



**SİLİNDİR BİR KÖPRÜ AYAĞINDAKİ OYULMA OLUŞUMUNA
TABAN EŞİKLERİNİN ETKİSİ**

Abdullah Kürşat DEMİR

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

TEMMUZ 2018

Abdullah Kürşat DEMİR tarafından hazırlanan “SİLİNDİR BİR KÖPRÜ AYAĞINDAKİ OYULMA OLUŞUMUNA TABAN EŞİKLERİNİN ETKİSİ” adlı tez çalışması aşağıdaki jüri tarafından OY BİRLİĞİ ile Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Doç. Dr. Nihat EROĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum.

Başkan: Prof. Dr. Nevzat YILDIRIM

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Çankaya Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum/onaylamıyorum.

Üye: Dr. Öğr. Üyesi Müsteyde Baduna KOÇYİĞİT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum/onaylamıyorum.

Tez Savunma Tarihi:/...../.....

Jüri tarafından kabul edilen bu tezin Yüksek Lisans Tezi olması için gerekli şartları yerine getirdiğini onaylıyorum.

.....
Prof. Dr. Sena YAŞYERLİ
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Abdullah Kürşat DEMİR

05/07/2018

SİLİNDİR BİR KÖPRÜ AYAĞINDAKİ OYULMA OLUŞUMUNA TABAN
EŞİKLERİNİN ETKİSİ
(Yüksek Lisans Tezi)

Abdullah Kürşat DEMİR

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
Temmuz 2018

ÖZET

Türkiye’de ve Dünya’da birçok köprü çeşitli nedenlerle hasara uğramakta ve yıkılmaktadır. Köprü yıkılmalarının ana nedenlerinden birisi de köprü ayaklarının temellerinin akarsudaki akımla oyulması ve bu nedenle stabilitelerinin bozulmasıdır. Bu çalışmada köprü ayaklarındaki yerel oyulmalar incelenmiş ve akım şartlarının düzenlenmesi ile oyulmayı engelleyici tedbirlerin etkinliği deneysel olarak araştırılmıştır. Deneyler Gazi Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesinde bulunan Akışkanlar Mekaniği Laboratuvarındaki dikdörtgen kesite sahip taban eğimi 0,001, uzunluğu 10,8 m, genişliği ve derinliği ise 0,5’er m olan kanalda gerçekleştirilmiştir. Deneyler üniform akım şartlarında ve nispeten üniform sediment taneleriyle gerçekleştirilmiştir. Üniform akım ve sediment başlangıç hareketinin tayini için deneyler yapılmıştır. $Q = 10 \text{ lt/s}$ ’ lik debide akımın üniform olduğu ve sediment başlangıç hareketi için kritik şartların sağlandığı tespit edilmiştir. Deneylerde üç farklı çapta silindirik köprü ayağı kullanılmıştır. Üniform akım şartları için söz konusu bu köprü ayaklarında oluşan oyulma çukurunun derinliği ve geometrisi tespit edilip ölçülmüştür. Bunun akabinde oyulmayı engelleyici olarak taban eşikleri kullanılarak taban eşiklerinin köprü ayağına olan uzaklığının oyulmaya olan etkisi araştırılmıştır. Her bir deney sonucunda oyulma çukurunun derinliği ve geometrisi kayıt altına alınmıştır. Taban eşiklerinin yerel oyulmanın gelişimini engelleyici etki yaptığı görülmüştür. Buna ek olarak, gözlemler neticesinde taban eşiklerinin at nalı çevrintilerinin yapısını bozduğu sonucuna varılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen en belirgin sonuç köprü ayağı çapı ne olursa olsun köprü ayağının hemen mansabına yerleştirilen taban eşığının oyulma derinliğini her durumda %25 oranında azaltmış olmasıdır.

Bilim Kodu : 91122
Anahtar Kelimeler : Üniform akım, sediment hareketi, yerel oyulma, köprü ayakları, oyulmayı engelleyen yapılar, taban eşikleri
Sayfa Adedi : 139
Danışman : Doç. Dr. Nihat EROĞLU

THE EFFECT OF BED SILLS ON THE SCOURING FORMATION AROUND
A CYLINDRICAL BRIDGE PIER

(M. Sc. Thesis)

Abdullah Kürşat DEMİR

GAZİ UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

July 2018

ABSTRACT

Many bridges in Turkey and in the World are damaged and collapsed for various reasons. One of the main reasons for bridge failures is that the pier foundations are scoured by the river flow and thus the stability of the bridges are lost. In this study, local scouring of bridge piers was examined and the effectiveness of flow altering countermeasures to prevent local scouring was investigated experimentally. The experiments were conducted in a flume that has 0,001 bottom slope, 10,8 m length, 0,5 m width and 0,5 m depth, located in the Fluid Mechanics Laboratory of Gazi University, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering. The experiments were carried out under uniform flow conditions and nearly uniform sediments were used. Tests were conducted to determine the uniform flow condition and the initiation of sediment motion. It was found that uniform flow and the critical conditions for initiation of sediment motion were obtained at the discharge of $Q = 10$ l/sec. Three different cylindrical bridge piers were used in the experiments. For uniform flow conditions, the depth and geometry of the scour hole around bridge piers were determined and measured. Subsequently, the effectiveness of the distance of the bed sill to the bridge pier was investigated by using the bed sills to prevent scouring. At the end of each experiment, the depth and geometry of the scour hole were recorded. It was observed that the bed sills have an inhibitory effect on the development of local scouring. In addition, observations have resulted in the fact that the bed sills ruin the mechanism of the horseshoe vortex. The most obvious result obtained from this study is that regardless of the diameter of the bridge pier, the depth of the local scouring around bridge pier has always been reduced by 25% when the bed sill is placed immediately downstream of the bridge pier.

Science Code : 91122
Key Words : Uniform flow, sediment motion, local scour, bridge piers, scour countermeasures, bed sills
Page Number : 139
Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Nihat EROĞLU

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim süresince ihtiyacım olan her anda ve alanda yardımına başvurmak istediğimde beni geri çevirmeyip tecrübe ve bilgi birikimini aktarma hususunda cömertliğini hiçbir zaman esirgemeyen kıymetli hocam Doç. Dr. Nihat EROĞLU'na teşekkürü bir borç bilirim.

Söz konusu bu eğitimim boyunca kamu malının kutsallığını, sergilediği yaşam tarzıyla gözler önüne seren ve bu yolda ilerlemem hususunda bana örnek olan, deneysel çalışmalarımı yürütürken şevk kaynağım “su yalan söylemez” kelamının sahibi saygı değer hocam Prof. Dr. Nevzat YILDIRIM'a çok şey borçlu olduğumu belirtmeyi kendime olmazsa olmaz bir vazife addediyorum.

Yine bu süre zarfında benden hiçbir zaman desteğini eksik etmeyen, lisans eğitimim boyunca da kendisine büyük muhabbet beslediğim, değerli ağabeyim, kıymetli büyüğüm, Arş. Gör. Murat AYHAN hocama, deneysel çalışmalarımı gerçekleştirdiğim süre zarfında bana büyük yardımları dokunan değerli kardeşlerim Hüseyin GÜL ve Melike GÜRPINAR'a, her bir deneyimde emeği olan Gazi Üniversitesi Hidrolik Laboratuvarından sorumlu idari personel Şenol BURHAN ağabeyime, deneysel çalışmalarımı yürütürken dar zamanlarımda yardım etme hususunda hiçbir zaman çekingenlik göstermeyen, ülkemizin geleceği adına ümit var olmamdaki en büyük sebep olan Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği öğrencilerine canı gönülden teşekkürlerimi sunarım.

Yapmış olduğum çalışmalar sırasında, kendilerine çoğu zaman vakit ayıramadığım, nice cefamı çektikleri halde hiçbir fedakarlıktan kaçınmayan canım annem Reyhan DEMİR başta olmak üzere, babam Yusuf DEMİR, kardeşlerim Abdülkerim Alperen DEMİR ve Abdülhamid İşbara Alp DEMİR ve eşim Elif DEMİR'e sonsuz şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	xi
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xiii
RESİMLERİN LİSTESİ	xviii
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xix
1. GİRİŞ.....	1
2. KÖPRÜ AYAKLARINDA OYULMA.....	3
2.1. Sediment Tanesinin Başlangıç Hareketi	3
2.2. Oyulma Kavramı	18
2.2.1.Genel taban oyulması	19
2.2.2.Daralma oyulması.....	20
2.2.3.Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma	20
2.3. Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulmayı Önlemek için Alınan Önlemler	23
2.4. Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulma Parametreleri ve Boyut Analizi	26
3. LİTERATÜR.....	33
3.1. Sediment Başlangıç Hareketiyle İlgili Çalışmalar	33
3.1.1.Shields (1936).....	33
3.1.2.Lavelle ve Mofjeld (1987)	34
3.1.3.Graf ve Song (1995)	35
3.1.4.Buffington ve Montgomery (1997)	37

	Sayfa
3.1.5.Afzalimehr ve Anctil (1999).....	38
3.1.6.Paphitis, Velagrakis, Collins ve Muirhead (2001).....	40
3.1.7.Marsh, Western ve Grayson (2004).....	42
3.1.8.Afzalimehr, Dey ve Rasoulifar (2007).....	43
3.1.9.Lamb, Dietrich ve Venditti (2008)	45
3.1.10.Emadzadeh, Chiew ve Afzalimehr (2010).....	46
3.1.11.Alfadhli, Yang ve Sivakumar (2014).....	47
3.2. Köprü Ayaklarında Yerel Oyulma ile İlgili Çalışmalar	49
3.2.1.Inglis (1949).....	49
3.2.2.Laursen (1958).....	50
3.2.3.Shen, Schneider ve Karaki (1969)	50
3.2.4.Hancu (1971)	50
3.2.5.Neill (1973).....	50
3.2.6.Richardson, Karaki, Mahmood, Simons ve Stevens (1975).....	51
3.2.7.Breusers, Nicollet ve Shen (1977)	51
3.2.8.Jain ve Fischer (1979).....	52
3.2.9.Günyaktı (1986).....	52
3.2.10.Melville ve Sutherland (1988)	53
3.2.11.Yanmaz (1989)	54
3.2.12.Kothyari, Garde ve Raju (1992)	55
3.2.13.Dongguang, Posada ve Nordin (1993).....	55
3.2.14.Richardson ve Davis (1995)	57
3.2.15.Johnson (1999).....	58
3.2.16.Jones ve Sheppard (2000).....	58

	Sayfa
3.2.17.May, Ackers ve Kirby (2002)	59
3.2.18.Oliveto ve Hager (2002)	60
3.2.19.Sheppard, Odeh ve Glasser (2004)	62
3.2.20.Kothyari, Hager ve Oliveto (2007)	63
3.2.21.Lai, Chang ve Yen (2009)	64
3.2.22.Khwairakpam, Ray, Das, S., Das, R. ve Mazumdar (2012)	65
3.2.23.Liang, Wang, Huang ve Wang (2016)	65
3.3. Köprülerde Yerel Oyulmaya Karşı Düzenlemeler için Yapılan Çalışmalar	66
3.3.1.Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso (2009a)	66
3.3.2.Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso (2009b)	68
3.3.3.Pagliara, Carnacina ve Cigni (2010)	69
3.3.4.Razi, Salmasi, Dalir ve Farsadizaeh (2012)	70
3.3.5.Tafarojnoruz, Gaudio ve Calomino (2012)	71
4. DENEY DÜZENEGİ	73
4.1. Deneylerin Yapılışı	78
4.1.1.Deneylere ön hazırlık	78
4.1.2.Sediment başlangıç hareketinin tayini ve ölçümler	78
4.1.3.Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın tayini ve ölçümler	79
4.1.4.Oyulma çukuru geometrisinin hesaplamaları	80
4.1.5.Deneylerin sınır şartları	80
5. DENEYLERİN SONUÇLARI VE YORUMLANMASI	87
5.1. Sediment Başlangıç Hareketiyle İlgili Bulgular ve Yorumlanması	87
5.1.1.Hızlanan üniform olmayan akımda sediment başlangıç hareketi	88
5.1.2.Yavaşlayan üniform olmayan akımda sediment başlangıç hareketi	92

	Sayfa
5.2. Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulma ile İlgili Bulgular ve Yorumlanması	100
5.3. Yerel Oyulmalara Karşı Yapılan Taban Eşiği ile İlgili Bulgular ve Yorumlanması	104
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	129
KAYNAKLAR	131
ÖZGEÇMİŞ	139



ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Köprü ayağı şekil faktörünün (K_s) değerleri (Melville ve Sutherland, 1988).....	32
Çizelge 4.1. Goncharov (1964), Neill (1967), Garde (1970), Melville (1997) ve Soulsby'e (1997) göre kesitteki akımın hesaplanan kritik ortalama hızları....	81
Çizelge 4.2. Köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğine ulaşılması için Franzetti ve diğerleri (1994) ile Melville ve Chiew'e (1999) göre gerekli olan süre	82
Çizelge 4.3. Sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan deneylerin sınır şartları...	83
Çizelge 4.4. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin tayini için yapılan deneylerin sınır şartları.....	84
Çizelge 4.5. Taban eşiklerinin köprü ayağının mansap yüzeyinden olan uzaklıkları	84
Çizelge 5.1. 10 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri.....	89
Çizelge 5.2. Yapılan deneylerden elde edilen kesitteki ortalama akım hızının kritik değeri ile literatürdeki sonuçların mukayese edilmesi.....	92
Çizelge 5.3. 20 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri.....	93
Çizelge 5.4. 30 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri.....	93
Çizelge 5.5. 40 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri.....	94
Çizelge 5.6. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın incelendiği deney şartları	100
Çizelge 5.7. Gerçek deney sürelerinin, Melville ve Chiew (1999) ve Franzetti ve diğerlerine (1999) göre hesaplanan süreler ile mukayese edilmesi	100
Çizelge 5.8. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (1980 öncesi)	101
Çizelge 5.9. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (1980 sonrası-2000 öncesi)	102
Çizelge 5.10. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (2000 sonrası)	102

Çizelge	Sayfa
Çizelge 5.11. 5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler	105
Çizelge 5.12. 3,5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler	108
Çizelge 5.13. 2 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler	110
Çizelge 5.14. Taban eşiğinin etkili olmaya başladığı gerçek ve boyutsuz zaman değerleri	119
Çizelge 5.15. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin tayini için yaptığı deneylerin sınır şartları	120
Çizelge 5.16. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) yaptığı deneylerde taban eşiklerinin köprü ayağı mansap yüzeyinden olan uzaklıkları	121
Çizelge 5.17. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) köprü ayağı ile ilgili yaptığı deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler	121
Çizelge 5.18. Taban eşiğinin köprü ayağı çapının 6 katı olduğu deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler.....	125

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Shields parametresinin dane sürüklenme Reynolds sayısı ile değişimi (Shields, 1936).....	8
Şekil 2.2. Shields diyagramına uydurulan eğri, Shields eğrisi (Rouse, 1939).....	9
Şekil 2.3. Shields (1936), Yalin ve Karahan (1979), Julien (1995) ve Zanke (2001) tarafından yürütülen çalışmaların sonuçlarının Shields eğrisi etrafındaki saçılımı (Miedema, 2010).....	10
Şekil 2.4. Üniform olmayan akım şartlarında kanal boyunca oluşacak su yüzü profilinin şematik gösterimi.....	11
Şekil 2.5. Kontrol hacmine etkileyen dış kuvvetlerin şematik gösterimi	14
Şekil 2.6. Köprü ayakları etrafındaki yerel oyulma derinliğinin a) Zaman ile değişimi b) Akım hızı ile değişimi (Raudkivi ve Ettema, 1983).....	20
Şekil 2.7. Dairesel kesitli köprü ayağı etrafında yerel oyulmaya sebebiyet veren akımların gösterimi (Jahangirzadeh, Bassar, Akib, Karami, Naji ve Shamshirband, 2014)	22
Şekil 2.8. a) Yüzey üzerine yerleştirilmiş, b) Oyulma çukuru ile yüzey arasına yerleştirilmiş, c) Belirli bir derinliğe yerleştirilmiş riprap örnekleri (Lagasse ve diğerleri, 2007)	24
Şekil 2.9. Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşikleri (Tafarojnoruz ve diğerleri, 2012)	25
Şekil 2.10. Köprü ayağı üzerine açılan yarık ile taban eşığının bir arada kombine şekilde kullanılması (Grimaldi ve diğerleri, 2009b).....	26
Şekil 2.11. Ettema (1980) ve Chiew'in (1984) sonuçlarına göre yerel oyulmaya görelî ayak büyüklüğünün etkisi (Melville ve Sutherland, 1988)	29
Şekil 2.12. Akım sığlığının köprü ayağı etrafındaki oyulmaya etkisi (Melville, 2008) .	30
Şekil 2.13. Yaklaşım akımının köprü ayağı aksı ile yaptığı açının oyulma derinliğine etkisi (Melville ve Sutherland, 1988)	31
Şekil 3.1. Üniform akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)	36
Şekil 3.2. Üniform olmayan akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)	36

Şekil	Sayfa
Şekil 3.3. Kararsız akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)	37
Şekil 3.4. Yavaşlayan akım koşullarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı (Afzalimehr ve Anctil, 1999).....	40
Şekil 3.5. Deney sonuçlarının a) Shields parametresi bakımından kıyaslanması; b) Hareket edebilirlik katsayısı bakımından kıyaslanması (Paphitis ve diğerleri, 2001)	41
Şekil 3.6. Shields eğrisi ile deney sonuçlarının karşılaştırılması (Afzalimehr ve diğerleri, 2007)	44
Şekil 3.7. a) Temiz su şartlarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı; b) Hareketli yatak şartlarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı (Afzalimehr ve diğerleri, 2007)	45
Şekil 3.8. Reynolds kayma gerilmesinin üniform olmayan akım tiplerindeki dağılımı (Emadzadeh ve diğerleri, 2010).....	47
Şekil 3.9. Açık kanalda üniform olmayan akım durumunda su yüksekliğinin değişimi (Alfadhli ve diğerleri, 2014)	48
Şekil 3.10. Su yüksekliğindeki değişimin, düşey hız bileşeni nedeniyle, sediment başlangıç hareketine etkisi (Alfadhli ve diğerleri, 2014).....	49
Şekil 3.11. Köprü ayağının önündeki boyutsuz oyulma derinliğinin zamanla değişimi, taban eşiğinin etkisini gösterdiği anın başlangıcı (Grimaldi ve diğerleri, 2009a).....	67
Şekil 4.1. Deney düzeneğinin şematik gösterimi.....	74
Şekil 4.2. Deneyde kullanılan sedimentin elek analizi (Granülometre)	75
Şekil 5.1. 10 lt/s için yavaş değişen akımın hızlanan tipi için su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi, Deney No. 1	87
Şekil 5.2. 20 lt/s için yavaş değişen akımın yavaşlayan tipi için su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi, Deney No. 8	88
Şekil 5.3. 10 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları.....	90
Şekil 5.4. Deney No. 2'nin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	90
Şekil 5.5. Deney No. 3'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi	90
Şekil 5.6. Deney No. 4'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi	91

Şekil	Sayfa
Şekil 5.7. Elde edilen üniform akımın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi	92
Şekil 5.8. 20 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları.....	95
Şekil 5.9. 30 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları.....	95
Şekil 5.10. 40 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları.....	96
Şekil 5.11. Deney No. 5'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	96
Şekil 5.12. Deney No. 6'nın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	97
Şekil 5.13. Deney No. 7'nin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	97
Şekil 5.14. Deney No. 9'un su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	97
Şekil 5.15. Deney No. 10'un su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	97
Şekil 5.16. Deney No. 11'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	98
Şekil 5.17. Deney No. 12'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	98
Şekil 5.18. Deney No. 13'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	98
Şekil 5.19. Deney No. 14'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	98
Şekil 5.20. Deney No. 15'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	99
Şekil 5.21. Deney No. 16'nın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi.....	99
Şekil 5.22. D50LX, D35LX ve D20LX deneylerinden elde edilen köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimi	101
Şekil 5.23. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (1980 öncesi).....	102
Şekil 5.24. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (1980 sonrası-2000 öncesi)	103
Şekil 5.25. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (2000 sonrası).....	103

Şekil	Sayfa
Şekil 5.26. D50LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	106
Şekil 5.27. D50L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	106
Şekil 5.28. D50L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	107
Şekil 5.29. D50L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	107
Şekil 5.30. D35LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	108
Şekil 5.31. D35L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	109
Şekil 5.32. D35L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	109
Şekil 5.33. D35L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	110
Şekil 5.34. D20LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	111
Şekil 5.35. D20L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	111
Şekil 5.36. D20L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	112
Şekil 5.37. D20L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru.....	112
Şekil 5.38. Köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin, taban eşiğinin köprü ayağı mansap yüzeyiyle olan boyutsuz mesafeyle değişimi	113
Şekil 5.39. Taban eşiği varken köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin köprü ayağı Froude sayısı ile değişimi	114
Şekil 5.40. Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliği üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi.....	115
Şekil 5.41. Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru hacmi üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi.....	115
Şekil 5.42. Taban eşiğinin etkinliğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru alanı üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi ..	116
Şekil 5.43. 5 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi.....	117
Şekil 5.44. 3,5 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi.....	117
Şekil 5.45. 2 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi.....	118

Şekil	Sayfa
Şekil 5.46. Taban eşiğinin etkili olmaya başladığı boyutsuz zaman değerinin, taban eşiğinin köprü ayağı mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesi ile değişimi.....	120
Şekil 5.47. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin taban eşiğinin köprü ayağı mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi.....	122
Şekil 5.48. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliği üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi.....	122
Şekil 5.49. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru hacmi üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi	123
Şekil 5.50. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru alanı üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi	123
Şekil 5.51. Taban eşiği varken köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliği ile göreceli köprü ayağı büyüklüğünün değişimi.....	124
Şekil 5.52. D20D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru	125
Şekil 5.53. D35D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru	126
Şekil 5.54. D20D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru	126

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 4.1. Debi ölçümünün gerçekleştirildiği savak	76
Resim 4.2. İğne uçlu limnimetre	76
Resim 4.3. Pleksiglas köprü ayağı modelleri	77
Resim 4.4. Pleksiglas taban eğiği modeli	77
Resim 4.5. Ölçüm için kullanılan karelaj (D20LX deneyi)	80



SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
A	Islak alan
A_d	Oyulma çukuru yüzey alanı
a	İvme
B	Kanal genişliği
b	Köprü ayağı genişliği
C	Kohezyon
c	Sediment tane şekline bağlı katsayı
c₁	Basit bir katsayı
c₂	Basit bir katsayı
D	Köprü ayağı çapı
D*	Etkili köprü ayağı çapı
d	Sediment tane çapı
d*	Boyutsuz sediment tane çapı
d_x	Sediment tanelerinin % x' inin geçtiği elek çapı
F	Kanal çeperlerinin akıma gösterdiği direnç kuvveti
F_d	Densimetrik Froude sayısı
F_{dβ}	Köprü ayağı etrafında kritik densimetrik Froude sayısı
F_{di}	Yaklaşım kanalında kritik densimetrik Froude sayısı
F_{d50}	Ortalama tane çapı esaslı densimetrik Froude sayısı
F_{net}	Kontrol hacmine etkiyen net kuvvet
Fr	Froude sayısı
Fr_c	Froude sayısının kritik değeri
Fr_p	Köprü ayağı Froude sayısı
f_{ci}	Sediment tane şekline bağlı fonksiyon
g	Yerçekimi ivmesi
g'	İndirgenmiş yerçekimi ivmesi
H	Hidrostatik basınç kuvveti

Simgeler**Açıklamalar**

h	Akım derinliği
I_E	Enerji çizgisi eğimi
I_{vc}	Köprü ayağı etrafında kritik akım şiddeti
I₀	Kanal taban eğimi
j	Akımın tabanda sediment tanesine uyguladığı kuvvet
K_a	Yaklaşım akım açısı düzeltme katsayısı
K_d	Sediment tane boyutu düzeltme katsayısı
K_h	Akım derinliği düzeltme katsayısı
K_i	Akım şiddeti düzeltme katsayısı
K_s	Köprü ayağı şekli düzeltme katsayısı
K_u	SI birim sisteminde 6,19 değerini alan bir katsayı
K_y	Akım derinliğine bağlı bir düzeltme katsayısı
K_ç	Basitleştirilmiş köprü ayağı şekli düzeltme katsayısı
K_σ	Sediment gradasyonu düzeltme katsayısı
K₀	Sedimentin harekete geçmesi için gerekli kuvvet
K₁	Köprü ayağı uç şekli düzeltme katsayısı
K₂	Yaklaşım akım açısına bağlı bir düzeltme katsayısı
K₃	Taban durumu düzeltme katsayısı
K₄	Taban zırhlanma etkisi düzeltme katsayısı
k	Basit bir katsayı
k_b	Boyutsuz eşitliklerin sayısı
k_d	Sediment tane boyutuna bağlı bir düzeltme katsayısı
k_m	Basit bir katsayı
k_s	Köprü ayağı şekline bağlı düzeltme katsayısı
L	Uzunluk boyutu
L_p	Köprü ayağı uzunluğu
L_R	Referans uzunluğu
L_T	Taban eşiğinin köprü ayağı mansabına olan mesafesi
M_n	Hareket edebilirlik sayısı
m	Kütle
N	Köprü ayağı şekli ile ilgili bir düzeltme katsayısı
n	Toplam parametre sayısı

Simgeler**Açıklamalar**

P	Islak çevre
P_{durgunluk}	Durgunluk basıncı
p	Basınç
Q	Debi
R	Hidrolik yarıçap
R²	Korelasyon katsayısı
Re	Reynolds sayısı
Re_p	Köprü ayağı Reynolds sayısı
Re*	Dane sürüklenme Reynolds sayısı
Re*c	Dane sürüklenme Reynolds sayısının kritik değeri
r	Basit bir katsayı
r_{Ad}	Oyulma çukuru alanındaki azalma miktarı (%)
r_{vd}	Oyulma çukuru hacmindeki azalma miktarı (%)
r_{ys}	Yerel oyulma değerindeki azalma miktarı (%)
S_f	Yerel oyulma değeri tahminindeki güvenlik katsayısı
s	Basit bir katsayı
T	Zaman boyutu
T_b	Boyutsuz zaman ifadesi
T_s	Su yüzü genişliği
t	Zaman
t_d	Yerel oyulmanın dengeye ulaşması için gerekli zaman
t*	Taban eğiğinin oyulmaya karşı etkisinin başladığı an
U	Kesitteki ortalama akım hızı
U_c	Kesitteki ortalama akım hızının kritik değeri
U_c¹	Yerel oyulmanın başladığı kesit ortalama akım hızı
U_{cdx}	Yaklaşım kanalında d _x çapındaki taneler için U _c değeri
U_{icdx}	Oyulma çukurunda d _x çapındaki taneler için U _c değeri
U_R	Hız oranı
u	Sediment tanesi etrafındaki akım hızı
u(y)	Tabandan herhangi bir “y” mesafedeki akım hızı
u_c	Sediment tanesi etrafındaki akım hızının kritik değeri
u¹	Akım doğrultusunda türbülans çalkantısı

Simgeler**Açıklamalar**

u^*	Kayma hızı
u^*_{c}	Kayma hızının kritik değeri
V_d	Oyulma çukurunun hacmi
v'	Akım doğrultusun dik doğrultuda türbülans çalkantısı
W	Kontrol hacmindeki suyun ağırlığı
w_s	Durgun suda sediment tanesinin çökme hızı
y	Herhangi bir noktanın kanal tabanına düşey mesafesi
y_s	Köprü ayağı etrafındaki nihai yerel oyulma derinliği
z	Referans seviyesinin su yüzüne olan uzaklığı
z_y	Köprü ayağı üzerine açılan yarığın tabana batıklığı
α	Yaklaşım akımının köprü ayağı aksı ile yaptığı açı
α_1	Sediment yığınının porozitesi
α_2	Sediment ile taban arasındaki sürtünme katsayısı
α_3	Sediment tane biçimine bağlı bir katsayı
β	Köprü ayağı etkili genişliğinin kanal genişliğine oranı
γ	Suyun birim hacim ağırlığı
γ_s	Sedimentin birim hacim ağırlığı
Δ	Sediment tanesinin su altındaki rölatif özkütlesi
Δx	Kontrol hacminin uzunluğu
δ	Sınır tabaka kalınlığı
ζ	Kritik durumda sediment direnç katsayısı
η	Kanal taban durumuna bağlı bir katsayı
$\Theta_{açı}$	Yaklaşım akım açısı ile ilgili bir düzeltme katsayısı
$\Theta_{akım\ derinliği}$	Akım derinliği ile ilgili bir düzeltme katsayısı
$\Theta_{hız}$	Yerel oyulma tipi ile ilgili bir düzeltme katsayısı
$\Theta_{şekil}$	Köprü ayağı şekli ile ilgili bir düzeltme katsayısı
ν	Kinematik viskozite
π_i	Boyutsuz parametre
ρ	Suyun özkütlesi
ρ_s	Sedimentin özkütlesi
σ_g	Taban malzemesinin geometrik standart sapması
τ_c	Yatak kayma gerilmesinin kritik değeri

Simgeler**Açıklamalar**

τ_0	Yatak kayma gerilmesi
τ^*	Boyutsuz Shields parametresi
τ^*_{c}	Boyutsuz Shields parametresinin kritik değeri
φ	Kanal tabanının yatayla yaptığı açı
∂	Kalibrasyon katsayısı

Kısaltmalar**Açıklamalar**

CSU	Colorado State University
FHWA	Federal Highway Administration
RMSE	Ortalama Hata Kareleri Kökü
SI	Système International

1. GİRİŞ

Akarsular veya vadiler gibi yeryüzünün herhangi iki parçasını birbirinden ayıran oluşumlar nedeniyle ayrık kalan bir yakayı diğerine bağlamak amacıyla inşa edilen yapılara köprü adı verilmektedir. İnşaat mühendisliği kapsamında gerçekleştirilen her proje gibi köprü inşası da oldukça maliyetli olduğundan bu yapıların ekonomik ömrünün olabildiğince uzun olması istenmektedir. Sürekli değişken yüklere ve çevre şartlarının olumlu yahut olumsuz etkilerine maruz kalan köprüler, ekonomik ömürleri boyunca farklı hasarlar alabilmekte ve hatta bu hasarların ciddi ölçülere ulaşması durumunda yıkıma uğrayıp üzerlerinde taşıdıkları can ve mal güvenliğini sağlayamayacak duruma gelebilmektedirler.

Akarsu üzerine inşa edilen köprüler ve bu köprülerin yıkılma sebepleri üzerine çalışma yapan Harik, Shaaban, Gesund, Valli ve Wang (1990), Shirole ve Holt (1991), Melville ve Coleman (2000), Lagasse, Clopper, Zevenbergen ve Girard (2007) ve Flint, Fringer, Billington, Freyberg ve Diffenbaugh (2017) köprülerin yıkılma sebepleri olarak hidrolik etkileri, köprü ayağına olan çarpmaları, aşırı yüklemeleri ve/veya yangınları işaret etmişlerdir. Harik ve diğerleri (1990) çalışmalarında 1951 yılından 1988 yılına kadar Amerika Birleşik Devletleri'nde inceledikleri 79 köprü yıkılma vakasından 29'unun köprü ayakları etrafındaki aşırı oyulmalardan kaynaklı olduğunu belirtmişlerdir. Shirole ve Holt (1991) yaptıkları çalışmada 1950 yılından 1990 yılına kadar Amerika Birleşik Devletleri'nde yıkılan köprülerin yıkılma sebeplerini araştırmışlar ve yıkılan 823 köprüden 494'ünün hidrolik nedenlerden yıkıldığını tespit etmişlerdir. Melville ve Coleman (2000) her sene Yeni Zelanda'da ortalama bir adet köprü'nün, temelleri etrafındaki aşırı oyulmalar nedeniyle ciddi bir yıkılma tehlikesiyle karşı karşıya kaldığı gerçeğini vurgulamışlardır. Lagasse ve diğerleri (2007) Amerika Birleşik Devletleri'nde yıkılan köprülerin %60'ının köprü ayakları etrafındaki aşırı oyulmalardan kaynaklandığı hususuna dikkat çekmişlerdir. Flint ve diğerleri (2017) Amerika Birleşik Devletleri'nde her sene tahmini 20 ila 100 arasında köprü'nün, köprü ayakları etrafındaki aşırı oyulmalar nedeniyle yıkıldığını belirlemişlerdir. Tüm bu araştırmaların sonucu olarak köprülerin hasar almasının ve hatta yıkılmasının en önemli sebeplerinden birinin köprü ayakları etrafında meydana gelen aşırı oyulmalar olduğu söylenebilir. Köprü ayakları etrafındaki söz konusu bu aşırı oyulmalar stabiliteyi olumsuz anlamda etkilemektedir. Stabilitenin olumsuz anlamda etkilenmesi en son safhada köprülerde yıkılmaya neden olmaktadır.

Yakın zamanda ülkemizde de köprü ayakları etrafında gerçekleşen aşırı oyulmalar sebebiyle can ve mal kaybına yol açan çok vahim bir köprü yıkılması olayı vuku bulmuştur. 6 Nisan 2012’de Zonguldak’ın Çaycuma ilçesindeki Filyos Çayı üzerinde bulunan Çaycuma Köprüsü’nün bir bölümü çökmüş ve çöken kısmın üzerindeki araçlar ve yayalar Filyos Çayı’na düşmüşlerdir. Araçlarda bulunan 11 kişi ve köprü’nün üzerinden o anda geçmekte olan 4 yaya ile birlikte toplamda 15 vatandaşımız hayatlarını kaybetmişlerdir (Ercan ve Gündoğan, 2012).

Şüphesiz, buraya kadar anlatılanlardan çıkarılabilecek en önemli derslerden biri köprü ayaklarının temellerinin konuşlandırılacağı derinliğin hesabı yapılırken hidrolik etkilerin çok dikkatli bir biçimde ele alınması gerektiğidir. Nitekim hidrolik hesaplardaki herhangi bir hata Çaycuma Köprüsü faciasında görülebileceği üzere can ve mal kaybına yol açabilmektedir.

Köprülerin yıkılmasının başlıca nedenlerinden birisi olan hidrolik etkiler geçmişten günümüze dek birçok araştırmaya konu olmuştur. Söz konusu bu araştırmalardaki çabalar, genellikle, köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğinin tahmini ve bu derinliğin azaltılması üzerine yoğunlaşmıştır.

Bu çalışmada, akarsu üzerine inşa edilmiş köprülerin orta ayaklarında meydana gelen yerel oyulma üniform akım şartlarında, nispeten üniform taban malzemesi ile deneysel olarak incelenmiş ve bunun akabinde yerel oyulmanın azaltılması için orta ayakların mansabına taban eşikleri yerleştirilmiştir ve taban eşiklerinin etkinliği araştırılmıştır.

2. KÖPRÜ AYAKLARINDA OYULMA

Köprü ayaklarındaki oyulma mekanizmasının iyi biçimde kavranabilmesi için bu bölümde ilk olarak tabandaki sedimentin harekete nasıl geçtiği anlatılmış ve bunun akabinde köprü ayağı etrafındaki oyulma mekanizmasını etkileyen parametreler irdelenmiştir. Son olarak ise köprü ayağı etrafındaki söz konusu oyulmayı azaltacak önlemler üzerinde durulmuştur.

2.1. Sediment Tanesinin Başlangıç Hareketi

Akarsularda katı madde taşınımı ve buna bağlı olarak sediment tanesinin başlangıç hareketi uzun yıllardır birçok araştırmacının üzerinde çalışmalar yürüttüğü konuların başında gelmektedir. Sediment hareketinin başlangıcının (initiation of sediment motion) tarifi için yaygın kullanılan dört farklı yöntem bulunmaktadır (Buffington ve Montgomery, 1997):

1. İlk yöntemde, yatak taşınım yüküne karşılık gelen yatak kayma gerilmesi değerleri bir grafik üzerine çizilir. Çizilen bu eğride yatak taşınım yükünün sıfıra veya belirli bir referans değere ekstrapole edilmesiyle bulunan değer, sediment hareketinin başladığı kritik kayma gerilmesi değeri olarak kabul edilir. Bu yaklaşımdan elde edilen sonuçlar ekstrapolasyon yapılırken kullanılan yöntemlere ve referans olarak alınan değerlere karşı hassasiyet göstermektedir. Shields (1936), çalışmasında bu yöntemi kullanmıştır.
2. İkinci yöntemde, gözlemler neticesinde sediment hareketinin başladığı akım şartları belirlenir. Bu yöntem daha çok öznel bir yöntemdir ve söz konusu bu yöntem ile birlikte elde edilen sonuçlar gözlemciden gözlemciye değişebileceği gibi, yapılan gözlemin süresi ile gözlemlenen alana da bağlıdır. Her ne kadar bu öznellik bazı araştırmacılar tarafından bir standarda bağlanmaya çalışılsa da bu uğraş henüz diğer araştırmacılar tarafından pek kabul görmemiştir. Kramer (1935), çalışmasında bu yöntemi kullanmıştır.
3. Üçüncü yöntemde, sediment hareketinin başladığı kritik kayma gerilmesi yatak tabanında taşınan en büyük sediment çapına göre ampirik formüller yardımıyla belirlenir. Bu yöntem sediment numunesi alınırken kullanılan teçhizatın boyutuna, verimine, alınan numune miktarına, numune alma tekniğine ve eğri uydurma yöntemine karşı hassasiyet göstermektedir. Andrews (1983), çalışmasında bu yöntemi kullanmıştır.

4. Son yöntemde, yatak tabanındaki herhangi bir sediment tanesine etkiyen kuvvetlerin dengesi gözetilerek sediment hareketinin başladığı kritik kayma gerilmesi değeri teorik olarak belirlenir. Wiberg ve Smith (1987), çalışmalarında bu yöntemi kullanmışlardır.

Söz konusu bu çalışmalar sonucunda sediment tanesinin ilk hareketinin tespiti için çeşitli yöntemler öne sürülse de Shields (1936) tarafından ortaya atılan ve literatürde kendi adıyla anılan Shields diyagramı sedimentin ilk hareketinin tespiti hususunda kullanılan en yaygın grafikdir. Shields eğrisi, boyutsuz bir büyüklük olan Shields parametresinin kritik değerinin (τ_{*c}) yine boyutsuz bir büyüklük olan dane sürüklenme Reynolds sayısının kritik değerinin (Re_{*c}) bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır:

$$\tau_{*c} = f(Re_{*c}) \quad (2.1)$$

Bu parametreler aşağıdaki şekilde ifade edilmektedirler:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)gd} = \frac{\rho u_{*c}^2}{(\rho_s - \rho)gd} = \frac{u_{*c}^2}{\Delta gd} \quad (2.2)$$

$$Re_{*c} = \frac{u_{*c}d}{\nu} \quad (2.3)$$

Burada; τ_c : yatak kayma gerilmesinin kritik değeri, ρ_s : sediment tanesinin özkütlesi, ρ : suyun özkütlesi, g : yerçekimi ivmesi, d : sediment tanesinin çapı, u_{*c} : kayma hızının kritik değeri, $\Delta (= \rho_s/\rho - 1)$: sediment tanesinin su altındaki rölatif özkütlesi ve ν : kinematik viskozitedir.

Shields (1936), üniform sediment tanelerinden oluşan yataktaki bir taneyi ele alıp bu tanenin nasıl hareket ettiğinden ziyade hangi akım şartlarında harekete geçeceği sorusunun cevabını araştırmıştır. Bu araştırmayı yaparken teorik değerlerle uğraşmak yerine ölçülebilir değerler arasında fonksiyonel bir bağıntı elde etmeye çalışmıştır. Bunun sebebi olarak ise sediment hareketinin stokastik bir süreç olduğu gerçeğini vurgulamıştır. Shields (1936), tabanda, akımla temas eden en üst tabakadaki bir sediment tanesini dikkate alarak, hiçbir varsayımda bulunmaksızın, denge durumu için basit bir eşitlik elde etmiştir.

Sonuç olarak Shields (1936), şu iki sorunun cevabını aramıştır. Birincisi, tabanın en üst katmanında bulunan bir tanenin akıma karşı gösterdiği direncin büyüklüğü ne kadardır? Diğeri ise, akımın, yine tabanın en üst katmanında bulunan bu taneye uyguladığı kuvvetin büyüklüğü ne kadardır?

Shields (1936), öncelikle üniform dağılıma sahip sediment yığınının oluşan bir tabanı ele almış ve bu tabanın en üst katmanındaki bir sediment tanesini harekete geçirmek için gerekli kuvvetin büyüklüğünü irdlemiştir. Söz konusu bu kuvvetin tanenin ağırlığı ile orantılı olduğunu söyleyerek aşağıdaki eşitliği elde etmiştir:

$$K_0 = \alpha_2 (\gamma_s - \gamma) \alpha_1 d^3 \quad (2.4)$$

Burada; K_0 : tabandaki sediment tanesinin harekete geçmesi için gerekli kuvvet, α_2 : sediment tanesi ile yatak arasındaki sürtünme katsayısı, γ_s : sediment tanesinin birim hacim ağırlığı, γ : suyun birim hacim ağırlığı ve α_1 : yataktaki sediment yığınının porozitesidir.

Shields (1936), analizinde söz konusu bu kuvvetin eğim yönündeki bileşenini eğim değerlerinin genelde küçük değerler olması sebebiyle göz önüne almamıştır. Yine Shields (1936) α_1 ve α_2 değerleri sediment tanesinin şekline bağımlı olduklarından bir arada toplanarak $\alpha_{1,2}$ şeklinde yazılabileceğini belirtmiştir.

Shields (1936) akımın, yatak tabanının en üst katmanındaki bir sediment tanesine uyguladığı kuvveti ise, boyut analizi yardımıyla, aşağıdaki ifade ile tanımlamıştır:

$$j = \zeta \alpha_3 d^2 \gamma \frac{u_c^2}{2g} \quad (2.5)$$

Burada; ζ : yataktaki sediment tanesinin, tane etrafındaki akımın kritik hıza ulaştığı anda akıma karşı göstermiş olduğu direnç katsayısı ve α_3 : sediment tanesinin şekline bağlı bir katsayıdır. ($\alpha_3 d^2$) terimi yataktaki bir sediment tanesinin akıma maruz kalan etkili alanını temsil etmekte olup $(\gamma u_c^2 / 2g)$ terimi tane etrafındaki akımın kritik hıza ulaştığı anda yataktaki bir sediment tanesinin membaya bakan yüzünde meydana gelen durgunluk basıncıdır. Shields (1936) yataktaki sediment tanesinin etrafındaki akım alanını inceleyip olayı daha karmaşık hale getirmemek için Nikuradse' nin (1933) boru

akımlarında hız dağılımını elde ettiği çalışmayı referans olarak kullanarak boru akımları için türetilen Eş. 2.6'yı kendi çalışmasına entegre etmiştir:

$$\frac{u(y)}{u_*} = 5,75 \log \left(\frac{y}{d} \right) + f \left(\log \frac{u_* d}{\nu} \right) \quad (2.6)$$

Burada; $u(y)$: tabandan düşey yukarıya doğru herhangi bir “y” seviyesinde akımın hızı, u_* : kayma hızı ve y : söz konusu bu seviyenin kanal tabanından olan düşey uzaklığıdır. Kayma hızının formüle edilmiş şekli aşağıdaki ifadedeki gibi verilmiştir:

$$u_* = \sqrt{\frac{R \frac{dp}{dx}}{\frac{\gamma}{g}}} = \sqrt{g R I_0} \quad (2.7)$$

Burada; R : hidrolik yarıçap, p : hidrostatik basınç ve I_0 : kanal taban eğimidir.

Shields (1936), çalışmasında kanaldaki ortalama kritik hızdan ziyade tane etrafındaki yerel kritik hız ile ilgilendiğinden referans seviyesi olarak kanal tabanından uzaklığı (y) tane çapının herhangi bir katsayı (c) ile çarpılmış değeri olarak almış ve tane etrafındaki kritik hız değerini elde etmiştir:

$$\frac{u_c}{u_*} = \frac{u(cd)}{u_*} = 5,75 \log \left(\frac{cd}{d} \right) + f \left(\log \frac{u_* d}{\nu} \right) \quad (2.8)$$

$$u_c = u_* \left(5,75 \log c + f_{\alpha_4} \left(\log \frac{u_* d}{\nu} \right) \right) \quad (2.9)$$

$$u_c = u_* f_{\alpha_4} \left(\log \frac{u_* d}{\nu} \right) \quad (2.10)$$

Burada; u_c : yataktaki sediment tanelerinin harekete geçmesi için gerekli tane etrafındaki akımın kritik hızı, f_{α_4} : fonksiyonun sediment tanesinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir. Buradaki sabit olan (c) katsayısı f_{α_4} içine gömülü bir şekilde bulunmaktadır. Genelde, ζ , tanenin kritik hızda akıma karşı göstermiş olduğu direnç katsayısı olup tane şekline ve Reynolds sayısına bağlı olduğu için söz konusu bu katsayı aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$\zeta = f_{\alpha_5} \left(\frac{u_c d}{v} \right) \quad (2.11)$$

Burada; f_{α_5} : fonksiyonun sediment tanesinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir. Eş. 2.10'dan elde edilen ifadenin Eş. 2.11'de yerine konulmasıyla aşağıdaki ifade elde edilmiştir:

$$\zeta = f_{\alpha_5} \left(\frac{u_* f_{\alpha_4} \left(\log \frac{u_* d}{v} \right) d}{v} \right) \quad (2.12)$$

$$\zeta = f_{\alpha_{4-5}} \left(\frac{u_* d}{v} \right) \quad (2.13)$$

Buraya kadar yazılan eşitlikler Eş. 2.5'te yerine konularak, akımın, tabanın en üst katmanında bulunan bir sediment tanesine uyguladığı kuvvet şöyle ifade edilmiştir:

$$f_{\alpha_{4-5}} \left(\frac{u_* d}{v} \right) \propto_3 d^2 \gamma \frac{\left(u_* f_{\alpha_4} \left(\log \frac{u_* d}{v} \right) \right)^2}{2g} \quad (2.14)$$

$$\propto_3 d^2 \gamma R I_0 f_{\alpha_6} \left(\frac{u_* d}{v} \right) \quad (2.15)$$

Burada; f_{α_6} : fonksiyonun sediment tanesinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir.

Shields (1936), tabandaki bir sediment tanesinin harekete geçebilmesi için akımın söz konusu bu sediment tanesine uyguladığı kuvvetle tanenin harekete geçmesi için gerekli kuvvetin birbirine eşit olması gerektiğini belirtmiş ve Eş. 2.4 ile Eş. 2.15'i kullanarak aşağıdaki eşitlikleri elde etmiştir:

$$\propto_2 (\gamma_s - \gamma) \propto_1 d^3 = \propto_3 d^2 \gamma R I_0 f_{\alpha_6} \left(\frac{u_* d}{v} \right) \quad (2.16)$$

$$\frac{\gamma R I_0}{(\gamma_s - \gamma) d} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) d} = f_{\alpha} \left(\frac{u_* d}{v} \right) \quad (2.17)$$

Burada; f_{α} : fonksiyonun sediment tanesinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir. v.Karman (1924) yaptığı çalışmada sınır tabakası kalınlığı için Eş. 2.18'i vermiştir:

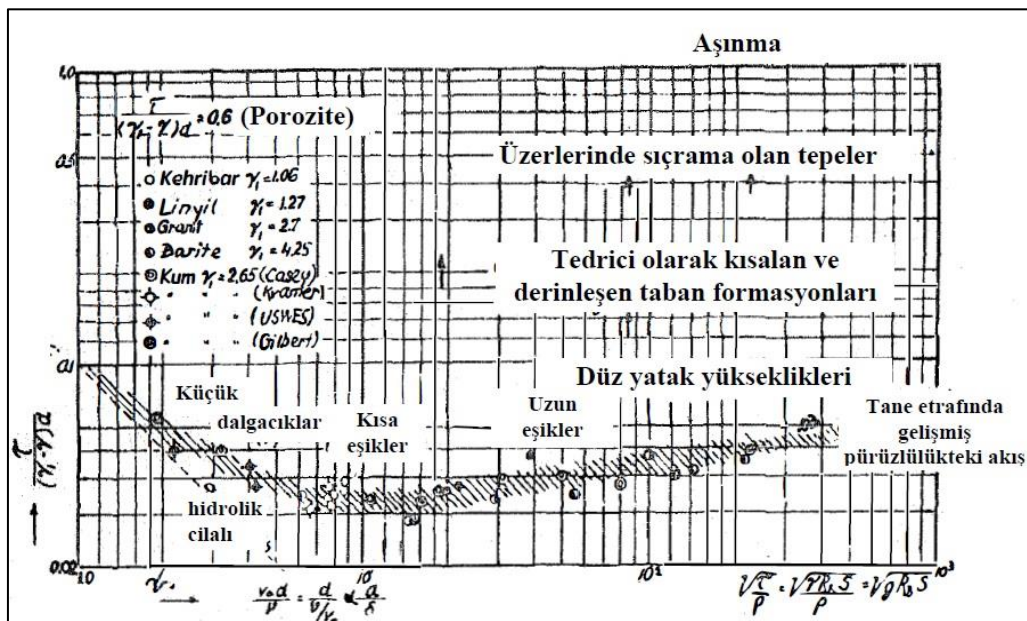
$$\delta = c_2 \frac{v}{u_*} \quad (2.18)$$

Burada; δ : sınır tabaka kalınlığı ve c_2 : basit bir katsayıdır. Eş. 2.18, Eş. 2.17'de yerine yazılarak

$$f_{\alpha} \left(\frac{u_* d}{v} \right) = f_{\alpha_1} \left(\frac{d}{\delta} \right) \quad (2.19)$$

eşitliği elde edilir. Burada; f_{α_1} : fonksiyonun sediment tanesinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir.

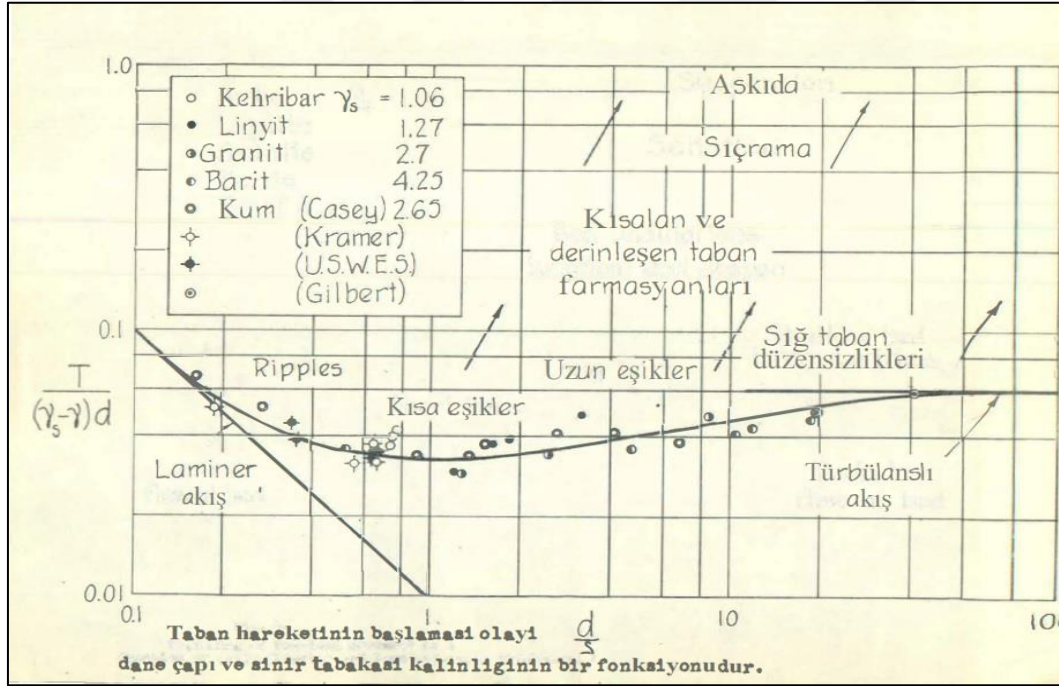
Eş. 2.19 daha basit bir ifadeyle Shields 'ın kendisi (1936) tarafından özetle şöyle ifade edilmiştir; "Akımın, tabana, paralel yönde uyguladığı efektif kuvvetin tabandaki üst tabakanın göstermiş olduğu dirence oranı, tabandaki tanenin boyutunun laminar sınır tabaka kalınlığına oranının evrensel bir fonksiyonudur." (Shields, 1936). Yaptığı deneylerin sonuçlarını da bu bağlamda değerlendiren Shields (1936) Şekil 2.1'deki grafiği elde etmiştir.



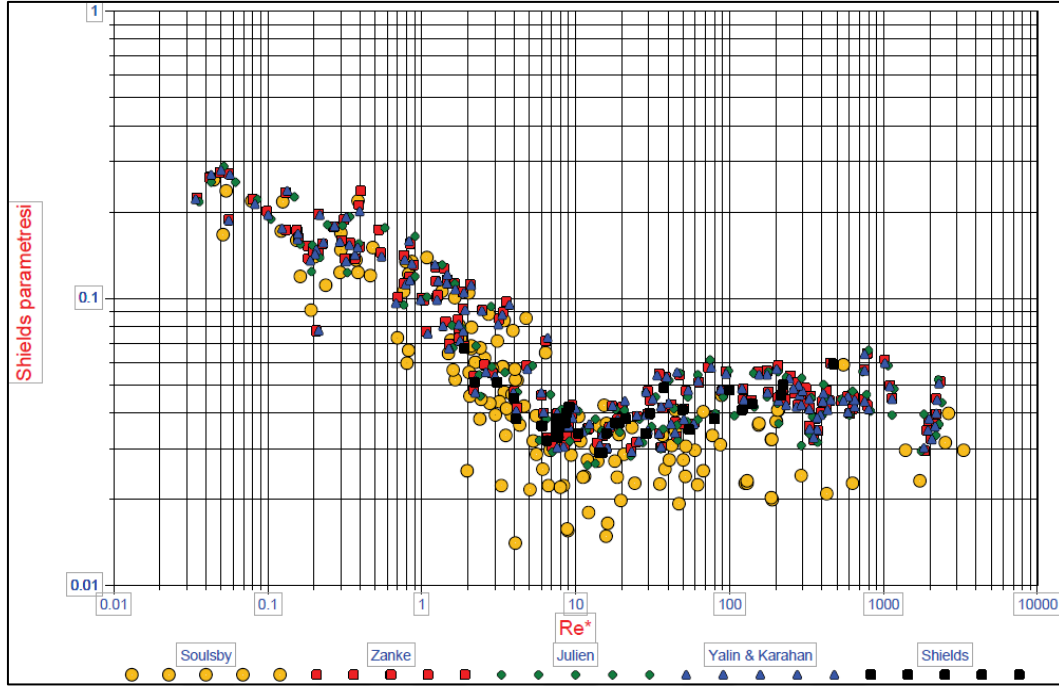
Şekil 2.1. Shields parametresinin dane sürüklenme Reynolds sayısı ile değişimi (Shields, 1936)

Shields (1936) tarafından gerçekleştirilen bu çalışma, sediment hareketinin başlangıcı hususuna farklı bir bakış açısı getirmesi ve diğer araştırmacılar tarafından büyük kabul görmesi nedeniyle literatürde öncü bir çalışma olarak kabul görmektedir. Rouse' un (1939) Shields diyagramını dikkate alarak sediment ilk hareketinin kritik durumu için uydurduğu eğri ise Şekil 2.2'de gösterilmiştir. Bu eğri, literatürde Shields eğrisi olarak bilinmektedir.

Halihazırda her ne kadar Shields eğrisinin sedimentin ilk hareketinin tespiti hususundaki geçerliliği ve güvenilirliği birçok araştırmacı tarafından kabul görse de söz konusu bu eğrinin geçerliliği Shields (1936), Yalin ve Karahan (1979), Julien (1995) ve Zanke 'nin (2001) deney sonuçlarının, Şekil 2.3'te görüleceği gibi, bu eğri etrafındaki saçılımı nedeniyle sorgulanmaktadır (Miedema, 2010). Bu ihtilaf, Shields eğrisinin sadece basit bir eğri ile değil bir bant şeklinde yeniden tanımlanması ile kısmen de olsa ortadan kaldırılabılır. Sonuçların Shields eğrisinin etrafındaki saçılmasının sebebi olarak literatürde var olan birçok neden sayılabilir ve bunlardan birisi de akımın üniform olmamasıdır.



Şekil 2.2. Shields diyagramına uydurulan eğri, Shields eğrisi (Rouse, 1939)



Şekil 2.3. Shields (1936), Yalin ve Karahan (1979), Julien (1995) ve Zanke (2001) tarafından yürütülen çalışmaların sonuçlarının Shields eğrisi etrafındaki saçılımı (Miedema, 2010)

Bir akarsu profili dikkatli bir biçimde incelenirse akarsu profili boyunca birçok eğim değişikliği gözlenebilir. Söz konusu bu eğim değişikliklerinden dolayı hızlanan ve yavaşlayan akım gibi yavaş değişen akım çeşitlerinin gözlenmesi de kaçınılmaz olmaktadır. Bundan dolayı akarsuyun güzergahı boyunca sadece üniform akımdan ve de akarsu profili boyunca akarsu yatağında sadece tek bir kayma gerilmesinden bahsedilmesi pek mantıklı gözükmemektedir. Doğal kanal akışları üzerine yürütülen çalışmalarda yapılan hesaplamaların çoğu, Shields' ın (1936) çalışması dahi, akarsuda sabit bir üniform akım gerçekleşeceği varsayımına dayanmaktadır. Bu varsayım, kayma gerilmesi hızı için yapılan hesaplamalarda akarsu taban eğiminin (I_0) kullanılmasının önünü açmaktadır. Dolayısıyla kayma hızının hesaplanması aşağıdaki ifadede verildiği biçimde olmaktadır:

$$u_* = \sqrt{ghI_0} \quad (2.20)$$

Bu eşitlik üniform akımlar için kullanılırken enerji çizgisi eğimi (I_E) taban eğimi (I_0) değerine eşit olduğundan mantıklı sonuçlar vermektedir. Fakat söz konusu akım tipi üniform olmayan akımlar olduğunda enerji çizgisi eğiminin değeri taban eğiminin değerinden farklı olmaktadır.

$$B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x \quad (2.22)$$

Burada; B: kanal genişliği, h: akım derinliği ve t: zamandır. Kanal genişliği sabit olarak kabul edilirse ifade Eş. 2.23'e dönüşür:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x = \frac{\partial A}{\partial t} \Delta x \quad (2.23)$$

Burada; A: kesit alanıdır. Eş. 2.21 ve Eş. 2.23'ten elde edilen ifadeler birbirlerine mutlak değer olarak eşit fakat zıt işaretli olacaklarından aşağıdaki şekilde bir eşitlik yazmak mümkündür:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x + B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x = 0 \quad (2.24)$$

Eş. 2.24 sadeleştirilirse Eş. 2.25 elde edilir:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.25)$$

Hem akım hızı hem de kesit alanı konuma bağlı olduğundan debinin kısmi türevi şöyle tanımlanır:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial(UA)}{\partial x} = U \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial x} \quad (2.26)$$

Burada; U: kesitteki ortalama akım hızıdır. Eş. 2.26'dan elde edilen sonuçlar Eş. 2.25'te yerine konursa Eş. 2.27 elde edilir:

$$U \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.27)$$

Eş. 2.27'in her iki tarafı da su üst yüzü genişliğine (T_s) bölünürse dikdörtgen kesitli bir kanal için debi süreklilik denklemi elde edilir:

$$\frac{1}{T_s} \left(U \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} \right) = 0 \quad (2.28)$$

$$U \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.29)$$

Newton'un ikinci hareket yasası Eş. 2.30'daki gibi tanımlanmıştır:

$$F_{\text{net}} = ma \quad (2.30)$$

$$F_{\text{net}} = \rho A \Delta x \frac{dU}{dt} \quad (2.31)$$

Burada; F_{net} : kontrol hacmine etkiyen net kuvvet, m : kütle ve a : ivmedir. Akım hızı hem konum hem de zamana bağlı olduğundan ve fiziksel olarak ivme hızın türevi olarak ifade edildiğinden matematiksel olarak Eş. 2.32'deki gibi ifade edilir:

$$a = \frac{dU}{dt} \quad (2.32)$$

$$U = f(x, t) \quad (2.33)$$

$$dU = \frac{\partial U}{\partial t} dt + \frac{\partial U}{\partial x} dx \quad (2.34)$$

Eş. 2.34'ün her iki tarafı da dt değerine bölündüğünde ifade aşağıdaki hali alır:

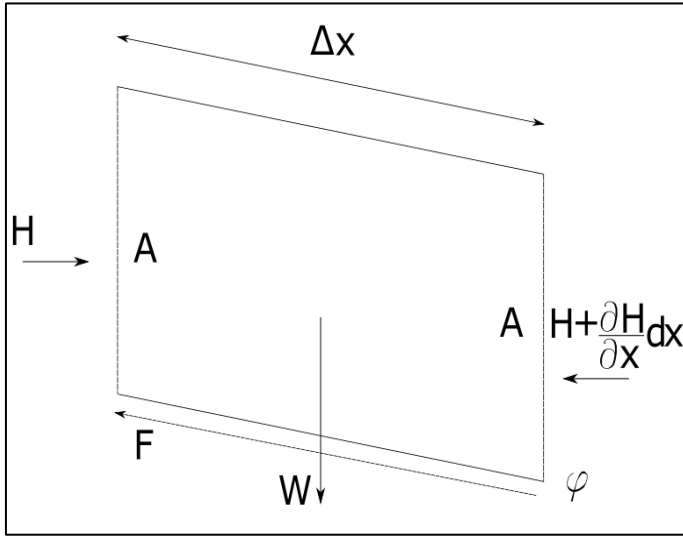
$$\frac{dU}{dt} = \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (2.35)$$

$$\frac{dU}{dt} = \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} \quad (2.36)$$

Eş. 2.36, Eş. 2.31’de yerine konulursa net kuvvet ile ilgili ifade aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$F_{\text{net}} = \rho A \Delta x \left(\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} \frac{dx}{dt} \right) \quad (2.37)$$

Dış kuvvetlerin analizini yapabilmek için bu defa kuvvetler Şekil 2.5’te görüldüğü gibi ifade edilir:



Şekil 2.5. Kontrol hacmine etkiyen dış kuvvetlerin şematik gösterimi

Dış kuvvetler basit bir biçimde üç kısma ayrılabilir. Bunlardan; H: hidrostatik basınç kuvveti, F: kanal tabanı ve yan duvarlardaki sürtünme direnci kuvveti ve W: kontrol hacmindeki suyun ağırlığıdır. Dış kuvvetlerin kanal taban eğimi yönündeki bileşenleri yönlerine göre uygun biçimde yazıldığında net kuvvet aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$H - \left(H + \frac{\partial H}{\partial x} \right) \Delta x \cos \varphi - F \Delta x + \rho g A \Delta x \sin \varphi \quad (2.38)$$

$$- \frac{\partial H}{\partial x} \Delta x \cos \varphi - F \Delta x + \rho g A \Delta x \sin \varphi \quad (2.39)$$

Burada; φ : kanal tabanının yatayla yaptığı açıdır. Küçük eğimlerde $\cos \varphi = 1$ ve $\sin \varphi = \varphi = I_0$ olmaktadır. Bu değerler Eş. 2.39’da yerine konulursa Eş. 2.39 şu hali alır:

$$-\frac{\partial H}{\partial x} \Delta x - F \Delta x + \rho g A \Delta x I_0 \quad (2.40)$$

Hidrostatik basınçtan kaynaklı kuvvetin değişimini daha net bir biçimde anlaşılabilmesi için öncelikle hidrostatik basınç kuvveti Eş. 2.41'deki gibi tanımlanmıştır:

$$H = pA \quad (2.41)$$

Akım boyunca hidrostatik basınç kuvvetinin değişimi gerektiğinden bu ifade aşağıdaki biçimde yazılır:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial(\gamma h A)}{\partial x} = \gamma A \frac{\partial h}{\partial x} = \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.42)$$

Sürtünme kuvveti ıslak çevre boyunca etkiyeceğinden, kayma gerilmesinin ıslak çevre boyunca aynı olacağı kabulüyle şöyle ifade edilir:

$$F = \tau_0 P = \gamma R I_E P = \gamma \frac{A}{P} I_E P = \rho g A I_E \quad (2.43)$$

Burada; τ_0 : yatak kayma gerilmesi ve P : ıslak çevredir. Buraya kadar elde edilen eşitlikler bir araya toplanırsa Eş. 2.31 aşağıdaki hali almış olur:

$$F_{\text{net}} = -\gamma A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \gamma A I_E \Delta x + \gamma A \Delta x I_0 \quad (2.44)$$

Eş. 2.31 ve Eş. 2.36'dan Eş. 2.45 elde edilir:

$$m a = \rho A \Delta x \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} \right) \quad (2.45)$$

Eş. 2.44 ve Eş. 2.45'teki terimler Eş. 2.30'da yerine konur ve denklemlerin her iki tarafı $(\rho A \Delta x)$ terimine bölünüp düzenlenirse Eş. 2.46 elde edilir:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + U \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial t} = g(I_0 - I_E) \quad (2.46)$$

Eş. 2.46 daha önce elde edilmiş olan debi süreklilik denklemi olan Eş. 2.29 ile birleştirilerek üniform olmayan akım durumlarında yatak kayma gerilmesi değerini veren eşitlik elde edilir. Bu eşitliğin çıkarımı için şu adımlar sırasıyla takip edilir. Öncelikle Eş. 2.46'ın her iki tarafı da yerçekimi ivmesine (g) bölünür:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} = I_0 - I_E \quad (2.47)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - I_0 = -I_E \quad (2.48)$$

Yatak kayma gerilmesi ($\tau_0 = \gamma R I_E$) değerinden enerji çizgisi eğiminin matematiksel formu çekilir ve Eş. 2.47'de yerine konulursa bu ifade şu hale gelir:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - I_0 = -\frac{\tau_0}{\rho g R} \quad (2.49)$$

Yeterince geniş dikdörtgen kesitli kanallarda ($B > 20h$) Eş. 2.50'den de görüleceği üzere hidrolik yarıçap akım derinliğine eşit olarak kabul edilir:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{Bh}{B \left(1 + \frac{2h}{B}\right)} \cong \frac{Bh}{B} = h \quad (2.50)$$

Eş. 2.49'da hidrolik yarıçap yerine akım derinliği yazılır ve gerekli sadeleştirmeler yapılırsa bu ifade aşağıdaki şekle dönüşür:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - I_0 = -\frac{\tau_0}{\rho g h} \quad (2.51)$$

$$-\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} - \rho h U \frac{\partial U}{\partial x} - \rho h \frac{\partial U}{\partial t} + \rho g h I_0 = \tau_0 \quad (2.52)$$

Debi süreklilik denkleminde, Eş. 2.29, hızın konuma göre kısmi türevi Eş. 2.53'teki gibidir:

$$\frac{\partial U}{\partial x} = -\frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{U}{h} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.53)$$

Eş. 2.53'teki ifade Eş. 2.52'de yerine konulur ve sadeleştirmeler yapılırsa ifade aşağıdaki ifadeler elde edilir:

$$-\rho gh \frac{\partial h}{\partial x} - \rho h U \left(-\frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{U}{h} \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \rho h \frac{\partial U}{\partial t} + \rho gh I_0 = \tau_0 \quad (2.54)$$

$$\rho gh I_0 - \rho h \frac{\partial U}{\partial t} + \rho U \frac{\partial h}{\partial t} + \rho U^2 \frac{\partial h}{\partial x} - \rho gh \frac{\partial h}{\partial x} = \tau_0 \quad (2.55)$$

$$\rho gh I_0 + \left(-\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} \left(1 - \frac{U^2}{gh} \right) \right) + \rho \left(U \frac{\partial h}{\partial t} - h \frac{\partial U}{\partial t} \right) = \tau_0 \quad (2.56)$$

Froude sayısının matematiksel ifadesi dikdörtgen kesite sahip kanallar için aşağıdaki tanımdaki gibidir:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (2.57)$$

Eş. 2.57'deki ifade Eş. 2.56'da yerine konulursa St. Venant eşitliği elde edilir:

$$\tau_0 = \gamma h I_0 + \left(-\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} (1 - Fr^2) \right) + \rho \left(U \frac{\partial h}{\partial t} - h \frac{\partial U}{\partial t} \right) \quad (2.58)$$

St. Venant denklemi kullanılarak her türlü akım koşulunda kayma gerilmesi hesaplamaları yapılabilmektedir. Örneğin, kararlı ve üniform akım durumunda; $\partial h / \partial x = 0$, $\partial h / \partial t = 0$ ve $\partial U / \partial t = 0$ olduğundan yatak kayma gerilmesi şu ifadeye dönüşmüş olur:

$$\tau_0 = \gamma h I_0 \quad (2.59)$$

Kararlı ve üniform olmayan hızlanan akım durumunda; $\partial h / \partial x < 0$, $\partial h / \partial t = 0$ ve $\partial U / \partial t = 0$ olduğundan yatak kayma gerilmesi şu ifadeye dönüşmüş olur:

$$\tau_0 = \gamma h I_0 + \left(\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} (1 - Fr^2) \right) \quad (2.60)$$

Eş. 2.60 kararlı ve üniform olmayan hızlanan akım durumunda yatak kayma gerilmesinin üniform ve kararlı akımdaki yatak kayma gerilmesine nazaran daha fazla olduğunu göstermektedir:

$$\tau_{0,hızlanan} > \tau_{0,üniform} \quad (2.61)$$

Kararlı ve üniform olmayan yavaşlayan akım durumunda; $\partial h / \partial x > 0, \partial h / \partial t = 0$ ve $\partial U / \partial t = 0$ olduğundan yatak kayma gerilmesi şu ifadeye dönüşmüş olur:

$$\tau_0 = \gamma h I_0 - \left(\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} (1 - Fr^2) \right) \quad (2.62)$$

Eş. 2.62 kararlı ve üniform olmayan yavaşlayan akım durumunda yatak kayma gerilmesinin üniform ve kararlı akımdaki yatak kayma gerilmesine nazaran daha az olduğunu göstermektedir:

$$\tau_{0,yavaşlayan} < \tau_{0,üniform} \quad (2.63)$$

2.2. Oyulma Kavramı

Köprü ayağı açıklığındaki oyulma mekanizmasının bileşenleri genel taban oyulması, köprü açıklığındaki hızdan dolayı daralma oyulması ve orta ve/veya kenar ayaklar etrafındaki çevrıntiler nedeniyle yerel oyulmadır (Raudkivi, 1986). Söz konusu bu bileşenler birbirine bağımlıdır fakat bu bağımlılığın bulunması zordur. Dolayısıyla bu bileşenlerin oyulmaya etkileri birbirinden bağımsız şekilde incelenmeli ve köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliği belirlenirken tüm bu bileşenlerin etkileri ayrı ayrı düşünülüp birbirlerine eklenerek hesaba katılmalıdır (Yanmaz, 2002:143).

2.2.1. Genel taban oyulması

Akarsudaki akım rejimine, malzeme cinsine, akarsu kesit özelliklerine, güzergahına ve akarsu kullanımına bağlı olarak tabanda oyulmalar ve yığılmalar oluşmaktadır. Tabanda yığılma su alma yapılarının girişinde problem teşkil ederken tabanda oyulma köprü ayaklarının temellerinde problem meydana getirmektedir (Yanmaz, 2002:143).

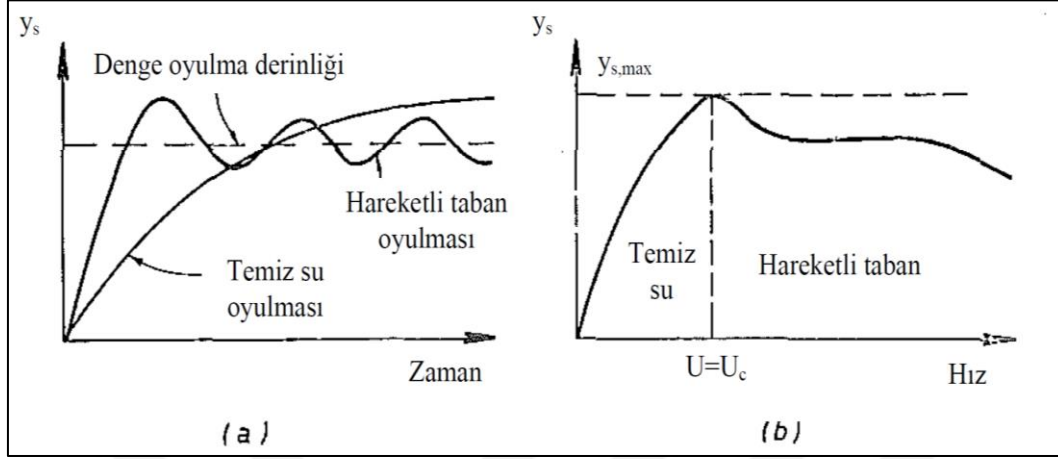
Bilindiği üzere yatak kayma gerilmesinin değeri (τ_0) tabandaki sediment tanelerini harekete geçirmek için gerekli olan kritik yatak kayma gerilmesi değerinden (τ_c) daha büyük ise tabandaki sediment taneleri harekete geçmektedir. Benzer biçimde kesitteki ortalama hız (U) tabandaki sediment tanelerini harekete geçirecek kesitteki ortalama hız (U_c) değerinden büyük ise yine tabandaki sediment taneleri hareketli hale gelmektedir. Köprü ayakları etrafındaki yerel oyulma hem tabanın hareketli olması durumunda ($U > U_c$) hem de tabanın hareketsiz olması durumunda ($U < U_c$) gerçekleşmektedir. Breusers, Nicollet ve Shen (1977) yapmış oldukları çalışmada;

1. $U/U_c < 0,5$ olması durumunda köprü ayakları etrafında yerel oyulmanın gerçekleşmediğini,
2. $0,5 < U/U_c < 1$ olması durumunda köprü ayakları etrafında gerçekleşen yerel oyulmanın temiz su oyulması (clear-water scour) olarak adlandırıldığını,
3. $U/U_c > 1$ olması durumunda ise köprü ayakları etrafındaki yerel oyulmanın hareketli yatak oyulması (live-bed scour) olduğunu

belirtmişlerdir.

Temiz su oyulması durumu ile hareketli yatak oyulması durumu arasındaki en belirgin fark Şekil 2.6'da görüldüğü üzere köprü ayağının etrafındaki oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimidir. Temiz su oyulması durumunda köprü ayağının membasında herhangi bir sediment hareketi olmadığı için köprü ayağı etrafındaki nihai yerel oyulma derinliği (y_s) artarak maksimum değerine ulaşmaktadır. Hareketli yatak oyulması durumunda ise köprü ayağının membasında sediment hareketi olduğu için köprü ayağı etrafındaki oyulma çukuru sürekli membadan gelen sediment ile beslenmekte ve nihai yerel oyulma derinliği ortalama bir değer etrafında salınım yaparak denge durumuna gelmektedir. Söz konusu bu

salınımının sebebi akım rejimine bağılı olarak yatak şekillerinde meydana gelen değişimler olarak belirtilmektedir.



Şekil 2.6. Köprü ayakları etrafındaki yerel oyulma derinliğinin a) Zaman ile değişimi b) Akım hızı ile değişimi (Raudkivi ve Ettema, 1983)

2.2.2. Daralma oyulması

Köprü açıklığında inşa edilen yapılar sebebiyle, köprü açıklığındaki akarsu kesiti daralır. Taşkın yatağı geniş olan akarsularda yaklaşım dolgularının boyları ana kanala uzanacak kadar fazla olabilir. Söz konusu bu daralma sonucunda köprü açıklığındaki akarsu kesitindeki hızlarda ve buna bağılı olarak da tabandaki kayma gerilmelerinde büyük artışlar meydana gelir ve tabanda ciddi miktarda oyulmalar oluşur (Yanmaz, 2002:150). İnsani etkilerin yanında coğrafi etkiler de daralma oyulmasına sebep olabilir. Taşkın zamanlarında köprü açıklığında biriken aşırı sediment yükü, büyük kayalar ve ağaç kütükleri gibi maddeler köprü açıklığındaki kesiti daraltabileceğinden dolayı söz konusu bu açıklıktaki hızlar ve kayma gerilmelerinin artması sonucu köprü ayağı etrafındaki oyulma artarak köprü ayakları temellerinin ciddi hasar almasına sebep olabilir.

2.2.3. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma

Köprü ayakları, genellikle, bir akarsu veya herhangi bir su gövdesi içerisine yahut üzerine yapılmış olan yapılardır. Söz konusu akarsu veya su içerisindeki akım nedeniyle köprü ayaklarının temasta bulundukları sediment taşınabilir ve böylece oyulmalar oluşur ki; bu söz konusu oyulmalar köprü ayaklarının gerek dengesini bozabilir gerekse kendisinden beklenen hizmeti yapamaz hale getirebilir. Bazı durumlarda ise köprü ayaklarının temasta

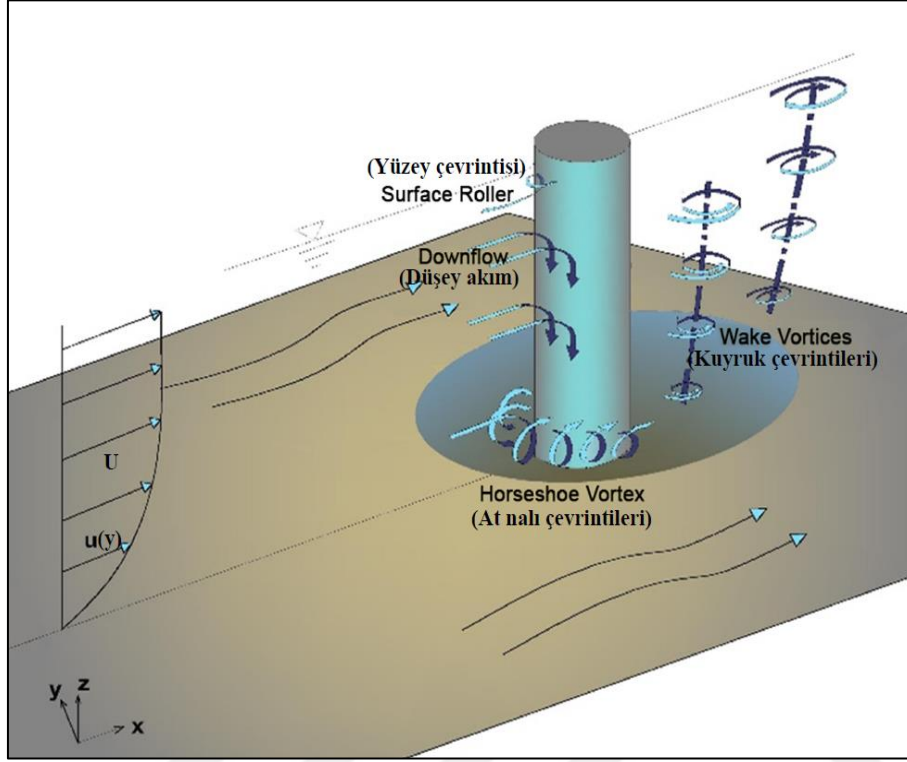
bulunduğu sedimentin olduğu kısımlarda oyulmalar olmayıp aksine sediment yığılmaları da oluşabilir. Söz konusu bu sediment yığılmaları nedeniyle de köprü ayakları kendilerinden beklenen görevleri yerine getiremeyebilir.

Açıkça görülen şudur ki, köprü ayaklarının temeli veya etrafında oluşan oyulma ve yığılmalar köprü ayaklarının bakım masraflarını arttırabilir ve bunun sonucunda bakım masrafları ilk yapım maliyetini aşarak ekonomik bir köprü yapımı imkânsız hale gelebilir. Anlaşılabacağı üzere köprü ayaklarındaki oyulma veya yığılmalar bu yapılar için oldukça önemli olup, köprü ayakları inşa edilmeden önce muhtemel oyulma ve yığılmalar mutlaka iyi analiz edilmeli ve ona göre önlemler alınmalıdır. Köprü ayaklarındaki oyulmalar veya yığılmalar veya bu yapılarda oluşan aşınmalar; köprü ayaklarının geometrik ve diğer özelliklerine, akımın ve akışkanın özelliklerine ve de sediment özelliklerine bağlıdır. Çünkü oyulma ve yığılma olayları bu üç temel unsurun birlikte etkilediği bir oluşumdur. Teorik olarak oyulma ve yığılmanın maksimum derinliği için bir formül vermek oldukça zordur. Ancak deneylere dayanarak ampirik veya yarı ampirik biçimde oluşturulmuş formüller var olsa da bu formülleri genelleştirmek oldukça zordur. İşte bu nedenle oyulma derinliği ile bu derinliğin bağlı olduğu değişkenler arasındaki bağıntı boyut analizi ile bulunabilir. Fakat bunun öncesinde köprü ayağı etrafındaki oyulmayı etkileyen mekanizmayı incelemek daha mantıklıdır. Akarsu içerisindeki köprü ayağına yaklaşan akım köprü ayağının yüzeyine dik olarak temas ettiği noktada hızını tamamen kaybeder ve duraksar. Yaklaşım akımının köprü ayağıyla temas ettiği söz konusu bu bölgeye duraklama noktası (stagnation point) denir. Akımın duraklamasından dolayı sahip olduğu kinetik enerji potansiyel enerjiye dönüşür ve bunun sonucunda köprü ayağının üzerinde bir basınç artışı meydana gelir. Söz konusu bu basınca ise durgunluk basıncı (stagnation pressure) adı verilir ve matematiksel olarak şöyle ifade edilir:

$$P_{\text{durgunluk}} = \rho \frac{[u(y)]^2}{2} \quad (2.64)$$

Akarsuda hız dağılımı Şekil 2.7’de gösterildiği gibi olduğundan akımın köprü ayağıyla temas ettiği kısımda yüzeye yakın bölümünde durgunluk basıncı daha fazla olacak iken yatak kısmında durgunluk basıncı daha düşük olacaktır. Dolayısıyla köprü ayağının yüzeyinde, duraklama noktasında, yüksek basınçtan düşük basınca doğru aşağı yönlü bir

akım oluşur ki Şekil 2.7’de görüldüğü üzere bu akım düşey akım (downflow) olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.7. Dairesel kesitli köprü ayağı etrafında yerel oyulmaya sebebiyet veren akımların gösterimi (Jahangirzadeh, Bassar, Akib, Karami, Naji ve Shamsirband, 2014)

Düşey akımın yaklaşım akımı ile birleşmesiyle köprü ayağı etrafında çevrintiler oluşmaktadır. Köprü ayağı etrafındaki oyulmanın baş mimarı olarak tanımlanabilecek bu çevrintiler oyulma çukurunun şekli tıpkı bir at nalına benzediği için at nalı çevrintileri (horseshoe vortex) olarak adlandırılmaktadır.

Aşağı yönlü gerçekleşen söz konusu bu akım bir nevi jet etkisi meydana getirerek tabana çarpar ve tanelerin yerinden sökülmesine neden olur. Sökülen bu taneler ise at nalı çevrintiler ile birlikte akımla beraber köprü ayağının mansap yönüne doğru taşınır (Yanmaz, 2002:152).

Köprü ayağının mansap kısmında ise kayma gerilmelerindeki farklılıktan kaynaklanan kuyruk çevrintileri (wake vortices) oluşur. Söz konusu bu kuyruk çevrintilerinin etkisini gösterdiği bölge ayrılma bölgesinin köprü ayağının mansabına ne kadar uzandığına bağlı

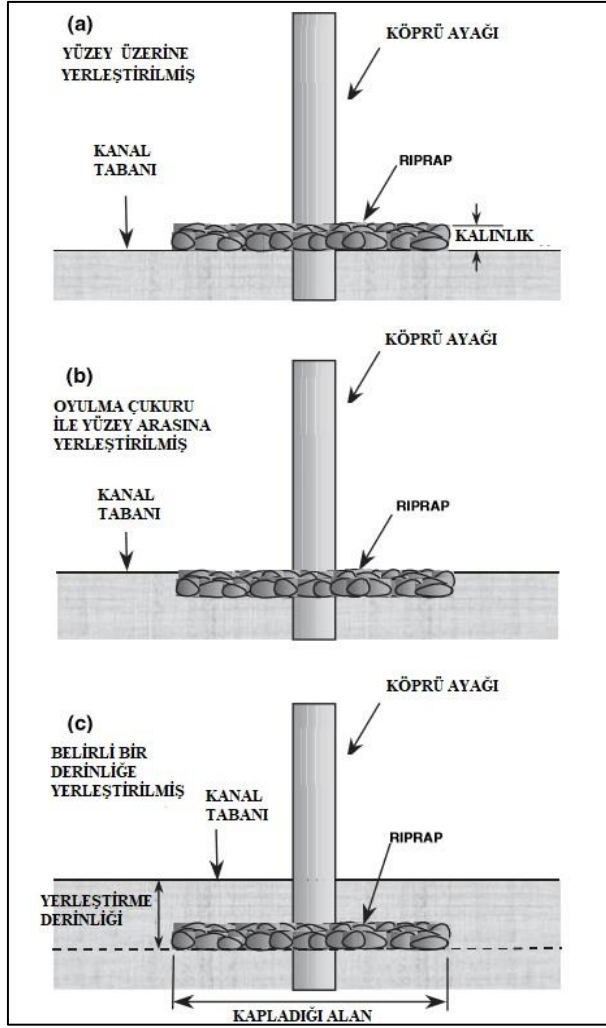
olarak belirli bir mesafe devam ettiğinden kuyruk çevrintilerinin etkili olduğu uzunluk at nalı çevrintilerine nazaran daha fazladır (Yanmaz, 2002:153).

2.3. Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulmayı Önlemek İçin Alınan Önlemler

Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın azaltılması için alınan önlemler iki farklı kısımda incelenebilir. Bunlardan ilki, oyulma çukurunun güçlendirilmesi ile alınan önlemler (bed armouring countermeasures) diğeri ise oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi (flow altering countermeasures) ile alınan önlemlerdir.

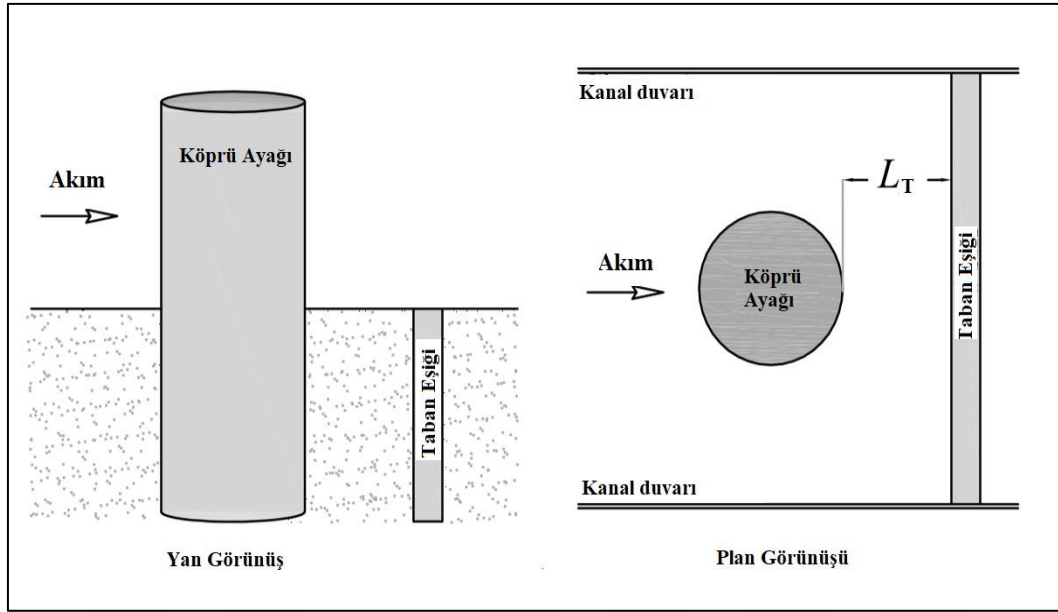
Oyulma çukurunun güçlendirilmesi ile alınan önlemlerin çalışma prensibinin arka planında olan hâkim fikir, oyulma çukurundaki sediment tanelerinin taşınmasına fiziksel bir bariyer oluşturulmasıyla engel olunmasıdır. Bu önlemlere örnek olarak riprap (Şekil 2.8), taş sandıklar ve birbirine kablolarla bağlanan büyük beton bloklar verilebilir (Tafarojnoruz, Gaudio ve Calomino, 2012).

Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşikleri, at nalı çevrintilerinin etkilerinin azalmasına sebebiyet vermekte ve köprü ayağı etrafındaki sediment tanelerinin oyulma çukurundan uzaklaşmasına engel olmaktadır. Aynı zamanda kuyruk çevrintilerinin köprü ayağının mansabının daha uzağına ötelenmelerini sağlayarak kuyruk çevrintilerinin köprü ayağı etrafındaki etkisinin de azalmasına sebebiyet vermektedir.



Şekil 2.8. a) Yüzey üzerine yerleştirilmiş, b) Oyulma çukuru ile yüzey arasına yerleştirilmiş, c) Belirli bir derinliğe yerleştirilmiş riprap örnekleri (Lagasse ve diğerleri, 2007)

Oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi ile alınan önlemlerin çalışma prensibinin arka planında olan hâkim fikir ise, köprü ayağı etrafındaki oyulmanın baş sorumlusu olan köprü ayağının memba kısmındaki at nalı çevrintileri ile mansap kısmında bulunan kuyruk çevrintilerinin (dümensuyu çevrintileri) etkilerinin en az seviyeye indirilmesiyle oyulma çukurundaki sediment tanelerinin taşınmalarının önüne geçilmesidir. Bu önlemlere örnek olarak taban eşikleri (Şekil 2.9), memba kazıkları, köprü ayağı üzerine açılan yarıklar, köprü ayağı üzerine yerleştirilen plakalar verilebilir.



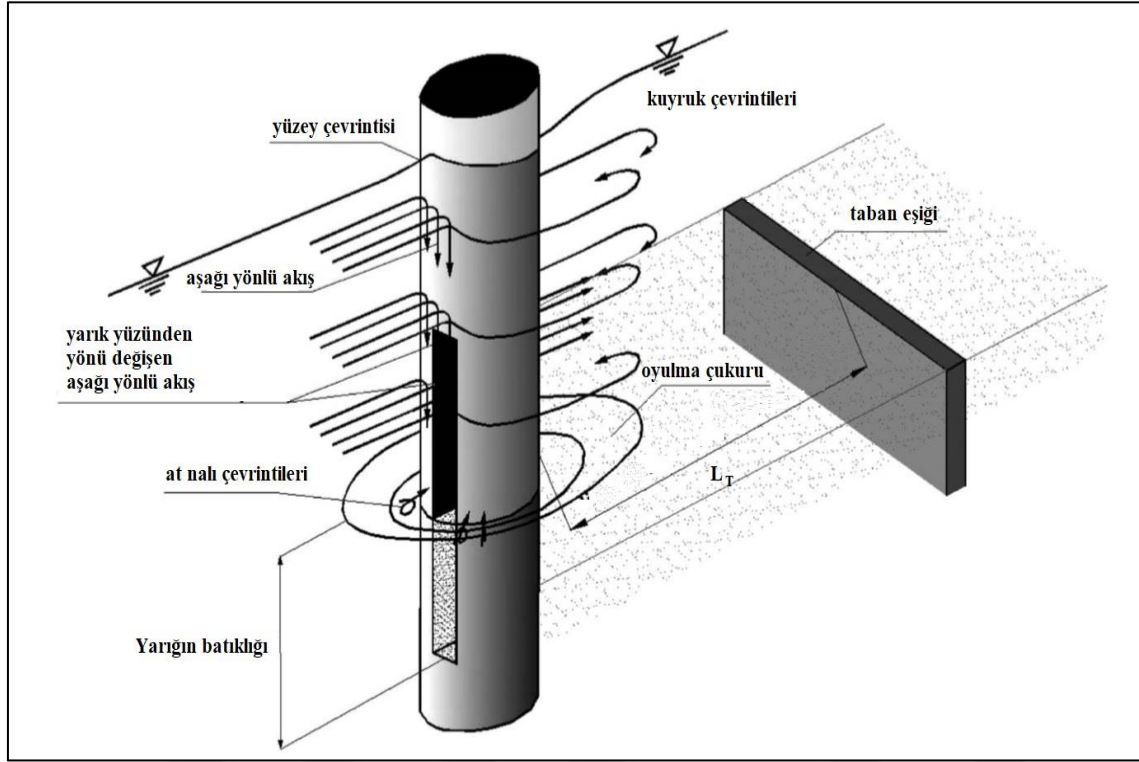
Şekil 2.9. Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşikleri (Tafarojnoruz ve diğerleri, 2012)

Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşikleri, at nalı çevrintilerinin etkilerinin azalmasına sebebiyet vermekte ve köprü ayağı etrafındaki sediment tanelerinin oyulma çukurundan uzaklaşmasına engel olmaktadır. Aynı zamanda kuyruk çevrintilerinin köprü ayağının mansabının daha uzağına ötelenmelerini sağlayarak kuyruk çevrintilerinin köprü ayağı etrafındaki etkisinin de azalmasına sebebiyet vermektedir.

Söz konusu bu önlemlere ek olarak oyulma çukurunun güçlendirilmesi için alınan önlemler ile oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi için alınan önlemlerin birleşik şekilde uygulandığı durumlar da mevcuttur. Bunun örneklerinden biri olarak, oyulma çukurunun güçlendirilmesi için alınan önlemlerden riprap ile oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi için alınan köprü ayağı üzerine yerleştirilen dairesel plakanın bir arada kullanılması gösterilebilir.

Benzer olarak oyulma çukurunun güçlendirilmesi için alınan önlemler veya oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi için alınan önlemlerin kendi aralarında kombine edilmesiyle de köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma değerinde azalma gözlemlenebilir. Şekil 2.10'da oyulma çukurundaki akım şartlarının düzenlenmesi için alınan iki farklı önlem olan taban eşikleri ile köprü ayağı üzerinde yarık açılmasının kombine bir şekilde kullanıldığı durum gözlemlenmektedir. Söz konusu bu kombin, her iki önlemin ayrı ayrı

kullanılmasından daha etkili olduğu Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso (2009b) tarafından yapılan çalışmanın sonucunda belirtilmiştir.



Şekil 2.10. Köprü ayağı üzerine açılan yarık ile taban eşığının bir arada kombine şekilde kullanılması (Grimaldi ve diğerleri, 2009b)

2.4. Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulma Parametreleri ve Boyut Analizi

Daha önce belirtildiği gibi oyulma derinliği ile bu derinliğin bağlı olduğu değişkenler arasındaki bağıntı boyut analizi ile bulunabilir.

Bunun için oyulmayı etkileyen tüm parametreler ayrı ayrı kendi aralarında değerlendirilmelidir. Bunlar belirli başlıklar altında toplanırsa aşağıdaki biçimde ifade edilebilirler (Yanmaz, 2002:155):

Akışkanın karakterize eden değişkenler:

- g yerçekimi ivmesi,
- ρ suyun özkütlesi,
- ν suyun kinematik viskozitesidir.

Taban malzemesini karakterize eden değişkenler:

- ρ_s sediment tanesinin özkütlesi,
- d_{50} taban malzemesinin ortalama tane çapı,
- σ_g taban malzemesinin geometrik standart sapması ($\sigma_g = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$),
- C taban malzemesinin kohezyonudur.

Akımı karakterize eden değişkenler:

- h akım derinliği,
- U akımın ortalama hızı,
- α akım ile köprü ayağı ekseninin yaptığı açıdır.

Köprü ayağı şeklini karakterize eden değişkenler:

- D köprü ayağı çapı,
- K_s köprü ayağı şekli faktörüdür.

Yerel oyulmanın azalması için alınan önlemleri karakterize eden değişkenler:

- L_T taban eşiğinin köprü ayağının mansap yüzeyinden olan uzaklığıdır.

Kanal geometrisini karakterize eden değişkenler:

- B kanal genişliği,
- I_0 kanal taban eğimidir.

Zamanı karakterize eden değişken ise t zamandır.

Köprü ayağı etrafındaki nihai maksimum oyulma derinliği (y_s) için Eş. 2.65 yazılabilir:

$$f(g, \rho, \nu, \rho_s, d_{50}, \sigma_g, C, h, U, \alpha, D, K_s, L_T, B, I_0, t) = 0 \quad (2.65)$$

Tekrar eden parametreler olarak ρ , U ve D seçilir ve Buckingham teoremi kullanılarak boyut analizi neticesinde aşağıdaki fonksiyonel ilişki bulunur:

$$\frac{y_s}{D} = f_1\left(\frac{U}{\sqrt{gD}}, \frac{UD}{\nu}, \Delta, \frac{D}{d_{50}}, \sigma_g, \frac{C}{\rho U^2}, \frac{h}{D}, \alpha, K_s, \frac{L_T}{D}, \frac{B}{D}, I_o, \frac{U_t}{D}\right) \quad (2.66)$$

Her ne kadar parametre sayısı belli bir nispette azaltılmış olsa da halihazırda parametre sayısının çokluğu nihai oyulma derinliğinin tahmini hususunda zorluk çıkarmaya devam etmektedir. Söz konusu bu parametreler birtakım kabullerle daha da azaltılabilir. Kuvars kumu için genellikle $\Delta(\approx 1,65)$ değerinin sabit kaldığı söylenebilir. Yataktaki malzemenin kohezyonsuz olması durumunda ise $C = 0$ değerini almaktadır. Akarsunun taban eğimi sabit olduğu için I_o değerinin de oyulma derinliği üzerindeki etkisi değişken değildir. Sonuçta Eş. 2.66 aşağıdaki hali alır:

$$\frac{y_s}{D} = f_2\left(\frac{U}{\sqrt{gD}}, \frac{UD}{\nu}, \frac{D}{d_{50}}, \sigma_g, \frac{h}{D}, \alpha, K_s, \frac{L_T}{D}, \frac{B}{D}, \frac{U_t}{D}\right) \quad (2.67)$$

$$\frac{y_s}{D} = f_3\left(Fr_p, Re_p, \frac{D}{d_{50}}, \sigma_g, \frac{h}{D}, \alpha, K_s, \frac{L_T}{D}, \frac{B}{D}, \frac{U_t}{D}\right) \quad (2.68)$$

Franzetti, Malavasi ve Piccinin (1994) yaptıkları çalışmalarında köprü ayağı Reynolds sayısının ($Re_p = UD/\nu$) 7000'den büyük olması durumunda, söz konusu bu ifadenin yerel oyulma mekanizması üzerinde bir etkisinin olmadığını gözlemlemişlerdir (Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso, 2009a).

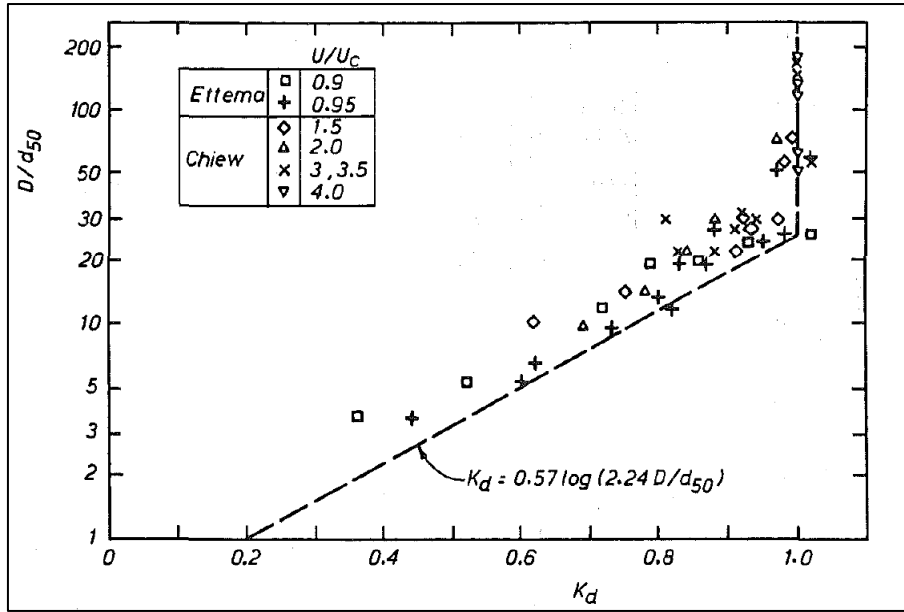
Breusers ve Raudkivi (1991) göreceli köprü ayağı büyüklüğünün (D/d_{50}) köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmaya etkisi üzerine yapmış oldukları çalışmada söz konusu bu ifadenin küçük değerler aldığı durumlarda taban malzemesinin kaba olduğunu belirtmişlerdir. Köprü ayağının membasında meydana gelen aşağı yönlü akımın, kaba tanelerden oluşan tabana gömülmesinden kaynaklı enerjisinin sönmüldüğünü ve yerel oyulma değerinin bu sebepten ötürü etkilendiğini gözlemlemişlerdir (Yanmaz, 2002:158).

Melville ve Sutherland (1988), Ettema (1980) ve Chiew'in (1984) çalışmalarından elde ettiği sonuçları göz önüne alarak, Şekil 2.11'de görüldüğü üzere, göreceli köprü ayağı büyüklüğünün 25'den büyük olduğu değerlerde söz konusu bu parametrenin yerel oyulma üzerinde bir etkisi bulunmadığını aşağıdaki eşitliklerle beraber ortaya koymuşlardır:

$$K_d = 1,0 \quad \frac{D}{d_{50}} > 25 \quad (2.69)$$

$$K_d = 0,57 \log \left(\frac{2,24D}{d_{50}} \right) \quad \frac{D}{d_{50}} < 25 \quad (2.70)$$

Burada; K_d : sediment boyut faktörüdür.



Şekil 2.11. Ettema (1980) ve Chiew'in (1984) sonuçlarına göre yerel oyulmaya göreli ayak büyüklüğünün etkisi (Melville ve Sutherland, 1988)

Melville ve Sutherland (1988) çalışmalarında taban malzemesinin geometrik standart sapmasının (σ_g) 1,3'den küçük olduğu değerlerde sedimentin üniform olarak kabul edilebileceğini ve dolayısıyla zırhlama etkisinin görülmeyeceğini belirtmişlerdir.

Ettema (1980) sığ akımlar için köprü ayağı memba yüzeyinde oluşan yüzey çevrintisi ile bu çevrintinin zıt yönünde dönüşe sahip olan tabandaki at nalı çevrintilerinin etkileşimde bulunarak oyulmayı azalttığını belirtmiştir (Melville ve Sutherland, 1988).

Melville ve Sutherland (1988) çalışmalarında Shen (1971), Ettema (1980), Chee (1982), Chiew (1984) ve Davoren'in (1985) çalışmalarından yola çıkarak göreceli akım derinliği (h/D) değerinin 2,6'dan büyük olduğu değerlerde bu ifadenin yerel oyulmayı

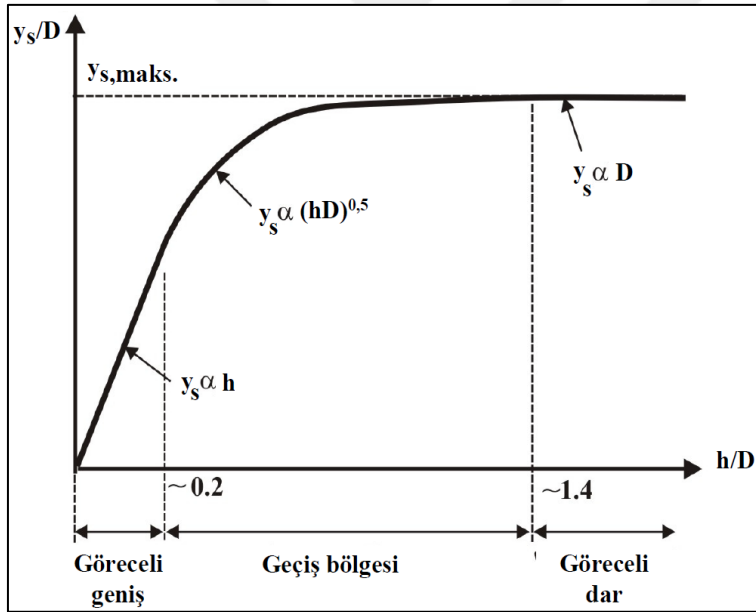
etkilemediğini ve aksi durumda ise bu terimin etkisinin şu eşitliklerden belirlenebileceğini ifade etmişlerdir:

$$K_y = 1,0 \quad h/D > 2,6 \quad (2.71)$$

$$K_y = 0,78(h/D)^{0,255} \quad h/D < 2,6 \quad (2.72)$$

Burada; K_y : akım derinlik faktörüdür.

Melville'in (2008) çalışmasında ise akım sığlığı ile ilgili grafik Şekil 2.12'deki gibi verilmiştir. Melville'e (2008) göre h/D 'nin değeri 1,4'den büyük olduğunda söz konusu bu terimin yerel oyulma üzerinde etkisinin kalmadığı görülmüştür:



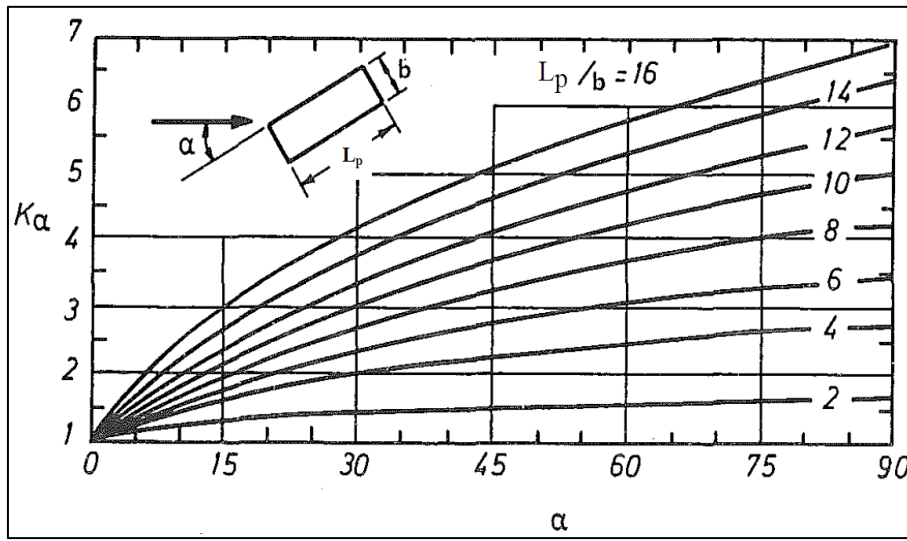
Şekil 2.12. Akım sığlığının köprü ayağı etrafındaki oyulmaya etkisi (Melville, 2008)

Köprü ayağının akarsu içerisine yerleşimi, kendi ana eksenine ile yaklaşım akımının yaptığı açı (verevlik açısı) dik olacak biçimde yapılmalıdır. Daha önce de belirtildiği üzere yaklaşım akımıyla köprü ayağı ekseninin belirli bir açı yaptığı dairesel kesite sahip olmayan köprü ayaklarının akıma dik izdüşüm alanları, dolayısıyla akımın ayrılma sınırı ve kuyruk çevrintilerinin etkili olduğu alan artmaktadır (Yanmaz, 2002:158).

Melville ve Sutherland (1988) yaptıkları çalışmalarında, Şekil 2.13’de görüldüğü gibi, yaklaşım akımının köprü ayağı aksı ile yaptığı açiya bağlı olarak bir düzeltme katsayısı ve eşitlik vermişlerdir:

$$K_{\alpha} = \left(b \cos \alpha + \frac{L_p}{b} \sin \alpha \right) \quad (2.73)$$

Burada; K_{α} : güzergâh faktörü, b : köprü ayağı genişliği ve L_p : köprü ayağı uzunluğudur.



Şekil 2.13. Yaklaşım akımının köprü ayağı aksı ile yaptığı açının oyulma derinliğine etkisi (Melville ve Sutherland, 1988)

Köprü ayağı şekline bağlı olarak köprü ayakları etrafındaki oyulmalar değişebilir. Yaklaşan akımdaki akım iplikçikleri köprü ayağı açıklığına geldiği zaman köprü ayakları etrafından geçebilecek şekilde hareket etmektedirler. Akım iplikçikleri ne kadar az rahatsız edilirlse oyulma o derecede düşük mertebede olmaktadır. Bu sebepten dolayı, akım iplikçiklerine uygun biçimde inşa edilen dairesel kesitli köprü ayaklarının oyulma derinliğine etkisi olumsuz anlamda daha az olurken ($K_s \leq 1$), dikdörtgen kesitli akım iplikçiklerini ziyadesiyle rahatsız eden köprü ayakları için ($K_s > 1$) bu etki çok olmaktadır. Köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğine köprü ayağı şeklinin etkisi için Chabert ve Engeldinger (1956), Laursen ve Toch (1956), Tison (1940) ve Venkatadri, Mutyam, Tahir ve Asthana (1965) çalışmalar yürütmüş ve bunun neticesinde Çizelge 2.1’deki sayısal değerleri elde etmişlerdir (Melville ve Sutherland, 1988):

Çizelge 2.1. Köprü ayağı şekil faktörünün (K_s) değerleri (Melville ve Sutherland, 1988)

Köprü ayağı şekli	Boy/En	Tison (1940)	Laursen ve Toch (1956)	Chabert ve Engeldinge (1956)	Venkatadri ve diğerleri (1965)
Dairesel	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Merceğimsi	2,0	-	0,97	-	-
	3,0	-	0,76	-	-
	4,0	0,67	-	0,73	-
	7,0	0,41	-	-	-
Parabolik uçlu	-	-	-	-	0,56
Üçgen uçlu, 60°	-	-	-	-	0,75
Üçgen uçlu, 90°	-	-	-	-	1,25
Elipsik	2,0	-	0,91	-	-
	3,0	-	0,83	-	-
Dikdörtgensel	2,0	-	1,11	-	-
	4,0	1,40	-	1,11	-
	6,0	-	1,11	-	-

Köprü ayağı açıklığında gerçekleşen daralma belirli bir sınırın üzerinde olursa köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmaya ek olarak daralma oyulması da gerçekleşebilir. Melville ve Sutherland (1988) çalışmalarında daralma oranının (B/D) 10'dan daha küçük olduğu değerlerde köprü ayağı etrafında yerel oyulmaya ek olarak daralma oyulması da gerçekleşeceğini belirtmişlerdir.

Köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğinin sabit bir değere ulaşana kadar zaman geçmesi beklenirse zaman parametresi boyut analizi içinde değersiz bir hale gelir. Bu yüzden oyulma çukurunun nihai oyulma derinliğine ulaştığı anda zaman parametresi oyulmayı etkilememektedir.

3. LİTERATÜR

Bu bölümde sırasıyla sediment başlangıç hareketi, köprü ayakları etrafındaki yerel oyulmalar ve köprülerde yerel oyulmalara karşı kullanılan düzenlemeler için yapılmış olan çalışmalar hakkında bilgiler verilmiştir.

3.1. Sediment Başlangıç Hareketiyle İlgili Çalışmalar

3.1.1. Shields (1936)

Araştırmacı, tabanda hareket eden sediment yükü üzerinde sediment ağırlığının ve biçiminin etkisini araştırmıştır. Yapılan bu çalışma sediment taşınımı üzerine yapılan ilk çalışmalardan biri olduğundan literatürde önemli bir yer edinmiştir.

Shields (1936), deneylerin bir kısmını 80 cm genişliğinde, 30 cm derinliğinde ve 14 m uzunluğunda yan duvarları verniklenmiş ahşaptan imal edilmiş dikdörtgen kesitli eğimi ayarlanabilir bir kanalda, bir kısmını ise 40 cm genişliğinde, 50 cm derinliğinde ve yine 14 m uzunluğunda ve yan duvarları camdan imal edilmiş ve yine eğimi ayarlanabilir diğer bir kanalda gerçekleştirmiştir. Yazar, tabanda kullandığı sediment seçimini, barit sediment tanelerinden granit sediment tanelerine, köşeli tanelerden yuvarlak tanelere, sediment tiplerinin tabanda hareket eden sediment yüküne hem ağırlık hem de biçim etkisinin araştırılması için oldukça geniş bir yelpazede yapmıştır.

Araştırmacı, üniform sediment tanelerinden oluşan bir yataktaki taneyi ele alıp bu tanenin nasıl hareket ettiğinden ziyade ne zaman harekete geçeceği sorusunun cevabını araştırmıştır. Söz konusu bu araştırmayı yaparken teorik değerlerle uğraşmak yerine ölçülebilir değerler arasında fonksiyonel bir bağıntı elde etmeye çalışmıştır. İzlemiş olduğu bu yöntemin sebebini, yazar, tabandaki sediment tanelerinin hareketinin stokastik bir süreç olması ile ilişkilendirmiştir. Yazar, tabanda, akımla temas eden en üst tabakadaki bir sediment tanesini dikkate alarak, hiçbir varsayımda bulunmadan, denge durumu için Eş. 2.11 ve Eş. 2.19’da verilen basit eşitlikleri elde etmiştir.

3.1.2. Lavelle ve Mofjeld (1987)

Araştırmacılar, sediment hareketi için sayısal bir kritik kayma hızı veya kritik kayma gerilmesi değerinin var olduğunun aksine argümanlar üretmişlerdir. Yaptıkları çalışmada türbülanslı akım koşulu ve tabanda kohezyonsuz malzeme bulunması durumunda sediment başlangıç hareketi için sayısal olarak bir kritik kayma gerilmesi değerinin var olup olmadığını gözden geçirmişlerdir.

Araştırmanın sonucunda, yazarlar, laboratuvar ortamında yapılan sediment hareketi ile ilgili deneylerin bir kısmının gerçek bir sayısal kritik kayma gerilmesi değerinin olmadığı hususunu doğruladığını belirtmişlerdir.

Araştırmacılar, sediment hareketinin belirli bir ortalama hız değerinde değil, sıfırdan farklı herhangi bir hız değerinde dahi gerçekleşebileceği görüşünü ortaya koymuşlardır. Ortaya konulan bu görüşün sebebi olarak ise türbülanslı akım koşullarında meydana gelen herhangi bir ortalama değer etrafındaki salınımı göstermişlerdir.

Yazarlar, türbülanslı akım koşullarında taban kayma gerilmesinin de zamansal ortalama değerinin etrafındaki salınımından dolayı herhangi bir zamanda oluşacak kayma gerilmesinin sediment tanesini harekete geçirebileceği ve bu sebeple sediment hareketinin türbülanslı akım koşullarında herhangi bir ortalama kayma gerilmesinde dahi gerçekleşebileceğini belirtmişlerdir. Tüm bu açıklamalar ışığında sediment başlangıç hareketi sürecine deterministlik bir bakış açısıyla yaklaşılmasından ziyade bu sürecin stokastik bir süreç olarak değerlendirilmesi gerektiğini vurgulamışlardır. Yazarlar, yapmış oldukları değerlendirmede, sediment hareketinin başlayacağı herhangi bir kritik kayma gerilmesi değerinin var olup olmadığı tartışmasını şu şekilde dört ayrı başlıkta ele almışlardır:

1. Kritik durumun ifadesi için kullanılan tanımlamaların belirsiz olması
2. Laboratuvar deneylerinden elde edilen gözlemler sonucunda sediment başlangıç hareketi için belirli bir kritik kayma gerilmesi değerinin bulunmaması
3. Sediment başlangıç hareketi için kritik kayma gerilmesi değerinin var olmadığı kabulüyle ortaya konulan sediment taşınım modelinin daha önce kritik değerin var olduğu kabulüyle elde edilen veri setlerini çok iyi bir şekilde temsil etmesi

4. Türbülanslı sınır tabakasında oluşan kayma gerilmesi değerlerindeki salınımların sediment süspansiyonuna ve taşınımına etki etmesi

Araştırmacılar, tüm bu hususların birlikte ele alınmasının, sediment hareketinin başlangıcı için kayma gerilmesinin zamansal ortalama bir değerinin varlığına karşı tartışmanın temelini oluşturduğunu vurgulamışlardır.

3.1.3. Graf ve Song (1995)

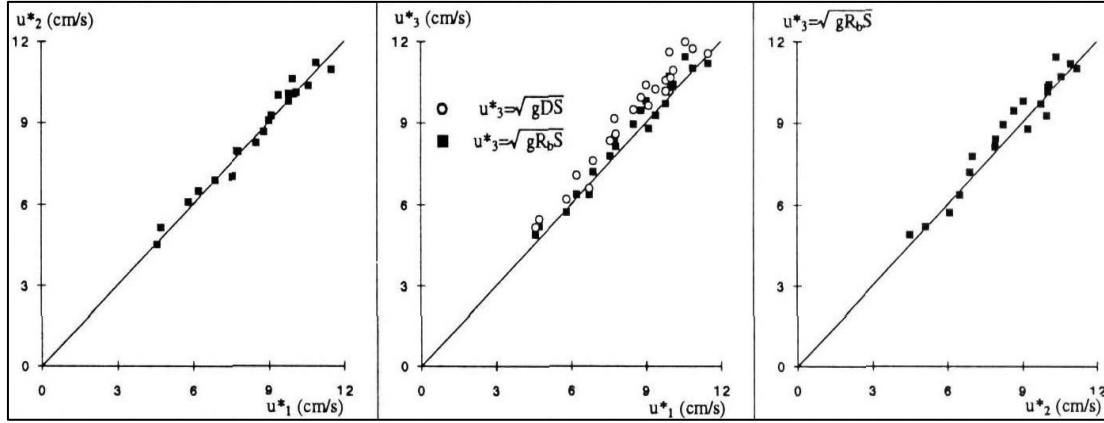
Yapılan çalışmada, araştırmacılar, açık kanal akımlarında üniform, üniform olmayan ve kararsız akım koşullarında yatak kayma hızını incelemişlerdir.

Araştırmacılar, deneylerini 16,8 m uzunluğa, 0,6 m genişliğe sahip dikdörtgen kesitli bir kanalda gerçekleştirmişlerdir. Deney düzeneğinin tabanında ise yaklaşık üniform dağılıma sahip ortalama tane çapı (d_{50}) 1,23 cm olan çakıl kullanmışlardır.

Araştırmacılar kayma hızının (dolayısıyla yatak kayma gerilmesinin) dört farklı yöntem ile elde edilebileceğini belirtmişlerdir. Bunları;

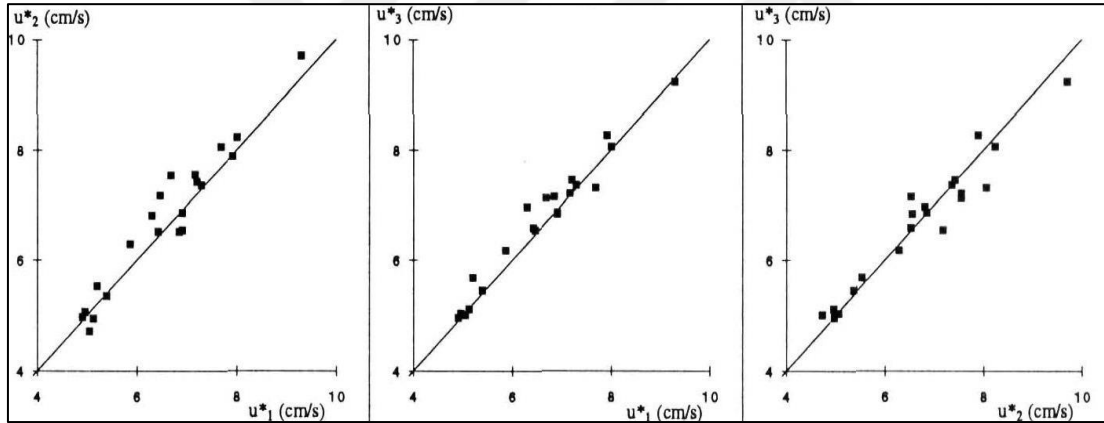
1. Yatak kayma gerilmesinin direkt ölçümü ile kayma hızının bulunması
2. Hız profilinin ölçülmesi ile kayma hızının bulunması, u_{*1}
3. Reynolds kayma gerilmesi profilinin ölçülmesi ile kayma hızının bulunması, u_{*2}
4. St. Venant eşitliğinin kullanılması ile kayma hızının bulunması, u_{*3}

şeklinde sıralamışlardır. Yazarlar, çalışmalarında, yukarıdaki yöntemlerden ilki olan yatak kayma gerilmesinin direkt ölçümünü hidrolik olarak pürüzlü cidara sahip olan akımlarda güvenilir olmayan sonuçlar verdiği için kullanmamışlardır. Araştırmacılar, üniform akım şartlarında yapılan deneylerde ilk yöntem harici diğer üç yöntemin kendi aralarında tutarlı sonuçlar verdiğini gözlemlemişlerdir (Şekil 3.1).



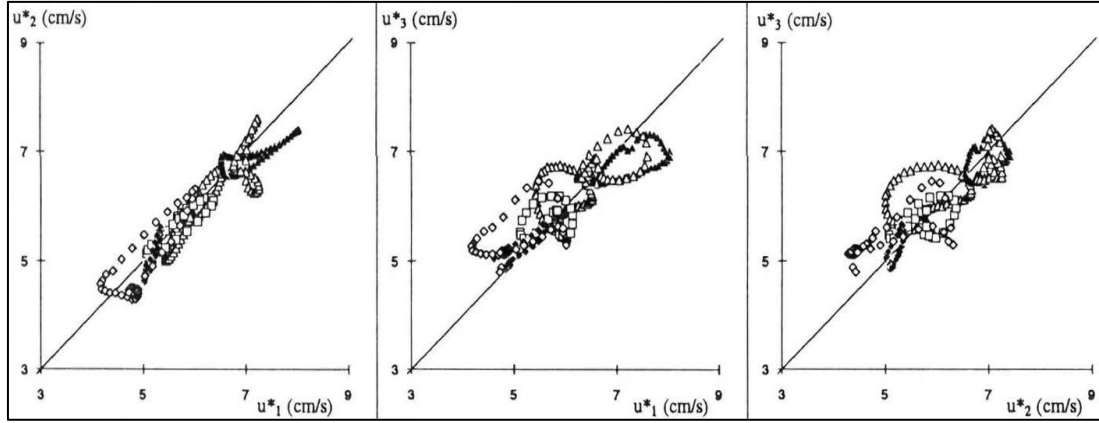
Şekil 3.1. Üniform akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)

Araştırmacılar, üniform olmayan akım şartları için de yapılan deneylerle belirtilen yöntemlerin kendi aralarında tutarlı olduğu sonucuna ulaşmışlardır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2. Üniform olmayan akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)

Araştırmacılar, ayrıca, kararsız akım şartları için yapılan deneylerde de bu belirtilen yöntemlerin kendi aralarında tutarlı sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. Kararsız akım koşullarında üç farklı yöntemden elde edilen kayma hızlarının kıyaslanması (Graf ve Song, 1995)

Yazarlar, kararsız akım koşullarında elde edilen sonuçların grafiklerdeki saçılmalarının sebebinin akımın ortalama hızının ve derinliğinin hem zaman hem de konumla değişiminin ölçümü esnasında karşılaşılan zorluklardan dolayı ortaya çıkan hassasiyet sorunu olduğu görüşünde karar kılmışlardır.

Araştırmacılar, aynı zamanda yapılan çalışmada hızlanan akım şartlarında kayma hızının akım yönünde arttığını, yavaşlayan akım şartlarında ise akım yönünde azaldığını gözlemlemişlerdir.

3.1.4. Buffington ve Montgomery (1997)

Araştırmacılar, literatürdeki sediment başlangıç hareketi ile ilgili çalışmalarını sistematik bir şekilde yeniden gözden geçirerek yaklaşık 80 yıllık sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan çalışmaları bir araya getirip, literatürde Shields parametresi diye anılan boyutsuz kritik kayma gerilmesi değerlerini

1. Sediment başlangıç hareketi için kullanılan tanımlamalara
2. Sediment yığınının temsil eden ortalama tane çapı seçimlerine
3. Rölatif pürüzlülük değerlerine
4. Akım rejimlerine

göre tasnif etmişlerdir. Toplam 613 olan veri sayısını, veriler birbirleriyle kıyas edilebilsin ve söz konusu bu boyutsuz parametre değerlerinin güvenilirliğini azaltan ikincil etkiler ortadan kalksın diye belirli kıstaslara göre eleyip 325'e düşürmüşlerdir.

Araştırmacılar, konu üzerinde 80 yıldır çalışılmasına rağmen, halen, düşük rölatif pürüzlülük değerlerine sahip tam türbülanslı akım koşullarını temsil eden bir Shields parametresi değeri olmamasının eksikliğinden bahsetmişlerdir. Sediment başlangıç hareketini tanımlarken kullanılan ifadelerin içeriğine göre bu değerin 0,052 ile 0,086 veya 0,030 ile 0,073 aralığında bir dağılım gösterdiği sonucuna varmışlardır. Söz konusu bu dağılımın sebebi olarak ise yatak malzemesi özelliklerindeki farklılıklar, pürüzlülük elemanlarının etkilerinin ihmal edilmesi, yatak kayma gerilmesi belirlenirken kullanılan yöntemler, sediment yığınının gradasyonunu belirlerken kullanılan numune alma yöntemleri, sediment taşınımı gözlemlerindeki süre ile miktarın kıstası ve hatta yatak kayma gerilmesini belirlerken kullanılan ekstrapolasyon yöntemlerindeki farklılıklar gibi birçok etken sıralamışlardır.

Araştırmacılar yapmış oldukları çalışma sonucunda, derledikleri verilerin Shields eğrisi etrafındaki dağılımından dolayı sediment hareketi üzerine çalışma yapanların kritik boyutsuz Shields parametresi değerini seçerlerken ve bu parametreyi literatürdeki diğer değerlerle kıyas ederlerken dikkatli olmaları gerektiği hususunda uyarıda bulunmuşlardır. Ayrıca, yazarlar, genelgeçer bir kritik Shields parametresi seçme hususuna daha az önem verilmesi gerektiğini, bunun yerine belirli uygulamalar için daha çok, o uygulamaya özel, savunulabilir bir kritik Shields parametresi değeri seçiminin gerekliliğini vurgulamışlardır.

3.1.5. Afzalimehr ve Anctil (1999)

Araştırmacılar, yapmış oldukları çalışmalarında, yavaşlayan akım koşullarında kayma hızının davranışını incelemişlerdir.

Deneyleri 8,8 m uzunluğunda, 0,61 m genişliğinde ve 0,61 m derinliğinde eğimi ayarlanabilir dikdörtgen kesitli bir kanalda yapmışlardır. Kanalın tabanı galvanizli çelik plaka, yan duvarları ise cam malzemeden imal edilmiştir. Deney düzeneğinin tabanında yaklaşık üniform dağılıma sahip ortalama tane çapı (d_{50}) 25,4 mm olan çakıl kullanmışlardır.

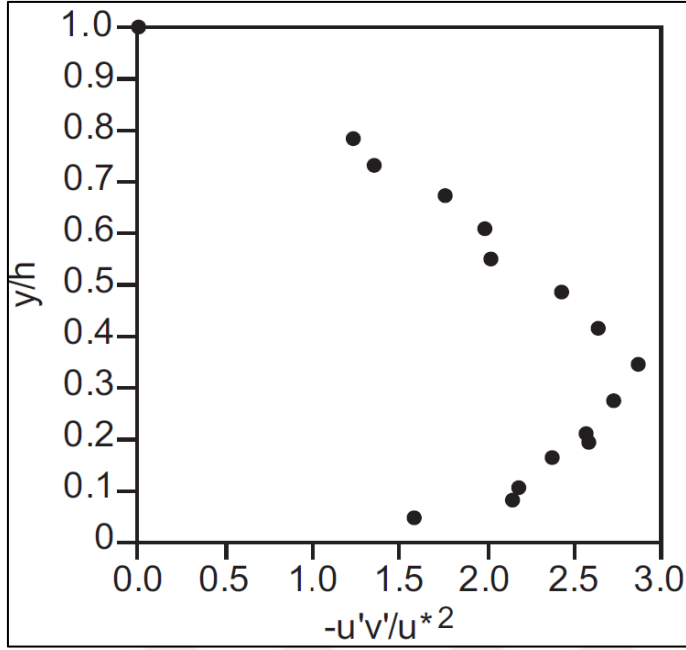
Yavaşlayan akım koşullarında yatak yakınında, sınır tabakasında, hız dağılımının logaritmik, sınır tabakasının dışında ise hız dağılımının parabolik olduğunu belirlemişler

ve kayma hızının bu parabolik hız dağılımından elde edilebileceği bir eşitlik geliştirmişlerdir.

Araştırmacılar, geliştirdikleri söz konusu bu eşitlik ile St. Venant yaklaşımı ve üniform akım varsayımı ile hesapladıkları kayma hızlarını mukayese etmişlerdir. Mukayesenin sonucunda parabolik hız dağılımından elde edilen eşitliğin verdiği sonuçların St. Venant yaklaşımından elde edilen sonuçlarla tutarlı olduğu, üniform akım varsayımı ile elde edilen sonuçların ise bu sonuçlarla bir tutarlılık içinde olmadığı görülmüştür. Söz konusu bu tutarsızlığın sebebini, yazarlar, üniform akım varsayımı ile yapılan hesaplamalarda, yavaşlayan akım koşullarında meydana gelen sıfırdan farklı basınç değişiminin dikkate alınmaması olarak açıklamışlardır. Araştırmacılar, yavaşlayan akım koşullarında meydana gelen sıfırdan farklı basınç değişiminin akımdaki etkisini gösterebilmek için kanal kesiti boyunca Reynolds kayma gerilmesi dağılımını çıkarmışlardır (Şekil 3.4). Reynolds kayma gerilmesi dağılımında, üniform akım varsayımından farklı olarak, kayma gerilmesinin, tabandan itibaren, tabandan bir miktar yukarıdaki bir noktaya kadar arttığı daha sonra yüzeye doğru azalıp sıfır değerine vardığı görülmüştür. Yazarlar, profilde konveks bir yapıya sahip olan bu dağılımın, basınç değişimini dikkate almayan üniform akım varsayımı durumunda meydana gelen lineer bir kayma gerilmesi dağılımından farklı olduğunu vurgulamışlardır.

Araştırmacılar bütün bunlara ek olarak rölatif pürüzlülük ve taban eğiminin sabit tutulup debinin arttırılması durumunda üniform akım varsayımı ile yapılan kayma hızı hesaplamalarının debi değişiminden etkilenmediğini fakat, bunun aksine, söz konusu diğer yaklaşımlar ile yapılan kayma hızı hesaplamalarının debi değişiminden etkilendiğini belirtmişlerdir.

Şekil 3.4’de; v' : akım doğrultusuna dik doğrultudaki türbülans çalkantısıdır.

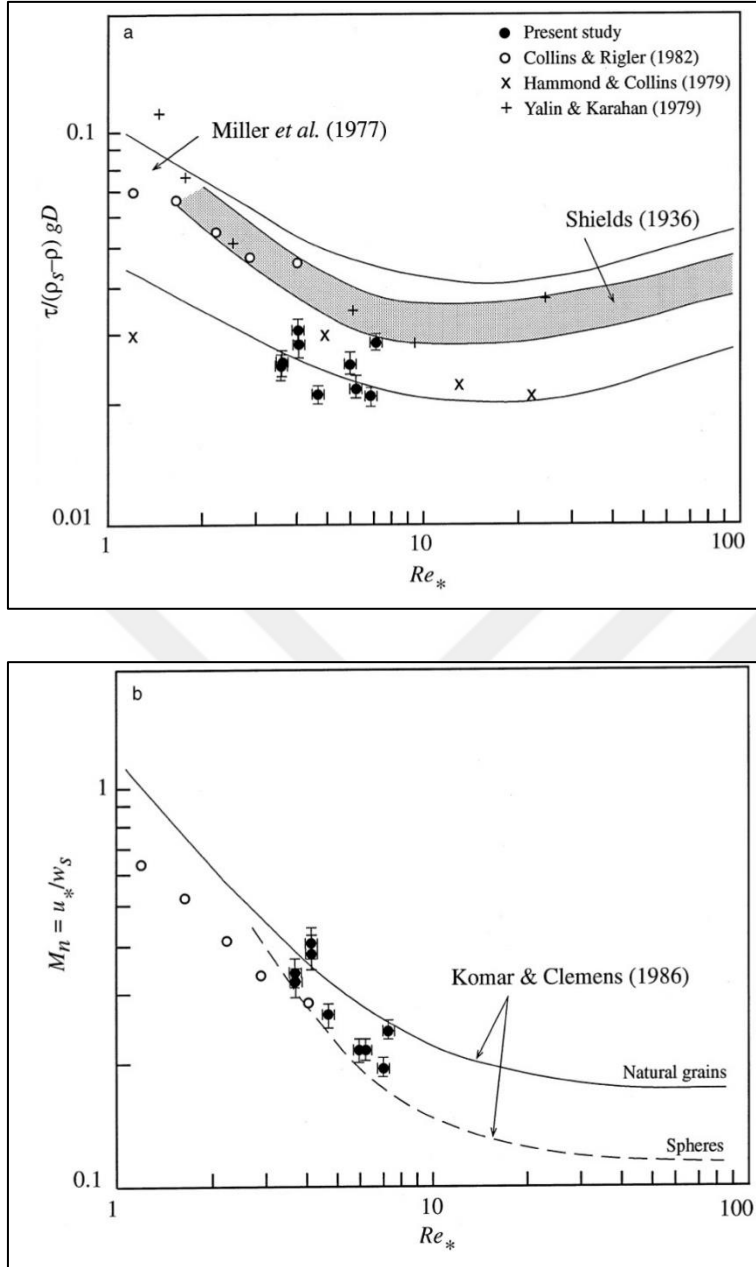


Şekil 3.4. Yavaşlayan akım koşullarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı (Afzalimehr ve Ancil, 1999)

3.1.6. Paphitis, Velegrakis, Collins ve Muirhead (2001)

Araştırmacılar, kumul tabana sahip, İngiltere'nin Bristol körfezinden (Bristol Channel, UK) alınan sediment numuneleri üzerinde laboratuvar ortamında oluşturdukları tek yönlü doğrusal akım (unidirectional flow), salınımlı akım (oscillatory flow) ve her ikisinin birlikte meydana geldiği kombine akım (combined flow) koşullarında sediment başlangıç hareketini incelemişlerdir. Alınan sediment numunelerinin ortalama çapları 0,315 mm'den 0,513 mm'ye kadar değişmekte olup tanelerin genelde yarı-yuvarlak biçimli ve kuvarstan oluştuğu kaydedilmiştir. Yazarlar, bir boyutlu doğrusal akım koşullarında, sediment başlangıç hareketini belirlerlerken, araştırmacısının adıyla anılan niceliksel gözleme dayalı Yalın kriterini (Yalin criterion) kullanmışlardır. Deneylerden elde edilen sonuçları Shields (1936) tarafından daha önce ortaya konulan boyutsuz Shields parametresi ve Liu (1957) tarafından literatüre kazandırılan hareket edebilirlik sayısı (movability number, $M_n = u_*/w_s$) bakımından incelemişler, ardından ise, elde ettikleri sonuçların Collins ve Rigler (1982), Hammond ve Collins (1979) ve Yalın ve Karahan'ın (1979) yapmış oldukları çalışmalarla mukayeselerini Şekil 3.5'de görüleceği üzere bu parametreler üzerinden gerçekleştirmişlerdir (Paphitis ve diğerleri, 2001).

Burada, w_s : durgun suda sediment çökme hızıdır.



Şekil 3.5. Deney sonuçlarının a) Shields parametresi bakımından kıyaslanması; b) Hareket edebilirlik sayısı bakımından kıyaslanması (Paphitis ve diğerleri, 2001)

Araştırmacılar, elde ettikleri deney sonuçlarını boyutsuz Shields parametresi bakımından mukayese ettiklerinde, sonuçların hem Shields (1936) hem de Miller, McCave ve Komar (1977) tarafından tarif edilen bölgenin altında kaldığını gözlemlemişlerdir. Söz konusu bu gözlemin sebebi olarak ise tam manasıyla üniform dağılıma sahip olmayan sediment yığınlarında iri boyuttaki tanelerin orta veya küçük boyuttaki tanelere nazaran beklenenden daha düşük hızlarda hareket etmesini göstermişlerdir. Tüm bunlara ilaveten deney sonuçları ile grafikler arasındaki uyumsuzluğun sebebinin sediment başlangıç hareketinin kritik durumu belirlenirken kullanılan yöntemlerin farklılıkları olabileceğini de dile

getirmişlerdir. Yazarlar, aynı deney sonuçlarının hareket edebilirlik sayısı açısından kıyasladıklarında ise söz konusu bu sonuçların Komar ve Clemens (1986) tarafından ampirik olarak elde edilmiş eğrilerle iyi bir uyum içinde olduğunu gözlemlemişlerdir.

3.1.7. Marsh, Western ve Grayson (2004)

Araştırmacılar, tabanında üniform dağılıma sahip kum malzeme bulunan kanallarda sediment başlangıç hareketinin tahmini için kullanılan dört farklı yöntemi kıyasa tabi tutmuşlardır:

1. Shields (1936) kritik kayma gerilmesi yöntemi
2. Yang'ın (1973) kritik hız yöntemi
3. Wiberg ve Smith (1987) modeli (WSM)
4. Basit dönme modeli (SRM)

Araştırmacılar, yapmış oldukları mukayesede, yukarıdaki yöntemlerin türetildiği çalışmalar haricindeki yedi farklı çalışmadan topladıkları 97 adet deney sonucunu kullanmışlardır. Deneylerde ortalama sediment çaplarının 0,1 ila 22,2 mm arasında, tane Reynolds sayılarının 1,45 ila 3600 arasında ve yatak kayma gerilmelerinin 0,16 ila 26,9 kg/m/s² arasında dağılım gösterdiğini not etmişlerdir. Dört farklı yöntemin doğru bir şekilde kıyaslanabilmesi için her bir yöntemden çıkan sonuçların aynı formda olması gerektiğini vurgulamışlar ve söz konusu bu yöntemlerden elde edilen sonuçları sediment başlangıç hareketi için kritik hızı verecek şekilde düzenlemişlerdir. Yöntemlerin performanslarını, literatürden elde ettikleri ölçülen kayma hızı verileri ile modellerden hesap ettikleri tahmini kayma hızları arasındaki bağıntının korelasyon katsayısına (R^2), ortalama hata kareleri köküne (RMSE) ve elde edilen eğrilerin eğim değerlerine göre değerlendirmişlerdir. Her bir yöntem için bulunan bu değerleri aşağıdaki gibi vermişlerdir:

1. Shields (1936) kritik kayma gerilmesi yöntemi; $R^2=0,74$, eğim=0,65, RMSE=0,15
2. Yang'ın (1973) kritik hız yöntemi; $R^2=0,49$, eğim=0,29, RMSE=0,41
3. Wiberg ve Smith (1987) modeli; $R^2=0,70$, eğim=0,83, RMSE=0,19
4. Basit dönme modeli; $R^2=0,77$, eğim=0,63, RMSE=0,18

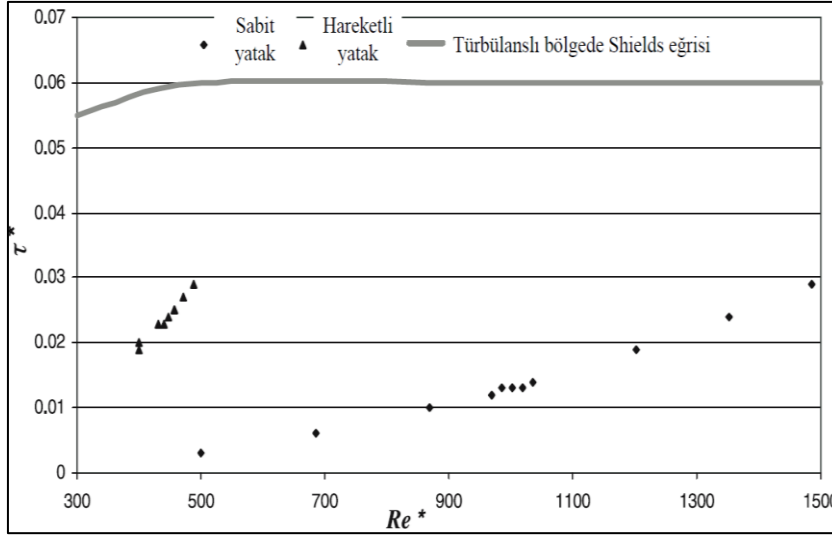
Tüm bu tahkiklerin neticesinde, araştırmacılar, Yang'ın (1973) kritik hız yönteminin deneysel verilerden elde edilen sonuçları tahmin etme hususunda tutarsız, Wiberg ve Smith (1987) modeli, basit dönme modeli ve Shields (1936) kritik kayma gerilmesi yönteminin neredeyse aynı hassasiyette deneylerden elde edilen sonuçları tahmin etme hususunda tutarlı olduğu sonucuna varmışlardır. Ayrıca, araştırmacılar, tutarlı bu üç yöntem arasında, basit kuvvetler dengesine dayanan basit dönme modelinin, hesaplamalardaki tutarlılığı ve söz konusu bu yöntemde kullanılan değerlerin ölçümleri göz önüne alındığında sediment hareketinin başlangıcının tahmini için en pratik yöntem olduğunu belirtmişlerdir.

3.1.8. Afzalimehr, Dey ve Rasoulifar (2007)

Yapılan çalışmada, araştırmacılar, kararlı ve yavaşlayan akım koşullarının sediment başlangıç hareketi üzerindeki etkisini incelemişlerdir.

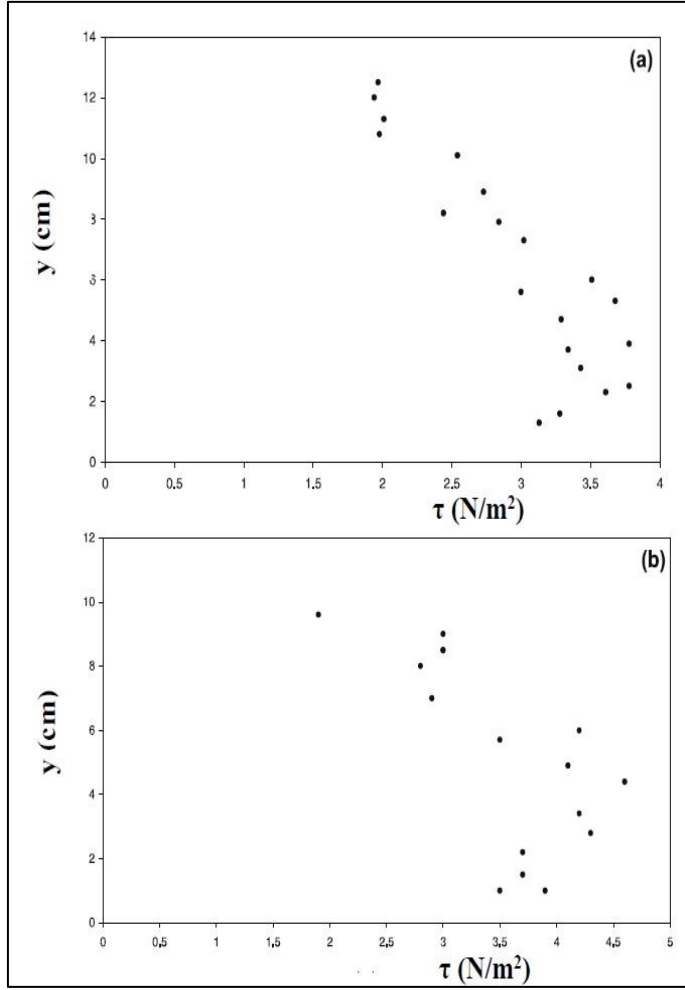
Deneyleri 14 m uzunluğunda, 0,6 m genişliğinde ve 0,5 m derinliğinde yan duvarları camdan imal edilmiş dikdörtgen kesitli bir kanalda gerçekleştirmişlerdir. Tabanı yatay olan bu kanalda istenilen taban eğim değerlerini kanal tabanındaki sediment tabakasının kalınlığını değiştirerek elde etmişlerdir. Yazarlar, deneyleri hem temiz su şartlarında hem de hareketli yatak şartlarında gerçekleştirmişlerdir. Temiz su şartlarında yapılan deneylerde ortalama tane çapı (d_{50}) 8 mm olan üniform dağılıma sahip sediment kullanırlarken hareketli yatak şartlarında ortalama tane çapı 16,7 mm olan ve yine üniform dağılıma sahip sediment kullanmışlardır. Kanal eğim değerlerini ise %0,75 ve %1,5 olacak biçimde ayarlamışlardır.

Yapmış oldukları deneylerin nihayetinde, kararlı ve yavaşlayan akım koşullarında elde ettikleri deney sonuçlarının kayma gerilmesi dağılımının lineer bir eğri yapısına sahip olduğu kabulüyle oluşturulan, Shields diyagramı ile örtüşmediğini belirtirlerken (Şekil 3.6), Reynolds kayma gerilmesi dağılımının Şekil 3.7'de gösterildiği üzere konveks bir yapıya sahip olduğunu gözlemlemişlerdir.



Şekil 3.6. Shields eğrisi ile deney sonuçlarının karşılaştırılması (Afzalimehr, Dey ve Rasoulifar, 2007)

Araştırmacılar bu uyumsuzluğun sebebinin, akımın yavaşlayan yapısına ek olarak, deneylerde kullanılan sediment özelliklerini (sediment şekli, sıklığı, yerleştirilmesi, vb.), pürüzlülük elemanlarının etkisinin yok sayılmasını ve kayma gerilmesinin belirlenmesinde kullanılan yöntemlerdeki farklılıkları gösterebilirler de en önemli faktörün yine de akımın yapısı olduğunu belirtmişlerdir. Tüm bu sebeplerden ötürü, araştırmacılar, tıpkı Buffington ve Montgomery 'nin (1997) çalışmalarında belirttikleri gibi, genelgeçer bir kritik Shields parametresi seçme hususuna daha az önem verilmesi gerektiğini ve bunun yerine belirli uygulamalar için daha çok o uygulamaya özel savunulabilir bir kritik Shields parametresi değeri seçiminin daha gerekli olduğunu vurgulamışlardır.



Şekil 3.7. a) Temiz su şartlarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı; b) Hareketli yatak şartlarında Reynolds kayma gerilmesi dağılımı (Afzalimehr ve diğerleri, 2007)

3.1.9. Lamb, Dietrich ve Venditti (2008)

Araştırmacılar, çalışmalarında, kritik Shields kayma gerilmesinin kanal taban eğiminin bir fonksiyonu olduğunu göstermek amacıyla veriler toplamışlar ve daha sonrasında tabanda bulunan bir sediment tanesini dikkate alarak basit kuvvetler dengesine dayanan mekanik bir model ortaya koymuşlardır.

Yazarlar, genel kanının aksine, kanal taban eğimi arttıkça tabandaki taneyi harekete geçirebilmek için gerekli kayma gerilmesinin arttığı sonucuna varmışlardır. Topladıkları deney ve saha verilerinin sonucunda şu ifadeyi elde etmişlerdir:

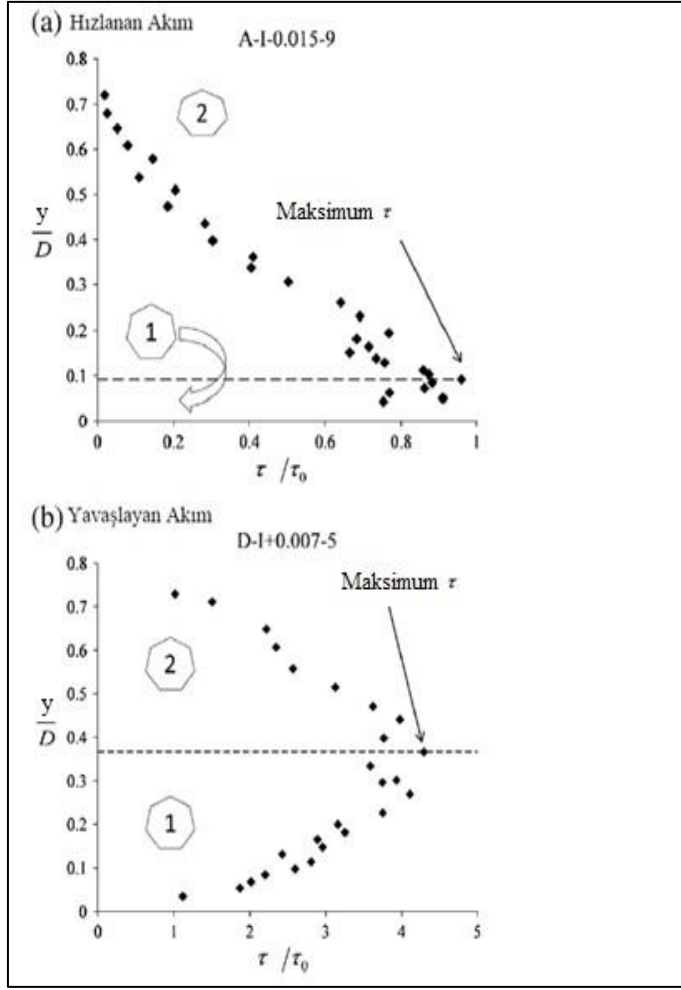
$$\tau_{*c} = 0,15 I_0^{0,25} \quad (3.1)$$

Yazarlar, kanal taban eğimi artmasına rağmen tabandaki sediment tanesinin stabilitesini arttıran mekanizmayı etkileyen parametreleri yan duvar ve taban şekillerinin etkisi, sediment taneleri arasındaki değişken sürtünme açıları, tabandaki bir tanenin kısmen su yüzeyinden dışarıya çıkması, akıma hava karışması ve akım hızı profilinin değişimine bağlı olarak türbülans çalkantılarındaki değişimler olarak sıralamışlardır. Söz konusu bu parametrelerin her birinin, münferit olarak, sediment tanesinin hareketi üzerindeki etkisini, basit kuvvet dengesine dayandırdıkları modellerle olan ilişkilerini incelemişlerdir. Hem deneylerden hem de sahadan temin ettikleri verilerde, taban eğimi ile birlikte tabandaki taneyi harekete geçirmek için gerekli kayma gerilmesinin arttığını gözlemleyen araştırmacılar, nihayetinde, bu mekanizmanın üzerindeki etkili parametrenin diğer bütün parametrelerden ziyade rölatif pürüzlülüğün artmasına bağlı olarak taban eğimindeki artışla birlikte meydana gelen tabandaki sediment tanelerinin etrafındaki yerel hızın azalması ve yine bu hızın azalmasıyla beraber yatak yakınındaki türbülanslı hız çalkantılarının şiddetindeki azalma olduğu sonucuna varmışlardır.

3.1.10. Emadzadeh, Chiew ve Afzalimehr (2010)

Araştırmacılar, üniform olmayan akım koşullarında kohezyonsuz sediment taneleri için sediment başlangıç hareketini ve bu hareketin başladığı anda kanaldaki kayma gerilmesi profilinin nasıl bir dağılıma sahip olacağı üzerine çalışmışlardır.

Deneyler 14 m uzunluğa, 0,6 m genişliğe ve 0,6 m derinliğe sahip kanal taban eğimi istenilen şekilde ayarlanabilir kare kesitli bir kanalda yapılmıştır. Kanal tabanında ortalama tane çapları (d_{50}) sırasıyla 0,8 mm, 1,3 mm ve 1,8 mm olan üniform dağılıma sahip üç farklı sediment kullanmışlardır. Kanal taban eğimi, üniform olmayan akım koşullarının oluşabilmesi için $\pm 0,7\%$, $\pm 0,9\%$, $\pm 1,25\%$ ve $\pm 1,5\%$ olmak üzere 8 farklı değerde ayarlanmıştır. Pozitif taban eğimleri üniform olmayan hızlanan akım tipini elde edebilmek, negatif taban eğimleri ise üniform olmayan yavaşlayan akım tipini elde edebilmek için oluşturulmuştur. Araştırmacılar, deneylerden elde ettikleri sonuçların yardımıyla, teorik yaklaşımı doğrulayan bir biçimde, üniform olmayan yavaşlayan akım tipinde kayma gerilmesi dağılımının konkav bir yapıda, üniform olmayan hızlanan akım tipinde ise bu dağılımın konveks yapıda olduğunu gözlemlemişlerdir (Şekil 3.8).

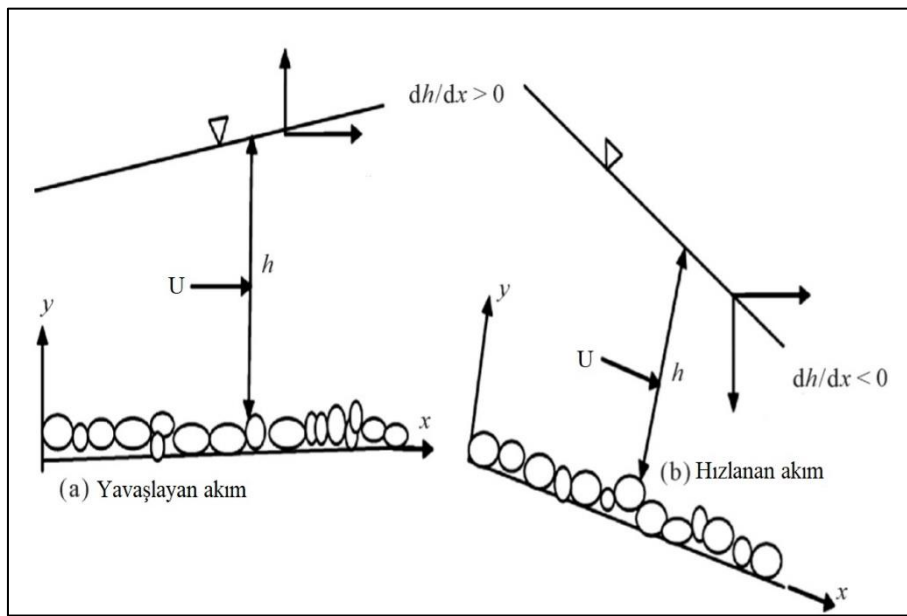


Şekil 3.8. Reynolds kayma gerilmesinin üniform olmayan akım tiplerindeki dağılımı (Emadzadeh ve diğerleri, 2010)

3.1.11. Alfadhli, Yang ve Sivakumar (2014)

Araştırmacılar, yapmış oldukları deneylerden elde ettikleri sonuçların sediment başlangıç hareketinin tahmininde kullanılan Shields eğrisi ile uyumluluk içinde olmamasına sebebiyet veren etkenlerden biri olan akımın üniform olmaması durumunun sediment başlangıç hareketi üzerindeki etkisini çalışmışlardır. Bu bağlamda akımın üniform olmamasından kaynaklanan akımın düşey ve yatay hız bileşenlerini belirlemişler ve yine akımın üniform olmamasından kaynaklanan söz konusu düşey hız bileşeninin tabandaki sediment tanelerinin hareketi üzerindeki etkisini akımdan yer altı suyuna sızma veya tam tersi olan yer altı suyundan akıma sızma (seepage or injection) durumlarıyla benzeştirmişlerdir. Yazarlar, akımın düşey hız bileşeninin sediment çökme hızına pozitif veya negatif yönde etki etmesinden kaynaklı, tabanda bulunan sediment tanelerinin yoğunluklarının daha fazla veya az olan sediment tanelerine benzer bir davranış

göstermesine neden olacağını belirtmişlerdir. Sediment tanelerinin göstermiş olduğu bu davranıştan dolayı yoğunluğu “görünür tane yoğunluğu” (apparent sediment density) olarak adlandırmışlardır. Araştırmacılar, üniform olmayan hızlanan akım durumunda akımın düşey hız bileşeni aşağı yönlü olacağından bu hız bileşeninin sedimentin çökme hızını arttıracığını ve sonuç olarak sediment tanelerinin, yoğunluğu gerçekte kendi yoğunluğundan daha fazla olan sediment taneleri gibi davranacağından stabilitelerinin artacağını, hızlanan akım durumunda ise bu olayın tam tersinin gerçekleşeceği görüşünü ortaya koymuşlardır (Şekil 3.9).

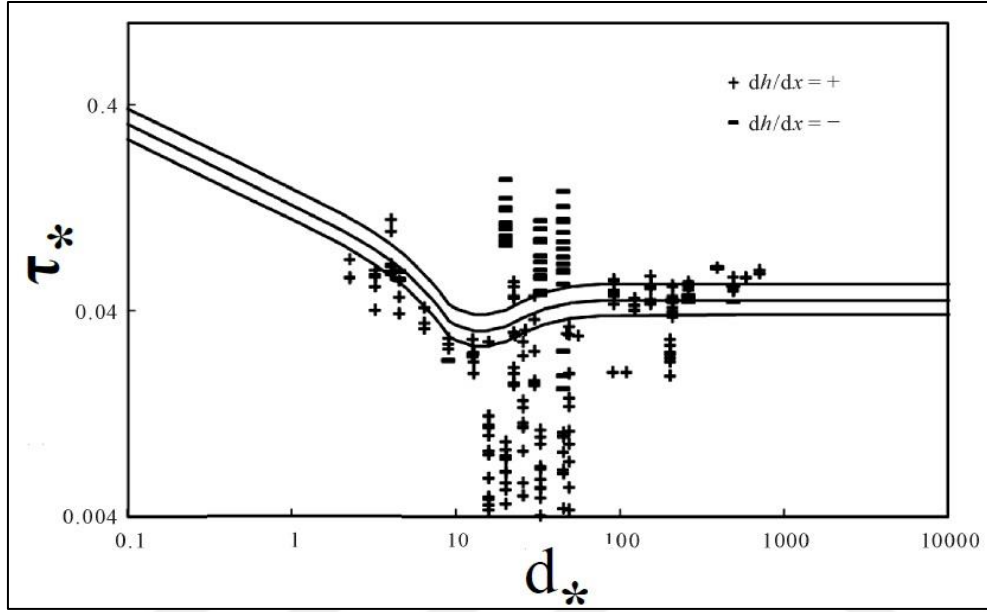


Şekil 3.9. Açık kanalda üniform olmayan akım durumunda su yüksekliğinin değişimi (Alfadhli ve diğerleri, 2014)

Yazarlar, öne sürmüş oldukları hipotezlerini doğrulamak için çeşitli çalışmalardan topladıkları 329 adet veriyi Shields eğrisi üzerinde işaretlediklerinde yavaşlayan akım koşullarında (pozitif dh/dx değerlerinde) sediment başlangıç hareketinin Shields eğrisine göre daha düşük kritik kayma gerilmelerinde gerçekleşebileceğini, hızlanan akım koşullarında ise (negatif dh/dx değerlerinde) sediment başlangıç hareketinin, yine, Shields eğrisine göre daha büyük kritik kayma gerilmelerinde gerçekleşebileceğini gözlemlemişler ve bu durumun ortaya koymuş oldukları hipotezi desteklediği sonucuna varmışlardır (Şekil 3.10). Şekil 3.10'daki; d_* : boyutsuz tane çapıdır ve şu ifade ile bulunmaktadır:

$$d_* = \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gd_{50}^3}{v^2} \right]^{1/3} \quad (3.2)$$

Ayrıca, araştırmacılar gerek laboratuvar ortamında gerekse doğada gerçek bir üniform akımın nadir gerçekleşeceğini belirterek Shields eğrisinin kritik kayma gerilmesinin tahmininde çoğu zaman geçerli olmadığını, Shields eğrisinin sadece ama sadece üniform akım durumlarında, yani düşey hız bileşeninin sıfır olduğu durumlarda, geçerli olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 3.10. Su yüksekliğindeki değişimin, düşey hız bileşeni nedeniyle, sediment başlangıç hareketine etkisi (Alfadhli ve diğerleri, 2014)

3.2. Köprü Ayaklarında Yerel Oyulmayla İlgili Çalışmalar

3.2.1. Inglis (1949)

Araştırmacı, temiz su koşullarında köprü ayağı etrafındaki maksimum oyulma değeri için şu eşitliği önermiştir (Melville, Sheppard ve Demir, 2011; Shiraz, Shakir ve Khan, 2015):

$$y_s = 2,32D^{0,22}U^{0,52}h^{0,52} - h \quad (3.3)$$

3.2.2. Laursen (1958)

Araştırmacı, temiz su koşullarında, dairesel köprü ayağı etrafındaki maksimum oyulma değeri için aşağıdaki bağıntıyı elde etmiştir (Brandimarte, Paron ve Di Baldassarre, 2012; Yanmaz, 2002:165):

$$\frac{y_s}{D} = 1,34 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,5} \quad (3.4)$$

3.2.3. Shen, Schneider ve Karaki (1969)

Yazarlar, dairesel köprü ayağı etrafındaki maksimum oyulma derinliğini köprü ayağı Reynolds sayısının (pier Reynolds number) fonksiyonu olarak şu şekilde tanımlamışlardır (Breusers ve diğerleri, 1977; Melville ve diğerleri, 2011):

$$y_s = 0,000223 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{0,619} \quad (3.5)$$

3.2.4. Hancu (1971)

Araştırmacı, dairesel ayak etrafındaki maksimum oyulma derinliği için çok bileşenli bir bağıntı öne sürmüştür (Melville ve diğerleri, 2011; Shiraz ve diğerleri, 2015):

$$\frac{y_s}{D} = 2,42 \left(\frac{2U}{U_c} - 1 \right) \left(\frac{U_c^2}{gD} \right)^{1/3} \quad (3.6)$$

3.2.5. Neill (1973)

Yazar, dairesel köprü ayaklarındaki maksimum oyulma derinliğinin tahmini için basit bir eşitlik önermiştir (Melville ve diğerleri, 2011; Yanmaz, 2002:165):

$$\frac{y_s}{D} = 1,5D \quad (3.7)$$

3.2.6. Richardson, Karaki, Mahmood, Simons ve Stevens (1975)

Yazarlar, Colorado Eyalet Üniversitesi (CSU, Colorado State University) ile Federal Karayolları İdaresi (FHWA, Federal Highway Administration) tarafından ortaklaşa yapılan çalışmalarının sonucunda literatürde CSU denklemi olarak anılan eşitliği elde etmişlerdir. Araştırmacılar, dairesel köprü ayakları için oyulma derinliğini veren eşitliği şu şekilde ifade etmişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = 2,0 \left(\frac{D}{h} \right)^{0,65} (Fr)^{0,43} \quad (3.8)$$

3.2.7. Breusers, Nicollet ve Shen (1977)

Araştırmacılar, yapmış oldukları geniş kapsamlı bu çalışmada, köprü ayaklarının tabanında gerçekleşen oyulmalar hakkındaki çalışmaları yeniden gözden geçirip neticede köprü ayaklarının etrafındaki oyulma mekanizmasını detaylı bir biçimde açıklamaya çalışmışlardır. Ayrıca çalışmalarının son kısmında köprü ayakları etrafındaki oyulmayı önleyecek yapılar hakkında bilgi vermişlerdir. Yapılmış olan geniş kapsamlı bu çalışma;

1. şekil gözetmeksizin tüm dairesel köprü ayakları,
2. kohezif olmayan yatak malzemesi ve
3. tek yönlü akım koşulları

ile sınırlandırılmıştır. Araştırmacılar, köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğini birtakım parametrelerle ilişkilendirmişler ve söz konusu bu parametrenin tahmini için önermiş oldukları eşitliği aşağıdaki biçimde vermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = f \left(\frac{U}{U_c}, \frac{h}{D}, \text{köprü ayağı şekli, akım yaklaşım açısı} \right) \quad (3.9)$$

$$\frac{y_s}{D} = f_1 \left(\frac{U}{U_c} \right) \left[2,0 \tanh \left(\frac{h}{D} \right) \right] f_2(\text{köprü ayağı şekli}) f_3 \left(\alpha, \frac{L_p}{b} \right) \quad (3.10)$$

Eşitlikteki katsayıların değerleri aşağıdaki biçimde verilmiştir:

$$f_1 \left(\frac{U}{U_c} \right) = 0 \quad \frac{U}{U_c} \leq 0,5 \quad (3.11)$$

$$f_1 \left(\frac{U}{U_c} \right) = \left(2 \frac{U}{U_c} - 1 \right) \quad 0,5 \leq \frac{U}{U_c} \leq 1 \quad (3.12)$$

$$f_1 \left(\frac{U}{U_c} \right) = 1 \quad \frac{U}{U_c} \geq 1 \quad (3.13)$$

f_2 (köprü ayağı şekli): katsayısı dairesel ve/veya uçları yuvarlatılmış olan köprü ayakları için 1,0; akım çizgisine uygun bir şekilde inşa edilmiş köprü ayakları için 0,75 ve dikdörtgen kesitli köprü ayakları için 1,3 değerini almaktadır.

$f_3(\alpha, L_p/b)$: katsayısının değeri ise Şekil 2.13'deki grafik yardımıyla bulunmaktadır.

3.2.8. Jain ve Fischer (1979)

Araştırmacılar, çalışmalarının neticesinde dairesel köprü ayakları etrafındaki maksimum nihai oyulma derinliği için aşağıdaki bağıntıyı elde etmişlerdir (Gaudio, Grimaldi, Tafarojnoruz ve Calomino, 2010; Yanmaz, 2002:165):

$$\frac{y_s}{D} = 1,85 Fr_c^{0,25} \left(\frac{h}{D} \right)^{0,3} \quad (3.14)$$

Burada; Fr_c : Froude sayısının kritik değeridir ve aşağıdaki ifade ile tanımlanmaktadır:

$$Fr_c = \frac{U_c}{\sqrt{gh}} \quad (3.15)$$

3.2.9. Günyaktı (1986)

Araştırmacı, yaptığı çalışmalar sonucunda dairesel köprü ayaklarının etrafındaki nihai oyulma derinliği için şu eşitliği elde etmiştir (Günyaktı, 1988; Yanmaz, 2002:165):

$$\frac{y_s}{D} = 1,183 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,471} \quad (3.16)$$

3.2.10. Melville ve Sutherland (1988)

Araştırmacılar, köprü ayakları etrafındaki oyulma derinliği değerinin tahmini için laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlara dayanan bir yöntem önerisinde bulunmuşlar ve dairesel kesitli köprü ayaklarının etrafında gerçekleşebilecek olası maksimum oyulma derinliğinin köprü ayağı çapının 2,4 katı olabileceğini belirtmişlerdir.

Yazarlar, olası bu maksimum oyulma derinliği değerin, temiz su oyulması, akımın sığ olması ve/veya sediment tanelerinin boyutlarının akım derinliğine kıyasla çok büyük olması gibi koşullarda birtakım katsayılarla azaltılması gerektiğini vurgulamışlardır. Araştırmacılar, bu bağlamda köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğini bazı parametrelerle ilişkilendirmişler ve bu derinliğin tahmini için bir akış şeması önermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = f\left(\frac{U^2}{gd_{50}}, \frac{h}{D}, \frac{d_{50}}{D}, \sigma_g, \text{köprü ayağı şekli, akım yaklaşım açısı}\right) \quad (3.17)$$

$$\frac{y_s}{D} = K_I K_Y K_d K_\sigma K_S K_\alpha \quad (3.18)$$

Burada; K_I : akım şiddeti düzeltme katsayısı olup üniform dağılıma sahip olan sediment taneleri için $2,4(U/U_c)$ değerini almıştır. K_Y : akım derinliği düzeltme katsayısıdır ve yaklaşım akım derinliğine bağlı olarak aşağıdaki ifadelerle hesaplanmıştır:

$$K_Y = 1 ; \quad h/D > 2,6 \quad (3.19)$$

$$K_Y = 0,78(h/D)^{0,255}; \quad h/D < 2,6 \quad (3.20)$$

K_d : sediment tane boyutu düzeltme katsayısı olup sediment tane çapına bağlı olarak aşağıdaki gibi tanımlanmıştır:

$$K_d = 1 ; \quad D/d_{50} > 25 \quad (3.21)$$

$$K_d = 0,57 \log(2,24 D / d_{50}) ; \quad D/d_{50} < 25 \quad (3.22)$$

K_σ : sediment gradasyonu düzeltme katsayısı olup üniform dağılıma sahip sediment taneleri için ($\sigma_g < 1,3$) 1,0 değerini almıştır.

K_S ve K_α , sırasıyla, köprü ayağı şekil ve yaklaşım akım açısı düzeltme katsayılarıdır. Araştırmacılar, bu katsayıları Çizelge 2.1’de ve Şekil 2.13’te olduğu gibi vermişlerdir

3.2.11. Yanmaz (1989)

Araştırmacı, yapmış olduğu deneyler sonucunda köprü ayakları etrafındaki nihai oyulma derinliğinin tahmini için basit bir eşitlik önermiştir. Deneyleri 0,9 m derinliğinde, 0,67 m genişliğinde ve 10,9 m uzunluğunda tabanı beton olan dikdörtgen kesitli bir kanalda gerçekleştirmiştir.

Deneylerde kullanılan pleksiglas tekil köprü ayağını kanalın girişinden itibaren 6,9 m öteye yerleştirmiştir. Yazar, deneylerin yapılış koşullarını aşağıdaki şekilde özetlemiştir:

1. Deneyler temiz su oyulması koşullarında gerçekleştirildiğinden her deneyden önce deney düzeneğinin tabanına dikkatli bir biçimde tesviye yapılmıştır. Bu işlemle birlikte oyulma çukuruna membadan sediment tanelerinin taşınmayacağı garanti altına alınmıştır.
2. Oyulma çukuruna köprü ayağı şeklinin etkisinin araştırılabilmesi için dairesel ve dikdörtgen kesitli köprü ayak tipleri kullanmıştır.
3. Oyulma çukuruna köprü ayağı boyutunun etkisinin araştırılabilmesi için üç farklı çapta (4,7 cm; 5,7 cm; 6,7 cm) dairesel kesitli ve üç farklı kenar uzunluğunda (4,7 cm; 5,7 cm; 6,7 cm) dikdörtgen kesitli köprü ayakları kullanmıştır.
4. Özgül ağırlıkları neredeyse aynı ($26,3 \text{ kN/m}^3$ ve $26,4 \text{ kN/m}^3$) fakat ortalama sediment çapları (0,84 mm ve 1,07 mm) ve geometrik standart sapmaları farklı olan ($\sigma_g=1,13$ ve $\sigma_g=1,28$) iki farklı tip sediment kullanmıştır.
5. Kanal tabanına yerleştirilen sedimentin kalınlığı 15 cm olarak ayarlayıp kanal taban eğimini 0,001 değerinde olacak şekilde düzenlemiştir.
6. Yaklaşım akımının köprü ayağı aksı ile yaptığı açının sıfır derece olmasını sağlamıştır.

Söz konusu bu koşullar altında yapılan deneylerin nihayetinde dairesel kesitli köprü ayakları için temiz su oyulması değerini veren ifade aşağıdaki şekilde verilmiştir:

$$\frac{y_s}{D} = 0,85 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,686} \quad (3.23)$$

3.2.12. Kothyari, Garde ve Raju (1992)

Araştırmacılar, temiz su oyulması koşullarında dairesel kesitli köprü ayaklarının etrafında oluşan oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimini incelemişler ve nihayetinde bu derinliği değerin tahmini için öneride bulunmuşlardır.

Yazarlar, deneylerini 30 m uzunluğunda, 1,0 m genişliğinde ve 0,6 m derinliğinde dikdörtgen kesitli kanalda gerçekleştirmişlerdir. Kanal taban eğimini $6,61 \times 10^{-4}$ ve $1,2 \times 10^{-3}$ olmak üzere iki farklı değerde düzenlemişlerdir. Deneylerde 65 mm, 115 mm ve 170 mm çapa sahip üç farklı dairesel kesitli köprü ayağı ve özgül ağırlıkları 2,65 civarında, ortalama tane çapları 0,41 mm'den 4 mm'ye kadar değişen geniş bir aralık içinde bulunan sediment taneleri kullanmışlardır. Oyulma derinliğinin tahmini için bağıntıyı ise şu şekilde vermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = \left(\frac{D}{d_{50}} \right)^{-0,25} \left(\frac{h}{d_{50}} \right)^{0,16} \left(\frac{U^2 - U_c^2}{\frac{\Delta \gamma_s}{\rho} d_{50}} \right)^{0,4} \left(\frac{B - D}{B} \right)^{-0,3} \quad (3.24)$$

3.2.13. Dongguang, Posada ve Nordin (1993)

Yazarlar hem temiz su oyulması hem de hareketli yatak oyulması durumunda köprü ayakları etrafındaki oyulma derinliği için aşağıdaki eşitlikleri önermişlerdir (Melville ve diğerleri, 2011; Shiraz ve diğerleri, 2015):

Temiz su oyulması koşulu için:

$$y_s = 0,78 K_\zeta D^{0,6} h^{0,15} d_{50}^{-0,07} \left[\frac{U - U'_c}{U_c - U'_c} \right] \quad (3.25)$$

Hareketli yatak oyulması koşulu için:

$$y_s = 0,46 K_\zeta D^{0,6} h^{0,15} d_{50}^{-0,07} \left[\frac{U - U'_c}{U_c - U'_c} \right]^\eta \quad (3.26)$$

Burada; K_z : basitleştirilmiş köprü ayağı şekli düzeltme katsayısıdır ve dairesel kesitli köprü ayakları için 1,00; uçları yuvarlatılmış köprü ayakları için 0,80 ve ucu sivriltilmiş köprü ayakları için 0,66 değerini almıştır.

Tabandaki sediment tanelerini harekete geçirmek için gerekli olan akımın kesitteki ortalama hızının ise aşağıdaki eşitlik ile hesaplanması gerektiğini önermişlerdir:

$$U_c = \frac{h^{0,14}}{d_{50}^{0,14}} \sqrt{17,6 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d_{50} + 6,05 \cdot 10^{-7} \left(\frac{10 + h}{d_{60}^{0,72}} \right)} \quad (3.27)$$

Burada; d_{60} : metrik sistemde sediment tanelerinin yüzde 60'ının geçtiği elek çapıdır ve U_c' : yerel oyulmanın başladığı kesitteki ortalama hız olarak tarif edilmiş ve bu ifadeyi sayısal olarak aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir:

$$U_c' = 0,645 \left(\frac{d_{50}}{D} \right)^{0,053} U_c \quad (3.28)$$

η : yatak durumuna bağlı boyutsuz bir katsayı olup temiz su oyulması için 1,0 olarak hesaba katmışlar, hareketli yatak oyulması koşulunda ise bu değeri aşağıdaki ifade ile hesaplamışlardır:

$$\eta = \left(\frac{U_c}{U} \right)^{9,35 - 2,23 \log_{10} d_{50}} \quad (3.29)$$

3.2.14. Richardson ve Davis (1995)

Araştırmacılar, Federal Karayolları İdaresi (FHWA, Federal Highway Administration) için yaptıkları bu geniş kapsamlı çalışmalarında köprü ayakları etrafındaki nihai oyulma derinliği için aşağıdaki eşitliği önermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,35} (Fr)^{0,43} \quad (3.30)$$

Burada; K_1 : ayak uç şekli düzeltme katsayısı olup dikdörtgen uca sahip köprü ayakları için 1,1; ucu yuvarlatılmış, yuvarlak, tekil veya grup halinde dairesel kesite sahip köprü

ayakları için 1,0; sivri uca sahip köprü ayakları için 0,9 değerini almıştır. K_2 : akım yaklaşım açısı düzeltme katsayısıdır ve dairesel kesitli köprü ayaklarında 1,0 olarak alınmış, diğer durumlar için ise aşağıdaki ifade ile hesaplanmıştır:

$$K_2 = \left(\cos\alpha + \frac{L_p}{b} \sin\alpha \right)^{0,65} \quad (3.31)$$

K_3 : yatak durumu düzeltme katsayısı olup temiz su oyulması koşulu, yatağın düz bir yatak olması durumu ve yatakta düşük yüksekliğe sahip taban şekilleri olması durumunda 1,1, yatakta fazla yüksekliğe sahip taban şekilleri olması durumunda ise 1,2 değerini almıştır.

K_4 : taban zırhlama etkisi düzeltme katsayısı olup aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir:

$$K_4 = 1 ; \quad d_{50} < 2 \text{ mm} , d_{95} < 20 \text{ mm} \quad (3.32)$$

$$K_4 = 0,4(U_R)^{0,15}; \quad d_{50} \geq 2 \text{ mm} , d_{95} \geq 20 \text{ mm} \quad (3.33)$$

Burada; d_{95} : metrik sistemde sediment tanelerinin yüzde 95'inin geçtiği elek çapı ve U_R : hız oranı olup Eş. 3.34'te verildiği şekilde hesaplanmıştır:

$$U_R = \frac{U - U_{icd_{50}}}{U_{cd_{50}} - U_{icd_{95}}} > 0 \quad (3.34)$$

U_{icd_x} : köprü ayağı etrafında d_x çapındaki taneleri harekete geçirebilmek için gereken kesitteki ortalama yaklaşım akım hızıdır ve aşağıdaki şekilde ifade edilmiştir:

$$U_{icd_x} = 0,645 \left(\frac{d_x}{D} \right)^{0,053} U_{cd_x} \quad (3.35)$$

Burada; d_x : metrik sistemde sediment tanelerinin yüzde x'inin geçtiği elek çapıdır. U_{cd_x} : köprü ayağının membasında d_x çapındaki taneleri harekete geçirebilmek için gereken kesitteki ortalama yaklaşım akım hızıdır ve aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$U_{cd_x} = K_u h^{1/6} d_x^{1/3} \quad (3.36)$$

K_u : SI birim sisteminde 6,19 ve İngiliz birim sisteminde 11,17 değerini alan bir katsayı olarak tanımlanmıştır.

3.2.15. Johnson (1999)

Araştırmacı, akım derinliğine oranla genişliği çok fazla olan köprü ayakları için Richardson ve Davis'in (1995) çalışmasından elde edilen bağıntının ne denli geçerli olduğunu tartışmaya sunmuş ve bu tartışmayı bir adım öteye taşıyıp, söz konusu bu çalışmadan elde edilen bağıntıya bir düzeltme katsayısı önermiş ve neticedeki bağıntının, akım derinliğine oranla genişliği fazla olan köprü ayakları için, şu şekilde olması gerektiğini savunmuştur:

$$\frac{y_s}{D} = 2,08K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{h}{D}\right)^{0,504} (Fr)^{0,639} \quad (3.37)$$

3.2.16. Jones ve Sheppard (2000)

Richardson ve Davis' in (1995) yaptığı çalışmanın geniş köprü ayaklarında meydana gelen oyulmanın derinliğini tahmini konusunda yetersiz kaldığını gören araştırmacılar yeniden detaylı bir literatür taramasının sonucunda temiz su oyulması koşulu için aşağıdaki eşitliği önermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = c_1 \left[\frac{5}{2} \left(\frac{U}{U_c} \right) - 1,0 \right] \quad (3.38)$$

$$c_1 = \frac{2}{3} k_m \quad (3.39)$$

$$k_m = \frac{\tanh \left[2,18 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,66} \right]}{-0,279 + 0,049e^{\log_{10} \frac{D}{d_{50}}} + \frac{0,78}{\log_{10} \frac{D}{d_{50}}}} \quad (3.40)$$

Burada; c_1 ve k_m birer katsayıdır.

3.2.17. May, Ackers ve Kirby (2002)

Araştırmacılar köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliği için çok bileşenli bir denklem önermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = S_f \Phi_{\text{şekil}} \Phi_{\text{akım derinliği}} \Phi_{\text{hız}} \Phi_{\text{açı}} \quad (3.41)$$

Burada; S_f : nihai yerel oyulma derinliğine etkisi olan değişkenlerdeki belirsizlikleri dikkate alan ve değeri 1,00 ila 1,85 arasında değişen bir katsayı olarak verilmiştir. Yazarlara göre bu değer 1,65 alınması tahminlerin tutarlılığı için iyi sonuçlar vermiştir. $\Phi_{\text{şekil}}$: köprü ayağı şekline bağlı bir katsayı olup dairesel kesitli köprü ayakları için 1,5; mercek biçiminde kesite sahip köprü ayakları için 1,0 ila 1,2 arasında bir değer; eliptik biçimdeki köprü ayakları için 0,9 ila 1,2 arasında bir değer; kare kesitli köprü ayakları için 2,0; dikdörtgen kesitli köprü ayakları için 1,5 ila 1,8 arasında bir değer; yarı yuvarlatılmış uçlara sahip dikdörtgen kesitli köprü ayakları için 1,35; küt kısımları pah kırılmış dikdörtgen kesitli köprü ayakları için 1,35; uçları dikdörtgen olan yamuk kesitli köprü ayakları için 1,3 ve keskin uçlara sahip olan dikdörtgen kesitli köprü ayakları için 1,0 ila 1,15 arasında değerler almıştır. $\Phi_{\text{hız}}$: temiz su oyulması veya hareketli yatak oyulması koşullarına bağlı bir katsayı olup aşağıdaki ifadelerle tanımlanmıştır:

$$\Phi_{\text{hız}} = 0 \quad \frac{U}{U_c} \leq 0,3 \quad (3.42)$$

$$\Phi_{\text{hız}} = \left(1,6 \frac{U}{U_c} - 0,6\right) \quad 0,3 \leq \frac{U}{U_c} \leq 1 \quad (3.43)$$

$$\Phi_{\text{hız}} = 1 \quad \frac{U}{U_c} \geq 1 \quad (3.44)$$

$\Phi_{\text{açı}}$: yaklaşım akım açısına bağlı bir katsayı olup dairesel kesitli köprü ayaklarında 1,0 olarak hesaba katılmakta, diğer durumlar için ise bu değer aşağıdaki ifade ile hesaplanmıştır:

$$\Phi_{a\alpha} = \left(\cos\alpha + \frac{L_p}{b} \sin\alpha \right)^{0,62} \quad (3.45)$$

$\Phi_{akım}$ derinliği: akım derinliği düzeltme katsayısı olup şu şekilde ifade edilmiştir:

$$\Phi_{akım} = 0,55 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,60} \quad h/D \leq 2,7 \quad (3.46)$$

$$\Phi_{akım} = 1 \quad h/D > 2,7 \quad (3.47)$$

3.2.18. Oliveto ve Hager (2002)

Araştırmacılar, köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimini incelemişlerdir. Deneyleri 1,0 m ve 0,5 m genişliğine sahip iki farklı kanalda ve 130 lt/s sabit debide gerçekleştirmişlerdir. Üçü üniform, üçü ise üniform olmayan sediment olmak üzere altı farklı sediment kullanan araştırmacılar bu sediment tanelerinin ortalama çaplarını ve gradasyonlarını geniş bir aralıkta tutmaya gayret etmişlerdir. Detaylı bir literatür taramasının ardından kendi yaptıkları deneylerle birlikte oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimini aşağıdaki eşitlikle ifade etmişlerdir:

$$\frac{y_s(t)}{L_R} = \frac{68NF_d^{1,5} \log(T_b)}{1000\sqrt{\sigma_g}} \quad F_d > F_{di} \quad (3.48)$$

Burada; $y_s(t)$: Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma değerinin herhangi bir t anındaki değeri ve L_R : referans uzunluğudur ki bu değer aşağıdaki eşitlik ile tarif edilmiştir:

$$L_R = (hD^2)^{1/3} \quad (3.49)$$

N: köprü ayağı şekli düzeltme katsayısı olup dairesel kesite sahip köprü ayakları için 1,00; dikdörtgen kesite sahip köprü ayakları ve yan ayaklar için 1,25 değerini almıştır. T_b : boyutsuz zaman ifadesidir ve aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$T_b = \left(\frac{\sqrt{g'd_{50}}}{L_R} \right) t \quad (3.50)$$

g' : indirgenmiş yerçekimi ivmesidir ve aşağıdaki eşitlikle elde edilmiştir:

$$g' = \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g \quad (3.51)$$

F_d : densimetrik Froude sayısı olup bu katsayı aşağıdaki eşitlik ile bulunmuştur:

$$F_d = \frac{U}{\sqrt{g' d_{50}}} \quad (3.52)$$

F_{di} : yaklaşım kanalında sediment başlangıç hareketi için gerekli densimetrik Froude sayısı olarak aşağıdaki eşitlik ile bulunmuştur:

$$F_{di} = \frac{2,33(R/d_{50})^{1/6}}{d_*^{0,25}} \quad d_* \leq 10 \quad (3.53)$$

$$F_{di} = \frac{1,08 d_*^{1/12}}{(R/d_{50})^{-1/6}} \quad 10 < d_* < 150 \quad (3.54)$$

$$F_{di} = 1,65(R/d_{50})^{1/6} \quad d_* \geq 150 \quad (3.55)$$

Araştırmacılar, bu denklemlerin;

1. Kanal kesiti neredeyse dikdörtgen ve planda ise düz olan kanallarda,
2. Pürüzlülüğün nerdeyse kanal boyunca düzgün dağılım gösterdiği kanallarda,
3. Yaklaşan akımın köprü ayağına açılı yapmaksızın geldiği durumlarda,
4. Kullanılan sıvının su veya viskozitesi suya benzer olduğu durumlarda,
5. Sedimentin çakıl veya kum olduğu durumlarda,
6. Yaklaşım akımının zamanla değişmediği durumlarda,
7. Ortalama sediment tane çapının akım derinliğinin 5 ila 10 katından daha küçük olduğu durumlarda,
8. Yaklaşan akımın kritik Froude sayısının 1,2'den küçük olduğu durumlarda,
9. Ortalama sediment tane çapının 0,8 mm'den daha büyük olduğu durumlarda ve

10. Akım koşullarının kanal tabanında herhangi bir taban şekli oluşturmayacağı durumlarda

geçerli olduğunu belirtmişlerdir.

3.2.19. Sheppard, Odeh ve Glasser (2004)

Araştırmacılar, yaptıkları deneyler sonucunda temiz su oyulması koşullarında köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliği için bir bağıntı önermişlerdir. Deneyler 6,1 m genişliğe sahip 6,4 m derinliğinde ve 38,4 m uzunluğunda dikdörtgen kesitli bir kanalda yapılmış olup ortalama tane çapları 0,22, 0,80 ve 2,90 mm olan ve geometrik standart sapmaları 1,2 ila 1,5 arasında değişen üniform dağılıma sahip üç farklı sediment kullanmışlardır. Kullanılan köprü ayaklarının çapları ise sırasıyla 0,114, 0,305 ve 0,914 m olup akım derinliklerini ve debi değerlerini geniş bir aralıkta olacak şekilde seçmişlerdir. Köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliği için şu bağıntıyı önermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D^*} = 2,5f_1\left(\frac{h}{D^*}\right)f_2\left(\frac{U}{U_c}\right)f_3\left(\frac{D^*}{d_{50}}\right) \quad (3.56)$$

$$f_1\left(\frac{h}{D^*}\right) = \tanh\left[\left(\frac{h}{D^*}\right)^{0,4}\right] \quad (3.57)$$

$$f_2\left(\frac{U}{U_c}\right) = 1 - 1,75\left[\ln\left(\frac{U}{U_c}\right)\right]^2 \quad (3.58)$$

$$f_3\left(\frac{D^*}{d_{50}}\right) = \frac{D^*/d_{50}}{0,4(D^*/d_{50})^{1,2} + 10,6(D^*/d_{50})^{-0,13}} \quad (3.59)$$

Burada; D^* : etkili köprü ayağı çapıdır ve aşağıdaki biçimde ifade edilmiştir.

$$D^* = k_s D \quad (3.60)$$

Burada; k_s : köprü ayağı şekline bağlı bir katsayı olup basit kare kesitli köprü ayakları için 1,23; dairesel kesitli köprü ayakları için 1,00 şeklindedir.

3.2.20. Kothyari, Hager ve Oliveto (2007)

Oliveto ve Hager' in (2002) çalışmalarına yaptıkları deneylerle katkı sağlayan araştırmacılar, köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğinin zamanla değişimi için aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir:

$$\frac{y_s(t)}{L_R \log(T_b)} = \frac{(F_d - F_{d\beta})^{2/3}}{3,67647 \sqrt{\sigma_g}} \quad F_d > F_{di} \quad (3.61)$$

Burada; $F_{d\beta}$: köprü ayağı etrafında sediment başlangıç hareketi için gerekli densimetrik Froude sayısı olup bu katsayı dairesel kesitli köprü ayakları için aşağıdaki eşitlik ile ifade edilmiştir:

$$F_{d\beta} = \left[F_{di} - 1,26\beta^{1/4} \left(\frac{R}{d_{50}} \right)^{1/6} \right] \sigma_g^{1/3} \quad (3.62)$$

Burada; β : köprü ayağı efektif genişliğinin (D^*), kanal genişliğine (B) oranı olarak tanımlanmıştır.

Araştırmacılar, tıpkı Oliveto ve Hager'in (2002) çalışması gibi, bu eşitliklerin,

1. Viskoz etkilerin ihmal edilebilir düzeyde olduğu ($d_* > 15$), yaklaşım akım derinliğinin 50 mm'den büyük olduğu ve tane Reynolds sayısının 200'den büyük olduğu ya da sediment yoğunluğu $2,65 \text{ t/m}^3$ olan tane için ortalama tane çapının 0,8 mm'den büyük olduğu durumlarda,
2. Kanal kesitinin dikdörtgen ve planda düz olduğu kanallarda,
3. Yaklaşan akımın kritik Froude sayısının 1,2'den küçük olduğu durumlarda ve
4. β değerinin 0,05'ten büyük olduğu durumlarda

geçerli olduğunu belirtmişlerdir.

3.2.21. Lai, Chang ve Yen (2009)

Araştırmacılar, kararsız akım koşulu ve temiz su oyulması durumunda hem üniform hem üniform olmayan sediment taneleri üzerinde gerçekleştirdikleri deneyler neticesinde köprü ayakları etrafında gerçekleşecek maksimum nihai oyulma derinliği için aşağıdaki eşitliği sunmuşlardır:

$$\frac{y_s}{D} = \partial k_d K_h \left(\frac{U}{U_c} - I_{vc} \right) \quad (3.63)$$

Burada; ∂ : kalibrasyona muhtaç olan bir katsayı olup regresyon analizine göre belirlenmiştir. k_d ve K_h sırasıyla sediment boyutu düzeltme katsayısı ve akım derinliği düzeltme katsayısı olup aşağıdaki gibi ifade edilmiştir:

$$k_d = 0,398 \ln \left(\frac{D}{d_{50}} \right) - 0,034 \left[\ln \left(\frac{D}{d_{50}} \right) \right]^2 \quad 1 \leq \frac{D}{d_{50}} < 50 \quad (3.64)$$

$$k_d = 1 \quad \frac{D}{d_{50}} \geq 50 \quad (3.65)$$

$$K_h = 0,783 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,322} - 0,106 \quad 0 < \frac{h}{D} < 3 \quad (3.66)$$

I_{vc} : köprü ayağı etrafında sediment hareketinin başlangıcı için akım şiddetinin kritik değeridir. Araştırmacılar, ∂ katsayısının kalibrasyonu için yaptıkları çalışmaların sonucunda üniform sediment taneleri için I_{vc} katsayısının 0,4 değerini aldığı durumda ∂ katsayısının 3,9 olduğunu belirlemişlerdir.

3.2.22. Khwairakpam, Ray, Das, S., Das, R. ve Mazumdar (2012)

Araştırmacılar, temiz su oyulması durumunda dairesel kesitli köprü ayakları etrafındaki nihai oyulma derinliğini incelemişler ve bu bağlamda bir eşitlik sunmuşlardır.

Deneyleri, 10 m uzunluğunda, 0,81 m genişliğinde ve 0,60 m derinliğinde dikdörtgen kesitli bir kanalda ortalama tane çapı 0,365 mm ve geometrik standart sapması 1,7 olan

sediment taneleriyle gerçekleştirmişlerdir. Tek bir köprü ayağı çapı (50 mm) kullanılıp üç farklı akım derinliği (0,06 m; 0,07 m; 0,08 m) ve geniş bir debi aralığında çalışılmıştır. Deneylerin sonucunda, yazarlar, köprü ayakları etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin densimetrik Froude sayısı ve rölatif akım derinliğine bağlı olduğu sonucuna varmışlar ve köprü ayağı etrafındaki nihai yerel oyulma derinliği için aşağıdaki eşitlikleri vermişlerdir:

$$y_s = f\left(F_{d_{50}}, \frac{h}{D}\right) \quad (3.67)$$

$$y_s = \left(0,744 \frac{h}{D} - 0,367\right) F_{d_{50}} + \left(-2,438 \left(\frac{h}{D}\right) + 2,683\right) \quad (3.68)$$

$$F_{d_{50}} = \frac{U}{\sqrt{\Delta g d_{50}}} \quad (3.69)$$

Burada; $F_{d_{50}}$: ortalama tane çapı esaslı densimetrik Froude sayısıdır.

3.2.23. Liang, Wang, Huang ve Wang (2016)

Araştırmacılar, tekil ve grup halinde bulunan köprü ayakları etrafındaki nihai oyulma derinliğini araştırmışlar ve bu derinliğin tahmini için bir eşitlik sunmuşlardır.

Deneyleri uzunluğu 50 m, genişliği 0,8 m ve derinliği 1,5 m olan dikdörtgen kesitli bir kanalda ortalama tane çapı 0,2 mm olan sediment taneleriyle gerçekleştirmişlerdir. Tek bir köprü ayağı çapı (30 mm) kullanılıp üç farklı akım derinliği (0,10 m; 0,15 m; 0,20 m) ve geniş bir debi aralığında çalışmışlardır. Deneylerin sonucunda tekil, dairesel kesitli basit bir köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliğinin akım hızı, akım derinliği, köprü ayağı çapı, sediment tanesinin ortalama tane çapı ve Froude sayısına bağlı olduğu sonucuna varmışlardır.

$$y_s = f(U, h, D, d_{50}, Fr) \quad (3.70)$$

$$y_s = 1,13h^{0,698}d_{50}^{-0,114}D^{0,416}Fr^{0,42} \quad (3.71)$$

3.3. Köprülerde Yerel Oyulmalara Karşı Düzenlemeler için Yapılan Çalışmalar

3.3.1. Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso (2009a)

Araştırmacılar, köprülerde yerel oyulmalara karşı bir düzenleme olarak, dairesel bir köprü ayağının mansap tarafına yerleştirilen bir taban eşiğinin köprü ayağı etrafında oluşan yerel oyulmaya olan etkisini araştırmışlardır.

Deneyleri birbiri ardına inşa edilen iki adet dikdörtgen kesitli kanalda gerçekleştirmişlerdir. Kanallardan ilki 12,7 m uzunluğunda ve 0,8 m genişliğinde olup yan duvarları, yerel oyulmayı direkt gözlemleyebilmek için, cam malzemeden geri kalan kısmı ise betondan imal edilmiştir. Bu kanalın peşi sıra inşa edilen diğer kanalın uzunluğu 40,7 m genişliği ise 2,0 m olup yan duvarları yine aynı sebeple cam malzemeden, geri kalan kısmı ise çelikten imal edilmiştir. İlk kanalın tabanı yatay yapılırken ikinci kanalın taban eğimi ise %0'dan %2,5'e kadar ayarlanabilir biçimde yapılmıştır.

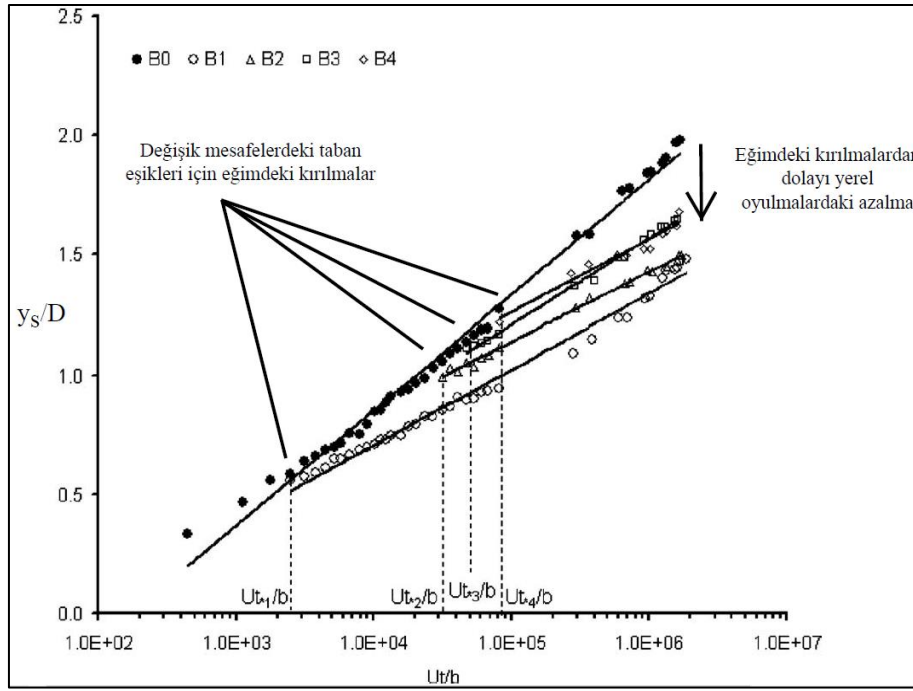
İlk kanalın tabanında üniform dağılıma sahip, ortalama tane çapı 1,3 mm ve geometrik standart sapması 1,46 olan sediment kullanmışlardır. İkinci kanalın tabanına ise yine üniform dağılıma sahip, ortalama tane çapı 0,7 mm ve geometrik standart sapması 1,44 olan sediment yerleştirmişlerdir. Yine bu çalışma kapsamında yapılan deneylerde çapları 75, 90 ve 120 mm olan biri PVC diğer ikisi ise Persplex malzemeden imal edilmiş üç adet dairesel köprü ayağı modeli ve taban eşiği modeli olarak ise 20 mm kalınlığında tüm kesiti yatay olarak kaplayan sudan etkilenmeyen ahşap malzemeden (maritime-wooden plates) imal edilmiş bir plaka kullanmışlardır. Deneyleri, maksimum oyulma derinliğini elde edebilmek için, temiz su oyulması ($U/U_c \leq 1$) şartından hareketli yatak oyulması ($U/U_c > 1$) şartına geçiş aşamasındaki koşullarda yapmışlardır ($U/U_c = 1$).

Yapmış oldukları boyut analizinde köprü ayakları etrafındaki oyulma mekanizmasının aşağıdaki parametrelere bağlı olduğunu göstermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = f\left(F_{Rp}, \frac{L_T}{D}\right) \quad (3.72)$$

Yapılan deneylerden taban eşiğinin deney başladıktan belli bir süre sonra etkisini göstermeye başladığını gözlemlemişlerdir. Taban eşiğinin başta akımla temas etmediğini

fakat köprü ayağının etrafı oyulduktan bir süre sonra akım ile temasa geçerek etkisini göstermeye başladığını belirtmişlerdir. Bu sebeple, taban eşığının etkisini gösterdiği andan itibaren oyulma grafiğinin eğiminde bir kırılma olduğu çıkarımında bulunmuşlardır. Söz konusu bu kırılma sonucunda köprü ayağının etrafındaki nihai oyulma derinliğinin azaldığı açıkça görülmüştür (Şekil 3.11).



Şekil 3.11. Köprü ayağının önündeki boyutsuz oyulma derinliğinin zamanla değişimi, taban eşığının etkisini gösterdiği anın başlangıcı (Grimaldi ve diğerleri, 2009a)

Çalışmadan elde edilen sonuçlarda, köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşığının köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı azalttığını belirtmişlerdir. Özellikle, mansaba yerleştirilen taban eşığı ile köprü ayağı arasındaki mesafenin, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin azalması ile ters orantılı olduğunu görmüşlerdir. Bu ters orantının sebebi olarak ise; köprü ayağının hemen mansabına yerleştirilen ($L_T = 0$) taban eşığının dümen suyu çevrilerini köprü ayağı etrafından uzaklaştırdığı, akım alanında değişiklikler yaptığı ve hatta at nalı çevrilerinin etkisini azalttığı, fakat, köprü ayağının mansabına belirli bir mesafe ile yerleştirilen ($L_T > 0$) taban eşığının at nalı çevrileri üzerinde daha az etkili olduğu ve dolayısıyla köprü ayağı çevresindeki yerel oyulma derinliğini azaltma hususunda daha az verimli olduğu fikrini ileri sürmüşlerdir. Taban eşığının en efektif olarak yerleştirildiği durumda ($L_T = 0$) köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğindeki azalmanın maksimum %26 olarak gerçekleştiğini belirtmişlerdir.

Araştırmacılar, yine de taban eşiği etrafındaki oyulma mekanizması hakkında daha sağlıklı bilgilerin elde edilebilmesi için köprü ayağı ve taban eşiği etrafındaki akım alanının daha detaylı bir şekilde incelenmesinin gerekli olduğunu belirtmişlerdir.

3.3.2. Grimaldi, Gaudio, Calomino ve Cardoso (2009b)

Araştırmacılar, köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiğine ek olarak köprü ayağının üzerine bir yarık açılmasının köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğine etkisini araştırmışlardır.

Araştırmaların yapıldığı deney düzeneği ve şartları Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deney düzeneği ve şartları ile birebir aynı olmakla beraber şematik gösterimi de Şekil 2.10'daki gibidir.

Yapmış oldukları boyut analizinde köprü ayakları etrafındaki oyulma mekanizmasının aşağıdaki parametrelere bağlı olduğunu göstermişlerdir:

$$\frac{y_s}{D} = f\left(F_{Rp}, \frac{z_y}{h}\right) \quad (3.73)$$

Burada; z_y : köprü ayağı üzerindeki yarığın tabana batıklığıdır. Taban eşiğini, en etkili çalıştığı durum olan köprü ayağının mansabına bitişik bir şekilde ($L_T = 0$) yerleştirerek yarığın tabana batıklığını (z_y) ve akım derinliğini değiştirerek en verimli kombinasyonu elde etmeye çalışmışlardır.

Köprü ayağı üzerindeki yarığın aşağı yönlü akışı ve dolayısıyla yerel oyulmanın en büyük sorumlusu olarak kabul edilen at nalı çevrıntilerinin etkisini azalttığını belirlemişlerdir. Taban eşiklerinin etkisini ise yine kendi çalışmaları olan Grimaldi ve diğerlerinde (2009a) olduğu üzere açıklamışlardır.

Köprü ayağı üzerindeki yarığın, en verimli olduğu durumda ($z_y/h = 1/3$), tek başına köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğini %35 azalttığı sonucuna varmışlardır. Yine daha önceki çalışmaları olan Grimaldi ve diğerlerinde (2009a) taban eşiğinin tek başına en verimli olduğu durumda ($L_T = 0$) nihai oyulma derinliğini %26 azalttığını belirlemişlerdir. Yerel oyulmanın azaltılmasına yönelik olan bu iki yapının bir arada kullanılmasıyla ise

yerel oyulma derinliğindeki azalmanın en iyi şartlarda ($z_y/h = 1/3$ ve $L_T = 0$) %49 oranında olduğunu çalışmalarına not düşmüşlerdir.

3.3.3. Pagliara, Carnacina ve Cigni (2010)

Araştırmacılar, köprü ayakları etrafında ağaç kütüğü, moloz ve çerçöp gibi maddelerin birikmesinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı artırıcı etkisine taban eşiklerinin nedenli engel olabileceği hususunu incelemişlerdir.

Deneyleri uzunluğu 7,6 m, genişliği 0,61 m ve derinliği 0,5 m olan dikdörtgen kesitli bir kanalda ortalama tane çapı 1,0 mm olan sediment taneleriyle gerçekleştirmişlerdir. Tek bir köprü ayağı çapı (30 mm) kullanıp üç farklı kalınlıkta taban eşiği (0,10 m, 0,15 m, 0,20 m) ile çalışmışlardır. Bu taban eşiklerinden iki tanesini (S1, S2) paslanmaz çelikten imal ederlerken bir tanesini (G1) ise içerisini ortalama tane çapı 5 mm olan üniform çakılla doldurdukları tel kafesten (gabion) imal etmişlerdir. Deneyleri, maksimum oyulma derinliğini elde edebilmek için, temiz su oyulması ($U/U_c \leq 1$) şartından hareketli yatak oyulması ($U/U_c > 1$) şartına geçiş aşamasındaki koşullarda yapmışlardır ($U/U_c = 1$).

Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) araştırmalarından yola çıkarak taban eşiklerini köprü ayağının mansabına bitişik şekilde kullanmışlardır. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma değerinin maksimum %26 azalmasını elde ettiği şartlarda kendileri köprü ayakları etrafındaki birikintinin etkisini taban eşiklerinin en efektif durumda %57 azalttığını çalışmalarına not düşmüşlerdir.

3.3.4. Razi, Salmasi, Dalir ve Farsadizaeh (2012)

Araştırmacılar, çalışmalarında köprü ayağının etrafına yerleştirilecek taban eşiğinin optimum yerini belirlemeye çalışmışlardır. Taban eşiklerini, sırasıyla, köprü ayağının mansabına, tam olarak bulunduğu yere ve membasına yerleştirmişler ve konumuna bağlı olarak yerel oyulmadaki değişiklikleri yorumlamışlardır.

Çalışmaların yapıldığı dikdörtgen kesitli kanal 6,0 m uzunluğunda; 0,8 m genişliğinde ve 0,5 m derinliğinde olup tabanı yatay olarak imal edilmiştir. Kanal tabanında üniform dağılıma sahip, ortalama tane çapı 0,45 mm; geometrik standart sapması 1,48 ve

üniformluk katsayısı 1,56 olan sediment kullanmışlardır. Yine bu çalışma kapsamında yapılan deneylerde çapları 18, 30 ve 60 mm olan üç adet dairesel köprü ayağı modeli ve 10 mm kalınlığında tüm kesiti yatay olarak kaplayan plastik malzemeden üretilmiş bir taban eşiği modeli kullanmışlardır. Deneyleri temiz su oyulması şartlarında gerçekleştirmişlerdir ($U/U_c = 0,9$).

Yapmış oldukları boyut analizinde tıpkı Grimaldi ve diğerleri (2009a) gibi köprü ayakları etrafındaki oyulma mekanizmasının, Eş. 3.72'deki gibi, Fr_p ile L_T/D değerine bağlı olduğunu göstermişlerdir.

Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiğinin etkisinin, köprü ayağı ile eşik arasındaki mesafe ile ters orantılı olduğu sonucunu elde etmişlerdir. Bunun sebebi olarak ise köprü ayağının hemen mansabına yerleştirilen ($L_T = 0$) taban eşiğinin dümen suyu çevrilerini mansaba ötelediğini, fakat köprü ayağının mansabına belli bir mesafe ile yerleştirilen ($L_T > 0$) taban eşiğinin dümen suyu çevrilerini ötelemede daha az etkili olduğunu söylemişlerdir.

Köprü ayağının tam bulunduğu yere yerleştirilen ($L_T = -0,5D$) taban eşiğinin etkisinin mansap kısmına yerleştirilen taban eşiğinden, yerel oyulmanın azalması bakımından, daha etkili olduğu sonucuna ulaşmışlardır. Araştırmacılar, köprü ayağının tam bulunduğu yere yerleştirilen taban eşiğinin at nalı çevrıntilerini engellediğini gözlemlemişlerdir. Ayrıca, buna ek olarak köprü ayağının tam bulunduğu yere yerleştirilen taban eşiğinin ekonomik açıdan daha avantajlı olduğunu belirterek taban eşiğinin hemen köprü ayağının mansabına ya da köprü ayağının tam bulunduğu yere yerleştirildiğinde karşılaşılabilecek sonuçların iyice araştırılması gerektiğini söylemişlerdir. Taban eşiğinin en efektif olarak yerleştirildiği durumda köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğindeki azalmanın maksimum %29 olarak gerçekleştiğini çalışmalarına not düşmüşlerdir. Araştırmacılar, bunlara ek olarak, tıpkı Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) yaptığı çalışmada olduğu gibi, köprü ayağı ve taban eşiği etrafındaki akım alanının tanımlanabilmesi için üzerine çalışmalar yapılması gerektiğini belirtmişlerdir.

3.3.5. Tafarojnoruz, Gaudio ve Calomino (2012)

Araştırmacılar, çalışmalarında, içinde taban eşiklerinin de bulunduğu, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı azaltacak akım düzenleyici altı farklı yapının yerel oyulmaya etkisini araştırmışlardır.

Taban eşiği ile ilgili çalışmaların yapıldığı dikdörtgen kesitli kanal 9,66 m uzunluğunda; 48,50 cm genişliğinde olup, araştırmacılar, kanal taban eğimini %0,06 olarak ayarlamışlardır. Kanal tabanında üniform dağılıma sahip, ortalama tane çapı 0,76 mm, geometrik standart sapması 1,42 olan sediment kullanmışlardır. Yine bu çalışma kapsamında yapılan deneylerde çapı 48 mm olan dairesel köprü ayağı modeli ve 10 mm kalınlığında tüm kesiti yatay olarak kaplayan plastik malzemeden üretilmiş bir taban eşiği modeli kullanmışlardır. Deneyleri temiz su oyulması şartlarında gerçekleştirmişlerdir ($U/U_c = 0,95$).

Yapmış oldukları boyut analizinde tıpkı Grimaldi ve diğerleri (2009a) gibi köprü ayakları etrafındaki oyulma mekanizmasının, Eş. 3.72'deki gibi, Fr_p ile L_T/D değerine bağlı olduğunu göstermişlerdir.

Araştırmacılar, köprü ayağı mansabına bitişik şekilde yerleştirilen taban eşiğinin sediment taşınımına ve kuyruk çevrintilerinin aşındırıcı kuvvetlerine karşın bir bariyer görevi gördüğünü belirtmişlerdir. Yapmış oldukları deneylerin sonucunda Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) sonuçlarına benzer olarak taban eşiğinin en etkili olduğu konumun köprü ayağının mansabına bitişik şekilde yerleştirildiği durum olduğu sonucuna varmışlardır.

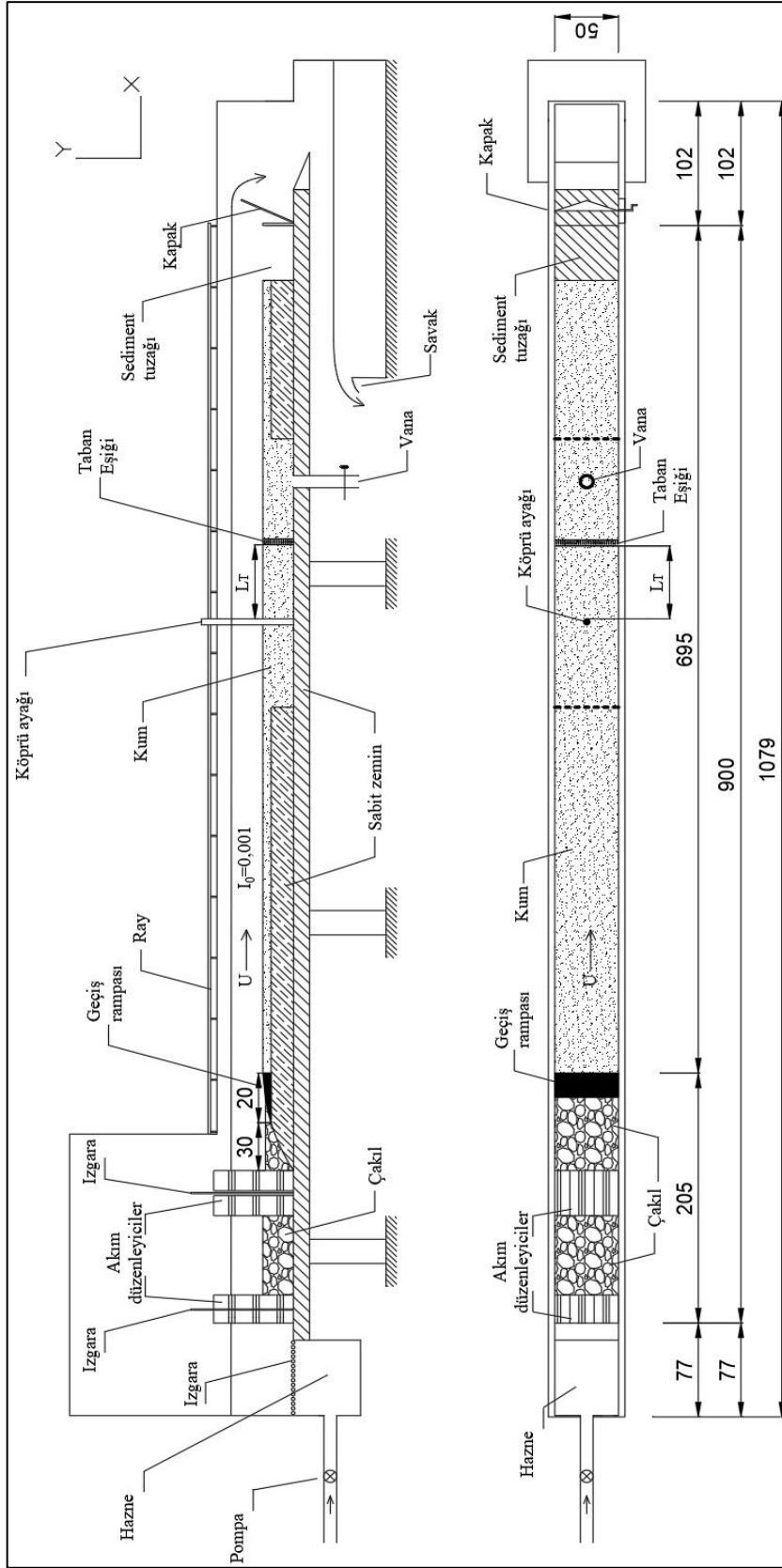


4. DENEY DÜZENEGİ

Deneylerin yapıldığı akışkanlar mekaniği laboratuvarı Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesinde bulunmaktadır.

Laboratuvarda bulunan dikdörtgen kesite sahip kanalın boyu 10,8 m, eni ve derinliği ise 0,5'er m'dir (Şekil 4.1). Kanalın her iki yanı tabandaki sediment hareketinin rahat gözlemlenebilmesi için güçlendirilmiş cam malzemeden, geri kalan kısmı ise galvanizli sac malzemeden imal edilmiştir. Kanal tabanının eğimi imalatından dolayı sıfırdır, yani kanal tabanı aslında yataydır. Lakin, deneyler için kullanılan sediment, taban eğimli olacak şekilde yerleştirilmiş ve taban eğimi 0,001 olarak düzenlenmiştir.

Kanal, şekli itibariyle dışarıdan her ne kadar yekpare bir bütün olarak görünse de işlevleri birbirinden farklı birçok bölümden meydana gelmektedir. Kanalın en başında bir hazne bulunmaktadır. Hazne kısmı, su pompasının depodan kanala getirmiş olduğu suyun kanala verilmeden önce depolandığı kısımdır. Hazne kısmının akabinde tabanı çakıldan oluşan ve akımda olası gerçekleşebilecek herhangi bir rahatsızlığın kanal içerisinde hissedilmemesini sağlayacak akım düzenleyiciler yer almaktadır. Akım düzenleyicilerin arkasına çakıl sediment tanelerinin olduğu kısımdan kum tanelerin olduğu kısma geçişte pürüzlülük değerinin ani değişimini engellemek ve pürüzlülük değerinin tedrici değişimini sağlayabilmek için üzerine silikon yapıştırıcı ile kum taneciklerinin tutturulduğu bir rampa yerleştirilmiştir. Söz konusu bu rampadan hemen sonrası yaklaşım kanalı olarak tesis edilmiştir. Yaklaşım kanalının devamında köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın rahat gözlemlenebilmesi nedeniyle içinde köprü ayağı modeline karşılık gelen pleksiglas silindirik bir boru ve taban eşiği modeline karşılık gelen yine pleksiglas malzemeden imal edilen dikdörtgen prizması şeklindeki plakayı barındıran kum havuzu ve bu kum havuzunun devamında ise kanal tabanından sürüklenen sediment tanelerinin depoya erişiminin engellenebilmesi için bir sediment tuzağı oluşturulmuştur. En son safhada, kanalı boylu boyunca geçen akım, kanalın en sonunda bulunan yüksekliği ayarlanabilir kapağın üzerinden aşarak bu kapağın altına yerleştirilmiş olan savaktan savaklanarak depoya ulaşır ve böylece suyun devir-daim süreci tamamlanmış olur.

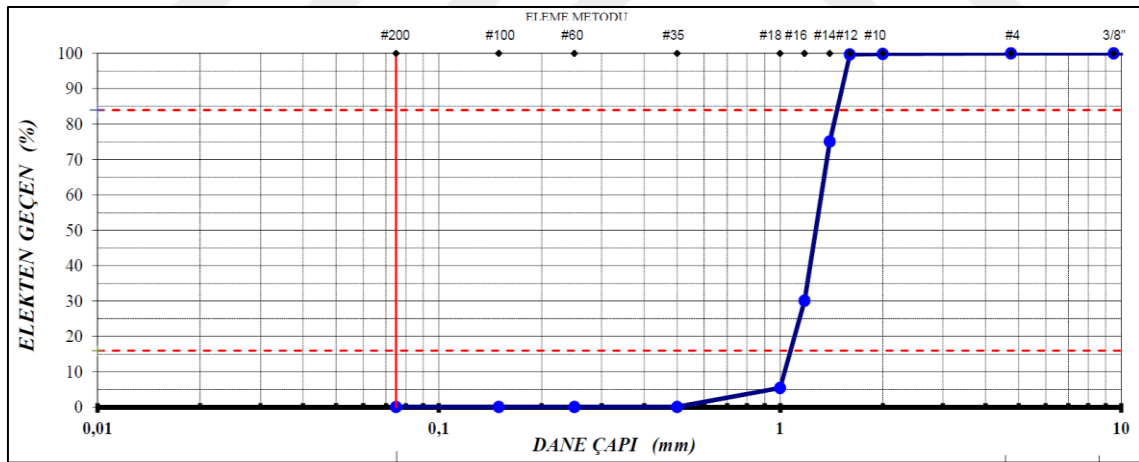


Şekil 4.1. Deney düzeneğinin şematik gösterimi

Debi ölçümü kanalın en sonunda bulunan dikdörtgen kesitli savak yardımıyla yapılmaktadır (Resim 4.1). Debi değeri, savak üzerindeki su yüküne bağlı olarak hazırlanmış olan savak-anahtar eğrisinden bulunmaktadır.

Kanalın başlangıcından sonuna dek kanal tabanına, ortalama tane çapı (d_{50}) 1,25 mm, üniformluk derecesi (σ_g) ise 1,17 olan kohezyonsuz kum kanalın taban eğim değeri 0,001 olacak biçimde yerleştirilmiştir (Şekil 4.2). Sediment tabakasının kalınlığı kanalın giriş kısmında 2 cm civarındayken, köprü ayağı ve taban eşiği modelinin içinde bulunduğu kum havuzunda bu kalınlık 20 cm' ye kadar çıkmaktadır.

Kanala verilecek su debisinin değerini ayarlamak için kanalın giriş kısmında bulunan vanalar, oluşturulmak istenen akım tiplerini belirlemek için ise kanalın en sonunda bulunan yüksekliği ayarlanabilir kapak kullanılmıştır. Kanal tabanının kotları ve su yüzü kotlarının ölçümü için ± 0.1 mm hassasiyete sahip, bir tanesi kanalın üzerine monte edilmiş rayların üzerinde tekerlekler vasıtasıyla hareket edebilecek özellikte olmak üzere toplam üç adet iğne uçlu limnimetreden yararlanılmıştır (Resim 4.2).



Şekil 4.2. Deneyde kullanılan sedimentin elek analizi (Granülometre)

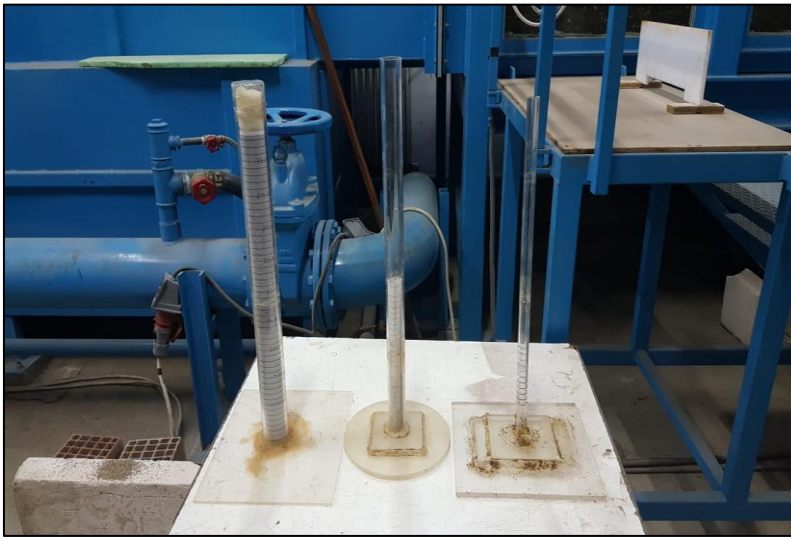


Resim 4.1. Debi ölçümünün gerçekleştirildiği savak

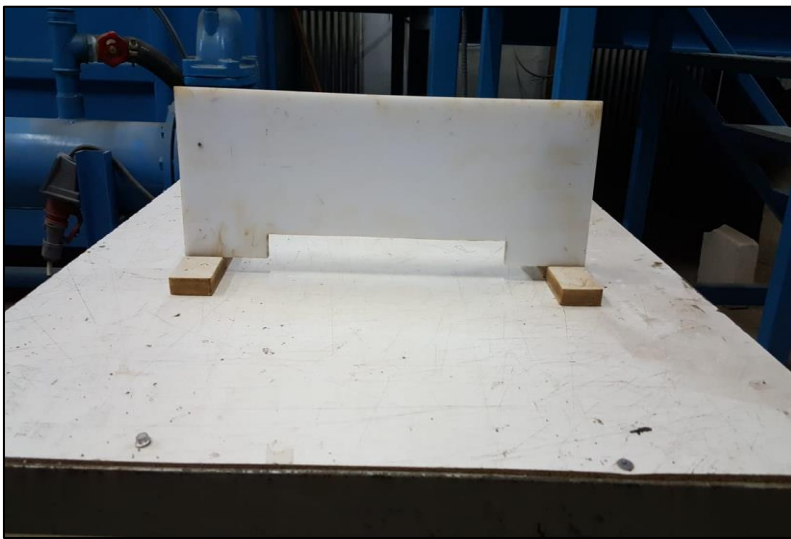


Resim 4.2. İğne uçlu limnimetre

Deneyleerde, üç farklı çapta (2 cm; 3,5 cm ve 5 cm) pleksiglas malzemeden imal edilmiş silindirik köprü ayağı modeli kullanılmıştır (Resim 4.3). Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin okumasının kolaylıkla yapılabilmesi için her bir köprü ayağı modelinin üzerlerine, kum yüzey sıfır kotu kabul edilerek, her 0,5 cm’de bir işaretleme yapılarak düşey bir ölçek oluşturulmuştur. Taban eşiği modeli olarak ise 1 cm kalınlığında kanal kesitini enine kaplayan ve yüksekliği kum yüzeyden başlayıp kum havuzunun tabanına kadar uzanan pleksiglas malzemeden imal edilmiş bir plaka kullanılmıştır (Resim 4.4).



Resim 4.3. Pleksiglas köprü ayağı modelleri



Resim 4.4. Pleksiglas taban eşiği modeli

4.1. Deneylerin Yapılışı

4.1.1. Deneylere ön hazırlık

1. Kanal tabanındaki sediment taneleri suya doygun hale gelinceye ve taban sediment taneleri içerisinde hava kalmayıncaya dek kanala su verilir ve sediment taneleri doygun hale geldiğinde kanaldaki su tamamen boşaltılır.
2. Kanala yerleştirilen kılavuz yükseklikler yardımıyla kanal tabanının yüzeyine master ile taban eğimi %0,1 olacak şekilde tesviye yapılır.
3. Kanalın en sonunda bulunan kapak, deneyin hemen başlangıcında kanal tabanında sediment hareketinin başlamaması için en üst seviyeye kadar yükseltilir.
4. Savak-anahtar eğrisinden kanalda elde edilmek istenen debi değerine karşılık gelen savak su yükü okunarak savaktaki su yükünün ölçümü için yerleştirilen çengel uca sahip limnimetre ve yaklaşım akım hızının istenen hız değerine gelmesi için köprü ayağının membasında bulunan iğne uca sahip limnimetre istenilen yükseklikte ayarlanırlar.
5. Kanal, mansabından membasına doğru verilen suyun hızı tabandaki sediment tanelerini sürükleyecek hızlardan fazla olmayacak şekilde dikkatlice doldurulur.
6. Su pompası devir-daim sürecini başlatmak üzere çalıştırılır ve kanala verilmesi istenen debi değeri kanalın en başında bulunan vanalar vasıtasıyla tedrici bir biçimde arttırılarak istenilen değeri alacak şekilde ayarlanır.

4.1.2. Sediment başlangıç hareketinin tayini ve ölçümler

Sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan deneylerden önce, ön hazırlık kısmı hiçbir madde göz ardı edilmeksizin dikkatli bir biçimde uygulanır. Daha sonra ise aşağıdaki işlem basamakları sırasıyla devam ettirilir:

1. Debinin istenilen değere getirilmesinin ardından kanalın en sonunda bulunan kapağın yüksekliği kademe kademe tedrici bir biçimde düşürülerek kanalın tabanında sediment hareketinin var olup olmadığı dikkatlice gözlemlenir.
2. Kanal tabanında sediment başlangıç hareketinin görüldüğü an, sediment hareketinin kanalın hangi kısımlarında gerçekleştiği, su yüzü profili ve debi değeri kayıt altına alınır.

3. Kanal tabanında sediment başlangıç hareketi gözlemlendikten sonra, kanal boyunca tabanın tamamında sediment hareketi gerçekleşene kadar kapak yüksekliği tedrici biçimde kademe kademe düşürülmeye devam edilir ve bir önceki basamakta belirlenen parametreler yine kayıt altına alınır.

4.1.3. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın tayini ve ölçümler

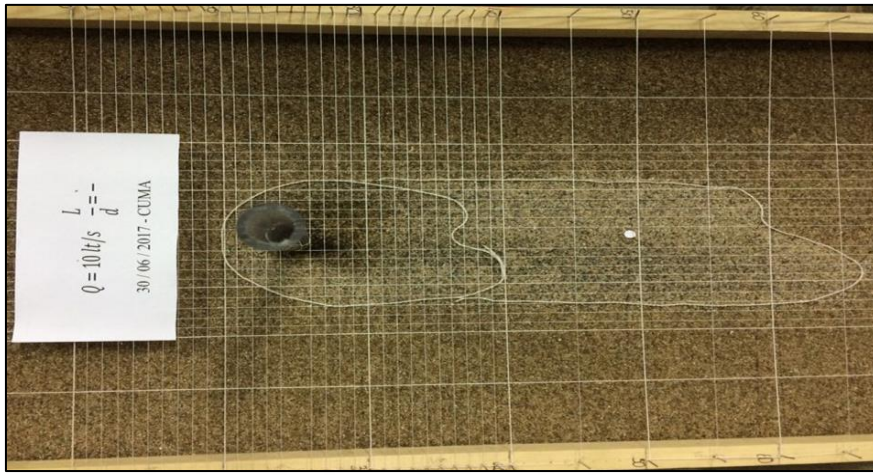
Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın tayini için yapılan deneylerden önce, ön hazırlık kısmı hiçbir madde göz ardı edilmeksizin dikkatli bir biçimde uygulanır. Daha sonra ise aşağıdaki işlem basamakları sırasıyla devam ettirilir:

1. Debi, istenen değere getirildikten sonra kanalın sonunda bulunan kapağın seviyesi, yaklaşım akımının derinliği üniform akım derinliği sağlanana kadar kademe kademe düşürülerek deneyin başlaması sağlanır.
2. Deneyin başlamasının ardından takip eden birinci saatte her 10 dakikada, ikinci saatte her 15 dakikada, üçüncü saatte her 30 dakikada, dördüncü saatte 60 dakikada bir olmak üzere ilk 6 saat tamamlanana kadar her 60 dakikada bir ve takip eden günler içerisinde ise günde iki defa olmak üzere, köprü ayağı üzerindeki eşel yardımıyla, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin okuması yapılır.
3. Birbirini takip eden 24 saat sonunda köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğindeki değişimin köprü ayağı çapının %1 mertebesinde kaldığı an oyulma çukurunun nihai değerine ulaştığı an kabul edilerek deneyin tamamlanmasına karar verilir.
4. Deney tamamlanırken ilk işlem olarak köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın tamamen durması için kanalın en sonunda bulunan kapağın seviyesi kademe kademe yükseltilir.
5. Kanal içerisinde suyun birikebilmesi için kanalın başında bulunan vanalar tedrici biçimde kapatılır.
6. Oyulma çukurunu bozmayacak bir akış hızı gözetilmek kaydıyla kanalın içindeki suyu ortamdaki uzaklaştırmak için kanal tabanında bulunan tahliye vanası açılır.
7. Kanal içerisinde su uzaklaştıkça köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukurunun şekli ortaya çıkar ve söz konusu bu oyulma çukurunun sınırları dikkatli bir biçimde iplerle çevrilir.
8. Oyulma çukuru içerisindeki ve köprü ayağı etrafındaki minimum kotlar belirlenir.

9. Oyulma çukurunun haritalanmasının sağlıklı bir şekilde yapılabilmesi için ölçüm hassasiyeti ± 1 mm olan HILTI® PD 42 lazer metre kullanılarak belirli aralıklarla ölçümler yapılır.

4.1.4. Oyulma çukuru geometrisinin hesaplamaları

Ölçüm aralıkları ve ölçüm yapılan konumlar Resim 4.5'teki gibi bir karelaj kullanılarak belirlenmiştir.



Resim 4.5. Ölçüm için kullanılan karelaj (D20LX deneyi)

Her bir deneyden sonra oyulma çukurunun etrafı iplerle çevrilerek oyulma çukurunun sınırları belirlenmiştir. Daha sonra oyulma çukuru içindeki noktaların kotları lazer metre ile ölçülmüştür. Söz konusu bu değerler MATLAB ortamına aktararak bilinmeyen ara değerler, bilinen ana değerler arasında interpolasyon yapılarak elde edilmiştir. Oyulma çukuru içinde her 0,5 cm'de bir kanal eni yönünde kesitler alınmıştır. Kesitlerin alanları trapez kuralı (trapeziodal rule) ile hesaplanarak oyulma çukuru hacmi ve alanı hesaplanmıştır.

4.1.5. Deneylerin sınır şartları

Deneylerin gerçekleştirildiği kanal sınırlı uzunluk değerlerine sahip olduğu için belirli sınır şartları içerisinde çalışılması kaçınılmazdır. Benzer biçimde kanala su temin eden su pompalarının da belirli debi değerleri aralığında çalışabilmesi, çalışmaların belirli sınırlar içerisinde gerçekleşmesini zorunlu kılmıştır.

Laboratuvardaki su pompalarının kanala temin edebildiği debi değeri maksimum 50 lt/sn olarak hesaplanmıştır. Kanala 50 lt/sn debi verildiğinde ise kanal boyunca kanal tabanının tamamında sediment hareketi görüldüğünden maksimum olarak 40 lt/sn debi ile çalışılmıştır. Dolayısıyla, kanalda üniform derinliğin elde edilebilmesi için yapılan deneylerde debi değerleri 10 lt/sn ile 40 lt/sn arasında olacak şekilde seçilmiş ve sonuç olarak üniform akım şartları 10 lt/sn debide elde edilmiştir. Kesitteki akımın kritik ortalama hızının (U_c) değeri, sediment başlangıç hareketinin tayini için gerçekleştirilen deneylerden elde edilmiştir. Literatürdeki değerlerle mukayese için kesitteki akımın kritik ortalama hız değeri Goncharov (1964), Neill (1967), Garde (1970), Melville (1997) ve Soulsby' nin (1997) verdiği eşitliklerden (Garde ve Raju, 1987:58-59) Çizelge 4.1'deki gibi hesaplanmıştır.

Çizelge 4.1. Goncharov (1964), Neill (1967), Garde (1970), Melville (1997) ve Soulsby'e (1997) göre kesitteki akımın hesaplanan kritik ortalama hızları

Araştırmacı	Eşitlik	Hız (m/s)	Deney No.
Goncharov (1964)	$U_p = \log\left(\frac{8,8h}{d_{50}}\right) \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma)}{1,75\gamma}}$ $U_n = \log\left(\frac{8,8h}{d_{50}}\right) \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma)}{3,5\gamma}}$	0,41 0,29	TÜM DENEYLER
Neill (1967)	$U_c = 1,414 \left(\frac{h}{d_{50}}\right)^{1/6} \sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}{\rho_s}}$	0,40	
Garde (1970)	$U_c = \sqrt{(\gamma_s - \gamma)d_{50}/\rho} \left(0,5 + \log\left(\frac{h}{d_{50}}\right) + 1,63\right)$	0,36	
Melville (1997)	0,1 mm < d_{50} < 1 mm için; $U_c = 5,75 \log\left(5,53 \frac{h}{d_{50}}\right) (0,0115 + 0,0125d_{50}^{1,4})$ 1 mm < d_{50} < 100 mm için; $U_c = 5,75 \log\left(5,53 \frac{h}{d_{50}}\right) (0,0115 + 0,0125d_{50}^{1,4})$	- 0,42	
Soulsby (1997)	$U_c = 5,75 \left[\log\left(\frac{12h}{6d_{50}}\right)\right] \sqrt{[\tau_{*c}(\Delta - 1)gd_{50}]}$ $\tau_{*c} = \frac{0,3}{1 + 1,2d_*} + 0,055[1 - e^{(-0,02d_*)}]$	0,31	

Goncharov 'un (1964) vermiş olduğu hızlardan U_n , türbülansın düşey doğrultudaki hız çalkantısının değeri maksimuma ulaşsa bile, tabandaki sediment tanelerini kaldıracak kuvvetin sediment tanesinin ağırlığını aşmayacak mertebede kaldığı kesitteki ortalama akım hızının maksimum değeridir (Garde ve Raju, 1987:58). Yani öyle bir hız değeri olsun ki hem kesitteki ortalama akım hızı hem de türbülansın düşey doğrultudaki hız çalkantısı maksimum değere erişsin fakat, tabandaki sediment tanelerini kaldıracak kuvvetin mertebesi sediment tanesini yerinden kaldırabilecek duruma gelmesin, ki işte söz konusu kesitteki bu ortalama hız, sedimentin yer değiştirmedeği hız (nondisplacement velocity) olarak adlandırılmaktadır. U_p ise türbülansın düşey doğrultudaki hız çalkantısının değeri minimumda kalsa bile, tabandaki sediment tanelerini kaldıracak kuvvetin sediment tanesinin ağırlığını aşacak mertebede olduğu kesitteki ortalama hızının minimum değeridir (Garde ve Raju, 1987:58). Yani öyle bir hız değeri düşünölsün ki hem kesitteki ortalama akım hızı hem de türbülansın düşey doğrultudaki hız çalkantısı minimum değerde kalsa bile tabandaki sediment tanelerini kaldıracak kuvvetin mertebesi sediment tanesini yerinden kaldırabilecek durumda olsun ki işte söz konusu kesitteki bu ortalama hız, sedimentin yer değiştirdiği hız (detachment velocity) olarak adlandırılmaktadır. Dolayısıyla söz konusu bu iki hız değeri arasında, değişik miktarlarda tabandaki sediment tanelerinin hareketini gözlemleyebilmek mümkün olacaktır denilebilir.

Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma incelenirken yapılan deneyler 0,001 taban eğiminde ve üniform akım şartlarının sağlanabildiği 10 lt/s debi değerinde gerçekleştirilmiştir. Literatürde, Franzetti ve diğerleri (1994) ile Melville ve Chiew (1999) tarafından verilen köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin denge haline ulaşması için gerekli süreler Çizelge 4.2'deki gibi hesaplanmıştır:

Çizelge 4.2. Köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliğine ulaşılması için Franzetti ve diğerleri (1994) ile Melville ve Chiew'e (1999) göre gerekli olan süre

Araştırmacı	Eşitlik	Deney Serisi	Süre (Gün)
Franzetti ve diğerleri (1994)	$t_d = 2 \times 10^6 \frac{D}{U}$	D20	1,73
		D35	3,03
		D50	4,33
Melville ve Chiew (1999)	$t_d = 30,89 \frac{D}{U} \left(\frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left(\frac{h}{D} \right)^{0,25}$	D20	1,61
		D35	2,45
		D50	3,20

Çizelge 4.2’de deney seri numaralarını göstermek için kullanılan ifadedeki D: dairesel kesitli köprü ayağını simgelerken peşi sıra gelen iki basamaklı sayı köprü ayağı çapının milimetre cinsinden değeridir. Örneğin, D20 deney serisi ifadesi, deneylerde kullanılan dairesel kesitli köprü ayağının çapının 20 mm olduğunu belirtmektedir.

Sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan deneylerin sınır şartları Çizelge 4.3’de verilmiştir.

Çizelge 4.3. Sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan deneylerin sınır şartları

Deney No.	Q (lt/s)	h (cm)	B (cm)	I ₀ (%)	d ₅₀ (mm)
1	10	6,1	50	0,1	1,25
2	10	6,2	50	0,1	1,25
3	10	7,5	50	0,1	1,25
4	10	8,6	50	0,1	1,25
5	20	13,0	50	0,1	1,25
6	20	14,0	50	0,1	1,25
7	20	15,2	50	0,1	1,25
8	20	16,1	50	0,1	1,25
9	30	18,4	50	0,1	1,25
10	30	19,5	50	0,1	1,25
11	30	20,1	50	0,1	1,25
12	30	21,5	50	0,1	1,25
13	40	23,0	50	0,1	1,25
14	40	25,2	50	0,1	1,25
15	40	26,6	50	0,1	1,25
16	40	27,9	50	0,1	1,25

Köprü ayakları etrafındaki yerel oyulma ile ilgili yapılan deneylerin sınır şartları Çizelge 4.4’de ve taban eşiklerinin köprü ayaklarının mansap yüzeyinden olan mesafeleri ise Çizelge 4.5’de belirtilmiştir.

Çizelge 4.4. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin tayini için yapılan deneylerin sınır şartları

Deney Serisi	Debi (lt/sn)	h (cm)	B (cm)	D (cm)	U/U _c	d ₅₀ (mm)	σ _g	B/D
D20	10	7,5	50	2	0,9	1,25	1,17	25
D35	10	7,5	50	3,5	0,9	1,25	1,17	14,3
D50	10	7,5	50	5	0,9	1,25	1,17	10

Deney Serisi	D/d ₅₀	h/D	B/h	I ₀ (%)	Fr	Fr _c	Fr _p	Re _p
D20	16	3,7	6,7	0,1	0,31	0,35	0,60	5437
D35	28	2,1	6,7	0,1	0,31	0,35	0,46	9515
D50	40	1,95	6,7	0,1	0,31	0,35	0,38	13593

Çizelge 4.5. Taban eşiklerinin köprü ayağının mansap yüzeyinden olan uzaklıkları

Deney No.	D20LX	D20L0	D20L1	D20L2	D35LX	D35L0
L _T (cm)	-	0	2,0	4,0	-	0
L _T /D	-	0	1,0	2,0	-	0

Deney No.	D35L1	D35L2	D50LX	D50L0	D50L1	D50L2
L _T (cm)	3,5	0	2,0	4,0	-	0
L _T /D	1	0	1,0	2,0	-	0

Çizelge 4.5’de deney numaralarını göstermek için kullanılan ifadedeki D: dairesel kesitli köprü ayağını simgelerken peşi sıra gelen iki basamaklı sayı köprü ayağı çapının milimetre cinsinden değeridir. L: taban eşiğinin köprü ayağının mansap yüzeyinden olan mesafesini temsil etmekte olup akabinde gelen rakam veya ifade ise taban eşiğinin köprü ayağı çapının kaç katı kadar mesafede mansap yüzeyinin ötesine yerleştirildiğini belirtmektedir. X: ise deneyde taban eşiğinin bulunmadığını ifade etmektedir. Örneğin, D20L2 ifadesi dairesel kesitli köprü ayağının çapının 20 mm olduğunu ve taban eşiğinin köprü ayağı çapının 2 katı kadar mesafede (40 mm) mansap yüzeyinin ötesine yerleştirildiğini belirtmektedir. D50LX ifadesi ise dairesel kesitli köprü ayağının çapının 50 mm olduğunu ve deneyde taban eşiğinin bulunmadığını belirtmektedir.



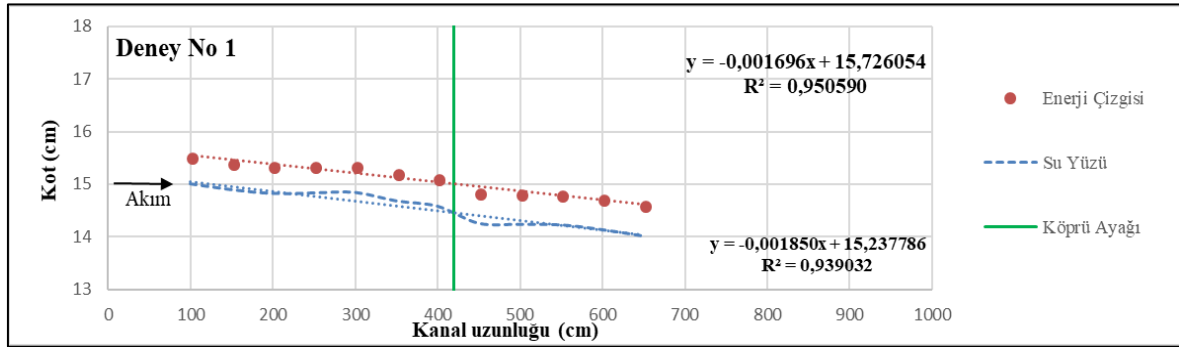


5. DENEYLERİN SONUÇLARI VE YORUMLANMASI

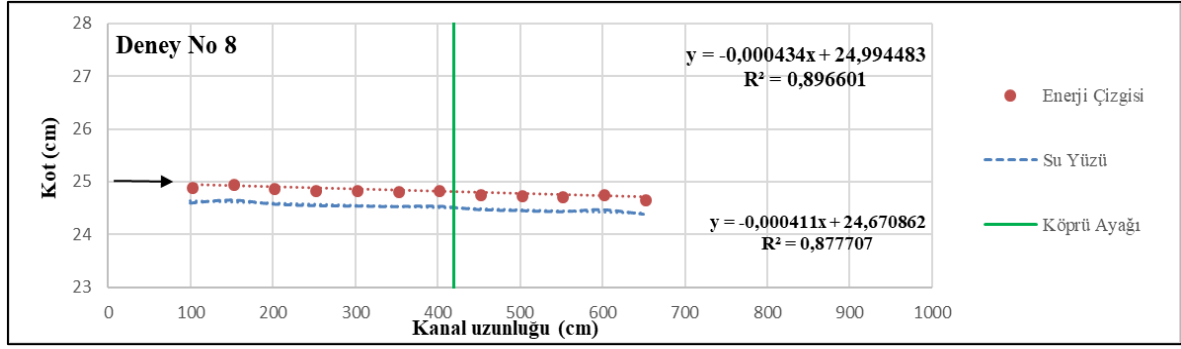
Deneylelerden elde edilen sonuçlar bu bölümde üç ayrı başlık altında incelenmiştir. İlk olarak sediment başlangıç hareketinin tayini ile ilgili deneylelerden elde edilen sonuçlar literatürdeki verilerle mukayese edilmiş, ikinci kısımda köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma verileri daha önceki çalışmalarla kıyaslanmış ve son olarak taban eşiklerinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı azaltma hususundaki verimliliği yorumlanmıştır.

5.1. Sediment Başlangıç Hareketiyle İlgili Bulgular ve Yorumlanması

Sediment başlangıç hareketinin tayini için yapılan deneylelerde tek tip sediment, tek kanal taban eğimi ve laboratuvarındaki şartların el verdiği ölçüde daha önce belirtildiği üzere dört farklı debi değeri kullanılmıştır. Taban eğimi 0,001 olan kanalda üniform akım elde edilmeye çalışılırken birçok yavaş değişen akım tipleri gözlemlenmiştir. Debi değerinin 10 lt/s olduğu deneylelerde akım tipinin gösterdiği genel eğilim, Deney No. 4 hariç, yavaş değişen akımın hızlanan akım tipi yönündeyken (Şekil 5.1), debi değerinin 20, 30 ve 40 lt/s olduğu deneylelerde akımın gösterdiği bu genel eğilim yavaş değişen akımın yavaşlayan akım tipi yönündedir (Şekil 5.2).



Şekil 5.1. 10 lt/s için yavaş değişen akımın hızlanan tipi için su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi, Deney No. 1



Şekil 5.2. 20 lt/s için yavaş değişen akımın yavaşlayan tipi için su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi, Deney No. 8

5.1.1. Hızlanan üniform olmayan akımda sediment başlangıç hareketi

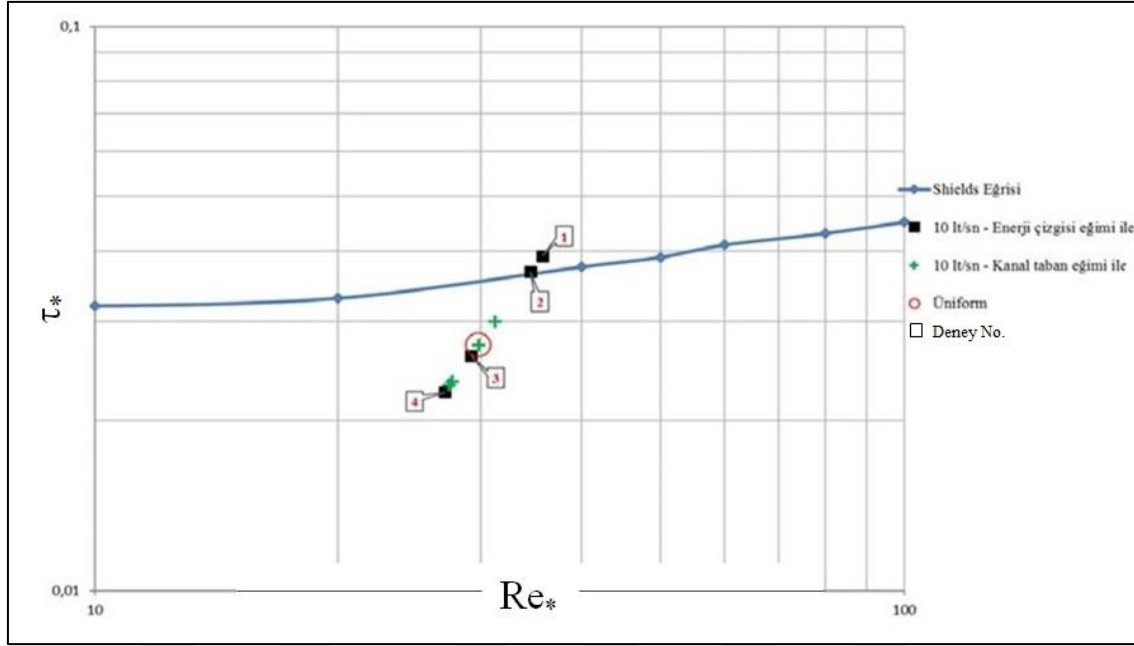
Yapılan deneylerde, akım debisinin değeri 10 lt/s iken kanalda, genellikle, yavaş değişen akımın hızlanan tipinin olduğu gözlenmiştir. Yani, kanalın en başından köprü ayağının bulunduğu kısma kadar akımın derinliği azalırken, hızı ise artma eğilimindedir. Kanal tabanındaki sedimentin başlangıç hareketi tayin edilirken, kanala verilen debi istenen değere getirilmiş ve bunun akabinde kanalın sonundaki kapak seviyesi ayarlanarak akım derinliğinin azaltılmasıyla birlikte akım hızının artması sağlanmıştır. Akım hızının tedrici biçimde artırılması sonucu tabandaki kayma gerilmesinin meydana getirdiği kuvvet, tabandaki tanenin harekete karşı göstermiş olduğu direnç kuvvetini yenecek duruma gelmiştir. Bu durumda tabandaki sediment taneleri belirli zaman aralıklarıyla harekete başlamışlardır. Tabandaki sediment tanelerinin belirli zaman aralıklarıyla harekete başladığı söz konusu bu durum “hareketin başladığı durum” (incipient motion condition) veya “kritik durum” (critical condition) olarak adlandırılmaktadır (Das, 2011:95). Söz konusu aralıklı bu hareket biçiminin kanal boyunca ilk görüldüğü kısım, köprü ayağının membasına en yakın olan kısımdır. Tabandaki sediment hareketinin ilk olarak gözlemlendiği kısmın membasına doğru ise tabanda herhangi bir sediment hareketine rastlanılmamıştır. Kapak seviyesi ayarlanarak akım derinliği azaltılıp hız bir miktar daha arttırıldığında ise kanal tabanındaki sediment hareketinin ilk gözlemlendiği köprü ayağının membasına en yakın olan kısımda hareket eden tabandaki sediment tanelerinin sayısında artış gözlemlenmiş, bir önceki durumda tabanda hareketin gözlemlenmediği bu kısmın membasının tabanında ise artık sediment tanelerinin hareket etmeye başladığı görülmüştür (Çizelge 5.1).

Çizelge 5.1. 10 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri

Deney No.	Üniform varsayım h (cm)	Re* (I _E)	ζ* (I _E)	Re* (I ₀)	ζ* (I ₀)	50-150 cm arasındaki gözlemler	150-300 cm arasındaki gözlemler	350 cm'deki gözlemler
1	6,1	35,75	0,039	27,45	0,023	AZ HAREKET	NİSPETEN ÇOK HAREKET	ÇOK HAREKET
2	6,2	34,58	0,037	27,66	0,023	ÇOK AZ HAREKET	AZ HAREKET	AZ HAREKET
3	7,5	29,16	0,026	29,79	0,027	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK
4	8,6	27,05	0,022	31,25	0,030	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK

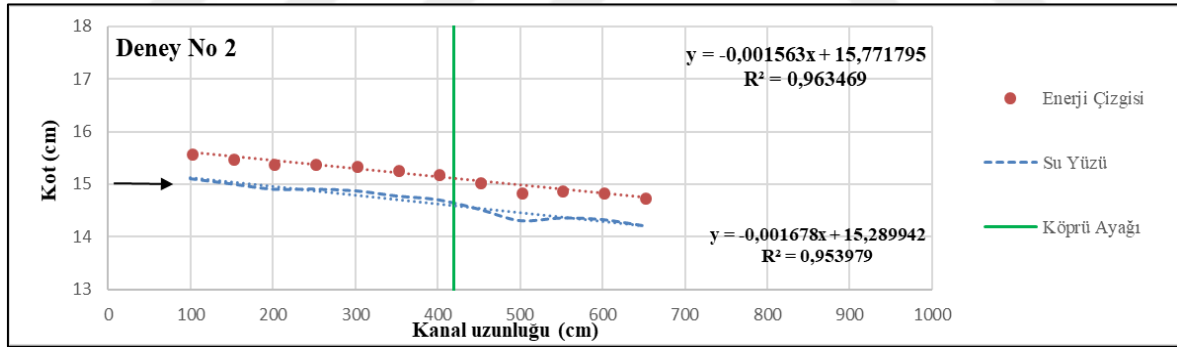
Üniform olmayan hızlanan akım koşullarının meydana geldiği deneylerden elde edilen sonuçların, üniform akım olduğu varsayımı yapılarak hesaplanan literatürdeki diğer değerlerle kıyaslanabilmesi için kanalda üniform akım derinliğine karşılık gelen bir derinliğin tanımlanması gerekmektedir. Kanalda üniform olmayan hızlanan akım tipinin meydana geldiği deneylerden elde edilen sonuçlar göstermektedir ki, üniform akım varsayımı için dikkate alınacak derinlik köprü ayağının membasında köprü ayağına 1,2 m uzaklıktaki kesittir. Söz konusu bu kesitte yapılan akım derinliği okumalarında, genelde, kanal boyunca tüm kesitlerde yapılan akım derinliği okuma değerlerinin ortalaması gözlenmiştir. Yapılan hesaplamalara göre söz konusu bu kesitte yapılan akım derinliğinin okuma değerleri, kanalın tamamı boyunca yapılan akım derinliği okuma değerlerinin ortalamasına eşit olmaktadır. Önceki bölümlerde bahsedildiği üzere üniform akım olduğu varsayımı ile yapılan kayma gerilmesi hızı hesaplarında kanal taban eğimi (I_0) kullanılırken, üniform olmayan akımlarda kayma gerilmesi hızını hesaplamak için enerji çizgisi eğimi kullanılarak (I_E) St. Venant yaklaşımından yararlanılmaktadır.

Deneylerin sonuçlarının Shields diyagramında nasıl bir dağılım gösterdiğini görebilmek amacıyla elde edilen veriler Shields diyagramı üzerinde işaretlenmiştir (Şekil 5.3).

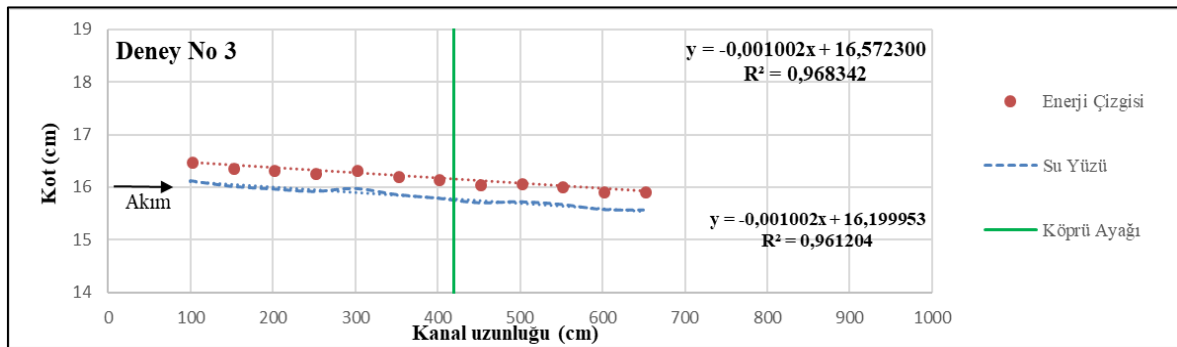


Şekil 5.3. 10 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları

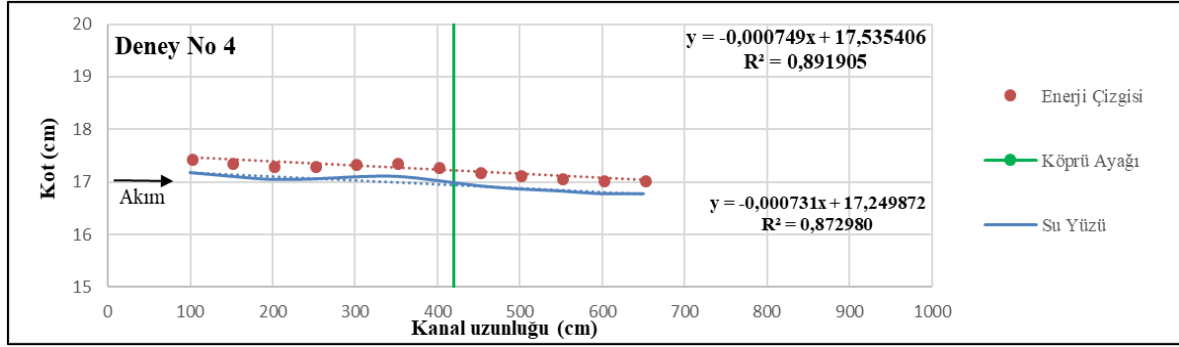
Deney No. 2, 3 ve 4'ün su yüzü profilleri ve enerji çizgisi eğimleri Şekil 5.4, 5.5 ve 5.6'da verilmiştir.



Şekil 5.4. Deney No. 2'nin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



Şekil 5.5. Deney No. 3'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



Şekil 5.6. Deney No. 4'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi

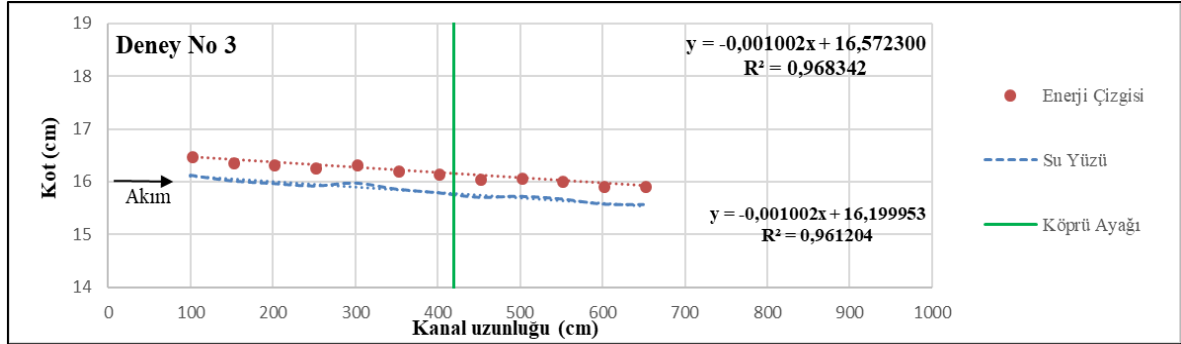
Sediment başlangıç hareketinin tayini ile ilgili yapılan deneylerdeki gözlemlere göre kanal tabanında sediment hareketi varken, kanalda üniform akım olduğu varsayımı ile yapılan hesaplamalar Shields eğrisine göre hareketin olmadığını göstermektedir. Afzalimehr ve Anctil (1999) yapmış oldukları çalışmalarında, aradaki bu farkın, üniform olmayan akım durumundaki basınç ve hız gradyanlarının dikkate alınmamasından kaynaklandığını belirtmişlerdir. St. Venant yaklaşımı ile yapılan hesaplamaların ise Shields eğrisinden elde edilen sonuçlara yakın sonuçlar verdiği gözlenmiş ve söz konusu bu yaklaşımın verdiği sonuçlara göre, tabanda hareket eden sediment tanelerinin sayısı arttıkça sonuçların Shields eğrisindeki hareketli bölgeye doğru yaklaşım eğiliminde olduğu görülmüştür. Yine bu durumdan çıkarılabilecek sonuçlardan biri de şudur ki; literatürdeki araştırmacıların çalışmalarından elde edilen sonuçlara benzer olarak, üniform olmayan hızlanan akımın koşullarının meydana getirdiği tabandaki kayma gerilmesi değeri, üniform akım koşullarının meydana getireceği tabandaki kayma gerilmesi değerinden daha büyük olmaktadır (Alfadhli ve diğerleri, 2014; Emadzadeh ve diğerleri, 2010; Graf ve Song, 1995).

$$\tau_{0,hızlanan} > \tau_{0,üniform} \quad (5.1)$$

Nihayetinde, üniform olmayan hızlanan akım koşullarındaki basınç ve hız gradyanlarını dikkate almayan kanal taban eğimi (I_0) yerine tüm bunları dikkate alan St. Venant yaklaşımından elde edilen enerji çizgisi eğiminin (I_E) kullanımı, yapılan gözlemlerle daha tutarlı sonuçlar vermektedir.

Üniform akım şartlarının sağlandığı deneyin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi Şekil 5.7'de verildiği gibidir. Üniform akım şartlarında, sediment başlangıç hareket

deneylerinden kesitteki akımın ortalama kritik hızı 0,30 m/s olarak bulunmuştur. Söz konusu bu değerin Çizelge 4.1'den hesaplanan değerlerle kıyaslanması Çizelge 5.2'te olduğu gibi verilmiştir. Sonuçlardan, gözlemlenen değerin Goncharov (1964), Garde (1970) ve Soulsby (1997)'nin eşitliklerinden elde edilen değerlerle uyumlu olduğu çıkarımı yapılabilir.



Şekil 5.7. Elde edilen üniform akımın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi

Çizelge 5.2. Yapılan deneylerden elde edilen kesitteki ortalama akım hızının kritik değeri ile literatürdeki sonuçların mukayese edilmesi

Gözlemlenen kritik hız (m/s)	Goncharov (1964)		Neill (1967)	Garde (1970)	Melville (1997)	Soulsby (1997)
0,30	U _n	U _p	0,40	0,30	0,42	0,31
	0,29	0,41				

5.1.2. Yavaşlayan üniform olmayan akımda sediment başlangıç hareketi

Yapılan deneylerde, akım debisinin değerleri 20, 30, 40 lt/s iken kanalda, genellikle, yavaş değişen akımın yavaşlayan tipinin olduğu gözlemlenmiştir. Yani, kanalın başından köprü ayağının bulunduğu kısma kadar akımın derinliği artarken, hızı ise azalma eğilimindedir.

Kanal tabanındaki sedimentin başlangıç hareketi tayin edilirken, kanala verilen debi istenen değere getirilmiş ve bunun akabinde kanalın sonundaki kapak seviyesi ayarlanarak akım derinliğinin azalmasıyla birlikte akımın hızının artması sağlanmıştır.

Akım hızının tedrici biçimde artırılması sonucu tabandaki kayma gerilmesinin meydana getirdiği kuvvet, tabandaki tanenin hareket karşı göstermiş olduğu direnç kuvvetini yenecek duruma gelmiştir. Bu durumda tabandaki sediment taneleri belirli zaman

aralıklarıyla harekete başlamışlardır. Tabandaki sediment tanelerinin belirli zaman aralıklarıyla harekete başladığı söz konusu bu durum “hareketin başladığı durum” (incipient motion condition) veya “kritik durum” (critical condition) olarak adlandırılmaktadır (Das, 2011:95). Söz konusu aralıklı bu hareket biçiminin kanal boyunca ilk görüldüğü kısım, köprü ayağının membasına en uzak olan kısımdır. Tabandaki sediment hareketinin ilk olarak gözlemlendiği kısmın mansabına doğru ise tabanda herhangi bir sediment hareketine rastlanılmamıştır. Kapak seviyesi ayarlanarak akım derinliği azaltılıp hız bir miktar daha arttırıldığında ise kanal tabanındaki sediment hareketinin ilk gözlemlendiği, köprü ayağının membasına en uzak olan kısımda hareket eden tabandaki sediment tanelerinin sayısında artış gözlemlenmiş, bir önceki durumda tabanda hareketin gözlemlenmediği bu kısmın mansabının tabanında ise artık sediment tanelerinin hareket etmeye başladığı görülmüştür (Çizelge 5.3, 5.4 ve 5.5).

Çizelge 5.3. 20 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri

Deney No.	Üniform varsayım h (cm)	Re* (I _E)	z* (I _E)	Re* (I _O)	z* (I _O)	50-150 cm arasındaki gözlemler	150-300 cm arasındaki gözlemler	350 cm'deki gözlemler
5	13,0	32,03	0,031	36,22	0,040	ÇOK AZ HAREKET	ÇOK ÇOK AZ HAREKET	HAREKET EDEN TANE YOK
6	14,0	29,64	0,027	37,08	0,042	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK
7	15,2	26,66	0,022	38,09	0,045	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK
8	16,1	25,52	0,020	38,74	0,046	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK

Çizelge 5.4. 30 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri

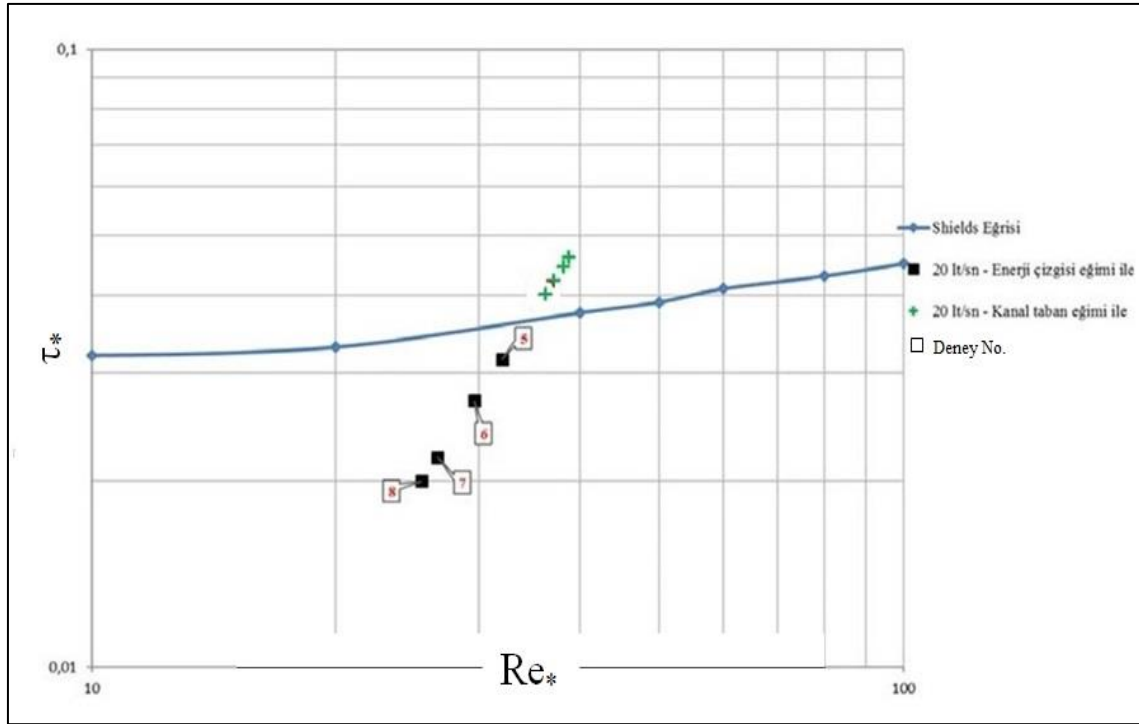
Deney No.	Üniform varsayım h (cm)	Re* (I _E)	z* (I _E)	Re* (I _O)	z* (I _O)	50-150 cm arasındaki gözlemler	150-300 cm arasındaki gözlemler	350 cm'deki gözlemler
9	18,4	32,06	0,032	40,33	0,050	ÇOK AZ HAREKET	ÇOK ÇOK AZ HAREKET	HAREKET EDEN TANE YOK
10	19,5	31,33	0,030	40,97	0,051	ÇOK ÇOK AZ HAREKET	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK
11	20,6	27,84	0,024	41,86	0,053	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK
12	21,5	27,52	0,023	42,11	0,054	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK

Çizelge 5.5. 40 lt/s için yavaş değişen akım parametreleri ve gözlemlerin neticeleri

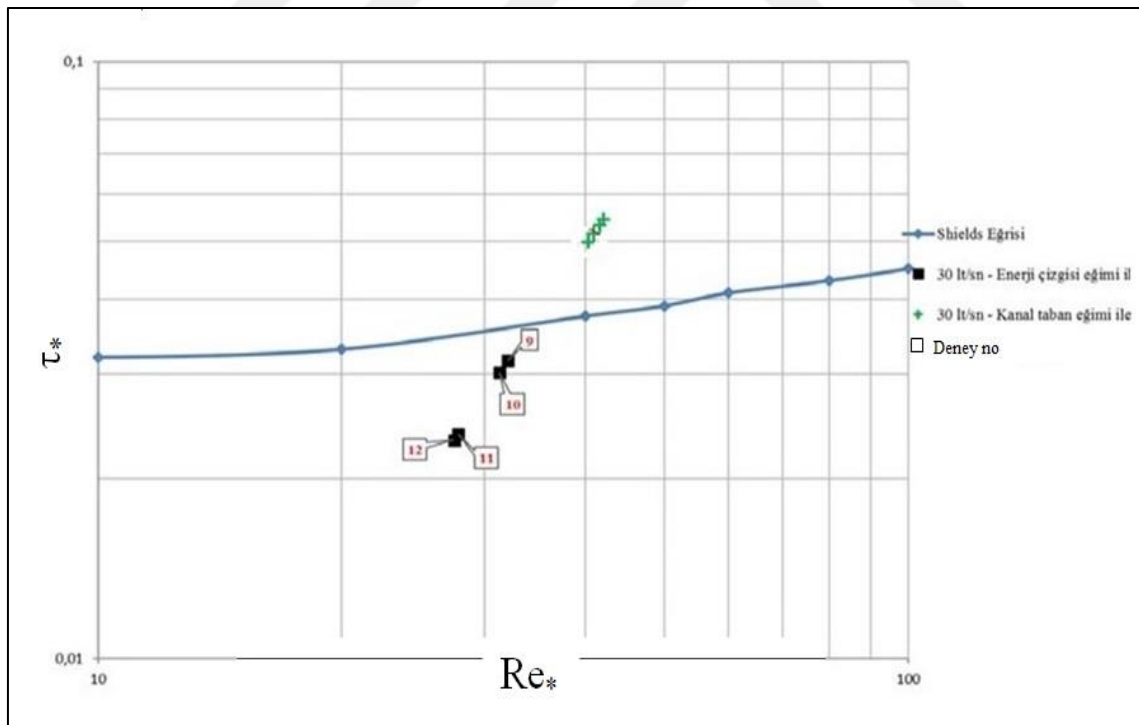
Deney No.	Üniform varsayım h (cm)	Re* (I _E)	ζ* (I _E)	Re* (I ₀)	ζ* (I ₀)	50-150 cm arasındaki gözlemler	150-300 cm arasındaki gözlemler	350 cm'deki gözlemler
13	23,0	34,07	0,036	42,86	0,056	AZ HAREKET	ÇOK AZ HAREKET	ÇOK ÇOK AZ HAREKET
14	25,2	32,79	0,033	43,85	0,059	AZ HAREKET	ÇOK ÇOK AZ HAREKET	HAREKET EDEN TANE YOK
15	26,6	29,07	0,026	44,43	0,061	AZ HAREKET	ÇOK ÇOK AZ HAREKET	HAREKET EDEN TANE YOK
16	27,9	28,93	0,026	44,97	0,062	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK	HAREKET EDEN TANE YOK

Üniform olmayan yavaşlayan akım koşullarının meydana geldiği deneylerden elde edilen sonuçların, üniform akım olduğu varsayımı yapılarak hesaplanan literatürdeki diğer değerlerle kıyaslanabilmesi için kanalda üniform akım derinliğine karşılık gelen bir derinliğin tanımlanması gerekmektedir. Kanalda üniform olmayan yavaşlayan akım tipinin meydana geldiği deneylerden elde edilen sonuçlar göstermektedir ki, üniform akım varsayımı için dikkate alınacak derinlik köprü ayağının membasında köprü ayağına 1,2 m uzaklıktaki kesittir. Yapılan hesaplamalara göre söz konusu bu kesitte yapılan akım derinliğinin okuma değerleri, kanalın tamamı boyunca yapılan akım derinliği okuma değerlerinin ortalamasına eşit olmaktadır. Önceki bölümlerde bahsedildiği üzere üniform akım olduğu varsayımı ile yapılan kayma gerilmesi hızı hesaplarında kanal taban eğimi (I₀) kullanılırken, üniform olmayan akımlarda kayma gerilmesi hızını hesaplamak için enerji çizgisi eğimi kullanılarak (I_E) St. Venant yaklaşımından yararlanılmaktadır.

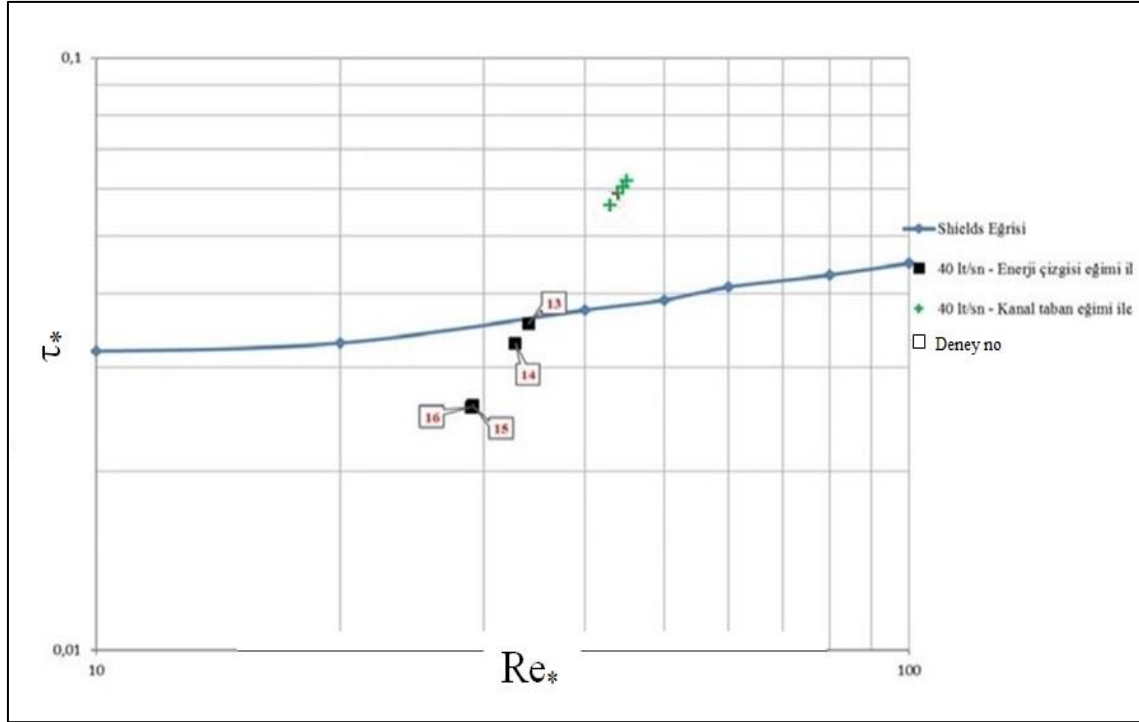
Deneylerin sonuçlarının Shields diyagramında nasıl bir dağılım gösterdiğini görebilmek amacıyla elde edilen veriler Shields diyagramı üzerinde işaretlenmiştir (Şekil 5.8, 5.9 ve 5.10).



Şekil 5.8. 20 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları

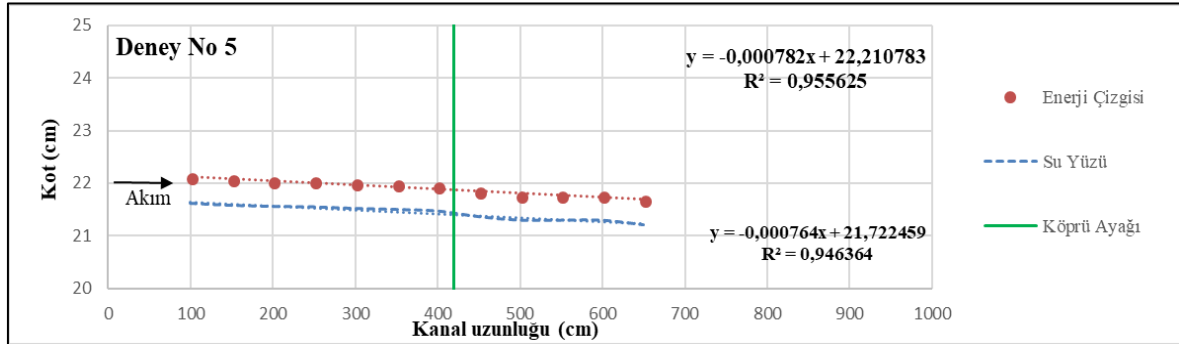


Şekil 5.9. 30 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları

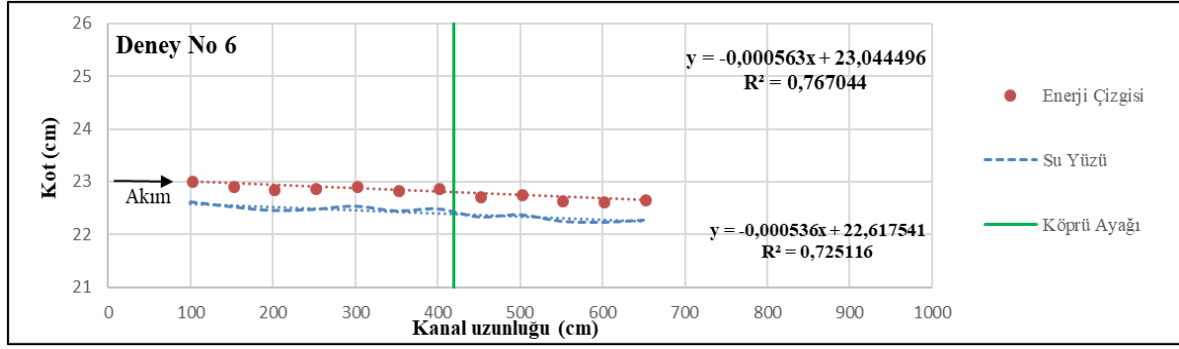


Şekil 5.10. 40 lt/s debi ile yapılan deneylerin sonuçlarının Shields eğrisine göre konumları

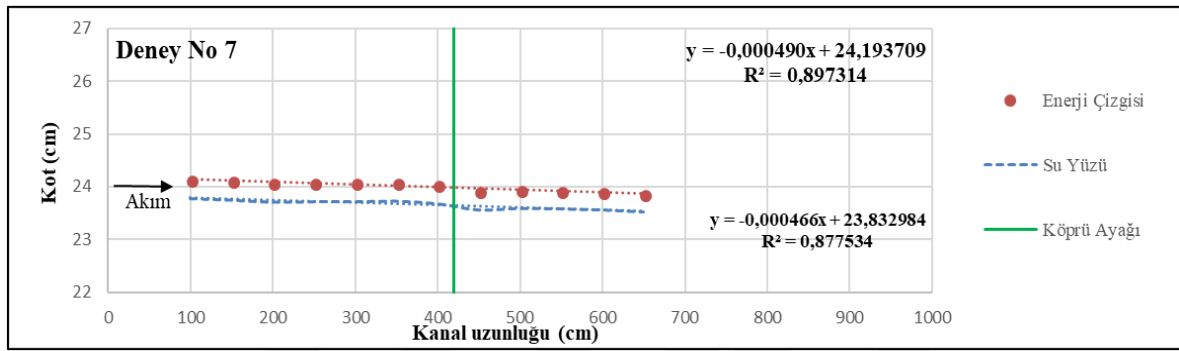
Deney No. 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 ve 16'nın su yüzü profilleri ve enerji çizgisi eğimleri Şekil 5.11 ile Şekil 5.21 arasında yer alan şekiller vasıtası ile verilmiştir.



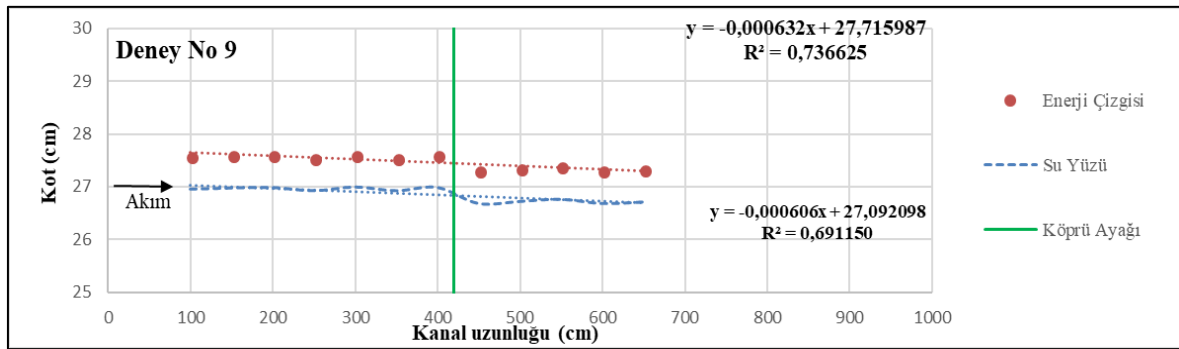
Şekil 5.11. Deney No. 5'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



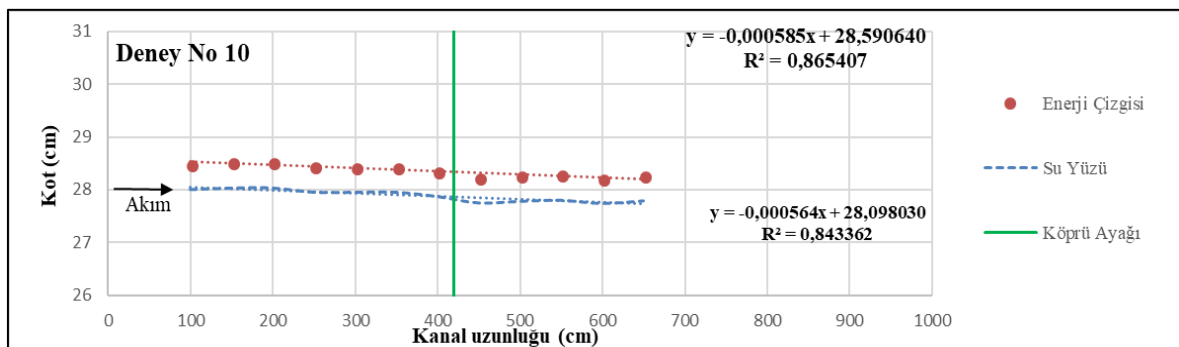
Şekil 5.12. Deney No. 6'nın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



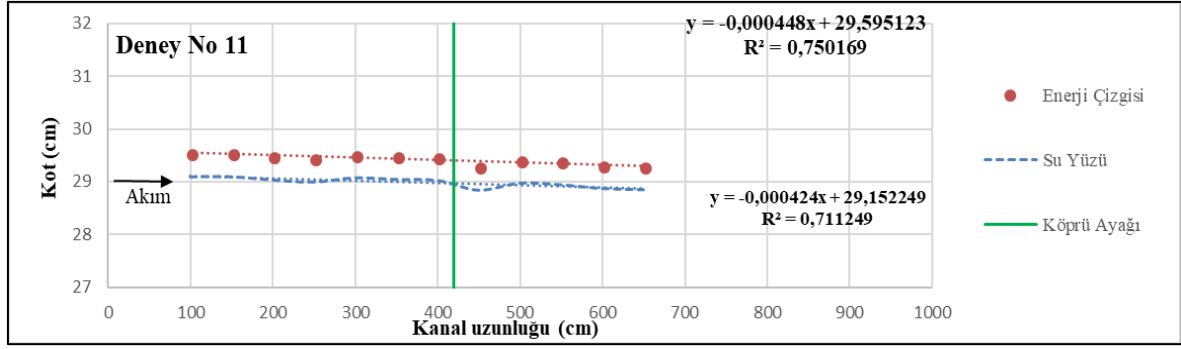
Şekil 5.13. Deney No. 7'nin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



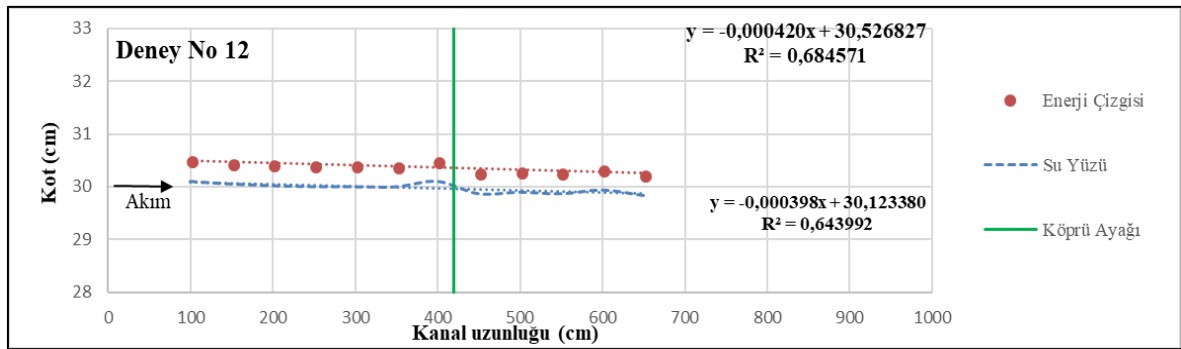
Şekil 5.14. Deney No. 9'un su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



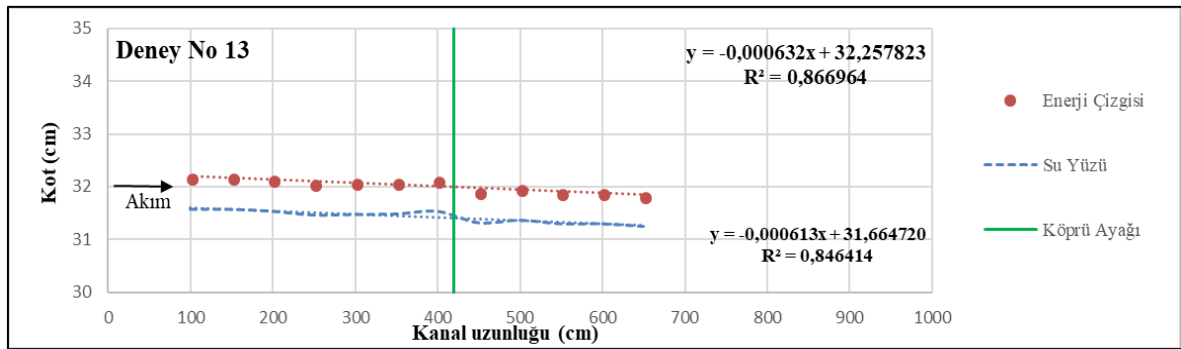
Şekil 5.15. Deney No. 10'un su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



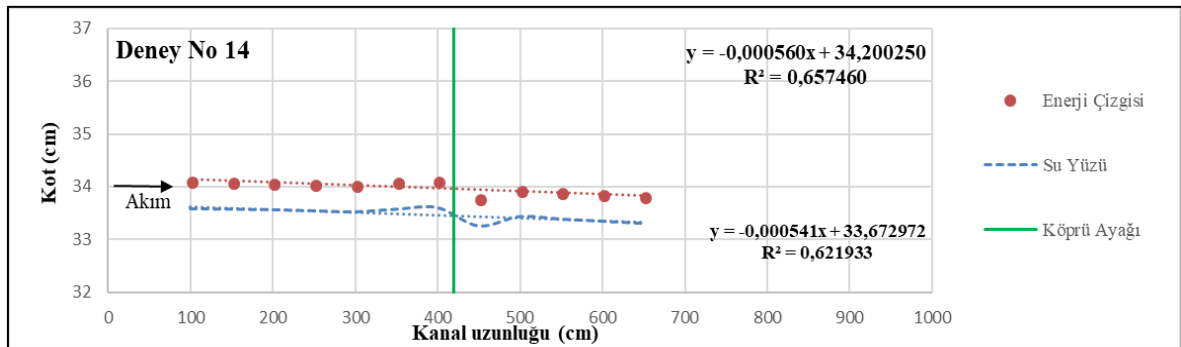
Şekil 5.16. Deney No. 11'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



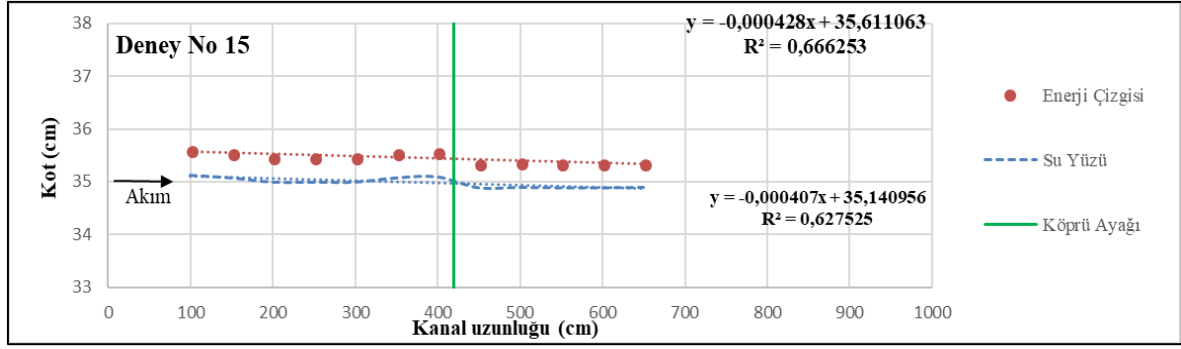
Şekil 5.17. Deney No. 12'nin su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



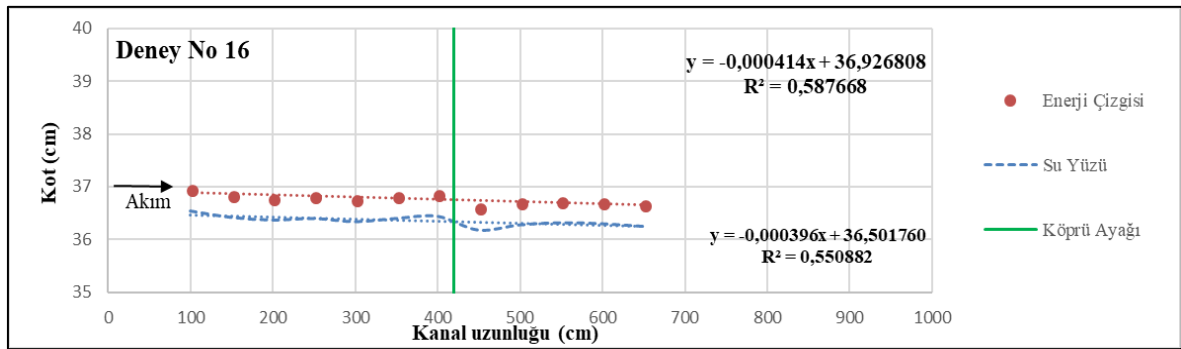
Şekil 5.18. Deney No. 13'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



Şekil 5.19. Deney No. 14'ün su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



Şekil 5.20. Deney No. 15'in su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi



Şekil 5.21. Deney No. 16'nın su yüzü profili ve enerji çizgisi eğimi

Sediment başlangıç hareketinin tayini ile ilgili yapılan deneylerdeki gözlemlere göre kanal tabanında sediment hareketi varken, kanalda üniform akım olduğu varsayımı ile yapılan hesaplamalar Shields eğrisine göre hareketin olmadığını göstermektedir. Daha öncesinde de belirtildiği üzere Afzalimehr ve Anctil (1999) yapmış oldukları çalışmalarında, aradaki bu farkın, üniform olmayan akım durumundaki basınç ve hız değişimlerinin dikkate alınmamasından kaynaklandığını belirtmişlerdir. St. Venant yaklaşımı ile yapılan hesaplamaların Shields eğrisinden elde edilen sonuçlara yakın sonuçlar verdiği gözlenmiş ve bu yaklaşımın verdiği sonuçlara göre, tabanda hareket eden sediment tanelerinin sayısı arttıkça sonuçların Shields eğrisindeki hareketli bölgeye doğru yaklaşım eğiliminde olduğu görülmüştür. Yine bu durumdan çıkarılabilecek sonuçlardan biri de şudur ki; literatürdeki araştırmacıların çalışmalarından elde edilen sonuçlara benzer olarak, üniform olmayan hızlanan akımın koşullarının meydana getirdiği tabandaki kayma gerilmesi değeri, üniform akım koşullarının meydana getireceği tabandaki kayma gerilmesi değerinden daha küçük olmaktadır (Alfadhli ve diğerleri, 2014; Emadzadeh ve diğerleri, 2010).

$$\tau_{0,yavaşlayan} < \tau_{0,üniform} \quad (5.2)$$

Nihayetinde, bir kez daha belirtilmesinde fayda vardır ki, üniform olmayan hızlanan akım koşullarındaki basınç ve hız değişimlerini dikkate almayan kanal taban eğimi (I_0) yerine, tüm bunları dikkate alan St. Venant yaklaşımından elde edilen enerji çizgisi eğiminin (I_E) kullanımı gözlemlerle daha tutarlı sonuçlar vermektedir.

5.2.Köprü Ayağı Etrafındaki Yerel Oyulma ile İlgili Bulgular ve Yorumlanması

Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı gözlemlemek için yapılan deneylerde, ortalama tane çapı (d_{50}) 1,25 mm ve geometrik standart sapması (σ_g) 1,17 olan üniform dağılıma sahip kum, tabana 0,001 boyuna eğimde yerleştirilerek kullanılmıştır. Köprü ayağı modeli olarak 20 mm, 35 mm ve 50 mm çaplarında pleksiglas malzemeden imal edilmiş dairesel kesitli silindirik borular kullanılmıştır. Taban eğişi modeli olarak ise 20 cm boyunda, 50 cm genişliğinde ve 1 cm kalınlığa sahip pleksiglas malzemeden imal edilmiş bir plaka kullanılmıştır. Söz konusu bu deneylerin gerçekleştirildiği şartlarda ölçülen debi, akım derinliği, kesitteki ortalama yaklaşım akım hızı, akım şiddeti (U/U_c), köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma derinliği ve boyutsuz oyulma derinliği değerleri Çizelge 5.6’da verilmiştir:

Çizelge 5.6. Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın incelendiği deney şartları

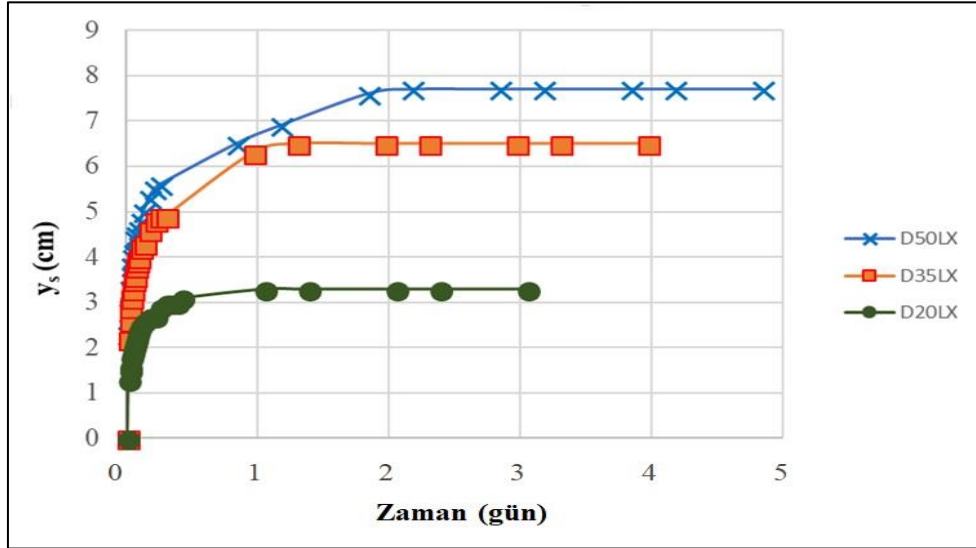
Deney Serisi	D (mm)	Q (lt/sn)	h (cm)	U (m/sn)	U/U_c
D20	20	10	7,5	0,27	0,90
D35	35	10	7,5	0,27	0,90
D50	50	10	7,5	0,27	0,90

Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma değerinin nihai haline ulaşmasına dek geçen süreler ve bu sürelerin literatürden elde edilen değerlerle mukayeseleri Çizelge 5.7’de verilmiştir:

Çizelge 5.7. Gerçek deney sürelerinin, Melville ve Chiew (1999) ve Franzetti ve diğerlerine (1999) göre hesaplanan süreler ile mukayese edilmesi

Deney No.	Deney Süresi (gün)	Franzetti ve diğerleri (1994) (gün)	Melville ve Chiew (1999) (gün)
D20LX	3,04	1,73	1,61
D35LX	3,96	3,03	2,45
D50LX	4,83	4,33	3,20

Yapılan deneylerden elde edilen köprü ayağı etrafındaki nihai yerel oyulma derinliğinin zamana bağlı değişimleri Şekil 5.19’da verilmiştir.



Şekil 5.22. D50LX, D35LX ve D20LX deneylerinden elde edilen köprü ayağı etrafındaki oyulma derinliği değerlerinin zamana bağlı değişimi

Şekil 5.22 incelendiğinde oyulma derinliklerinin nihai değerlerine ulaşma sürelerinin farklı olduğu görülmektedir. Söz konusu bu durum köprü ayaklarının farklı çaplarda olmaları nedeniyle köprü ayağı memba yüzeyinden aşağı yönlü akımın oluşumunu ve dolayısıyla at nalı çevrintisinin oluşumunu etkilemesi şeklinde açıklanabilir. Aynı zamanda Şekil 5.22 göstermiştir ki bu tür yerel oyulma ile ilgili deneylerde ilk 6 saat içerisinde oyulmanın %90'ının gerçekleştiği varsayımı genel bir kural değildir.

Köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın gözlemlenen nihai değerlerinin literatürde mevcut olarak bulunan yerel oyulmanın nihai değerinin tahmini için kullanılan bağıntılarla mukayesesi Çizelge 5.8, 5.9 ve 5.10'da verilmiştir.

Çizelge 5.8. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (1980 öncesi)

Eşitlik No. Deney No.	3.3.	3.4.	3.5.	3.6	3.7.	3.8.	3.10.	3.14.
D20LX	2,7	2,6	2,3	1,4	1,5	1,9	1,6	2,1
D35LX	2,0	2,0	1,8	1,1	1,5	1,6	1,6	1,8
D50LX	1,6	1,6	1,6	1,0	1,5	1,4	1,4	1,6

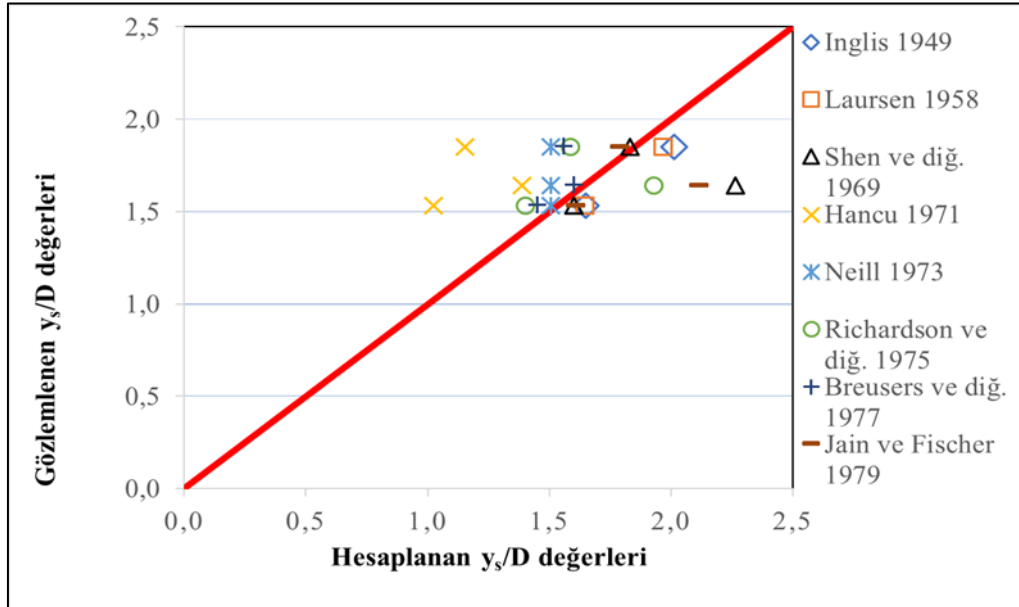
Çizelge 5.9. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (1980 sonrası – 2000 öncesi)

Eşitlik No. Deney No.	3.16.	3.18.	3.23.	3.24.	3.25.	3.30.	3.37.	3.38.
D20LX	2,2	1,9	2,1	1,6	2,1	2,1	1,9	1,6
D35LX	1,7	2,2	1,4	1,4	1,7	1,7	2,2	1,8
D50LX	1,4	2,2	1,1	1,3	1,5	1,5	2,2	1,8

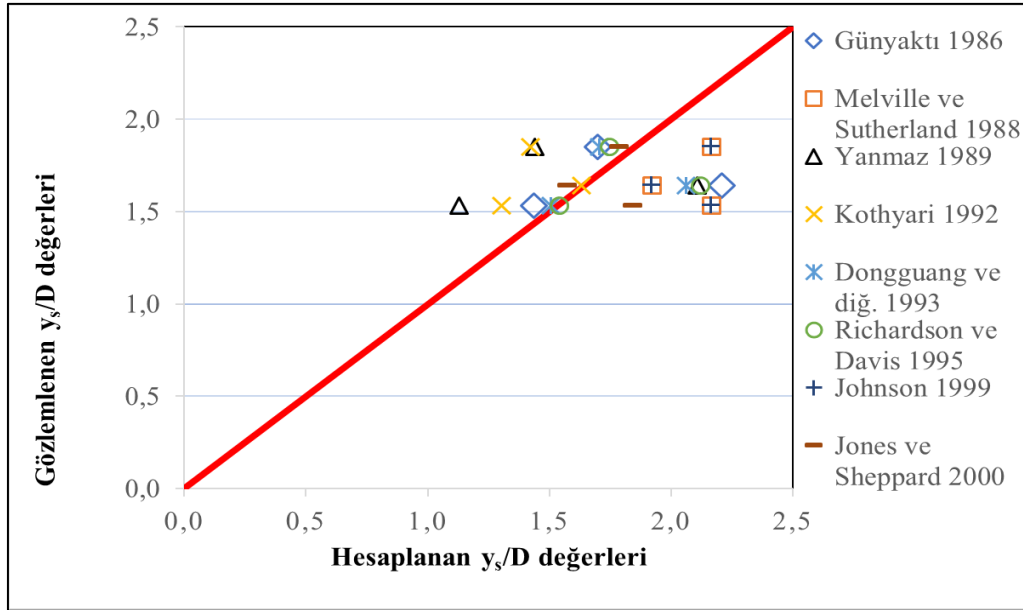
Çizelge 5.10. Literatürde verilen eşitliklerle deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin mukayesesi (2000 sonrası)

Eşitlik No. Deney No.	3.41.	3.48.	3.56.	3.61.	3.63.	3.68.	3.71.
D20LX	2,0	1,5	2,0	2,0	1,6	2,1	2,4
D35LX	1,7	1,3	2,1	1,7	1,7	1,8	1,7
D50LX	1,4	1,1	2,0	1,5	1,5	1,7	1,4

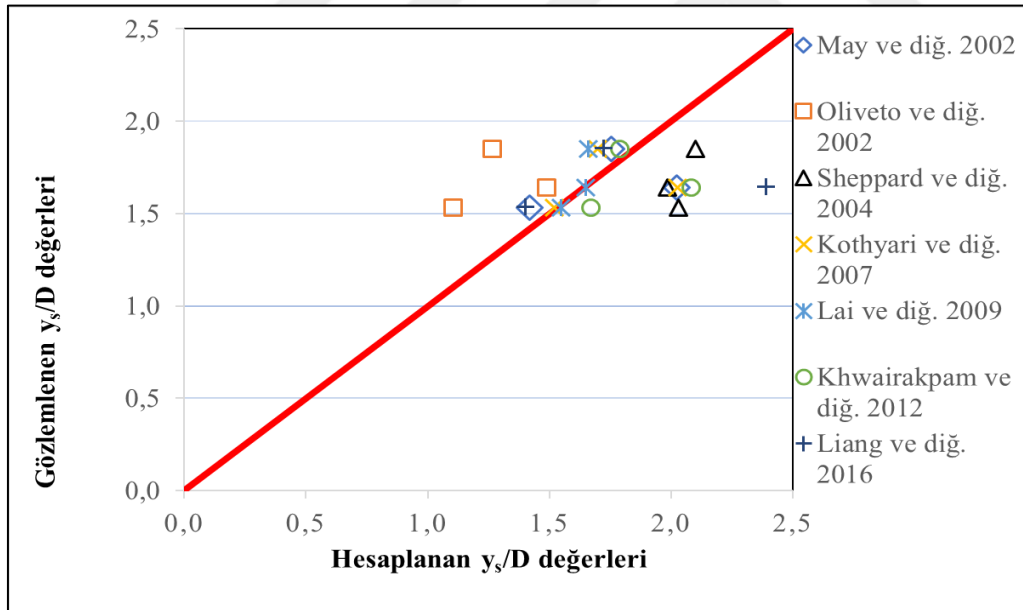
Söz konusu bu mukayeselerin grafik şekline getirilmiş hali ise şekil 5.23, 5.24 ve 5.25'te görüldüğü gibi olmaktadır.



Şekil 5.23. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (1980 öncesi)



Şekil 5.24. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (1980 sonrası-2000 öncesi)



Şekil 5.25. Literatürde verilen hesaplamalar ile deneylerden gözlemlenen köprü ayağı etrafındaki nihai boyutsuz yerel oyulma derinliklerinin değerlerinin mukayesesi (2000 sonrası)

Grafikler tek tek ele alınacak olursa, 1980 öncesindeki çalışmalar arasında köprü ayağı etrafında gözlemlenen yerel oyulma değerlerine en uyumlu hesaplanan değerlerin Neill (1973) ve Breusers ve diğerleri (1977) tarafından verilen eşitliklerden elde edildiği görülmektedir.

1980 sonrası, 2000 öncesi çalışmalar arasında ise köprü ayağı etrafında gözlemlenen yerel oyulma değerlerine en uyumlu hesaplanan değerlerin Kothyari (1992) ve Jones ve Sheppard (2000) tarafından verilen eşitliklerden elde edildiği görülmektedir.

2000 sonrasındaki çalışmalar incelendiğinde ise köprü ayağı etrafında gözlemlenen yerel oyulma değerlerine en yakın hesaplanan değerlerin Kothyari ve diğerleri (2007) ve Lai ve diğerleri (2007) tarafından verilen eşitliklerden elde edildiği görülmektedir.

Şekil 5.23, 5.24 ve 5.25'deki uyumsuz sonuçların ise deney şartlarının farklılıklarından ve belirsizliklerinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

5.3.Yerel Oyulmaya Karşı Yapılan Taban Eşiği ile İlgili Bulgular ve Yorumlanması

Yerel oyulmalara karşı düzenlemeler ile ilgili bulgular yorumlanırken öncelikle taban eşiklerinin bulunmadığı deneylerden elde edilen sonuçlarla taban eşiklerinin bulunduğu deneylerden elde edilen sonuçlar mukayese edilmiş ve nihayetinde elde edilen bulgular yorumlanmıştır.

Oyulmaya karşı yapılan düzenlemenin etkinliğini ifade eden en önemli parametre köprü ayağı etrafındaki nihai oyulma değerindeki azalmadır (r_{ys}). Söz konusu bu azalmanın değeri taban eşiği kullanılmadan yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar ile taban eşiği kullanılarak yapılan deneylerin mukayesesi yapılarak hesap edilir. Benzer biçimde oyulma çukurunun hacmindeki azalma (r_{vd}) ve oyulma çukurunun yüzey alanındaki azalma (r_{ad}) da oyulmaya karşı yapılan düzenlemenin etkisini ifade etmek için kullanılan parametrelerdir.

$$r_{ys} = \frac{Y_{s\text{Taban eşiksiz}} - Y_{s\text{Taban eşikli}}}{Y_{s\text{Taban eşiksiz}}} \times 100 \quad (5.3)$$

$$r_{vd} = \frac{V_{d\text{Taban eşiksiz}} - V_{d\text{Taban eşikli}}}{V_{d\text{Taban eşiksiz}}} \times 100 \quad (5.4)$$

$$r_{ad} = \frac{A_{d\text{Taban eşiksiz}} - A_{d\text{Taban eşikli}}}{A_{d\text{Taban eşiksiz}}} \times 100 \quad (5.5)$$

Taban eşiği olması durumunda köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmanın gözlemlendiği deneylerde, oyulma çukurunun hacmi ve yüzey alanı değerleri hesaplanırken taban eşiği tarafından sınırlandırılan, oyulma çukurunun memba tarafındaki kısmı dikkate alınmıştır.

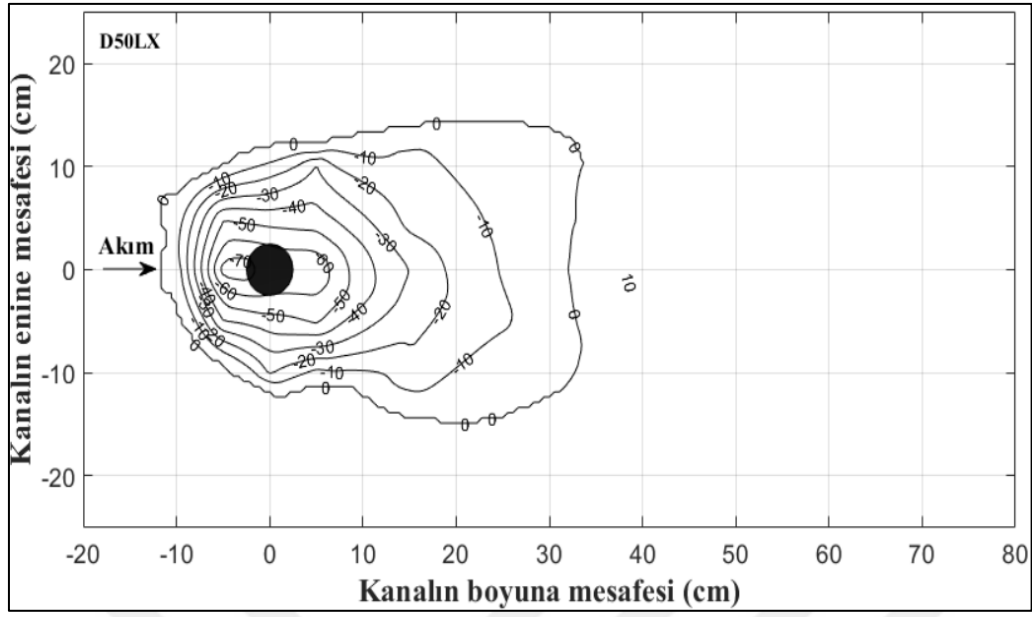
5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerden elde edilen söz konusu bu parametrelerin değerleri Çizelge 5.11'deki gibi elde edilmiştir:

Çizelge 5.11. 5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler

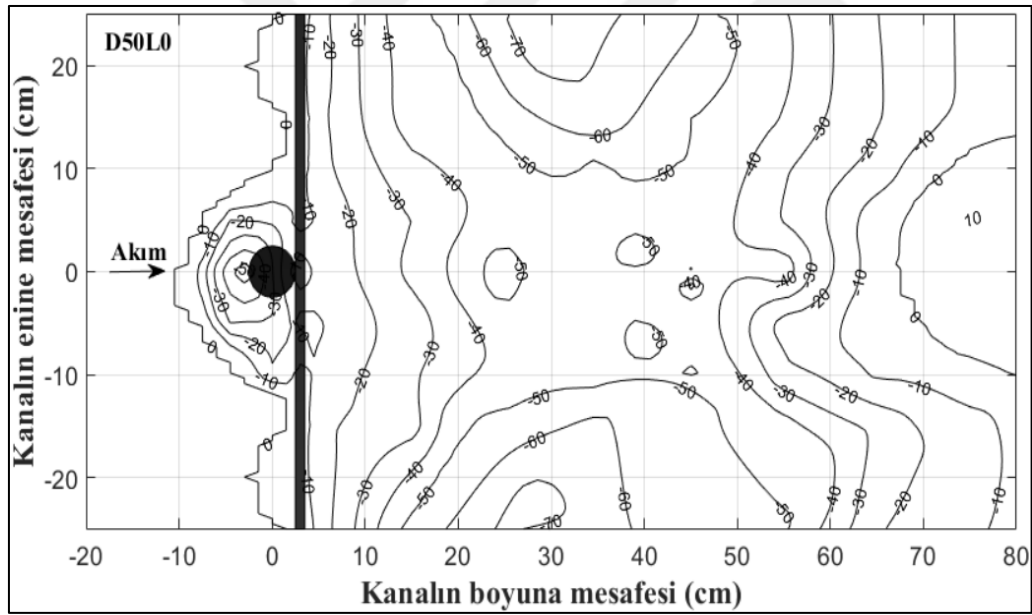
Deney No.	L_T/D	y_s (cm)	A_d (cm ²)	V_d (cm ³)	y_s/D	r_{yse} (%)	r_{Ad} (%)	r_{Vd} (%)
D50LX	-	7,7	1024	2182	1,54	-	-	-
D50L0	0	5,8	177	389	1,16	24,7	82,7	82,2
D50L1	1	6,6	410	929	1,32	14,3	60,0	57,4
D50L2	2	6,7	523	1143	1,34	13,0	48,9	47,6

Çizelge 5.11'den görüleceği üzere taban eşiği köprü ayağı mansabının ne kadar yakınsa taban eşiğinin olumlu yöndeki etkisi o mertebede artmaktadır. Taban eşiği köprü ayağı mansabı yüzeyinden uzaklaştıkça olumlu yöndeki etkisi daha az olmaktadır. Çizelge 5.11'deki değerler göz önüne alınarak, köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiklerinin köprü ayaklarının membasında gerçekleşen oyulma mekanizmasından büyük derecede sorumlu olan at nalı çevrintilerinin etkisini azalttığı ve bunun yanında oyulma çukurunda bulunan sediment tanelerinin hareket etmesine ve oyulma çukurunu terk etmesini engelleyen bir bariyer görevi gördüğü sonucu çıkartılabilir.

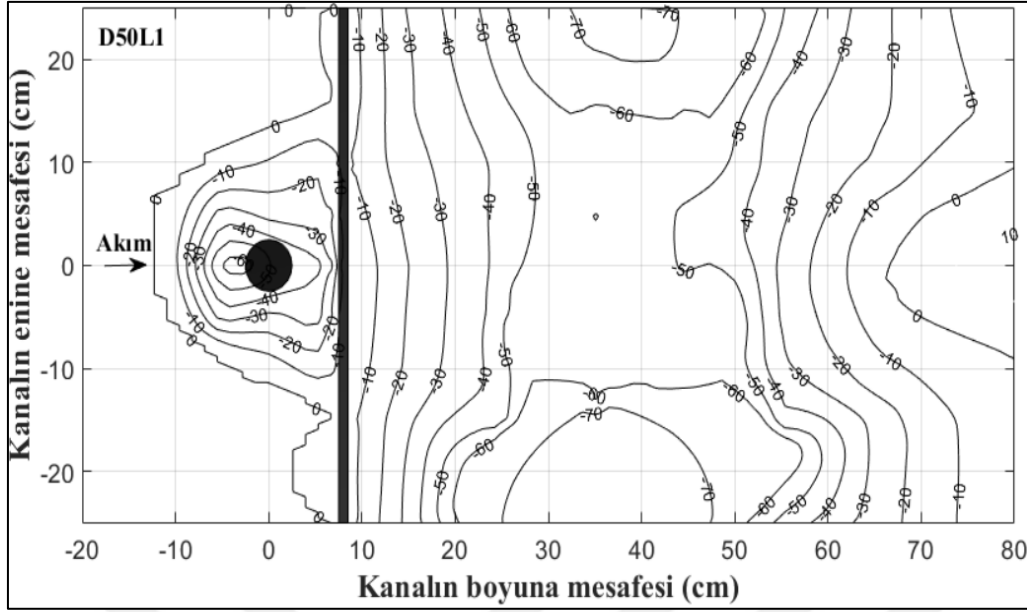
5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde oyulma çukurunun geometrisi Şekil 5.26, 5.27, 5.28 ve 5.29'da gösterildiği üzere gerçekleşmiştir:



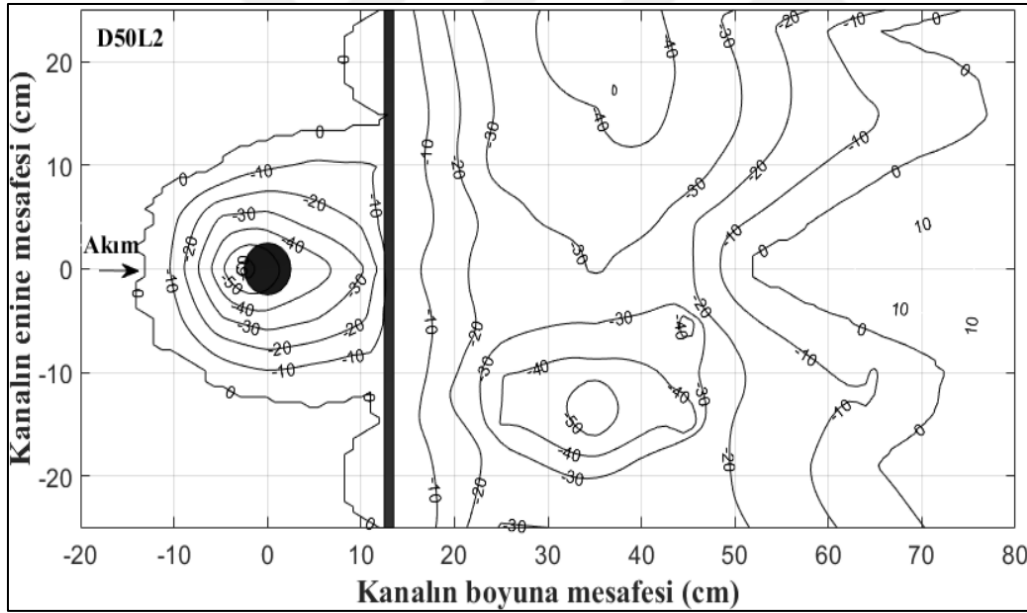
Şekil 5.26. D50LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru



Şekil 5.27. D50L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukuru



Şekil 5.28. D50L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.29. D50L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi

Şekil 5.26, 5.27, 5.28 ve 5.29'dan görüleceği üzere köprü ayaklarının etrafındaki oyulmaya ek olarak köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiklerinin mansabında da oyulmalar meydana gelmiştir. Taban eşiklerinin mansabında gerçekleşen oyulmaların kanal yan duvarlarına yakın ve köprü ayağına belirli bir mesafede meydana geldiği görülebilir. Tüm bu gözlemlerden, köprü ayağının mansabında oluşan kuyruk çevrintilerinin hem kanal boyuna hem de enine doğru bir ötelenmeye maruz kaldığı sonucuna varılabilir.

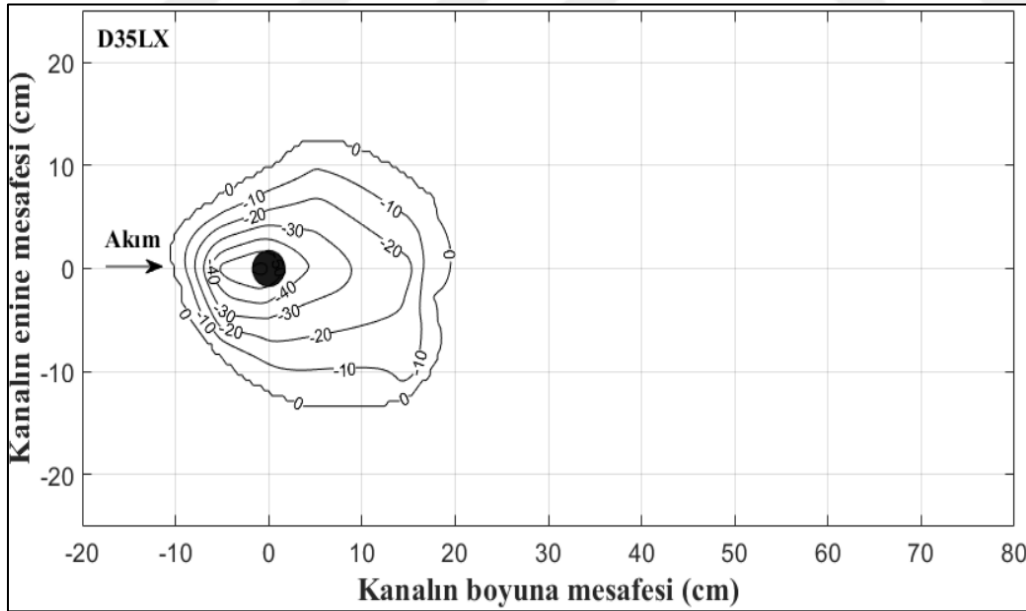
Benzer biçimde, 3,5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerden elde edilen söz konusu bu parametrelerin değerleri Çizelge 5.12'deki gibi elde edilmiştir:

Çizelge 5.12. 3,5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşliğinin etkisini gösteren parametreler

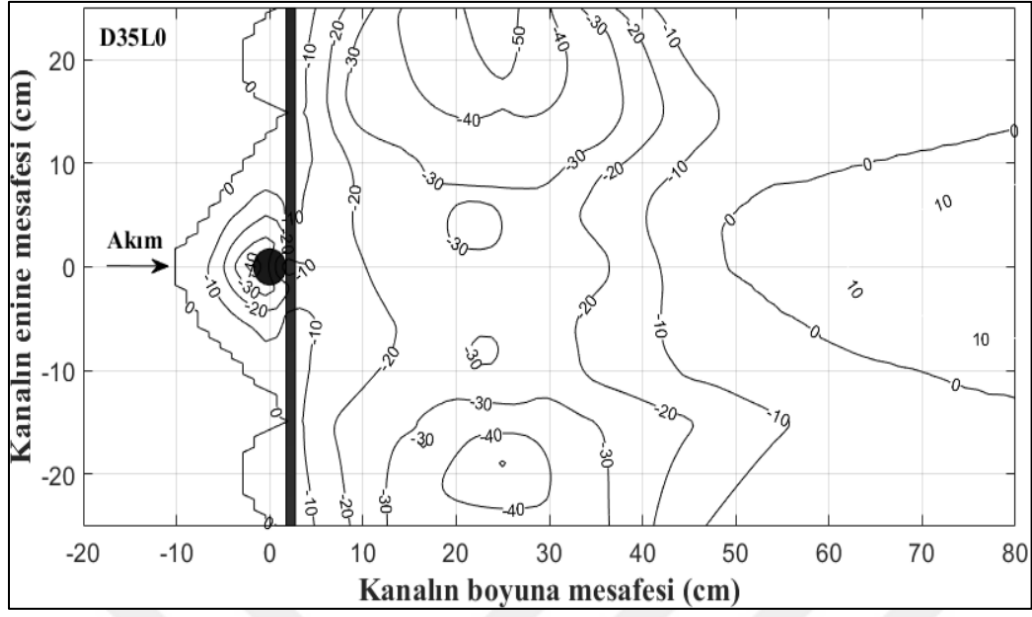
Deney No.	L_T/D	y_s (cm)	A_d (cm ²)	V_d (cm ³)	y_s/D	r_{yse} (%)	r_{Ad} (%)	r_{Vd} (%)
D35LX	-	6,5	543	987	1,86	-	-	-
D35L0	0	4,9	159	221	1,40	24,6	70,7	77,6
D35L1	1	5,6	266	457	1,60	13,8	51,0	53,7
D35L2	2	5,7	282	544	1,63	12,3	48,1	44,9

Çizelge 5.12'deki değerlerin Çizelge 5.11'deki değerlerle paralellik göstermektedir. Dolayısıyla Çizelge 5.11'e yapılan yorumlar 5.12 için de söylenebilir.

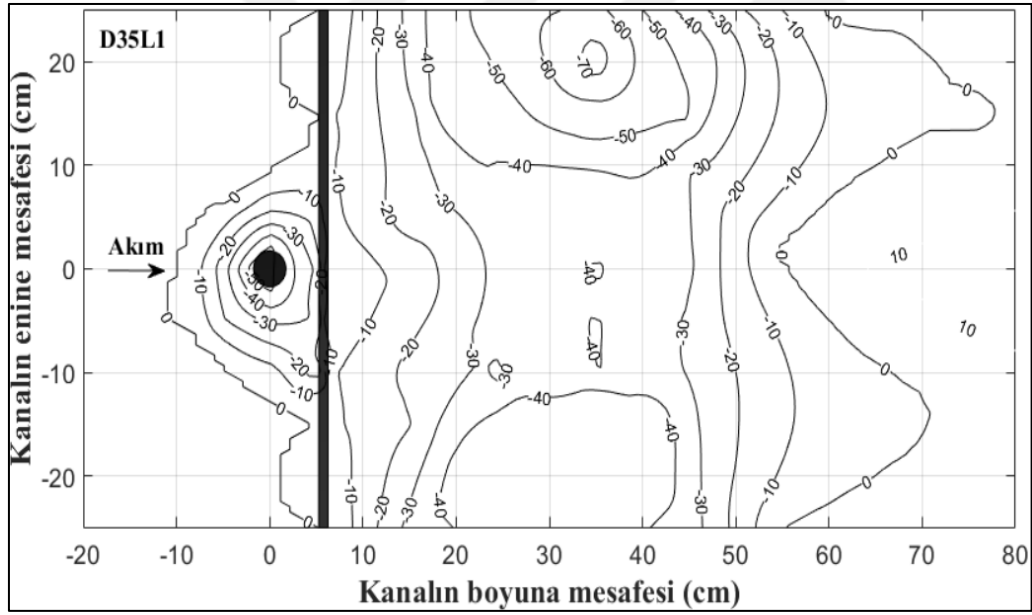
3,5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde oyulma çukurunun geometrisi Şekil 5.30, 5.31, 5.32 ve 5.33'de gösterildiği üzere gerçekleşmiştir:



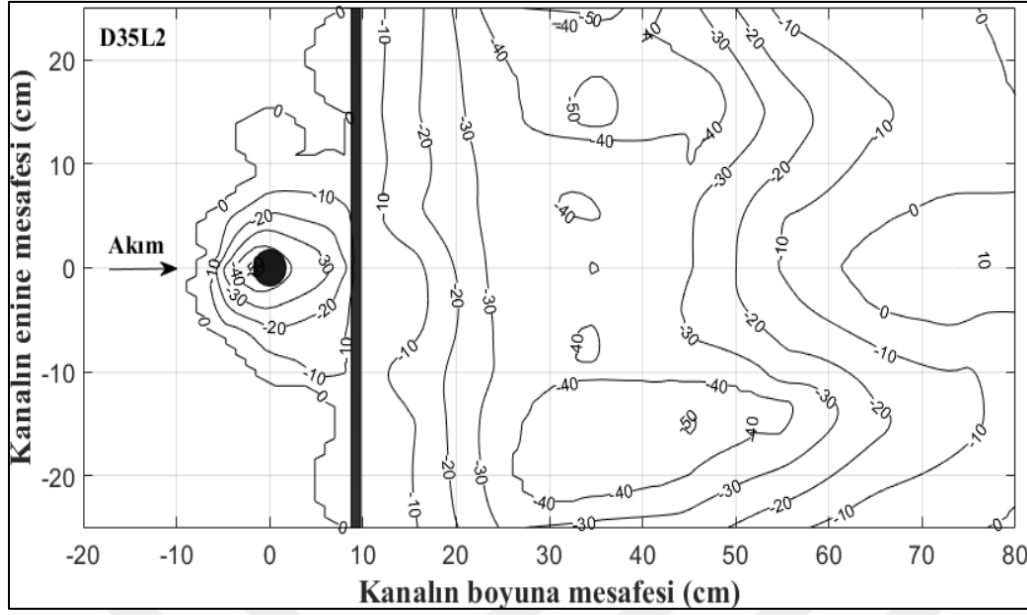
Şekil 5.30. D35LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.31. D35L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.32. D35L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.33. D35L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi

Şekil 5.30, 5.31, 5.32 ve 5.33'den elde edilen sonuçlar, Şekil 5.26, 5.27, 5.28, ve 5.29'dan elde edilen sonuçlarla aynı çıkarımlarda bulunulmasını sağlamaktadır.

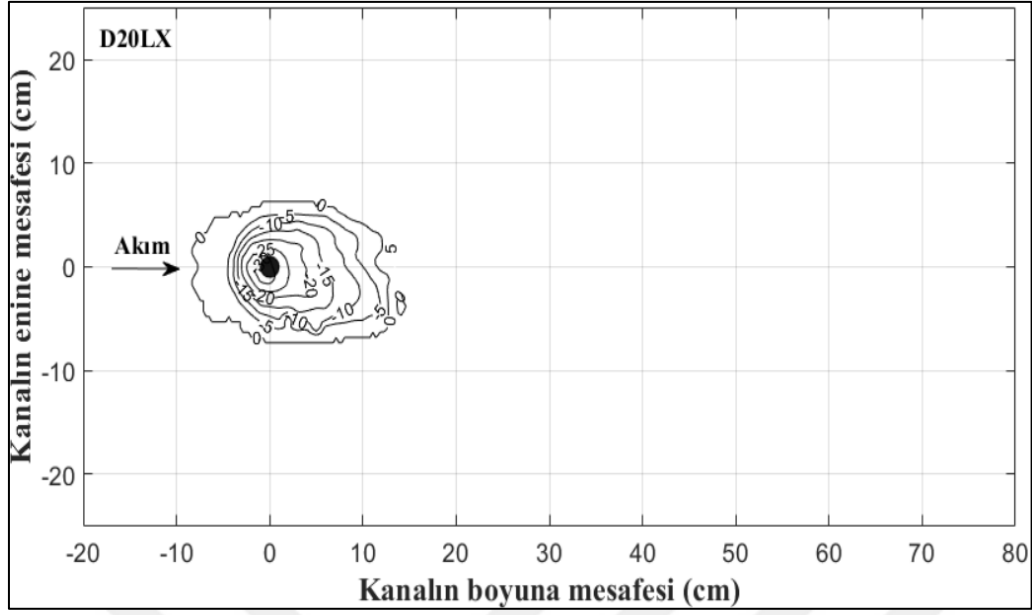
Yine benzer biçimde, 2 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerden elde edilen söz konusu bu parametrelerin değerleri Çizelge 5.13'deki gibi elde edilmiştir:

Çizelge 5.13. 2 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler

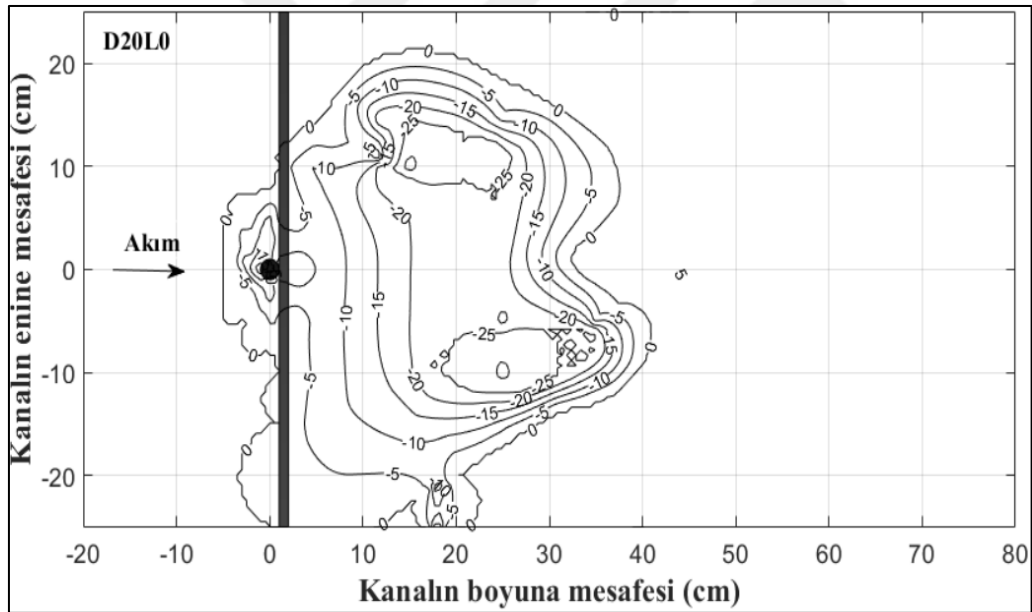
Deney No.	L_T/D	y_s (cm)	A_d (cm ²)	V_d (cm ³)	y_s/D	r_{yse} (%)	r_{Ad} (%)	r_{Vd} (%)
D20LX	-	3,3	206	207	1,65	-	-	-
D20L0	0	2,5	50	47	1,25	24,2	75,7	77,3
D20L1	1	2,9	64	71	1,45	12,1	68,9	65,7
D20L2	2	3,0	102	75	1,50	9,1	50,5	63,8

Çizelge 5.13'deki değerlerin Çizelge 5.12 ve 5.11'deki değerlerle paralellik göstermektedir. Dolayısıyla Çizelge 5.11 ve 5.12'e yapılan yorumlar Çizelge 5.13 için de söylenebilir.

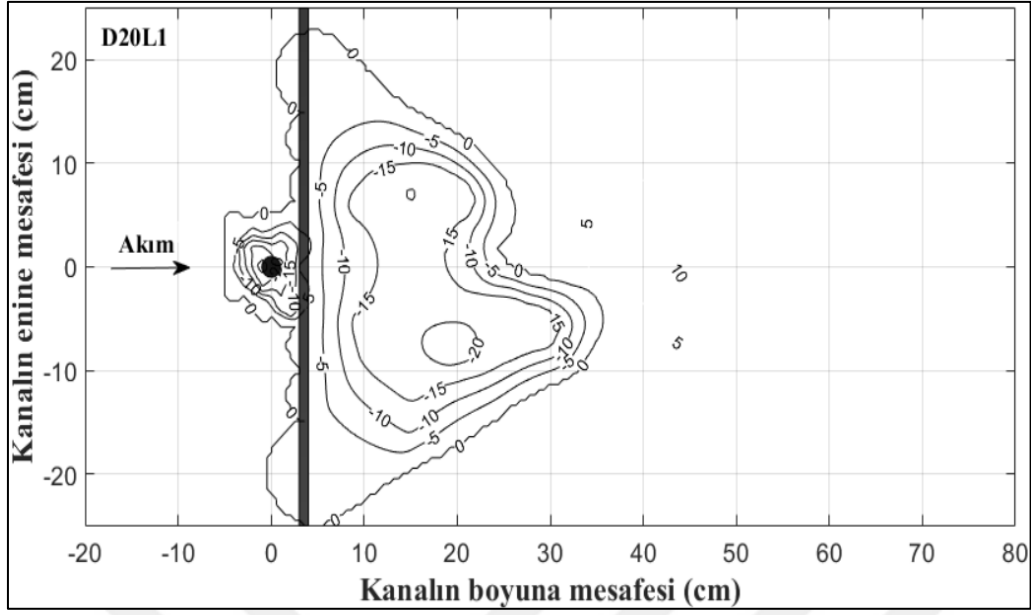
2 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde oyulma çukurunun geometrisi Şekil 5.34, 5.35, 5.36 ve 5.37'de gösterildiği üzere gerçekleşmiştir:



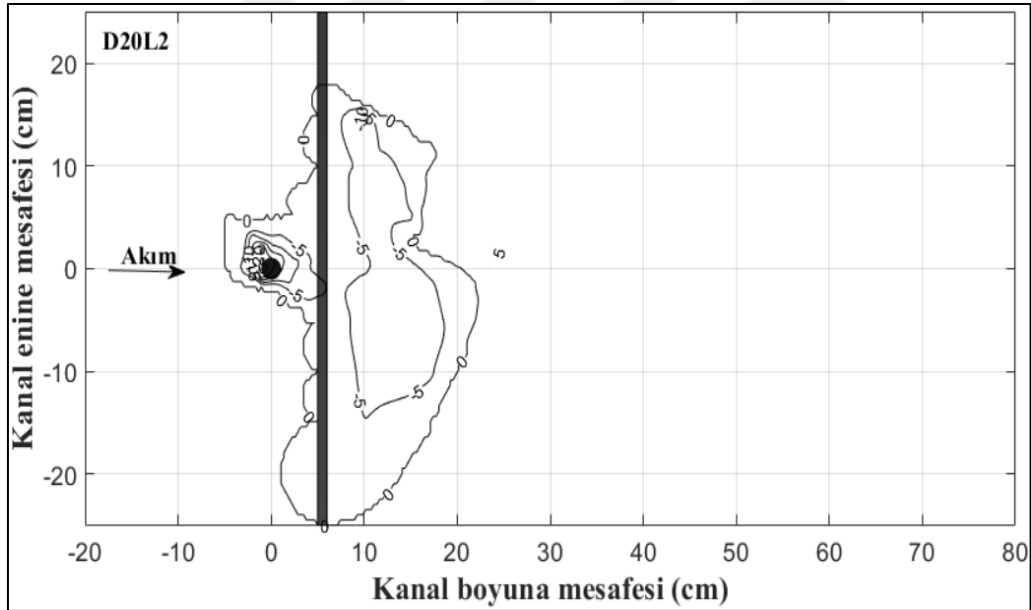
Şekil 5.34. D20LX deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.35. D20L0 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



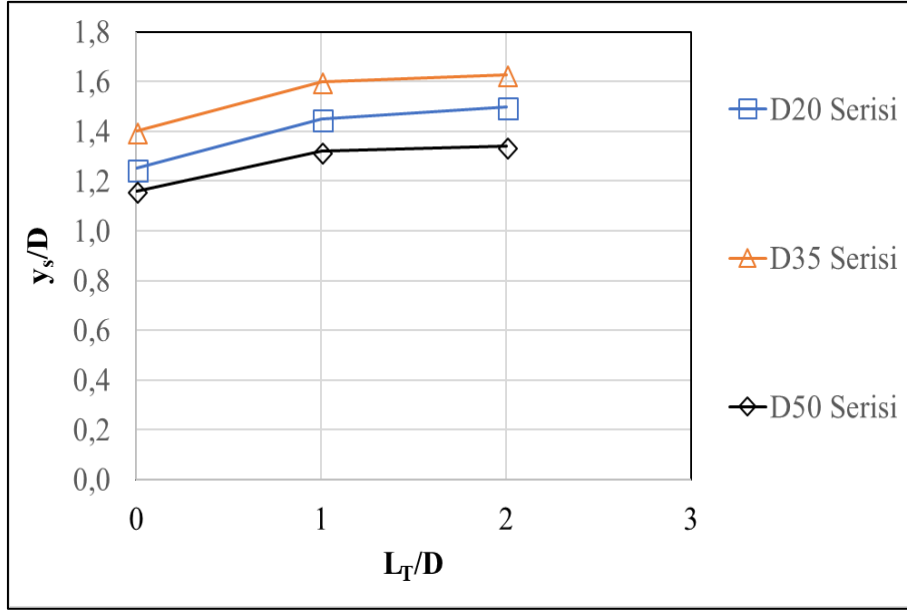
Şekil 5.36. D20L1 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.37. D20L2 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi

Şekil 5.34, 5.35, 5.36 ve 5.37'den elde edilen sonuçlar, Şekil 5.26, 5.27, 5.28, 5.29, 5.30, 5.31, 5.32 ve 5.33'den elde edilen sonuçlarla aynı çıkarımlarda bulunulmasını sağlamaktadır.

Köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin, taban eşiğinin köprü ayağı mansap yüzeyiyle olan mesafesiyle değişimi Şekil 5.38'de verildiği biçimdedir.

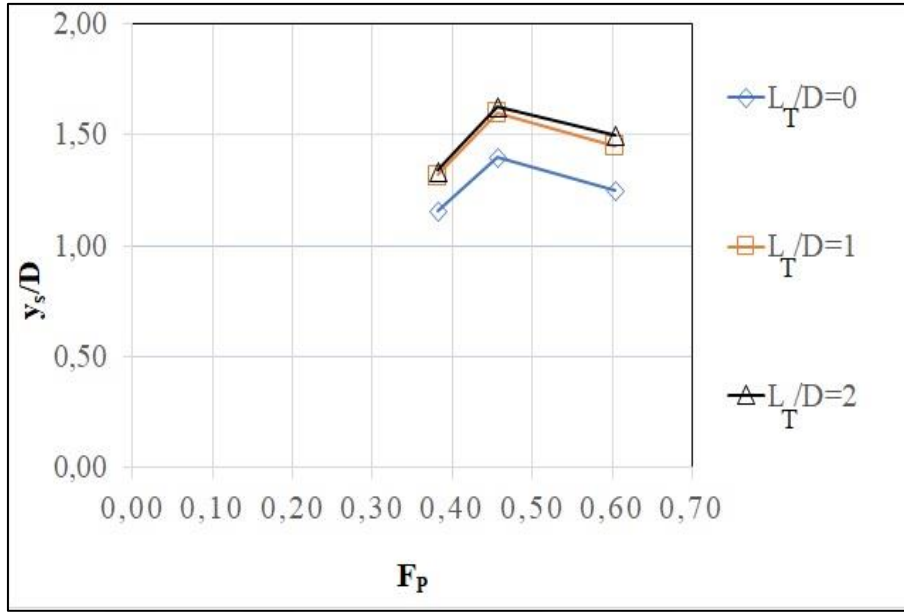


Şekil 5.38. Köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin, taban eşiğinin köprü ayağı mansap yüzeyiyle olan boyutsuz mesafesiyle değişimi

Şekil 5.38'den de görüleceği üzere taban eşiğinin oyulmaya karşı en etkili olduğu durum köprü ayağı mansabına bitişik olarak yerleştirildiği durumdur. Taban eşiği köprü ayağı mansabından uzaklaştırıldıkça etkisi de azalmaktadır. Şekil 5.38 incelendiğinde eğri takımlarının eğimleri ilk başta fazla iken daha sonra azalıp birbirlerine neredeyse paralel bir şekilde seyrettikleri görülmektedir. Buradan, taban eşiği, köprü ayağı mansap yüzeyinden iyice uzaklaştıkça taban eşiğinin çalışmayacağı ve boyutsuz oyulma derinliğinin taban eşiğinin olmadığı durumda aldığı değere gelebileceği söylenebilir.

Taban eşiklerinin oyulma derinliğini azaltmadaki etkinliği birbirine benzer gözükmektedir. Ancak köprü ayağı çapı değiştikçe taban eşiklerinin köprü ayaklarına olan mesafeleri de değiştiğinden oyulmaya neden olan aşağı yönlü akım ve at nalı çevrıntilere de olan etkisi değişmektedir. Şekil 5.38'den görüleceği üzere bu etkinin köprü ayağı çapı ve taban eşiği mesafesiyle değişimi lineer değildir.

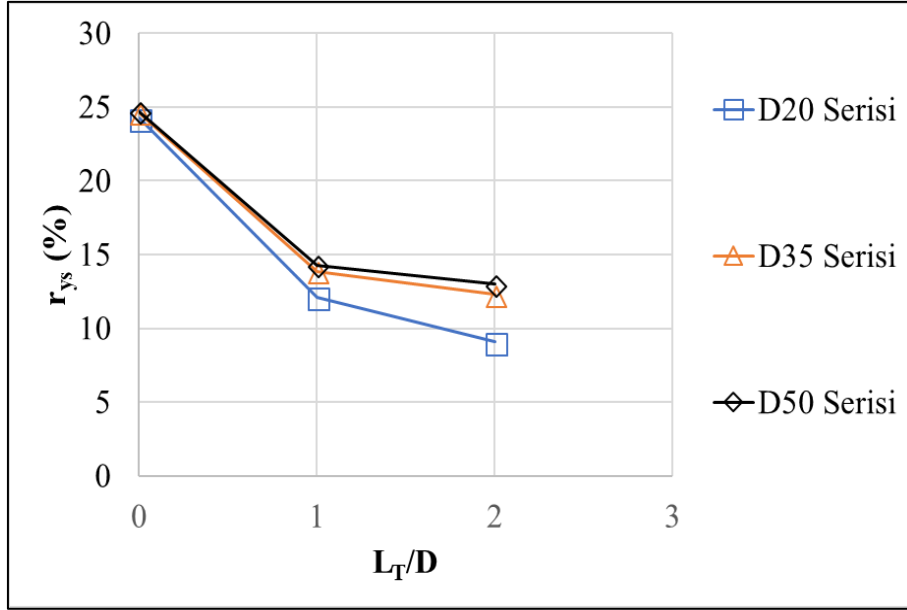
Köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliği değerinin köprü ayağı Froude sayısı ile değişimi ise Şekil 5.39'da verilmiştir:



Şekil 5.39. Taban eşiği varken köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin köprü ayağı Froude sayısı ile değişimi

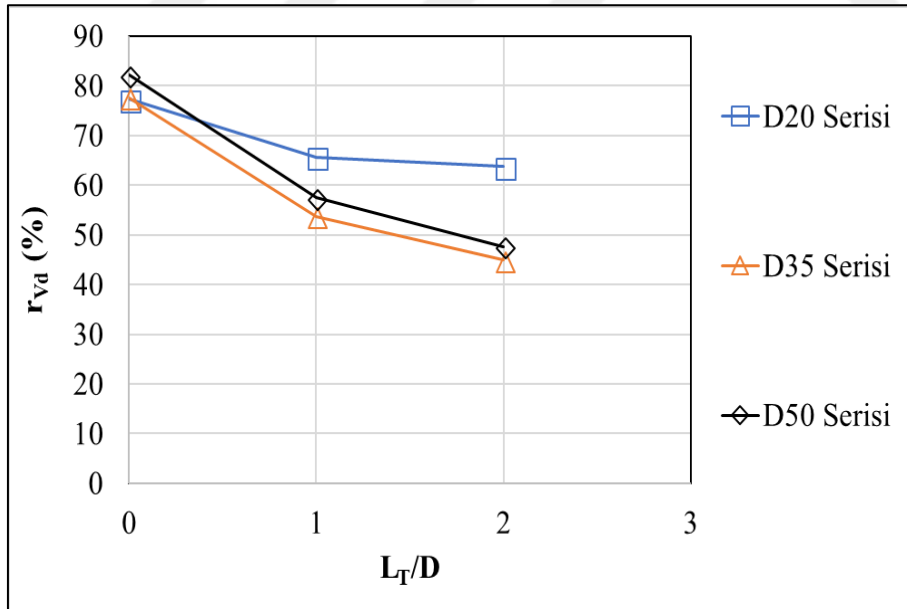
Şekil 5.39'dan görüleceği üzere köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliği belirli bir Froude sayısına kadar artmakta daha sonra ise azalmaktadır. Taban eşiğinin her üç farklı konumunda da köprü ayağı Froude sayısı 0,46 iken köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin maksimum değere geldiği görülmüştür. Ayrıca, eğriler, eğimlerinin hem artış gösterdiği ilk kısım hem de azalma gösterdiği ikinci kısımda birbirine paralellik göstermektedir. Tüm bu çalışmalara rağmen, köprü ayağı Froude sayısı ile köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliği arasında anlamlı bir ilişki olduğu sonucuna varılamamıştır.

Şekil 5.40'da köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı azaltmak için kullanılan taban eşiklerinin oyulma derinliğini yüzdesel olarak ne kadar azalttığı grafik olarak verilmiştir. Yine, Şekil 5.40'dan görüleceği üzere taban eşiği köprü ayağı mansap yüzeyi ile bitişik durumda yerleştirildiğinde her üç köprü ayağı çapında da oyulma derinliğindeki azalma aynı oranda gerçekleşmişken (%25), söz konusu bu mesafe arttıkça taban eşiğinin boyutsuz oyulma derinliği üzerindeki olumlu etkisi azalmaktadır. Benzer biçimde, taban eşiğinin etkili olduğu köprü ayağı çapının 5 cm olduğu ve köprü ayağı çapı küçüldükçe taban eşiğinin boyutsuz oyulma derinliği üzerindeki olumlu etkisinin de yüzdesel olarak azaldığı görülmektedir.

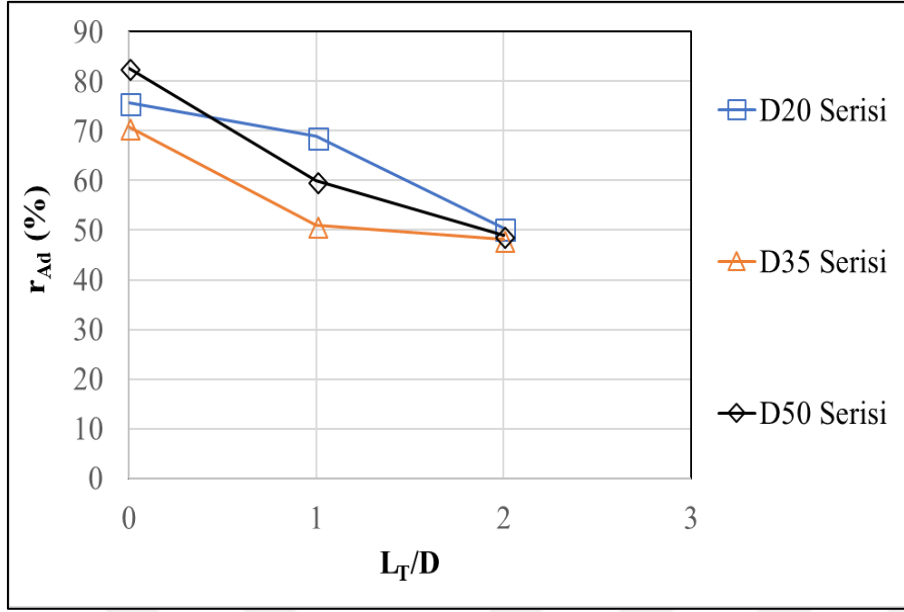


Şekil 5.40. Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliği üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi

Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma hacmi ve alanına etkisi ise Şekil 5.41 ve Şekil 5.42’de görüldüğü üzere olmaktadır:



Şekil 5.41. Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru hacmi üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi



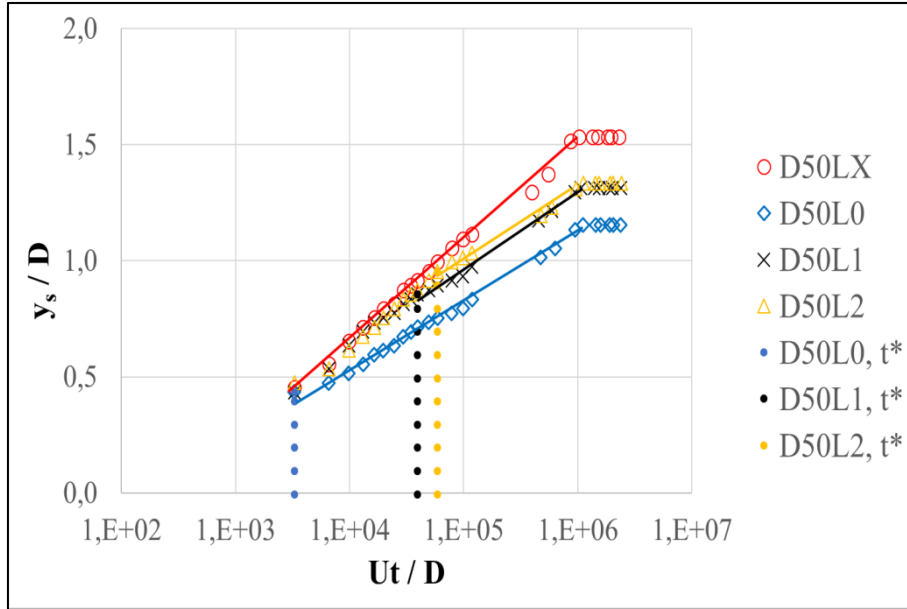
Şekil 5.42. Taban eşiğinin köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru alanı üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan mesafesiyle değişimi

Şekil 5.41 ve Şekil 5.42’den görüleceği üzere taban eşiği köprü ayağı mansap yüzeyinden uzaklaştıkça, tıpkı köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma değerinde olduğu gibi, taban eşiğinin hem oyulma çukuru hacmi hem de oyulma çukuru yüzey alanı üzerindeki olumlu etkisi azalmaktadır.

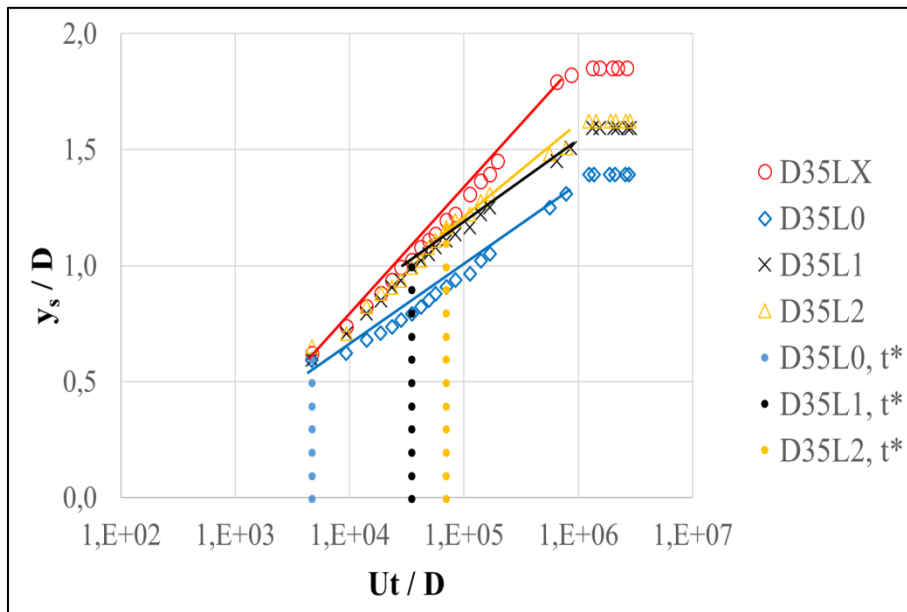
Şekil 5.40, 5.41 ve 5.42’deki grafikler incelendiğinde köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiklerinin, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma mekanizmasında başrol oynayan at nalı çevrintilerinin etkisini azaltma hususunda oldukça etkin olduğu görülmüştür. Köprü ayağı çapı büyüdükçe akımın köprü ayağıyla temas edip durgunluğa geçtiği yüzey alanı artmakta, dolayısıyla aşağı yönlü akım güçlenmekte ve buna bağlı olarak oluşan at nalı çevrintileri de güçlenmektedir. Söz konusu bu durumda taban eşiği daha verimli olarak çalışmaktadır. Köprü ayağı çapı küçüldükçe, oluşan aşağı yönlü akım, dolayısıyla buna bağlı olarak at nalı çevrintileri de zayıflamakta ve taban eşiğinin etkinliği de azalmaktadır.

Taban eşiklerinin oyulma çukuru derinliği üzerine olan etkisi gözle görülür biçimde belirgin ve mukayese edilebilirken, oyulma çukuru yüzey alanı ve hacmine olan etkisi sadece eşğin memba yüzündeki oyulma geometrisi dikkate alındığından bu bakımdan mukayesesi tartışmalıdır. Zira taban eşiklerinin mansabında köprü ayağı ve eşikte stabilite açısından sorun oluşturacak morfolojik değişiklikler meydana gelmektedir.

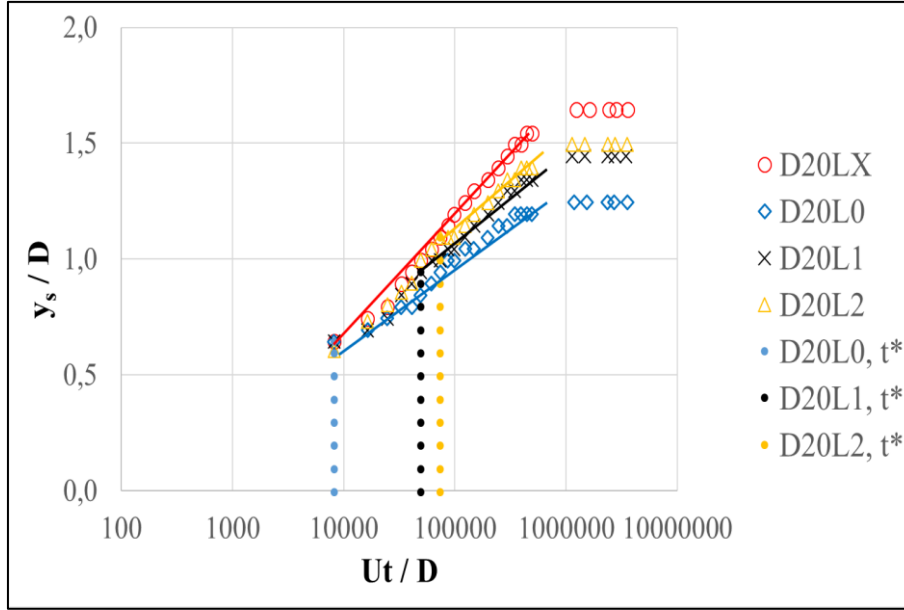
Taban eşiğinin, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliği üzerindeki etkisinin başladığı zamanı (t^*) tespit edebilmek için, boyutsuz oyulma derinliğinin (y_s/D), taban eşiği bulunan ve bulunmayan deneylerdeki boyutsuz zaman değerine (Ut/D) bağlı değişimi aynı grafik üzerinde gösterilmiştir (Şekil 5.43, 5.44 ve 5.45).



Şekil 5.43. 5 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi



Şekil 5.44. 3,5 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi



Şekil 5.45. 2 cm çapındaki köprü ayağının kullanıldığı deneylerde taban eşiğinin etkili olmaya başladığı anın grafik üzerinde gösterimi

Şekil 5.43, 5.44 ve 5.45'ten görüleceği üzere taban eşiğinin oyulma derinliği üzerindeki etkisi, deney başlangıcından bir süre sonra başlamakta ve başta taban eşiğinin bulunmadığı grafiğin eğimine sahip olan grafiklerde bir kırılma olmaktadır. Kırılma sonucu boyutsuz oyulma derinliğinde azalma olmakta ve o andan itibaren taban eşiğinin etkili olmaya başladığı görülmektedir. Taban eşiğinin konumu köprü ayağının mansap yüzeyinden ne kadar uzak olursa taban eşiğinin at nalı çevrintinin yapısını ve yönünü bozarak göstereceği etkinin de o denli geç başladığı söylenebilir.

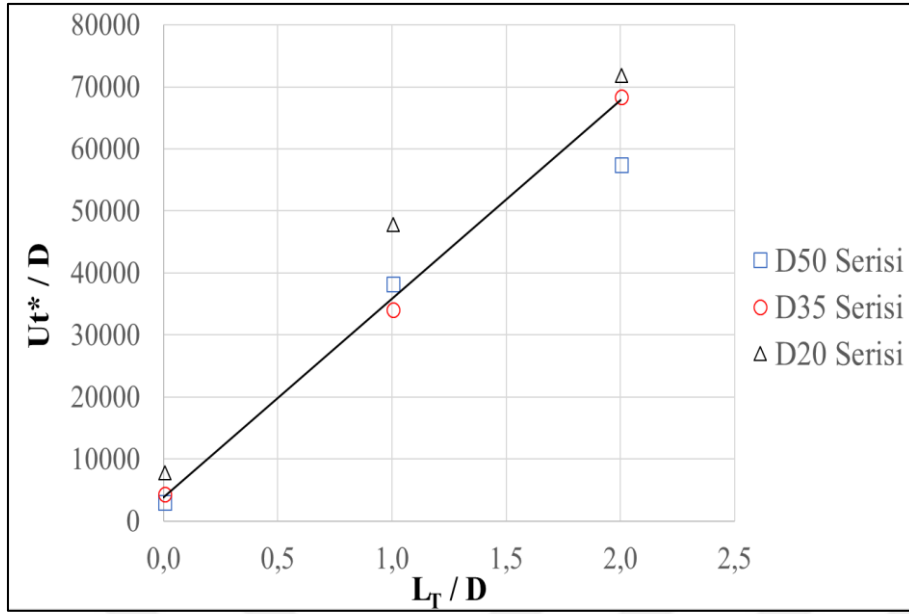
Taban eşiğinin etkili olmaya başladığı gerçek ve boyutsuz zaman değerleri Çizelge 5.14'de verilmiştir.

Çizelge 5.14. Taban eşiğinin etkili olmaya başladığı gerçek ve boyutsuz zaman değerleri

Deney No.	L_T/D	t^* (dakika)	Ut^*/D
D50LX	-	-	-
D50L0	0	10	3204
D50L1	1	120	38448
D50L2	2	180	57672
D35LX	-	-	-
D35L0	0	10	4577
D35L1	1	75	34329
D35L2	2	150	68657
D20LX	-	-	-
D20L0	0	10	8010
D20L1	1	60	48060
D20L2	2	90	72090

Çizelge 5.14'ten görüleceği üzere köprü ayağı çapı büyüdükçe taban eşiği daha geç etkili olmaya başlamaktadır. Söz konusu bu gecikmenin sebebi olarak köprü ayağı çapı büyüdükçe taban eşiğinin köprü ayağı mansabından daha uzağa yerleştirilmiş olması gösterilebilir. Örneğin; D50L2 deneyinde taban eşiği köprü ayağı mansabından 10 cm öteye yerleştirilirken, D20L2 deneyinde ise taban eşiği köprü ayağı mansabının 4 cm ötesine yerleştirilmiştir. Dolayısıyla, taban eşiğinin etrafının oyulması ve akımla temas haline geçmesi daha uzun zaman almaktadır.

Şekil 5.46'dan görüleceği üzere, taban eşiklerinin etkili olmaya başladığı boyutsuz zaman değerlerine (Ut^*/D) karşın taban eşiklerinin köprü ayağı mansap yüzeyine olan mesafelerinin boyutsuz değerleri (L_T/D) arasında lineer bir ilişki bulunmaktadır.



Şekil 5.46. Taban eşığının etkili olmaya başladığı boyutsuz zaman değerinin, taban eşığının köprü ayağı mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesi ile değişimi

Bu çalışma kapsamında yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar ile Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) elde ettikleri sonuçların mukayese edilebilmesi için Çizelge 5.15 ve 5.16’da Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) yaptıkları deneylerin sınır şartları verilmiştir:

Çizelge 5.15. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğinin tayini için yaptığı deneylerin sınır şartları

Deney Serisi	Debi (lt/sn)	h (cm)	B (cm)	D (cm)	U/U _c	d ₅₀ (mm)	σ _g	B/D
A	48	15	80	7,5	1	1,3	1,46	10,7
B	168	25	200	9,0	1	0,7	1,44	22,2
C	168	25	200	12,0	1	0,7	1,44	16,7

Deney Serisi	D/d ₅₀	h/D	B/h	I ₀ (%)	Fr	Fr _c	Fr _p	Re _p
A	58,6	2,0	5,33	0	0,33	0,33	0,47	30000
B	132,2	2,8	8,00	0,012	0,21	0,21	0,36	30240
C	176,2	2,1	8,00	0,012	0,21	0,21	0,31	40320

Çizelge 5.16. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) yaptığı deneylerde taban eşiklerinin köprü ayağı mansap yüzeyinden olan uzaklıkları

Deney No.	A0	A1	A3	A4	B0	B1
$L_T(\text{cm})$	-	0	7,5	15,0	-	0
L_T/D	-	0	1	2	-	0

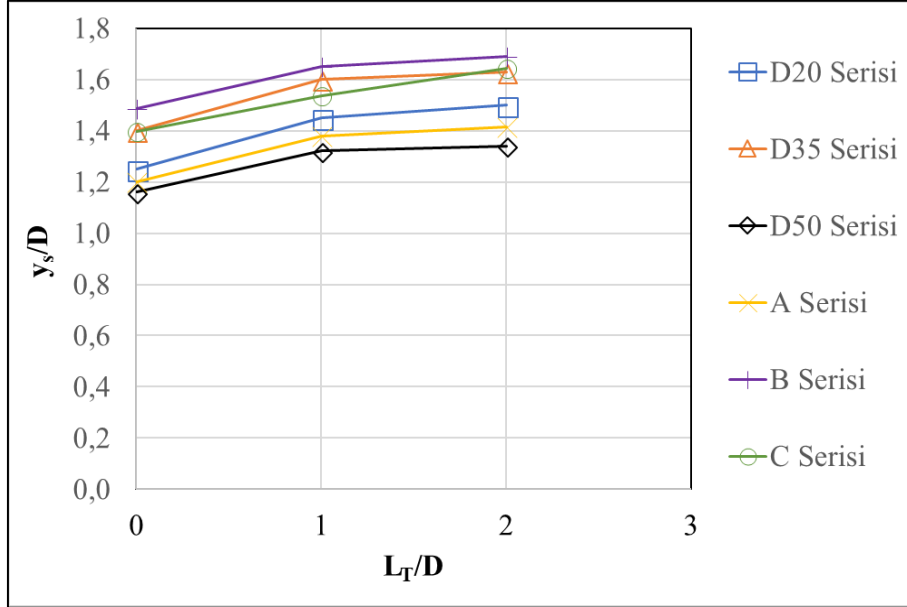
Deney No.	B3	B4	C0	C1	C3	C4
$L_T(\text{cm})$	9,0	18,0	-	0	12,0	24,0
L_T/D	1	2	-	0	1	2

Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) yapmış oldukları bu deneylerden elde ettiği sonuçlar ise Çizelge 5.17’de verilmiştir:

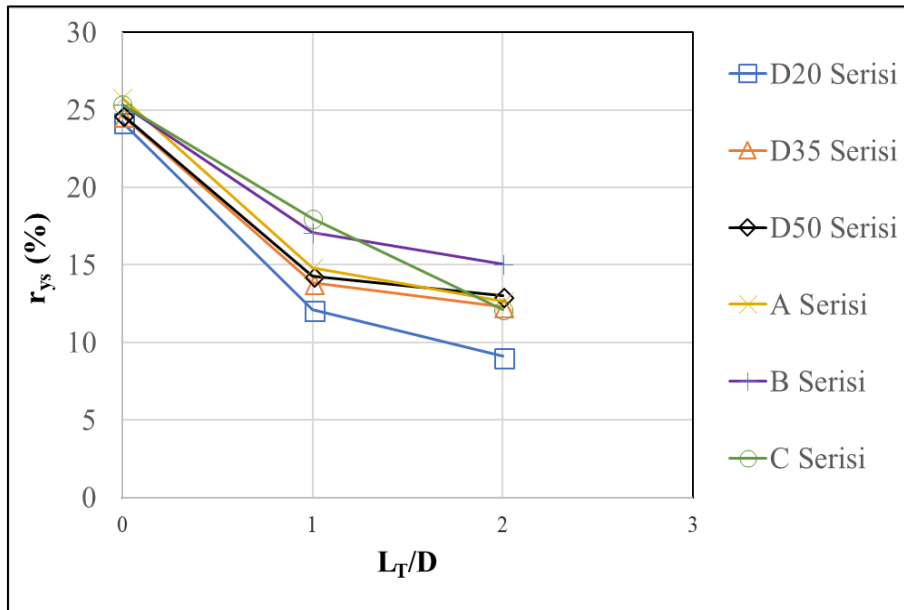
Çizelge 5.17. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) köprü ayağı ile ilgili yaptığı deneylerde taban eşığının etkisini gösteren parametreler

Deney No.	L_T/D	y_s (cm)	A_d (cm ²)	V_d (cm ³)	y_s/D	r_{yse} (%)	r_{Ad} (%)	r_{Vd} (%)
A0	-	12,1	9820	26000	1,62	-	-	-
A1	0	9,0	1660	4000	1,20	25,8	83,1	84,6
A3	1	10,3	1640	6000	1,38	14,8	83,3	76,9
A4	2	10,6	1860	9000	1,41	12,7	81,1	65,4
B0	-	17,9	16590	47000	1,99	-	-	-
B1	0	13,4	2170	14000	1,48	25,4	86,2	70,2
B3	1	14,8	2480	15000	1,65	17,1	84,2	68,1
B4	2	15,2	3250	19000	1,69	15,0	79,3	59,6
C0	-	22,5	16660	79000	1,87	-	-	-
C1	0	16,8	3110	22000	1,40	25,4	81,3	72,2
C3	1	18,4	4110	32000	1,54	18,0	75,3	59,5
C4	2	19,7	6500	47000	1,65	12,1	61,0	45,0

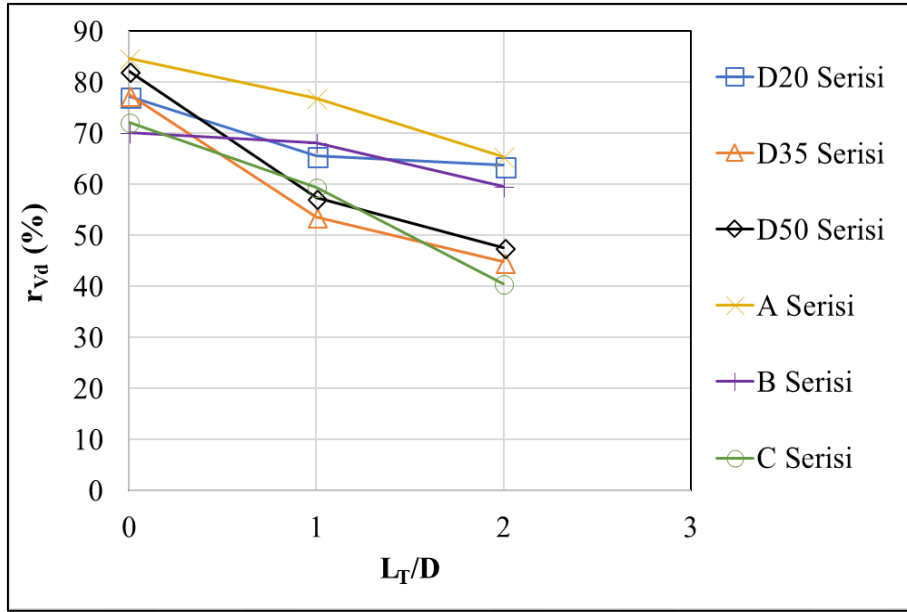
Deneylelerden elde edilen sonuçların mukayesesi için Çizelge 5.17'deki Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) elde ettiği sonuçlar ile Çizelge 5.11, 5.12 ve 5.13'deki bu çalışma kapsamında yapılan deneylelerden elde edilen sonuçlar aynı grafik üzerinde Şekil 5.47, 5.48, 5.49 ve 5.50'de gösterilmiştir.



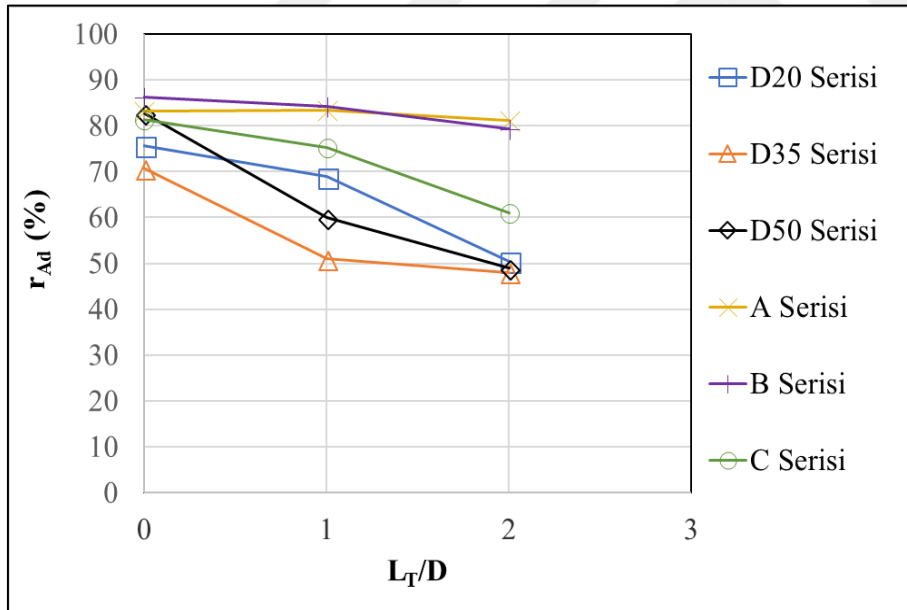
Şekil 5.47. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleleri ile bu çalışmadaki deneylelerden elde edilen köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin, taban eşığının köprü ayağı mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi



Şekil 5.48. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleleri ile bu çalışmadaki deneylelerden elde edilen taban eşığının köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliği üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi



Şekil 5.49. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen taban eşığının köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru hacmi üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi

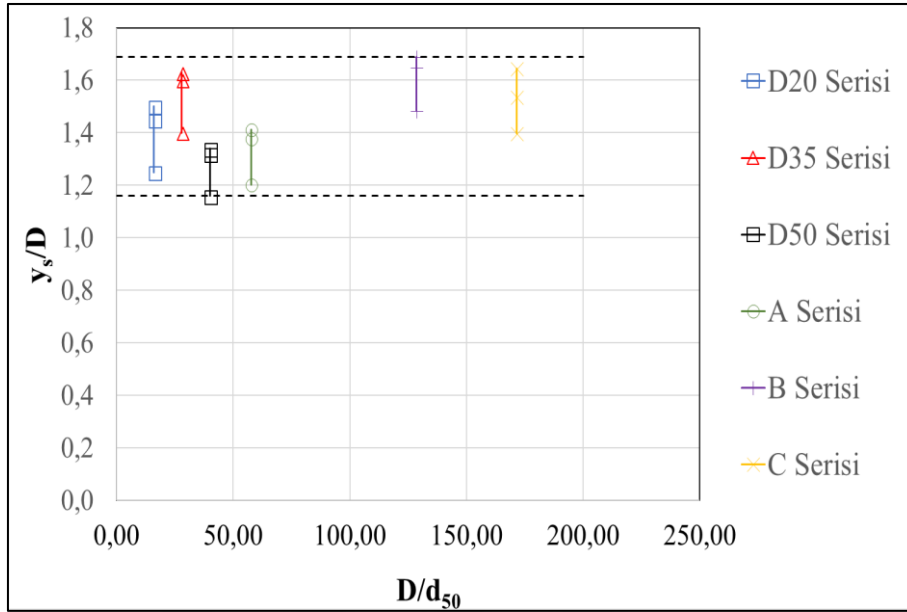


Şekil 5.50. Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneyleri ile bu çalışmadaki deneylerden elde edilen taban eşığının köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma çukuru alanı üzerindeki etkinliğinin mansap yüzeyine olan boyutsuz mesafesiyle değişimi

Şekil 5.47, 5.48, 5.49 ve 5.50'den, bu çalışmadaki deneylerden elde edilen sonuçların Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) deneylerden elde ettiği sonuçlarla uyumlu görülmektedir. Ancak, bu çalışmadan elde edilen sonuçlara bakıldığında $L_T/D = 1$ ve $L_T/D = 2$ değerlerinden elde edilen sonuçların Grimaldi ve diğerlerinin (2009a) sonuçlarına göre

daha küçük olduğu ve dolayısıyla etkinlik düzeyinin daha az olduğu görülmüştür. Bu durumun açıklanabilmesi için daha fazla deneysel çalışmaya ihtiyaç vardır.

Köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliğinin (y_s/D), göreceli köprü ayağı büyüklüğü (D/d_{50}) ile değişimi de Şekil 5.51’de verilmiştir.



Şekil 5.51. Taban eşiği varken köprü ayağı etrafındaki boyutsuz oyulma derinliği ile göreceli köprü ayağı büyüklüğünün değişimi

Şekil 5.51’den görüleceği üzere göreceli köprü ayağı büyüklüğünün değeri ne olursa olsun boyutsuz oyulma derinliğinin değeri minimum 1,16 ve maksimum 1,65 olmak üzere belirli bir aralıkta yer almaktadır.

Taban eşiği, en efektif çalıştığı durum olan köprü ayağının hemen mansabına yerleştirildiğinde her üç köprü ayağı çapında da oyulma çukurunun genişliğinin köprü ayağı çapının yaklaşık 6 katı olduğu gözlenmiştir. Dolayısıyla, taban eşiğinin en etkili çalıştığı durumda, taban eşiklerinin kanalı enini tam olarak kaplamadığı, bunun yerine oluşan oyulma çukurunun genişliğini kapladığı durum da ayrı incelenmiştir. Söz konusu bu incelemeyi yaparken deneylerde kullanılan pleksiglas malzemeden yapılmış taban eşiklerinin boyu ve kalınlığı sabit tutulurken, genişlikleri köprü ayağı çaplarının 6 katı olacak şekilde ayarlanmıştır. Örneğin, 5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde taban eşiğinin genişliği 30 cm iken, 3,5 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde

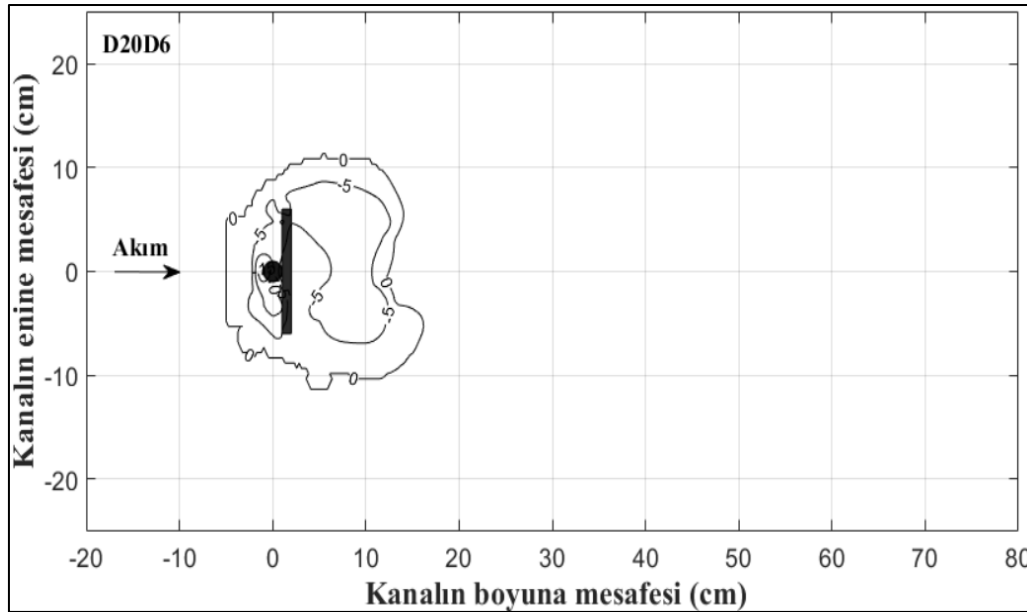
taban eşiğinin genişliği 21 cm ve 2 cm çapındaki köprü ayağı ile yapılan deneylerde ise taban eşiğinin genişliği 12 cm'dir.

Taban eşiği genişliğinin köprü ayağı çapının 6 katı tutularak yapılan deneylerin sınır şartları taban eşiğinin kanal genişliğini kapladığı deneylerin sınır şartları ile birebir aynıdır. Bu deneylerin etkisini gösteren parametrelerin değerleri Çizelge 5.18'deki gibi, topoğrafyaları ise Şekil 5.52, 5.53 ve 5.54'teki gibi elde edilmiştir:

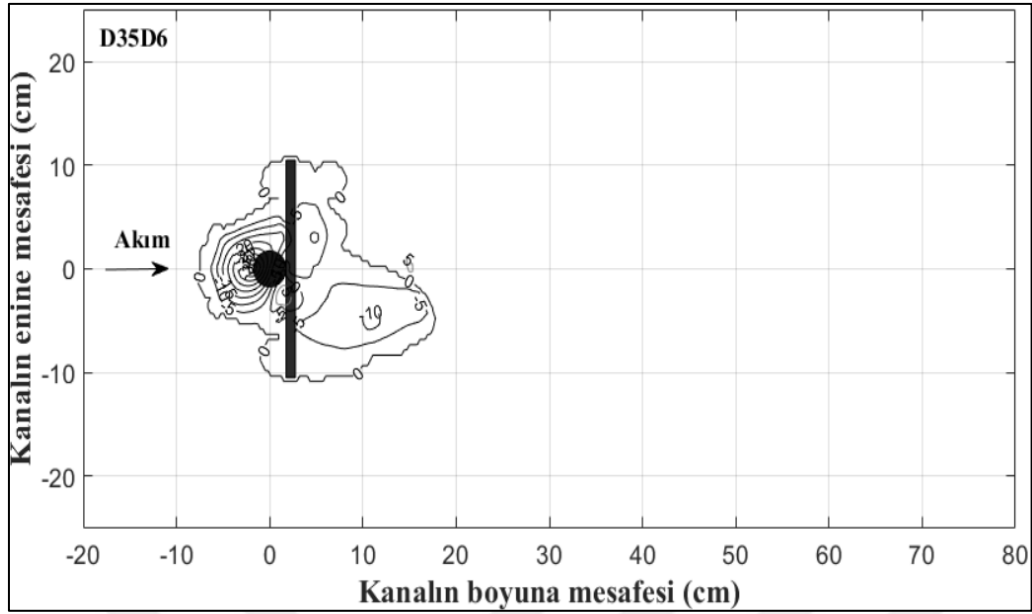
Çizelge 5.18. Taban eşiğinin köprü ayağı çapının 6 katı genişliğinde olduğu deneylerde taban eşiğinin etkisini gösteren parametreler

Deney No.	L_T/D	y_s (cm)	A_d (cm ²)	V_d (cm ³)	y_s/D	r_{yse} (%)	r_{Ad} (%)	r_{Vd} (%)
D50D6	0	5,7	297	466	1,14	24,7	26,0	78,6
D35D6	0	4,6	75	96	1,31	29,3	86,2	90,2
D20D6	0	6,7	523	1143	1,34	13,0	48,9	47,6

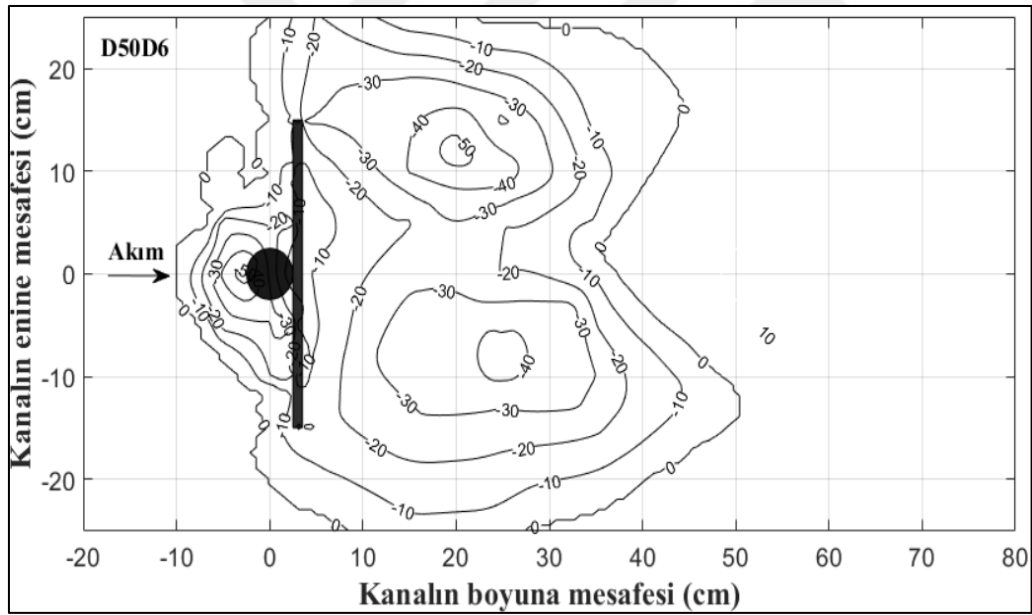
Çizelge 5.18'de deney numaralarını göstermek için kullanılan ifadedeki D: dairesel kesitli köprü ayağını simgelerken peşi sıra gelen iki basamaklı sayı köprü ayağı çapının milimetre cinsinden değeridir. D6 ifadesi ise taban eşiği genişliğinin köprü ayağı çapının 6 katı olduğunu ifade etmektedir.



Şekil 5.52. D20D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.53. D35D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi



Şekil 5.54. D50D6 deneyinin nihayetinde gerçekleşen oyulma çukurunun gösterimi

Şekil 5.52, 5.53 ve 5.54 incelendiğinde taban eşiğinin boyunun köprü ayağı çapının 6 katı alınması oyulma derinliğini azaltma bakımından kanalı tam kapatan taban eşiğiyle aynı etkiyi göstermiştir. Ancak, oyulma çukuru ve oyulma hacminde farklılıklar gözlenmiştir. Deney boyunca yapılan gözlemler göstermiştir ki at nalı çevrintisi köprü ayağı çapının 6 katı uzunluğundaki taban eşiğinin kenarlarından dolanmakta ve dolayısıyla oyulma çukuru alanını ve hacmini büyötmektedir.

Ayak genişliği 50 mm ve 20 mm olan köprü ayaklarında bu etki belirginken 35 mm çapındaki köprü ayağındaki gözlemler bu durumla uyuşmamaktadır. Bu davranış farklılığı göreceli köprü ayağı büyüklüğünün farklılığıyla ve oluşan at nalı çevrintisinin köprü ayağı genişliği ve taban eşiğiyle olan etkileşimiyle ilgili olduğu düşünülmektedir. Taban eşiği boyunun köprü ayağı çapının 6 katı olarak kullanılması oyulma derinliği açısından tam boy taban eşiğiyle (kanalın enine kapatan) aynı sonuçları verdiğiinden taban köprü ayağının 6 katı uzunluğunda kullanılması daha ekonomik olmaktadır. Ancak, akarsuda genel taban alçalması (incision) problemi varsa taban eşiğinin tam boy yapılması gerektiği unutulmamalıdır.





6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar şöyle sıralanabilir:

1. Üniform olmayan hızlanan akımın ürettiği tabandaki kayma gerilmesi, üniform akımın üreteceği tabandaki kayma gerilmesinden daha büyükken ($\tau_{\text{hızlanan}} > \tau_{\text{üniform}}$); üniform olmayan yavaşlayan akımın ürettiği tabandaki kayma gerilmesi, üniform akımın üreteceği tabandaki kayma gerilmesinden daha küçük olduğu deneysel olarak ispatlanmıştır ($\tau_{\text{yavaşlayan}} < \tau_{\text{üniform}}$).
2. Sedimentin ilk hareketi için gerekli kesitteki kritik ortalama hız değeri bulunurken, literatürde halihazırdaki eşitlikleri kullanmaktan ziyade ön deneylerden elde edilecek gözlemlerin sonuçlarının dikkate alınması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.
3. Köprü ayağının mansabına yerleştirilen taban eşiklerinin, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulmayı azalttığı görülmüştür.
4. Taban eşikleri köprü ayağından uzaklaştıkça köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğini azaltmadaki etkinliği de azalmaktadır.
5. Köprü ayağının mansabına bitişik şekilde yerleştirilen taban eşiğinin, köprü ayağı etrafındaki yerel oyulma derinliğini, köprü ayağı çapından bağımsız olarak, %25 oranında azalttığı görülmüştür.
6. Taban eşiklerinin membasında bulunan köprü ayağı etrafındaki oyulma çukuru daralırken, taban eşiklerinin mansabında çok büyük morfolojik değişiklikler olmaktadır.
7. Taban eşiklerinin oyulma derinliğinin zamanla değişimini etkilediği sonucuna varılmıştır. Köprü ayağının hemen mansabına yerleştirilen taban eşiğinin etkisini oyulmanın hemen başlangıcında gösterdiği, taban eşiğinin köprü ayağından uzaklaştıkça etkisinin gecikmeli olarak hissedildiği görülmüştür.
8. Taban eşiklerinin, oyulmaya etki eden at nalı çevrintisinin etkisini azalttığı görülmüştür.
9. Taban eşiği boyunun köprü ayağı çapının 6 katı alınması oyulma derinliği açısından tam boy taban eşiği ile aynı etkiyi gösterdiği sonucuna varılmıştır. Ancak genel taban alçalması olan kanallarda tam boy kullanılması daha mantıklı olacaktır.

Yapılmış olan çalışmalara ek olarak söz konusu bu çalışmayı bir adım daha öteye taşıyabilmek amacıyla;

1. Gerek sediment hareketinin başlangıcındaki gerekse köprü ayakları etrafındaki yerel oyulma mekanizmasının daha iyi anlaşılabilmesi için akım alanlarının detaylı bir biçimde incelenmesi üzerine odaklanılabilir.
2. Taban eğiminin ve sediment çapının etkisinin görülebilmesi için farklı taban eğimi ve farklı sediment çapları ile çalışmalar yapılabilir.
3. Köprü ayağının mansap yüzeyinin belirli mesafelerine yerleştirilen taban eşiklerinin mesafelerinin değerleri daha geniş bir aralıkta tutularak, taban eşiklerinin etkisinin daha iyi kavranabilmesi sağlanabilir.
4. Taban eşiklerinin mansabında meydana gelen oyulmaların azaltılması için taban eşikleri ile birlikte köprü ayağı etrafındaki oyulmayı azaltacak herhangi bir önlem kombin olarak kullanılabilir.

KAYNAKLAR

- Afzalimehr, H., ve Anctil, F. (1999). Velocity distribution and shear velocity behaviour of decelerating flows over a gravel bed. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26(4), 468–475.
- Afzalimehr, H., Dey, S., ve Rasoulifar, P. (2007). Influence of decelerating flow on incipient motion of a gravel-bed stream. *Sadhana*, 32(5), 545–559.
- Alfadhli, I., Yang, S. Q., ve Sivakumar, M. (2014). Influence of Vertical Motion on Initiation of Sediment Movement. *Journal of Water Resource and Protection*, 06(18), 1666–1681.
- Andrews, E. D. (1983). Entrainment of gravel from naturally sorted riverbed material. *Geological Society of America Bulletin*, 94(10), 1225–1231.
- Brandimarte, L., Paron, P., ve Di Baldassarre, G. (2012). Bridge pier scour: A review of processes, measurements and estimates. *Environmental Engineering and Management Journal*, 11(5), 975–989.
- Breusers, H. N. C., Nicollet, G., ve Shen, H. W. (1977). Local Scour Around Cylindrical Piers. *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), 211–252.
- Breusers, H. N. C., ve Raudkivi, A. J. (1991). *Scouring: Hydraulic Structures Design Manual Series, Vol.2* (First Edition). Balkema: CRC Press, 143.
- Buffington, J., ve Montgomery, D. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel bed rivers. *Water Resources Research*, 33(8), 1993–2029.
- Chabert, J., ve Engeldinger, P. (1956). *Etude des affouillements autour des piles de ponts*. Chatou: Laboratoire National d’Hydraulique, 175.
- Chee, R. K. W. (1982). *Live-Bed Scour at Bridge Piers*, Master's Thesis, University of Auckland, Auckland, 55.
- Chiew, Y. M. (1995). Mechanics of Riprap Failure at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(9), 635–643.
- Chiew, Y. M. (1984). *Local Scour at Bridge Piers*, Master's Thesis, University of Auckland, Auckland, 22.
- Collins, M. B., ve Rigler, J. K. (1982). The use of settling velocity in defining the initiation of motion of heavy mineral grains, under unidirectional flow. *Sedimentology*, 29(3), 419–426.
- Das, M. M. (2011). *Open Channel Flow* (Third Edition). New Delhi: PHI Learning, 95.
- Davoren, A. (1985). *Local scour around a cylindrical bridge pier*. Christchurch: Ministry of Works and Development, 12.

- Dongguang, G., Pasada, L., ve Nordin, C. F. (1993). Pier Scour Equations used in the People's Republic of China: Review and Summary; Federal Highway Administration, FHWA-SA-93-076, Washington, DC, 12-13.
- Emadzadeh, A., Chiew, Y. M., ve Afzalimehr, H. (2010). Effect of accelerating and decelerating flows on incipient motion in sand bed streams. *Advances in Water Resources*, 33(9), 1094–1104.
- Ettema, R. (1980). *Scour at Bridge Piers*, Master's Thesis, University of Auckland, Auckland, 11.
- Flint, M. M., Fringer, O., Billington, S. L., Freyberg, D., ve Diffenbaugh, N. S. (2017). Historical Analysis of Hydraulic Bridge Collapses in the Continental United States. *Journal of Infrastructure Systems*, 23(3), 04017005.
- Franzetti, S., Malavasi, S., ve Piccinin, C. (1994). *Sull'erosione alla base delle pile di ponte in acque chiare*. Paper presented at the XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli, IT.
- Garde, R. J. (1970). Initiation of motion on a hydrodynamically rough surface - critical velocity approach. *Journal of Irrigation and Power*, 27(3), 271-282.
- Garde, R. J., ve Ranga Raju, K. G. (1987). *Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems* (Second Edition). New York: John Wiley, 58-59.
- Gaudio, R., Grimaldi, C., Tafarojnoruz, A., ve Calomino, F. (2010). *Comparison of Formulae for the Prediction of Scour Depth at Piers*. Paper presented at the First European IAHR Congress, Edinburgh, UK.
- Goncharov, V. N. (1964). *Dynamics of channel flow*. Jerusalem: Oldbourne Press, 19.
- Graf, W. H., ve Song, T. (1995). Bed-shear stress in non-uniform and unsteady open-channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, 33(5), 699–704.
- Grimaldi, C., Gaudio, R., Calomino, F., ve Cardoso, A. H. (2009a). Control of Scour at Bridge Piers by a Downstream Bed Sill. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(1), 13–21.
- Grimaldi, C., Gaudio, R., Calomino, F., ve Cardoso, A. H. (2009b). Countermeasures against Local Scouring at Bridge Piers: Slot and Combined System of Slot and Bed Sill. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(5), 425–431.
- Günyaktı, A. (1988). Köprü Ayakları Etrafında Oyulma Derinliğinin Grafik Yöntemle Tahmini. *TÜBİTAK Mühendislik ve Çevre Bilimleri Dergisi*, 12(1), 96–108.
- Hammond, T. M., ve Collins, M. B. (1979). On the threshold of transport of sand-sized sediment under the combined influence of unidirectional and oscillatory flow. *Sedimentology*, 26(6), 795–812.

- Hancu, S. (1971). *Sur le calcul des affouillements locaux dans la zone des piles des ponts*. Paper presented at the 4th International Association of Hydraulic Research Congress, Paris, FR.
- Harik, I. E., Shaaban, A. M., Gesund, H., Valli, G. Y. S., ve Wang, S. T. (1990). United States Bridge Failures, 1951–1988. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 4(4), 272–277.
- Inglis, S. C. (1949). *Maximum depth of scour at heads of guide banks and groynes, pier noses, and downstream of bridges-The behavior and control of rivers and canals*. Poona: Indian Waterways Experimental Station.
- İnternet: Ercan, E; Gündoğan, G. 61 yıllık köprü çöktü... Araçlar içindekilerle birlikte suya gömüldü... 15 kişi kayıp.... Hürriyet Web Sitesi. URL: <http://www.webcitation.org/query?url=http%3A%2F%2Fwww.hurriyet.com.tr%2Fgundem%2F61-yillik-kopru-coktu-araclar-icindekilerle-birlikte-suya-gomuldu-15-kisi-kayip-20290763&date=2018-06-03> Son Erişim Tarihi: 06.03.2018.
- Jahangirzadeh, A., Basser, H., Akib, S., Karami, H., Naji, S., ve Shamshirband, S. (2014). Experimental and Numerical Investigation of the Effect of Different Shapes of Collars on the Reduction of Scour around a Single Bridge Pier. *PLoS ONE*, 9(6), e98592.
- Jain, S. C., ve Fischer, E. E. (1979). Scour Around Circular Bridge Piers at High Froude Numbers; Federal Highway Administration, *FHWA-RD-79-104*, Washington, 3-4.
- Johnson, P. A. (1999). Scour at Wide Piers Relative to Flow Depth. In E. V Richardson ve P. F. Lagasse (Eds.), *Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Compendium of Papers ASCE Water Resources Engineering Conferences 1991 to 1998*. Fort Collins, CO: ASCE, 280–287.
- Jones, J. S., ve Sheppard, D. M. (2000). *Scour at Wide Bridge Piers*. Paper presented at the Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis, Mi, USA.
- Julien, P. Y. (1995). *Erosion and Sedimentation*. Edinburgh: Cambridge University Press, 33-34.
- Khwairakpam, P., Sinha Ray, S., Das, S., Das, R., ve Mazumdar, A. (2012). Scour Hole Characteristics around a Vertical Pier under ClearWater Scour Conditions. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 7(6), 649-654.
- Komar, P. D., ve Clemens, K. E. (1986). The Relationship Between a Grain's Settling Velocity and Threshold of Motion under Unidirectional Currents. *Journal of Sedimentary Petrology*, 56(2), 258–266.
- Kothyari, U. C., Garde, R. C. J., ve Ranga Raju, K. G. (1992). Temporal Variation of Scour Around Circular Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(8), 1091–1106.

- Kothyari, U. C., Hager, W. H., ve Oliveto, G. (2007). Generalized Approach for Clear-Water Scour at Bridge Foundation Elements. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(11), 1229–1240.
- Kramer, H. (1935). Sand Mixtures and Sand Movement in Fluvial Model. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 100(1), 798–838.
- Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Zevenbergen, L. W., ve Girard, L. G. (2007). Countermeasures to Protect Bridge Piers from Scour; Transportation Research Board, *NCHRP Report 593*, Washington, DC, 1-6.
- Lai, J. S., Chang, W. Y., ve Yen, C. L. (2009). Maximum Local Scour Depth at Bridge Piers under Unsteady Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(7), 609–614.
- Lamb, M. P., Dietrich, W. E., ve Venditti, J. G. (2008). Is the critical Shields stress for incipient sediment motion dependent on channel-bed slope? *Journal of Geophysical Research*, 113(2), F02008.
- Laursen, E. M. (1958). Scour at Bridge Crossings. *Journal of the Hydraulics Division*, 86(2), 39-54.
- Laursen, E. M., ve Toch, A. (1956). *Scour Around Bridge Piers and Abutments, Vol. 4*. Iowa: Iowa Highway Research Board, 13-14.
- Lavelle, J. W., ve Mofjeld, H. O. (1987). Do Critical Stresses for Incipient Motion and Erosion Really Exist? *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(3), 370–385.
- Liang, F., Wang, C., Huang, M., ve Wang, Y. (2016). Experimental observations and evaluations of formulae for local scour at pile groups in steady currents. *Marine Georesources and Geotechnology*, 35(2), 245–255.
- Liu, H. K. (1957). Mechanics of Sediment-Ripple Formation. *Journal of the Hydraulics Division*, 83(2), 1-23.
- Marsh, N. A., Western, A. W., ve Grayson, R. B. (2004). Comparison of Methods for Predicting Incipient Motion for Sand Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(7), 616–621.
- May, R. W. P., Ackers, J. C., ve Kirby, A. M. (2002). Manual on Scour at Bridges and Other Hydraulic Structures; Construction Industry Research and Information Association, *CIRIA Report C551*, London, 77-80.
- Melville, B. (2008). *The Physics of Local Scour at Bridge Piers*. Paper presented at the Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokyo, Japan.
- Melville, B., Sheppard, D. M., ve Demir, H. (2011). Scour at Wide Piers and Long Skewed Piers; Transportation Research Board, *NCHRP Report 682*, Washington, DC, 37-39.
- Melville, B. (1997). Pier and abutment scour: integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2), 125–136.

- Melville, B., ve Chiew, Y.M. (1999). Time Scale for Local Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 59–65.
- Melville, B., ve Coleman, S. E. (2000). *Bridge scour*. Colorado: Water Resources Publications, 1-2.
- Melville, B., ve Sutherland, A. J. (1988). Design Method for Local Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(10), 1210–1226.
- Miedema, S. A. (2010, September). *Constructing the Shields curve, a new theoretical approach and its applications*. Paper presented at the WODCON XIX, Beijing, China.
- Miller, M. C., McCave, I. N., ve Komar, P. D. (1977). Threshold of sediment motion under unidirectional currents. *Sedimentology*, 24(4), 507–527.
- Neill, C. R. (1973). *Guide to bridge hydraulics*. Toronto: University of Toronto Press, 33.
- Nikuradse, J. (1933). Laws of Flow in Rough Pipes; National Advisory Committee for Aeronautics, *NACA TM 1292*, Washington, DC, 13-14.
- Oliveto, G., ve Hager, W. H. (2002). Temporal Evolution of Clear-Water Pier and Abutment Scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(9), 811–820.
- Pagliara, S., Carnacina, I., ve Cigni, F. (2010). Sills and gabions as countermeasures at bridge pier in presence of debris accumulations. *Journal of Hydraulic Research*, 48(6), 764–774.
- Paphitis, D., Velegrakis, A. F., Collins, M. B., ve Muirhead, A. (2001). Laboratory investigations into the threshold of movement of natural sand-sized sediments under unidirectional, oscillatory and combined flows. *Sedimentology*, 48(3), 645–659.
- Raudkivi, A. J. (1986). Functional Trends of Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(1), 1–13.
- Raudkivi, A. J., ve Ettema, R. (1983). Clear-Water Scour at Cylindrical Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(3), 338–350.
- Razi, S., Salmasi, F., Dalir, A. H., ve Farsadizaeh, D. (2012). Application of Bed Sill to Control Scouring Around Cylindrical Bridge Piers. *Journal of Civil Engineering and Urbanism*, 2(3), 115–121.
- Richardson, E. V., ve Davis, S. R. (1995). Evaluating Scour at Bridges (Üçüncü Baskı); Federal Highway Administration, *FHWA Report FHWA-IP-90-017 (HEC-18)*, Washington, DC, 6.2-6.7.
- Richardson, E. V., Karaki, S., Mahmood, K., Simons, D. B., ve Stevens, M. A. (1975). *Highways in the river environment, hydraulic and environmental design considerations: training and design manual*. Fort Collins, CO: Federal Highway Administration, VI.32-VI.40.

- Rouse, H. (1939). An Analysis of Sediment Transportation in the Light of Fluid Turbulence; United States Department of Agriculture Soil Conservation Service, *Report No. SCS-TP-25*, Washington, DC, 7-9.
- Shen, H. W. (1971). Scour near piers. In Shen, H. W. (Ed.), *River Mechanics*. Fort Collins, CO: Colorado State University, 1-25.
- Shen, H. W., Schneider, R. V, ve Karaki, S. (1969). Local Scour Around Bridge Piers. *Journal of the Hydraulics Division*, 95(6), 1919–1940.
- Sheppard, D. M., Odeh, M., ve Glasser, T. (2004). Large Scale Clear-Water Local Pier Scour Experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(10), 957–963.
- Shields, A. F., (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement; Soil Conservation Service Cooperative Laboratory California Institute of Technology, *Publication No. 167*, Pasadena, CA, 1-36.
- Shiraz, V., Shakir, A. S., ve Khan, N. M. (2015). Ranking Analysis of Clear Water Scour Depth Equations at Bridge Piers. *Pakistan Journal of Engineering and Applied Sciences*, 16, 33–48.
- Shirole, A. M., ve Holt, R. C. (1991, March). *Planning for a Comprehensive Bridge Safety Assurance Program*. Paper presented at the Third Bridge Engineering Conference, Denver, Colorado.
- Soulsby, R. L. (1997). *Dynamics of Marine Sands*. London: Thomas Telford, 97-104.
- Tafarojnoruz, A., Gaudio, R., ve Calomino, F. (2012). Evaluation of Flow-Altering Countermeasures against Bridge Pier Scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(3), 297–305.
- Tison, L. J. (1940). Erosion autour des piles de ponts en riviere. *Annales Des Travaux Publics de Belgique*, 41(6), 813–817.
- v. Karman, T. (1924). *Concerning the Stability of Laminar Flow and the Theory of Turbulence*. Paper presented at the Kongresses für Tech. Mechanik, Delft, NL.
- Venkatadri, C., Mutyam, R. G., Tahir, H. S., ve Asthana, K. C. (1965). Scour around bridge piers and abutment. *Water and Energy International*, 22(1), 35–42.
- Wiberg, P. L., ve Smith, J. D. (1987). Calculations of the critical shear stress for motion of uniform and heterogeneous sediments. *Water Resources Research*, 23(8), 1471–1480.
- Yalin, M. S., ve Karahan, E. (1979). Inception of Sediment Transport. *Journal of the Hydraulics Division*, 105(11), 1433–1443.
- Yang, C. T. (1973). Incipient Motion and Sediment Transport. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(10), 1679–1704.

- Yanmaz, A. M. (1989). *Time Dependent Analysis of Clear Water Scour Around Bridge Piers*, Doctoral dissertation, Middle East Technical University, Ankara.
- Yanmaz, A. M. (2002). *Köprü Hidroliği*. Ankara: ODTÜ Geliştirme Vakfı Yayıncılık ve İletişim A.Ş. Yayınları, 143-165.
- Zanke, U. (2001). *Zum Einfluss der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung*. Darmstadt: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, 120.





ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : DEMİR, Abdullah Kürşat
 Uyruğu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 21.07.1991, Ankara
 Medeni hali : Evli
 Telefon : 0 (312) 582 32 04
 E-mail : kursatdemir@gazi.edu.tr



Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Tarihi
Yüksek lisans	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	Devam ediyor
Lisans	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	2014
Lise	Ankara Alparslan Anadolu Lisesi	2009

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2017-Halen	Gazi Üniversitesi	Araştırma Görevlisi
2016-2017	Gaziosmanpaşa Üniversitesi	Araştırma Görevlisi

Yabancı Dil

İngilizce

Fransızca

Yayınlar

Eroglu, N., ve Demir, A.K. (2017). *Initiation of sediment motion in non-uniform flows*. Paper presented at the 8th International Advanced Technologies Symposium, Elazığ.

Hobiler

Spor yapmak, Kitap okumak, Sosyal sorumluluk projelerinin içinde bulunmak



GAZİ GELECEKTİR..