

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**HİDROLİK SIÇRAMA ETKİSİYLE PÜRÜZLÜ
TABANDA OLUŞAN BASINÇ ÇALKANTILARI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Ali Kerim GÜNAY

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Hidrolik ve Su Kaynakları Mühendisliği

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Şevket ÇOKGÖR

ARALIK 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**HİDROLİK SIÇRAMA ETKİSİYLE PÜRÜZLÜ
TABANDA OLUŞAN BASINÇ ÇALKANTILARI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Ali Kerim GÜNAY

501031500

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Hidrolik ve Su Kaynakları Mühendisliği

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Şevket ÇOKGÖR

ARALIK 2005

ÖNSÖZ

Tez çalışmamın her aşamasında destek ve yardımlarını gördüğüm danışmanım Sn. Yrd. Doç. Dr. Şevket Çokgör'e, Sn. Prof. Dr. Kamil Toker'e, Levent Ekinci'ye, benden desteklerini esirgemeyen Aileme , İTÜ Hidrolik Laboratuarında görev yapan Teknisyen arkadaşlarıma ve Selin Esen'e teşekkür ederim.

Aralık 2005

Ali Kerim Günay

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	v
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	x
SUMMARY	xi
1. GİRİŞ	1
2. KLASİK HİDROLİK SIÇRAMA	2
2.1 Giriş	2
2.2 Ardarda Gelen Derinlikler, Siçrama Sonrası Derinliklerin Şekilleri Ve Etkinlikleri	5
2.2.1 Etkinlik	8
2.2.2 Hidrolik siçrama şekilleri	8
2.3 Uzunluk Özellikleri Ve Serbest Yüzey Profili	10
2.4 Hız Dağılımı	15
2.4.1 Zaman ortalamalı hız alanı	15
2.4.2 Türbülans hız yoğunluğu	21
2.5 Basınç Ve Yoğunluk Alanı	24
2.5.1 Zaman ortalamalı alanlar	24
2.5.2 Dinamik basınç özellikleri	25
3. DENEY SİSTEMİ	30
3.1 Deneylerde Kullanılan Altyapı Ve Ölçüm Sistemi	31
3.2 Test Matrisi	38
4. DENEY SONUÇLARI VE SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ	41
4.1 Basınç Çalkantılarının Ölçülmesi	41
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	66
KAYNAKLAR	68
ÖZGEÇMİŞ	72

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 4.1 Gerçekleştirilen deney serileri.....	39
Tablo 4.2 Pürüzsüz yüzey üzerinde gerçekleştirilen bir hidrolik sıçrama deneyinden elde edilen seriler (Ekinci 2005).....	40

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa no</u>
Şekil 2.1 :Klasik hidrolik sıçrama terimleri.....	6
Şekil 2.2 : Dalgalı hidrolik sıçramalar. a) Düz serbest yüzey (1<F ₁ <1.4), b) Kırılan yüzey (1.4<F ₁ <1.7).....	8
Şekil 2.3 : Hidrolik sıçrama şekilleri. a) Sıçrama – öncesi, b) Geçiş sıçraması, c) Dengeli sıçrama, d) Çırpıntılı sıçrama (Bradley ve Peterka, 1957a).....	10
Şekil 2.4 : Yüzey dalgası uzunluğu. $\lambda_r^* F_1$ in fonksiyonu olarak $w = (\triangle)0.01 ; (\blacktriangle)0.02 ; (\diamond)0.024 ; (\blacklozenge)0.048 ; (\blacktriangledown)0.072$	12
Şekil 2.5 : a) Gelişmiş dalga akışlı, b) Gelişmemiş dalga akışlı hidrolik sıçrama.....	13
Şekil 2.6 : Klasik sıçramanın yüzey profili. $y^-(x) = (h-h_1)/(h_2^*-h_1)$ ve $x = x/L_r^* \cdot F_1$ ile = (○)4.3 ; (▲)4.95 ; (△)5.50 ; (■)6.85 ; (□)8.9 (●) F ₁ =6.2 için A sıçrama.....	14
Şekil 2.7 :Klasik sıçramanın uzunluğu. L_j^* / h_2 sıçraması F ₁ 'in bir fonksiyonudur (Peterka, 1958).Sıçrama bölgeleri: 1. Geçişli sıçrama, 2. İyi sıçrama, 3. Kabul edilebilir sıçrama, 4. En az kabul edilebilir sıçrama.....	15
Şekil 2.8 : Alt Sıçrama Bölümü boyunca u (z) hız dağılımı.....	16
Şekil 2.9 : F ₁ =6.85 ve h ₁ =2.05 cm iken klasik hidrolik sıçramada hız dağılımı.....	17
Şekil 2.10 : Normalize edilmiş uzunluğun fonksiyonu olarak Hız Dağılımı U (Z). $X = x/L_r^*$ için a) F ₁ = 5.50 ve b) F ₁ = 6.85 $x = (\blacksquare)0.2 ; (\triangleright)0.3 ; (\blacktriangleright)0.4 ; (\blacktriangleleft)0.5 ; (\blacktriangleleft)0.6 ; (\nabla)0.7 ; (\blacktriangledown)0.8 ; (\circ)0.9 ;$ ve (●)1.	18
Şekil 2.11 : Klasik hidrolik sıçrama, Maksimum İleri Hız U _m X'in bir fonksiyonudur.....	19
Şekil 2.12 : Klasik Hidrolik Sıçrama. Maksimum Geri Hız U _m X'in bir fonksiyonudur.....	20
Şekil 2.13 : Sınır Tabakasının Büyümesi. $\delta_0/(h_2^* - h_1)$ X'in bir fonksiyonu.....	20
Şekil 2.14 : F ₁ = 6 için Türbülans Hızı Dağılımları (Resch ve Leutheusser, 1972). a) Gelişmiş, b) Gelişmiş Yaklaşan Akış Şartları için Zaman - Ortalamalı Hız u/u _m (üstte) ve Türbülans Yoğunlukları $\mu = (u^2)^{1/2} / V$ (altta).....	22

Şekil 2.15	: Klasik Hidrolik Sıçrama, a) Basınç dağılımı, b) Yoğunluk dağılımı (Schröder, 1963). $F_1 = 5.1$, $h_1 = 0.067$, $L_r = 1.68$ m..	25
Şekil 2.16	: Basınç Dalgalanmasının, P / P_m , Yerel Dağılımı. a) $F_1 = (\nabla)4.7$; $(\bigcirc)5.5$; ve $(\square)6.6$, Abdul Khader ve Elango (1974) göre, b) $F_1 = (\bullet)6.2$; $(\blacktriangle)8.4$ ve $(\blacksquare)11.5$ Akbari, et al (1982) göre. (—) ortalama eğri; (----) ilk eğriden.....	27
Şekil 2.17	: Lopardo ve diğ. (1982)'ye göre, gelişmemiş yaklaşan akış için Maksimum Basınç Dalgalanması P_m ve F_1 'in bir fonksiyonu olarak ona karşılık gelen Lokasyon X_m	28
Şekil 2.18	: $F_1 = 5.67$ için $X = x / L^*_{r_1}$ boyutsuz lokasyonunun fonksiyonu olan Göreceli Basınç $p / (\rho g h_1)$ için Örnek Test. $(\bullet)$ ortalama, $(\triangle)$ maksimum ve (∇) minimum (Toso ve Bowers, 1988).....	29
Şekil 2.19	: Klasik Hidrolik Sıçraması içindeki Maksimum Basınç Dalgalanmalarının Nominal Limitleri. $(\bullet)$ gelişmemiş ve $(\blacksquare)$ gelişmiş iç akım durumu (Toso ve Bowers, 1988).....	30
Şekil 3.1	: Deneyin yapıldığı Açık kanalının membasının ve Pompanın Gösterimi.....	31
Şekil 3.2	: Deney Kanalının Plan ve Boy kesitinin Şematik Gösterimi....	32
Şekil 3.3	: Deney Kapağının ve Hız Ölçüm Düzenekinin (ADV) Görünüşü.....	32
Şekil 3.4	: Deney kanalının girişinde debinin ölçülmesini sağlayan üçgen savak.....	33
Şekil 3.5	: Tabanda, Pleksiglas Levha Üzerine Monte Edilen Basınç Dönüştürücülerinin Görünüşü.....	34
Şekil 3.6	: Kanalın Alt Kısımından Pleksiglase Monte Edilen Basınç Ölçerlerin Alttan Görünüşü.....	35
Şekil 3.7	: Zımpara kağıdı üzerine yapıştırılan 2.4 mm. çaplı boncuklar.	35
Şekil 3.8	: Zımpara kağıdı üzerine yapıştırılan 8.6 mm. çaplı boncuklar.	36
Şekil 3.9	: Zımpara kağıdı üzerine yapıştırılan 11 mm. çaplı boncuklar..	36
Şekil 3.10	: Deneyler esnasında kullanılan bilgisayar ve amplifikatör.....	37
Şekil 3.11	: Hidrolik sıçramayı oluşturan deney kapağından sonraki ilk basınç ölçer üzerinde oluşan sıçrama.....	38
Şekil 4.1	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1 = 2.57$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.03$	46
Şekil 4.2	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1 = 3.16$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1 = 0.026$ m.....	47
Şekil 4.3	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1 = 4.09$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1 = 0.022$ m.....	48
Şekil 4.4	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1 = 1.96$, $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1 = 0.035$ m.....	49
Şekil 4.5	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1 = 4.57$, $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1 = 0.02$ m.....	50

Şekil 4.6	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=1.96$, $q=0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.035\text{m}$	51
Şekil 4.7	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=2.43$, $q=0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.03\text{m}$	52
Şekil 4.8	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=3.07$, $q=0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.026\text{m}$	53
Şekil 4.9	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=1.73$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.034\text{m}$	54
Şekil 4.10	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=2.10$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.03\text{m}$	55
Şekil 4.11	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=2.76$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.025\text{m}$	56
Şekil 4.12	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=3.86$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.02\text{m}$	57
Şekil 4.13	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=4.92$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.017\text{m}$	58
Şekil 4.14	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=6.59$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.014\text{m}$	59
Şekil 4.15	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=1.89$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.032\text{m}$	60
Şekil 4.16	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=2.19$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.029\text{m}$	61
Şekil 4.17	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=2.76$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.025\text{m}$	62
Şekil 4.18	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=3.34$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.022\text{m}$	63
Şekil 4.19	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi: $Fr_1=3.36$, $q=0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$, $h_1=0.013\text{m}$	64
Şekil 4.20	: Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının Froude sayısı ile değişimi.....	65

SEMBOL LİSTESİ

C_p	:Ortalama basınç katsayısı
C_{p+}	:Maksimum basınç katsayısı
C_{p-}	:Minumum basınç katsayısı
d₁	:Hidrolik sıçramadan önceki su yüksekliği
d_{max}	:Maksimum taşınım yüksekliği
dc	:Hidrolik sıçramadaki kritik su derinliği
H	:Sıçramadaki enerji kaybı
F	:Kuvvet
Fr₁	:Hidrolik sıçrama öncesindeki Froude sayısı
g	:Yerçekimi ivmesi
h	:Su derinliği
h₂	:Serbest sıçramada nehir rejimi su yüksekliği
L	:Uzunluk ölçeği
L_j	:Sıçramanın uzunluğu
l_m	:Karışım bölgesi uzunluğu
L_r	:Sıçramanın vorteks silindiri uzunluğu
N	:Veri sayısı
p	:Ani basınç
Q	:Debi
Re	:Reynolds sayısı
t	:Zaman
u	:Hızın yatay bileşeni
u_m	:Maksimum kesitsel hız
U_{ort}	:Ortalama hız
u₀	:Yüzeysel hız
u₁	:Sıçramanın membasındaki hız
u₂	:Sıçramanın mansabındaki hız
w	:Yön oranı
v	:Hızın dikey bileşeni
x,y	:Yatay ve düşey doğrultularda kartezyen koordinat düzlemleri
Y*	:Eşlenik derinliklerin oranı
y₁	:Sıçramanın membasındaki su derinliği
y₂	:Sıçramanın mansabındaki su derinliği
γ	:Suyun özgül kütlesi
γ_c	:Betonun özkütlesi
δ	:Sınır tabakası kalınlığı
η	:Sıçramanın gücü
v_t	:Türbülans kinematik vizkozitesi
p	:Suyun özgül kütlesi
σ	:Yüzey gerilmesi
τ	:Reynolds türbülans kayma gerilmesi
τ_w	:Cidar kayma gerilmesi

Ω :Sabit sayı
 μ :Dinamik vizkosite

Üniversitesi	: İstanbul Teknik Üniversitesi
Enstitüsü	: Fen Bilimleri
Anabilim Dalı	: İnşaat Mühendisliği
Programı	: Hidrolik ve Su Kaynakları Mühendisliği
Tez Danışmanı	: Yrd. Doç.Dr. Şevket ÇOKGÖR
Tez Türü ve Tarihi	: Yüksek Lisans – Aralık 2005

ÖZET

HİDROLİK SIÇRAMA ETKİSİYLE PÜRÜZLÜ TABANDA OLUŞAN BASINÇ ÇALKANTILARI

Ali Kerim GÜNAY

Günümüzde baraj ve hidroelektrik tesis gibi yapılarda istem dışı oluşan suyun enerjisini kırmak ve güvenli bir şekilde suyu akarsu yatağına vermek için hidrolik sıçramalardan yararlanılan enerji kırıcı havuzlar ve düşü yatakları inşa edilmektedir. Bu tür yapılarda hidrolik sıçramanın yer aldığı yapının stabilitesinin sağlanması ancak sıçramanın etkisi ile tabanda oluşacak hidrodinamik basınç dağılımının bilinmesi ile mümkün olmaktadır. Sıçrama sırasında akımda oluşan türbülans ve tabanda sınır tabakasından ayrılmalar nedeni ile basınç çalkantılarının karakteri zamanla değişim gösterir. Akımın sürekli olduğu kabulü ile yapılan hesaplar sonucunda birçok enerji kırıcı havuz ve düşüm yatağında hasarlar oluşmuştur. Basınç çalkantıları sırasında negatif değerlerin tabanda oluşturduğu kaldırma kuvveti bu hasarların başlıca sebebidir.

Günümüzde hidrolik sıçramanın yarattığı basınç çalkantıları yapının laboratuvar modeli veya prototipi üzerinde elektronik algılayıcı-dönüştürücüler ve bilgisayar desteği ile belirlenmektedir. Bu konuda literatürdeki çalışmalar genel olarak projelendirilmiş yapının model deneylerinden oluşmakta ve elde edilen sonuçlar sadece o yapıya ait sınır ve akım şartlarında geçerli olmaktadır.

Bu çalışmada dikdörtgen kesitli bir laboratuvar deney kanalında yaratılan hidrolik sıçramanın tabanda oluşturacağı basınç değişimleri ölçülerek, sıçramanın etkisi ile oluşan basınç dağılımı belirlenecektir. Kanal tabanı suni olarak değişik pürüzlülük yüksekliklerinde (k) pürüzlendirilerek, pürüzlülüğün tabandaki basınç dağılımı üzerindeki etkisi araştırılacaktır. Ölçülen basınç çalkantılarının istatistik parametreleri ve dağılımları belirlenecektir.

University : İstanbul Technical University
Institute : Institute of Science and Technology
Science Programme : Civil Engineering
Programme : Hydraulic & Water Resources Engineering
Supervisor : Associate.Prof.Dr. Sevket COKGOR
Degree Awarded and Date : Ms – December 2005

ABSTRACT

PRESSURE FLUCTUATIONS UNDER THE HYDRAULIC JUMP WITH CORRUGATED FLOOR.

Ali Kerim GÜNAY

Stilling Basins and Spillways are constructed utilizing hydraulic jump to break the energy of water which is not desired in the important hydraulic structures like dam and hydroelectric plant and to transport the water to the river bed in under control. The stability of the structure, where the hydraulic jump occurs, is provided only when the hydraulic pressure distribution on the bed is known. These pressure fluctuations are totally of a random varying character in time due to the dense turbulence occurring on the flow while the hydraulic jump and due to the separation on the boundary layer on the bed. As a result of the calculations based on the permanent flow assumption considerable damages have occurred on many stilling basins and spillways. The lift force formed due to the negative values observed in pressure fluctuations is the main cause of these damages.

Today, pressure fluctuations due to the hydraulic jump are determined via the electronic transducers and the computer support on the laboratory models or prototype of the structures. The studies on the literature about this subject consist of the model experiments of the designed structure and the obtained results are valid for the boundary and flow conditions.

In this study, the pressure distributions due to the hydraulic jump will be determined measuring the pressure variations to be formed on the ground by the hydraulic jump on the laboratory channel having rectangular section. The effect of the pressure distributions on the corrugated floor will be investigated by providing roughness artificially for the canal base for different roughness heights (k). The statistical parameters and distributions of the measured pressure fluctuations will be determined.

1. GİRİŞ

Hidrolik sıçrama, akımın sel rejiminden nehir rejimine geçişinde oluşan ve akımın enerjisinin azalmasına sebep olan bir olaydır. Akım, sel rejiminden nehir rejimine ani olarak geçerken mekanik enerji türbülansla birlikte ısıya dönüşür.

Hidrolik sıçrama konusundaki çalışmalara uzun yıllardır çok önem verilmektedir. Özellikle baraj inşaatlarında dolu savakların tasarlanması sırasında hidrolik sıçrama enerji kırıcı olarak kullanıldığından çok önem arz etmektedir. Dolu savaktan salınan yüksek hızlı akımlar hidrolik yapılara büyük zararlar verebilmektedir. Ayrıca türbülansın yararları da bulunmaktadır, bunlardan birkaçını şöyle sıralayabiliriz; suya oksijen kazandırılması, suya kimyasal katılması ve de şehir isalelerine verilen suyun havalandırılmasıdır.

Hidrolik sıçrama, enerji kırıcı havuzların dizayn edilmesinde büyük önem kazanmıştır. Barajlar, Hidroelektrik santraller ve isale hatları gibi su yapılarında bulunan büyük boyutlardaki suyun kinetik enerjisini sönümleyerek yapıyı ve çevreyi oyulma, aşınma, kavitasyon, gibi istenmeyen zararlı etkilerden korumak için yapılan “Enerji kırıcı havuzlar” bu olumsuz etkileri sönümlerken oldukça fazla hidrodinamik yük etkisi altında kalırlar. Bu yapıların projelendirilmesinde yapı üzerindeki hidrodinamik yük ve etkilerin sağlıklı olarak belirlenmesi, yapının kendisinden beklenen işlevleri yerine getirmesi ve kendi stabilizesinin sağlanması açısından önemlidir. Kanal tabanında istem dışı veya istenilerek oluşan pürüzlülük akım yapısı üzerinde taban yakınında türbülans karakteristiklerinin artması gibi önemli değişiklikler meydana getirir. Hidrolik sıçramanın pürüzlü taban üzerinde oluşması da pürüzsüz tabana göre farklı etkiler oluşturacaktır. Sunulan bu çalışmada hidrolik sıçrama altında tabanda oluşan rasgele karakterdeki basınç çalkantılarına taban pürüzlülüğünün yaptığı etki incelenmiştir.

2 KLASİK HİDROLİK SIÇRAMA

2.1. Giriş

Klasik hidrolik sıçrama (KHS) geçtiğimiz 60 yılda dikkate alınacak kadar çok incelenmiştir. İlk defa, 16. yüzyılda Leonardo da Vinci tarafından tanımlanmış olmasına rağmen, ilk test sonuçları 1820 yılında İtalyan Bidone tarafından yayımlanmıştır (bakınız Macagno, 1967). Burada, dikkat çekici konular şunlar olmuştur:

- * Eşlenik derinliklerin oranı, yani sıçramanın memba ve mansabındaki akış derinlikleri,
- * Sıçramanın topuktan kuyruk suyu bölgesine kadar olan uzunluğu.

Sıçrama öncesi ve sonrası derinliklerin oranı Belanger (1838) tarafından impulse momentum denklemi kullanılarak doğru olarak tahmin edilmiştir. Bu konu üzerinde teorik ve deneysel incelemeler Fransız Bresse (1860), Bazin ve Darcy (1865) ve Boussinesq (1877) tarafından yapılmıştır. Forcheimer (1914, 1925) bu çalışmaların bir özetini vermiştir. Maksimum Froude sayısının 8.60 olduğu ek deneysel veriler Gibson (1914) tarafından sağlanmıştır. Möller (1894)'in incelemesi, Fransız hidrolik okulu ile kıyaslandığında farklı bir yaklaşımın örneği olarak verilebilir.

Hinds (1920), Stevens (1925), Levy ve Ellms (1927) ve onların yorumcuları tarafından bir sıçramanın gerçekten ne olduğunun yıllarca tartışılmasına rağmen, KHS ile ilgili ilk sistematik deneysel inceleme Safranez (1927, 1929) tarafından yapılmıştır. Safranez'in 1927 yayınında önceki çalışmaların kısa bir özeti yer alır, bunların arasında Bidone, Darcy-Bazin, Ferriday – Merriman (1895), Miami Conservancy Bölgesi (Riegel & Bebe, 1917), Horton (1916) ve Kennison (1916a ve b)'in verileri de yer almaktadır. Ardarda gelen derinliklerin moment denklemi ile hesaplanmasının kabul edilmesi Kennison, Safranez ve Flachsbart (1929)'a inanılabilirlik ve nüfuz sağlamıştır. Safranez'in yaklaşımı, Boess (1919, 1927)

tarafından öne sürülen “akarsulara ait” ve “taşkın gibi yağışlara ait” akımlar kavramına ve Koch tarafından (Koch – Carstanjen, 1926) tarafından önerilen “moment çizgisi” kavramına dayanmaktadır.

Büyük dalgaların uzunluğu için bir denklem önerilmiştir. Enerji dağılımı dalga alanındaki rotasyonel hareketlere bağlanmıştır. Hidrolik sıçramalar üzerindeki ilk araştırma dönemi sonunda, onun uzunlamasına ve düşey yöndeki uzanımı hakkında temel bilgiler bu şekilde biliniyordu. Bu erken dönem araştırmalarla ilgili olarak Hager (1990a) bir özet çıkarmıştır.

30’lu yıllarda hidrolik sıçrama konusu ile ilgili olarak Alman hidrolikçilerin baskın olduğu görülmektedir. Safranez, sıçrama uzunluğunu, kendisi, Einwachter (1930)’in ve Pietrkowski (1932)’nin verilerine dayanarak yeniden analiz etmiştir (Safranez, 1933). Sıçrama sırasında enerji dağılımı ve türbülans oluşumuna ilişkin temel sorularla ilgili yayınlar Kozeny (1932a, 1932b, 1932c) ve Schoklitsch (1932) tarafından hazırlandı. Einwachter (1932a, 1935a, 1935b) sıçramanın uzunluğu konusunda, özellikle dalga akışı ve enerji dağılımı konusunda katkılarda bulunmuştur.

Bakhmeteff (1932) açık kanal akışını incelenmiş, ve Rouse (1934) de, Froude sayısı Fr’in hidrolik sıçramada önemli bir boyutsuz sayı olduğu kavramını getirmiştir. Houk (1934) büyük ölçekte bir sıçrama izleyerek bunu etkileyici fotoğraflarla göstermiştir. Drummond (1935) basitleştirilmiş tasarım işlemi sunmuştur. Bakhmeteff ve Matzke (1936) boyutsuz serbest yüzey profilleri önermiş ve ardarda gelen derinlikler ve sıçramaların uzunluğu için deneysel veriler sunmuştur. Bu yıllarda, yayınlanan çok sayıda tartışma, konuyla ne kadar çok ilgilenildiğini göstermektedir. Sıçrama meydana gelen su yapılarının tasarımlarının farklı yönlerini de göz önüne alarak inceleyen bir araştırma ise Scobey (1939) tarafından sunuldu.

Bu dönemde, ilgi çekici diğer çalışmalar Çekoslovakya’da Smetana (1933, 1935), İsviçre’de Woycicki (1931), İngiltere’de Jones (1928), Engel (1933), İsveç’te Lindquist (1927, 1933), Fransa’da Escande (1938, 1946), İtalya’da Ferroglio (1939) ve Rus araştırmacılar Aravin (1935) ve Certoussov (1935) tarafından yapılmıştır. O zamanki durumu gösteren önemli incelemeler Schoklitsch (1935), Citrini (1939) ve

daha sonra Jaeger (1949) tarafından yapılmıştır. Hidrolik sıçramalarla ilgili araştırmaların ikinci dönemi İkinci Dünya Savaşı'nın çıkmasıyla sona ermiştir.

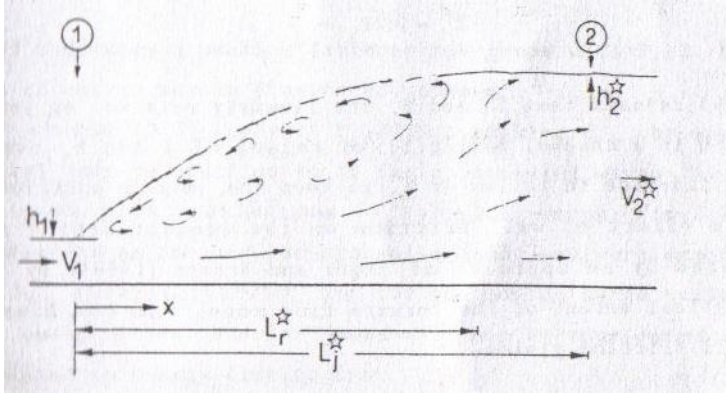
50'li yılların sonu ile 60'lı yılların başında hidrolik sıçrama konusunda önemli çalışmalar yayınlanmıştır, bunlara örnek olarak, Rouse ve diğ. (1959), Schröder (1963) ve Rajaratnam (1965a) tarafından yapılan çalışmalar verilebilir. Tüm bu çalışmalar sıçramanın iç hız alanı ve türbülans özellikleri ile ilgilidir. Buna paralel olarak, Bradley ve Peterka (1957a) tarafından "I" havzası olarak adlandırdıkları konuda Franke (1955, 1961) tarafından kapak altı akışı incelenirken ve Blau (1955) tarafından özellikle geniş kanallar incelenirken önemli sayıda veri toplanmıştır. Rajaratnam (1962c, 1968) sıçrama sırasında serbest yüzey profilini tanımlamıştır, Pattabhiramaiah (1964) hidrolik sıçrama üzerinde viskozite etkisini incelemiştir ve Hanko (1965) sıçramalardaki enerji kaybını analiz etmiştir. Hidrolik sıçrama uzunluğu Flores (1954), Schröder (1954, 1962), Horsky ve Strauss (1960, 1961), Boor (1960), Damiani (1961), Rao ve Ramaprasad (1966) ve Gupta (1967) tarafından ele alınmıştır. Unny (1960) ve Schröder (1964) türbülans akışının temel denklemlerini analiz etmişler, Wilson (1967) ve Allen ve Hamid (1968) sıçramanın yerini, Breitenöder ve Dorer (1967) bir sıçramadaki türbülans yayılımını, Razvan (1967) sıçrama ötesindeki türbülans özelliklerini incelemişlerdir. Rajaratnam iç akış özelliklerine özel önem vererek son çıkan yayınları göz önüne alarak, jetli akımı ile sıçrama arasında kurduğu benzerlik ile çalışmalara yeni bir yön vermiştir.

Hidrolik sıçramalarla ilgili 70'li yıllarda ölçüm aletlerindeki gelişmeler paralel olarak sıcak film anemometreleri (Resch, 1970; Resch ve Leutheusser, 1971, 1972a, 1972b) ve Laser – Doppler anemometrisi gibi karmaşık gözlemlene yöntemleri sıçrama sırasındaki akım özelliklerinin belirlenmesinde kullanılmıştır. Bunun yanında, sıçrama ile ilgili ilk sayısal modeller geliştirilmiştir (Rouse, 1970; Narayanan, 1975; McCorquodale ve Khalifa, 1983; Madsen ve Svendsen, 1983; Svendsen ve Madsen, 1984). Gharangik ve Chaudry (1991) bir Boussinesq tipi denklemlerle, sel rejiminden kritiğe yakın rejim geçişini dikkate alan bir hidrolik sıçrama simülasyonu yapmıştır. Dördüncü mertebeden doğrusal bir modelle, Boussinesq terimleri kullanarak veya kullanmayarak, benzer sonuçların elde edilebileceği gösterilmiştir.

Sıçramaların etkinliği, Swamee (1970), Garg ve Sharma (1971) dinamik taban basıncı ölçümlerini de içine alan daha önceden ele alınmış konulara da değinilmiştir. Buna ek olarak, Wilson ve Turner (1972) sıçramanın yeri ile ilgili bir çalışma yayımlamıştır. Sıçramanın uzunluğu konusunda Sarma ve Newnham, (1973); Mehrotra, (1976); Gioia ve diğ., (1976); Busch, (1981 ve 1982); Evers, (1987); Hager, Bremen ve Kawagoshi, (1990), sıçrama öncesi ve sonrası derinliklerin oranı, iç akış özelliklerini de içeren yüzey profili konusunda da, Resch ve diğ., (1976); Gioia ve diğ., (1977); Swamee ve Prasad, (1977); Gill, (1980); Pavlov, (1987); Voinich – Syanozhenskii, (1988); Hager ve Bremen, (1989); Hoyt ve Sellin, (1989) önemli sonuçlar vermişlerdir. Leutheusser ve Kartha (1972) ve Leutheusser ve Alemu (1979) iç akış durumu etkilerini ve sıçrama üzerindeki ayrımı incelemiştir. Nece ve Mahmood (1976) yatay ve eğimli sıçramalardaki sınır kayma gerilimlerindeki değişimi gözlemlemiştir. Sıçrama sırasında enerji dağılımı mekanizması Viparelli (1988) tarafından analiz edilmiştir. Ohtsu ve diğ. (1990) sıçrama öncesi ve sonrası derinlikler, sıçramanın uzunluğu ve maksimum hızın bozulması üzerinde, sıçrama boyunca olan sınır tabakası artışı dışında iç akım şartları etkisini bulamamıştır. Klasik sıçramanın batmış sıçramanın özel bir hali olduğunu göstermesi açısından yazarların bu çalışması özel olarak dikkat çekici olmuştur. Hidrolik sıçramalar konusundaki bu dördüncü dönem McCorquodale'in incelemesi ile (1986) sona ermiştir.

2.2. Ardarda Gelen Derinlikler, Sıçrama Sonrası Derinliklerin Şekilleri ve Etkinlikleri

Şekil 2.1 klasik bir hidrolik sıçramayı göstermektedir. Sıçramadan önceki akım derinliği, h_1 akımın ortalama hız $V_1 = Q/(bh_1)$ ile karakterize edilmektedir. Sel rejiminde olan bu akımda, $Fr_1 = V_1 / (gh_1)^{1/2} > 1$ 'dir. Burada, Q debi, b ise dikdörtgen kesitli kanalın genişliğidir. $X = X_1$ noktasında sıçramanın topuğu vardır. Sıçramanın boyu L_r ile sınırlıdır bu noktadan sonra su yüzeyi nehir rejiminde sakin olarak kalmaktadır. Akım mansapta sakin hale gelmekte ve sıçrama sırasında akım içerisine çekilen hava kabarcıkları havaya geri verilmektedir. Sıçramanın sonu $X = X_2$ noktasındadır ve burada sıçramanın boyu, $L_j = X_2 - X_1$ 'e eşittir.



Şekil 2.1: Klasik hidrolik sıçrama terimleri.

Sıçrama sırasında , akımın özgül enerjisinde önemli miktarda bir kayıp oluşur. Akımın membasındaki özgül enerji;

$$H = h_1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_1^2} \quad (2.1)$$

burada $A_1 = b h_1$ akışın kesit alanıdır.

Düzgün, yatay bir kanal dikkate alındığında, impuls momentum denklemi uygulanarak;

$$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_1^2 + \rho \cdot q \cdot V_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot b \cdot h_2^2 + \rho \cdot q \cdot V_2 \quad (2.2)$$

ifadesi elde edilir:

Bu denklemde sıçramadan önce ve sonraki akımda basınç dağılımının hidrostatik olduğu ve duvar sürtünmesinin ihmal edilebilir olduğu varsayılmıştır. Denklem (2.2)'yi $2/(\rho g b h_1^2)$ 'e bölerek denklem (2.3)'ü elde ederiz:

$$Y^* = h_2^*/h_1 = \frac{1}{2} [[1 + 8 \cdot F_1^2]^{1/2} - 1] \quad (2.3)$$

Y^* sıçramadan önceki ve sonraki akım derinliklerin oranıdır(h_2/h_1), burada yıldız klasik sıçramaya işaret eder. Göreceli olarak Fr_1 'in daha büyük değerlerinde, (2.3) denklemi şöyle yazılabilir;

$$Y^* = (2F_1)^{1/2} - 1/2 \quad (2.4)$$

(2.4) denklemi Y^* ve Fr_1 'in lineer olarak ilişkili olduğunu gösterir. Sabit b ve h_1 değerlerine sahip olan bir kanalda debideki (Q) artış, sıçramayı bu pozisyonda tutmak için h^*_2 kuyruk suyunda oranlı bir artışa ihtiyaç duyar.

Sıçramadan önceki ve sonraki akım derinliklerinin oranındaki duvar sürtünmesi etkisi Hager ve Bremen (1989)'in bir yaklaşımı ile tahmin edilebilir. Cidar sürtünmesi için Blasius denklemi aşağıdaki sonuçları verir:

$$Y = Y_0 [1 - 3.25 \cdot \omega \cdot \exp(F_1/7) \cdot (\log R_1^*)^{-3}] \quad (2.5)$$

burada Y_0 aşağıdaki denkleme eşittir:

$$Y_0 = Y^* [1 - 0.70 (\log Re_1^*)^{-2.5} \cdot \exp(F_1/8)] \quad (2.6)$$

$\omega = h_1/b$ oranıdır ve $Re_1^* = V_1 h_1 \nu = Q / (b \nu)$ mimbadaki Reynolds sayısıdır, bu denklemdeki ν kinematik viskozitedir. (2.5) ve (2.6) denklemleri sıçramadan önceki ve sonraki akım derinlikler oranı Y 'nin sürtünmelerin ihmal edilmediği durumda sadece Fr_1 'e değil, göreceli kanal değişikliğine de bağlı olduğunu gösterir. Daha sonraki iki etki, Fr_1 ve ω büyüdükçe veya Re_1^* küçüldükçe daha da önemli olur. Bu ölçekli modellerde de görülebilir ve (2.5) ve (2.6) denklemleri klasik sıçramanın doğasında olan bir ölçek etkisini tanımlar. $Fr_1 < 12$ için bir tahmin vermek için (2.3) ve (2.4) denklemleri $R_1^* > 10^5$ olması durumlarında kullanılabilir, bu da birimdeşarj $Q/b > 1000 \text{ L s}^{-1} / \text{m}$ 'ye karşılık gelir.

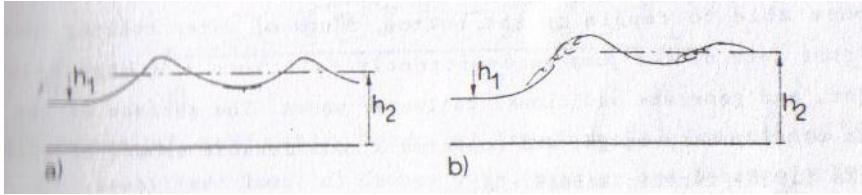
2.2.1 Etkinlik

(2.1) denklemine göre yaklaşan akımın enerjisi H_1 , $H_1 = h_1 (1 + 1/2F_1^2)$ 'e eşittir. Mansaptaki özgül enerji ise $H_2 = h_1 (Y^* + F_1^2 / (2Y^{*2}))$ 'ye eşittir. Boyutsuz enerji kaybı, $\eta = \Delta H / H_1$ sıçramanın etkinliği olarak alınabilir. (2.4) denklemini hesaba katarak aşağıdaki sonucu elde ederiz:

$$\Omega^* = [1 - 2^{1/2} / Fr_1]^2 \quad (2.7)$$

(2.7) denklemini $Fr_1 < 3$ olan sıçramalar için küçük bir etkinlik gösterir. Bununla beraber, $Fr_1 > 5$ için enerjinin %50'sinden fazlası dağılabilir.

(2.4) ve (2.7) denklemleri eğer $Fr_1 > 2$ ise uygulanabilir. Daha küçük Fr_1 değerleri için klasik sıçramanın görünümü yükselen dalgalar ($1 < Fr_1 < 1.4$) veya dalgalanmalarla (ondülasyonlar) kırılan dalgalar ($1.4 < Fr_1 < 1.7$) şeklinde görülmektedir. Böyle sıçramalar dalgalı hidrolik sıçrama olarak bilinir ve Lauffer (1935) ve Andersen (1978) tarafından tanımlanmıştır, ve hareket elde dalgalar olarak Benet ve Cunge (1971) ve diğer başka araştırmacılar tarafından tanımlanmıştır. Dalgalı sıçramalar enerji dağıtıcıları ile ilgili olmadığından dikkate alınmayacaktır.



Şekil 2.2: Dalgalı hidrolik sıçramalar. a) Düz serbest yüzey ($1 < F_1 < 1.4$), b) Kırılan yüzey ($1.4 < F_1 < 1.7$).

2.2.2 Hidrolik Sıçrama Şekilleri

Eğer daha önce bahsedilen dalgalı sıçrama dışarıda bırakılırsa, bir hidrolik sıçramanın dört farklı şekilde oluşacağı söylenebilir. Klasik sıçramaların

sınıflandırılması Froude sayısı Fr_1 cinsinden verilebilir. Bradley ve Peterka (1957a)'ya göre klasik hidrolik sıçramalar Şekil 2.3'deki gibi olur:

* Eğer $1.7 < Fr_1 < 2.5$ ise, **zayıf sıçrama**. $Fr_1 = 1.7$ için yüzeyde bir küçük dalga serisi oluşur, bu artan F_1 için az miktarda yoğunlaşmıştır. Sıçrama - önceleri su yüzeyi düzgün olduğu ve kuyruk suyundaki hız dağılımı lineer olduğu için hareketsiz havzalarda özel problemler yaratmaz. Bununla beraber, sıçramanın etkinliği düşüktür.

* Eğer $2.5 < F_1 < 4.5$ ise **geçiş sıçraması**. Bu tür sıçrama titreşimli bir harekete sahiptir. Giren akım tabandan yüzeye doğru düzensiz periyotlarla salınır. Her salınım düzensiz periyotlarla büyük bir dalga oluşturur (Bölüm 2.3), bu da istenmeyen kıyı erozyonuna sebep olabilir. Geçişli sıçramalar genellikle düşük baş yapılarında oluşur.

* Eğer $4.5 < F_1 < 9$ ise, **dengeli sıçrama**. Bu sıçramalar sınırlı mansap dalgası eylemine sahip oldukları, göreceli yüksek enerji dağılımına sahiptir. Yüksek hızların tabandan ayrıldığı nokta dalga sonu kesimine karşılık gelir. %45 ve %70 arasında etkinlikler elde edilir.

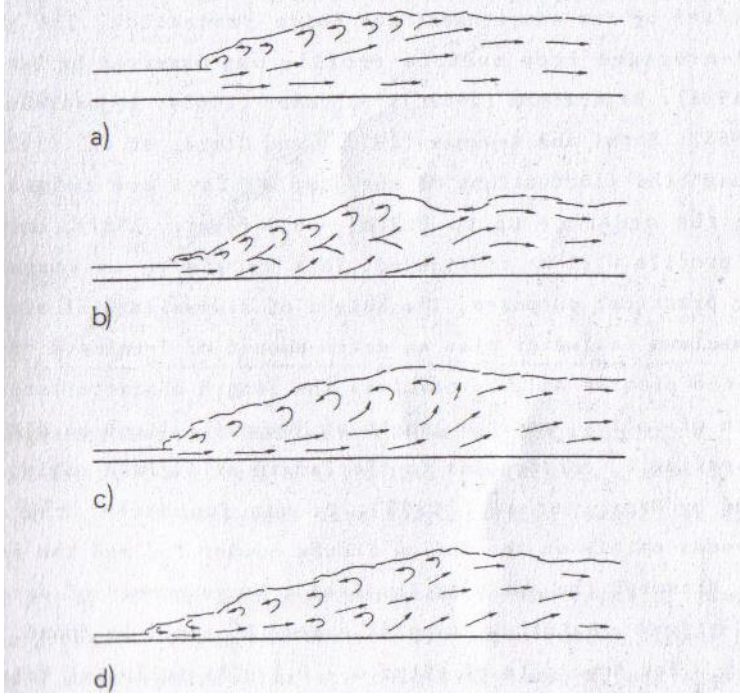
* Eğer $F_1 > 9$ ise **dengeli sıçrama**. Bu yüksek Fr_1 değerlerinde yüksek hızlı su jeti tabanda kalamaz. Sıçramanın cephe yüzünden yuvarlanan su darbeleri yüksek hızlı jet üzerine aralıklarla düşer ve mansapta dalgalar yaratır. Sıçramanın yüzeyi genellikle kararsızdır.

Peterka (1958) bunlara ek olarak şunları da belirtmiştir

* Bir geçiş sıçraması kuyruksuyu bölgesinde dalga problemleri yaratabilir. Kanaldaki engelleme şaftları veya eklentiler önemli değişiklikler meydana getirmez. Mansapta oluşan dalgalar, yüzeye yerleştirilecek sakinleştiriciler ile engellenebilirler.

* Dengeli sıçramalarla ilgili zorluklarla karşılaşılmaz. Engellemeler ve eşikler sıçramanın etkinliği artırmak ve sıçramanın uzunluğunu azaltmak için kullanışlı olur:

Çırpıntılı sıçramalar masaptaki değişimlerine karşı hassastır. Kuyruksuyu derinliğinin gerekli ardarda derinlikten daha geniş olmasının sağlanması sıçramanın ön sahnede kalmasını sağlamak için tavsiye edilir.



Şekil 2.3: Hidrolik sıçrama şekilleri. a) Sıçrama – öncesi, b) Geçiş sıçraması, c) Dengeli sıçrama, d) Çırpıntılı sıçrama (Bradley ve Peterka, 1957a).

2.3. Sıçrama Uzunluğu ve Serbest Yüzey Profili

Hidrolik sıçrama, akımın salınımı, hava girişi, çevri oluşumunu içeren bir türbülans olayıdır. Bu kavram, Reynolds'un türbülans akımı tanımı ile uyumludur.

Bir sıçramanın fotoğraflanması, sadece yüksek derecede türbülans karakteri gösteren bir olayın görüntüsünü verir. Sıçramaların dinamikleri hava girişi ve gürültü oluşumu ile yükseltilir. Zaman ortalamalı serbest yüzey profilinin geometrisi Bakhmeteff ve Matzke (1936), Rajaratnam (1962c), Schröder (1963), Rajaratnam ve Subramanya (1968) tarafından belirlenmiştir.

Sıçrama yüzeyindeki dalgalanmaların dikkate değer olmasına ve $0.2 (h^*_2 - h_1)$ (Bretz, 1987) civarında, sadece zamansal ortalama profil dikkate alınmaktadır. Bu

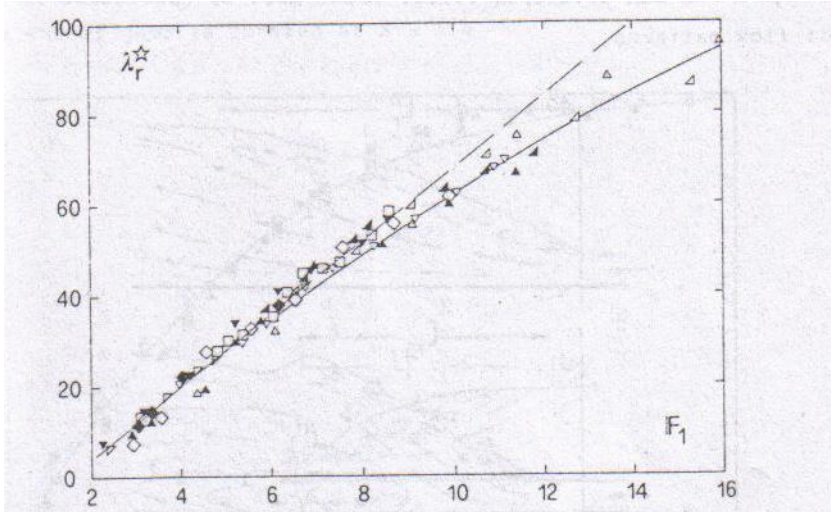
bilgi genellikle uygulamalı amaçlar için yeterlidir. Yan duvarların yüksekliği için maksimum mansap seviyesine ek olarak çalkantı da hesaba katılmalıdır. Sıçramanın profili üzerinde yapılan tartışmalar, sıçrama boyu gibi uzunluk özelliklerini ilgilendirmektedir ve sıçramanın uzunluğu ilk olarak tartışılacaktır.

L_r^* sıçrama uzunluğu, Hager ve diğ. (1990) tarafından yeniden analiz edilmiştir. $\lambda_r^* = L_r^* / h_1$ oranının Froude sayısı esas olarak mansap Froude sayısına (Fr_1) ve $\omega = h_1 / b$ oranına bağlıdır. Şekil 2.4 $\omega < 0.1$ olan bazı veriler için $\lambda_r^* (F_1)$ 'i gösterir. Literatürde aşağıdaki ilişkiler önerilmiştir:

$$\lambda_r^* = -12 + 160.T.g.h(F_1/20), \quad \omega < 0.1 \quad (2.8)$$

$$\lambda_r^* = -12 + 100T.g.h(F_1/12.5), \quad 0.1 < \omega < 0.7 \quad (2.9)$$

(2.8) ve (2.9) denklemleri, Safranez (1929), Pietrkowski (1932), Bakmmetteff ve Matzke (1936), Franke (1955), Schröder (1963), Rajaratnam (1965a) ve Sarma ve Newtham (1973) tarafından toplanan verilerle çok uyumludur. Bununla beraber, bu verilerin Malik (1972) tarafından toplanan verilerle önemli farkları vardır; Malik (1972) derede tutulan metal bir levhanın dengede olduğu uç kesimi hesaba katmıştır.

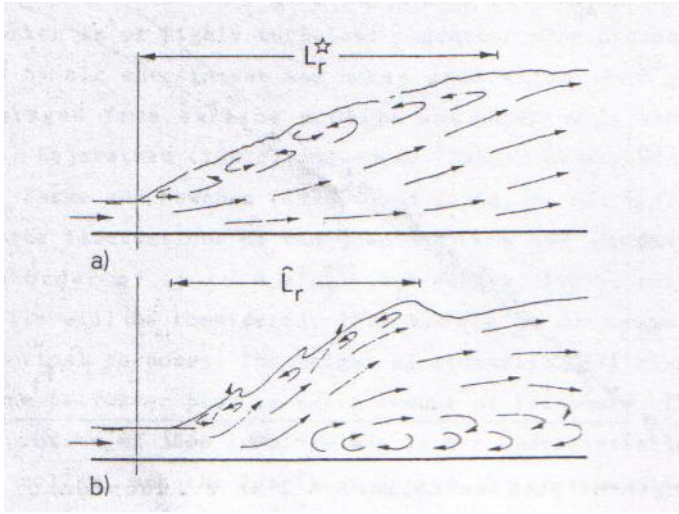


Şekil 2.4: Yüzey dalgası uzunluğu. λ_r^* F_1 in fonksiyonu olarak $w = (\Delta)0.01$; $(\blacktriangle)0.02$; $(\diamond)0.024$; $(\blacklozenge)0.048$; $(\triangleleft)0.072$

Hager ve diğ. (1990) iki sıçrama tipi arasında ayırım yapmıştır, bunlara gelişmiş ve gelişmemiş dalga akışları adını vermiştir (Şekil 2.5). Gelişmiş dalgalı sıçramalar göreceli olarak daha düzdür. Dalganın sonunda, durgunluk noktası, hava kabarcıkları olmasından dolayı, belirgin olarak tayin edilebilir. Hava kabarcıkları dalganın sonunda sürekli olarak yükselmektedir. Sadece küçük yüzey dalgaları kuyruk suyunda oluşur. Bu tip bir akış tüm zaman ortalama sıçramalar tanımlamaları ile yansıtılır.

Bunun tersine, gelişmemiş sıçrama durumunda akım çok daha fazla dinamik bir hidrolik sıçrama yapar. Taban ayırmasının fazla olmasından dolayı, gelen yüksek hızlı akış yer yer yüzeye yansıtılır ve topuk akış aşağı yer değiştirir. Dalganın uzunluğu önemli derecede azalır ve kuyruk suyunda yüzey dalgaları oluşur.

Gelişmiş ve gelişmemiş dalgalı sıçramalar birbirinin ardı sıra oluşur ve geçişli bir görünüm sunarlar.



Şekil 2.5: a) Gelişmiş dalga akışlı, b) Gelişmemiş dalga akışlı hidrolik sıçrama.

Sınırlı test verilerinden, ilk olarak Schröder (1963)'in dikkatini çeken bir özellik serbest yüzey profilinin benzerliği olmuştur. Uzunlamasına ve düşey koordinatlar aşağıdaki şekilde normalize edilmiştir:

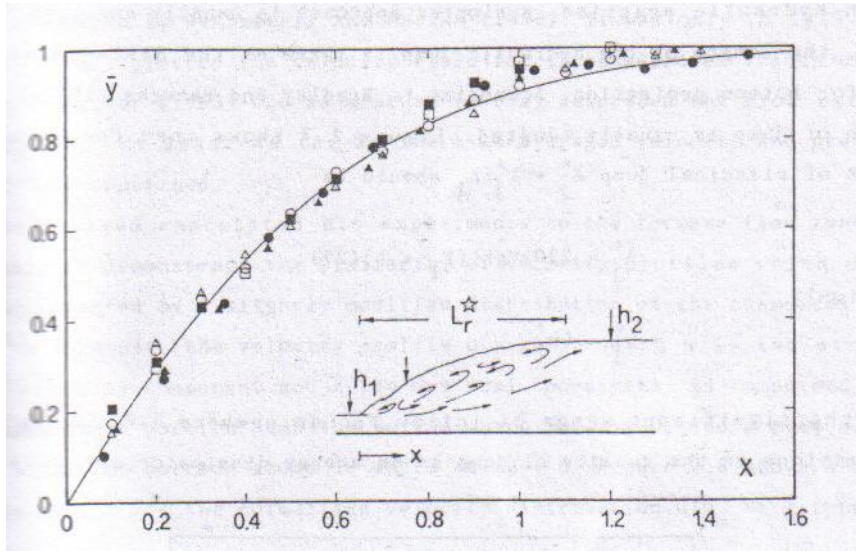
$$X = x/L_r^*, \quad y = (h-h_1)/(h_2^*-h_1) \quad (2.10)$$

burada x , topuktan ölçülen ve dere açısından olan koordinattır (Şekil 2.11).

Klasik sıçramaların serbest yüzey profilleri (2.10) denklemi notasyonuna göre $y(X)$ olarak tanımlanabilir. Bakhmeteff ve Matzke (1936)'nin deneysel verileri ise aşağıdaki ilişki ile uyumludur:

$\bar{y} = Tgh(1.5X)$	(2.11)
-----------------------	---------------

Şekil 2.6 4.3 $<F_1 < 8.9$ için, (2.11) denklemi ile birlikte Hager (1991)'in verilerini göstermektedir. Mantıklı bir uyumluluk gözlemlenmektedir: sıçramanın mansaptaki yeri $X=1.4$ 'te yer almaktadır.



Şekil 2.6: Klasik sıçramanın yüzey profili. $\bar{y}(x) = (h-h_1)/(h_2^*-h_1)$ ve $x = x/L_r^* \cdot F_1$ ile = (○)4.3 ; (▲)4.95 ; (△)5.50 ; (■)6.85 ; (□)8.9 (●) F1=6.2 için A sıçrama

İlgi çekici bir diğer uzunluk ise sıçrama yüksekliği, L_j^* 'nin uzunluğudur. Klasik sıçramanın uç kesimi x_2 için, kesimin aşağıdaki halleri için farklı tanımlamalar ileri sürülmüştür:

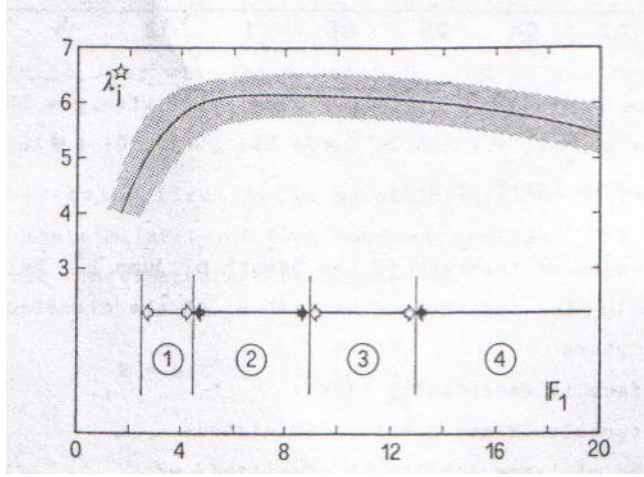
Serbest yüzey esas olarak düzdür,
Yüzey türbülansı önemli derecede azalmıştır,
Büyük kabarcıkların hava kaybetmesi tamamlanmıştır,

Tüm bu tanımlamalar, süreksiz, oldukça yüksek türbülans akımlı, mansabına özel bir yatak korumasına ihtiyaç hissedilmeyen akım içim mansap sınırlarını belirlemeyi hedefler. Sırasıyla, belirgin bir yatağın aşındırıcı kuvvetlere karşı korunup korunmaması gerektiği sorusu, taban boyunca sürükleyici kuvvetlerin yatak erozyonunu başlatacak kayma gerilmesi kuvvetleri ile kıyaslanması ile cevaplandırılabilir. Sonuç olarak, bir yandan sınırlayıcı yüzeyler boyunca türbülans hızının ve basınç dağılımının bilinmesi gerekir, diğer yandan ise taban malzemesinin yapacağı erozyon şekli de bilinmelidir.

Hidrolik uygulamalarda daha basit bir yaklaşıma başvurulmaktadır. Normal olarak, hidrolik sıçramanın uzunluğu taban korumasının mesafesi olarak alınır. Bradley ve Peterka (1957a)'ya göre sıçramanın uzunluğu genellikle kabul olarak alınır. Şekil 2.7 klasik sıçrama $\lambda^*_j = L^*_j / h_1$ 'in göreceli uzunluğunun $\lambda^*_j = 220 \cdot \text{Tgh} [(F_1 - 1) / 22]$ olması veya basitçe,

$$L_j^* = 6h_2^* \quad (2.12)$$

olması gerektiğini gösterir. Bu değer önemli derecede sıçrama içi akım Froude sayısı menzili $4 < Fr_1 < 12$ içindir. Bir enerji dağıtıcısı olarak sıçramanın kalitesi ile ilgili bilgiler Bölüm 2.2'de verilmiştir.



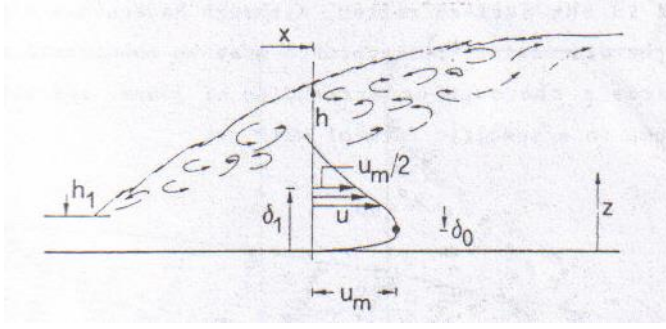
Şekil 2.7: Klasik sıçramanın uzunluğu. L^*_j / h_2 sıçraması F_1 'in bir fonksiyonudur (Peterka, 1958). Sıçrama bölgeleri: 1. Geçişli sıçrama, 2. İyi sıçrama, 3. Kabul edilebilir sıçrama, 4. En az kabul edilebilir sıçrama.

2.4. Hız Dağılımı

2.4.1 Zaman Ortalamalı Hız Alanı

Hidrolik sıçramalardaki ilk hız ölçümleri Bakhmeteff ve Matzke (1936) tarafından yapılmıştır. Ancak 1959 yılında, Rouse ve diğ. üç seçilmiş Fr_1 değeri için hız alanı grafiğini yapmıştır. Daha sonra, Schröder (1963) ve Rajaratnam (1965a) akışı, en azından zamansal ortalama hız ve basınç alanları ile ilgili olarak, tam olarak tanımlamıştır.

Rajaratnam deneylerini mansap akım bölgesi ile sınırlandırmıştır. Yazar, klasik duvar jetinin biraz değiştirilmiş dağılımı ile temsil edilebilen hız profillerinin benzerliğini göstermiştir. Sonuç olarak, hız profili $u(y,z)$, ki burada u akım doğrultusu hız bileşenidir ve z ise düşey koordinattır, $\delta u / \delta z > 0$, taban yakınında sınır tabakası bölümünden ve bunun üzerinde yer alan, $\delta u / \delta z < 0$ olan serbest bir karışma ve saçılma bölümünden oluşmaktadır. Şekil 2.8, düşey koordinat z / δ_1 'in bir fonksiyonu olarak normalize edilmiş u / u_m hız dağılımının tanımlayıcı çizimini göstermektedir.



Şekil 2.8: Alt Sıçrama Bölümü boyunca $u(z)$ hız dağılımı.

Bu ifadede, $u = u_m / 2$ ve u_m ve $\delta u / \delta z < 0$ iken, u_m maksimum kesitsel hızdır ve δ_1 ise yüksekliktir. Rajaratnam (1965)'in deneyleri şöyle özetlenebilir:

$$u/u_m = 2 [Z_\delta \cdot \exp(1 - Z_\delta)]^{0.12} \quad (2.13)$$

burada $u/u_m > 0$ iken $z_\delta = 5z / \delta_1$ 'dir. (2.13) denklemine göre maksimum hız $z / \delta_1 = 1/5$ 'de oluşur, bu $z / \delta_1 = 0.18$ değerini bulan Rajaratnam'ın görüşü ile terstir. Dahası, (2.13) denklemi 8.3'ten 41.7'ye kadar x/h_1 lokasyonlarını içerir ve iç akış Froude sayıları $3.9 < F_1 < 9.05$ 'tir.

δ_1 'in ölçeklendirilmesi ile ilgili olarak deneysel sonuçlar şöyle ifade edilebilir:

$$\delta_1/h_1 = 1 + 1/15(x/h_1), \quad x/h_1 < 30. \quad (2.14)$$

Daha büyük x/h_1 için δ_1 (2.14) denklemindekinden daha fazla artar. (2.14) denkleminin klasik duvar jeti için eğriye paralel olduğuna dikkat edilmelidir.

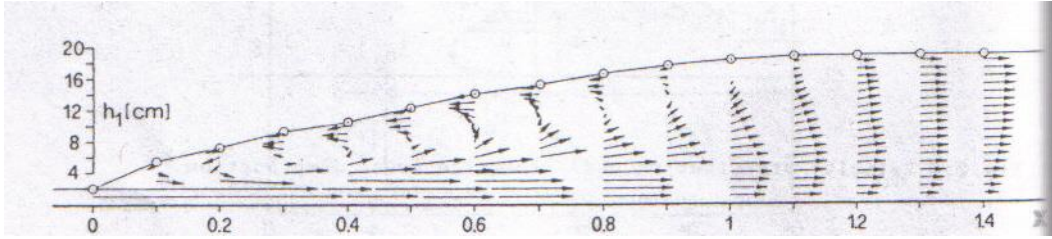
Akarsu boyunca maksimum ileri hızın, u_m/V_1 , şöyle özetlenebilir:

$$u_m/V_1 = 1/42[45 - x/h_1], \quad x/h_1 < 30 \quad (2.15)$$

$x/h_1 > 30$ durumunda u_m/V_1 asimptotik olarak sifıra yaklaşır. Rajaratnam'ın analizinin sadece ileri akıma uygulandığına dikkat edilmelidir. Yüzey dalgaları için veri toplanmamıştır. Tartışmalarda Rajaratnam'ın makalesinin kritik edilmiş olmasına

rağmen, yaklaşımı sıçramaların tam olarak anlaşılmasında önemli bir adım olarak değerlendirilmelidir ve hidrolik sıçramayı duvar jetinin özel bir şekli olarak ele almaktadır.

Daha ileri düzeyde deneysel sonuçlar Hager (1991) tarafından elde edilmiştir. Yazarın verileri $4.3 < F_1 < 8.9$ olan beş akım koşulu içermektedir. Şekil 2.9 $F_1=6.84$ olması halindeki tipik sonuçları gösterir. Bu grafik 50 cm genişlikteki bir kanalın eksenini boyunca olan, aşağıdaki parametreleri kullanan, zamansal ortalama hız dağılımlarını göstermektedir:



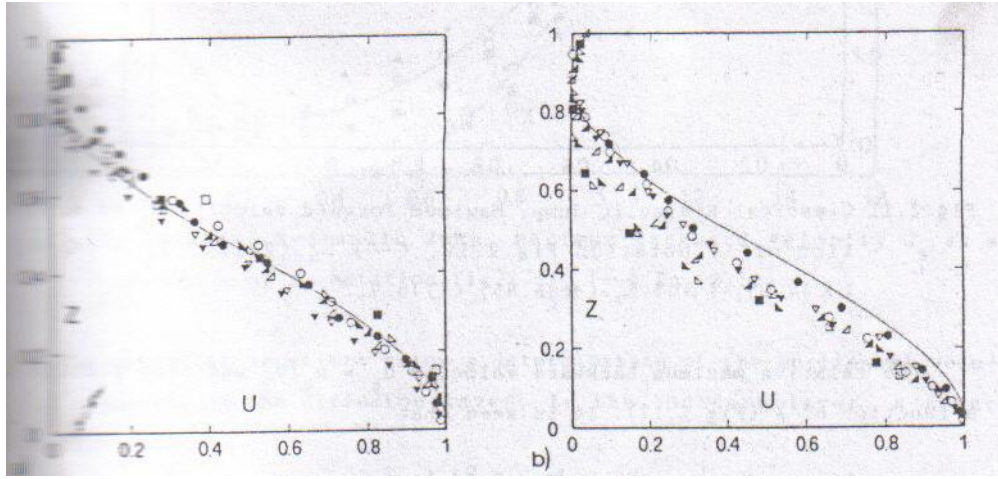
Şekil 2.9: $Fr_1=6.85$ ve $h_1=2.05$ cm iken klasik hidrolik sıçramada hız dağılımı.

$$U = (u-u_s)/(u_m-u_s) \quad , \quad Z = (z-\delta_0)/(h_2^*-\delta_0) \quad (2.16)$$

Boyutsuz yatay hız bileşeni için ve yatay koordinat için, sırasıyla, tüm incelenmiş F_1 'ler için, hız profili aşağıdaki gibidir:

$$U = [\cos(100z)]^2 \quad , \quad 0 < z < 1 \quad (2.17)$$

Şekil 2.10 $Fr_1= 5.50$ ve $Fr_1= 6.85$ için hız derinlik değişimini göstermektedir. (2.16) denklemindeki ölçeklendirme maksimum ileri hız u_m 'ye ve maksimum geri hız u_s 'ye karşılık gelir. δ_0 $u = u_m$ olan noktanın (Şek. 2.8) düşey uzaklığıdır. u_m , u_s ve δ_0 miktarları X ve Fr_1 'e bağlıdır.

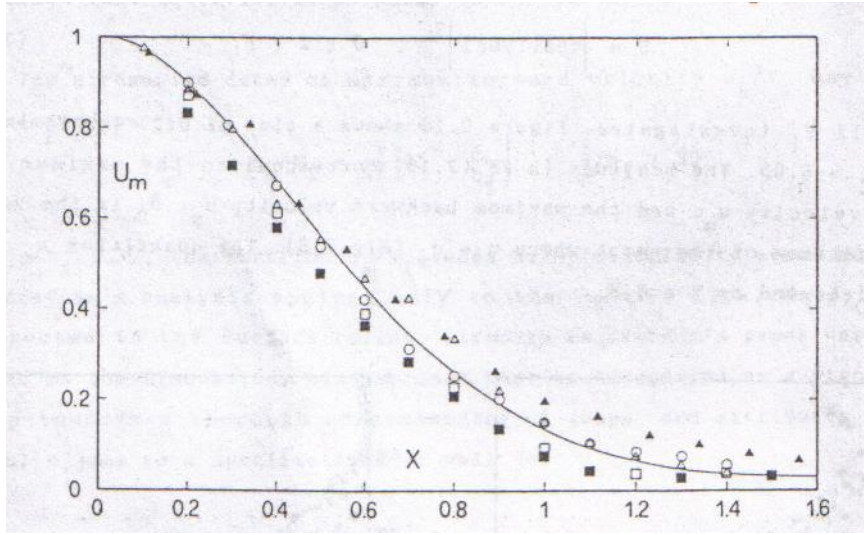


Şekil 2.10: Normalize edilmiş uzunluğun fonksiyonu olarak Hız Dağılımı $U(Z)$. $X = x/Lr^*$ için a) $F1 = 5.50$ ve b) $F1 = 6.85$ $x = (■) 0.2 ; (▷) 0.3 ; (►) 0.4 ; (◁) 0.5 ; (◄) 0.6 ; (▽) 0.7 ; (▼) 0.8 ; (○) 0.9 ;$ ve $(●) 1$.

Sıçrama sırasında oluşan maksimum hız ile ilgili olarak, Şekil 2.11 $U_m = (u_m - V^*_{*2}) / (V_1 - V_2)$ 'yi göreceli X uzaklığının fonksiyonu olarak gösterir. Burada $V_1 = q/h_1$ ve $V^*_{*2} = q/h^*_{*2}$ topuktaki ve sıçramanın ucundaki nominal hızlardır. Şekil 2.11 U_m üzerindeki Fr_1 etkisinin küçük olduğunu gösterir ve $U_m(X)$ aşağıdaki gibi gösterilebilir:

$$U_m = \exp [-2 \cdot x^{1.8}] , 0 < x < 1.4 \quad (2.18)$$

$U_m(X)$ üzerindeki Fr_1 etkisi henüz çok iyi açıklanmamıştır. Sınır tabakası zonu viskozite ve dolayısıyla Reynolds sayısı Re^*_{*1} 'e bağlıdır.



Şekil 2.11. Klasik hidrolik sıçramada maksimum hızın (U_m), X ile değişimi.

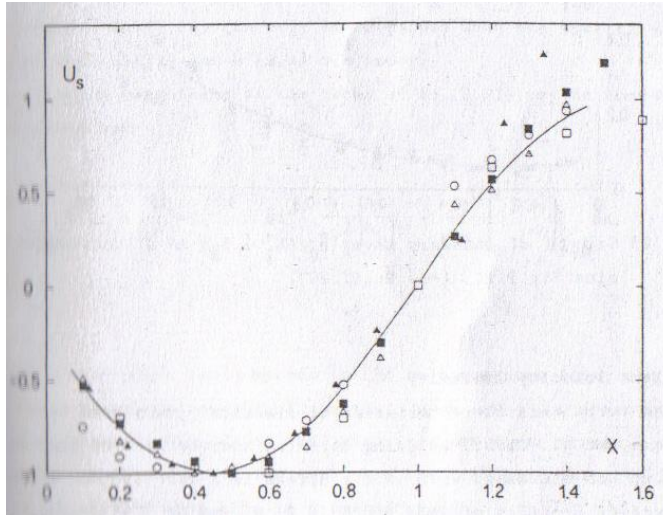
Şekilde, $Fr_1 = (\bigcirc)4.3$, $(\triangle)5.5$, $(\blacksquare)6.85$, $(\square)6.85$ Notasyon şekil (2.10), denklem (2.18) Göreceli maksimum geri hız $U_s = u_s/V^*_2$ de X 'in bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir. Böylece,

$$U_s = -\sin [(x+0.1)/1.1] , 0.05 < x < 1.4 \quad (2.19)$$

denklemini doğru bir kısaltma olarak düşünülebilir. $U_s(X > 1)$ 'in yüzey hızına karşılık geldiğine dikkat edilmelidir (Şekil 2,12).

Sınır tabakasının (δ_0) kanal uzunluğu (X), ile değişim Şekil 2.13'te gösterilmiştir. (2.20) ifadesi, $X > 0.9$ için $F_1 = 5.5$ ile ilgili olanlar dikkate alınmazsa, veri ile mantıklı şekilde uyumludur.

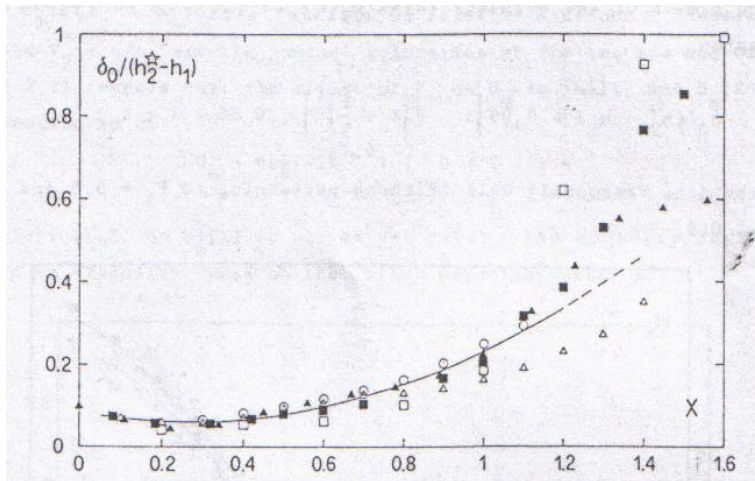
$$\delta_0/(h_2^*-h_1) = 0.06 [1 + 5[x-1/4]^2] , 0.05 < x < 1.2 \quad (2.20)$$



Şekil 2.12: Klasik hidrolik sıçramada maksimum membada maksimum hızın U_m akım boyunca (X). Notasyon şekil (2.11), denklem (2.19)

Önceki denklemler saçılma tabakasında yatay hız bileşeninin saptanmasına izin verir. Sınır tabakasında (2.21)'dek gibi bir üstel fonksiyon, $n = n(R)$ olarak kabul edilebilir. Tipik olarak $n = 1/7$ bir türbülans sınır tabakasına uyar (Rajaratnam, 1965a). (2.21) denklemi, sınır tabakasının kalınlığı bir pervane ölçerle girilemeyecek kadar ince olduğu için deneysel olarak Hager (1991) tarafından incelenememiştir.

$$u/u_m = (z/\delta_0)^n, \quad 0 < z/\delta_0 < 1 \quad (2.21)$$



Şekil 2.13: Sıçrama sırasında sınır tabakasının değişimi. $\delta_0/(h_2^* - h_1)$ - X . Notasyon Şekil 2.11 ve Denklem (2.20)

2.4.2 Türbülans Karakteristikleri

Klasik sıçramaların türbülans özellikleri ilk olarak Rouse ve diğ. (1959) tarafından, sıcak tel anemometresi kullanılarak analiz edilmiştir. Sıçrama akımı kanal rüzgar kanalında $Fr_1 = 2, 4, \text{ ve } 6$ 'lık sıçramaların yüzey profillerine göre simüle edilmiştir.

Klasik sıçramaların moment denklemleri aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\int_0^h \rho u^{-2} dz - \int_0^{h_1} \rho u^{-2} dz + \int_0^h \rho u^2 dz = (\rho g/2)[h_1^2 - h_2^2] - \int_0^x \mu [du/dz]_{z=0} dx \quad (2.22)$$

Burada z düşey koordinattır, u , ortalama hızın toplamına ve Reynolds'un notasyonuna göre anlık sapmaya eşittir: $h = h(x)$ yerel akım derinliğidir, μ dinamik viskozitedir ve $(\delta u/\delta z)$ yatay ortalama hız gradyanıdır (Şekil 2.8). (2.22) denklemini aşağıdaki varsayımlara dayandırılmıştır: (1) topuk noktasındaki türbülans ihmal edilebilirdir $\ll 1 \gg$; (2) hidrostatik basınç sıçramanın her yerinde vardır; ve (3) serbest yüzey $h(x)$ 'deki viskoz ve türbülans gerilimleri ihmal edilebilirdir.

Belanger'in yaklaşımı ile kıyaslandığında, ki burada $h \rightarrow h_2$ ve $x \rightarrow L^*_j$ 'dir, (2.22) denklemini ilgilenilen kesimdeki hız dağılımını da içine alır ve ikinci ve üçüncü integrallerle türbülansın moment akışını da içine alır. Ayrıca, kayma gerilmesi $\tau_0 = \mu (\delta u/\delta z)_{z=0}$ da hesaba katılmıştır. Şüphesiz, (2.22) denklemini, ancak $u(x,z)$ ve $u(x,z)$ uzay dağılımları bilindiğinde geliştirilebilir. (2.22) denkleminin terimlerinin göreceli büyüklükleri normalize edilmiş toplamalarla kıyaslanabilir:

$$1/V_1^2 h_1 \int_0^h u^{-2} dz + 1/V_1^2 h_1 \int_0^h u^2 dz + 1/2 F_1^2 [h/h_1]^2 + 1/R_1 V_1 \int_0^x [du/dz]_{z=0} dx \quad (2.23)$$

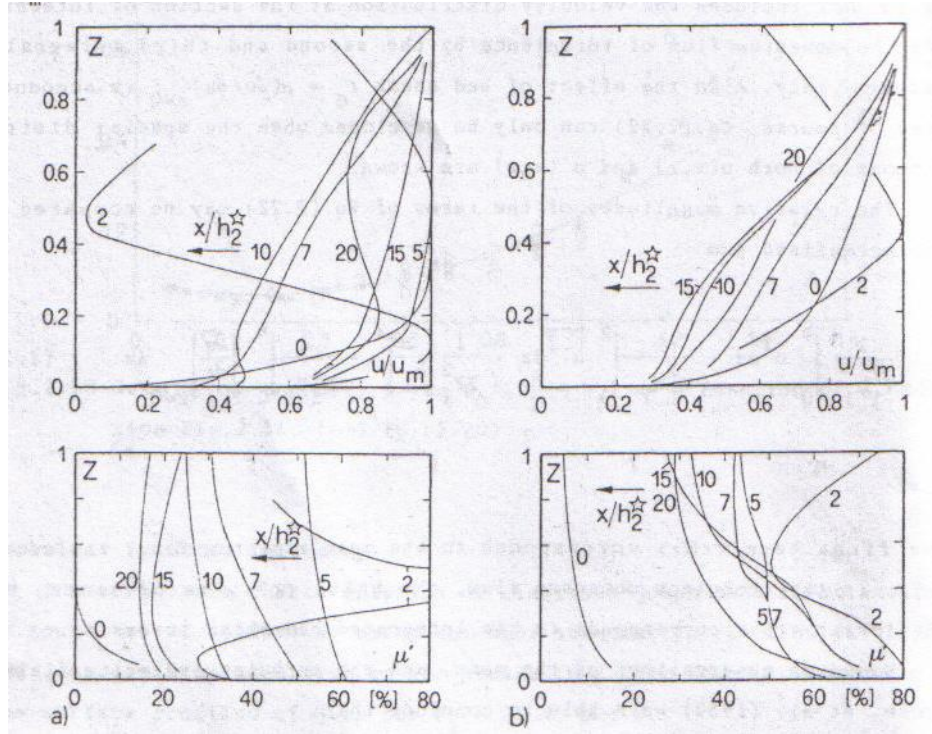
İlk terim $\ll M \gg$ ortalama moment akışına, ikinci $\ll T \gg$ türbülans moment akışına ve üçüncü $\ll P \gg$ basınca ve dördüncü $\ll S \gg$ entegre edilmiş yatak makaslama gerilimlerine karşılık gelir.

Ortalama ve türbülans hız alanlarında gözlemlere dayanarak Rouse ve diğ. (1959) aşağıdaki sonuçlara varmıştır:

Türbülans etkisi, akışın moment, enerji ve hatta türbülansın kendisinin özelliklerini bile karıştırmaktadır, ve viskoz makaslama mekanik enerjisini sıcaklığa

çevirmektedir; yüzey dalgaları hidrolik sıçramanın ayrılmaz parçalarıdır, dalganın merkezindeki maksimum üretim bölgesinde, konveksiyon, türbülansın karışımında bile, kinetik enerji kıyaslanacak derecede küçüktür. Dahası, sıçramanın ucunda bile kinetik enerji küçük bulunmuştur.

Resch ve Leutheusser (1972a) tarafından ikinci bir inceleme yapılmıştır. Bu incelemede yaklaşan akış şartlarında gelişmemiş ve tam gelişmiş sıçramalar arasında bir ayırım yapılmıştır. Sonuncusu için sınır tabakası tüm akım derinliğine yayılmıştır ve süperkritik akımı yaratan, akımın yukarı yapısından uzaklık $200h_1$ 'den fazladır. Şekil 2.14 ortalama hız dağılımı u/u_m ve türbülans yoğunluklarının $\mu = (u^2)^{1/2} / V$, topuktan farklı pozisyonlar için x/h_2^* , $Z = z/h$ 'nin bir fonksiyonu olduğunu göstermektedir.



Şekil 2.14: $F_1 = 6$ için Türbülans Hızı Dağılımları (Resch ve Leutheusser, 1972). a) Gelişmemiş, b) Gelişmiş Yaklaşan Akış Şartları için Zaman - Ortalamalı Hız u/u_m (üstte) ve Türbülans Yoğunlukları $\mu = (u^2)^{1/2} / V$ (altta).

Burada V ortalama kesitsel ve u_m maksimum kesitsel hızdır. $Fr_1=6$ için $x/h_2^* = 20$ 'de hızın yeniden gelişmesinin tam gelişmiş akış şartları için tamamlanmadığı görülmektedir. Dahası, gelişmemiş yaklaşan akış şartları için önemli farklılıklar

olduğu dikkat çekicidir. İlk olarak, u/u_m 'nin ve μ 'nün farklı x/h^*_2 için yayılması, gelişmiş yaklaşan akışa göre çok küçüktür. İkinci olarak, türbülans yoğunluk etkisi gelişmemiş için $x/h^*_2 = 10$ olana kadar, gelişmiş için $x/h^*_2 = 20$ olana kadar gelişmektedir. Bu sayılar Rouse ve diğ. (1959)'un bulgularına göre oldukça fazladır. Dahası, türbülans düzeyi gelişmiş yaklaşan akışlara nazaran gelişmemiş yaklaşan akışlardaki sıçramalarda daha fazladır.

Sıçramanın ucu ilerisindeki türbülans yoğunluğu u^2 azalmasına ilişkin olarak, Kalis (1961) aşağıdaki denklemi elde etmiştir:

$$K_v^{-1} = V_2/(u^2)^{1/2} = 0.35(x+L_j^*)/(h_2^*-h_1) + 10.7 h_1/h_2^* \quad (2.24)$$

burada akım boyunca koordinat x 'in başlangıç yeri sıçramanın topuğuna karşılık gelir. $L_j^* = 1.35 L_r^*$ ve $L_r^* = 4.5 h^*_2$ alınır, bu denklem aşağıdaki hale gelir:

$$K_v^{-1} = V_2/(u^2)^{1/2} = 0.35 X/h_2^* + 2.1 + 7.6F_1^{-1} \quad (2.25)$$

Maksimum anlık hız aşağıdaki denklemden tahmin edilebilir (Kalis, 1961):

$$u_m = \bar{u} + 3 (u^2)^{1/2} \quad (2.26)$$

burada u ortalama kesitsel hızdır. $u=V_2$ alınır, aşağıdaki denklem elde edilir:

$$u_m/V_2 = 1 + 3 (u^2)^{1/2}/V_2 \quad (2.27)$$

Sonuç olarak u_m/V_2 , x/h^*_2 artarken ve F_1 azalırken azalır.

Lopardo ve diğ. (1987) türbülans basınç özelliklerini üç değişik giriş şartlarında karşılaştırmıştır: Bunlar şöyle sıralanabilir: Eğer bir klasik sıçrama 1) yatay bir savak kapısında oluşturuluyorsa, ve 2) dairesel geçişli bir taşma savağında yaratılıyorsa, ve 3) yatay kanal kesimine ani bir geçişle geçiyorsa. Son iki tip karşılaştırılabilir sonuçlar doğurmuştur, fakat karesel ortalama değerler dalgalanma genliğinin mansap ortalama akım hızı K_v 'ye oranı düşey savak kapısı için dalganın ucunda %20 defa daha fazla olmuştur. (2.24) denklemine göre, $X^*=1$ iken artan F_1 ile önemli

derecede artmıştır. Verilmiş herhangi bir Froude sayısı Fr_1 için K_v eksponensiyal olarak artar ve yeri $X = x / L^*_r$ ile azalır. Deneysel veriler üzerine bir başka tartışma Lopardo ve Henning (1985) tarafından yapılmıştır ve Zirong ve Yuchuan türbülans özelliklerini kuyruk suyunda akan suyun aşındırdığı yerle bağdaştırmıştır.

Türbülans taban hız alanı Dmitriev ve Khlapuk (1989) tarafından yatağın 6 mm üzerine yerleştirilen bir tek bileşenli gerilim ölçer ile incelenmiştir. Uzunlamasına bileşen u_b / V_2 'ye karşı uzunluk koordinatı $X = x / l^*_r$ açısından, F_1 'in tüm değerleri için eğrilerin kabaca $X = 0.8$ gibi maksimum bir değere doğru arttığı ve sıçramanın ucunun ilerisinde ($X > 1.3$) önemli derecede azaldığı görülmüştür. Maksimum taban hızı dalgalanması, Fr_1 ile, $Fr_1=3$ için $u_b/V_2 = 1$ 'den $F_1=9$ için $u_b/V_2 = 4$ 'e kadar lineer olarak artmaktadır. Hız dalgalanmasının enine bileşeni, v_b/V_2 , X 'in bir fonksiyonu olarak, sıçramanın topuğuna yakın yerde maksimuma ulaşır ve sıçramanın ucunda maksimum değer oldukça altına düşer. Sonuncusu F_1 ile de artar. Taban hız dalgalanmasının düşey bileşeni w_b/V_2 , v_b/V_2 ile neredeyse benzer bir yönelime sahiptir. Enteresan olarak, göreceli akış içi derinliğinin, h_1/b , sıçramanın uzaysal davranımı üzerinde etki sahibi olduğu izlenmiştir.

2.5. Basınç ve Yoğunluk Alanı

2.5.1 Zaman Ortalamalı Alanlar

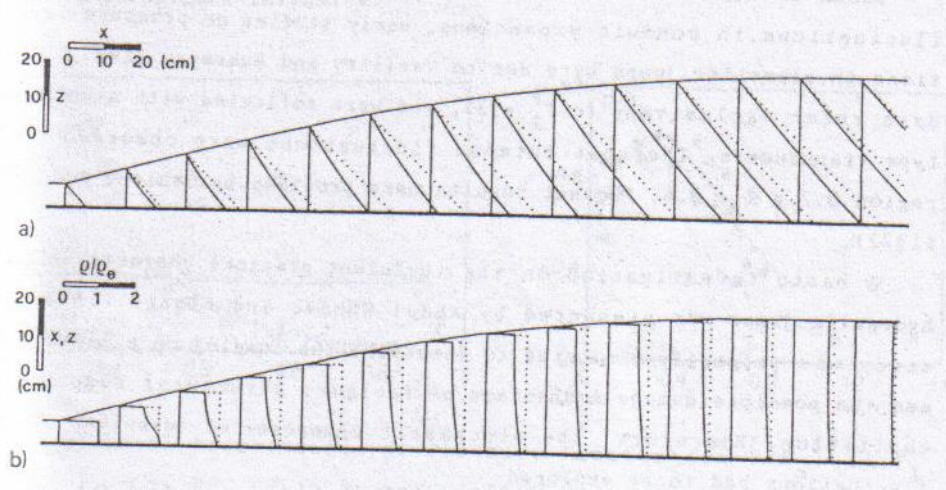
Şekil 2.15a, Schröder (1963)'in gözlemlerine göre klasik bir sıçramanın basınç dağılımını $p/(\rho g)$ gösterir. Basınç dağılım eğrilerinin eğimi serbest yüzey yakınlığında 45° 'den fazladır ve taban yaklaştıkça 45° olma eğilimi gösterir.

Sıçramaların basınç dağılımı üzerinde Rajratnam (1965)'in yaptığı gözlemler Schröder (1963)'ün bulgularını desteklemektedir. Hidrostatik basınç, artan iç akış Froude sayısı F_1 ile artmaktadır ve sıçramanın topuğuna gelindiğinde özellikle önemli olur.

ρ hava–su karışımının zamansal ortalama özgül kütlesi ve ρ_w de saf suyun yoğunluğudur. Schröder (1963) ρ 'nun sıçramadaki dağılımını ölçebilmiştir ve aşağıdaki denklemde göstermiştir:

$$\rho/\rho_w = 1 - 0.095[1 + \text{erf}(2-2x)].[1 + \text{erf}(\zeta)] \quad (2.28)$$

burada ζ boyutsuz bir düşey koordinattır.



Şekil 2.15: Klasik Hidrolik Sıçrama, a) Basınç dağılımı, b) Yoğunluk dağılımı (Schröder, 1963). $F_1 = 5.1$, $h_1 = 0.067$, $L_r = 1.68$ m.

Şekil 2.15b tipik bir yoğunluk dağılımını göstermektedir. $\rho/\rho_w = 1$ 'den sapmanın yüzeyde, özellikle topukta daha fazla olduğu görülmektedir. Sezgisel olarak düşünüleceği gibi, ρ/ρ_w tabana yakın yerde çok küçüktür. Bu noktanın analiz edilmesi için ve muhtemel ölçeklendirme etkilerinin incelenmesi için daha çok gözleme ihtiyaç vardır.

2.5.2 Dinamik Basınç Özellikleri

Bir hidrolik sıçramanın türbülans özellikleri ancak 1950'lerin sonuna doğru, gerekli enstrümanlar sağlandığında incelenebilmiştir. Doğada dalgalanma basınçları gelişigüze'dir. Böylece, standart sapma, veya bunların bazı bütünleşmiş halleri (eğrilik, kurtosis, ihtimal yoğunluk fonksiyonları) gibi stokastik parametreler indeksler olarak kullanılmıştır. Bununla beraber, maksimum yük şartları çoğunlukla

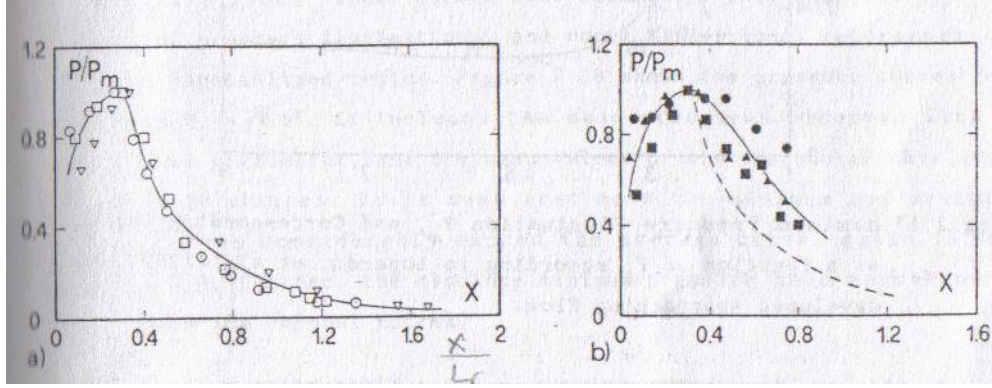
bilinmemektedir. Deneysel hidrolik konusu oldukça gelişmekte olan bir alandır (Toso ve Bowers, 1985) ve aşağıdakiler sadece klasik sıçramaların genelleştirilmiş sonuçlarına değinmektedir.

Rouse ve Jezdinsky (1965, 1966)'nın kondüvi genişlemelerindeki basınç dalgalanmaları üzerine yaptıkları çalışmalara dayalı olarak klasik sıçramalardaki basınç dalgalanmaları konusundaki ilk çalışmalar Vasiliev ve Bukreyev (1967) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu yazarların verileri özel olarak $F_{21} = 33$ 'e değinir. En yoğun dalgalanmalar $0.2 < X < 0.6$ bölgesinde gözlemlenmiştir. Daha ileri sonuçlar Schiebe ve Bowers (1972) tarafından elde edilmiştir.

Hidrolik sıçramaların türbülans basıncı özellikleri üzerindeki temel bir inceleme Abdul Khader ve Elango (1974) tarafından yapılmıştır. Çalışma esas olarak havza tabanına yapılacak yükü saptamak için ve zayıf, yapısal rezonans ve kavitasyon mekanizması üzerindeki muhtemel hasarı görmek için yürütülmüştür. Böylece, türbülans basıncı dalgalanmalarının stokastik özelliklerinin ortaya konulması gerekmiştir.

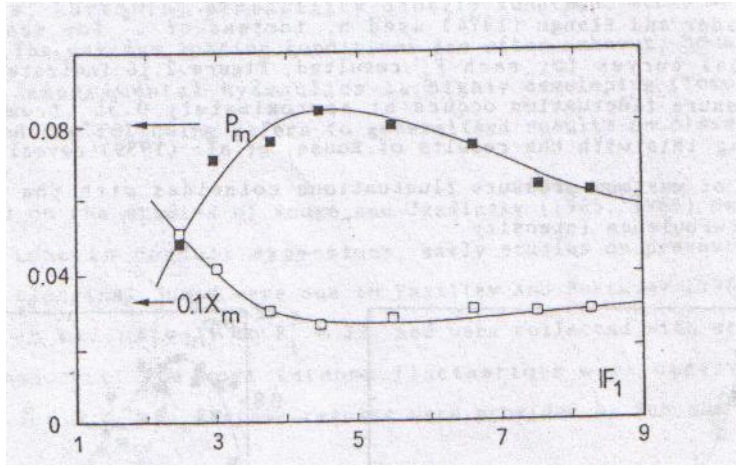
$F_1 = 4.7, 5.9$ ve 6.6 Froude sayıları ele alınmıştır. p' dalgalanma bileşeni olarak $p = p + p'$ alındığında, basıncın $(p^2)^{1/2}$, dinamik basınca $\rho V_1^2 / 2$ olan (RMS) oranı dikkate alınmıştır. Şekil 2.16 $X = x / L_r^*$ 'nin bir fonksiyonu olarak, normalize edilmiş basıncı P / P_m gösterir. Burada L_r^* klasik sıçrama için (2.8) ve (2.9) denklemlerine göre ve bir basınç sayısı olan $P = (p^2)^{1/2} / (1/2)\rho V_1^2$ 'e göre dalganın uzunluğudur. P_m maksimum basınç dalgalanmasıdır ve F_1 ile $P_m = a (1 + aF_1)$ olarak deneştirilebilir. $4.7 < F_1 < 6.6$ sınırlı bölgesi için $a = 0.061$ 'dir. Abdul Khader ve Elango'nun verileri P_m 'in sadece F_1 'e değil, aynı zamanda, türbülans hızı özelliklerinde tartışıldığı gibi, memba akım şartlarına da bağlı olduğunu göstermektedir. Yazarların sonuçları kısmen gelişmiş akış için uygulanabilir. Gelişmemiş yaklaşan akış için P_m daha önceden de belirtildiği gibi yarı değerine kadar indirilebilir.

Boyutsuz uzunluk koordinatı, $X = x / L_r^*$ 'dir ve bu bir benzerlik parametresi olarak alınabilir. Abdul Khader ve Elango (1974) ölçeklendirme için L_r^* yerine h_1 'i ve sonuç olarak elde edilen her bir F_1 için tek tek eğrileri kullanmıştır. Şekil 2.16 pik basınç dalgalanmalarının topuktan yaklaşık $0.3 L_r^*$ 'de olduğunu göstermektedir. Bunun Rouse ve diğ. (1959)'nin sonuçları ile karşılaştırılması ile maksimum basınç dalgalanmalarının maksimum türbülans yoğunluğu bölgelerine denk geldiği belirlenmiş olur.



Şekil 2.16: Basınç Dalgalanmasının, P / P_m , Yerel Dağılımı. a) $Fr_1 = (\nabla)4.7$; ($\circ$)5.5 ; ve ($\square$)6.6 , Abdul Khader ve Elango (1974) göre , b) $F_1 = (\bullet)6.2$; ($\blacktriangle$)8.4 ve ($\blacksquare$)11.5 Akbari, et al (1982) göre. (—) ortalama eğri; (----) ilk eğriden.

Akbari ve diğ. (1982) klasik sıçramalar ve $F_1 = 6.2, 8.4$, ve 11.5 için türbülans basınç özelliklerini incelemiştir. Şekil 2.16b, $X = x / L_r^*$ 'nin bir fonksiyonu olarak P/P_m 'i gösterir, bundan Abdul Khader ve Elango ile Akbari'nin verilerine göre dağılımların aynı olduğu görülmektedir. Bununla beraber, önceki çalışmalarda düşük değerli Fr_1 ile artar gösterilmesine rağmen, sonraki çalışmaya göre P_m maksimum değeri Fr_1 ile azalmaktadır. Akbari ve diğ. (1982), Şekil 2.16'ya göre olan basınç dalgalanmasındaki yerel değişikliklerin kondüvi genişlemesindekilerle (Rouse ve Jezdinsky, 1965, 1966), yeniden bağlanan akışlarla (Narayanan ve Reynolds, 1968), su altında kalan hidrolik sıçramalarla (Narasimhan ve Bhargava, 1976; Narayan, 1978), ve kapalı kondüvi sıçramaları (Wisner, 1967) ile aynı olduğunu belirtmiştir.

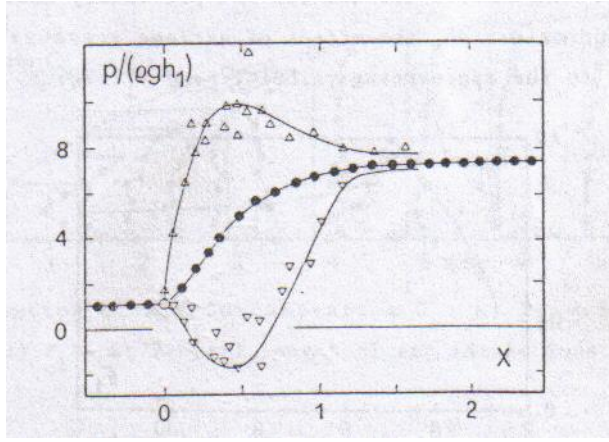


Şekil 2.17: Lopardo ve diğ. (1982)'ye göre, gelişmemiş yaklaşan akış için Maksimum Basınç Dalgalanması P_m ve Fr_1 'in bir fonksiyonu olarak ona karşılık gelen Lokasyon X_m .

İç akım Froude sayısı F_1 'in bir fonksiyonu olarak maksimum basınç dalgalanması P_m üzerine alınan diğer sonuçlar ve maksimum basınç dalgalanmasının buna karşılık gelen yerin $X_m = x_m / L^*_r$ Gioia ve diğ. (1979a) ve Lopardo ve diğ. (1982) tarafından sunulmuştur. İkinci araştırmadan elde edilen sonuçlar hem P_m 'in hem de X_m 'in $Fr_1 = 4.5$ için kabaca $P_m = 0.085$ ve $X_m = 0.27$ 'de aşırı değerler verdiğini ortaya koymuştur. $F_1 = 6.2, 8.4$ ve 11.5 için gelişmemiş yaklaşan akım şartlarına ilişkin ek veriler El-Kashab (1987) tarafından sunulmuştur. Yazarın sonuçları daha önce zikredilen verilerle uyumludur. Bu verilerin kavitasyonel erozyon potansiyelinin tam bir analizi için, maruz kalma zamanı bilinmediği için, izin vermediğine dikkat edilmelidir. Gioia ve diğ. (1979b) basınç dalgalanmaları katsayısı P_m 'in üç boyutlu dağılımını da saptamıştır ve Abdul Khader ve Elango'nun 1974 sonuçlarını onaylamıştır.

Spoljaric (1984)'in klasik sıçramalar ile uygulanan basınç dalgalanmaları üzerindeki çalışması $F_1 = 5, 6$ ve 7 'ye değinmiştir. Akbari ve diğ. (1982) ile uyumlu olarak P_m , Fr_1 ile birlikte azalmaktadır. Dahası, yerel dağılım $P(X)$ Şekil 2.16'da sunulana benzer şekildedir. $X = x / L^*_r$ yerine Spoljaric boyutsuz uzunluk olarak $x / (h^*_2 - h_1)$ 'i kullanmıştır. L^*_r , $5(h^*_2 - h_1)$ ile ilgili olduğundan (Smetana, 1935) her iki sunumlar da benzer gerçekler gösterir. Gerçekte, Spoljaric tarafından yapılan maksimum basınç dalgalanmaları $1.4(h^*_2 - h_1)$ 'dedir ve $X = 1.4/5 = 0.28$ 'e karşılık gelir (Şekil 2.16).

Toso ve Bowers (1987, 1988) tarafından sıçrama altında tabanda basınç analizi yapılmıştır. Yazarlar, yayınlarında aynı zamanda basınç çalkantıları konusunda geçmişte yapılan katkıları da özetlemektedir ve bu çok özel konuda ek referanslar sağlamaktadır. Şekil 2.18 $Fr_1 = 5.67$ olan bir sıçrama için basınç eğrilerini göstermektedir. Şekil, klasik bir piezometre ile gözlemlenmiş olan ortalama basınçları ve 10 dakikalık bir dönem için güç çevirici veri değerlerini de kapsamaktadır. Hem minimum, hem de maksimum basınç eğrilerinin yine $X = 0.4$ bölgesinde ortalama eğriyi aştığı görülmektedir. Dahası, minimum basınç tabanda $-2h_1$ 'e karşılık gelmektedir.

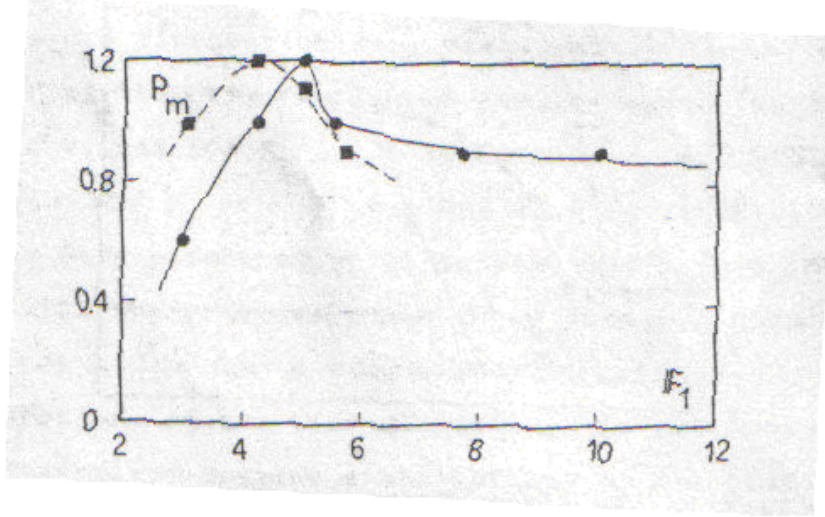


Şekil 2.18: $Fr_1 = 5.67$ için $X = x / L^*_r$ boyutsuz lokasyonunun fonksiyonu olan Göreceli Basınç $p / (\rho gh_1)$ için Örnek Test. (●) ortalama, (Δ) maksimum ve (▽) minimum (Toso ve Bowers, 1988)

Akım şartlarının etkisi (gelişmiş veya gelişmemiş) deneylerde kaydedilmiştir. Gelişmiş yaklaşan akış için maksimum P_m genel olarak daha düşüktür ve gelişmemiş yaklaşan akışa nazaran topuğa daha da yakındır.

Taban eğiminin değiştiği sıçramalarla ilgili olarak, $P = ((p^2)^{1/2} / (\rho)) / (V_1^2 / (2g))$ değeri normal olarak kıyaslanabilir klasik sıçrama P değerinden önemli derecede büyüktür. Bununla beraber, yaklaşan enerji başını $(V_1^2 / (2g) + z_1)$ ölçekleme miktarı olarak, yaklaşan hız başı $(V_1^2 / (2g))$ yerine dikkate alarak, sonuçlar kıyaslanabilir hale getirilebilir.

Şekil 2.19 büyük basınç dalgalanmalarının üst sınırını gösterir; bu 12 – 24 saatlik testlerle ortaya çıkarılmıştır. Sonuçlar gelişmiş ve gelişmemiş iç akış şartlarının klasik sıçramalarına uygulanabilir. Topuğun şütte veya üzerinde olduğu eğimli sıçramalar için $P=1$ üst limiti dikkate alınmalıdır. Bu değerler P 'nin daha önceden değiştirilmiş tanımı yerine geçer. Bir yaklaştırma olarak, uçtaki basınç başı dalgalanmalarının etkisi yaklaşan hız başına, $V_1^2 / (2g)$, eşittir.



Şekil 2.19: Klasik Hidrolik Sıçraması içindeki Maksimum Basınç Dalgalanmalarının Nominal Limitleri. (●) gelişmemiş ve (■) gelişmiş iç akım durumu (Toso ve Bowers, 1988)

3. DENEY SİSTEMİ

Bu Yüksek Lisans Tezinin araştırmalarında gerekli olan deneyler, açık kanallarda oluşabilecek hidrolik sıçramanın incelenmesi amacıyla İTÜ İnşaat Fakültesi Hidrolik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Hidrolik Laboratuvarı'nda yapılan bu deneylerde bir açık kanaldaki su akımı içine yerleştirilen yüksekliği

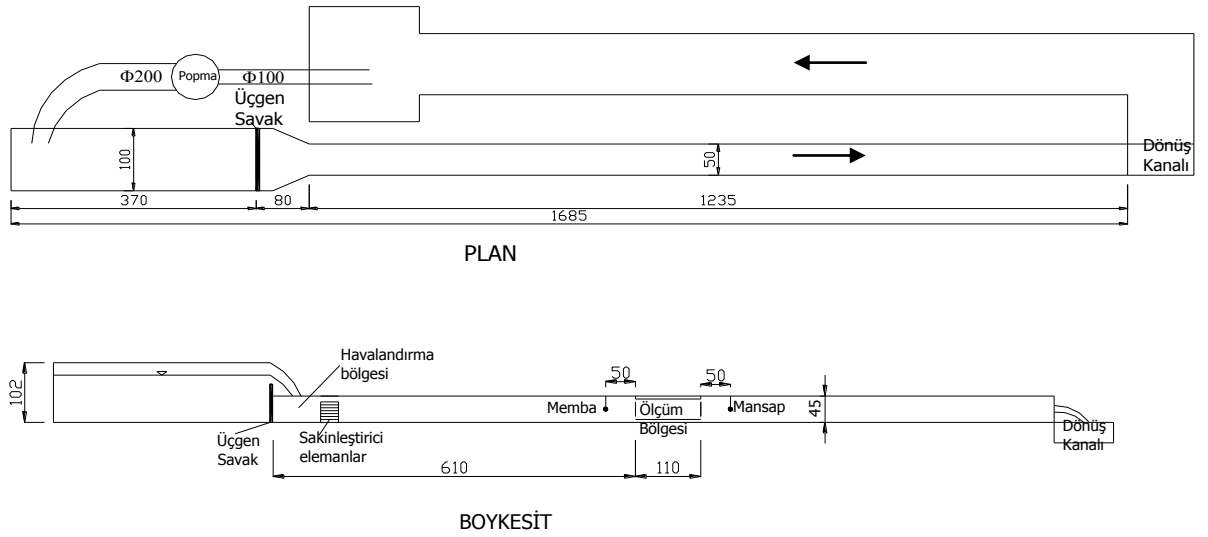
ayarlanabilen bir düşey kapağın altından geçen akımın sel rejiminden nehir rejimine geçişindeki hidrolik sıçrama oluşumu gözlemlenmiş ve yatay doğrultuda aynı eksen üzerinde tabana yerleştirilen 8 adet basınç ölçer vasıtası ile sıçramanın tabanda meydana getirdiği basıncın pozitif ve negatif değerleri ölçülmüştür. Deneylerde değişik kapak yüksekliklerinin, su derinliğinin, farklı gelen akımın Froude sayılarında oluşacak sıçramaların basınç çalkantılarının tabana etkileri incelenmiştir.

3.1 Deneylerde Kullanılan Altyapı ve Ölçüm Sistemi

Bu deneyler 12.35 m uzunluğunda, 0.5 m genişliğinde ve 0.45 m yüksekliğinde tabanı beton, yan duvarları cam, dikdörtgen en kesitli, ve yatay tabanlı bir açık kanalda gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.1, Şekil 3.2). Akımı oluşturan su, kanalın alt kısmında bulunan $\sim 5.7 \text{ m}^3$ hacmindeki haznede depolanmakta, ve buradan 7.5 kW gücündeki pompanın vasıtasıyla kanalın üstünde yer alan 2.2 m^3 hacmindeki depoya basılmaktadır. Böylece suyun sistemdeki sirkülasyonu sürekli olarak sağlanmıştır. Kanaldaki akım miktarı, pompa çıkışına monte edilmiş olan bir vanayla belirlenmektedir. Kanaldaki akımın debisi, kanal girişine yerleştirilmiş olan üçgen savakta tespit edilmiş (Şekil 3.4); akım derinlikleri ise limnimetre kullanılarak ölçülmüştür.



Şekil 3.1 Deneyin yapıldığı Açık kanalının membasının ve Pompanın Gösterimi



Şekil 3.2 Deney Kanalının Plan ve Boy kesitinin Şematik Gösterimi

Kanalda hidrolik sıçrama oluşturabilmek için, kanal başlangıcının 6,8 m. mansabında bulunan $50 \times 40 \text{ cm}^2$ boyutlarında pleksiglas malzemeden yapılmış bir düşey kapak ve kanal çıkışına da kontrol yapısı olarak ikinci bir düşey kapaktan yararlanılmıştır. Suyun kenarlarından geçişimi önlemek için, düşey kapağın kenarlarına 2 mm kalınlığında lastik contalar monte edilerek sızdırmazlık sağlanmıştır. Kapakların düşey yöndeki hareketi, kapak üzerlerine yerleştirilmiş sonsuz vida mekanizmayla sağlanmıştır. (Şekil 3.3).



Şekil 3.3 Deney Kapağının ve Hız Ölçüm Düzenekinin (ADV) Görünüşü

Kanaldaki su, laboratuvarın genel su sisteminden temin edilmekte olup kanala girmeden önce havalandırılması debi ölçümü için kurulmuş olan üçgen savakla sağlanmakta ve ayrıca kanalın başına yerleştirilmiş tuğlalar ile akımın sakinleştirilmesi sağlamaktadır. Tuğla deliklerinin çapı 3 cm'dir. Suyla birlikte kanala yabancı madde girmesini önlemek için kanal çıkışına 1 mm'lik elek telinden yapılmış bir ızgara konulmuştur. Kanala giren debi, kanal girişindeki üçgen savakla ölçülmektedir. Kanalda oluşturulan hidrolik sıçramanın şiddeti, sıçramayı oluşturan düşey kapağın açıklığına bağlı olarak değişmektedir; çünkü bu düşey kapağın açıklığı, hidrolik sıçramadan önceki Froude sayısı (Fr_1) belirlemektedir.



Şekil 3.4 Deney kanalının girişinde debinin ölçülmesini sağlayan üçgen savak

Basınç çalkantılarının ölçülebilmeleri için düşey kapağın 40 cm sonrasında başlayarak, kanal tabanının $180 \times 50 \text{ cm}^2$ 'lik bölümüne 1 cm kalınlığında pleksiglas bir levha monte edilmiştir. Pleksiglas levhanın boyuna ortasında 7 santimetre aralıklarla 8 adet 1 cm çapında dairesel delikler açılmıştır. (Şekil 3.5) Bu dairesel deliklere, kanalın alt tarafından HBM 11 indüktif 8 adet basınç dönüştürücü yerleştirilmiştir. (Şekil 3.6)

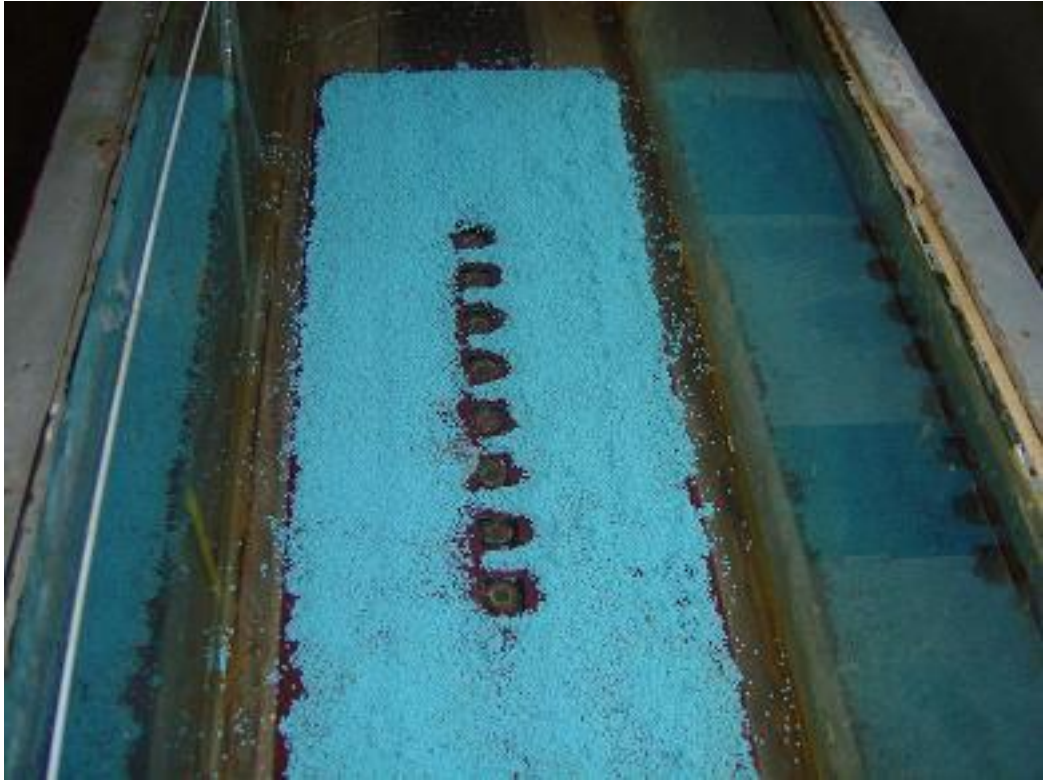
Hidrolik sıçramanın değişik yüzey pürüzlüklerindeki etkisini araştırmak için, pleksiglas kanal tabanı dört farklı pürüzlülük ile kaplanarak çalışmalar yapılmıştır. Pürüzlülük etkisi, pleksiglas levha üzerine yapıştırılan zımpara kağıdı farklı çaplardaki plastik boncuklar ile değiştirilmiştir. (Şekil 3.7 ve 3.8)



Şekil 3.5 Tabanda, Pleksiglas Levha Üzerine Monte Edilen Basınç Dönüştürücülerinin Görünüşü



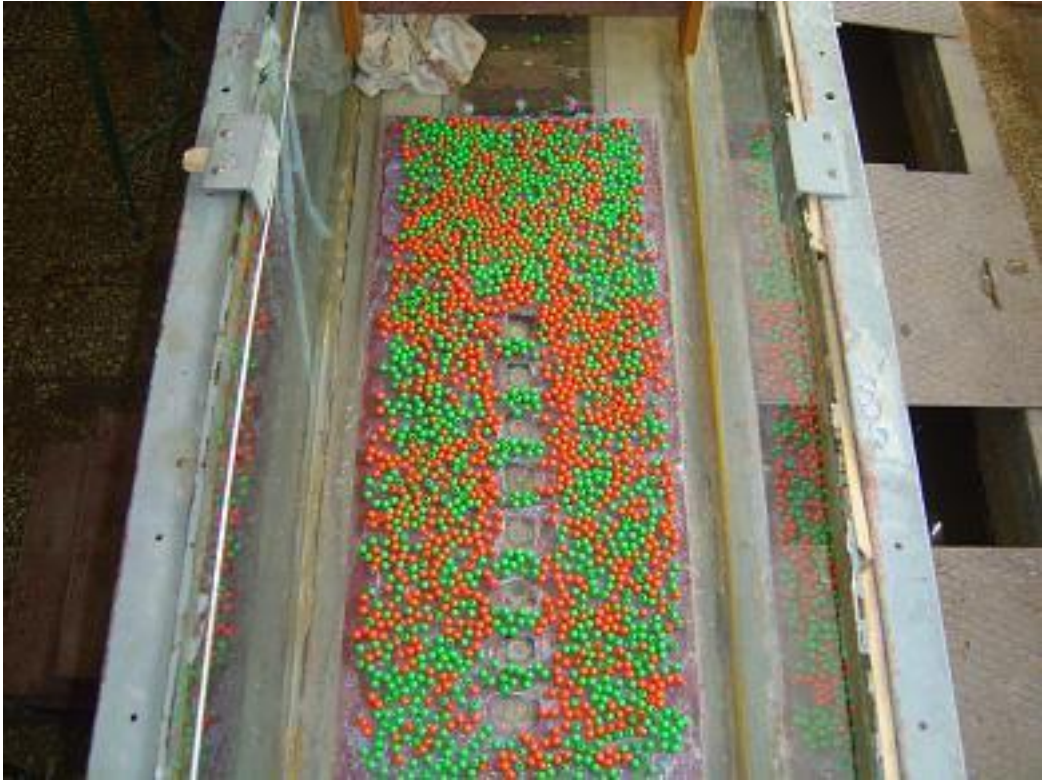
Şekil 3.6 Kanalin Alt Kısımından Pleksiglasa Monte Edilen Basınç Ölçerlerin Alttan Görünüşü



Şekil 3.7 Pleksiglas üzerine sabitlenen zımpara kağıdının üzerindeki 2.4 mm. çaplı boncuklar.

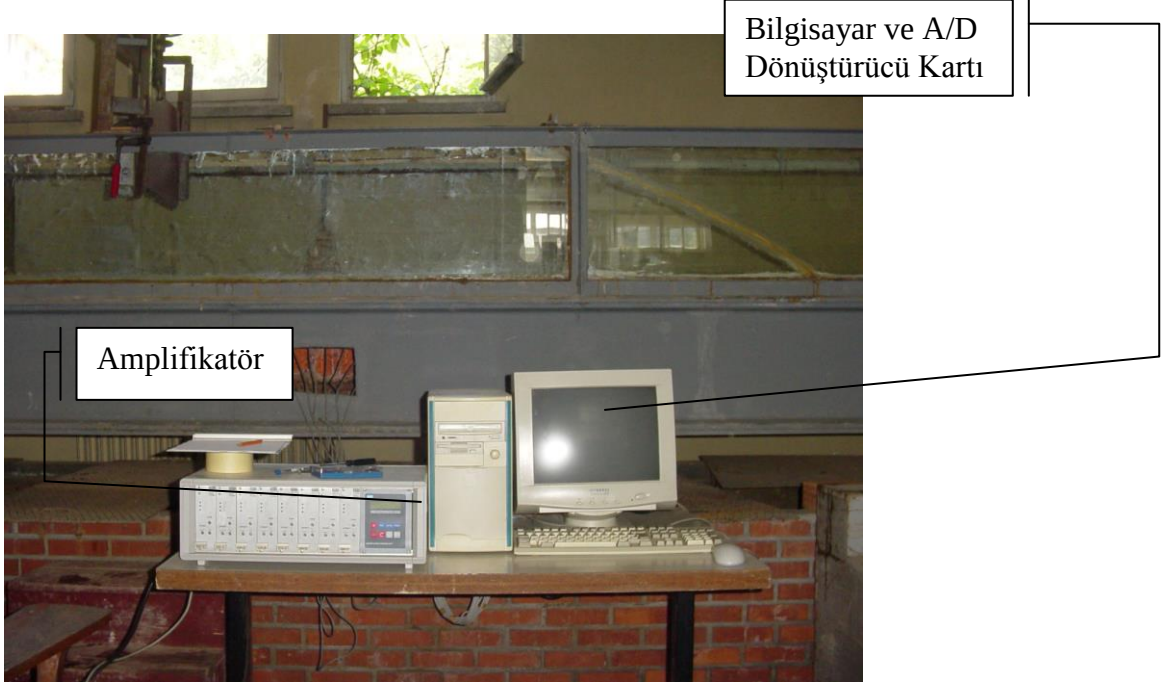


Şekil 3.8 Pleksiglas üzerine sabitlenen zımpara kağıdının üzerindeki 8.4 mm. çaplı boncuklar.



Şekil 3.9 Pleksiglas üzerine sabitlenen zımpara kağıdının üzerindeki 10.9 mm. çaplı boncuklar.

Basınç dönüştürücülerden gelen analog sinyaller, her biri ayrı bir kanal üzerinden önce bir sinyal kuvvetlendiriciye gelmekte ve buradan çıkan kuvvetlendirilmiş sinyaller ise, bir A/D dönüştürücü kartından gelerek bilgisayara aktarılmaktadır. (Şekil 3.10)



Şekil 3.10 Deneyler Esnasında Kullanılan Bilgisayar ve Amplifikatör

Bilgisayara gelen sinyaller, EASYEST LX yazılımı ile işlenerek, basınç ölçümlerini gösteren zaman serileri elde edilmiştir ve istenilen istatistik analizler bu programda yapılabilmektedir. Basınç dönüştürücülerin kalibrasyonu dört farklı akım derinliklerinde yapılmıştır. Basınç çalkantıları ölçümlerinde, hidrolik sıçramanın başlangıcının, ilk basınç dönüştürücüye yakın mesafede olmasına dikkat edilmiştir. (Şekil 3.11)



Şekil 3.11 Hidrolik Sıçramayı Oluşturan Deney Kapağından Sonraki İlk Basınçölçer Üzerinde Oluşan Sıçrama

3.2 Test Matrisi

İTÜ Hidrolik Laboratuvar'ında gerçekleştirilen deneylerde hidrolik sıçramanın basınç çalkantı karakteristikleri, türbülans yapısı ve havalandırma verimliliği farklı Froude sayıları ve birim genişlikten geçen debilerde araştırılmıştır. Tablo 3.1'de gerçekleştirilmiş olan deney serilerine ait test matrisi verilmiştir. Burada, Q debiyi, q birim genişlikten geçen debiyi, d_1 hidrolik sıçramadan önceki akım derinliğini, d_2 hidrolik sıçramadan sonraki akım derinliğini, Fr_1 hidrolik sıçramadan önceki Froude sayısını, Fr_2 hidrolik sıçramadan sonraki Froude sayısını, L_r hidrolik sıçrama içindeki çevrinti bölgesi uzunluğunu, L_j hidrolik sıçrama uzunluğunu göstermektedir.

Sıçrama tipinin belirlenmesinde Chow (1973) tarafından ortaya koyulan sistematik ele alınmıştır. Deneylerde Fr_1 sayısının artışı düşey kapak yüksekliğinin değişimi ile sağlanmıştır. Bu sıçrama tiplerinden Titreşimli ve Etkin sıçramanın hidrolik yapılarda önemli hasarlara sebebiyet verebileceğinden yapılarda kaçınılması önerilmektedir (Chow, 1971). Bunun sebebi, titreşimli sıçramada düzensiz periyotta dalgalar oluşmakta, etkin sıçramada ise %85 oranında enerji kaybı ve taban oyulması riski oluşmaktadır.

Tablo 3.1 Gerçekleştirilen deney serileri

Test No	Q (m ³ /sn)	q (m ² /sn)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	V ₁ (m/sn)	Fr ₁	Fr ₂	Lr (m)	Lj (m)	P (m)	P (m)	X/h ₁	K (m)
1	0.0209	0.0418	0.3	0.123	1.39	2.57	0.3	0.6	0.85	0.1765	-0.0091	7	0.0011
2	0.0209	0.0418	0.026	0.131	1.60	3.16	0.27	0.8	0.95	0.1805	-0.0176	8.07	0.0011
3	0.0209	0.0418	0.022	0.013	1.90	4.09	0.26	0.7	0.9	0.1942	-0.0190	9.54	0.0011
4	0.0202	0.0404	0.035	0.105	1.15	1.96	0.37	0.7	0.85	0.1695	-0.0116	10.5	0.0011
5	0.0202	0.0404	0.02	0.138	2.02	4.57	0.24	0.95	1.1	0.2092	-0.0185	6	0.0011
6	0.0202	0.0404	0.035	0.105	1.15	1.96	0.37	0.6	0.8	0.1741	-0.0095	6	0.0035
7	0.0202	0.0404	0.03	0.13	1.34	2.43	0.27	0.65	0.8	0.1049	-0.0101	8.07	0.0035
8	0.0202	0.0404	0.026	0.138	1.55	3.07	0.25	0.7	0.85	0.2148	-0.0203	8.07	0.0035
9	0.0171	0.0342	0.034	0.087	1	1.73	0.42	0.2	0.3	0.1741	-0.007	6.17	0.0095
10	0.0171	0.0342	0.03	0.094	1.14	2.10	0.37	0.25	0.35	0.1851	-0.0153	7	0.0095
11	0.0171	0.0342	0.025	0.106	1.36	2.76	0.31	0.4	0.5	0.1903	0.0002	8.4	0.0095
12	0.0171	0.0342	0.02	0.121	1.71	3.86	0.25	0.5	0.6	0.2147	-0.0354	10.5	0.0095
13	0.0171	0.0342	0.017	0.123	2.01	4.92	0.25	0.55	0.7	0.2221	-0.0411	8.23	0.0095
14	0.0171	0.0342	0.014	0.130	2.44	6.59	0.23	0.7	0.8	0.2367	-0.0409	10	0.0095
15	0.0171	0.0342	0.032	0.093	1.06	1.89	0.38	0.2	0.3	0.1709	-0.002	10.77	0.0120
16	0.0171	0.0342	0.029	0.100	1.17	2.19	0.34	0.35	0.5	0.1937	-0.0364	6.50	0.0120
17	0.0171	0.0342	0.025	0.106	1.36	2.76	0.31	0.4	0.55	0.2011	-0.0195	7.24	0.0120
18	0.0171	0.0342	0.022	0.110	1.55	3.34	0.29	0.45	0.6	0.2158	-0.0272	4.375	0.0120
19	0.0171	0.0342	0.013	0.115	2.63	7.36	0.27	0.5	0.7	0.2411	-0.0496	6.36	0.0120

Tablo 3.2 Pürüzsüz yüzey üzerinde gerçekleştirilen bir hidrolik sıçrama deneyinden elde edilen seriler. (Ekinci,2005)

Test No	Q (m ³ /sn)	q (m ² /sn)	H ₁ (m)	H ₂ (m)	V ₁ (m/sn)	Fr ₁	Fr ₂	L _r (m)	L _j (m)
1	0.025	0.041	0.030	0.098	1.3667	2.5192	0.4267	0.10	0.18
2	0.025	0.041	0.029	0.092	1.4138	2.6506	0.4691	0.11	0.23

4. DENEY SONUÇLARI VE SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Deneylerde test matrisinde sunulan (Tablo 4.1) akım koşulları ve taban derinlikleri için tabana yerleştirilmiş basınç dönüştürücüleri ile tabandaki basınç çalkantıları zaman serisi olarak kaydedilmiştir. Basınç çalkantıları 100 Hz ile kaydedilmiştir. Her bir noktadan 2048 data alınarak bu datalara ait ortalama, maksimum pozitif ve negatif değerler belirlenmiştir. Elde edilen volt değerleri deney öncesinde yapılan kalibrasyon denklemleri ile basınç değerlerine dönüştürülmüştür. Bu bölümde değişik akım şartları (Froude değerleri) ve taban pürüzlülükleri için basıncın maksimum, minimum ve ortalama değerleri grafikler ile verilmektedir. Grafiklerde X'in 0 değeri olarak sıçramanın başlangıç noktası alınmıştır.

4.1 Basınç Çalkantılarının Ölçülmesi

Yapılan basınç çalkantı ölçümlerinde, çalkantıların hidrolik sıçrama içindeki dağılımları ve karakteristik büyüklükleri farklı Froude sayıları için incelenmiştir. İnceleme sonucunda genellikle kararsız olan (maksimum ve minimum basınç değerleri arasındaki farkın en büyük olduğu) bu çalkantıların şiddetlerinin hidrolik sıçramanın membasında ani olarak arttığı ve sıçramanın mansabına doğru azalarak nehir rejimindeki mansapta hidrostatik değer civarında olduğu belirlenmiştir.

Şekil 4.1'de Fr_1 sayısının 2.57, q 'nın 0.0418 m²/sn olduğu akım koşullarında , basınç çalkantı özelliklerinin (maksimum,minimum,ortalama) hidrolik sıçrama boyunca değişimi sunulmuştur.

Şekilde p ölçülen basıncı, ρ özgül kütleyi, h_1 hidrolik sıçramadan önceki akım derinliğini, x ise hidrolik sıçramanın başlangıcından itibaren yatay mesafeyi göstermektedir. Şekil 4.1 deki grafikte yatay eksen x/h_1 , dikey eksen ise $p/(\rho.g.h)$

olarak sunulmuştur. Şekil 4.2-4.19 daki grafiklerde yatay eksen x/h_1 , düşey eksen ise p ölçülen basıncı, su sütunu cinsinden verilmiştir.

Şekil 4.1-4.19 daki grafikler analiz edildiğinde basınç çalkantı büyüklüklerinin başlangıçta sıçrama boyunca artış trendi sergilediği ve belli bir pik değerinden sonra düşüş eğiliminde olduğu görülmüştür. Fakat, her bir serideki pik değere ulaşılan x/h_1 değeri ve maksimum basınç değerlerinin farklılık gösterdiği görülmektedir.

$Fr_1 = 2.57$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 1 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; boyutsuzlandırılmış maksimum basınç çalkantısı 1.05-5.88 arasında, minimum basınç çalkantısı -0.30 -3.76 arasında, ortalama basınç çalkantısı 1.011-3.88 arasında değişim göstermektedir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1 = 7$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.1)

$Fr_1 = 3.16$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 2 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantılarının su sütunu cinsinden maksimum değeri 2.49-18.05 cm arasında, minimum değeri -1.76 -11.62 cm. arasında, ortalama değeri 2.28-12.98 cm. arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1 = 8.07$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.2)

$Fr_1 = 4.09$, $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 3 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantılarının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.74-19.42 cm. arasında, minimum değeri -1.89 -12.79 cm. arasında, ortalama değeri 3.48-13.21 cm. arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1 = 9.54$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.3)

$Fr_1 = 1.96$, $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 4 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantılarının su sütunu cinsinden maksimum değeri 2.63-16.55 cm. arasında, minimum değeri -1.16 -8.01 cm. arasında, ortalama değeri 2.41-9.65 cm. arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1 = 10.5$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.4)

$Fr_1 = 4.57$, $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 5 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantılarının su sütunu cinsinden maksimum değeri 1.88-20.92 cm. arasında , minimum değeri -1.85 -11.89 cm. arasında, ortalama değeri 1.76-12.12 cm. arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=6$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.5)

$Fr_1 = 1.96$, $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$ olduğu 6 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.78-17.41 cm arasında, minimum değeri -0.95 -9.57 cm arasında, ortalama değeri 3.07-10.02 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=6$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.6)

$Fr_1 = 2.43$, $q = 0.0404$ olduğu 7 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 4.24-18.47 cm arasında, minimum değeri -1.10 -12.00 cm arasında, ortalama değeri 4.07-13.31 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=8.07$ koordinatında ulaşmıştır.(Şekil 4.7)

$Fr_1 = 3.07$, $q = 0.0404$ olduğu 8 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.27-19.42 cm arasında, minimum değeri -2.03 -13.00 cm arasında, ortalama değeri 3.07-15.31 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=8.07$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.8)

$Fr_1 = 1.77$, $q = 0.0342$ olduğu 9 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.49-17.41 cm arasında, minimum değeri -0.75 -7,36 cm arasında, ortalama değeri 3.14-8.22 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=6.17$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.9)

$Fr_1 = 2.10$, $q = 0.0342$ olduğu 10 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 2.98-19.51 cm arasında,

minimum değeri –1.53-7.90 cm arasında, ortalama değeri 2.82-8.73 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=7$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.10)

$Fr_1= 2.76$, $q= 0.0342$ olduğu 11 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 2.60-19.03 cm arasında, minimum değeri 0.01-8.01 cm arasında, ortalama değeri 2.41-9.74 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=8.4$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.11)

$Fr_1= 3.86$, $q= 0.0342$ olduğu 12 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 2.59-21.47 cm arasında, minimum değeri –3.54-10.37 cm arasında, ortalama değeri 2.21-10.86 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=10.5$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.12)

$Fr_1= 4.92$, $q= 0.0342$ olduğu 13 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 1.91-22.21 cm arasında, minimum değeri –4.11-10.31 cm arasında, ortalama değeri 1.64-12.26 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=8.23$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.13)

$Fr_1= 6.59$, $q= 0.0342$ olduğu 14 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 1.48-23.67 cm arasında, minimum değeri –4.05-10.05 cm arasında, ortalama değeri 1.14-13.02 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=10$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.14)

$Fr_1= 1.89$, $q= 0.0342$ olduğu 15 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.72-17.05 cm arasında, minimum değeri –0.20-9.04 cm arasında, ortalama değeri 3.33-9.88 cm arasında

değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=10.77$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.15)

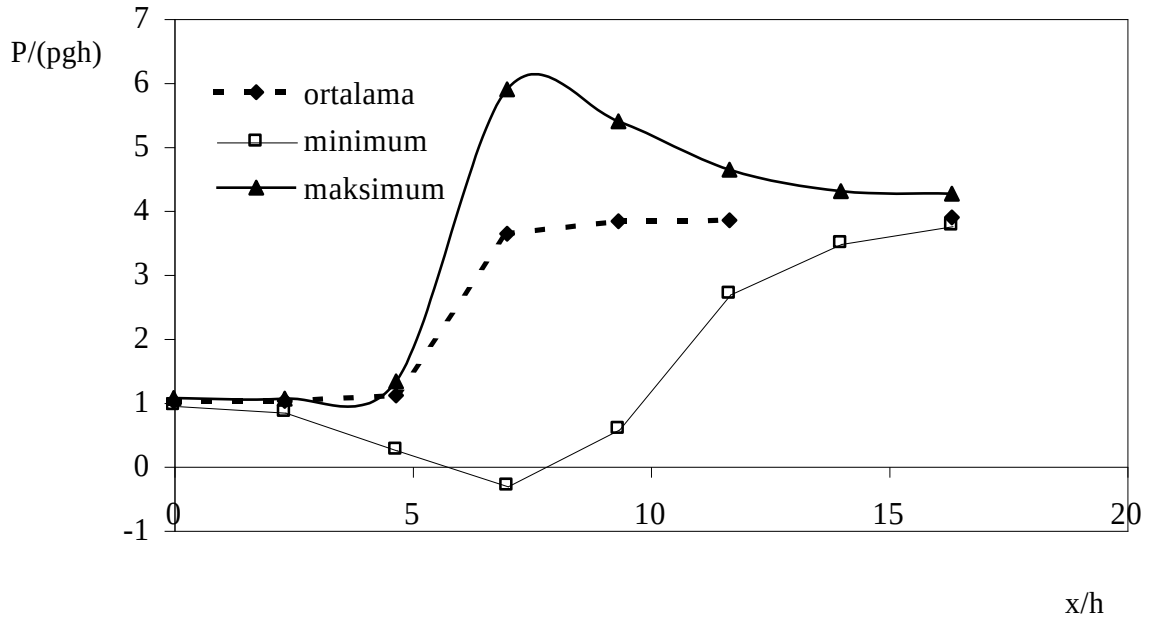
$Fr_1= 2.19$, $q= 0.0342$ olduğu 16 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.23-19.36 cm arasında, minimum değeri -3.64-8.45 cm arasında, ortalama değeri 2.74-9.65 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=6.56$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.16)

$Fr_1= 2.76$, $q= 0.0342$ olduğu 17 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 4.21-20.11 cm arasında, minimum değeri -1.95-9.03 cm arasında, ortalama değeri 3.31-9.46 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=7.24$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.17)

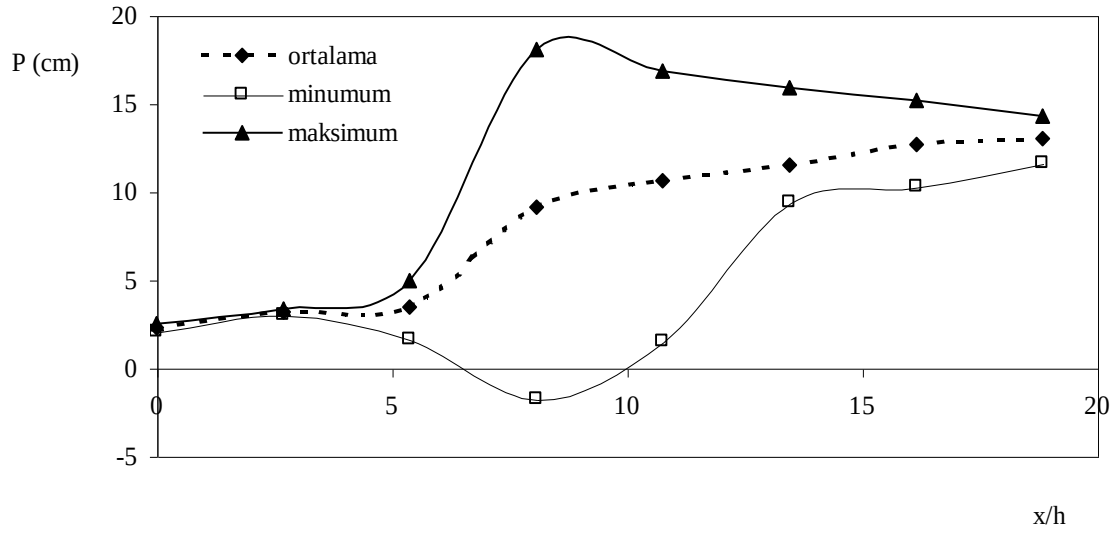
$Fr_1= 3.34$, $q= 0.0342$ olduğu 18 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 3.59-21.58 cm arasında, minimum değeri -2.72-8.98 cm arasında, ortalama değeri 3.11-10.17 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=4.37$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.18)

$Fr_1= 7.36$, $q= 0.0342$ olduğu 19 numaralı deney ölçümlerindeki hidrolik sıçramada; basınç çalkantısının su sütunu cinsinden maksimum değeri 1.98-24.15 cm arasında, minimum değeri -4.96-10.84 cm arasında, ortalama değeri 1.25-11.90 cm arasında değişim göstermiştir. Basınç karakteristikleri pik değerine $x/h_1=6.36$ koordinatında ulaşmıştır. (Şekil 4.19)

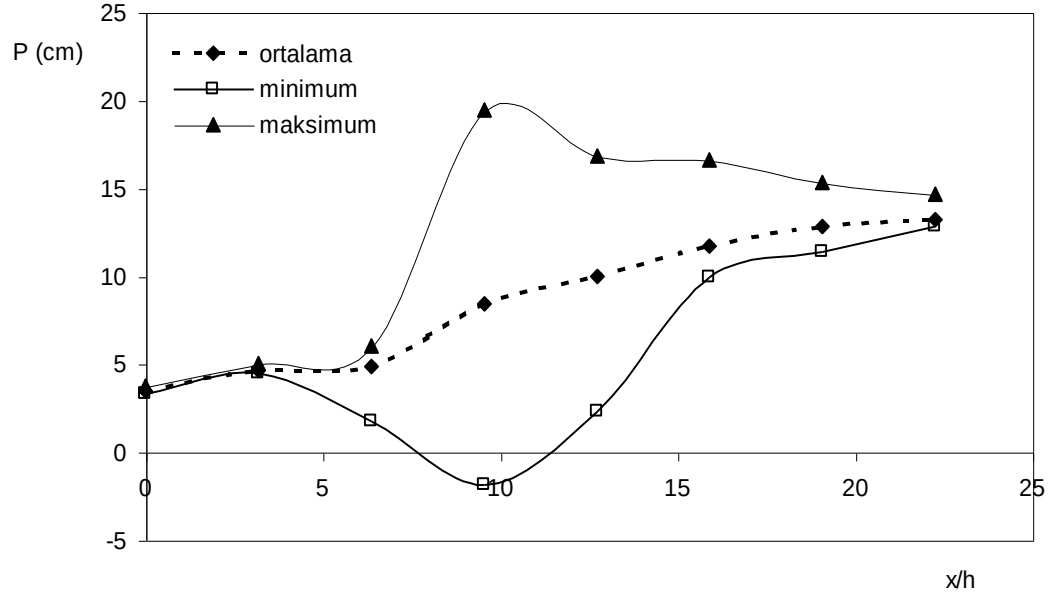
Şekil 4.20 ve Tablo 3.1' den de anlaşılacağı üzere, pürüzlü bir tabanda oluşturulan hidrolik sıçramada, farklı Froude sayıları için taban pürüzlülüğü artırıldıkça basınç çalkantılarının pik değeri de artmaktadır.



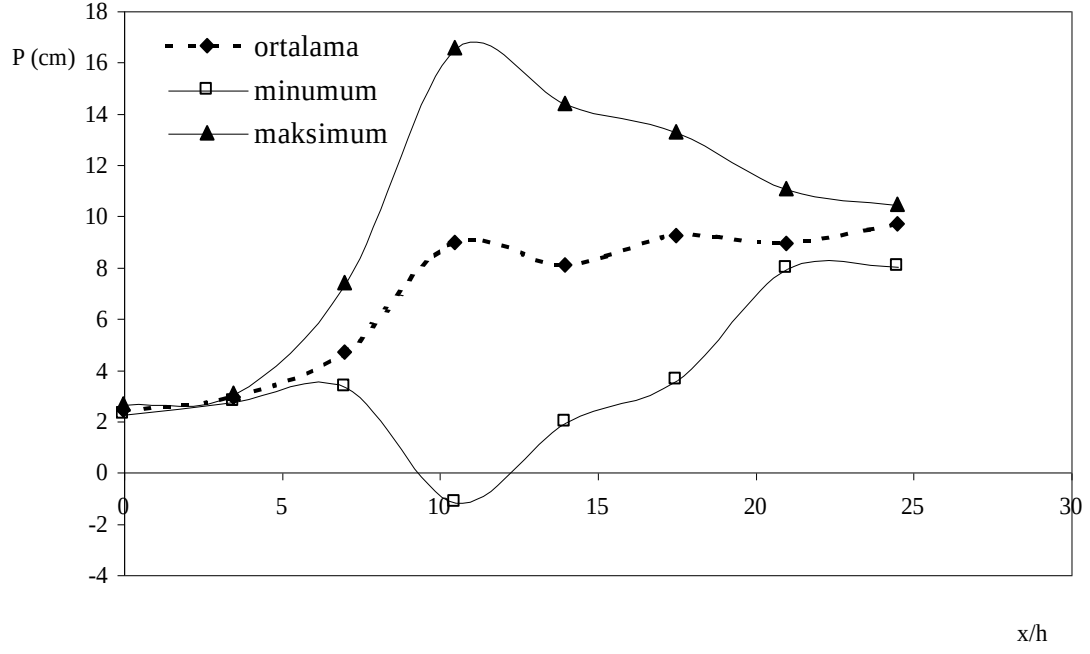
Şekil 4.1 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.57$; $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1: 0.03 \text{ m}$



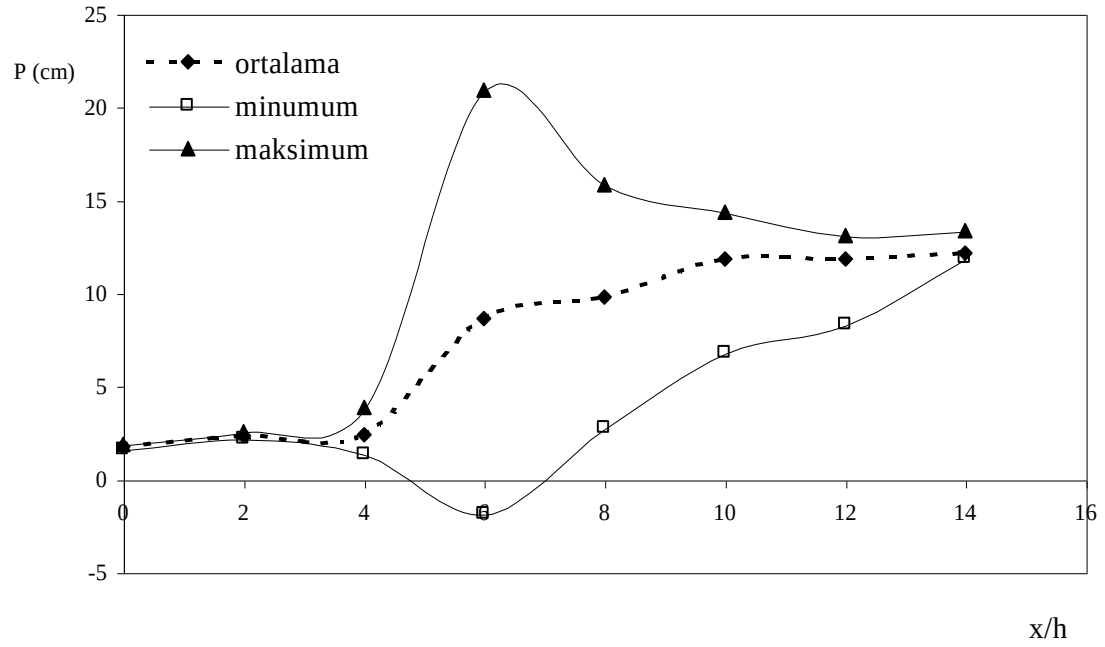
Şekil 4.2 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 3.16$; $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.026 \text{ m}$



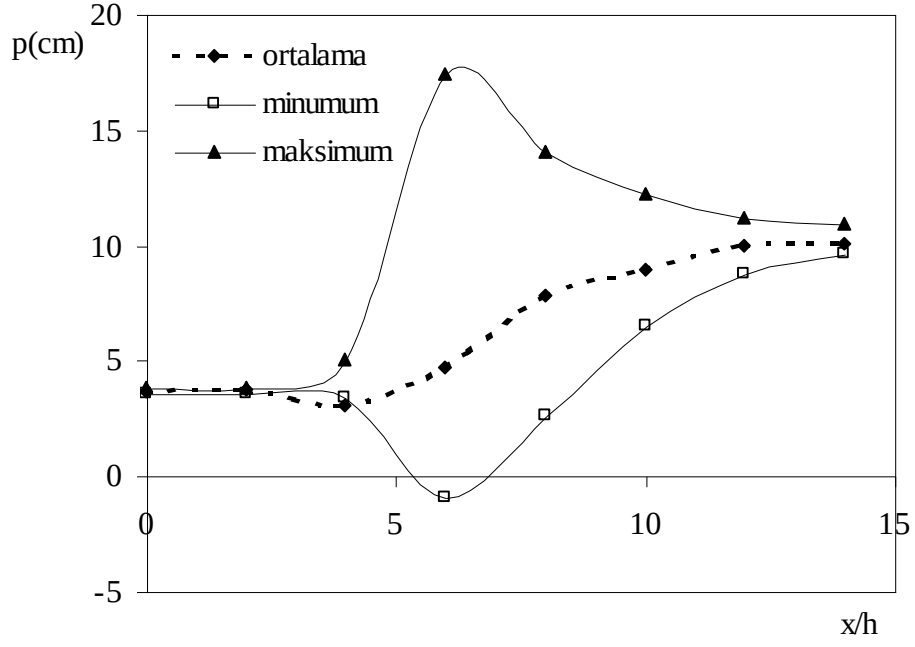
Şekil 4.3 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 4.09$; $q = 0.0418 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.022 \text{ m}$



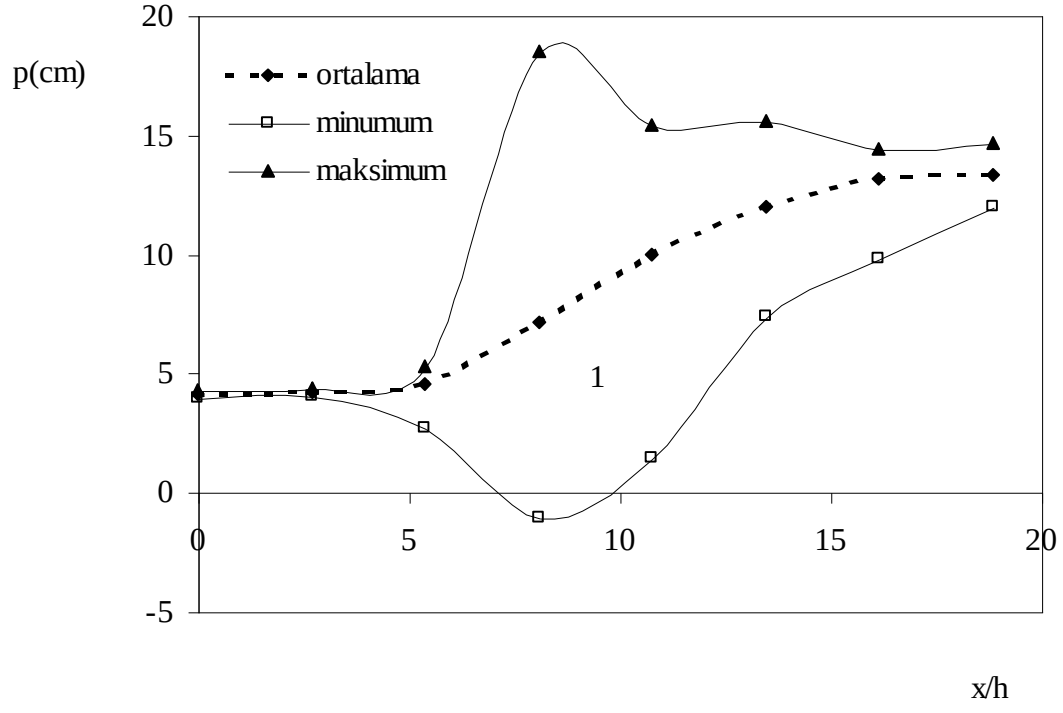
Şekil 4.4 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 1.96$; $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.035 \text{ m}$



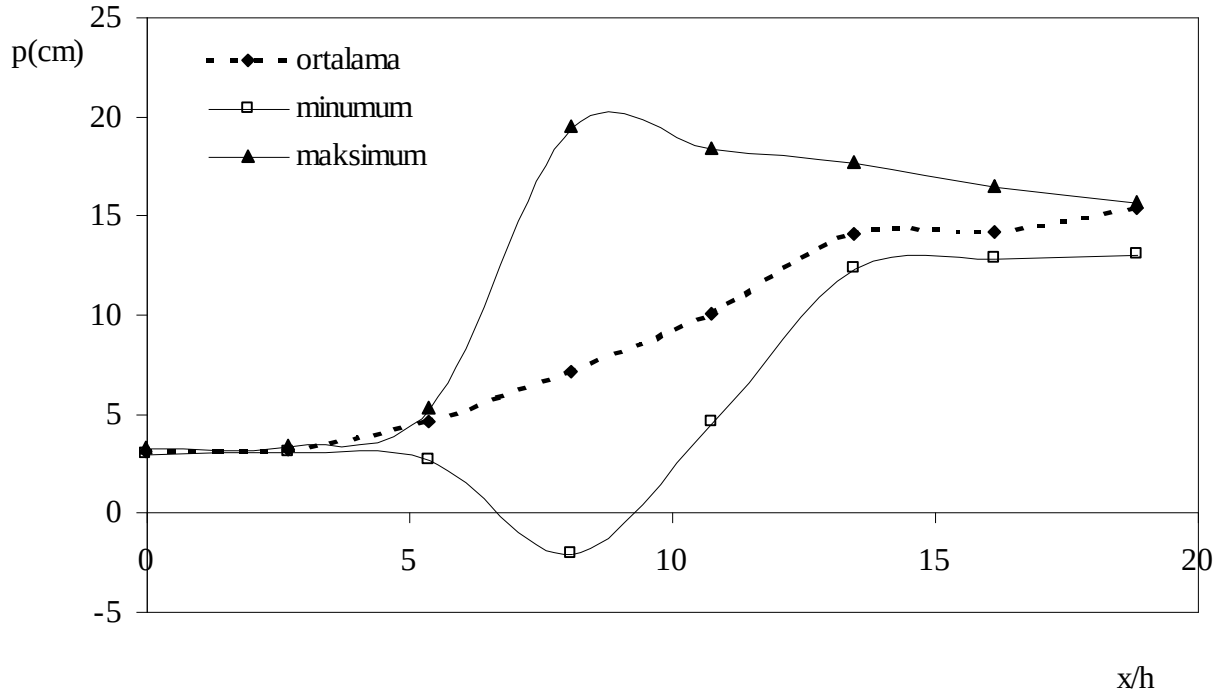
Şekil 4.5 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 4.57$; $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.02$



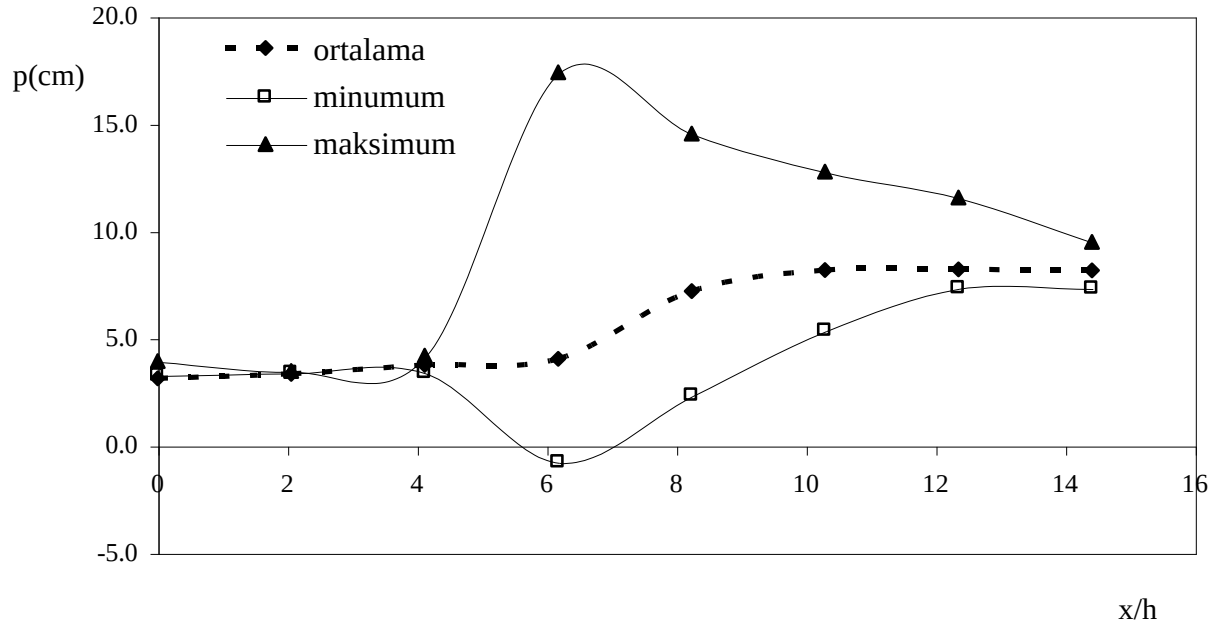
Şekil 4.6 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 1.96$; $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.035 \text{ m}$



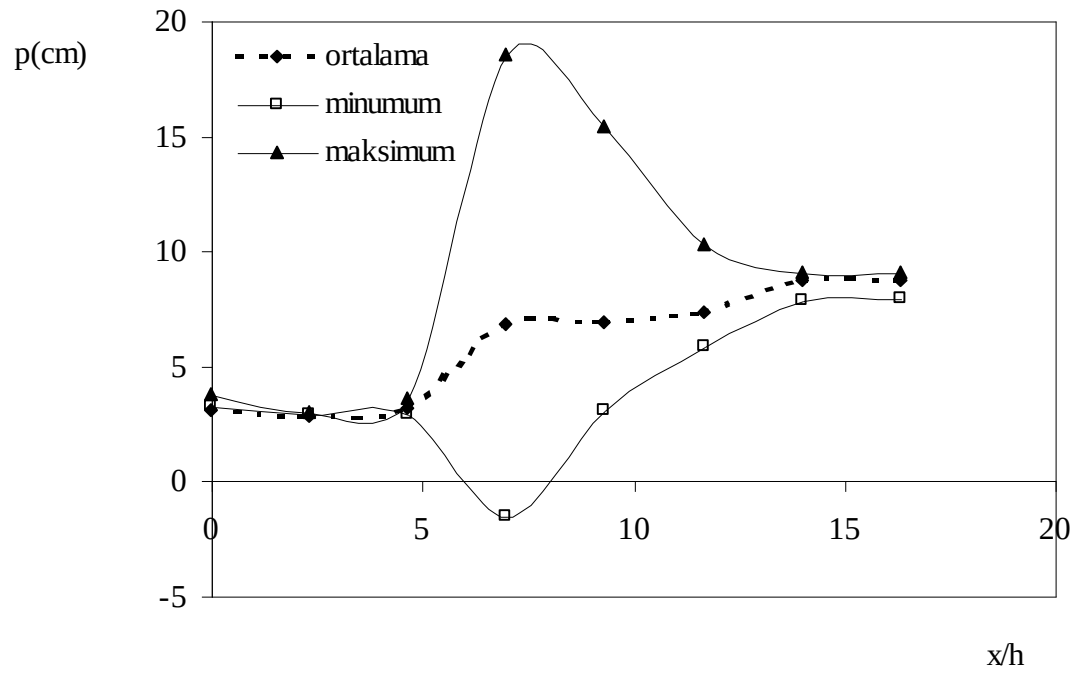
Şekil 4.7 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.43$; $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.03 \text{ m}$



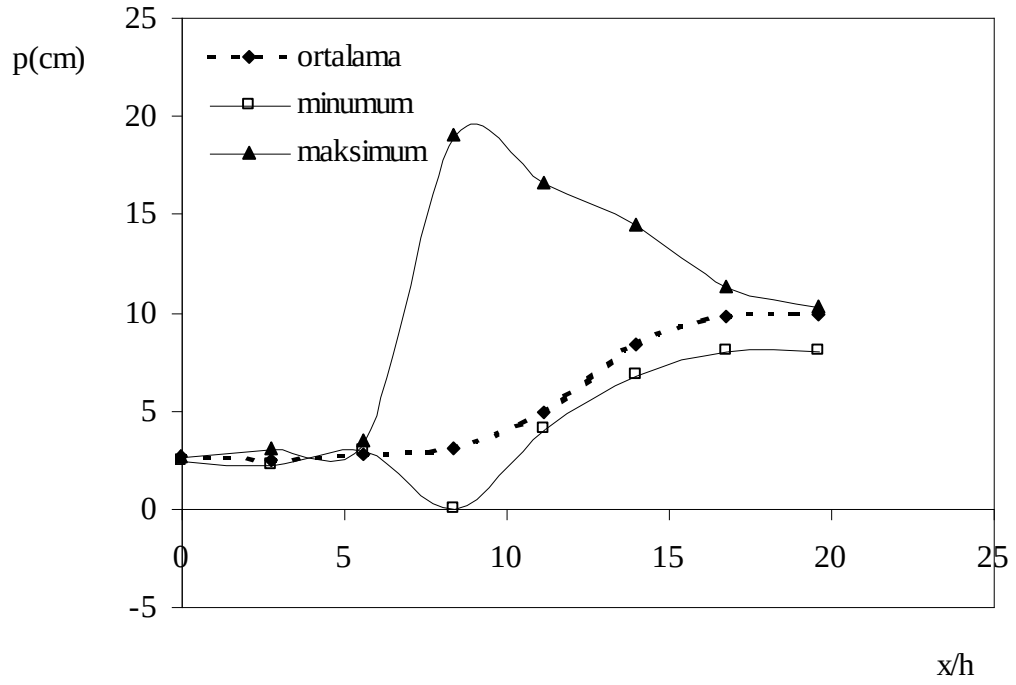
Şekil 4.8 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 3.07$; $q = 0.0404 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.026 \text{ m}$



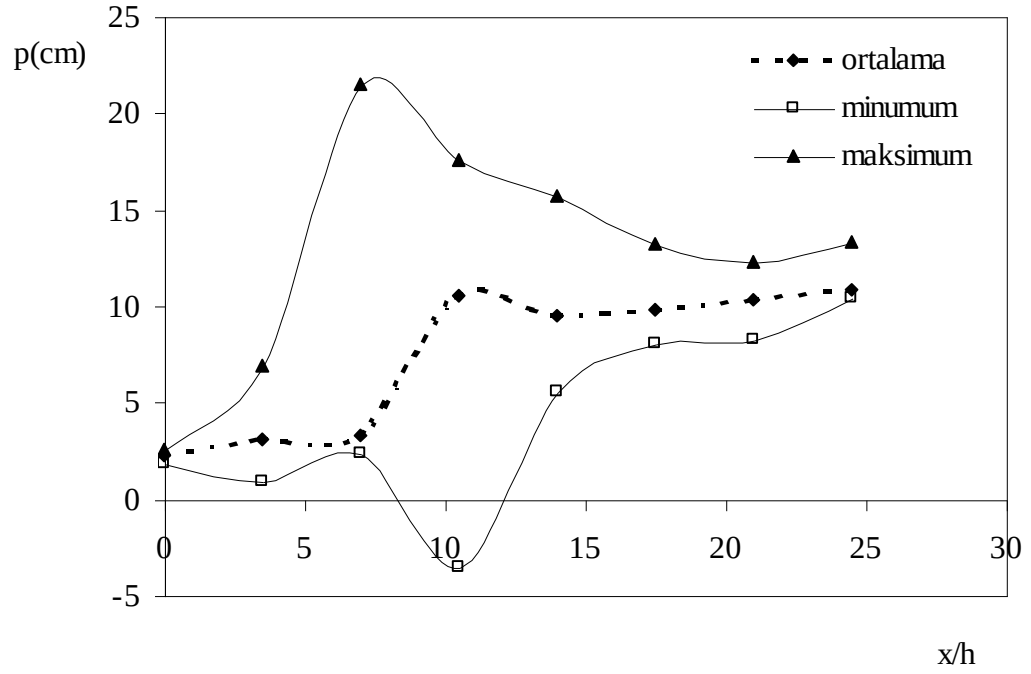
Şekil 4.9 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 1.73$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.034 \text{ m}$



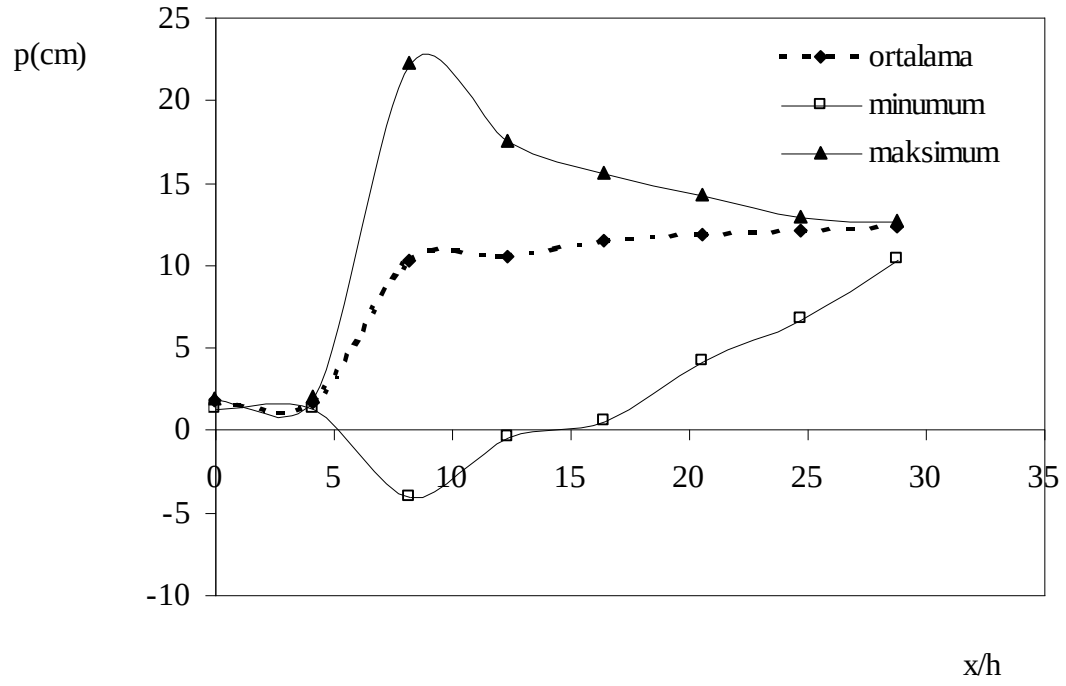
Şekil 4.10 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.10$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.03 \text{ m}$



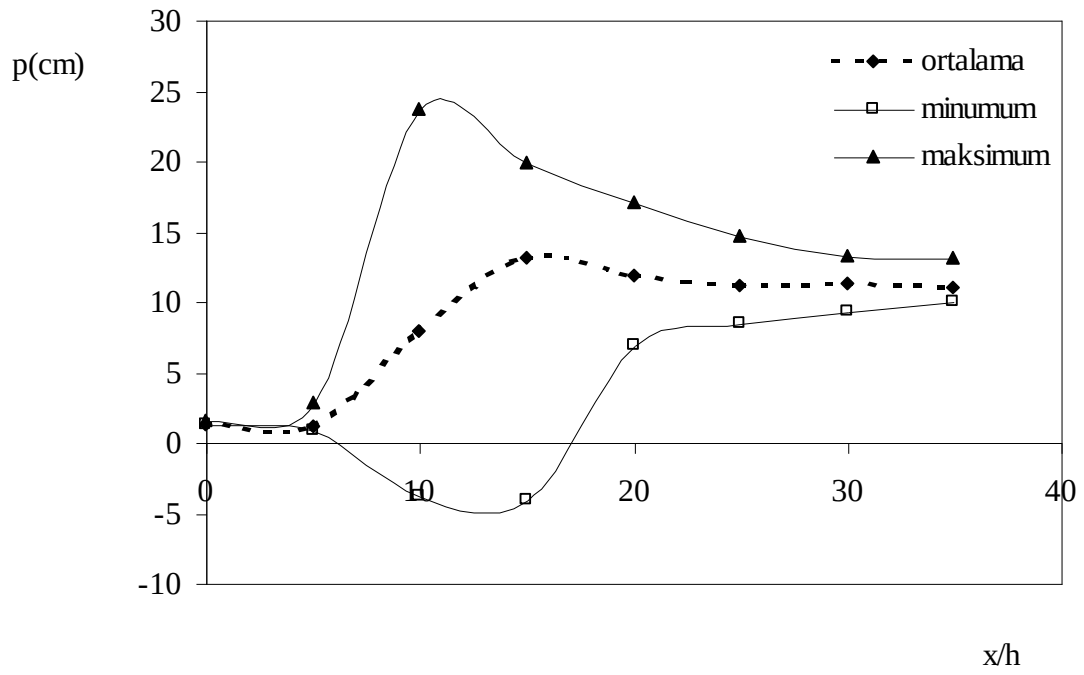
Şekil 4.11 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.76$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.025 \text{ m}$



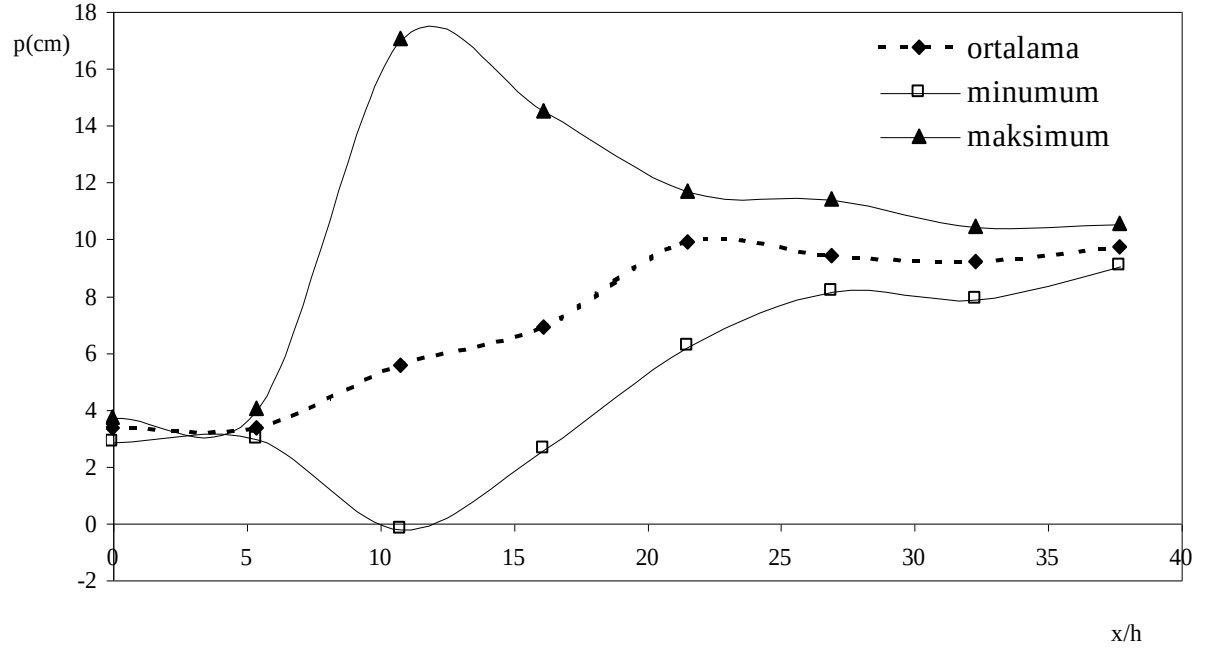
Şekil 4.12 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 3.86$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.02 \text{ m}$



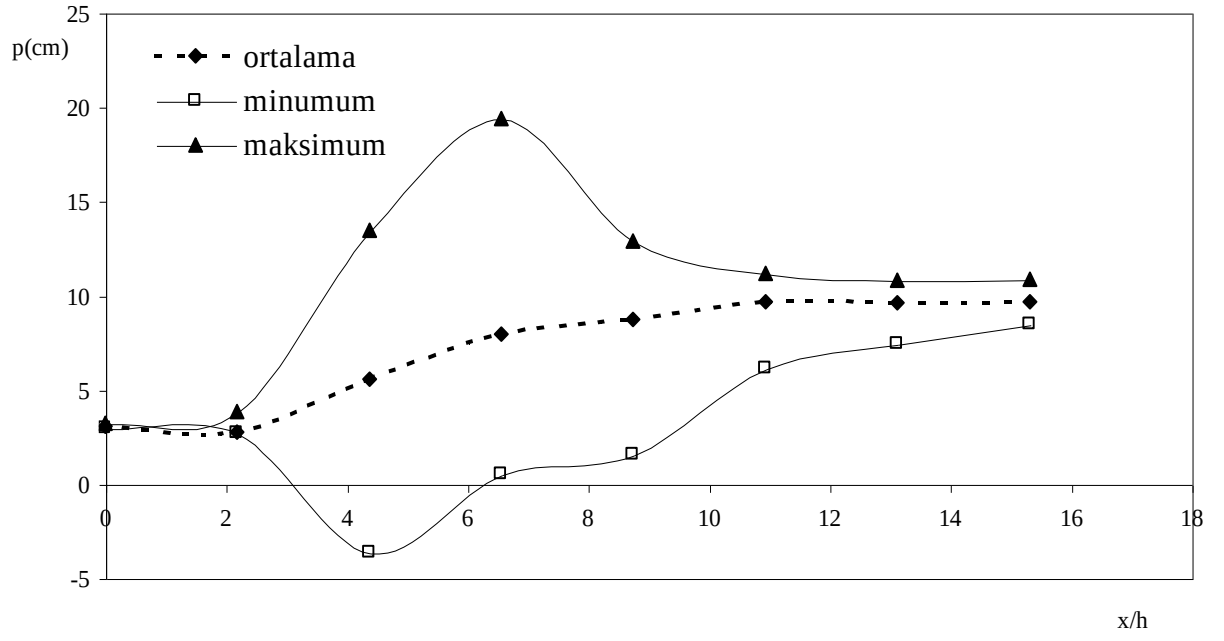
Şekil 4.13 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 4.92$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.017 \text{ m}$



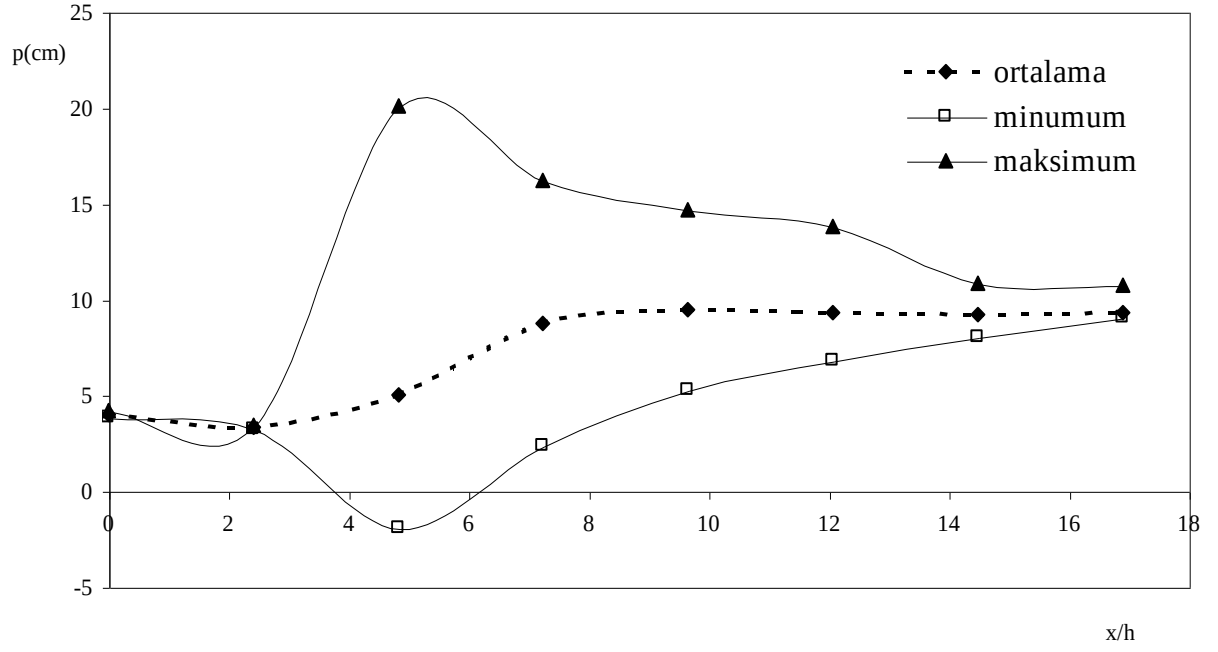
Şekil 4.14 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 6.59$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.014 \text{ m}$



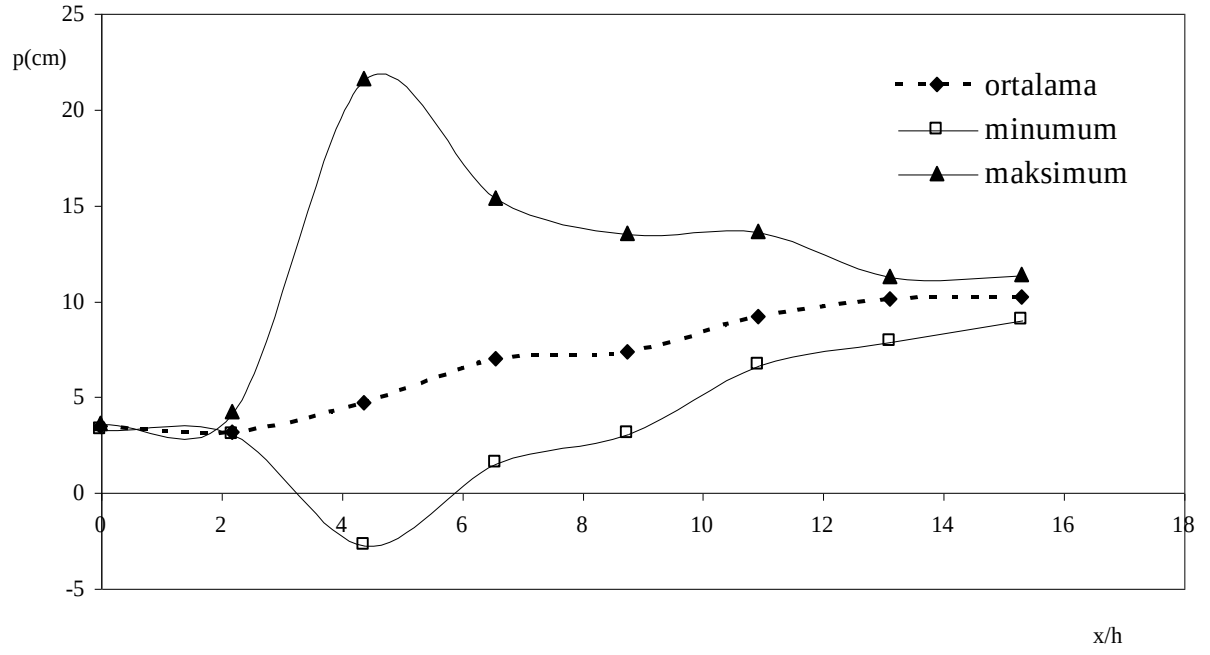
Şekil 4.15 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 1.89$; $q = 0.0324 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.032 \text{ m}$



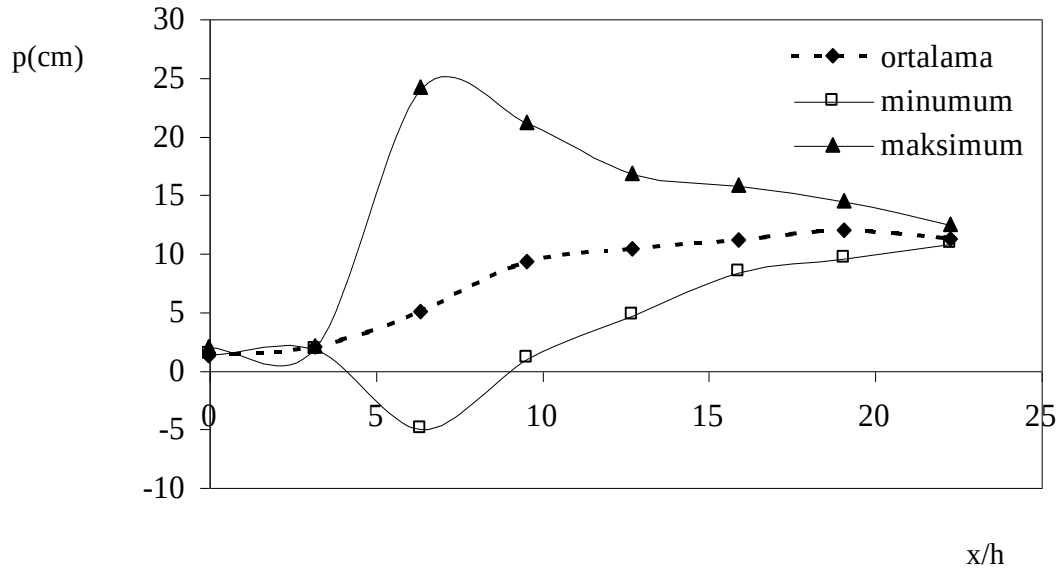
Şekil 4.16 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.19$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.029 \text{ m}$



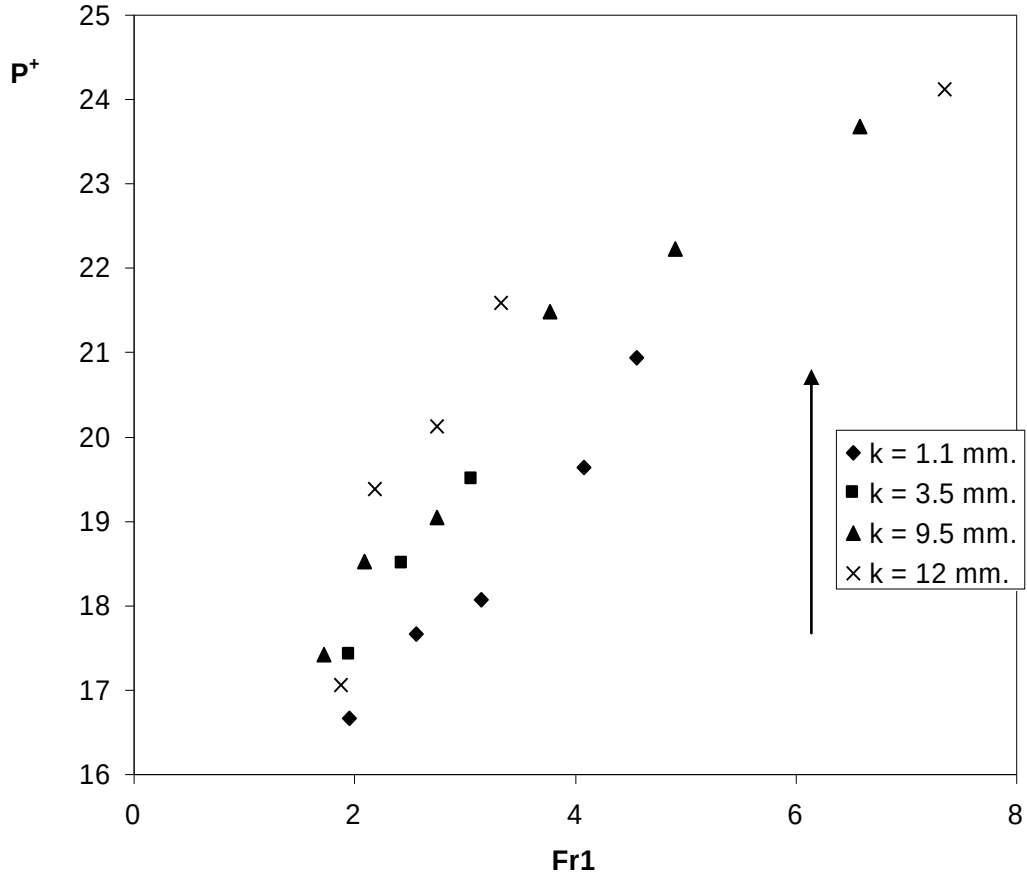
Şekil 4.17 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 2.76$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.025 \text{ m}$



Şekil 4.18 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 3.34$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.022 \text{ m}$



Şekil 4.19 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının değişimi:
 $Fr_1 = 7.36$; $q = 0.0342 \text{ m}^2/\text{sn}$; $h_1 = 0.013 \text{ m}$



Şekil 4.20 Hidrolik sıçrama alanındaki karakteristik basınç çalkantılarının Froude sayısı ile değişimi

5 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, pürüzlü yüzey üzerinde, hidrolik sıçrama altında basınç çalkantıları deneysel olarak belirlenerek hidrolik sıçramanın oluştuğu su yapılarında, dinamik yükler hakkında bilgi sahibi olunmuştur. Çalışmada sıçramanın membasında on dokuz farklı Froude sayısında hidrolik sıçrama sonucunda oluşan basınç değerleri ölçülmüştür. Ölçümler sonucunda birbirine yakın farklı Froude sayıları için, taban pürüzlülüğün artması ile maksimum ve minimum basınç değerlerinin arttığı görülmüştür. Örneğin on birinci deney ölçümlerindeki sonuçlara göre taban pürüzlülüğü $k=0.0095$ m ve Froude sayısı $Fr_1=1.96$ için maksimum basınç değerinin su sütunu cinsinden değeri 0.1903 m iken on yedinci deney ölçümlerinde Froude sayısı $Fr_1=1.96$ için taban pürüzlülüğü $k=0.0120$ m ye çıkartıldığında basınç değerinin 0.2011 e çıktığı görülmektedir. Uygulanan pürüzlülük akımın enerjisini kırmakta, akımın türbülans karakteristiklerini arttırmakta fakat aynı zamanda tabandaki maksimum ne minimum basınç değerini artırmaktadır. Basınç değerini düşürmek için pürüzlülük azaltıldığında ise su, yapının mansap tarafına yüksek bir enerji ile akacaktır. Hidrolik sıçramaya maruz kalan yapının tahkimatında bu unsurlar düşünülerek yapının dizaynı için optimum hesaplar yapılmalıdır. Ayrıca maksimum ve minimum basınç değerleri arasında büyük farklar olduğu belirlenmiştir. Örneğin birinci deney ölçümlerindeki sonuçlara göre maksimum boyutsuz basınç değeri 17.65 iken minimum boyutsuz basınç değeri ise -0.91 dir. Böyle büyük farklarda artan ve azalan basınç değerleri kanal betonunda büyük zorlanmalara ve aşınmalara sebep olabilir. Maksimum ve minimum değerlerin ortalama değer çizgisinden oldukça büyük bir sapma gösterdiği hidrolik sıçramanın oluştuğu su yapılarında taban betonunun sağlam zemine iyi ankre edilmesi gerekir.

Hidrolik sıçrama altında basınç çalkantıları incelendiğinde, pik maksimum ve minimum basınçların oluştuğu nokta da Froude sayısına bağlı olarak değişmektedir. Bu nedenle, hidrolik sıçramanın oluştuğu su yapılarında yapının stabilitesi için

maksimum ve minimum değerlerin boşaltımın olduğu savaktan ne kadar mesafede olduğu tespit edilmelidir.

KAYNAKLAR

Abdul Khader, M.H. and Elango, K., (1974) "Turbulent pressure Field Beneath a Hydraulic Jump", IAHR, J. Hydraulic Research Vol.12(4), pp. 469-489.

Akbari, M.E.,Mittal, M.K. and Pande P.K., (1982) "Pressure Fluctuations on the Flor of Free and Forced Hydraulic Jumps", Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, Coventry, England, Int. Conf. Held Sep. 22-24 Paper C1, pp. 87-96.

ASCE Task Committee on Turbulence Models in Hydraulic Computations, (1988) "Turbulence Modelling of Surface Water Flow and Transport; Part I to V., ASCE, J. Hydraulic Engineering, Vol. 114(9), pp. 970-1073.

Bakhmateff, B.A. and Matzke, A.E., (1936) "The Hydraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity", Trans.ASCE, Vol.100. pp. 630-680.

Bellin, A. and Fiorotto, (1995), "Direct Dynamic Force Measurements on Slabs in Spillway Stilling Basins", ASCE, J.

Hydraulic Engineering. Vol.121(10), pp. 686-693

Bhowmic, N.G. (1975) "Stilling Basin Design for Low Froude Number", Proc. ASCE, J. Hydraulic Division, Vol.101(HY7), pp. 901-915.

Bowers, C.E. and Toso, J., (1988) "Karnafuli Project, Model Studies of Spillway Damage", ASCE,J.Hydraulic Engineering, Vol.114(5), pp. 469-483.

Bowers, C.E. and Tsai, F.Y., (1969) "Fluctuating Pressures in Spillway Stilling Basins", Proc. ASCE,J.Hydraulics Division, Vol.95(HY6), pp. 2071-2079.

Bradley, j.n.,and Peterka, A.J., (1957), “Hydraulic Design of Stillig Basins-Stilling Basins with Sloping Apron (Basin V)”, Proc. ASCE,J. Hydraulics Division, Vol.83(HY5), Paper No. 1405, pp.1-32.

Chow, V.T., (1959) Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company.

Farrhoudi, J. and Narayanan, R., (1991) “Force on Slab Beneath Hydraulic Jump”, ASCE,J. Hydraulic Engineering, Vol.117(1), pp. 64-82.

Fiorotto,V. and Rinaldo, A., (1992a), “Fluctuating Uplift and Lining Design in Spillway Stilling Basins”, ASCE, J. Hydraulic Engineering. Vol.118(4), pp. 578-596.

Fiorotto, V. and Rinaldo, A., (1992b), “Turbulent Pressure Fluctuations Under Hydraulic Jumps”, IAHR. J. Hydraulic Research Vol.30(4), pp. 499-520.

Fletcher, C. A.J., (1991) “Computational Techniques for Fluid Dynamies”, Volumes I and II, Springer-Verlag, Berlin.

Garg,S.P. and Sharma, H.R., (1971), “Efficiency of Hydraulic Jump”, Proc. ASCE, J. Hydraulics Division, Vol.97(HY3), pp 409-420.

Gibson, A.H., (1920) “ Experiments on The Coefficients of Discharge Under Rectangular Sluice-Gates, Minutes of Proceedings, ins. Civil Engineers, London, Vol.207, pp. 427-434.

Hager,W.H., (1992), “Energy Dissipators and Hydraulic Jump”, Kluwer Akademik Publishers, Dordrecth, Boston, London, Water Science and Technology Library.

Hager,W.H., (1993), “Classical Hydraulic Jump: Free Surface Profile” Canadian J. Civil Eng., Vol.20, pp.536-539.

Hager W.H and Bremen,R., (1989), “Classical Hydraulic Jump: Seguent Depths”, IAHR, J.Hydraulic Research Vol.27(5),pp.565-585.

Hager,W.H., Bremen,R.and Kawagoshi,N., (1990), “Classical Hydraulic Jump: Length of Roller”, IAHR. J.Hydraulic Research Vol.28(5),pp.591-608.

Kindsvater, C.E., (1944) “The Hydraulic Jump in Sloping Channels”, Trans. ASCE, Vol.109, pp. 1107-1154

Leutheusser, H.J. and Kartha, V.C., (1972) “Effects of Inflow Conditions on Hydraulic Jump”, Proc. ASCE, J. Hydraulics Division, Vol.98(HY8), pp. 1367-1385.

Long, D., Rajaratnam, N. And Steffler, P.M., (1990), “LDA Study of flow structure in Submerged Hydraulic Jump”, IAHR, J. Hydraulic Research Vol. 28(4), pp. 437-460.

Long. D., Steffler, P.M. and Rajaratnam, N., (1991), “A Numerical Study of Submerged Hydraulic Jumps” IAHR, J.Hydraulic Research Vol.29 (3), pp.293-308.

Madsen, P.A. and Svendsen, I.A, (1983), “Turbulent Bores and Hydraulic Jumps”, J. Fluid Mechanics, Vol. 129, pp. 1-25.

Naudascher, E., (1991), “Hydrodynamic Forces”, A.A.Balkema, Rotterdam, Brookfield, University of Karlsruhe, Germany

Rajaratnam N., (1965a), “The Hydraulic Jump As A Wall Jet”, Proj. ASCE, J. Hydraulic Division,, Vol.91 (HY5), pp. 107-132.

Rajaratnam N., (1965b), “Submerged Hydraulic Jump” Proj. ASCE, J. Hydraulic Division,, Vol.91 (HY4), pp. 71-96.

Toso, J. W. And Bowers, C.E., (1988), “Extreme Pressures in Hydraulic-Jump Stilling Basins”, ASCE, J. Hydraulic Engineering, Vol. 114 (8), pp. 829-843.

Wu, S. And Rajaratnam, R., (1995), “Free Jumps, Submerged Jumps and Wall Jets” IAHR, J. Hydraulic Research Vol. 33(2), pp. 197-212.

Liu, M., Rajaratnam, N., Zhu, D.Z., 2004. Turbulence structure of hydraulic jumps of low froude numbers, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE Vol. 130(6), pp. 511-520

ÖZGEÇMİŞ

1980 yılında İstanbul’da doğan Ali Kerim Günay, ilk orta ve lise öğrenimini TED Karabük Koleji’nde tamamladı. 1997 yılında Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girerek 2002 yılında mezun oldu. 2003 yılında İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Hidrolik ve Su Kaynakları Mühendisliği Programı’nda yüksek lisans eğitimine başladı. Halen İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü’nde yüksek lisans eğitimine devam etmektedir.