istenilen randımandaki deşarjın sağlanması, statik bakımdan da yapının güvenli olması ve ekonomidir.

5.1.2 Debi Katsayısının Profil Tasarımına Etkisi

Serbest akışlı bir dolusavak yapısından deşarj edilen debi miktarı;

$$Q = mA\sqrt{2gH} = CLH^{3/2} \quad (5.2)$$

eşitliği yardımıyla hesaplanabilir. Formülde

Q : Savak deşarj miktarı (m^3/s)

m : Boyutsuz debi katsayısı

C : Debi katsayısı ($C=m / (2g)^{1/2}$)

L : Savak uzunluğu (m)

H : Savak yükü (m) (Kinetik yük dahildir. $H = h + \frac{U_a^2}{2g}$) olarak verilmişlerdir.

5.2 eşitliğinde verilen m boyutsuz debi katsayısı sabit değildir. Oluşan h efektif savak yükü U_a yaklaşım hızı ve H_p proje yüküne göre değişim gösterir. Öyleyse en uygun çözümün en yüksek debi katsayısını veren yapım olduğu düşünülebilir. Ancak artan debi katsayısı yapıya bir çok olumsuz şartları da beraberinde getirir.

DSİ laboratuvarlarında yapılan araştırmalarda debi katsayısının hidrolik yük ile değişimini gösteren aşağıdaki eşitlik teklif edilmiştir:

$$m = 0,4956.(H/H_p)^{0,16} \quad (5.3)$$

5.3 eşitliğine göre savak hidrolik yükü H, H_p proje yüküne eşit olduğu zaman debi katsayısı $m_0 = 0.4956$ değerini alır. Şu halde savak sırtı üzerinde önemli bir miktarda alt basınç oluşmaz. Bu noktadan sonra hidrolik yükün artışıyla beraber ($H > H_p$) m debi katsayısı da artmaya başlayarak $H / H_p > 1$ değerleri için $m / m_0 > 1$ oranı elde edilir.

m katsayısının artımı su ışınının eğrilik yarıçapı r ile alakalıdır ve sonsuz değildir. Eğrilik yarıçapının azalmasıyla beraber debi katsayısında artış görülür (Tablo C.1). Tablo incelenirse görülecektir ki r değerlerinin küçülmesiyle beraber m değerleride artmaktadır. Bunun sebebi su napının savak sırtından ayrılmasına sebep olan nap ile savak sırtı arasındaki bir alçak basınç bölgesinin mevcudiyetidir. Bu bölge su ipçiklerini bir sifon gibi çekerek debi katsayısının artmasını sağlar. $m > 0.52$ değeri için alçak basınç öyle bir düzeye iner ki, atmosfer basıncı ışını parçalayarak bu bölgeye hava girmesine sebep olur.

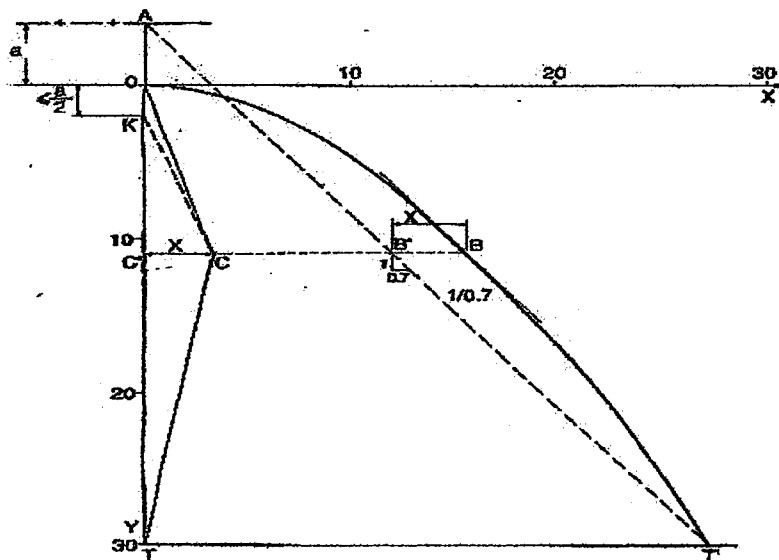
Bu olaydan sonra r eğrilik yarıçapı değerinde artış meydana gelir. Bu artışla beraber m debi katsayısı da azalır. Ancak alçak basınç bölgesindeki havanın su akımı tarafından yeniden sürüklenmesiyle beraber, m parametresi tekrar artmaya başlar. Bu noktadan sonra yapının stabilitesine zarar verebilecek bir hareket ortaya çıkar. Su napı titreşmeye başlayarak yapıyı darbelere maruz bırakır ve kalıcı hasarlara sebep olur. Pratikte $m = 0.52$ değerinin geçilmemesi tavsiye edilir.

Artan debi katsayısı ile birlikte savak sırtı üzerinde oluşan alt basınçların değerlerinde de artışlar görülür. $m = 0.52$ değerine yaklaşıldığında alt basınçların

Kontrol yapısının memba yüzeyinin şekli debi katsayısı ile alakalıdır. Özellikle büyük debilerin üzerlerinden savaklandığı yapılarda betondan tasarruf elde etmek amacıyla memba yüzü çıkıntılı savaklar kullanılır (Şekil 5.1). Bu tip memba çıkıntıları kapaklı dolusavaklarda proje yükü farklı bir memba parçasının bu yüze eklenmesiyle oluşturulur. Bu sayede kapakların gerek manevrasında, gerekse alt dudaklarının savak başlığına yerleştirilmesi konusunda büyük bir serbestlik elde edilir. Ancak tasarımlarında gerekli özen gösterilmezse debi katsayısında bir azalmaya sebep olabilirler. Bu tip savakların tasarımında kaybettirdikleri ve kazandırdıkları özellikle büyük debili yapılarda dikkatli bir biçimde incelenmelidir. Örneğin Keban Barajı dolusavağının debi katsayısı memba çıkıntısı nedeniyle $m = 0.44$ değerini geçememiştir. Halbuki bu değeri Q_{max} için $m = 0.52$ değerinde tutmak mümkün olabilirdi. Memba çıkıntılı savaklarda debi katsayısı değişimi;

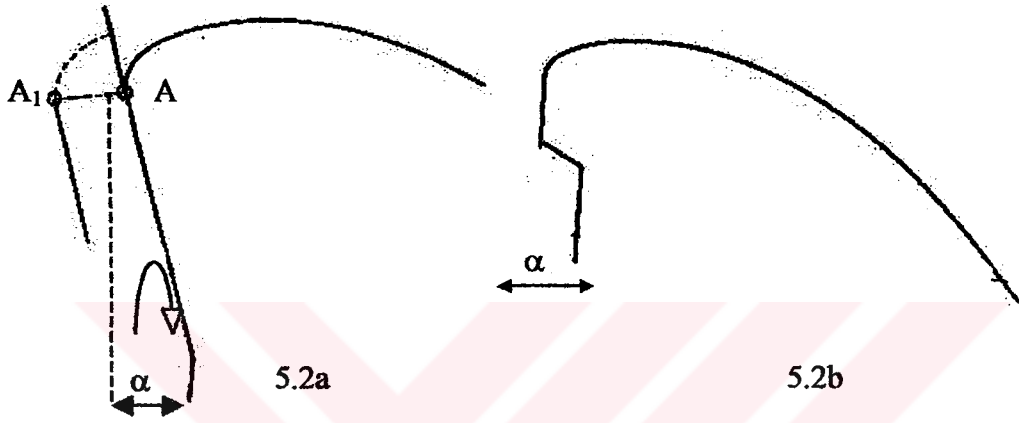
$$m = m_0 \left(\frac{H_E}{H_P} \right)^n \quad (5.4)$$

eşitliği ile hesaplanabilir.



Şekil 5.1 Memba çıkıntılı bir dolusavak gövde yapısının oluşturulması.

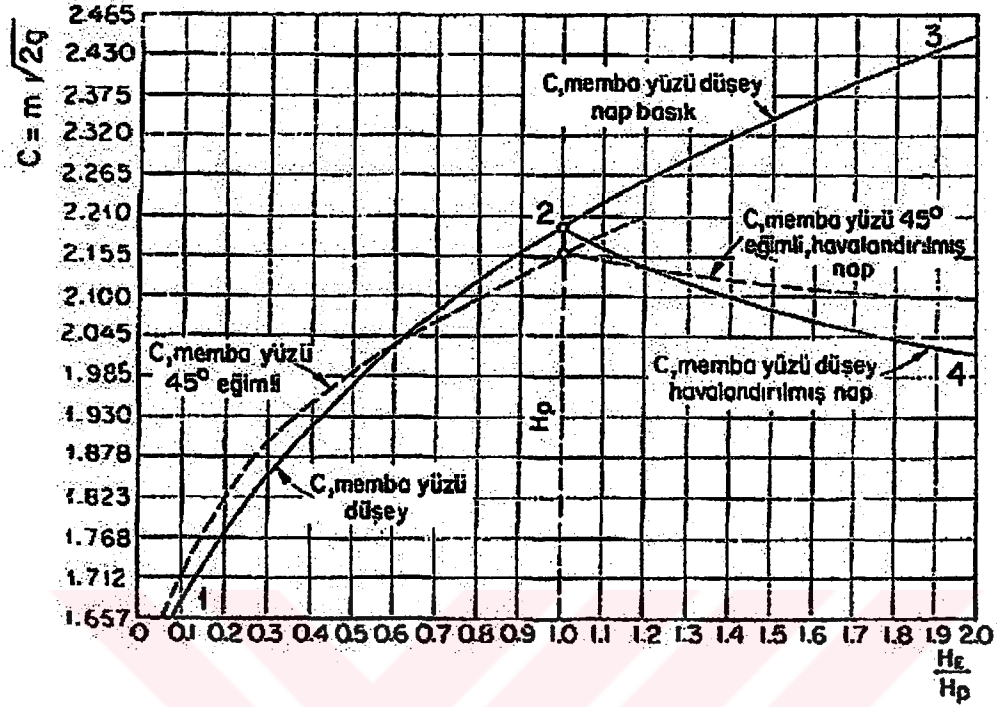
Bu tip dolusavaklarda debi katsayısındaki azalmanın nedenlerinin başında çıkıntıların altında oluşan dönüş akımlarının savaklanan su ışınına olan olumsuz etkileri gelir. Şekil 5.2a'da çıkıntıda meydana gelen dönüş akımı eşik üzerindeki su napını daraltmaya çalışmaktadır. Şekil 5.2b'de ise oluşan akım savak eksenine paraleldir. Yüksek hızlar söz konusu olduğunda meydana gelen bu akımın fırlayarak su ışını yırtması muhtemel dahilindedir. Membadan mansaba hareket ettirilme miktarının ve çıkıntının eğiminin bu tip akımlara sebep olmayacak biçimde tasarlanması, bulunan şeklin mutlaka model deneyleri ile incelenmesi gereklidir.



Şekil 5.2 Membra çıkıntılı savak gövde tiplerinde oluşan akım şekilleri.

Eğimli memba yüzlerine sahip dolusavaklar kullanıldığı takdirde H_E ; savak üzerindeki hidrolik yük olmak üzere şekil 5.3 incelenecek olursa $(H_E / H_p) \leq 0,6$ değerleri için memba yüzü 45° eğimli dolusavaklardan düşey yüzlü dolusavaklara oranla daha fazla debi miktarları elde edilebilmektedir. Ancak (H_E / H_p) oranının 0,6 ile 1 arasındaki değerlerinde düşey yüzlü dolusavağın debi katsayısı daha fazla olur. $m = 0,4956$ değerinden sonra napın durumuda önem kazanmaktadır. Basık napa sahip düşey yüzlü dolusavaklarda debi katsayısı (H_E / H_p) oranının artan değerleri için artmaya devam eder. Eğimli memba yüzüne ve basık napa sahip dolusavaklarda ise debi katsayısının artışı $(H_E / H_p) = 1.2$ değerine kadar yükselir. Bu noktadan sonra bir artış olmaz. Ancak havalandırılmış napa sahip dolusavaklarda debi katsayısı $m = 0.4956$ değerinden sonra azalmaya başlar. Bunun başlıca sebebi oluşan alçak basınç bölgesidir. (H_E / H_p) oranının artan değerleri ile birlikte havalandırılmış napın meydana geldiği savaklarda, düşey yüzlü yapımlardaki debi katsayısındaki azalma eğimli memba yüzlerine sahip dolusavaklara oranla daha fazla olur. Yüksek hidrolik yüklere sahip savak yapılarında düşey memba yüzeyi ve

basık nap şeklinin tercih edilmesi deşarj miktarı açısından daha olumlu sonuçlar verecektir. Bu yapının boyutlarının ve H_p proje yükünün yükseltilmesi ile mümkündür.



Şekil 5.3 Memba yüzeyi eğiminin ve nap durumunun C deşarj katsayısı üzerindeki etkisi.

Yapılan çeşitli araştırmalar sonucu debi katsayısının yüke bağlı değişimini veren çeşitli eşitlikler teklif edilmiştir:

$$m = 0,4990(H/H_p)^{0,12} \quad (\text{Brudenell}) \quad (5.5)$$

$$m = 0,4902(H/H_p)^{0,17} \quad (\text{Randoph}) \quad (5.6)$$

$$m = 0,4956(H/H_p)^{0,16} \quad (\text{DSİ}) \quad (5.7)$$

Teklif edilen debi katsayıları arasından en uygununu bulmak amacıyla eşitliklerin artan bir efektif h savak yükü altında verdiği sonuçları araştırılmıştır. Bu amaçla oluşturulan Tablo 5.1 incelendiğinde DSİ tarafından teklif edilmiş debi katsayısına göre bulunan Q değerleri iki katsayının verdiği değerler arasında kalmaktadır. Artan bir Q değerine göre katsayılar tekrar incelendiğinde ise (Tablo 5.2), DSİ tarafından teklif edilmiş eşitlik ile bulunan h yükü yine diğer iki katsayının verdiği h yükü

değerleri arasında kalmaktadır. Sonuç olarak DSİ katsayısının projelendirilmede kullanılması tasarımda güvenli tarafa kalınmasını sağlayacaktır.

Tablo 5.1 Artan h savak yükü altında değişik debi katsayılarından elde edilen Q deşarj miktarlarının karşılaştırılması. ($H_p=8.5$ m, $P=8.5$ m, $B=1$ m $U_a=0$)

h (m)	$Q_{randolph}$ (m^3/s)	Q_{DSI} (m^3/s)	$Q_{brudenell}$ (m^3/s)
2,00	4,820	4,940	5,270
4,00	15,430	15,720	16,330
6,00	30,640	31,100	31,780
8,00	50,000	50,650	51,150
10,00	73,360	74,100	74,130
12,00	100,470	101,310	100,530

Tablo 5.2 Artan Q debileri karşısında değişik debi katsayılarından elde edilen savak yükleri. ($H_p=8.5$ m, $P=8.5$ m, $B=1$ m $U_a=0$)

Q (m^3/s)	$h_{randolph}$ (m)	h_{DSI} (m)	$h_{brudenell}$ (m)
15,000	3,80	3,89	3,94
30,000	5,80	5,88	5,93
45,000	7,41	7,47	7,57
60,000	8,81	8,84	8,90
75,000	10,07	10,07	10,13
90,000	11,24	11,21	11,26

5.1.3 Bir Dolusavak Profili Üzerinde Oluşan Pozitif Ve Negatif Basınçların Değişimi

R. Maitre tarafından yapılan çalışmalarda bir dolusavak profili üzerinde oluşan basıncın değeri;

$$y = (1 + 2z)x - z(2 + z)x^2 + z^2x^3 \quad (5.8)$$

eşitliğiyle belirtilmiştir. Denklem içersinde yer alan ve dolusavağın karakteristiklerini gösteren parametreler ise şunlardır:

$$z = \frac{H}{r \cos \theta} \quad (5.9)$$

$$x = \frac{d \cos \theta}{H} \quad (5.10)$$

$$y = \frac{P/\gamma}{H} \quad (5.11)$$

Burada;

H: Hidrolik yük (m)

r: Eğrilik yarıçapı (m)

θ : Profilin teğeti ile incelenen noktanın yatayı arasındaki açı

d: Akımın derinliği (m)

P: Basınc (kg / m²)

γ : Suyun özgül ağırlığı (kg / m³) olarak verilmiştir.

Şekil 5.4'de büyük eğimli eğrisel bir kanalda hareket eden su kütlesi görülmektedir. Teorik yaklaşımın gerçekçi olabilmesi için dirsek içersinde hareket eden suyun derinliğinin eğrilik yarıçapına nazaran küçük olması zorunluluğu vardır. Şekilde su yüzeyi üzerinde bulunan B noktasındaki suyun hızı U_B , tabana dik bir çizgi üzerindeki C noktasındaki su hızı ise U olsun . Bu durumda A noktasındaki H hidrolik yük:

$$H = d\cos\theta + \frac{U_B^2}{2g} \quad (5.12)$$

değerine eşit olacaktır. 5.8 denkleminin maksimum ve minimum noktalarının koordinatlarını elde etmek amacıyla eşitliğin türevini alır sıfıra eşitlersek:

$$y' = (3z^2)x^2 - 2z(2+z)x + (1+2z) = 0$$

$y = ax^2 + bx + c$ olmak üzere; $a = 3z^2$, $b = -2z(2+z)$, $c = 1+2z$ yazılabilir.

$$\Delta = b^2 - 4ac = 4z^2(2+z)^2 - 12z^2(1+2z)$$

$$= 4z^2((2+z)^2 - 3(1+2z)) = 4z^2(4+4z+z^2 - 3-6z) = 4z^2(z^2 - 2z + 1) = 4z^2(z-1)^2$$

$$X_1 = \frac{2z(2+z) + 2z(z-1)}{6z^2} = \frac{2z+1}{3z} = \frac{2}{3} + \frac{1}{3z}$$

$$X_2 = \frac{2z(2+z-z+1)}{6z^2} = \frac{1}{z}$$

$$X_1 = \frac{2}{3} + \frac{1}{3z} \text{ için } Y_1 = \frac{1}{27}(1+2z)^2\left(\frac{4}{z}-1\right)$$

$$X_2 = \frac{1}{z} \text{ için } Y_2 = 1$$

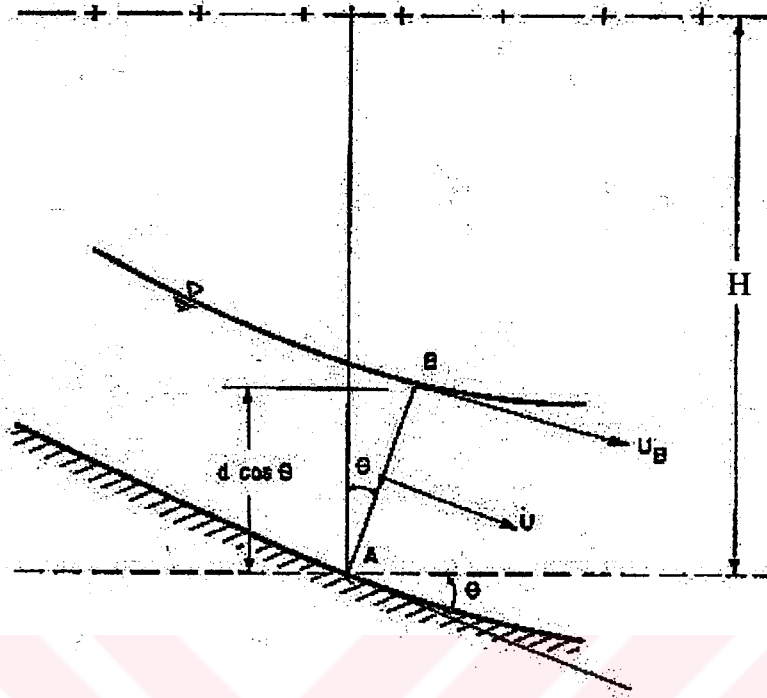
değerlerini alacaklardır.

Eşitliklerde verilen X parametresinin sınır değerlerini araştıralım. $\theta = 0^\circ$ durumunda

$H = d + U_B^2/2g$ değerini alacaktır. $\theta = 90^\circ$ durumunda ise $H = U_B^2/2g$ olacaktır. O zaman;

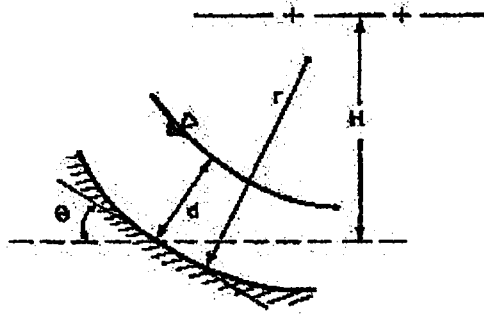
$$\theta = 0^\circ \text{ için } X = \frac{d}{d^2 + U_B^2/2g} < 1,$$

$$\theta = 90^\circ \text{ için } X = \frac{0}{U_B^2/2g} = 0 \text{ eşitliklerini elde ederiz.}$$



Şekil 5.4 Eğrisel bir kanal içersinde hareket eden su kütlesi.

Öyleyse X parametresi $0 < X < 1$ arasında değerler alır. Kinetik yüksekliğin $(U_B^2/2g)$ daima pozitif olması nedeniyle, $d \cos \theta$ değeri H değerinden daima küçük olacaktır. Merkezi yukarıda olan konkav bir eğri ele alalım (Şekil 5.5). $d < r$ gerekliliğini yukarıda belirtmiştik. Bu durumda $H / \cos \theta = d / X$ ve $Z = d / r.X$ bulunur. $Z.X = d / r$ ise $Z.X < 1$ olacaktır. Bu durumda $X < 1 / Z$ eşitsizliği elde edilir. Elde edilen verilere dayanılarak basıncın değişimini inceleyelim.



Şekil 5.5 Merkezi yukarıda konkav bir eğri içersinde ilerleyen su kütlesi.

1) Merkezi yukarıda konkav bir profil $r > 0$:

a) $Z > 1$ durumu:

$0 < X < 1/Z < 1$ olacaktır.

Tablo 5.3 $Z > 1$ durumunda basıncın değişimi.

X	0		1/Z
Y'	$1+2Z$	+	0
Y	0		1

Tablo 5.3'den $P = 0$ için $d=0$, $P = H$ için $d = r$ olduğu hesaplanabilir. X parametresi 0 ile $1/z$ değerleri arasında iken, Y değeri pozitif ve 0 ile 1 arasında değerler almaktadır. P basıncı ise 0'dan H değerine kadar yükselmektedir. Bu anda akım derinliği d, 0'dan r değerine kadar artar.

b) $0 < Z < 1$ durumu:

$0 < X < 1 < 1/Z$ olacaktır.

Tablo 5.4'den $P = 0$ için $d = 0$, $P = H$ için ise $d = H / \cos\theta$ olduğu hesaplanabilir. X parametresi 0 ile 1 değerleri arasında iken P basıncı 0'dan H değerine kadar yükselmektedir. Bu anda akım derinliği d, 0' dan $H / \cos\theta$ ya kadar artar.

Tablo 5.4 $0 < Z < 1$ durumunda basıncın değişimi.

X	0		1
Y'	$1+2Z$	+	$(Z-1)^2$
Y	0		1

2) Merkezi aşağıda konkav bir profil $r < 0$:

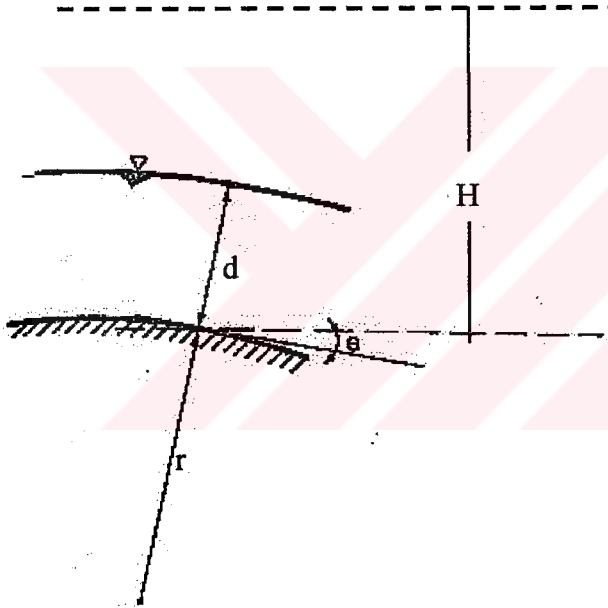
a) $-1/2 < Z < 0$ durumu:

$0 < X < 1$ olacaktır.

Tablo 5.5 $-1/2 < Z < 0$ durumunda basıncın değişimi.

X	0		1
Y'	$1+2Z$	+	$(Z-1)^2$
Y	0		1

Tablo 5.5' den $P = 0$ için $d = 0$, $P = H$ değeri için ise $d = H/\cos\theta$ olduğu görülmektedir. X parametresi 0 ile 1 değerleri arasında iken, P basıncı 0' dan H değerine kadar yükselmektedir. Bu anda akım derinliği d, 0' dan $H/\cos\theta$ ' ya kadar artar.



Şekil 5.6 Merkezi aşağıda konkav bir profil içerisinde hareket eden su kütlesi.

b) $Z < -1 / Z$ durumu:

$0 < X < 1$ olacaktır. (Şekil 5.6)

X parametresi 0 ile 1 değerleri arasında iken P basıncı 0'dan P_m değerine kadar düşer. Ardından ilk olarak P_m ' den sıfıra kadar yükselir. Sonra sıfırdan H' a kadar artar. Bu anda akım derinliği d, sıfırdan $H/\cos\theta$ değerine kadar yükselir.

$$X_m = \frac{2}{3} + \frac{1}{3Z} \quad (5.13)$$

$$Y_m = \frac{1}{27}(1+2Z)^2\left(\frac{4}{Z}-1\right) \quad (5.14)$$

$$Y_m = \frac{(P/\gamma)_m}{H} \quad (5.15)$$

Bütün elde ettiğimiz verileri birleştirirsek Tablo 5.6' yı elde ederiz.

Tablo 5.6 Profil üzerindeki alt basınçların değişimi.

X	0		X_m		X_0		1
Y'	$1+2Z$	-	0	+	Y'_0	+	$(Z-1)^2$
Y	0		Y_m		0		1
P	0		P_m		0		H

Araştırılan bir noktada r eğrilik yarıçapı ve θ açısı sabittir. O halde $r \cos \theta$ terimi bir sabit olacaktır. Bu durumda Z parametresinin değişimi H terimine bağlıdır. X parametresi ise (d/H) oranının bir fonksiyonu olarak değişir. Tablo 5.6 ve Şekil 5.7 incelenecek olursa:

1) $Z < -1/2$, d/H oranı 0 ile X_m arasında artmakta: d ve H değerleri artar. Ancak d'nin değeri H'a göre daha hızlı artar. $(P/\gamma/H)$ oranı, H'ın artan değerleri için azalır. Bu durum (P/γ) oranının azalması veya artışının H' ın artışı karşısında küçük olmasıyla söz konusu olur.

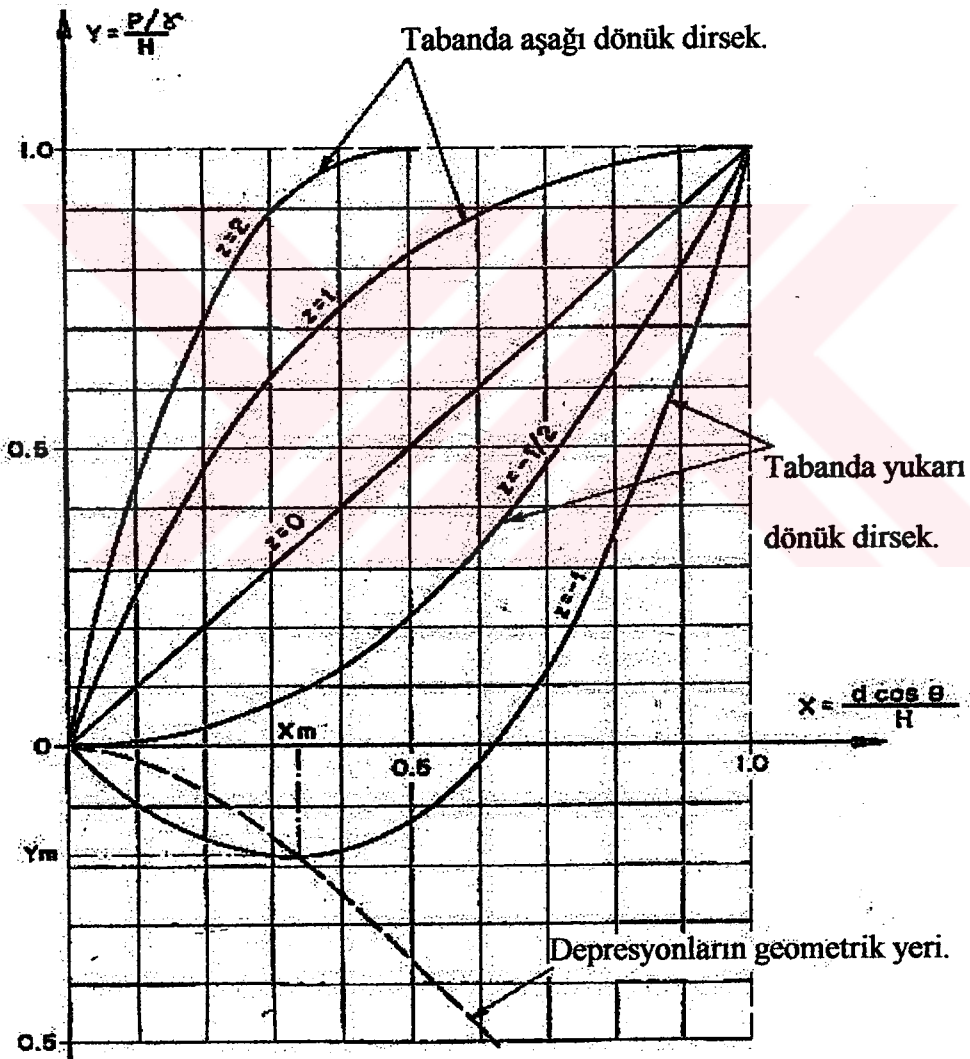
2) $Z < -1/2$, d/H oranı X_m ve 1 arasında artmakta: d ve H değerleri artar. Ancak d'nin değeri H'a göre daha hızlı artar. $(P/\gamma/H)$ oranı H' ın artan değerleri ile artar. Ayrıca (P/γ) ' nin artışı H parametresine kıyasla daha hızlı gerçekleşir.

3) $Z < -1/2$, d/H oranı X_m ile 0 arasında azalır: d ve H değerleri azalır. Fakat d'nin azalması H' dan daha hızlı olmaktadır. $(P/\gamma/H)$ oranı H' ın azalan değerleri ile artar. Bu durum (P/γ) oranının H değerinden daha yavaş azalmasıyla veya (P/γ) oranının artışının H değerinin azalmasından daha yavaş olmasıyla söz konusu olur.

4) $Z < -1/2$, d/H oranı 1 ve X_m arasında azalır: d ve H değerleri azalır. Fakat d' nin azalması H' dan daha hızlı olmaktadır. ($P/\gamma/H$) oranı H' in azalan değerleri ile düşer. Ancak (P/γ) oranının azalması H' dan daha hızlı olacaktır.

5) $Z > -1/2$, d/H oranı 0 ile 1 arasında artmakta: d ve H değerleri artar. Ancak d' nin artışı H değerinden daha hızlıdır. ($P/\gamma/H$) oranı devamlı olarak artar. (P/γ)' nin artışı H değerine oranla daha hızlıdır.

6) $Z > -1/2$, d/H oranı 1 ve 0 arasında düşer: H değeri artar. Fakat d değeri H değerinin artışına oranla daha hızlı düşer. ($P/\gamma/H$) oranı devamlı olarak azalır. (P/γ) oranının azalması H' in azalmasına oranla daha hızlı gerçekleşir.



Şekil 5.7 Savak sırtında oluşan basınçların geometrik durumu.

Bir dolusavak profili üzerinde alt basınçların başladığı hidrolik yükün değeri;

$$\frac{H}{H_p} = \frac{1 - a^2 n(n-2) \left(\frac{X}{H_p} \right)^{2(n-1)}}{2an(n-1) \left(\frac{X}{H_p} \right)^{n-2}} \quad (5.16)$$

eşitliği ile belirlenebilir. 5.16 eşitliğindeki H; kinetik yüksekliğinde dahil olduğu hidrolik yük, H_p ; proje yükü, X; araştırılan noktanın apsisi, a ve n parametreleri ise savak profilinin katsayılarıdır. Dolusavak profilinde alt basınçların maksimum değerini veren eşitliği;

$$Y_m = \frac{1}{27} (1 + 2Z) \left(\frac{4}{Z} - 1 \right)$$

olarak elde etmiştik. Z parametresinin değerini denklemde yerine yazarsak;

$$\left(\frac{P}{\gamma} \right)_{\max} = \frac{1}{27} \left(1 + \frac{2H}{r \cos \theta} \right)^2 \left(\frac{4r \cos \theta}{H} - 1 \right) \quad (5.17)$$

elde edilir.

5.1.4 Kontrolsüz Bir Dolusavak Yapısının Genel Karakteristiklerinin Belirlenmesi

Serbest akışlı bir dolusavak yapısında deşarj edilen debi miktarının;

$$Q = mA \sqrt{2gH} = CLH^{3/2}$$

eşitliği yardımıyla hesaplanabileceğini açıklanmıştır. Optimum deşarjı elde edebilmek amacıyla seçilecek profil şekli, memba yüzünün eğimine, giriş kanalının akımı altındaki eşik yapısının yüksekliğine ve bazı durumlarda da yaklaşım hızına bağlıdır. Dolusavak kanalından su yapısına yaklaşan akımın hızı;

$$U_a = \frac{Q}{B.(P + h)} \quad (5.18)$$

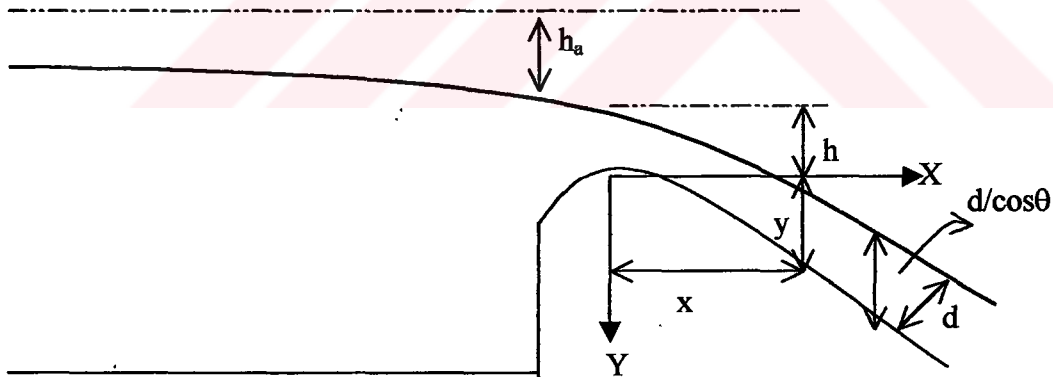
olarak hesaplanabilir. Eşitlikte P; savak yüksekliğini, h ise efektif savak yükünü göstermektedir. Yaklaşım hızı belli olduğuna göre h yükü 5.19 eşitliğinden tatonman yardımıyla hesaplanabilir.

$$Q = 0,4956 \left(\frac{h + \frac{U_a^2}{2g}}{H_p} \right)^{0,16} \cdot (B \cdot h) \cdot \sqrt{2g \left(h + \frac{U_a^2}{2g} \right)} \quad (5.19)$$

Eşitlikte debi katsayısı olarak DSİ tarafından teklif edilen katsayı kullanılmıştır. Savak üzerinde herhangi bir noktanın sahip olduğu hidrolik yük;

$$H = h + Y + \frac{U_a^2}{2g} \quad (5.20)$$

olarak bulunur. Y terimi; incelenen noktanın savak sırtı üzerinde bulunduğu noktadan, seçilen savak eksenine olan uzaklığıdır (Şekil 5.8). Y değeri noktanın sahip olduğu apsisinin değerinin, savak sırt eğrisi fonksiyonunun içersine yazılmasıyla bulunabilir. Herhangi bir noktadaki eğrilik yarıçapı ise 5.21 eşitliği ile hesaplanabilir:



Şekil 5.8 Serbest akışlı bir dolusavak yapısının özellikleri.

$$r = \frac{1 + Y'^2}{Y''} \quad (5.21)$$

Debi belli olduğuna göre herhangi bir noktadaki su derinliği 5.22 eşitliğinden tatonman yardımıyla bulunabilir.

$$Q = Bd(2g(H - d\cos\theta))^{1/2} \left(\frac{r-d}{r} \right) \quad (5.22)$$

Elde edilen su derinliğinin yardımıyla alt basıncın değeri;

$$\left(\frac{P}{\gamma} \right) = H - (H - d\cos\theta) \left(\frac{r-d}{r} \right)^2 \quad (5.23)$$

denklemden elde edebiliriz. Verilen bu denklemler sayesinde bir savak yapısının seçilen proje özelliklerine göre genel özelliklerini hesaplayabiliriz. Fakat bulunan bu teorik değerler mutlaka bir model üzerinde incelenmelidir. Çünkü dolusavak yapılarının teorik olarak çözümü pratik ile tam olarak örtüşmemektedir. Ancak yapı hakkında ön tasarımda genel bir bilgi edinilmesi sağlanabilir.

5.1.5 Serbest Akışlı Dolusavak Yapılarında Profil Tiplerinin Karşılaştırılması

Serbest akışlı dolusavaklarda en çok kullanılan dolusavak profilleri olarak şunları sayabiliriz:

$$\frac{Y}{H_p} = 0,500 \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1,85} \quad \text{Creager – Scimemi} \quad (5.24)$$

$$\frac{Y}{H_p} = 0,470 \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1,80} \quad \text{Creager – Scimemi} \quad (5.25)$$

$$\frac{Y}{H_p} = 0,461 \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1,85} \quad \text{Smetana} \quad (5.26)$$

$$\frac{Y}{H_p} = 0,556 \left(\frac{X}{H_p} \right)^{2,00} \quad \text{de Marchi} \quad (5.27)$$

$$Y = \left(\frac{1}{39,3} \right) X^2 \quad \text{Keban Barajı dolusavağı sırt eğrisinin denklemi} \quad (5.28)$$

Yukarıda belirtilen denklemden 5.24 ve 5.25 eşitlikleri birbirlerine oldukça yakın olarak görülmektedir. Bu yapıların $H_p = 13\text{m}$ altında koordinatlarını karşılaştıralım:

TABLO 5.7 Profil tipleri koordinatlarının karşılaştırılması.

Profil :		Profil:		Profil:	
$Y/H_p=0,500.(X/H_p)^{1,85}$		$Y/H_p=0,470.(X/H_p)^{1,80}$		$Y/H_p=0,461.(X/H_p)^{1,85}$	
X	Y	X	Y	X	Y
0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000
1,00	0,057	1,00	0,060	1,00	0,052
5,00	1,119	5,00	1,087	5,00	1,021
10,00	4,035	10,00	3,785	10,00	3,681
15,00	8,544	15,00	7,854	15,00	7,794
20,00	14,547	20,00	13,183	20,00	13,271
25,00	21,981	25,00	19,700	25,00	20,054

Tablo 5.7 incelendiğinde 5.24 ve 5.25 eşitliklerinin birbirlerine oldukça yakın sonuçlar verdiği görülür. Bu profilleri artan bir Q debisi altında tasarladığımızda, profilin seçimi bakımından ana kriter; oluşan alt basınçların değerleridir. Tablo C.2 ve C.3 incelendiğinde, sabit bir H_p yükü altında Q deşarj miktarları artırıldığı zaman en düşük alt basıncın 5.25 eşitliğindeki Creager-Scimemi eşitliğinde olduğu görülür. Creager-Scimemi ve Smetana profillerindeki alt basınçların değerleri birbirlerine oldukça yakındırlar. Alt basınçların en büyük değerleri en küçük eğrilik yarıçapına sahip de Marchi profilinde görülür. Bu profil sabit bir H_p yükü altında diğer profillere nazaran alt basınçların sınır durumuna debi katsayısının küçük değerlerinde ulaşması nedeniyle güvenli olarak daha az miktarda debi geçirebilmektedir. Bunun sebebi profilin dik olmasıdır. Yukarıdaki tablo incelendiğinde Y koordinat değeri en düşük olan profil en yatık olan profil olacaktır. Bu şekil Creager-Scimemi profilidir. Tasarımlarda mühendisler genelde emniyet açısından alt basınçlardan kaçmak amacıyla koordinat değerlerini 0,05-0,075 oranında emniyet katsayısıyla azaltarak profili yatıklaştırmaktadırlar.

TABLO 5.8 $n = 2$ şeklindeki sırt eğrilerinin karşılaştırılması.

Profil $Y/H_p=0,556.(X/H_p)^{2,00}$		Profil $Y = (1/39,3). X^2$	
X	Y	X	Y
0,00	0,000	0,00	0,000
1,00	0,043	1,00	0,025
5,00	1,075	5,00	0.625
10,00	4,300	10,00	2.500
15,00	9,675	15,00	5.625
20,00	17,200	20,00	10.000
25,00	26,875	25,00	15.625

Tablo 5.8 incelendiğinde 5.28 eşitliği ile verilen Keban Barajı dolusavak sırt eğrisi de Marchi profiline göre oldukça yatıktır. Artan bir Q debisi altında incelendiğinde, ikinci dereceden bir parabol olan bu eğrinin alt basınçlarının değerinin oldukça düşük olduğu görülür (Tablo C.4)

Büyük barajlarda tasarlanan dolusavaklar kontrolsüz bir tip olarak düşünülüyorsa profil $n < 2$ seçilerek tasarlanması tavsiye edilebilir. Ancak kapaklı bir savak yapısı düşünülüyorsa ise x^2 profilli bir sırt eğrisinin tasarlanması, savağın çalışmasına hidrolik bakımdan tam olarak kumanda edilebilmesini sağlar. Tablo 5.8'deki $Y = (1/39,3).X^2$ profili bu amaçla Keban Barajı savağında uygulanmıştır. Bu tip profiller Creager profil tiplerine nazaran daha yatık olmaktadır ve oluşan alt basınçların değerleri oldukça düşüktür. Bu sayede kapağın mansaba yaklaştırılması nedeniyle kapak boyutlarının anormal derecede büyümesi engellenebilir.

Bir dolusavak sırt eğrisi boyunca membadan mansaba doğru olan noktalardaki özellikler incelendiğinde bu özelliklerin seçilen profile göre değiştiği görülmektedir. Creager tipi bir profilde alt basınçlar tepe noktasında maksimum değerlere sahiptirler (Tablo C.5). Membadan mansaba doğru ilerlendikçe alt basınçların değerleride düşmeye başlar. Tasarım esnasında alt basınç değerlerinin kontrolü tepe noktası civarında yapılmalıdır. Mansaba doğru ilerlendikçe eğrilik yarıçapının ve noktasal hidrolik yüklerin değerleri artmaktadır. Bunun tersi d su derinliklerinde ise azalma görülür. de Marchi profilinde oluşan alt basınçların değerleri beklendiği üzere diğer profillere nazaran daha yüksek olacaktır (Tablo C.6). Ancak x^2 li bir profil kullanılması durumunda alt basınçların en yüksek değeri mansabda oluşmaktadır. Bu tip profillerde de tasarım esnasında alt basınçların değerleri mansap bölgesine yakın kontrol edilmelidir (Tablo C.7)

Savak sırt eğrisi üzerinde pozitif ve negatif basınçların aynı anda bulunma imkanları mümkündür. Tablo C.5'deki Creager profilinin proje yükü artırılıp $H_p=17$ m yapılırsa, $X=1$ m'de alt basıncın değeri $(P/\gamma) = -2,205$ m, $X=15$ m'de ise $(P/\gamma) = +0.063$ olacaktır. Fakat kapaklı dolusavaklarda alt basınç sırt eğrisinin herhangi bir noktasında olduğu zaman bütün eğri alt basıncın etkisine maruz kalacaktır.

Sabit H_p yükü altında efektif h savak yükü artırılırsa, alt basınçların değerleri artacaktır. (h / H_p) oranının artışı m debi katsayısını artırır (Tablo C.2). Ancak artan alt basınçların değerlerine rağmen eğrilik yarıçapı sabit kalacaktır. Yani debi katsayısının artımı eğrilik yarıçapının değerinde bir etki yapamayacaktır.

Sabit bir h efektif savak yükü altında H_p proje yükü azaltılırsa (h / H_p) oranının artımı nedeniyle m debi katsayısı yine artacaktır (Tablo C.1). Ancak bu artışla beraber r eğrilik yarıçapı da azalmaya başlayacaktır. Debi katsayısı $m=0,52$ değerine yaklaştığında bu azalma yerini eğrilik yarıçapının değerinde artışa bırakacaktır. r yarıçapının değerinin yükselmesiyle başta azalan d su derinliğide artmaya başlayacaktır. H_p yükü sıfıra yaklaştığında debi katsayısının çok büyük değerleriyle alt basınçların artışı yerini azalmaya bırakır. Ancak böyle bir tasarım oldukça mantıksız olacaktır.

Kontrol yapısının memba yüzünün şeklinin debi katsayısına etkisi olduğunu daha önce belirtmiştik. Bu amaçla memba yüzleri eğimli olarak tasarlanabilirler. Birleşik

Amerika’ da Waterways Experiment Station (WES) tarafından teklif edilen savak şekilleri bu duruma örnek olarak verilebilir:

$$\text{Savak yüzü eğimi: Düşey:3 , yatay:1} \quad \text{Profil: } \frac{Y}{H_p} = \left(\frac{1}{1,936} \right) \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1.836} \quad (5.29)$$

$$\text{Savak yüzü eğimi: Düşey:3 , yatay:2} \quad \text{Profil: } \frac{Y}{H_p} = \left(\frac{1}{1,939} \right) \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1.810} \quad (5.30)$$

$$\text{Savak yüzü eğimi: Düşey:3 , yatay:3} \quad \text{Profil: } \frac{Y}{H_p} = \left(\frac{1}{1,873} \right) \left(\frac{X}{H_p} \right)^{1.776} \quad (5.31)$$

WES tipi profilleri özellikle savak yüksekliğinin on metreden küçük olması ($P < 10 \text{ m}$) durumlarında tercih edilmektedirler. Savak yüksekliğinin bu değere yakın büyüklüklerinde Cregaer tipi profiller ile karşılaştırılarak karara varılabilir. Şimdiye kadar incelediğimiz bütün profil şekillerinde a ve n katsayıları sabittir. Konu değişen h su yükleri bakımından düşünüldüğünde, bu parametrelerin sürekli olarak değişmelerinin gerekliliği akla gelebilir. Bu yaklaşım hızları ile proje yükü oranını ana kriter olarak ele alan ogee profilleri tasarlanmıştır.

Ogee şekilli savak yapıları $U^2 / 2g$ kinetik yüksekliğinin önemli olaması halinde tasarlanırlar. Bu nedenle bağlamalarda, dar vadi içine yerleştirilen ve büyük debiler debiler geçiren savaklar için tasarlanabilirler. Memba yüzleri eğimli olarak tasarlanan profil şekilleri P/H_p oranının 1.5’ dan küçük değerleri için oldukça düşük alt basınçlarla beraber, dik yüzlü tiplere nazaran daha büyük deşarj katsayıları vermektedirler. WES ile eğimli memba yüzlü ogee profillerini karşılaştıralım. Hesaplarda kullanılan tablolarda P / H_p oranına bağlı, dik ile eğimli memba yüzü arasındaki debi katsayısı oranı verilmektedir. Bu değerler H_p yükü altında okunduğuna göre,- bu yük altında işletilen savak yapısının dik memba yüzlü debi katsayısı $m_0 = 0.4956$ olacaktır. Okunan oran ile m_0 parametresi çarpıldığı zaman eğimli yüz için m debi katsayısı bulunacaktır. İki profil için bu değer aynı çıkacaktır. Farklılıklar alt basınçlarda görülecektir (Tablo C.8, C.9, C.10, C.11, C.12). Ogee profilinde elde edilen basınçlar ya WES profilindeki basınçlara yakın veya onlardan düşük çıkmaktadırlar. Ancak bu hesap tasarımıda belli bir yaklaşım amacıyla kullanılabılır. Tavsiye edilen her iki profilinde model deneylerinin yapılmasıdır.

Tablolar incelendiğinde P / H_p oranının artan değerlerine göre her profilin belli bir avantajı olduğu görülmektedir. (3 / 3) eğimli profillerden P / H_p oranının 0,4 değerinden düşük olduğu durumlarda en yüksek deşarj katsayısı elde edilmektedir. Bu noktada (2 / 3) eğimli profil ile aynı deşarj katsayısına sahiptir ve alt basıncının değeri ondan daha düşüktür. $P / H_p = 0,4$ değerinden sonra en yüksek deşarj katsayısı (2 / 3) eğimli profil ile elde edilebilir. $P / H_p > 0,8$ büyüklüklerinde daha düşük alt basınçlar elde edilmek isteniyorsa (2 / 3) eğimli profil yerine (1/ 3) eğimli profiller tercih edilebilir. Bu tip profillerin dik memba yüzüne sahip profillere nazaran, $P / H_p < 1.5$ oranına kadar debi katsayı değeri bakımından daha olumlu sonuçlar verdiği açıktır.

Su napına benzer bir tepe şekli elde edebilmek amacıyla h_a / H_p oranına bağlı olarak, tepe çaplarını ile X_C ve Y_C koordinatlarını H_p oranına bağlı olarak veren, grafiklerden yararlanılarak tepe şeklinin tasarımı yapılabilir.

Bu tipten daha basit bir tasarım ise, H_p yüküne bağlı olarak sırt eğrisinin ve tepe şeklinin karakteristiklerini veren bir grafik yardımıyla, orta büyüklükteki bir taşkın debisini geçirmek için kullanılacak bir dolusavak projelendirilebilir. Ancak özellikle eğrilik yarıçaplarında görülen atlamalar nedeniyle akımda köpürmeler oluşabilir. Bu da mansap kanalında büyük kaybına kayına neden olabilir. Sıçratma ucu kullanılan tasarımlarda yük kaybına neden olabileceğinden, akımın yatağa verilmesinde enerji gereken yapılarda kullanılmaması tavsiye edilebilir.

Su yapılarının tasarımı insan faktörünün önde olduğu oldukça komplike ve uzun çalışmaları gerektirir. Teorik çözümün yanında, model deneylerinde kullanılması gereklidir. Aksi halde uygulamada teoriğe göre oldukça farklı sonuçlarla karşılaşılır. Bu yüzden tasarımcı tavsiye edilen çözümleri mutlaka kendi tecrübeleri ile desteklemelidir.

5.2 KONTROLLÜ BİR DOLUSAVAK YAPISININ GENEL ÖZELLİKLERİ

Kapaklı dolusavakların tasarımına gövdeden ve kapakların gövde üzerindeki konumundan başlanır. Kapakların savak üzerindeki dayanak noktasının ve bu noktada savak sırtı ile yaptığı açının, debi katsayısı ile alt basıncılara etkisi vardır.

Genel olarak bir kapaklı bir dolusavağın tasarımında serbest akışlı bir dolusavaktan farklı olarak gerekli olan karakteristikler; orta ayak kalınlığı (e), orta ayak açıklığı (l) ve orta ayak sayısı (n) olarak sayılabilir.

Bu değerlere bağlı olarak yaklaşım hızı;

$$U_a = \frac{Q}{(h+P)[(n+1)l+(n.e)]} \quad (m/s) \quad (5.32)$$

Islak kesit alanı;

$$A = h.[(0,8.l)+(n-1)l+0,8.l] \quad (m/s) \quad (5.33)$$

olarak hesaplanabilir. 5.33 eşitliğindeki 0.8 değeri, kenar açıklıkların büzülme nedeniyle, ancak %80 oranında akıma iştirak ettiği düşünülerek konulmuştur. Bu değere model deneyleri sonucunda da karar verilebilir. Genelde orta ayak açıklıkları ve savak yükü arasında belirli bir oran belirlenerek tasarıma başlanır. En fazla tercih edilen oran $\frac{h}{l} = 1,17$ ' dir. Bu değerlerin debi miktarını veren eşitlikte yerine konulmasıyla, Q değerine ulaşılabilir.

Projelendirilmelerinde kapakların gövde üzerindeki konumları doğrudan doğruya alt basınçlar ile ilgili olduğundan genel olarak üç problemin varlığından söz etmek mümkün olabilir:

- 1) Kapakların konumunun sabit olması suretiyle H_p proje yükünün ve h savak yükünün değişiminin alt basınçlar üzerindeki etkisi.
- 2) Kapağın alt dudağının profil üzerindeki yerinin alt basınçlar üzerindeki etkisi.
- 3) Kapak geometrisinin debi üzerindeki etkisi.

Bu tip yapılarda da tıpkı serbest akışlı dolusavaklarda olduğu gibi (h/ H_p) oranı alt basınçların değerine direkt olarak etki eder (Tablo C.13) . Alt basınçların değerinin küçülebilmesi (h/ H_p) oranının düşmesi ile mümkün olur. Bu da debi katsayısının azalması demektir. Sabit bir h efektif yükü altında kapak konumu değişmemek suretiyle H_p yükü arttırılırsa alt basınçların değeride düşer. Bunun tersi bir durumda sabit bir H_p proje yükü altında, kapak konumu değişmemek suretiyle h savak yükü artarsa alt basınçlar da artacaktır (Tablo C.14).

Ancak burada kontrolsüz dolusavaklardan farklı olarak kapak konumunun belirlenmesi sorunu bulunmaktadır. Kapak ne kadar mansaba kaydırılırsa alt basınçlar

o oranda azaltılabilir (Tablo C.15). Ancak kapağın mansaba doğru hareket etmesiyle beraber, azalan kapak boyu nedeniyle, kapağın ve orta ayakların boyutları artacaktır. Bu nedenle bir optimum nokta belirlenmelidir ki hem alt basınçların değerleri düşük tutulmalı, hem de yapının maliyeti arttırılmamalıdır.

Kapağın açıklığında en az konumu kadar alt basınçlar üzerinde etkisi vardır. Kapaktan çıkan su ipçiklerinin geometrik şekilleri savak profilinden çok farklı olacaktır ve tepe noktası civarında kapak altından fışkıran su napının büzülmesi nedeniyle alt basınçlarda bir artış oluşacaktır. Başka önemli bir noktada profilin eğrilik yarıçapının d su derinliğinden oldukça büyük olmasıdır. Bu sayede teorik olarak hesaplanan alt basınçların değeri uygulamada oluşan değer ile örtüşebilecektir.

Kapaklı bir dolusavakda orta ayak açıklığının değerinde alt basınçlar üzerinde etkisi olur. Orta ayak açıklığının azaltılması h savak yükünü arttıracaktır. Bu da H hidrolik yükünü arttıracak ve H/Hp oranının artması, X/H oranının azalmasına sebep olacaktır. Sonuç olarak artan debi katsayısı ile birlikte ve alt basınçlarda yükselecektir (Tablo C.16).

Alt basınçların değeri savağın Creager profili olması durumunda şekildeki grafikten hesaplanabilir (Şekil C.1). Bu grafik tasarım amacıyla diğer profillerde de kullanılabilir. Ancak mutlaka model deneyleri yapılarak alt basınçların gerçek değerleri öğrenilmelidir.

Kapak geometrisi deyimi ile; kapak alt kenarının profil üzerinde dayanma noktası ve θ açısının değeri kastedilmektedir ve m debi katsayısı ile (p / γ) alt basınçlarının değişimine etkisi büyüktür. θ açısının değeri sektör kapağının merkezinin profile nazaran konumu ve kapağın r yarıçapı ile ilgilidir. Sektör kapak yerine düz kapak kullanılırsa $r = \infty$ olacak ve merkez sonsuza atılmış olacaktır.

Kapak dik bir memba yüzüne sahip ise şekildeki gibi kapağın yerleştirilmesi tavsiye edilir (Şekil C.2). $\Delta = 0$ için kapağa etki eden su yükseltileri azaltıldığında debi katsayısıda düşmektedir (Tablo C.17) . θ açısının değeri; profil tepe noktasından B kadar yukarıdaki kapak kotundan kapak alt kotununu farkının kapak yarıçapına oranı sonucunda elde edilen değerin $\arccos'$ ne eşittir. Bu durumda D hava payının arttırılması sonucu θ açısının değeri artacaktır. Artan açı değeri Q deşarj miktarının ve alt basınçların artmasını sağlayacaktır. Bütün değerlerin sabit, ancak kapak

yarıçapının azaltıldığı durumda θ açısı azalacaktır(Tablo C.18) . Bunun sonucu olarak da Q debisi artacaktır.

Memba yüzü eğimli dolusavaklarda ise Şekil C.3'deki dolusavak tipinin kullanılması tavsiye edilir. θ açısının azalması bu tip tasarımlarda daha büyük debi artışları doğuracaktır (Tablo C.19). Ayrıca memba yüzeyine verilecek eğimin iyi seçilmesi debi katsayısının dik memba yüzü tasarıma göre daha fazla artmasını sağlayacaktır.

Ogee tepeli dik memba yüzüne sahip yapılarda ise Şekil C.4 tavsiye edilir. Kapağın tepe noktasının gerisine konulması durumunda geçirilecek debi miktarı diğerlerine göre oldukça fazla olacaktır. Tablo C.20'de su yüklerinin azaltımının debi miktarındaki değişimini göstermektedir. Tablo C.21'de ise bu tip profillerde açının değişiminin debi katsayısına etkisi görülmektedir.



6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmada tasarımları oldukça karmaşık ve zor olan baraj dolusavaklarının projelendirilmeleri kontrollü ve kontrolsüz dolusavaklar baz alınarak genel hatlarıyla ele alınmıştır. Bu yapıların teorik çözümleri belirli kabuller altında yapılabilenmekteyse de, bu çözümlerden elde edilen sonuçların mutlaka model deneyleri ile desteklenmesi gerekir. Bu sayede barajın inşasından sonra ortaya çıkabilecek sorunların çözümü için para ve zaman israfından kaçınılmış olur. Yapı, çalışmamda tasarım açısından yaklaşım kanalı, gövde yapısı (kontrol kesiti), mansap kanalı ve enerji kırıcı yapımlar olmak üzere dörde ayrılmıştır. Ancak gövde yapısının tasarımının diğer bölümlere oranla daha önemli olduğu düşünülmüş, bu amaçla gövde yapısının menba yüzü şekli, sırt eğrisi profilinin ve hesaplarda kullanılacak deşarj katsayısının seçimi ile alt basınçların değerleri üzerinde durulmuştur.

Yaklaşım kanalının tasarımında en önemli nokta kanal içersindeki akımın hızı ve oluşacak yük kayıplarıdır. Yaklaşım kanalının giriş ağzında meydana gelebilecek yük kayıpları bütün dolusavak yapısını olumsuz biçimde etkileyerek yapımın deşarj katsayısını düşürür. Giriş ağzının tasarımının model deneyleri ile yapılması tavsiye edilir. Üçüncü bölümde tipik bir yaklaşım kanalı boy kesidi düşünülmüş, bu keside göre mansapdan menbaya doğru Q debisinin tahmini yardımıyla kanal karakteristiklerinin tespiti için bir hesap yöntemi oluşturulmuştur. Ancak bu yöntemde kanal içersindeki akım koşulları permanent, su akımı rejimi ise kritik üstü alınmıştır. Kanalin, içersinde üniform bir akım oluşacak kadar uzun olduğu ve doğrusal bir eksene sahip olduğu düşünülmüştür. Ancak pratikte yapılan bu çözümlerde genelde bu koşullar sağlanamıyabilir. Mümkün olduğu kadar kanalın eksenini doğrusal seçilmeli, planda keskin dönüşlü kurplardan kaçınılmalıdır. Eğer bu yapılamıyorsa kanal içersindeki hızların 2-2,5 m/s değerlerini geçmesi engellenmelidir. Kanal kesidi yüksek hızlarda dikdörtgen kesitli olarak seçilmeli ancak düzgün akım koşullarının mevcut olduğu kesitlerde ise ekonomi amacıyla trapez kesit tercih edilmelidir. Trapez kesitlerde yüksek hızların mevcut olduğu

durumlarda kenar bölgelerde akım düzensizliklerinin meydana geldiği unutulmamalıdır. Yanal duvarların kanal eksenine yaklaşması ve uzaklaşması durumu suyun açılabilme açısına uymalıdır. Bu durumlarda Şekil B.1’de verilen tablonun kullanılması tavsiye edilir. Taşkın esnasında kanal içersindeki suyun hızı kesinlikle 5 m/s’yi geçmemelidir. Baraj memba yüzünde yük düzleminde olan su kanala girdiğinde yük düzleminde $U^2/2g$ kadar aşağıda kalacaktır. Dolayısıyla kanala giren akım hızla yanadan boşalacaktır. Bu gibi olumsuz koşullarda teorik çözümler yetersiz kalmakta bu amaçla yapılan model çalışmaları sayesinde problemler çözülebilmektedir.

Gövde yapısının hesabında bir teorik dolusavak profili matematiksel olarak meydana getirilmiş, teklif edilen profillerin hangi mantıkla ortaya çıktığı gösterilmiştir. Ek olarak ogee profilleri tasarımı üzerinde durulmuş, projelendirilmelerinde gerekli olabilecek tablolar Ek A’da verilmişlerdir. Kapaklı dolusavaklar için bir ön analiz olması açısından gövde üzerinde kapağın yerini belirlemek amacıyla kullanılabilecek bir hesap yöntemi üçüncü bölümde açıklanmıştır. Bunun yanında kapaklı dolusavaklarda deşarj miktarının hesabı amacıyla kullanılabilecek eşitlik ve terimleri tarif edilmiştir.

Mansap kanalındaki akım ise açık kanallar hidroliği yardımıyla anlatılmıştır. Kontrol yapısından sonraki su derinliğinin, gövde yapısından kanal geçişte dairesel düşey kurbun ve toplam eşik yapısının tespiti için hesap yöntemleri dördüncü bölümde açıklanmıştır. Ayrıca mansap kanalında su yüzü profili çizimi ve duvar yüksekliklerinin hesabı için gerekli tablolar verilmiştir. Kanal içersinde oluşturulacak düşey kurp tasarımı da yine aynı bölümde açıklanmıştır. Daha sonra mansap kanalı bitimindeki enerji yapıların tasarımına geçilmiştir. Bu yapıların ana çalışma ilkesi olan hidrolik sıçramanın oluşumu ve şekilleri açıklanmıştır. Çeşitli şekillerdeki sıçramalar için kullanılabilecek enerji kırıcı havuzlar anlatılmıştır. Ek C de her hidrolik sıçrama tipine uygun düşen havuz tiplerinin tasarımı için gerekli abaklar verilmiştir. Suyu akarsu yatağına fırlatarak bırakan çözümler için ise, su napının akarsu yatağında düşeceği noktanın tespiti, eğik atış ilkelerinden yararlanılarak belirtilmiştir. Son olarak tipik bir sıçratma eşiğinin boyutlandırılması yapılmıştır.

Beşinci bölümde ise yapının en önemli kısmı olan gövde yapısı anlatılmıştır. Gövde yapısının tasarımı memba yüzü eğimi, deşarj katsayısı, pozitif ve negatif basınçların oluşumu, profil seçimi gibi alt başlıklar altında incelenmiştir.

Yapının direkt olarak tasarımına etkiyerek maliyetini arttıran veya azaltan deşarj katsayısının H hidrolik yüküne ve H_p proje yüküne bağlı olarak verilmiş çeşitli eşitlikleri sayısal olarak araştırılmıştır. Bu eşitlikler artan bir h savak yükü ve artan bir Q debisi altında incelenmiş, DSİ tarafından teklif edilen debi katsayısı eşitliğinin genelde iki denklem arasında kaldığı görülmüştür (Tablo 5.1 ve 5.2). Ekonomi ve emniyet açısından bu eşitliğin tercih edilmesi tavsiye edilmiştir. Ayrıca memba yüzeyi eğiminin ve napın durumunun (havalandırılmış veya basık) deşarj katsayısı üzerindeki etkisi Şekil 5.3'deki grafik yardımıyla açıklanmıştır. Bu grafikten görüleceği üzere H_E ; hidrolik yük olmak üzere H_E / H_p oranının 0,6 değerinden küçük veya eşit olduğu durumlarda deşarj katsayısının 45° eğimli memba yüzeyine sahip gövde yapılarında dik yüzeyli yapılara oranla daha fazla olduğu görülmüştür. Bu noktadan sonra memba yüzü düşey olanlarda debi katsayısı artışı artan H_E / H_p oranıyla daha fazla olmaktadır. H_E / H_p oranı 1 değerine eşit olduğu zaman savak sırtı üzerinde oluşan çekim bölgesi nedeniyle napın şekli de önemli bir hal alır. Memba yüzü düşey ve basık napa sahip olan savak yapılarında deşarj katsayısı artışına devam eder. Ancak havalandırılmış napa sahip olan yapının debi katsayısı ise azalmaya başlar. Bu durum düşey memba yüzü kontrol yapıları için de geçerlidir. Basık napa sahip olan eğimli yapılarda ise deşarj katsayısı $H_E / H_p = 1,2$ değerinden sonra bir artış göstermez. Yapının üzerinde basık napın elde edilebilmesi H_p proje yükünün yani yapının boyutlarının büyütülmesi ile ilgidir. Ancak bu büyütme miktarı ihtiyaçlar doğrultusunda bir optimum nokta bulunarak yapılmalıdır. Aksi takdirde gereksiz bir maliyet artışı elde edilir. Yine ekonomi amacıyla büyük debi miktarları geçiren gövde yapılarında memba bölgesindeki belli bir miktardaki beton çıkarılarak memba çıkıntılı savaklar kullanılabilir. Ancak tasarımlarında mutlaka model deneyleri yapılarak çıkıntıların içinde savak üzerindeki napın durumunu bozacak akımların oluşması engellenmelidir. Bu tip tasarımlar daha çok kapaklı dolusavaklarda uygulanarak kapağın gövde üzerine yerleştirilmesi kolaylaştırılabilir.

Bunun yanında tasarımlarda önemli bir kriter olan pozitif ve negatif basınçların değişimi incelenmiş, bu değişime bağlı olarak savak karakterisitiklerinin durumu verilmiştir. Buna göre Şekil 5.7 incelenecek olursa şu sonuçlar elde edilebilir:

- 1- Bulunan eğrinin iki tepe noktası vardır.
- 2- $0 < x < 1$ olduğu ilgili bölümde tespit edilmiştir. Buna göre z parametresinin $1'$ den küçük olduğu durumlarda denklem fiziki bakımdan yetersiz olacaktır. $z < 0$ değerleri için ise alt basınçlar görülür. $z = -1/2$ durumu ise en büyük alt basınçların olduğu noktadır. Bu hal için $r < 0$ yani sırt eğrisinin eğrilik merkezi eğrinin alt tarafında bulunur.
- 3- Merkezin eğrinin altında bulunması ve $z = -1/2$ şartının gerçekleşmesi halinde alt basınçlar oluşacaktır. Bunlar x parametresinin artan değerleri ile birlikte artış gösterir. Ancak sonra bu artışın hızı düşmeye başlayacak ve kaybolacaktır. Buna göre alt basınçların koordinatları X_m ve Y_m olan bir maksimum noktaları vardır.
- 4- Savakların sırt eğrileri üzerinde oluşan alt basınçların değeri H hidrolik yükünün artışıyla beraber artar, r eğrilik yarıçapının artışıyla azalır. Öyleyse yapının mansabına doğru gidildikçe mutlak değer bakımından r yarıçapı artacağından alt basınçların değeride küçülür (Tablo C.5).
- 5- h savak yükü sabit tutularak H_p proje yükü azaltılırsa (H/H_p) oranı, dolayısıyla m debi katsayısı artar. H_p 'nin azalması demek sırt eğrilik yarıçapının azalması anlamına gelmektedir. Bu takdirde $z = H/r \cos \theta$ eşitliğinin değeri, yani z parametresinin değeri artar. Şekil 5.7' den de görülebileceği gibi z' nin artışı (P/γ) değerinin artışına sebep olacaktır.

Öyleyse tasarım maksimum m değerine sahip, alt basıncı minimum olan bir profil yönünde yapılmalıdır. Profil parabolik bir eğri olabileceği gibi, başka eğri parçalarından ve münasip aralıklar ile yerleştirilebilecek doğru parçalarından da oluşabilir. Ancak dikkat edilmesi gereken nokta sırt eğrisi üzerinde devamsızlıkların olmamasıdır. Bu noktalarda savaklanma sırasında köpürmeler meydana gelerek, akımda düzensizliklere ve enerji kayıplarına sebep olabilir. Özellikle yapım sonunda bir sıçratma eşiği varsa istenilmeyen durumlar ile karşılaşılabilir.

Beşinci bölümde teklif edilen profiller üzerinde yapılan incelemelerde, yatık olan profillerde daha az alt basınçların elde edildiği görülmüştür. Bu amaçla uygun görülen profiller mühendisin kararına göre belli bir oranda yatıklaştırılabilir. En düşük alt basınçlar ise ikinci dereceden parabol olan profil tiplerinde görülür. Bu tipler özellikle kapaklı dolusavaklar için en uygun olanlarıdır. Tasarım açısından en

kolay olanı ise Şekil A.2' de verilen sırt eğrisi şeklidir. Bu şekil orta büyüklükteki bir taşkın dalgası için tasarlanmış ve bitiminde sıçratma ucu olmayan gövde yapıları için en idealidir. İşin uzmanı olmayan bir kişi tarafındanda kolayca tasarlanabilir. Savak yüksekliğinin fazla olduğu yapılarda ise Creager profilene benzeyen sırt eğrileri kullanılabilir. Yaklaşım hızının önemli olduğu durumlarda ise ogee profilleri tavsiye edilir.

$P/H_p \leq 1,5$ olduğu durumlarda memba yüzeyi eğimli profiller tercih edilmelidir. Belirtilen sınırlar içersinde bu tip profillerin deşarj katsayıları dik memba yüzölçümü dolusavaklara oranla daha fazla olmaktadır. Yaklaşım yükünün önemli olduğu düşünüldüğüne göre profilin sırt eğrisinin denklemi oluşan yaklaşım hızına göre değişmelidir. Ogee tasarımı bu amaca göre ortaya çıkmıştır. Yine eğimli memba yüzölçümü WES profillerinde ise böyle bir değişim söz konusu değildir, eğrinin denklemi sabittir. İki profil tipi incelendiğinde WES profilleri için elde edilen tablolarla (Tablo C.8, C.9), Ogee profili için elde edilen tablolar (C.10, C.11, C.12) karşılaştırılırsa Ogee profillerinde bulunan alt basınçların daha düşük olduğu görülür. Profil seçimi için tek kriter alt basınçları kaldığı zaman bu durumda Ogee profilleri seçilmelidir.

Kapaklara sahip gövde yapılarında tıpkı serbest akışlı dolusavaklarda olduğu gibi (H/H_p) oranının m debi katsayısı üzerinde etkisi vardır. Serbest akışlı dolusavaklarda sabit h yükü altında H_p yükünün azalması sonucu (H/H_p) oranının artması nedeniyle m debi katsayısı artacaktır. Ancak bu artışla beraber alt basınçlarda yükselecektir. Aynı durum kapaklı dolusavaklar içinde geçerlidir (Tablo C.13). Sabit bir H_p yükü altında h yükü arttırılırsa debi katsayısı ve alt basınçlar yine artacaktır. Bu durum kontrolsüz dolusavaklar için Tablo C.2, kapaklı dolusavaklar için Tablo C.14' de verilmiştir. Ayrıca kontrollü dolusavaklarda ise tasarımda en önemli konu kapağın gövde üzerindeki yeridir. Kapaklı dolusavaklarda kapağın konumuna göre Creager profilinde alt basınçların değerini belirleyebilmek amacıyla R.Maitre tarafından hazırlanan Şeki C.1' de verilen bir abak bulunmaktadır. Bu abak yardımıyla hazırlanmış Tablo C.15 incelenirse kapak mansaba doğru kaydırıldıkça alt basınçların değeri düşmektedir. Ancak bu durumda kapak boyutları ve mesnetlendiği orta ayağın boyutları büyümektedir. Çözüm bir optimum noktanın yakalanması sonucu ile yapılabilir. Ayrıca orta ayak açıklıklarının alt basınçlara etkisi vardır.



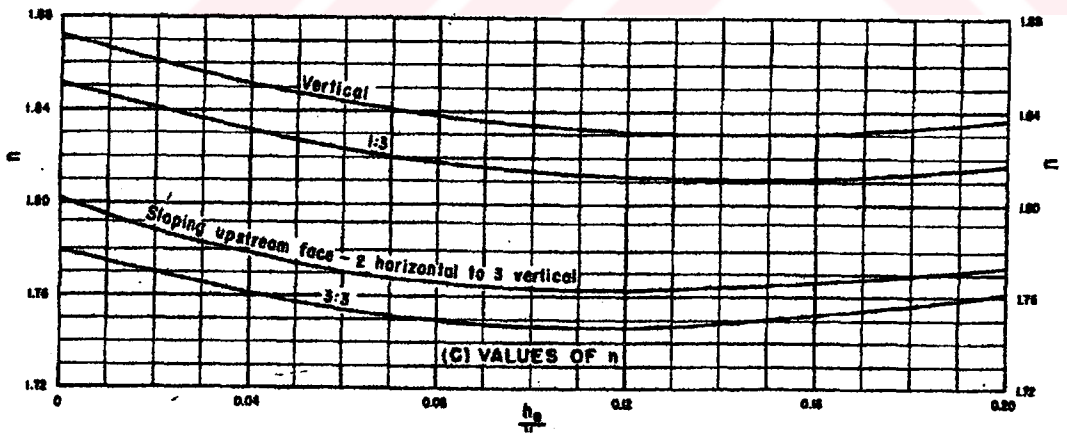
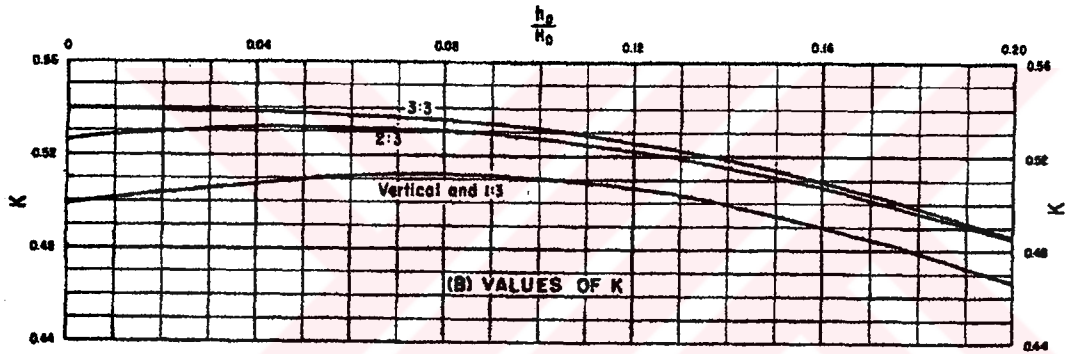
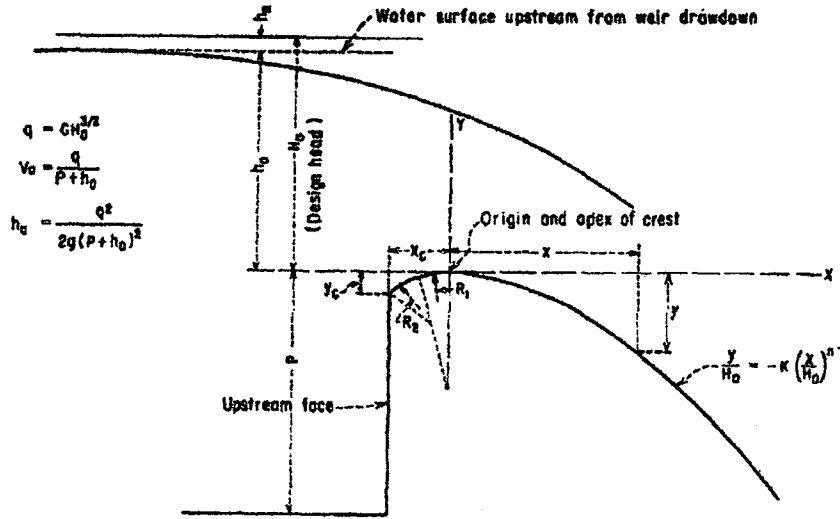
Ankara.

- [6] **Erkek, C., Ağırlioğlu N.,** 1993. Su Kaynakları Mühendisliği, Beta Yayınevi, İstanbul.
- [7] **Şentürk, F.,** 1996 . Problem Solution Manual : Hydraulics Of Dams and Reservoirs, Water Resources Publications LLC, USA.
- [8] **Sungur, T.,** 1989. Su Yapıları Cilt I, DSİ Yayınları, Ankara.
- [9] **Darama, Y .,** 1996 .Dolusavak Boşaltım Kanallarında ve Enerji Kırıcı Yapılarında Akım Karakteristiklerinin Bilgisayar Programı İle Belirlenmesi, D.S.İ. Yayınları, Ankara.
- [10] **Yıldız, D.,** 1998. Baraj Güvenliği ve Dolusavaklar, *Türkiye Mühendislik Haberleri Dergisi*, **398**, 24-32.

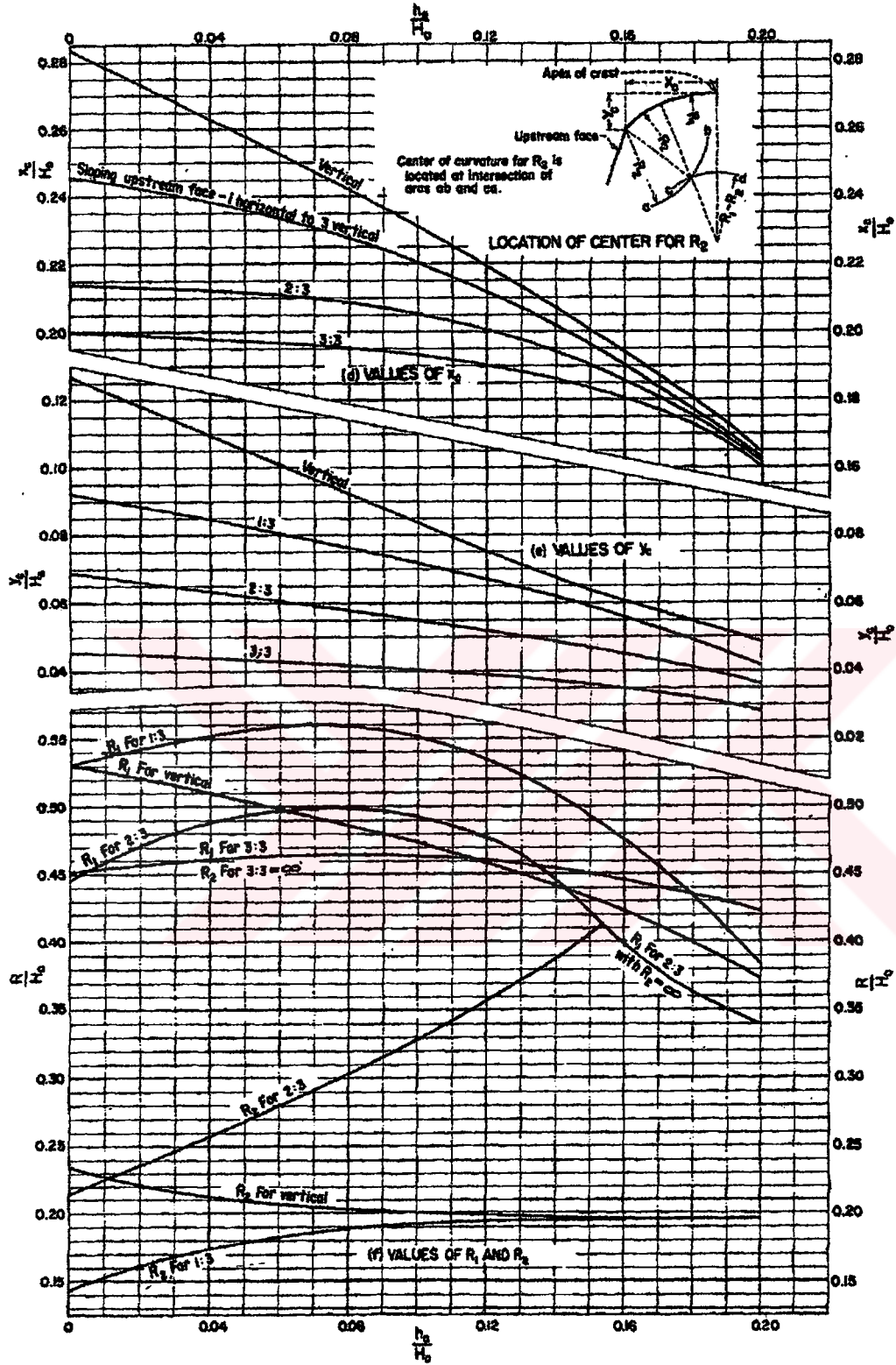
- [11] Ersan, H. ve diğ. , 1997. Dolusavak Proje Kriterleri, D.S.İ. Yayınları, Ankara.
- [12] Engez, N., 1964. Su Yapıları Cilt II, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul.
- [13] Dagenais , C.A. and the others, 1984. World Register Of Dams, The International Comission On Large Dams, Paris.
- [14] Çataklı, N., 1974. Akarsu Yapıları, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Ders Notları, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [15] Koç, M., 1998. Türkiye Barajlarında Dolusavak Kapasitelerinin İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [16] Barajlar ve Hidroelektrik Santraller Dairesi Başkanlığı, 1987. Türkiye’de Barajlar ve Hidroelektrik Santralleri, D.S.İ. Teknoloji Dairesi Başkanlığı Basım ve Foto-Film Şube Müdürlüğü, Ankara.

EK A

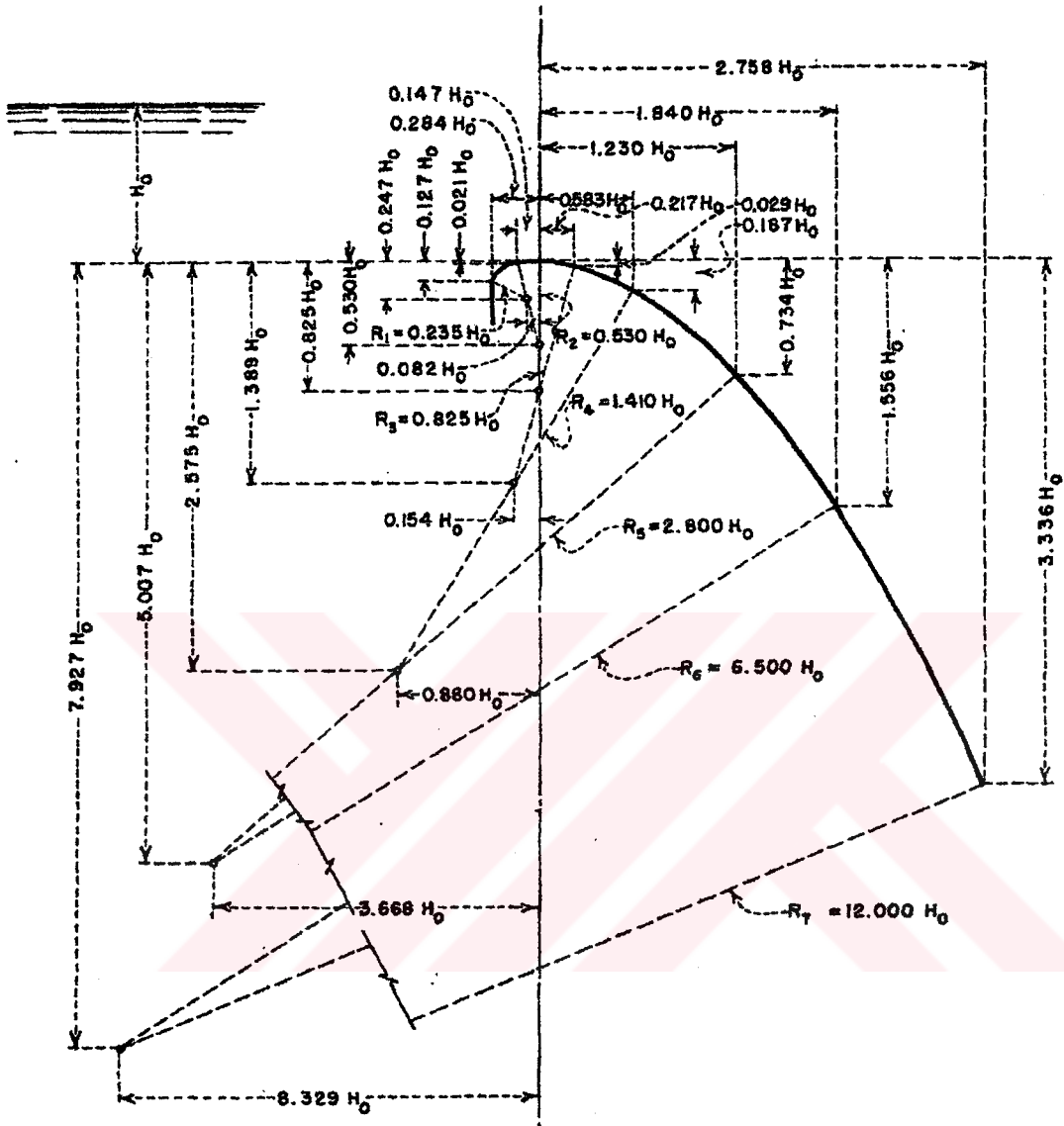
PROFİL TASARIMINDA KULLANILABİLECEK ABAKLAR



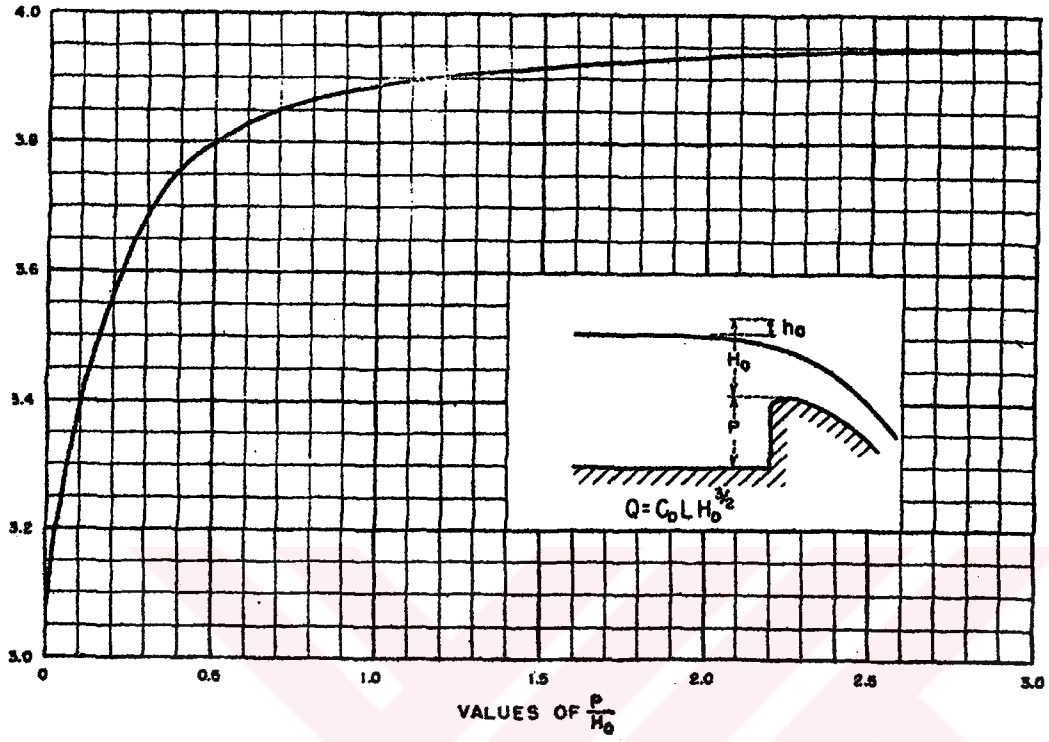
Şekil A.1a Nap şekilli tepe yapıları için tanımlamalar.



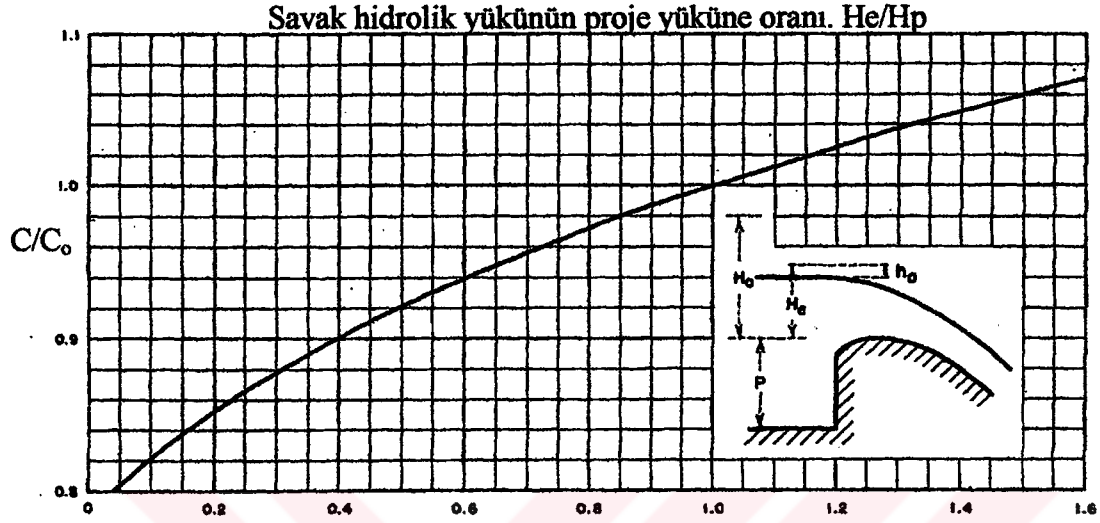
Şekil A.1b Nap şekilli tepe yapıları için çeşitli tanımlamalar.



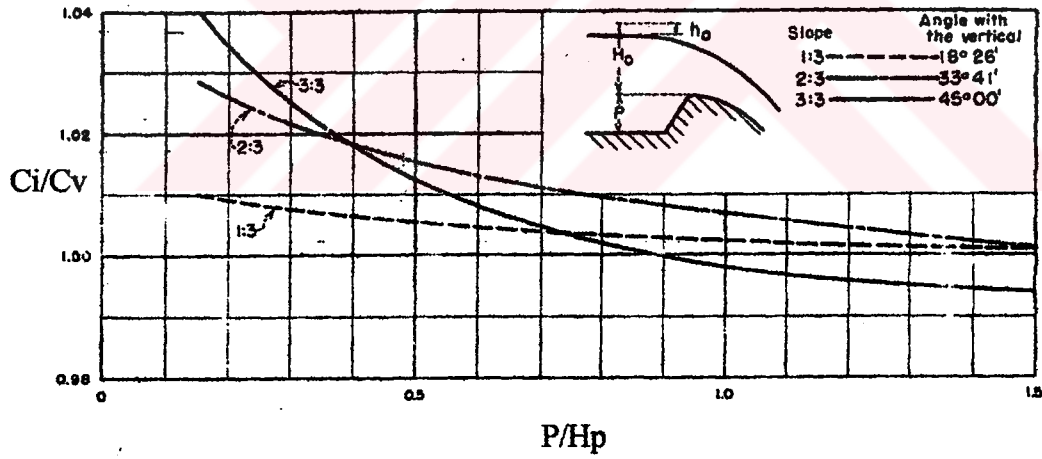
Şekil A.2 Birleşik daire parçalarından oluşmuş ogee profili.



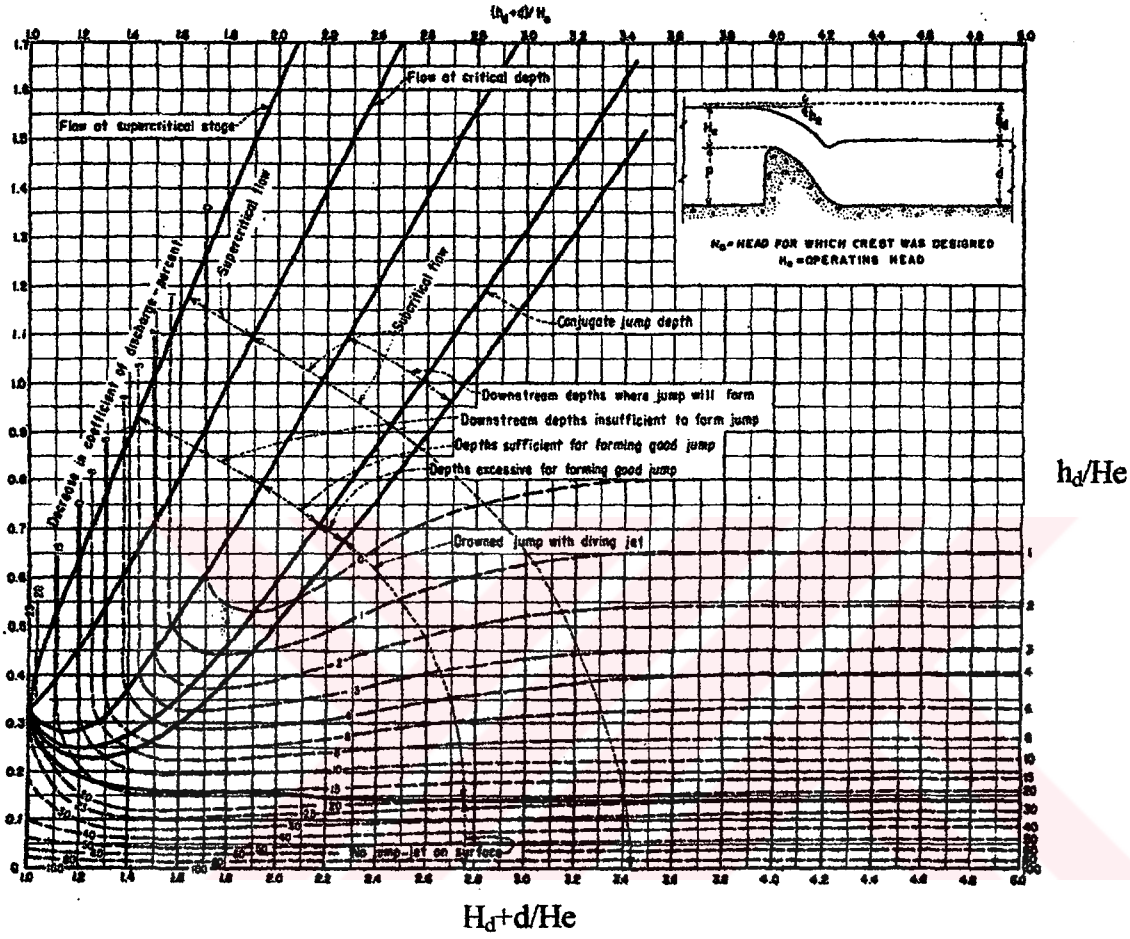
Şekil A.3 Dik memba yüzeyli Ogee tepeleri için deşarj katsayıları.



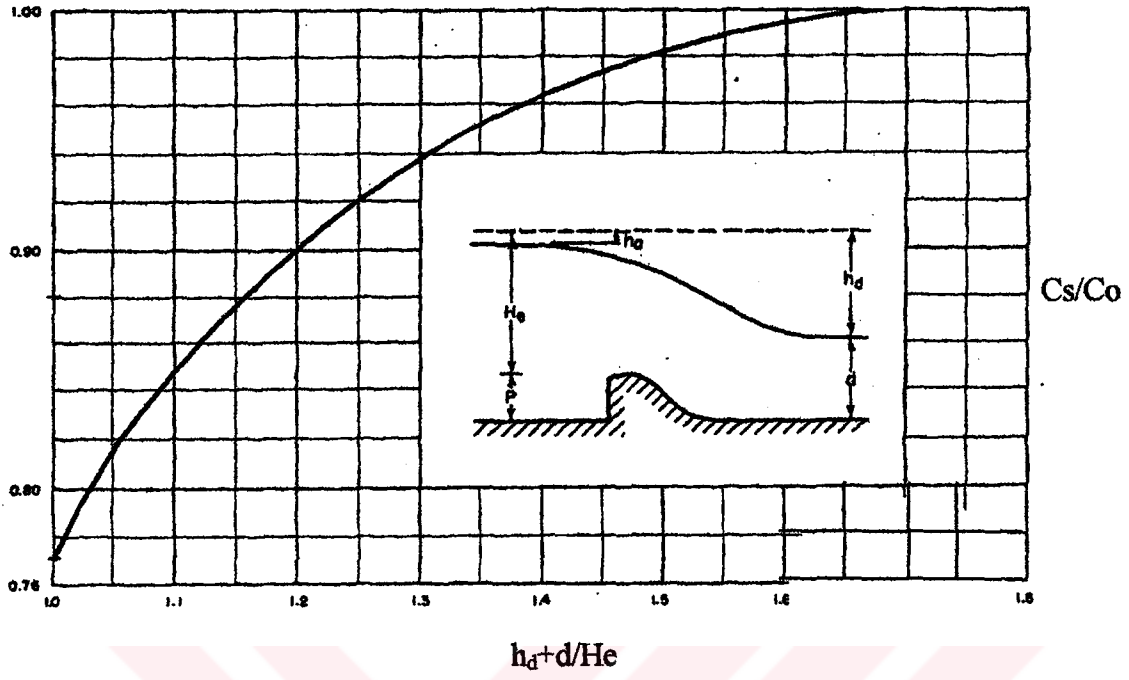
Şekil A.4 Proje yükünden farklı yükler için deşarj katsayıları.



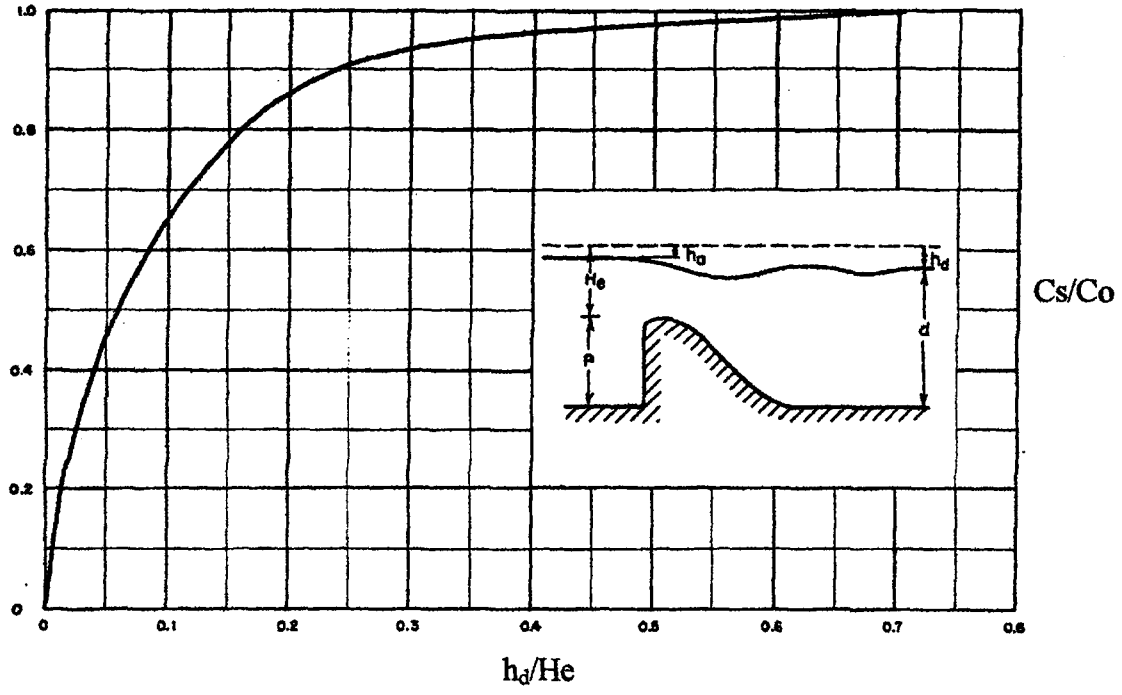
Şekil A.5 Dik yüzeyli deşarj katsayısının eğimli deşarj katsayısına oranı.



Şekil A.6 Su yapısı üzerindeki akıma mansap etkileri.



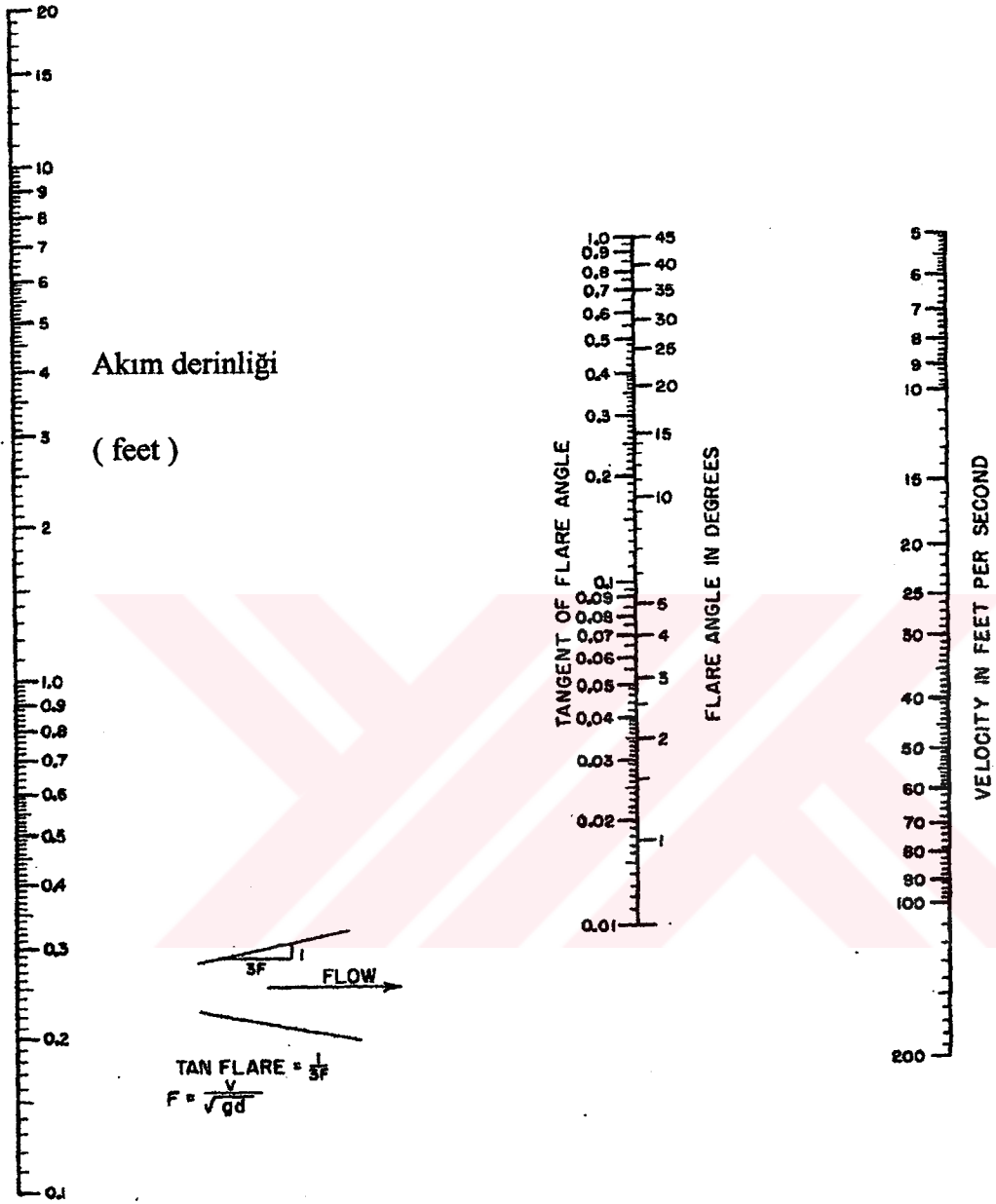
Şekil A.7 Apron etkileri sonucu oluşan deşarj katsayıları oranı.



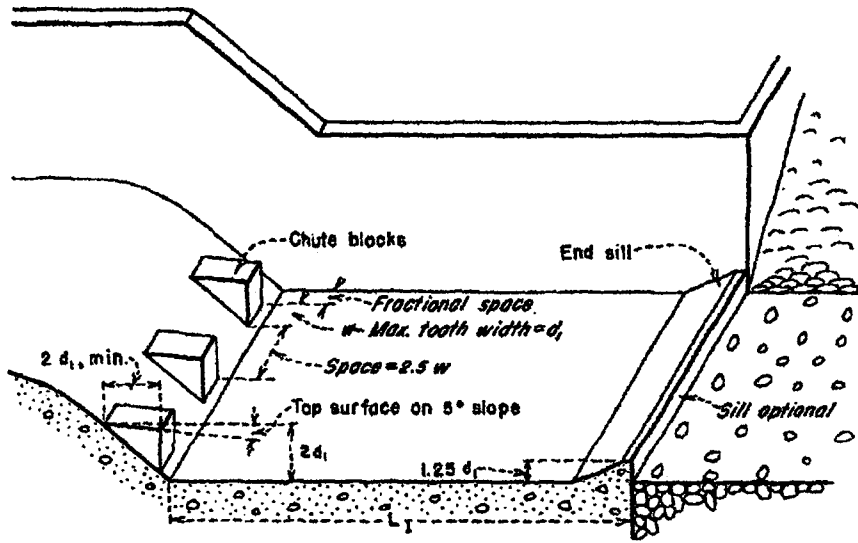
Şekil A.8 Kuyruk suyu etkileri nedeniyle oluşan deşarj katsayıları oranı.

EK B

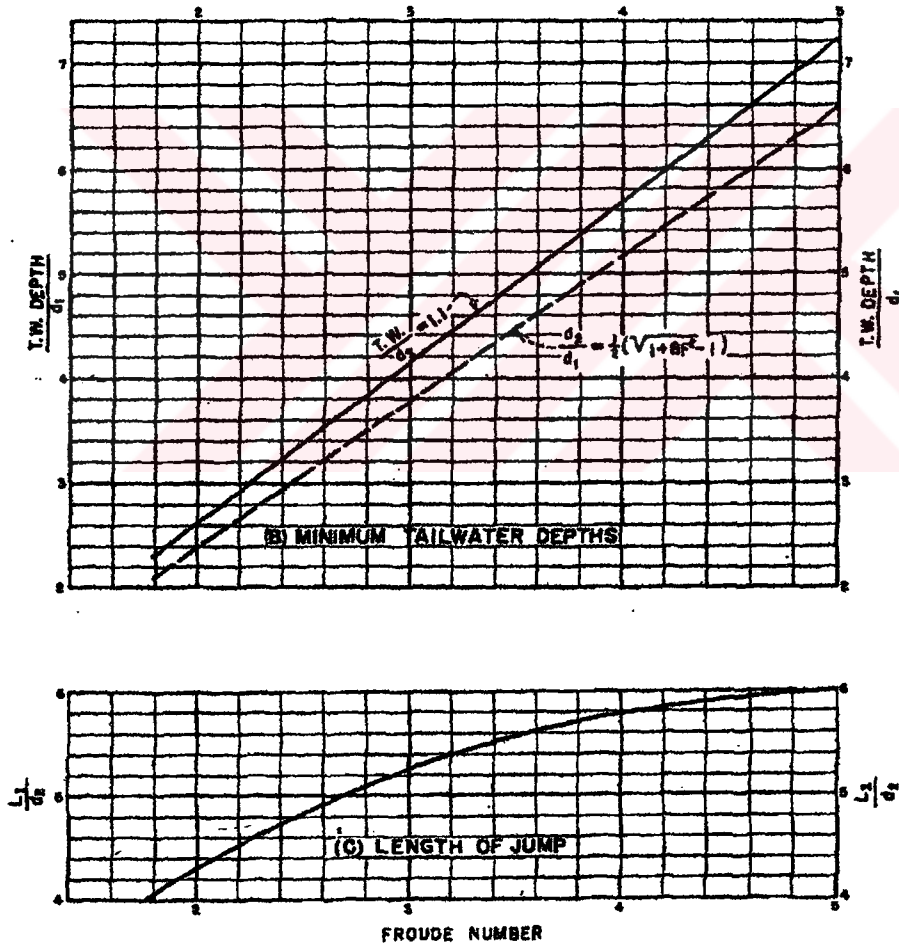
MANSAP KANALI VE ENERJİ KIRICI HAVUZ TASARIMINDA KULLANILABİLECEK ABAKLAR



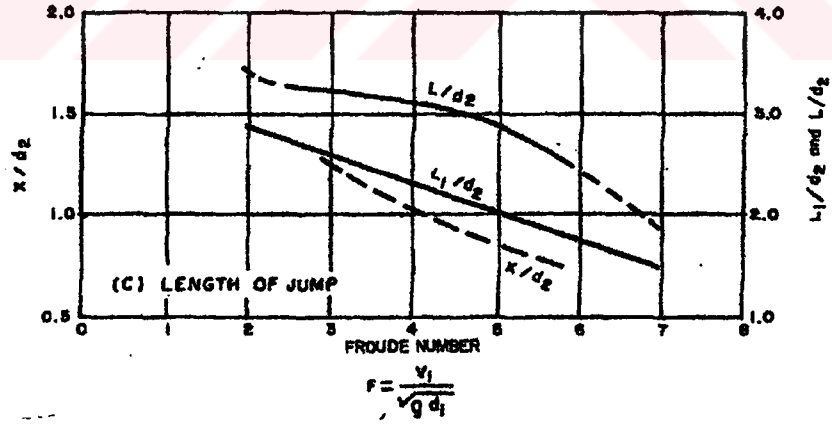
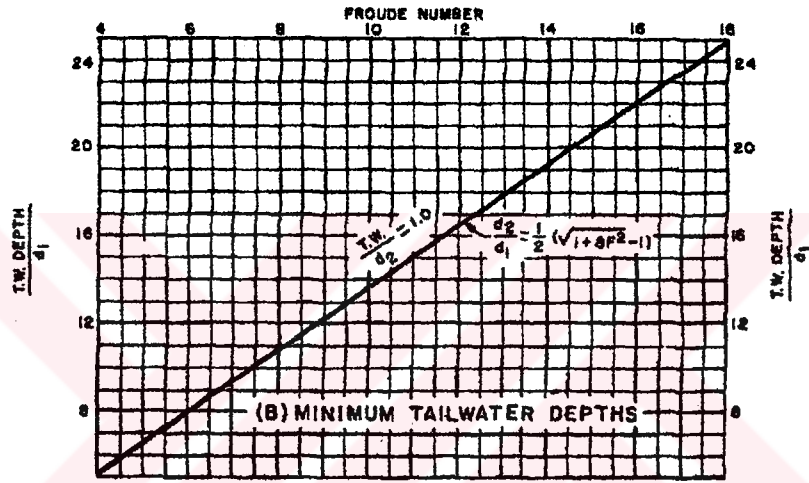
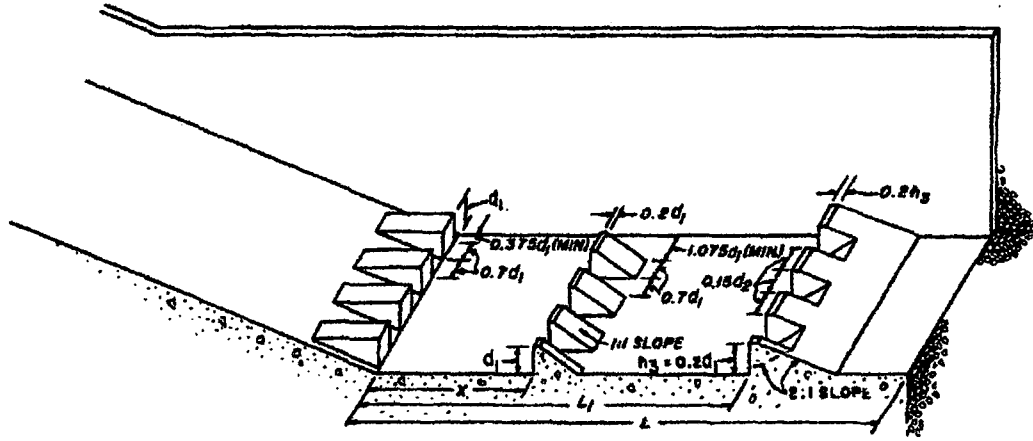
Şekil B.1 Kanal eksenine yaklaşan ve uzaklaşan duvarların açılma açısı.



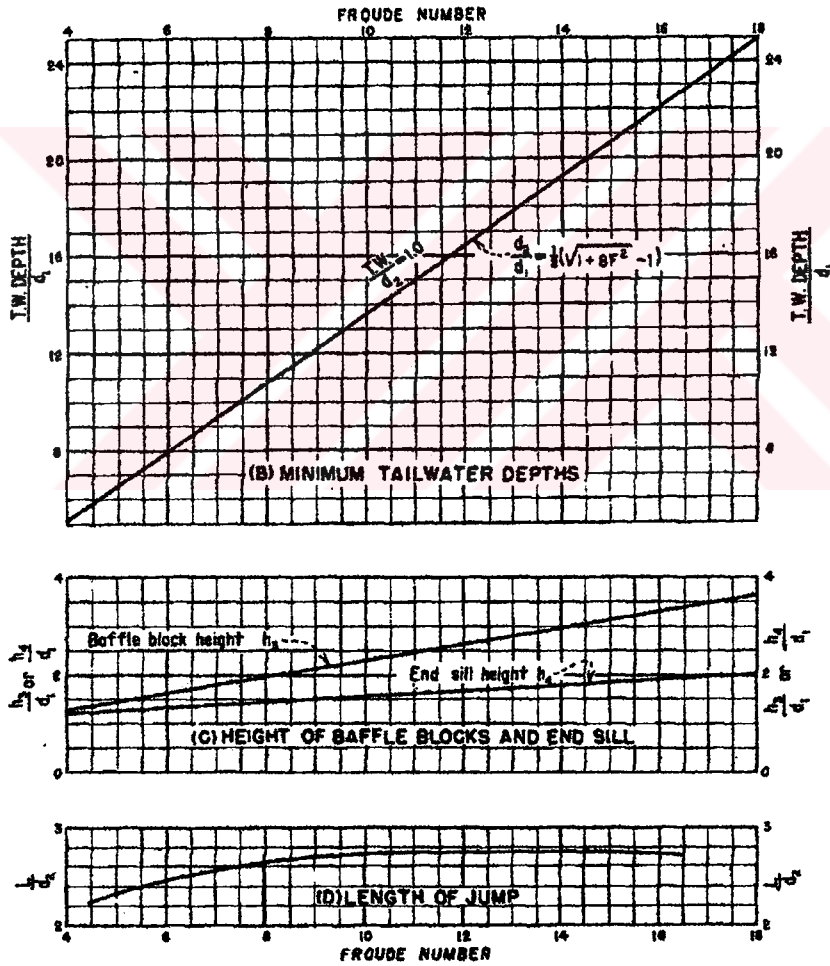
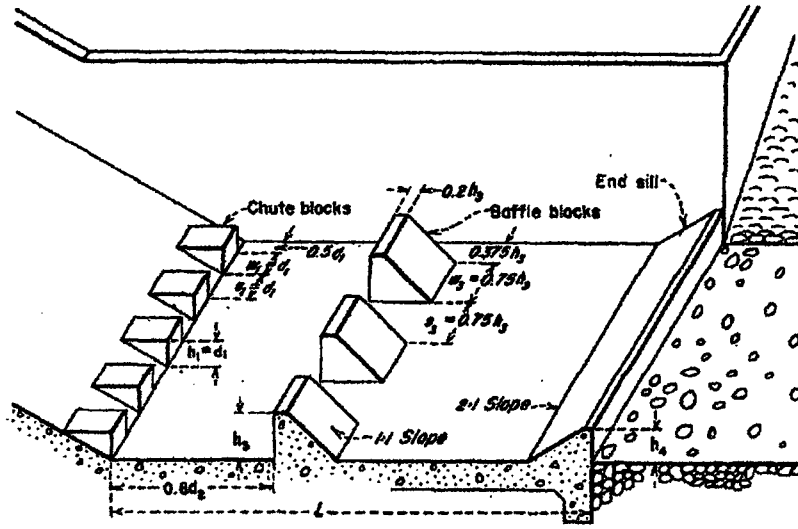
IV NUMARALI HAVUZ TİPİ



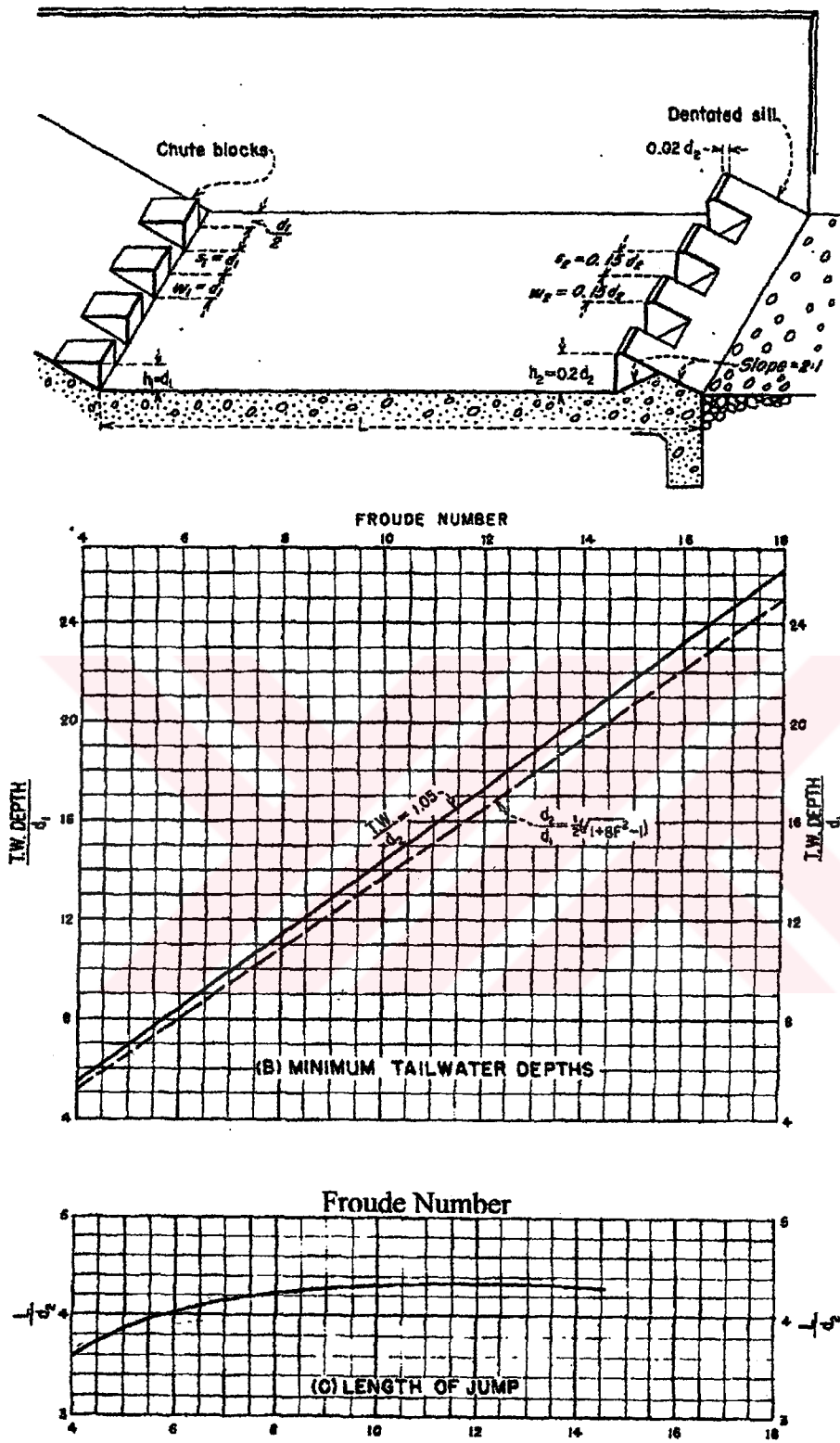
Şekil B.2 IV Numaralı havuz tipinin tasarımı.



Şekil B.3 Düşük froude sayılı alternatif havuzların tasarımı.



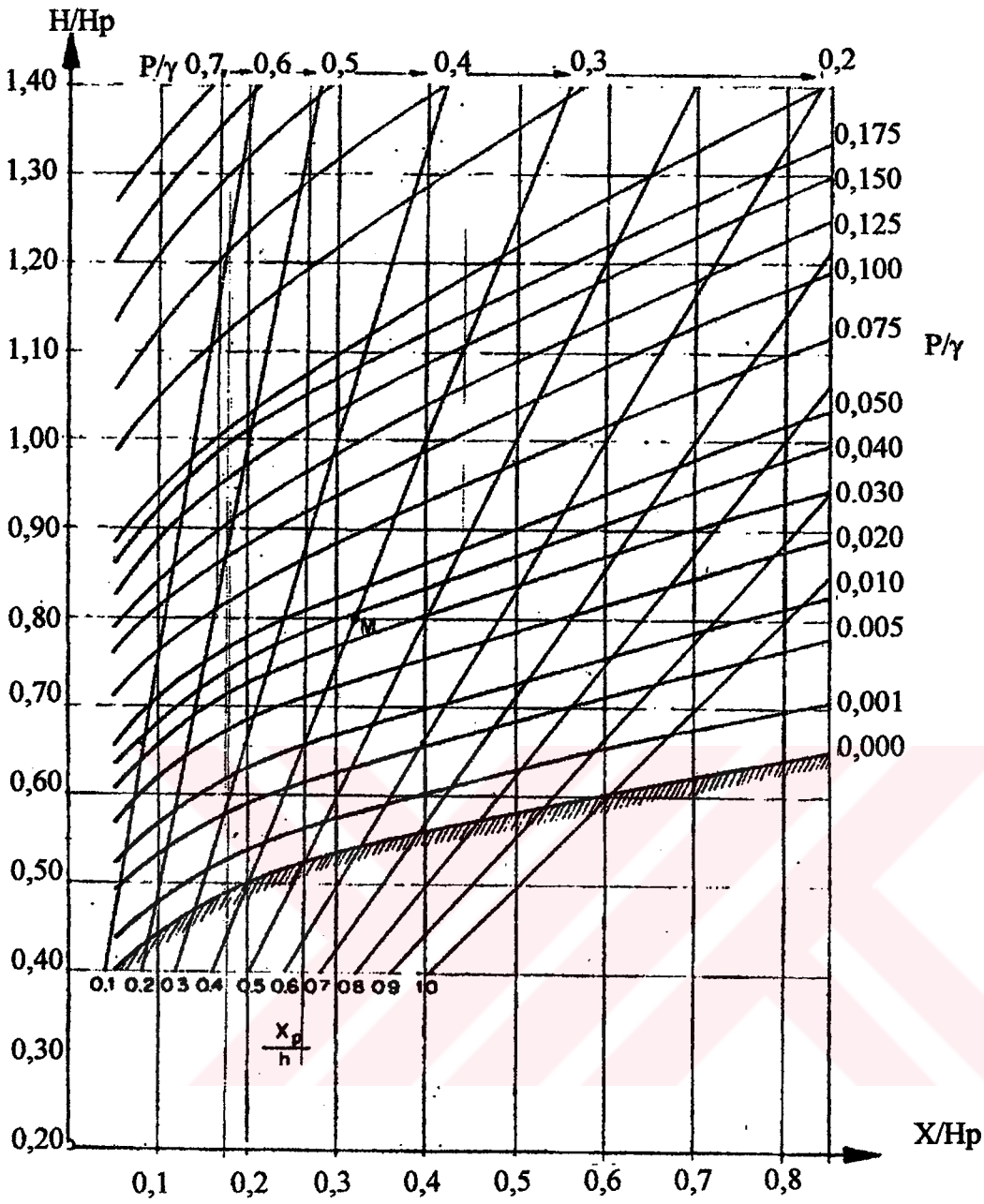
Şekil B.4 III Nolu havuz tiplerinin tasarımı.



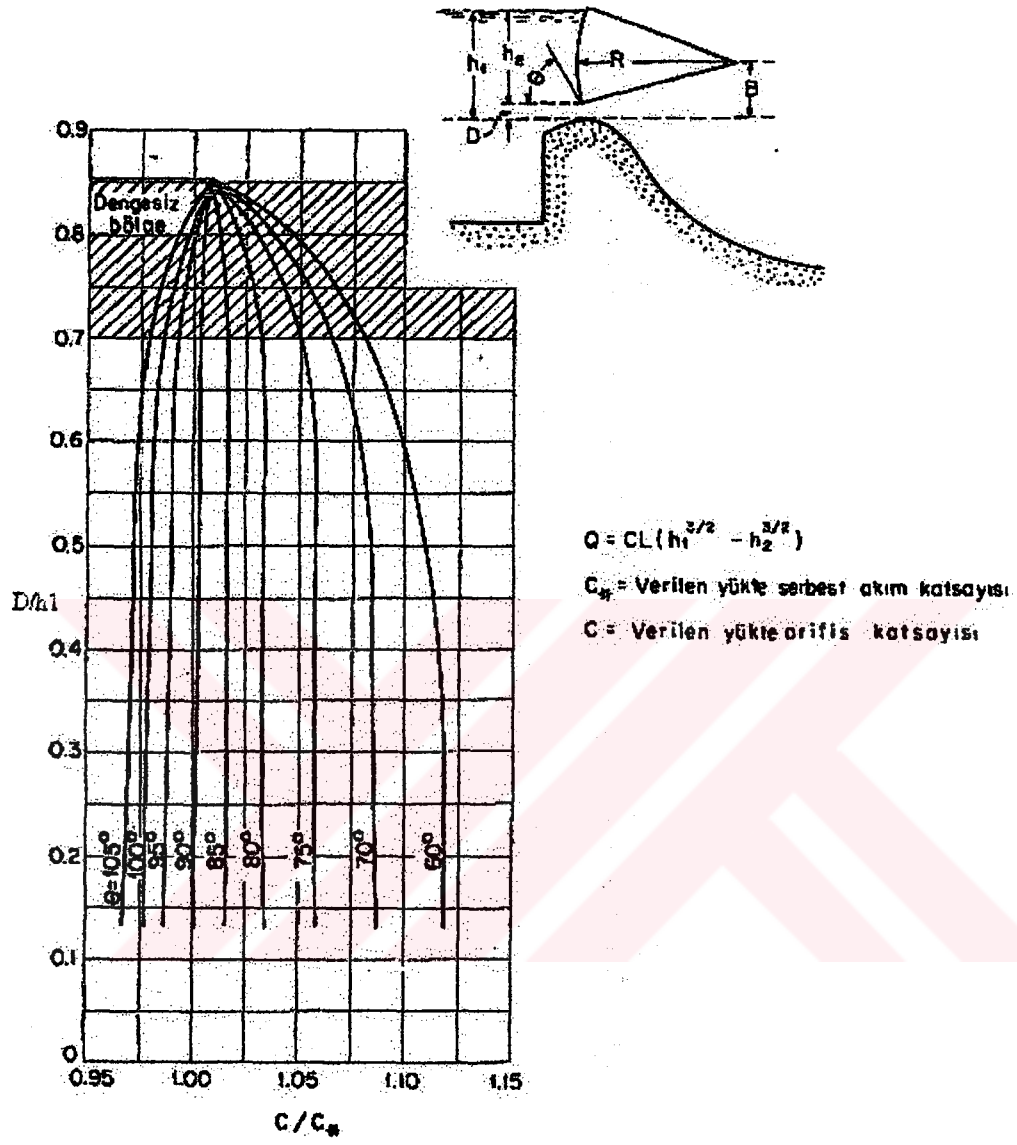
Şekil B.5 II Nolu havuz tipinin tasarımı.

EK C

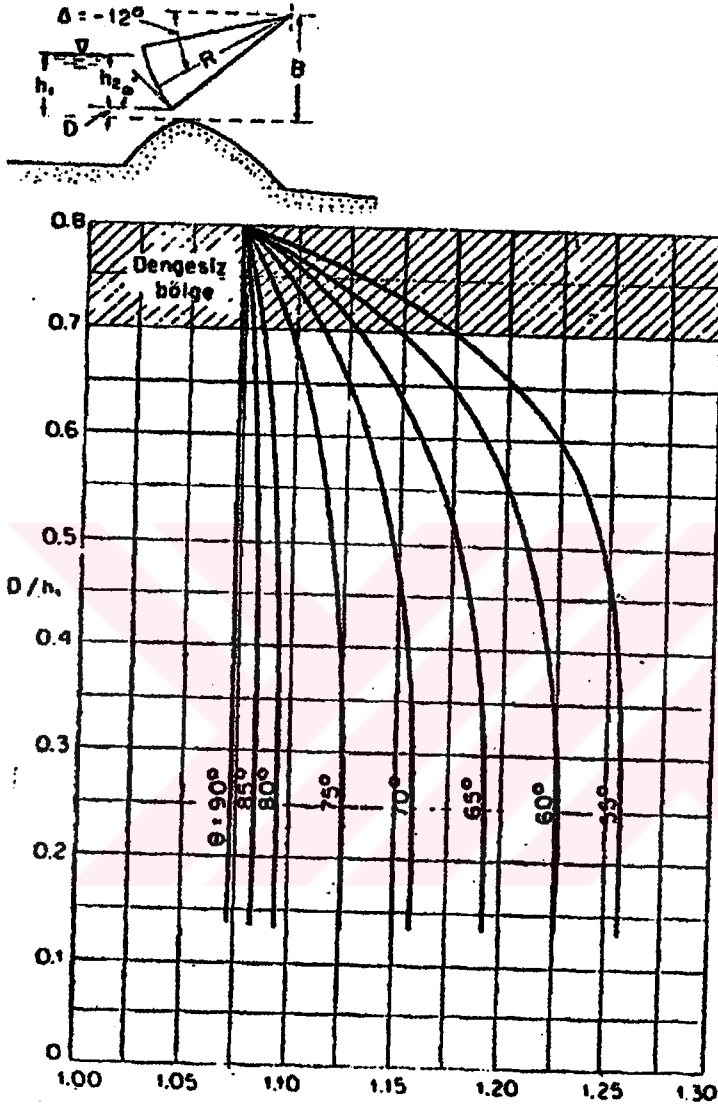
KONTROLSÜZ VE KONTROLLÜ GÖVDE YAPILARI İLE İLGİLİ ABAKLAR,ŞEKİLLER VE TABLOLAR



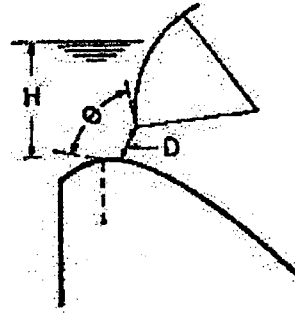
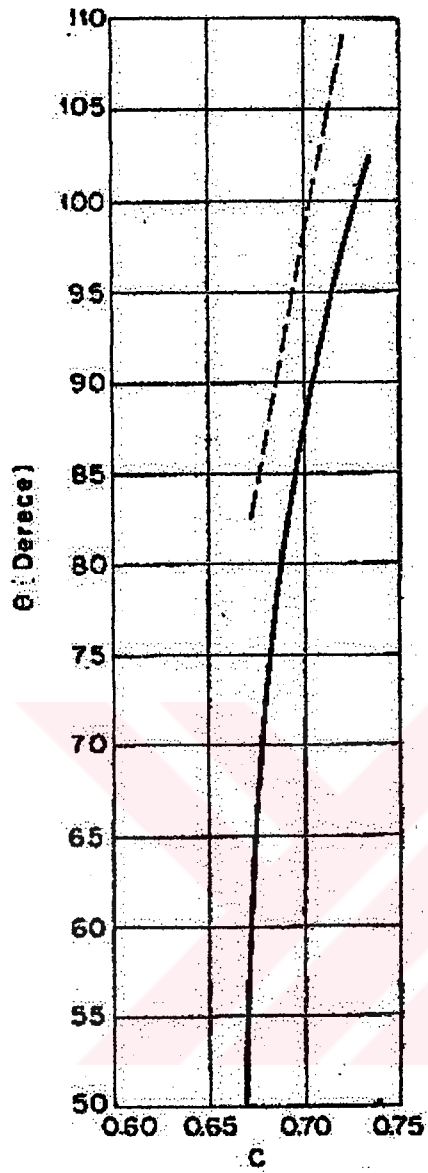
Şekil C.1 Kapaklı dolusavakların sırtında X apsisinde oluşan alt basınçların hesabı. (Creager Profili için)



Şekil C:2 Radyal kapaklarda debi katsayıları. $\Delta = 0^\circ$



Şekil C.3 Radyal kapaklarda debi katsayıları. $\Delta=12^\circ$



$$Q = CDL \sqrt{2gH}$$

D = Kapak açıklığı

L = Başlık uzunluğu

H = Hidrolik yük

C Katsayısı hesabında kapak tepe noktasına oturuyor ise noktalı çizgiyi Tepe noktası mansabına oturuyor ise dolu çizgiyi kullanınız.

Şekil C.4 Radyal kapakların altında yer alan akımda C katsayısı.

Tablo C.1 Sabit h yükü altında Hp proje yükünün değerinin azalmasının savak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p) = 0,500 \cdot (X/H_p)^{1,85}$ P=8m X=8m B= 1m

Q (m/s)	Hp (m)	h (m)	Ua (m/s)	H (m)	m	Y (m)	Hn (m)	d (m)	r (m)	cosθ	P / γ (m)
104,28	14,00	12,70	5,037	13,993	0,4956	2,486	16,479	5,648	-25,125	0,867	-0,869
105,70	13,00	12,70	5,106	14,029	0,5017	2,648	16,676	5,643	-24,781	0,853	-1,206
107,27	12,00	12,70	5,182	14,069	0,5084	2,834	16,903	5,641	-24,545	0,836	-1,526
109,00	11,00	12,70	5,266	14,113	0,5158	3,051	17,165	5,643	-24,453	0,817	-1,852
110,93	10,00	12,70	5,359	14,164	0,5240	3,309	17,473	5,650	-24,556	0,794	-2,176
113,13	9,00	12,70	5,465	14,222	0,5332	3,619	17,841	5,665	-24,936	0,767	-2,485
115,64	8,00	12,70	5,587	14,291	0,5438	4,000	18,291	5,691	-25,720	0,734	-2,759
118,59	7,00	12,70	5,729	14,373	0,5561	4,481	18,854	5,731	-27,123	0,694	-2,970
122,11	6,00	12,70	5,899	14,474	0,5706	5,108	19,582	5,746	-29,538	0,646	-3,062

Tablo C.2 Sabit Hp yükü altında h savak yükünün artırımının savak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL: (Y/Hp) = 0.500(X/Hp)^{1,85} P=8m X=3m B=1m

Q (m ³ /s)	Hp (m)	h (m)	Ua (m/s)	H (m)	m	Y (m)	Hn (m)	d (m)	r (m)	cosθ	P/γ (m)
70,00	11,00	9,838	3,924	10,623	0,4928	0,4971	11,12	4,512	-13,174	0,956	-1,147
80,00	11,00	10,629	4,294	11,569	0,4996	0,4971	12,07	4,843	-13,174	0,956	-1,842
90,00	11,00	11,376	4,645	12,476	0,5057	0,4971	12,97	5,149	-13,174	0,956	-2,600
100,00	11,00	12,087	4,978	13,350	0,5110	0,4971	13,85	5,434	-13,174	0,956	-3,415
107,00	11,00	12,566	5,203	13,496	0,5148	0,4971	14,44	5,623	-13,174	0,956	-4,106

Tablo C.3 Sabit Hp yükü altında h savak yükünün artırımının kontrolsüz dolusavak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL : (Y/Hp) = 0,470(X/Hp)^{1,80} P=8m X=3m B=1m

Q (m ³ /s)	Hp (m)	h (m)	Ua (m/s)	H (m)	m	Y (m)	Hn (m)	d (m)	r (m)	cosθ	P/γ (m)
70,00	11,00	9,838	3,924	10,623	0,4928	0,4987	11,12	4,612	-14,254	0,958	-0,621
80,00	11,00	10,629	4,294	11,569	0,4996	0,4987	12,07	4,953	-14,254	0,958	-1,228
90,00	11,00	11,376	4,645	12,476	0,5057	0,4987	12,97	5,269	-14,254	0,958	-1,895
100,00	11,00	12,087	4,978	13,350	0,5110	0,4987	13,85	5,564	-14,254	0,958	-2,618
110,00	11,00	12,767	5,297	13,496	0,5160	0,4987	14,70	5,840	-14,254	0,958	-3,390
118,00	11,00	13,291	5,542	14,197	0,5200	0,4987	15,36	6,049	-14,254	0,958	-4,041

Tablo C.4 Sabit H_p yükü altında h savak yükünün artımının savak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p) = 0,556(X/H_p)^{2,000}$ $P=8m$ $X=3m$ $B=1m$

$Q (m^3/s)$	$H_p (m)$	$h (m)$	$U_a (m/s)$	$H (m)$	m	$Y (m)$	$H_n (m)$	$d (m)$	$r (m)$	$\cos\theta$	$P/\gamma (m)$
70,00	11,00	9,838	3,924	10,623	0,4928	0,4549	11,078	4,338	-11,288	0,957	-2,196
80,00	11,00	10,629	4,294	11,569	0,4996	0,4549	12,024	4,648	-11,288	0,957	-3,076
90,00	11,00	11,376	4,645	12,476	0,5057	0,4549	12,931	4,935	-11,288	0,957	-4,028

Tablo C.5 Sabit H_p yükü altında h savak yükünün artımının savak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p) = 0,461(X/H_p)^{1,850}$ $P=8m$ $X=3m$ $B=1m$

$Q (m^3/s)$	$H_p (m)$	$h (m)$	$U_a (m/s)$	$H (m)$	m	$Y (m)$	$H_n (m)$	$d (m)$	$r (m)$	$\cos\theta$	$P/\gamma (m)$
70,00	11,00	9,838	3,924	10,623	0,4928	0,4583	11,081	4,613	-14,013	0,962	-0,654
80,00	11,00	10,629	4,294	11,569	0,4996	0,4583	12,027	4,952	-14,013	0,962	-1,274
90,00	11,00	11,376	4,645	12,476	0,5057	0,4583	12,934	5,266	-14,013	0,962	-1,956
100,00	11,00	12,087	4,978	13,350	0,5110	0,4583	13,809	5,558	-14,013	0,962	-2,694
110,00	11,00	12,767	5,297	13,496	0,5160	0,4583	14,655	5,831	-14,013	0,962	-3,482
117,00	11,00	13,291	5,542	14,197	0,5200	0,4583	15,234	6,014	-14,013	0,962	-4,061

Tablo C.6 Sabit H_p yükü altında h savak yükünün artımının savak karakteristiklerine etkisi.

PROFİL: $Y = (1/39,3) X^2$ $P=8m$ $X=3m$ $B=1m$

$Q (m^3/s)$	$H_p (m)$	$h (m)$	$U_a (m/s)$	$H (m)$	m	$Y (m)$	$H_n (m)$	$d (m)$	$r (m)$	$\cos\theta$	$P/\gamma (m)$
70,00	11,00	9,838	3,924	10,623	0,4928	0,2290	10,852	5,289	-20,341	0,989	1,924
90,00	11,00	10,629	4,294	11,569	0,4996	0,2290	12,705	6,037	-20,341	0,989	1,376
110,00	11,00	11,376	4,645	12,476	0,5057	0,2290	14,426	6,685	-20,341	0,989	0,626
120,00	11,00	13,420	5,602	15,020	0,5209	0,2290	15,249	6,981	-20,341	0,989	0,188

Tablo C.7 Serbest akışlı bir dolusavakta menbadan mansaba savak özelliklerinin değişimi.

PROFİL: $(Y/H_p) = 0,500(X/H_p)^{1,85}$ $H_p=12m$ $P=8m$ $B=1m$ $U_a=4,95m/s$ $m=0,505$

NO	X (m)	Y (m)	Q (m ³ /s)	h (m)	H (m)	H _n (m)	cosθ	r (m)	d (m)	P _y (m)
1	1,000	0,061	100	12,198	13,447	13,508	0,994	-10,711	5,262	-4,902
2	2,000	0,218	100	12,198	13,447	13,665	0,980	-12,384	5,434	-3,596
3	3,000	0,462	100	12,198	13,447	13,909	0,962	-13,934	5,514	-2,855
4	4,000	0,786	100	12,198	13,447	14,233	0,940	-15,593	5,545	-2,346
5	5,000	1,188	100	12,198	13,447	14,635	0,916	-17,444	5,541	-1,967
6	6,000	1,664	100	12,198	13,447	15,112	0,890	-19,532	5,511	-1,670
7	7,000	2,214	100	12,198	13,447	15,661	0,863	-21,891	5,461	-1,430
8	8,000	2,834	100	12,198	13,447	16,281	0,836	-24,545	5,395	-1,230
9	9,000	3,524	100	12,198	13,447	16,971	0,810	-27,520	5,317	-1,061
10	10,000	4,282	100	12,198	13,447	17,730	0,784	-30,836	5,229	-0,916
11	11,000	5,108	100	12,198	13,447	18,555	0,759	-34,516	5,133	-0,791
12	12,000	6,000	100	12,198	13,447	19,447	0,734	-38,579	5,032	-0,684
13	13,000	6,958	100	12,198	13,447	20,405	0,711	-43,047	4,927	-0,590
14	14,000	7,980	100	12,198	13,447	21,427	0,688	-47,940	4,821	-0,508
15	15,000	9,066	100	12,198	13,447	22,514	0,667	-53,276	4,713	-0,437

Tablo C.8 Serbest akışlı bir dolusavakta menbada mansaba savak özelliklerinin değişimi.

PROFİL: $(Y/H_p) = 0,556 (X/H_p)^{2,000}$ $H_p = 12\text{m}$ $P = 8\text{m}$ $B = 1\text{m}$ $U_a = 4,95\text{m/s}$ $m = 0,505$

NO	X (m)	Y (m)	Q (m ³ /s)	h (m)	H (m)	H _n (m)	cosθ	r (m)	d (m)	P/γ (m)
1	1,000	0,061	100	12,198	13,447	13,494	0,996	-10,931	5,304	-4,622
2	2,000	0,218	100	12,198	13,447	13,633	0,983	-11,352	5,304	-4,488
3	3,000	0,462	100	12,198	13,447	13,864	0,964	-12,066	5,301	-4,277
4	4,000	0,786	100	12,198	13,447	14,189	0,938	-13,090	5,293	-4,006
5	5,000	1,188	100	12,198	13,447	14,606	0,907	-14,447	5,278	-3,694
6	6,000	1,664	100	12,198	13,447	15,115	0,874	-16,164	5,253	-3,361
7	7,000	2,214	100	12,198	13,447	15,718	0,839	-18,275	5,215	-3,022
8	8,000	2,834	100	12,198	13,447	16,413	0,803	-20,816	5,165	-2,692
9	9,000	3,524	100	12,198	13,447	17,200	0,768	-23,826	5,102	-2,379
10	10,000	4,282	100	12,198	13,447	18,081	0,734	-27,346	5,027	-2,091
11	11,000	5,108	100	12,198	13,447	19,054	0,700	-31,421	4,941	-1,830
12	12,000	6,000	100	12,198	13,447	20,119	0,669	-36,095	4,845	-1,596
13	13,000	6,958	100	12,198	13,447	21,278	0,639	-41,414	4,742	-1,390
14	14,000	7,980	100	12,198	13,447	22,529	0,611	-47,427	4,634	-1,209
15	15,000	9,066	100	12,198	13,447	23,872	0,584	-54,181	4,522	-1,051

Tablo C.9 Serbest akışlı bir dolusavakta membadan mansaba savak özelliklerinin değişimi.

PROFİL: $Y = (1/39,3) X^2$ $H_p = 12m$ $P = 8m$ $B = 1m$ $U_a = 4,951m/s$ $m = 0,505$

NO	X (m)	Y (m)	Q (m ³ /s)	h (m)	H (m)	H _n (m)	cosθ	r (m)	d (m)	P/γ (m)
1	1,000	0,025	100	12,198	13,447	13,473	0,999	-19,726	6,407	1,057
5	5,000	0,636	100	12,198	13,447	14,083	0,969	-21,589	6,168	0,684
10	10,000	2,545	100	12,198	13,447	15,992	0,891	-27,758	5,668	0,128
15	15,000	5,725	100	12,198	13,447	19,173	0,795	-39,126	5,138	-0,139

Tablo C.10 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/Hp) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: (Y/Hp) = (1/1,939)(X/Hp)^{1,810} (2/3 Eğimli) X=3m Hp=10m.

Q (m ³ /s)	P (m)	P/Hp	m/m ₀	h (m)	m ₀	m	U _a (m/s)	H (m)	r (m)	cosθ	d (m)	P _W (m)
60,00	1,50	0,15	1,040	8,245	0,4956	0,5154	6,157	10,177	-12,536	0,943	3,882	-1,415
60,00	4,00	0,40	1,019	8,591	0,4956	0,5050	4,765	9,748	-12,536	0,943	4,010	-1,078
60,00	6,00	0,60	1,009	8,748	0,4956	0,5001	4,068	9,592	-12,536	0,943	4,062	-0,945
60,00	8,00	0,80	1,002	8,846	0,4956	0,4966	3,562	9,493	-12,536	0,943	4,096	-0,859
60,00	10,00	1,00	0,999	8,913	0,4956	0,4951	3,172	9,426	-12,536	0,943	4,120	-0,800
60,00	12,00	1,20	0,997	8,956	0,4956	0,4941	2,863	9,374	-12,536	0,943	4,139	-0,753
60,00	15,00	1,50	0,994	9,001	0,4956	0,4926	2,500	9,320	-12,536	0,943	4,160	-0,703

Tablo C.11 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/Hp) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: (Y/Hp) = (1/1,936)(X/Hp)^{1,836} (1/3 Eğimli) X=3m Hp=10m.

P/Hp	m/m ₀	h (m)	m ₀	m	U _a (m/s)	H (m)	r (m)	cosθ	d (m)	P _W (m)
0,15	1,010	8,429	0,4956	0,5006	6,043	10,290	-12,274	0,945	3,838	-1,602
0,40	1,007	8,667	0,4956	0,4991	4,737	9,811	-12,274	0,945	3,977	-1,227
0,60	1,004	8,773	0,4956	0,4976	4,062	9,614	-12,274	0,945	4,040	-1,061
0,80	1,003	8,846	0,4956	0,4971	3,562	9,493	-12,274	0,945	4,082	-0,954
1,00	1,002	8,888	0,4956	0,4966	3,177	9,402	-12,274	0,945	4,114	-0,873
1,20	1,001	8,931	0,4956	0,4961	2,867	9,350	-12,274	0,945	4,133	-0,825
1,50	1,001	8,963	0,4956	0,4961	2,504	9,283	-12,274	0,945	4,159	-0,761

Tablo C.12 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/Hp) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: (Y/Hp) = (1/1,873) (X/Hp)^{1,776} (3/3 Eğimli) X=3m Hp=10m

Q (m ³ /s)	P (m)	P/H _P	m/m ₀	h (m)	m ₀	m	U _a (m/s)	H (m)	r (m)	cosθ	d (m)	P/γ (m)
60,00	1,50	0,15	1,040	8,240	0,4956	0,5154	6,160	10,174	-12,611	0,937	3,869	-1,454
60,00	4,00	0,40	1,019	8,591	0,4956	0,5050	4,765	9,748	-12,611	0,937	3,994	-1,125
60,00	6,00	0,60	1,009	8,748	0,4956	0,5001	4,068	9,592	-12,611	0,937	4,045	-0,996
60,00	8,00	0,80	1,002	8,851	0,4956	0,4966	3,561	9,747	-12,611	0,937	4,076	-0,916
60,00	10,00	1,00	0,999	8,912	0,4956	0,4951	3,173	9,425	-12,611	0,937	4,102	-0,853
60,00	12,00	1,20	0,997	8,955	0,4956	0,4941	2,863	9,373	-12,611	0,937	4,120	-0,807
60,00	15,00	1,50	0,994	9,005	0,4956	0,4926	2,500	9,323	-12,611	0,937	4,138	-0,703

Tablo C.13 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/H_p) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: Ogee Profili (3/3 Eğimli) $X=3m$ $H_p=10m$

$P (m)$	P/H_p	$h (m)$	m	$U_a (m/s)$	$H (m)$	h_a/H_p	$r (m)$	$\cos\theta$	$d (m)$	$P/\gamma (m)$
1,50	0,15	8,240	0,5154	6,160	10,174	0,190	-13,345	0,945	3,955	-0,966
4,00	0,40	8,591	0,5050	4,765	9,748	0,120	-13,059	0,937	4,025	-0,938
6,00	0,60	8,748	0,5001	4,068	9,592	0,080	-12,867	0,935	4,054	-0,921
8,00	0,80	8,851	0,4966	3,561	9,747	0,060	-12,792	0,935	4,081	-0,871
10,00	1,00	8,912	0,4951	3,173	9,425	0,050	-12,754	0,935	4,103	-0,826
12,00	1,20	8,955	0,4941	2,863	9,373	0,040	-12,692	0,935	4,117	-0,806
15,00	1,50	9,005	0,4926	2,500	9,323	0,030	-12,634	0,935	4,132	-0,782

(h_a/H_p) oranına göre tabloda kullanılan (Y/H_p) = $-K(X/H_p)^n$ profillerinin oluşturulması.

h_a/H_p	K	n
0,19	0,490	1,759
0,12	0,526	1,748
0,08	0,537	1,750
0,06	0,538	1,755
0,05	0,539	1,757
0,04	0,540	1,761
0,03	0,540	1,766

Tablo C.14 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/Hp) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: Ogee Profili (2/3 Eğimli) X=3m Hp=10m

P (m)	P/H _P	h (m)	m	U _a (m/s)	H (m)	h _a /H _P	r (m)	cosθ	d (m)	P/γ (m)
1,50	0,15	8,245	0,5154	6,157	10,177	0,190	-13,404	0,946	3,949	-1,020
4,00	0,40	8,591	0,5050	4,765	9,748	0,120	-12,983	0,939	4,027	-0,944
6,00	0,60	8,748	0,5001	4,068	9,592	0,080	-12,772	0,937	4,057	-0,924
8,00	0,80	8,846	0,4966	3,562	9,493	0,060	-12,723	0,937	4,088	-0,861
10,00	1,00	8,913	0,4951	3,172	9,426	0,050	-12,678	0,938	4,109	-0,819
12,00	1,20	8,956	0,4941	2,863	9,374	0,040	-12,633	0,938	4,125	-0,788
15,00	1,50	9,001	0,4926	2,500	9,320	0,030	-12,578	0,938	4,142	-0,758

(h_a/Hp) oranına göre tabloda kullanılan (Y/Hp) = -K(X/Hp)ⁿ profillerinin oluşturulması.

h _a / H _P	K	n
0,19	0,490	1,771
0,12	0,521	1,761
0,08	0,530	1,767
0,06	0,531	1,770
0,05	0,531	1,774
0,04	0,531	1,778
0,03	0,531	1,763

Tablo C.15 Eğimli memba yüzüne sahip dolusavaklarda (P/H_p) oranının savak özelliklerine etkisi.

PROFIL: Ogee Profili ($1/3$ Eğimli) $X=3m$ $H_p=10m$

P (m)	P/H_p	h (m)	m	U_a (m/s)	H (m)	h_a/H_p	r (m)	$\cos\theta$	d (m)	P/γ (m)
1,50	0,15	8,429	0,5006	6,043	10,290	0,190	-13,261	0,952	3,927	-1,079
4,00	0,40	8,667	0,4991	4,737	9,811	0,110	-12,611	0,945	4,001	-1,078
6,00	0,60	8,773	0,4976	4,062	9,614	0,090	-12,655	0,945	4,094	-0,856
8,00	0,80	8,846	0,4971	3,562	9,493	0,060	-12,477	0,945	4,099	-0,863
10,00	1,00	8,888	0,4966	3,177	9,402	0,050	-12,455	0,946	4,132	-0,780
12,00	1,20	8,931	0,4961	2,867	9,350	0,040	-12,461	0,946	4,155	-0,721
15,00	1,50	8,963	0,4961	2,504	9,283	0,030	-12,456	0,947	4,185	-0,645

(h_a/H_p) oranına göre tabloda kullanılan (Y/H_p) = $-K(X/H_p)^n$ profillerinin oluşturulması.

h_a/H_p	K	n
0,19	0,473	1,815
0,11	0,510	1,812
0,09	0,511	1,816
0,06	0,511	1,824
0,05	0,510	1,828
0,04	0,508	1,831
0,03	0,505	1,837

Tablo C.16 Kapaklı bir dolusavakta sabit h yükü altında Hp yükünün artışının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p)=0,500(X/H_p)^{1,85}$ Orta ayak sayısı:3 orta ayak açıklığı:9,50m orta ayak kalınlığı:2,50m P=5m kapak konumu(X)=2,5m

Q (m ³ /s)	Hp (m)	l (m)	h (m)	U (m/s)	H (m)	X/H	m	B (m)	H/Hp	P/γ (m)
2900,00	8,30	9,50	10,13	4,213	11,03	0,23	0,52	45,50	1,33	-4,00
2889,00	8,50	9,50	10,13	4,197	11,03	0,23	0,52	45,50	1,30	-3,83
2874,00	8,75	9,50	10,13	4,175	11,02	0,23	0,51	45,50	1,26	-3,50
2859,60	9,00	9,50	10,13	4,154	11,01	0,23	0,51	45,50	1,22	-3,24
2845,60	9,25	9,50	10,13	4,134	11,00	0,23	0,51	45,50	1,19	-3,05
2832,10	9,50	9,50	10,13	4,114	10,99	0,23	0,51	45,50	1,16	-2,76
2819,00	9,75	9,50	10,13	4,095	10,99	0,23	0,51	45,50	1,13	-2,54
2860,30	10,00	9,50	10,13	4,076	10,98	0,23	0,50	45,50	1,10	-2,50
2794,00	10,25	9,50	10,13	4,059	10,97	0,23	0,50	45,50	1,07	-2,36
2782,00	10,50	9,50	10,13	4,041	10,96	0,23	0,50	45,50	1,04	-2,00
2759,10	10,75	9,50	10,13	4,008	10,95	0,23	0,50	45,50	1,00	-1,79
2748,20	11,00	9,50	10,13	3,992	10,94	0,23	0,49	45,50	0,97	-1,58
2737,50	11,25	9,50	10,13	3,977	10,94	0,23	0,49	45,50	0,95	-1,50
2716,90	11,50	9,50	10,13	3,947	10,92	0,23	0,49	45,50	0,91	-1,32
2707,00	12,00	9,50	10,13	3,932	10,92	0,23	0,49	45,50	0,89	-1,10
2697,40	12,50	9,50	10,13	3,918	10,91	0,23	0,49	45,50	0,87	-1,06
2483,90	20,00	9,50	10,13	3,608	10,79	0,23	0,45	45,50	0,54	-0,02

Tablo C.17 Kapaklı bir dolusavakta sabit H_p yükü altında h yükünün artışının savak özelliklerine etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p)=0,500(X/H_p)^{1,85}$ Orta ayak sayısı:3 orta ayak açıklığı:9,00m orta ayak kalınlığı:2,50m $P=5m$ kapak konumu(X)=3,0m

Q (m ³ /s)	H _p (m)	I (m)	h (m)	U (m/s)	H (m)	X/H	m	B (m)	H/H _p	P/H _p (m)
2000,00	8,00	9,00	6,52	3,996	7,33	0,41	0,489	43,50	0,92	-0,56
2041,20	8,00	9,00	6,75	3,996	7,56	0,40	0,491	43,50	0,95	-0,70
2085,70	8,00	9,00	7,00	3,996	7,81	0,38	0,494	43,50	0,98	-0,76
2129,50	8,00	9,00	7,25	3,995	8,06	0,37	0,496	43,50	1,01	-0,90
2172,80	8,00	9,00	7,50	3,994	8,31	0,36	0,499	43,50	1,04	-1,08
2215,70	8,00	9,00	7,75	3,993	8,56	0,35	0,501	43,50	1,07	-1,28
2258,00	8,00	9,00	8,00	3,991	8,81	0,34	0,503	43,50	1,10	-1,40
2300,00	8,00	9,00	8,25	3,990	9,06	0,33	0,506	43,50	1,13	-1,76
2341,40	8,00	9,00	8,50	3,987	9,31	0,32	0,508	43,50	1,16	-2,00
2382,40	8,00	9,00	8,75	3,983	9,56	0,31	0,510	43,50	1,19	-2,24
2423,10	8,00	9,00	9,00	3,979	9,81	0,31	0,512	43,50	1,23	-2,48
2463,40	8,00	9,00	9,25	3,974	10,06	0,30	0,514	43,50	1,26	-2,80
2503,30	8,00	9,00	9,50	3,969	10,30	0,29	0,516	43,50	1,29	-3,04
2542,80	8,00	9,00	9,75	3,963	10,55	0,28	0,518	43,50	1,32	-3,36
2582,10	8,00	9,00	10,00	3,957	10,80	0,28	0,520	43,50	1,35	-3,68
2621,00	8,00	9,00	10,25	3,951	11,05	0,27	0,522	43,50	1,38	-4,08
2659,60	8,00	9,00	10,50	3,945	11,29	0,27	0,524	43,50	1,41	-4,16

Tablo C.18 Kapak konumunun mansaba kaydırılmasının alt basınçlara etkisi.

Profil: $(Y/H_p)=0,500(X/H_p)^{1,85}$ Orta ayak kalınlığı: 2,50m P=5m

Q (m ³ /s)	H _p (m)	I (m)	h (m)	U (m/s)	H (m/s)	X (m)	X/H	m	B (m)	H/H _p	P/γ (m)
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	1,00	0,14	0,489	43,50	0,92	-1,20
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	1,50	0,20	0,489	43,50	0,92	-0,88
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	2,00	0,27	0,489	43,50	0,92	-0,80
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	2,50	0,34	0,489	43,50	0,92	-0,64
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	3,00	0,41	0,489	43,50	0,92	-0,56
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	3,50	0,48	0,489	43,50	0,92	-0,48
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	4,00	0,55	0,489	43,50	0,92	-0,38
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	4,50	0,61	0,489	43,50	0,92	-0,34
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	5,00	0,68	0,489	43,50	0,92	-0,30
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	5,50	0,75	0,489	43,50	0,92	-0,25
2000	8,00	9,00	6,52	3,991	7,332	6,00	0,82	0,489	43,50	0,92	-0,22

Tablo C.19 Kapaklı bir dolusavak gövde yapısında orta ayak açıklığının alt basınçlara etkisi.

PROFİL: $(Y/H_p)=0,500(X/H_p)^{1,85}$ orta ayak sayısı:3 orta ayak açıklığı:9m orta ayak kalınlığı:2,50m

P = 5,00m kapak konumu(X) = 3,00m

Q (m³/s)	Hp (m)	l (m)	h (m)	U (m/s)	H (m/s)	X/H	m	B (m)	H/Hp	P/γ(m)
1900,00	11,00	8,00	9,95	3,217	10,48	0,29	0,492	39,50	0,95	-1,41
1900,00	11,00	7,75	11,05	3,075	11,53	0,26	0,499	38,50	1,05	-2,09
1900,00	11,00	7,50	12,30	2,929	12,74	0,24	0,507	37,50	1,16	-2,31
1900,00	11,00	7,25	13,72	2,781	14,11	0,21	0,516	36,50	1,28	>-4,00
1900,00	11,00	7,00	15,35	2,63	15,70	0,19	0,525	35,50	1,43	>-4,00

Tablo C.20 Radyal kapaklı gövde yapılarında şekil C.2 ye göre debi katsayısının değişimi.(L=25m)

SU YÜKSELTİSİ (m)	X (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	D (m)	θ	D/h ₁	C/Cx	C	m	Q m ³ /s
657,00	646,50	12,00	10,50	1,50	79	0,13	1,03	2,261	0,51	426,52
655,00	646,50	10,00	8,50	1,50	79	0,15	1,03	2,196	0,50	375,60
653,00	646,50	8,00	6,50	1,50	79	0,19	1,03	2,119	0,48	320,80
651,00	646,50	6,00	4,50	1,50	79	0,25	1,03	2,024	0,46	260,61
649,00	646,50	4,00	2,50	1,50	79	0,38	1,03	1,897	0,43	191,90
647,00	646,50	2,00	0,50	1,50	79	0,75	1,03	1,698	0,38	105,0,3

SU YÜKSELTİSİ (m)	X (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	D (m)	θ	D/h ₁	C/Cx	C	m	Q m ³ /s
657,00	648,00	12,00	9,00	3,00	84	0,25	1,015	2,228	0,50	811,56
655,00	648,00	10,00	7,00	3,00	84	0,30	1,015	2,164	0,49	708,88
653,00	648,00	8,00	5,00	3,00	84	0,38	1,015	2,088	0,47	597,59
651,00	648,00	6,00	3,00	3,00	84	0,50	1,015	1,994	0,45	473,68
649,00	648,00	4,00	1,00	3,00	84	0,75	1,015	1,869	0,42	327,07

Tablo C.21 Radyal kapaklı gövde yapılarında şekil C.2 ye göre debi katsayısının değişimi. ($L=25m$)

SU YÜKSELTİSİ (m)	X (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (m)	θ	D/h_1	C/Cx	C	m	Q m^3/s
657,00	649,50	12,00	7,50	4,50	88,4	0,38	1,01	2,217	0,50	1165,66
655,00	649,50	10,00	5,50	4,50	88,4	0,45	1,01	2,153	0,49	1008,03
653,00	649,50	8,00	3,50	4,50	88,4	0,56	1,01	2,078	0,47	835,30
651,00	649,50	6,00	1,50	4,50	88,4	0,75	1,01	1,984	0,45	637,99

Tablo C.22 Radyal kapaklarda şekil C.2' ye göre θ açısının değişiminin debi katsayısına etkisi.

Hp (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (m)	θ	D/ h_1	Cx	C/Cx	C	m	Q m ³ /s
12,00	10,00	7,00	3,00	105	0,30	2,132	0,970	2,068	0,467	677,45
12,00	10,00	7,00	3,00	100	0,30	2,132	0,976	2,081	0,470	681,64
12,00	10,00	7,00	3,00	95	0,30	2,132	0,988	2,107	0,476	690,02
12,00	10,00	7,00	3,00	90	0,30	2,132	1,000	2,132	0,481	698,40
12,00	10,00	7,00	3,00	85	0,30	2,132	1,013	2,160	0,488	707,48
12,00	10,00	7,00	3,00	80	0,30	2,132	1,035	2,207	0,498	722,85
12,00	10,00	7,00	3,00	75	0,30	2,132	1,060	2,260	0,510	740,31
12,00	10,00	7,00	3,00	70	0,30	2,132	1,088	2,320	0,524	759,86
12,00	10,00	7,00	3,00	60	0,30	2,132	1,120	2,388	0,539	782,21

Tablo C.23 Radyal kapaklarda şekil C.3'e göre θ açısı değişiminin deşarj kasayısına etkisi.

2/3 Mamba yüzü eğimli dolusavak profili. $P=3,6m$ $L=25m$

Hp (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (m)	θ	D/ h_1	Cx	C/Cx	C	m	Q m^3/s
12,00	10,00	7,00	3,00	90	0,30	2,071	1,070	2,216	0,500	725,87
12,00	10,00	7,00	3,00	85	0,30	2,071	1,088	2,253	0,509	738,08
12,00	10,00	7,00	3,00	80	0,30	2,071	1,095	2,268	0,512	742,83
12,00	10,00	7,00	3,00	75	0,30	2,071	1,125	2,330	0,526	763,18
12,00	10,00	7,00	3,00	70	0,30	2,071	1,160	2,402	0,542	786,92
12,00	10,00	7,00	3,00	65	0,30	2,071	1,188	2,460	0,555	805,92
12,00	10,00	7,00	3,00	60	0,30	2,071	1,225	2,537	0,573	831,02
12,00	10,00	7,00	3,00	55	0,30	2,071	1,260	2,609	0,589	854,76

Tablo C.24 Radyal kapaklarda şekil C.4' e göre deşarj katsayısının değişimi.(Kapak tepe noktasının gerisinde)

H (m)	D (m)	θ	C	L (m)	Q (m ³ /s)
10,00	1,50	79	0,68	25,00	505,13
8,00	1,50	79	0,68	25,00	451,80
6,00	1,50	79	0,68	25,00	391,27
4,00	1,50	79	0,68	25,00	319,47
2,00	1,50	79	0,68	25,00	225,90

H (m)	D (m)	θ	C	L (m)	Q (m ³ /s)
10,00	3,00	84	0,69	25,00	1025,12
8,00	3,00	84	0,69	25,00	916,90
6,00	3,00	84	0,69	25,00	794,05
4,00	3,00	84	0,69	25,00	648,34

H (m)	D (m)	θ	C	L (m)	Q (m ³ /s)
10,00	4,50	88,4	0,71	25,00	1582,25
8,00	4,50	88,4	0,71	25,00	1415,21
6,00	4,50	88,4	0,71	25,00	1225,61
4,00	4,50	88,4	0,71	25,00	1000,70

Tablo C.25 Radyal kapaklarda şekil C.4' e göre θ açısının değişiminin deşarj katsayısına etkisi.(kapak tepe noktasını gerisinde)

H (m)	D (m)	θ	C	L (m)	Q (m3/s)
10,00	3,00	102,5	0,74	25,00	1099,40
10,00	1,50	100	0,725	25,00	1077,12
10,00	1,50	95	0,717	25,00	1065,23
10,00	1,50	90	0,705	25,00	1047,41
10,00	1,50	85	0,695	25,00	1032,55
10,00	1,50	80	0,688	25,00	1022,15
10,00	1,50	75	0,680	25,00	1010,26
10,00	1,50	70	0,675	25,00	1002,84
10,00	1,50	65	0,670	25,00	995,41
10,00	1,50	60	0,665	25,00	987,98
10,00	1,50	55	0,660	25,00	980,55
10,00	1,50	50	0,657	25,00	976,09

Tablo C.26 Radyal kapaklarda şekil C.4' e göre θ açısının değişiminin deşarj katsayısına etkisi.(kapak tepe noktasında)

H (m)	D (m)	θ	C	L (m)	Q (m3/s)
10,00	3,00	109	0,72	25,00	1069,69
10,00	1,50	105	0,71	25,00	1054,83
10,00	1,50	100	0,7	25,00	1039,97
10,00	1,50	95	0,69	25,00	1025,12
10,00	1,50	90	0,68	25,00	1010,26
10,00	1,50	85	0,670	25,00	995,41
10,00	1,50	82,5	0,660	25,00	980,55

ÖZGEÇMİŞ

M.Savaş SANCAR, 19/10/1974 yılında Kütahya’da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Kütahya’da tamamladı. 1991 yılında Uludağ Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne girdi. 1995 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilimdalı Su Mühendisliği Yüksek Lisans Programına devam etmeye hak kazandı. Öğrenimi süresince özel bir inşaat şirketinde iki yıl proje mühendisi olarak çalıştı.

