

39433

EFEKTİF GERİLMELERLE

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Murat BOYDAŞ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 17 Haziran 1993

Tezin Savunulduğu Tarih : 14 Temmuz 1993

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Remzi ÜLKER
: Y. Doç. Dr. M. Tuğrul ÖZKAN

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

TEMMUZ 1993

ÖNSÖZ

Tez konusunun seçiminde ve çalışmalarım sırasında gösterdiği yakın ilgi ve değerli katkılarından dolayı danışmanım, Sayın Hocam Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER'e teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca, yazıları özenle daktilo eden İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi elemanlarından Jale GEDİZLİOĞLU'na teşekkür ederim.

Haziran 1993

İnş. Müh.

Murat BOYDAŞ

İ Ç İ N D E K İ L E R

ÖZET.....	VI
SUMMARY.....	VII
BÖLÜM 1. GİRİŞ.....	1
BÖLÜM 2. GENEL BİLGİLER VE SINIFLANDIRMA.....	3
2.1. Şev Hareketlerinin Tanımlanması ve Geometrisi.....	3
2.2. Şev Hareketlerinin Sınıflandırması.....	5
2.3. Şev Hareketlerinde Etkenler.....	12
BÖLÜM 3. EFEKTİF GERİLMELERLE ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİNİN İLKELERİ.....	14
3.1. Efektif Gerilme Kavramı.....	15
3.2. Boşluk Suyu Basıncı.....	17
3.3. Kayma Mukavemeti Parametreleri.....	20
3.3.1. Uç Eksenli Basınç Deneyi.....	20
3.3.2. Direkt ve Halka Kesme Deneyleri.....	25
3.3.3. Projelendirme İçin Mukavemet Parametrelerinin Seçimi.....	26
3.4. Kayma Yüzeyinin Seçimi.....	28
3.5. Uzun Dönem Stabillitesi.....	31
3.6. Gerilme Çatlakları.....	34
3.7. Uç Boyutlu Analiz.....	35
BÖLÜM 4. BOŞLUK SUYU BASINCININ BELİRLENMESİ.....	39
4.1. Boşluk Suyu Basıncının Arazide Ölçülmesi..	39
4.1.1. Açık Borulu Piyezometreler.....	40
4.1.2. Çift(ikiz)tüp Hidrolik Piyezometreler...	44
4.1.3. Pünematik Piyezometreler.....	45
4.1.4. Titreşimli Tel Piyezometreler.....	46
4.1.5. Elektrik resistanslı Piyezometreler.....	47
4.1.6. Multipoint Piyezometreler.....	48
4.1.7. Hidro Dinamik Gecikme Süresi.....	49
4.2. Akış Modelinin Kurulması.....	51
4.2.1. Akım Ağı ve Sınır Şartları.....	52
4.2.2. Anizotropinin etkileri.....	55

4.2.3. Permeabilitedeki Değişiklikler.....	57
4.2.4. Akış Modelinin Çözülmesi.....	60
4.3. Boşluk Suyu Basıncı Datasının Hazırlanması.....	60
4.4. Negatif Boşluk Suyu Basıncı.....	65
4.5. Gerilmedeki Değişimlerin Boşluk Suyu Basıncına Etkileri.....	69
BÖLÜM 5. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	72
5.1. Basit Kayma Yüzeyleri.....	73
5.1.1. Düzlem Kaymalar.....	73
5.1.2. Kama Biçiminde Kaymalar.....	75
5.2. Dairesel Kayma Yüzeyleri.....	75
5.2.1. Dilim Metotları.....	75
5.2.1.1. İsveç Dilim Metodu.....	76
5.2.1.2. Basitleştirilmiş Bishop Metodu.....	78
5.2.1.3. Spencer Metodu.....	80
5.2.2. Sürtünme Dairesi Metodu.....	84
5.3. Boşluk Suyu Basıncı Güvenlik sayısı İlişkisi.....	87
BÖLÜM 6. BURSA-YALOVA DEVLET YOLUNDAKİ HEYELANLAR ÜZERİNDE BİR ARAŞTIRMA	89
6.1. Genel Bilgiler.....	89
6.2. Bölgenin Konumu ve Jeolojik Yapısı.....	90
6.3. Arazi Aletlendirilmesi.....	92
6.3.1. Piyezometreler.....	93
6.3.2. Yağış Ölçer.....	94
6.3.3. İnklinometreler.....	94
6.4. Laboratuvar Deneyleri.....	95
6.4.1. İndeks Özellikleri.....	95
6.4.2. Konsolidasyon Deneyleri.....	95
6.4.3. Uç Eksenli Basınç Deneyleri.....	96
6.4.4. Direkt Kesme Deneyleri.....	96
6.5. Stabilitate Analizi.....	97
6.5.1. Mukavemet Parametrelerinin Belirlenmesi ve Geoteknik Değerlendirme.....	97
6.5.2. Analiz Metotları.....	99
6.5.3. Stabilitate Analizi Sonuçları.....	99

BÖLÜM 7. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME.....	105
KAYNAKLAR.....	108
EKLER.....	111
ÖZGEÇMİŞ.....	124



ÖZET

Doğal şevlerin stabilitelerinin incelenmesi, stabiliteyi artırıcı önlemlerin alınması, dolgu ve yarma şevlerinin güvenli ve ekonomik olarak projelendirilmesi konuları, sayısal bir analizle sonuçlanan detaylı bir arazi ve laboratuvar çalışması gerektirmektedir. Gerçekçi bir analiz, stabiliteyi etkileyebilecek tüm parametrelerin belirli zaman ve sınır şartları içinde değerlendirilmesi ile mümkün olmaktadır.

Efektif gerilmelerle şev stabilitesi analizi, stabilitenin toplam gerilmelerle çalışılması durumunda farkedilemeyen eğilimini gösterdiğinden, boşluk suyu basıncının bilindiği veya yeter doğrulukta tahmin edildiği tüm problemler için geçerlidir. Bu çalışmada, efektif gerilmelerle şev stabilitesi analizinde olayı etkileyen değişkenler incelenmiş, efektif mukavemet parametrelerinin ve boşluk suyu basıncının elde edilmesi anlatılmıştır. Daha sonra, basit ve dairesel kayma yüzeyleri için kullanılan bazı analiz metotları tanıtılmış ve boşluk suyu basıncı-güvenlik sayısı ilişkisi incelenmiştir. Tezin son bölümünde uygulamadan bir örnek üzerinde üç ayrı yöntem kullanılarak uzun dönem stabilitesi incelenmiş ve elde edilen güvenlik sayıları karşılaştırılmıştır.

SUMMARY

SLOPE STABILITY ANALYSIS IN TERMS OF EFFECTIVE STRESS

Analysis of slope stability is the principal geotechnical design task for both natural and permanent or temporary excavated slopes. There are several important problems involving slope stability. Such problems most often arise in connection with the construction of highways, canals and basements. Slope stability is an extremely important consideration in the design and construction of earth dams. There are also important problems involving the stability of natural slopes. The results of a slope failure can often be catastrophic, involving the loss of considerable property and many lives. The cost of flattening of a slope to achieve greater stability can be tremendous. Hence, although safety must be assured, undue conservatism must be avoided.

There are a few terms to define slope movements according to the type of soil and movements. The term "landslide" is most used as general term to define down-slope movements of soil or rock masses as a result of shear failure at the boundaries of moving mass.

Landslide classification is very important in terms of definition of problem. There are far too many different classifications of landslides. Rigorous classification of landslides seems impossible given the complexity of slope movements. Such a classification would probably be of limited utility anyway, because of its likely complexity. Landslide classifications have been based on landslide morphology, the way in which movement occur, the rate of movement, the size of material, the age of failure and various combinations of those. The most important point is that a classification should reflect user needs.

There are two main approaches in carrying out slope stability analysis. By far the most popular methods of slope stability analysis in use today are

limiting equilibrium methods; this popularity is due to the simplicity and ease of the methods and the profession has built up great experience in their use. It is considered the failure is on the point of occurring along an assumed or a known failure surface. The shear strength required to maintain a condition of limiting equilibrium is compared with the available shear strength of the soil, giving the average factor of safety along the failure surface. In addition to methods which utilize limiting equilibrium methods, many other analytic methods exist. These include methods which involve the theory of plasticity, finite difference solutions and finite element techniques. However they are limited by fact that they are generally more difficult to use, and require much more computation time and data preparation time on the part of the user.

Slope stability analysis can be carried out in terms of total stress or effective stress. Total stress analysis covers the case of a fully saturated clay under undrained conditions, i.e. for the condition immediately after constructions. Whereas, effective stress analysis is valid for every condition. Because, the changes of pore water pressure can be taken into account in analysis.

It is necessary to determine effective shear strength parameters for slope stability analysis. Triaxial tests are the most common means of obtaining the peak shear strength parameters. Direct shear tests are used to obtain both residual and peak strength values. Selection of strength for design is important due to the fact that reliable results are found out. Whether peak, softened or residual strength are used in the analysis of slope stability depends on presence of existing slide planes and fissuring.

In slope stability analysis, it is necessary to work with curved failure surfaces or compound surfaces made up of several straight lines. These assumptions will suffice for most practical problems. In some problems, the location of the failure surface and the shape of the sliding mass are influenced by weak strata within the soil. Although a full calculation of safety factor for a given slope requires many trial failure surfaces, the mechanics of calculation will be demonstrated by considering a single failure surface.

Slopes in overconsolidated fissured clays require special consideration. A number of cases are recorded in which failures in this type of clay have occurred long after dissipation of excess pore water had been

completed. These slopes often failed even though conventional analysis indicated that they should be stable. It is called "progressive failure" Analysis of these failures showed that the average shear strength at failure was well below the peak value. It is probable that large strains occur locally due to the presence of fissures, resulting in the peak strength being reached, followed by a gradual decrease towards the critical state value. The strength of an overconsolidated clay at the critical state, for use in the analysis of a potential first-time slip, is difficult to determine accurately.

Tension cracks generally occur near the crest of a slope and reduce the overall stability of a slope by decreasing the cohesion which can be mobilized along the upper part of a potential failure surface. Omitting the tension crack don't lead to great difference. Thus, they can be neglected.

In practise, slope stability problem is usually considered in two dimensions and conditions of plane strain are assumed. There is no rigorous method for treating three-dimensional effects. It has been shown that a two-dimensional analysis gives a conservative results for failure on a three-dimensional surface.

The measurement of water pressure in the saturated zone is most commonly carried out using piezometers. They can be grouped into those that have a diaphragm between the transducer and pore water and those that do not. The most reliable way in determining actual pore water pressure or its seasonal fluctuations is usage of piezometers.

A further consideration is selection of method in inputting pore water pressure data for stability analysis. Three principle methods are usually adopted for representing pore water pressure data:

- 1- Piezometric lines
- 2- Pore pressure grids
- 3- Pore pressure ratio (ru)

In practice, for purposes of analysis it is most convenient to express the pore water pressure at any point in terms of the pore water pressure ratio (ru).

The general solutions are based on the assumption that c is constant throughout the cross-section. In most problems the value of the pore pressure ratio is not constant over the whole surface but, unless there are isolated regions of high pore pressure, an average value (weighted on an area basis) is normally used in design.

For many slope failures, the observation that the surface along which sliding took place was not planar but curved, led to the idea of using curved failure surfaces for the analysis of slope stability. Particularly, methods of analysis based on circular surface were developed due to the fact that a circle is merely a special and simple type of curved failure surface.

Early solutions for circular surfaces were obtained by Fellenius (1927), who used a method of slices, and Taylor (1937, 1948) who used a friction circle method to produce charts of stability numbers which could be used to determine factors of safety against slope failure. Friction circle method can only be used for uniform materials. If the slope is composed of more than one soil, or if unusual patterns of seepage exist methods of slices must be used.

In methods of slices, the failure mass is broken up into a series of vertical slices and the equilibrium of each of the slices is considered. The major differences of these methods involve the way in which the unknown quantities that arise in the analysis are dealt with. All of the methods of slices are particularly suitable for solution by computer. More complex slope geometry and different soil strata can be introduced.

The common property of methods of slices is that the problem is statically indeterminate. Breaking the mass up into a series of vertical slices does not remove the problem of statical indeterminacy. Hence a unique solution is impossible without doing some assumptions.

With Fellenius's method, it is assumed that the interslice forces are equal and opposite for each slice and so cancel. Thus the safety factor computed by this method will be in error. Despite the errors, this method is widely used in practice.

because of its errors on the safe side. Hand calculations are possible.

Bishop (1955) presented a method in which the interslice forces were taken into account in the analysis. Bishop's original method contains too many unknowns to enable a direct solution to be found. Thus, simplified version of Bishop's method have been developed. In this method, it is assumed that the forces acting on the sides of any slice have zero resultant in the vertical direction. This type of analysis is accurate enough for most practical purposes and most widely used method of slope stability analysis.

Spencer proposed a method of analysis in which the resultant interslice forces are parallel and in which both force and moment equilibrium are satisfied. Spencer showed that the accuracy of the Bishop's simplified method, in which only moment equilibrium is satisfied, is due to the insensitivity of the moment equation to the slope of interslice forces.

The purpose of this study is to examine the stability of slopes in terms of effective stress. For this reason, in the initial chapters the general information has been given related to the subjects of classifications of landslides, the main approaches of slope stability analysis, the evaluation of effective shear strength parameters and pore water pressure. Then the most common methods of slope stability analysis have been explained. Finally, an analysis programme has been carried out on the model which was selected from the section of Bursa-Yalova Highway. In the analysis, the possibility of variations pore water pressure ratio and cohesion have been considered. Long-term stability analysis have been carried out by using Fellenius's method, Bishop's Simplified method and Spencer's method.

The results of the analysis have been evaluated in terms of factors of safety, locations and radius of slip circles and number of slices.

For the present case, although the analyzed slope seemed quite stable, long-term stability would be critical. The effect of reduction of the residual cohesion seemed more effective than increasing of the pore water pressure.

Fellenius's method gives conservative results regarding to the other accurate methods. But, the error increases because of the combined effect of increasing pore water pressure and decreasing residual cohesion. The number of slices doesn't influence the results considerably. This is why they can be neglected. Bishop's simplified method is the most common one used in the analysis because it gives quite accurate results when compared with Spencer's method.



BÖLÜM 1

GİRİŞ

Şev stabilitesi, inşaat mühendislerinin uzun yıllardır uğraştıkları önemli konulardan birisidir. Önceleri yalnızca doğal şevlerin kayma hareketleri veya kaya düşmeleri olarak karşılaşılan bu problem, insan nüfusunun ve ihtiyaçlarının artması ile boyut değiştirmiştir. Mühendisliğin gelişmesi ile çeşitli amaçlar için inşa edilen yapay şevler önemli stabilite problemlerini beraberinde getirmektedir.

Şev stabilitesi konusunda, mühendislere düşen görev doğal şevlerin stabilitelerinin incelenmesi, stabiliteyi artırıcı önlemlerin alınmasının yanı sıra dolgu ve yarma şevlerinin ekonomik ve güvenli projelendirilmesidir.

Şevlerde stabilite incelenirken gerçekçi bir değerlendirme, kapsamlı arazi ve laboratuvar deneylerini içeren detaylı bir mühendislik çalışması gerektirir. Böyle bir çalışmanın amacı, en ekonomik ama aynı zamanda en güvenli çözümü bulabilmektir. Bu amaçla geliştirilmiş tüm analiz yöntemlerinde yapılan bazı varsayımlar ve hesapta kullanılacak zemin parametrelerinin elde edilmesindeki potansiyel belirsizlikler, olayı karmaşık hale getirmektedir.

Tüm mühendislik tasarımlarında olduğu gibi şev stabilitesinde de, değerleri geçmiş tecrübelere dayanarak farklı farklı seçilen güvenlik sayıları kullanılmaktadır. Bu güvenlik sayılarının değerleri, şevlerde kaymaya yol açan dış kuvvetlere ve bunların zaman içinde

değişimlerine, şevı oluşturan zemin tabakalarının özelliklerine ve kullanılan hesap yöntemlerine bağılı olmaktadır.

Bu tez çalışmasında, efektif gerilmelerle şev stabilitesi analizinde, olayı etkileyen değişkenlerin incelenmiş ve pratikte çok sık kullanılan Basit Dilim Metodu ile Basitleştirilmiş Bishop Metodunun uygulamadan bir örnek üzerinde karşılaştırılması yapılmıştır. Butezde, ilk olarak şev hareketlerinin tanımlanması ve sınıflandırılması ile ilgili literatür çalışması verilmiştir. Ardından, efektif analizin ilkeleri araştırılmış, stabilizeyi etkileyen faktörlerden bahsedilmiştir. Sonra, efektif analiz için gerekli boşluk suyu basıncının belirlenmesi ve analize giriş metotları hakkında bilgi verilmiştir. Daha sonra, basit ve dairesel kayma yüzeyleri için kullanılan bazı analiz metotları tanıtılmıştır. Ayrıca, boşluk suyu basıncının güvenlik sayısı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Sonra da Bursa-Yalova Devlet Yolundaki bir heyelan araştırma alanında Karayolları Genel Müdürlüğünce yapılan arazi gözlemleri ve laboratuvar deneyleri tanıtılmıştır. En son olarak, araştırma sahasındaki kritik bir şev kesiti için stabilize; hem ölçüm sırasında elde edilen değerlerle, hem de kohezyonun ve boşluk suyu basıncının zaman içinde alması muhtemel değerlerine göre incelenmiştir. Analizde, dairesel kayma yüzeyi kabulü yapılmış ve üç ayrı yöntem kullanılarak elde edilen güvenlik sayıları karşılaştırılmıştır.

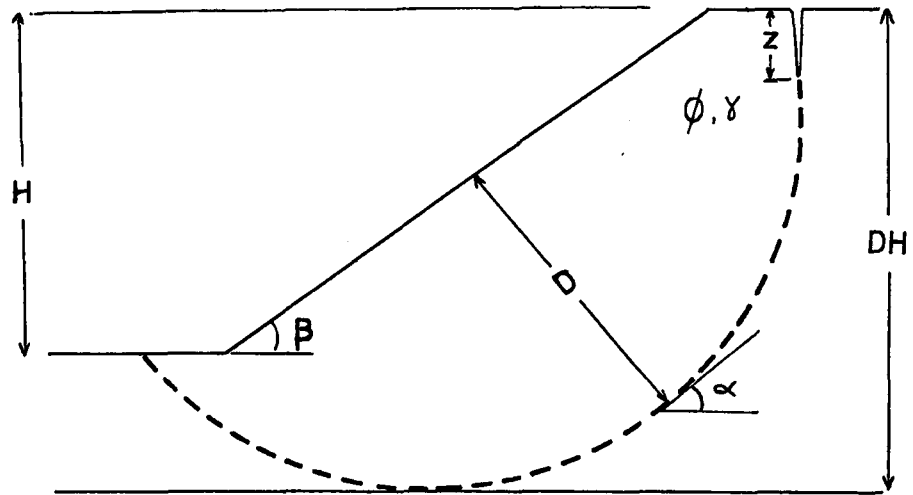
BÖLÜM 2

GENEL BİLGİLER VE SINIFLANDIRMA

2.1. Şev Hareketlerinin Tanımlanması Ve Geometrisi

Şev stabilitesi, eskiden kullanılan terimiyle heyelan problemi, uzun yıllar boyunca zeminle uğraşan mühendisleri çok yakından ilgilendirmiştir. Bu ilginin nedeni şev stabilite bozukluklarının depremler, sel baskınları, kasırgalar gibi doğal afetlere benzer olarak ciddi can ve mal kayıplarına yol açabilmesidir.

Şev için genel anlamda bir tanım yapmak gerekirse bu tanım " yatay ya da mevcut arazi yüzeyi ile belirli bir açı yapan kitle " olarak verilebilir [1]. Bir şevin analiz edilmesi sırasında, şeve ait bilinmesi gereken tüm parametreler şekil 2.1'de gösterilmiştir.

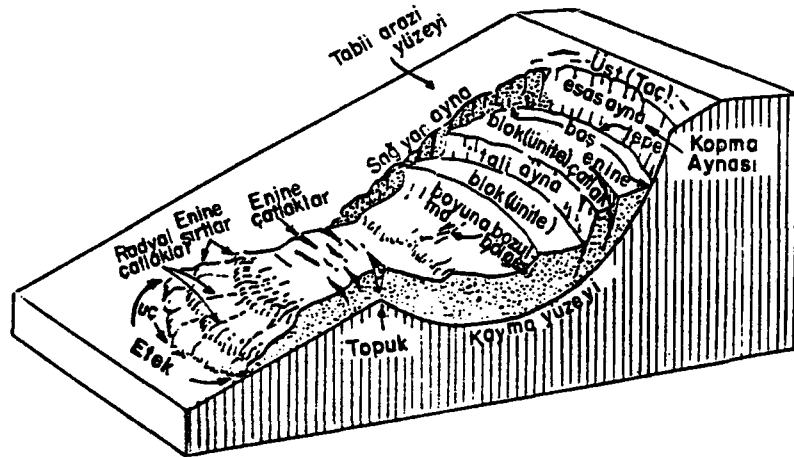


Şekil 2.1. Bir Şevin Geometrik Özellikleri

Mühendislik yönünden şev stabilitesi ile ilgili problemlerle doğal şevlerin kayma mekanizmalarının incelenmesi, çeşitli mühendislik yapılarındaki yapay dolgu ve yarma şevlerinin projelendirilmesi, stabilitesi bozulmuş şevlerde hasarın giderilmesi ve gerekli önlemlerin alınması gibi konularda karşılaşılır [2].

Zemin mekaniği literatüründe, şev kaymaları ile heyelan terimlerini aynı anlamda kullananlar olduğu gibi ayrı isimlendirenler de vardır. Skempton ve Hutchinson (1969), zemin ve kaya kütlelerinde kesme mukavemetinin bir veya bir kaç yüzey boyunca azalmasından doğan tüm şev hareketlerini heyelanlar olarak nitelendirmişlerdir [3]. Varnes (1978) ise heyelanları kaymalarla sınırlandırarak, şev hareketleri ile aynı anlamda kullanmıştır [4]. Bazı Japon araştırmacılar ise ayırımı, yatık şevlerdeki yavaş hareketleri "heyelan", nisbeten dik şevlerdeki hızlı hareketleri "şev kaymaları" diye adlandırarak yapmışlardır [5]. Türkiye'de yaygın olan doğal şevler için genellikle "heyelan", yapay şevler içinse hareketin cinsine bağlı olarak "kayma, göçme, akma" terimlerinin kullanılmasıdır.

Bir heyelanın genel karakteri, geometrisi ve jeolojisinin ayrıntılı tanımı için Şekil 2.2'de gösterilen terimler kullanılır [6].



Şekil 2.2 Heyelan Terimleri [6].

ESAS AYNA: Hegelanı saran bozulmamış zeminde, kayan kütlenin uzaklaşması ile meydana çıkan keskin görünüşlü yüzey. Bu yüzeyin kayan kütlenin altına tesadüf eden kısmı kayma yüzeyi olarak adlandırılır.

TALİ AYNA: Kayan kütledeki malzemenin farklı hareketlerinden, bu kütle üzerinde oluşan düşey keskin görünüşlü yüzey.

BAŞ: Kayan kütlenin, esas ayna ile temas çizgisi boyunca üst kısmı

TEPE: Kayan kütlenin esas ayna ile kesiştiği en üst nokta.

TOPUK: Kayma yüzeyinin aşağı kısmı ile tabii zeminin kesişme çizgisi.

ETEK: Kayan kütlenin, esas aynadan en uzak kenarı.

UÇ: Etek kısmının, hegelan tepesinden en uzak noktası.

YAN AYNA: Kayan kütlenin yan kısımları.

TAÇ-ÜST: Esas aynaya komşu, genellikle bozulmamış ve henüz kayma olmamış zemin kütlesi.

SOL VE SAĞ: Üst kısımdan bakıldığında yönler.

2.2 Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması

Bugüne kadar şev hareketleri için zeminin cinsi ortam özellikleri, hareketin tipi, hızı ve nedenleri gibi çeşitli etkenlere dayanan birçok sınıflandırma ileri sürülmüştür. Çeşitli zemin cinslerine göre ve çok sayıda faktörün neden olduğu bu karmaşık problem, sınıflandırma yapan kimsenin önem verdiği yöne bağlı olarak değişir. Yapılan sınıflandırmalardan her biri kullanıcının ihtiyacını yansıtan en uygun çözüm olabilir [5],[6].

Sınıflandırmalar genellikle aşağıdaki esaslara dayandırılır.

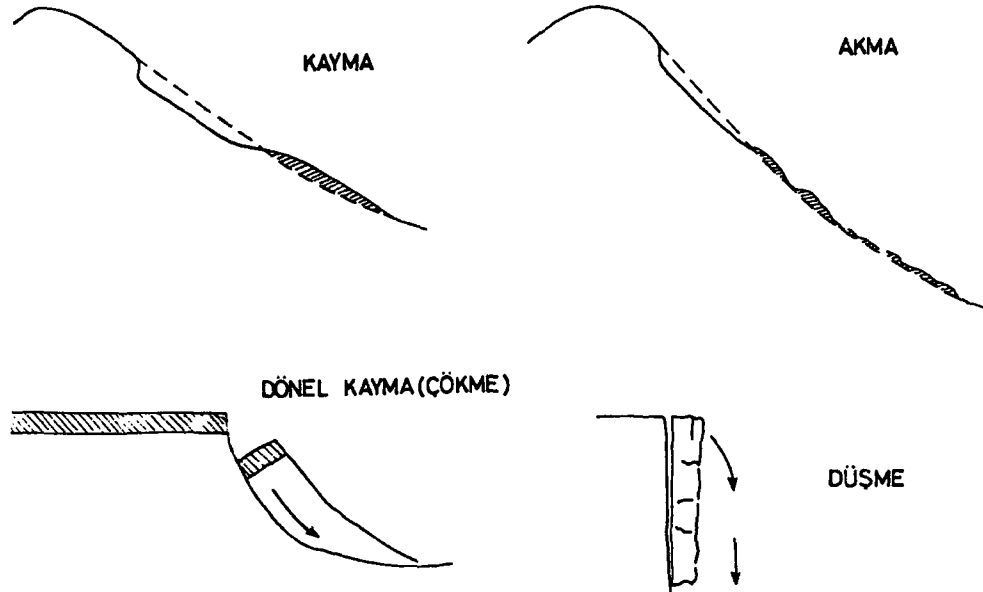
- 1) Kayma yüzeyinin ve etkilenen sahanın morfolojisi
- 2) Hareketin tipi, boyutu, miktarı

- 3) Hareketin hızı
- 4) Kayan zeminin yerini aldığı kütleyi yer değiştirme derecesi
- 5) Yukarda sayılan esasların değişik kombinasyonları

Oldukça basit ve kullanışlı sınıflandırma Blong (1973) tarafından önerilmiştir [7]. Buna göre, şev hareketleri Şekil 2.3'de gösterildiği şekilde dört gruba ayrılabilir.

- 1) Kaymalar
- 2) Dönel kaymalar ve çökmeler
- 3) Akmalar
- 4) Düşmeler

Kaymalar, bir veya bir kaç yüzey boyunca kayma gerilmesinin, kayma mukavemetini aştığı durumlarda oluşur ve esas olarak etkilenen yüzeye paralel olarak gelişir. Ancak bir çok durumda da kırılma ve akmanın bir noktadan başlayarak giderek yayılması söz konusudur. Kayma bir düzlemde olursa, kayan kütlede deformasyon genellikle büyük değerler almamakta, yüzey eğri olursa, şekil değiştirmeler daha büyük olmaktadır [1].



Şekil 2.3 Basit Sınıflandırma

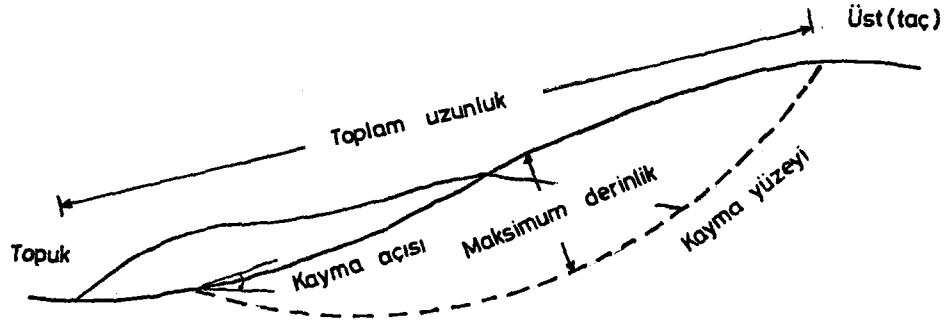
Dönel kaymalar veya çökmelerde, hareket sadece iç kayma yüzeyleri boyunca oluşur. Meydana gelen çatlaklar hareket yönünde ortak merkezli içbükey yüzeylerdir [6]. Kayma yüzeyi helezondan birkaç doğrugla gösterilecek şekle kadar değişebilir. Kayan zeminin karakterini çok fazla değiştirmeyen bu tür kaymalar, hareket doğrultusuna dik olarak şev boyunca uzanırsa, kayma yüzeyi çok defa, eksenine paralel bir silindir olarak idealize edilebilir. Dönel kaymalarda dairesel kayma kabulü, gerçek durumu tam olarak yansıtmamasına rağmen, hesaplarda kolaylık sağlandığından çok sık başvurulmuş bir yoldur. Şekil 2.4'de homojen ve homojen olmayan şevler için dönel kayma durumları gösterilmektedir.

Akmalar, belirgin bir kayma yüzeyi tanımlanamayan, zeminin çok değişik deformasyon özellikleri gösterdiği ve kütle kaymasından çok dairesel bir hareketin hakim olduğu zemin hareketleridir. Akmalarda yer değiştiren kütle içerisindeki hareket malzemenin aldığı şekil, görünen hız dağılımı yüksek viskoziteli sıvılardaki harekete benzerlik gösterir. Hareket eden kütle içindeki kayma yüzeyleri çoğunlukla görülmez veya çok kısa ömürlü olur.

Düşmeler ise dik bir yamaçta kütlenin koparak yer çekimi etkisiyle serbest düşme, sıçrama, sekme ve yuvarlanma hareketi yapmasıdır. Hareketlerin hızlıdan çok hızlıya doğru değiştiği bu tür stabilite bozukluklarında hareket eden kütlelerin birbirine etkisi ya çok az veya hiç yoktur.

Bu dört kategorili ayırımın basit olmasının yanı sıra birçok mühendislik amaçları için yeterli olduğu söylenebilir [5].

Skempton(1953) tarafından tanımlanan (derinlik) (uzunluk) oranına göre sınıflandırma yapılabilir [8].



Şekil 2.5 .Skempton'a Göre Sınıflandırmada Şev Geometrisi
[8]

Şekil 2.5'de görüldüğü gibi, D kaymanın maksimum derinlik ve L maksimum uzunluğunu temsil ettiği düşünülürse, D/L oranına göre gruplandırma Tablo 2.1'de verildiği gibidir.

Tablo 2.1. Farklı Hareket Tiplerine Göre D/L Oranları
[8]

Hareket Tipi	D/L (%)
Kaymalar	5-10
Akmalar	0.5-3.0
Çökmeler	15-30

Sınıflandırmanın bir değişik yolu da kayma hızlarını incelemektir [1]. Varnes'e (1978) göre 0.3 m/dak ve daha yüksek hızlı hareketler çok hızlı, 1.5 m/gün ve üstü hızlı, 1.5 m/ay-1.5 m/gün orta, 1.5 m/ay-6 cm/yıl arasındaki hareketler yavaş hareketleri yansıtmaktadır. Bu sınıflandırmanın üst limitini kaya düşmesi ve hareket mesafesi büyük akma-kaymalar, alt limitini ise ana kayada sünme oluşturur.

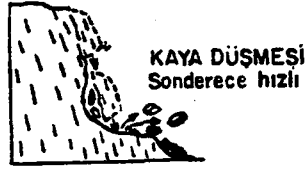
Yukardaki tüm sınıflandırmalar bir basitlik içermelerine karşın bir çok faktör tarafından etkilenen ve çözüm için detaylı araştırma gerektiren heyelanlar için geniş ölçüde kullanılamamaktadır. Eldeki tüm bilgileri toplayan Varnes (1978), büyük uygulama alanı bulan sistemi önermiştir. U.S. Transportation Research Board ve National Academy of Sciences tarafından da kabul edilen ve yayınlanan bu sınıflandırma Tablo 2.2'de özetlenmiştir.

TABLO 2.2. Varnes'in Sınıflandırma Sistemi [4].

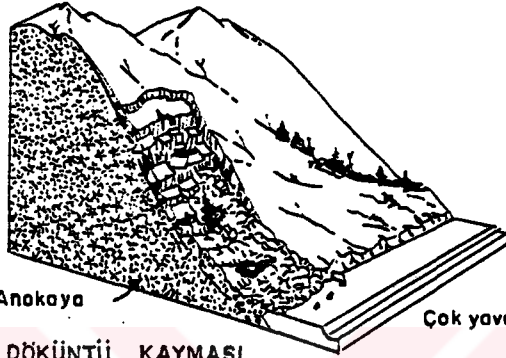
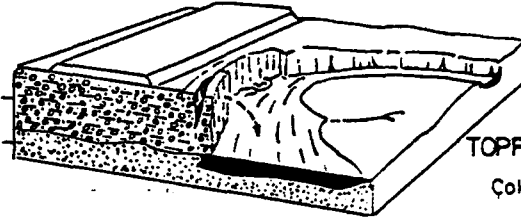
HAREKET TİPİ	ZEMİN CİNSİ			
	ANA KAYA		TOPRAK	
DÜŞMELER	Kaya Düşmesi		Toprak Düşmesi	
AZ ÖNİTELİ KAYMALAR	Dönel Çökme	Düzlemsel blok Kayması	Düzlemsel blok Kayması	Dönel blok Çökmesi
ÇOK ÖNİTELİ KAYMALAR	Kaya Kayması		Döküntü Kayması	Yanal yayılmadan dolayı kırılma-kayma
KURU	Kaya Parçaları Akması	Kum ve Silt	Karışık çok Plastik	
YAŞ		Kum Akması	Lös Akması	Döküntü Akması
				Yavaş toprak Akması
				Çamur Akması
KARMAŞIK	Çeşitli malzeme veya hareket tiplerinin kombinasyonları			

Varnes'in sınıflandırma sisteminin popüleritesinin önemli bir nedeni de Şekil 2.6'da görüldüğü gibi üç boyutlu olarak sunulmasıdır [4].

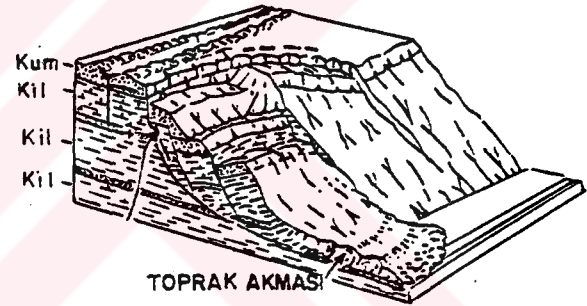
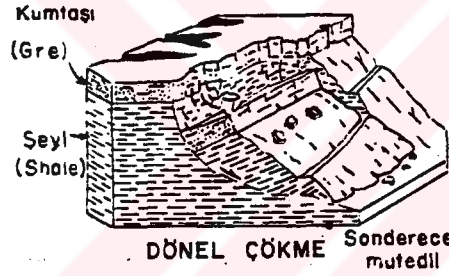
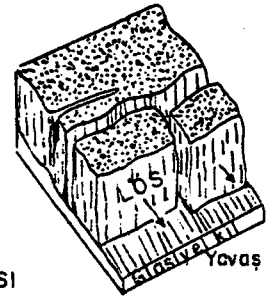
Hutchinson (1978), geoteknik mühendisleri için gereken şevin maruz kaldığı hareketin geçmişi ve sürecinin dikkate alındığı bir sınıflandırma önermiştir [9]. Tablo 2.3'de Geoteknik sınıflandırma verilmiştir.



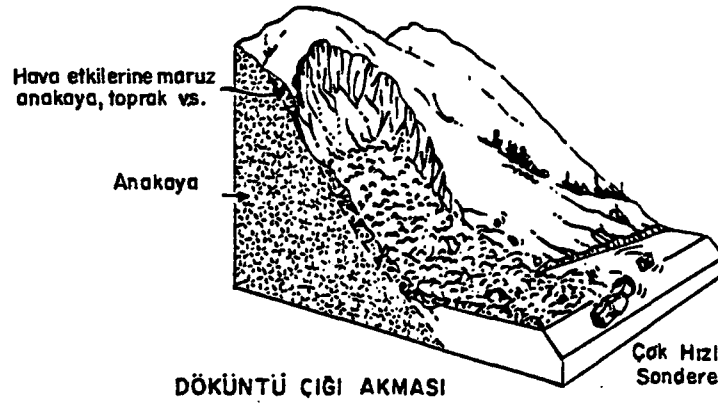
Killi çakıl
Temiz kum



BLOK KAYMASI



BLOK - DÖNEL ÇÖKME



Şekil 2.6 Varnes'in Sınıflandırma Sistemi [4]

Tablo 2.3. Geoteknik Sınıflandırma [9].

C ve ϕ 'den etkilenen zemin bünye durumları	Boşluk Suyu basıncından etkilenen zemin bünye durumları
1) Önceden hiç kayma görülmemiş zeminlerde kısa dönem heyelanları (Kayma muk. parametreleri ya pik veya pik ve kalıcı değerler arasındadır.)	A) Kısa Dönem (Drenajsız) (Fazla boşluk suyu basıncı dengede değil)
2) Önceden kaymış zeminlerdeki heyelanlar (Kayma muk. parametreleri kalıcı değerlere çok yakındır.)	B) Orta (Fazla boşluk suyu basıncı kısmen dengededir)
	C) Uzun dönem (Drenajlı) (Fazla boşluk suyu basıncı sürekli sızıntı değerlerine yakındır.)

Heyelanlar veya şev hareketlerinin sınıflandırılması konusu oldukça geniştir. En önemli nokta, yapılan sınıflandırmanın araştırmacının amacına uygun olmasıdır. En basit sınıflandırma olan Blong (1973) tarafından yapılan ve şev hareketlerini kaymalar, çökmeler, akmalar, düşmeler olarak ayıran dört gruplu sınıflandırma çoğu amaçlar için yeterlidir. Ancak, daha detaylı bir sınıflandırma gerekiyorsa Varnes (1978) tarafından geliştirilen sınıflandırma kullanılabilir.

2.3. Şev Hareketlerinde Etkenler

Şev hareketleri, başlangıçtan sonuna kadar sürekli bir olaylar dizisi sonucu olarak karşımıza çıkar. Bu yüzden, herhangi bir stabilite bozukluğunu tek ve kesin bir nedene bağlamak doğru değildir.

Gerek büyük çaptaki tabii şevlerde, gerekse insanlar tarafından çeşitli amaçlarla inşa edilen yarma ve dolgu şevlerinde kaymalarda etkili olan birçok faktör iki ana başlıkta toplanabilir.

- a) Kayma gerilmesini artıran dış etkenler
- b) Kayma mukavemetini azaltan iç etkenler

Tablo 2.4'de şev hareketlerinin nedenleri ile ilgili Terzaghinin çalışmasının sonraki yıllarda geliştirilmiş hali görülmektedir.[6]

Tablo 2.4. Şev Hareketlerinin Nedenleri [6]

Stabilite şartlarında dış değişiklikler: 1) Geometrik değişiklikler (erozyon, dinamik su etkisiyle oyulmalar, kazı nedeniyle eğim, yükseklik ve uzunluk değişiklikleri) 2) Yük kalkışı(erozyon, yarma teşkili) 3) Yük artışı (şev üstüne ağırlık ilavesi, yükseklikteki artış) 4) Geçici ve tekrarlı etkiler a) Yer sarsıntıları b) Patlayıcı madde ateşlemeleri c) Makine ve trafik etkileri d) Sivilaşma e) Daneli zemin akışı 5) Su seviyesindeki ani değişiklikler 6) Su rejimindeki değişimler (yağış, ağırlık, boşluk suyu basıncı)
Stabilite Şartlarındaki iç değişiklikler: 1) ilerleyerek kayma (çatlakların ve erozyonun yatay yöndeki gelişimi) 2) İklim değişikliklerinden dolayı bozulma (donma, çözülme, kuruma, kohezyondaki zamana bağlı azalma, çimentolaşmanın ortadan kalkması) 3) Sızıntı erozyonu

Şev hareketlerinin ortaya çıkışında, bir takım çevre faktörlerinin etkisi olduğu açıktır. Bu faktörlerin ne derece etkili olduğunun bilinmesi, hareketin boyutu ve süresi hakkında sağlıklı tahmin yapılarak, gerek projelendirme, gerekse inşaat esnasında birçok yararlar sağlayacaktır.

BÖLÜM 3

EFEKTİF GERİLMELERLE ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİNİN İLKELERİ

Doğal ve yapay tüm şevlerin gerek kendi ağırlıkları, gerekse uygulanan yüklerin etkisi altında göçmeye karşı stabiliteleri elastik teoriye dayanan limit gerilme yaklaşımı veya limit denge prensibine dayanan metotlarla incelenebilir.

Limit gerilme metotlarında, gerilme yayılımı hesaplanır ve maksimum gerilmeler, zemin mukavemeti ile kıyaslanır. Bu tür analizde zemin kütlesinin, uygulanan gerilmelerin büyüklüğünden bağımsız bir homojen-elastik malzeme olarak idealize edilmesi, tahmini zor hatalar doğurur. Bu yüzden elastik metotlar, meydana gelmiş göçmelerin incelenmesinde veya güvenlik sayısının 1.5'dan düşük olduğu yarma ve dolgu şevlerinin stabilitelerinin tayininde kullanılabilir [10]. Ancak gerilme yayılımının etüdü ve deformasyonların değerinin önemli olduğu durumlarda, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüme gidilerek analiz yapılabilir [1].

Pratik stabilite problemlerinin çoğunda, bölgesel aşırı gerilmelerden çok toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı araştırılır. Gerçekten de stabiliteyi, ölçülmüş veya seçilmiş muhtemel kayma yüzeyleri boyunca hesaplayan "limit denge metotları" günümüzde daha çok kullanılmaktadır. Bu tür metodların tercih edilmesinin nedenleri arasında basitlikleri, kullanım kolaylıkları, uzun yıllardır kullanıldıklarından dolayı kazanılan uygulama deneyimleri ve bazı durumlarda elle hesaba imkan tanımları sayılabilir [5].

Limit denge metotlarında bir kayma yüzeyi kabul edilerek kaymaya çalışan zemin kütlesinin dengesi araştırılır ve bir güvenlik sayısı elde edilir. Güvenlik sayısı, potansiyel kayma yüzeyi boyunca mevcut kayma mukavemetinin, limit denge için mobilize olması gereken kayma mukavemetine oranı olarak verilir [11]. Kayma olasılığı olan bir seri yüzey arasından endüşük güvenlik sayısını veren kritik kayma yüzeyi elde edilir.

Limit denge metotları ile analizde genellikle ya düzlem yada gerçekteki kayma durumunu en iyi yansıtan dairesel yüzeyler alınır. Bununla birlikte düzlem ve daire parçalarının veya farklı çaplı daire parçalarının birleştirilmesinden oluşan karmaşık kayma yüzeyleri de gereken durumlarda kullanılabilir.

3.1. Efektif Gerilme Kavramı

Zemin içindeki herhangi bir düzlem boyunca kaymaya karşı oluşan maksimum direnç, düzlem üzerindeki toplam normal gerilme ile boşluk suyu basıncı arasındaki farkın bir fonksiyonudur [10]. Çoğu stabilite analizleri, ilk olarak 1925'de Terzaghi tarafından suya doymuş zeminler için geliştirilen efektif gerilme kavramının Mohr-Coulomb kırılma denklemiyle birleştirilmesiyle yürütülür [5].

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (3.1)$$

Bu denklemde τ : Kayma esnasında, düzlem üzerindeki kayma gerilmesi

c' : Görünen kohezyon

ϕ' : Efektif kayma mukavemeti açısı

σ : Toplam normal gerilme

u : Boşluk suyu basıncını göstermektedir.

Stabilite analizlerinde, genelde σ toplam gerilme bir kayma yüzeyi üzerinde yeter bir doğrulukta

hesaplanabilir. Kayma mukavemeti parametreleri olan c' ve ϕ' ise zeminden alınacak örselenmemiş numuneler üzerinde uygun gerilme sınırlarında yapılacak deneylerle belirlenebilir. En büyük belirsizlik u boşluk suyu basıncı değerlerinin kestirilmesindedir. Boşluk suyu basınçları da problemin cinsine ve önemine bağlı olarak yerinde ölçümlerle, laboratuvar deneyleriyle veya akım ağlarıyla belirlenir [10].

Genel olarak, suya doymun zemin şartları, suya doymun olmayan zemin şartlarına göre daha iyi anlaşılmaktadır. Aynı zamanda bir şevde stabilitenin bozulmasına yol açacak büyük pozitif boşluk suyu basınçları, suya doymunluk derecesinin büyük olduğu durumlarda ortaya çıkmaktadır. Bu yüzden çoğu stabilite analizlerinde, suya doymun olmayan tabakadaki kayma gerilmesi ihmal edilmektedir [5].

Şev stabilitesi problemlerinde, toplam ve efektif gerilme analizlerinin kullanılabileceği durumların bilinmesi önemlidir. Efektif gerilme analizi, genellikle herhangi bir stabilite probleminin çözümü için geçerlidir. Bu analizde, stabilitenin toplam gerilme metodu ile görülemeyen eğilimi görülebildiğinden, özellikle değerlidir. Boşluk suyu basınçlarının bilindiği veya yeterli bir doğrulukta tahmin edilebildiği durumlarda uygulanabilir. Bunlar sıkışmaz zeminlerin uzun süreli veya su yüzeyinin düşmesi ile beliren problemlerdir. Toplam gerilme analizi, suya doymun killerde oluşan boşluk suyu basınçlarının sönümüne izin vermeyecek hızda yüklenip boşaltılması durumunda uygulanır. " $\phi=0$ Analizi" olarak bilinen bu metotta laboratuvarda veya arazide Veyn deneyi ile saptanan mukavemet değeri ile çalışılır. Toplam gerilme analizi bir inşaat sonu metodu olup, stabilitenin zamanla arttığı problemlerin çoğunda güvenilir sonuçlar verir. Yarmalarda ise güvenlik sayısının zamanla azalması olağandır. Bu hallerde de uzun süreli stabilite efektif gerilme metotları ile incelenmelidir [1],[10].

Tablo 3.1'de çeşitli yükleme şartlarını belirleyen durumları ve her durum için daha uygun görülen yaklaşım metodu verilmektedir [12].

Tablo 3.1 Toplam ve Efektif Gerilme Analizlerinin Seçimi [12]

DURUM	UYGUN METOT	TAVSİYELER
1) Doygun killerde inşaat sonu stabilite durumu, yapım süresi konsolidasyon süresine göre kısa	$\phi=0$, $S_u=C$ olarak toplam gerilme analizi	C', ϕ' analizi, arazide ölçülen boşluk suyu basıncı değerleri ile kullanılarak yapım sırasında kontrol imkanı verir.
2) Uzun dönem stabilitesi	Dengede bulunan yeraltı suyu şartlarına göre bulunan boşluk suyu basıncı değerlerini kullanarak c', ϕ' analizi	
3) Yarı doymuş killerde inşaat sonu stabilite durumu, yapım süresi konsolidasyon süresine göre kısa	UU deneylerinden elde edilen C_u , ϕ_u analizi veya C', ϕ' deneyleri ile, hesaplanan boşluk suyu basınçları beraberce	C', ϕ' analizi, ölçülen boşluk suyu basıncı değerleri ile kullanılarak yapım sırasında kontrol imkanı verir.
4) Yapım çalışması sırasında stabilite	Hesaplanan boşluk suyu basınçları ile beraber C', ϕ' analizi	Hesaplanan boşluk suyu basıncı değerlerinin arazide ölçülen değerlerle uygunluğu kontrol edilmeli

3.2. Boşluk Suyu Basıncı

Bir zemin yüklendiğinde, deformasyon ve göçmeye sadece zemin daneleri arasındaki temas direnç gösterir. Daneler arası basınç, kayma mukavemetini harekete geçirmesi, hacim değişmesi ve deformasyona sebep olması nedeniyle efektif basınç olarak bilinir. Birim alana gelen daneler arası ortalama basınç olarak tanımlanan efektif basınç, toplam gerilme ile boşluk suyu basıncı arasındaki farktır.

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$(3.2)$$

Analitik amaçlar için, yeraltı suyu genellikle iki rejime bölünebilir. Zemin yüzeyinden suya doymun olmayan tabakaya suyun geçişı genellikle düşey yöndedir. Suya doymun tabakada suyun akımı basınç farkındandır ve her doğrultuda olabilir [5].

Analizlerin büyük çoğunluğunda, boşluk suyu basıncının yeraltı su seviyesi altındaki pozitif değeri düşünülür ve yeraltı su seviyesinin üzerinde boşluk suyu basıncı $u=0$ alınır. Bu yaklaşım, yeraltı su seviyesinin düşük olduğu durumlarda ve suya doymun olmayan zeminlerde emniyetli taraftadır [5].

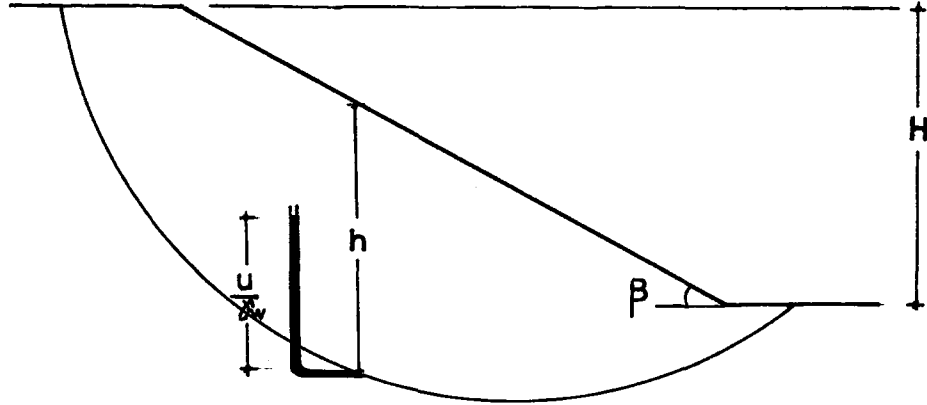
Boşluk suyu basıncı ile ilgili problemler iki grupta toplanır[10]:

- 1) Boşluk suyu basıncının bağımsız bir değişken olarak, statik yeraltı su seviyesi veya değişmeyen sızma şartları tarafından kontrol edildiğı problemler.
- 2) Düşük permeabiliteli zeminlerde, inşaat ve kazı durumlarında, boşluk suyu basıncı değeri, zemin gerilmelerindeki değişikliklere bağı olduğu problemler.

Bu problemlerin birinci grubu, boşluk basınçlarının serbest yeraltı suyu yüzeyinin durumuna ve sızma sırasında akım ağının eş potansiyel çizgilerinin yerine bağı olduğu uzun süreli problemlerdir. Boşluk suyu basıncının gerilmeden bağımsız olduğu bu durumlarda, bu basıncın değeri doğrudan doğruya yeraltı suyu şartlarından ve akım ağından elde edilir.

İkinci grup problemlerde ise boşluk suyu basıncı, ya arazide yapılan ölçümlerle ya da laboratuvarında drenajsız şartlarda yapılan deneylerden bulunan boşluk basıncı ile gerilme değişmesi arasındaki bağıntıdan elde edilir.

Bishop ve Morgenstern (1960), boşluk basıncının stabilite üzerindeki etkisini göstermek için $ru = u/\gamma \cdot h$ parametresini tanımlamışlardır [13].



Şekil 3.1. ru Boşluk Suyu Basıncının Bulunması

Şekil 3.1'de görüldüğü gibi, γ zeminin tabii birim hacim ağırlığını, h ise düşünülen elemanın şev yüzüne olan ve düşey olarak ölçülen uzaklığını temsil etmektedir.

Boyutsuz boşluk basıncı oranı (ru) ile çözüm, şev kesiti boyunca ru 'nun sabit olduğu ve homojen boşluk basıncı olduğu varsayımına dayanır. ru 'nun kesit boyunca sabit olmadığı durumlarda, alan ağırlıklı ortalamaları alınarak, tek bir boşluk basıncı değeri ile çalışılır. Bu yaklaşımın, elde edilen güvenlik sayısında küçük hatalar getirmekle birlikte, analizde kolaylık sağladığı ve yeterli olduğu belirtilmektedir.

3.3. Kayma Mukavemeti Parametreleri

Efektif gerilmelere göre analizde kayma mukavemeti parametreleri, laboratuvarında genellikle üç eksenli basınç deneyleri, bazen de direkt ve halka kesme deneyleri ile belirlenir. Bu deneyler ya drenajlı veya boşluk suyu basıncı ölçülerek konsolidasyonlu drenajsız olarak gerçekleştirilir.

3.3.1. Üç eksenli basınç deneyi

Kayma mukavemeti parametrelerinin pik değerlerinin elde edildiği bu deneyler günümüzde yaygın bir şekilde kullanılmaktadır [5].

Üç eksenli basınç deneyleri, numunenin konsolide olmasına deney sırasındaki drenaj durumuna göre üç şekilde yapılabilir.

a) Konsolidasyonsuz-drenajsız deney (UU): En basit ve hızlı olanıdır. Numuneler deney sırasında konsolide edilmeden ve drenaja engel olunarak kesilir. Bu tip deneyler, silt ve killerin doygun, örselenmemiş ve yoğrulmuş numunelerinde ayrıca arazide yüklemenin çabuk olduğu, suyun dışarı çıkmak için fırsat bulamadığı zeminlerde uygulanır.

b) Konsolidasyonlu-drenajsız deney (CU): Bu deneyde numune uygulanan konsolidasyon basıncı altında su çıkışına izin verilir. Konsolidasyon tamamlandıktan sonra drenaj musluğu kapanır ve kesme esnasında açılmaz. Deviator gerilme ($\sigma_1 - \sigma_3$) uygun hızda artırılırken boşluk basıncı ölçülür.

Bu tip deneyler, örselenmemiş ve yoğrulmuş kil ve silt numunelerde aynı zamanda istenen şartlarda hazırlanmış kum ve çakıl numunelerde yapılabilir.

c) Konsolidasyonlu-drenajlı deney (CD): Bu deneyde önce konsolidasyon tamamlanır. Kesme sırasında ise drenaj musluğu açık bırakılır. Gerektiğinde deney süresi aylarca uzatılarak boşluk suyu basınçlarının önemsenecek değerlere yükselmesi önlenir. Deney sonuçlarından elde edilen toplam gerilmeler aynı zamanda efektif gerilmelerdir.

Bu tip deneyler, her tür numuneye uygulanabilir. Numunenin doggun olmaması hiç bir sakınca yaratmaz.

Üç eksenli deneylerde, önce numuneye bir membran geçirilir. Hücredeki sıvı aracılığı ile izotrop bir yatay gerilme, yükleme başlığından da düşey bir eksenel yük uygulanır. Bu durumda numuneye uygulanan gerilme deviatör gerilmedir. Eğer konsolidasyon veya kesme sırasında boşluk suyunun kontrolü isteniyorsa, numunenin alt ve üstüne gözenekli taşlar konularak drenaj musluğuna bağlanır. Her aşamada boşluk suyu basıncının ölçümü de bir üçüncü musluğun ağzına dıştan bağlanan basınç transdüseri ile sürekli yapılabilir.

Bir zemin numunesi üzerinde, çeşitli gerilme seviyeleri için üç eksenli basınç deneyi yapıldığında, ortalama $C'.\phi'$ değerleri belirlemeye çalışmak yerine Şekil 3.2'de görüldüğü gibi tüm deney sonuçlarını p-q eksen takımında işaretlemek tercih edilmelidir.

p-q eksen takımında işaretlenen noktalar, deney sonuçlarıyla belirlenen Mohr dairelerinin uç noktalarına karşı gelmektedir. Seçilecek doğru, emniyetli tarafta kalacak şekilde noktaların yoğunlaştığı şeridin ya $3/4$ alt kısmına ya da en alt sınırına çizilerek mukavemet parametreleri belirlenir [5].

Genellikle, üç eksenli deneyler kritik ve özellikle kalıcı değerleri elde etmek için kullanılamazlar. Çünkü,

Boşluk Suyu Basıncı Parametreleri:

Laboratuvarda üç eksenli deneylerle elde edilen sonuçların, toprak barajlar ve diğer büyük zemin kütlelerinin stabilite hesaplarında kullanılabilmesi için en uygun yol, onları boşluk suyu basıncı parametreleri ile ifade etmektir[10]. Bu amaçla, asal gerilmelerle boşluk suyu basınçları arasındaki bağıntı A ve B katsayıları ile belirlenir.

Bir zemin elemanı yatay σ_3 ve düşey σ_1 basıncı altında dengede iken, dış yüklemeler nedeniyle bu asal gerilmeler $\Delta\sigma_3$ ve $\Delta\sigma_1$ kadar artarsa, gerilme değişimlerin iki kademede olduğu kabul edilebilir [2]. Skempton (1954)drenajsız şartlarda, asal gerilmelerdeki değişimin, boşluk suyu basıncındaki oluşturduğu değişikliği aşağıdaki formülle vermiştir:

$$\Delta u = B \left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \quad (3.3)$$

Formülde $\Delta\sigma_3$ hücre basıncı artışı, $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ ise deviatör gerilmedeki artışa karşı gelmektedir. İfade yeniden düzenlenirse:

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B = B \left[\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} + A \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right] \quad (3.4)$$

elde edilir.

Çoğu uygulamalarda $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1$ oranını sabit kabul etmek ve toplam düşey gerilme değişikliklerini $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_1$ almak yeter derecede doğrudur. Hücre basıncındaki değişime karşı gelen boşluk suyu basıncı değişimi ölçülerek elde edilebilir. $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ olduğunda (3.3) ifadesindeki A terimi düşer ve $\Delta u = B \Delta\sigma_3$ durumundan B belirlenir. Kısmen suya doymun zeminlerde B sayısı doygunluk derecesi ve

zeminin sıkışabilirliğine bağlı olarak 0 ile 1 arasında değerler alır. Suyu doymuş zeminlerde boşluklar, relatif olarak sıkışamaz kabul edilebilecek su ile dolu olduğundan $B=1$ olur. Tamamen kuru zeminlerde ise, boşluklardaki hava çok sıkışabilir olduğu için $B=0$ 'dır.

A katsayısının değeri ise, ya (3.4) formülünden hesaplanır [5], veya hücre basıncı $\Delta\sigma_3=0$ için deviatör gerilmedeki değişimlere karşı gelen boşluk suyu basıncı değişimleri deneyde ölçülerek elde edilebilir [5],[10]. Lambe (1962) A katsayısını etkileyen bir çok faktörleri detaylı olarak incelemiştir. Bu faktörlerden biri zemindeki gerilme seviyesidir. Uygulanan gerilme değeri zeminin drenajsız mukavemetini aştığı zaman, numunede sınırlı plastik bölgeler oluşacağı için elastik davranış kabulüne bağlı olarak geliştirilen tüm metotlar muhtemelen gerçek gerilme artışlarını vermeyeceklerdir. A sayısının değeri, aşırı konsolide killerde negatif değerlerle, çok hassas killerde 1'den büyük değerler arasında değişir. [14].

Üç Eksenli Deneylerin Sakıncaları:

Üç eksenli deneylerde sık sık efektif sürtünme açısının düşük, efektif kohezyonun ise yüksek değerlerde tahmininin sebep olduğu potansiyel hatalar vardır.

a) Eğer laboratuvar deneyleri, arazide karşılaşılabilecek gerilmelerden daha yüksek gerilmelerde ise bu durum, kayma mukavemetinin oldukça yüksek değerlerde elde edilmesine yol açar. Bu sakınca, deney için uygun gerilme limitleri tayin edilmesiyle ve p-q eksen takımından proje parametreleri seçilirken mukavemet doğrusundaki eğrilik etkilerini tanımakla giderilebilir.

b) Deney numunelerindeki kısmi doymuşluk, boşluk suyu basıncı ölçümlerinde hatalara neden olur. Numunenin

kırılma anında, boşluk suyu basıncı değişimi, suya doymun durumdan daha az olabilir ve boşluk suyu basıncı değerleri genellikle daha düşük elde edilebilir. Boşluk sisteminde hava olduğu için oluşan bu durumu gidermek için laboratuvar numuneleri süzmeyle suya doymun hale getirilmelidir. Suya doymunluk derecesi deney sırasında drenajsız şartlarda hücre basıncındaki bir artışa karşı boşluk basıncındaki artış gözlenerek kontrol edilir.

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 \quad , \quad B = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_{sk}}} \quad (3.5)$$

Burada n poroziteyi, C_v boşluk sıvısındaki sıkışabilirliği C_{sk} boşluk iskeletinde sıkışabilirliği göstermektedir. Suya doymun zeminlerde $C_v = C_w$ ve C_v/C_{sk} küçük olduğundan $B = 1$ olur.

c) Tek numune üzerinde yapılan bir seri üç eksenli deney, alınacak numune miktarını, hazırlama süresini ve deney maliyetini azalttığı halde, ikinci ve özellikle üçüncü deneyde, numune deformasyonu ve kayma düzleminde yer değiştirme nedeniyle oluşan mukavemet kaybindandolayı daha düşük mukavemet değerleri verir. Bu deneyler hassas ve çimentolaşmış zeminlerde kullanılmamalıdır.

3.3.2. Direkt ve halka kesme deneyleri

Direkt kesme deneyleri özellikle kaymış yüzeylerde kalıcı mukavemet değerlerini elde etmek için en bilinen metotlardır. Aynı zamanda pik mukavemet değerlerini bulmak için de kullanılırlar [5].

Halka kesme deneyleri ise, çok uygulanmamalarına karşın, bazı durumlarda kalıcı mukavemetin bulunması için daha güvenilir deneylerdir.

a) Direkt kesme deneyi: Laboratuvarda kalıcı ve muhtemelen kritik (yumuşamış) mukavemet değerlerini bulmak için büyük deformasyonlar gereklidir. Bu yüzden tekrar tekrar kesilen numunede bir ileri kesme ile mukavemet azalması belirlenemediği duruma kadar deney sürdürülür ve kalıcı mukavemet elde edilir. Yüksek yanıl basınç uygulamalarında üç eksenli deneylerdeki mukavemet zarfının eğrisel görünüm almasına benzer durumlarla karşılaşılır ve bu da gerçeğe göre yüksek efektif kohezyon, düşük kayma mukavemeti açısı elde edilmesi sonucuna götürür.

b) Halka Kesme Deneyi: Sabit bir alt ring üzerindeki hareketli bir ringe sabit bir hızla uygulanan dönme ile numunenin kesildiği bu deneyde, yalnız örselenmiş numuneler kullanılabilir. Sadece kalıcı mukavemet değerleri elde edilir. Uniform olmayan deney şartlarından ve örselenmeden pik mukavemet değerleri elde edilemez.

Sonuç olarak, direkt kesme deneyleri, kayma düzleminde alınan numunelerde arazi kalıcı mukavemetini vermesi açısından en güvenilir deneylerdir. Halka kesme deneyleri arazi kalıcı mukavemet değerlerinden ya 1° ~ 2° az veya yaklaşık aynı değerleri verir.

Stabilitesi bozulmuş şevler incelenirken mukavemet ters analiz ile belirlenerek, stabilizasyon çalışmalarını % 30'dan az olamayacak miktarda arttırılmış güvenlik sayısı esasına göre yeniden projelendirme, bir çok açıdan uygun çözümler vermektedir [5].

3.3.3.Projelendirme için mukavemet parametrelerinin seçimi

Şev stabilitesi analizlerinde, kayma düzlemlerinin ve çatlakların varlığına bağlı olarak ya pik, kritik veya kalıcı mukavemet değerleri kullanılır.

Seçimde gözönüne alınacak kriterler şunlardır:

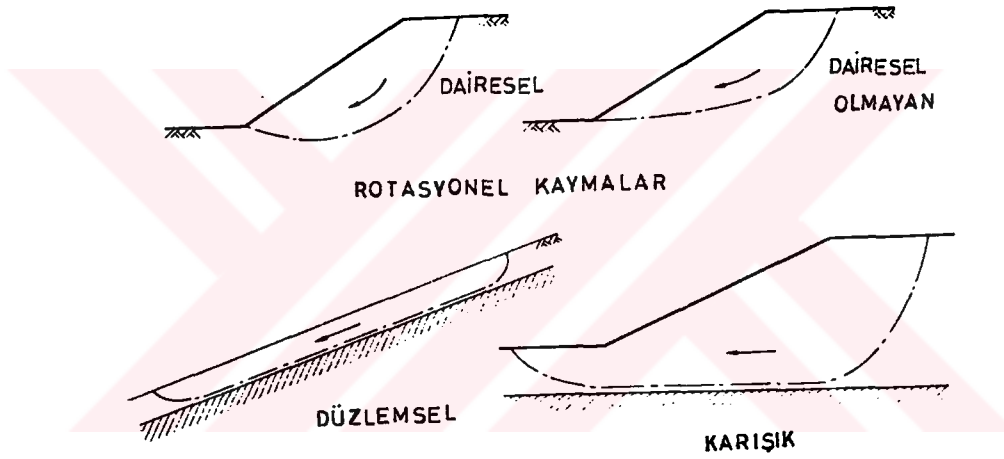
- a) Kayma düzleminin varolduğu durumlarda, kayma düzlemi için arazi kalıcı mukavemet değerleri kullanılmalıdır. Bu, kaymanın en son ortaya çıkışından bu yana ne kadar zaman geçtiğine bakmaksızın uygulanır.
- b) Kalıcı mukavemete yakın olan mukavemetteki kaya tabakasının katlanması ile oluşan düzlem kaymalar ve düzlemlerdeki etraflı deneyler aksini göstermedikçe, kalıcı mukavemet değerleri kullanılmalıdır.
- c) Sıkıştırılmış ve çatlaksız zeminlerde pik mukavemet değerleri ile çalışılmalıdır.
- d) Çatlakların yapısı, yerleşimi, sürekliliği ve açıklığına bağlı olarak, fissürlü killer pik ve kalıcı değerler arasında bir değer alır.
- e) Lade (1986) ve Mitchell (1976)'e göre çimentolaşmış zeminler haricindeki zeminlerde, efektif kohezyon c' ya 0 veya çok küçüktür. c' değeri, şev stabilitesi çalışmalarında özellikle kritik kabul edilir, çünkü özellikle kayma yüzeyleri sağ ise güvenlik sayısı üzerinde önemli rol oynar. Eğer, c' değerinin daha yüksek olduğuna dair deliller yoksa, projelendirme için pik mukavemetlerde 0~10 kPa, kalıcı ve kritik mukavemetlerde ise 0~1 kPa alınması önerilir [15],[16].

Sonuç olarak, laboratuvar mukavemet deneyleri, çoğu şev stabilitesi probleminde ortaya çıkan gerilme-deformasyon şartlarına tamamen benzeşmez. Ancak deneyler yeterli hassasiyetle yapıldığı ve sonuçların doğru olarak değerlendirilmesi ile pratik problemlerde hata oranları azaltılmış olur [17].

3.4. Kayma Yüzeyinin Seçimi

Şev stabilitesi analizlerinde, kayma yüzeyi geometrik olarak tanımlanabilecek ve çözülebilecek şekilde idealize edilir. Kayma yüzeyinin şekli üzerinde etkili olan faktörler arasında yatay veya eğimli olabilen daha sert bir tabakanın varlığı veya daha düşük bir mukavemetli bir zeminin olması sayılabilir [2].

Pratikte şev stabilitesi analizinde kullanılan limit denge metotları, bilinen veya varsayılan bir kayma yüzeyi boyunca çözüme imkan verir. Şekil 3.3.'de başlıca şev kayması tipleri görülmektedir.



Şekil 3.3. Şev Kayması Tipleri [11].

Rotasyonel kaymalarda kayma yüzeyi şekli dairesel veya dairesel olmayan eğriler şeklinde görülür. Dairesel kaymalar genellikle homojen zemin şartları ile, dairesel olmayanlar ise homojen olmayan zemin şartları ile açıklanabilir.

Düzlemsel ve karışık kaymalar ise kayma yüzeyinin farklı mukavemetteki bir tabakanın etkisinde kaldığı durumlarda oluşur. Şev yüzeyinin altındaki farklı tabakanın erişildiği yüzeyin sığ derinlikte olduğu

durumlarda özellikle kohezyonsuz zeminlerde düzlemsel kaymaların oluşması daha kolaydır. Kayma yüzeyi, şeve paralel bir düzlem olmaya çalışır. Komşu tabakanın eğri ve düzlemden oluşan nisbeten derin bir kayma yüzeyi meydana getirmesi durumunda karışık kaymalar oluşur [11].

Şev stabilitesi analizlerinde, hesaplara en uygun kayma tipi genellikle kohezyonlu zeminlerde oluşan dairesel kaymalardır. Bu tip kaymalarda, şevi teşkil eden büyük bir zemin kütlesi, şev tepesi ötesinden başlayan ve şev topuğunda veya yakınında sonuçlanan bir eğri boyunca kayar. Kayma yüzeyinin şev boyunca kısa bir mesafede silindirik, incelenen kesitte ise dairesel olduğu varsayılarak analiz yapılır.

Minimum güvenlik sayısını veren kritik kayma yüzeyinin belirlenmesi önemlidir. Bu, değişik kayma yüzeyleri için bir deneme-yanılma araştırması gerektirir. Kritik kayma yüzeyinin yerine etki eden faktörler şevin eğimi, sert tabakanın derinliği, ϕ' ve $C'/\gamma H$ gibi zemin özellikleri ve boşluk suyu basıncı oranı (ru) olarak verilebilir [18].

Son yıllarda bilgisayarlarla çözüm tekniklerinin geliştiği düşünülürse, kritik olabileceği tahmin edilen bir çok dairesel kayma yüzeyi için güvenlik sayılarının hesaplanması uzun zaman gerektirmez. Şekil 3.4'de görüldüğü gibi elde edilen güvenlik sayıları bir grid üzerine işlenir. Aynı güvenlik sayılarını veren kayma dairelerinin merkezleri birleştirir ve eş güvenlik sayısı eğrileri oluşturmuş olur [19].

Elde edilen bu eğrilerin şev yüzüne paralel doğrultuda basık olmasının nedeni, efektif gerilmelere göre analizlerde kritik kayma yüzeylerinin merkezlerinin şev yüzünün tam ortasından çizilen doğruya yakın mesafede olmasındandır.

Spencer (1967), homojen zeminler için β şev açısı, ru boşluk suyu basıncı oranı ve $\gamma H \tan \phi'/C'$ oranından kritik kayma dairelerinin yerlerinin belirlenmesini sağlayan bir seri eğri yayınlamıştır. Eğrilerden β , ru ve $\gamma H \tan \phi'/c'$ oranına bağlı olarak şevin en alt ve en üst noktalarından kritik kayma dairesinin merkezine çizilen doğrularla, şev yüzeyini belirleyen doğru arasındaki A ve B açıları elde edilebilir. Bu da kritik kayma dairesinin merkezinin bulunmasını sağlar [18].

Spencer (1967), homojen zeminler için β şev açısı, ru boşluk suyu basıncı oranı ve $\gamma H \tan \phi'/C'$ oranından kritik kayma dairelerinin yerlerinin belirlenmesini sağlayan bir seri eğri yayınlamıştır. Eğrilerden β , ru ve $\gamma H \tan \phi'/c'$ oranına bağlı olarak şevin en alt ve en üst noktalarından kritik kayma dairesinin merkezine çizilen doğrularla, şev yüzeyini belirleyen doğru arasındaki A ve B açıları elde edilebilir. Bu da kritik kayma dairesinin merkezinin bulunmasını sağlar [18].

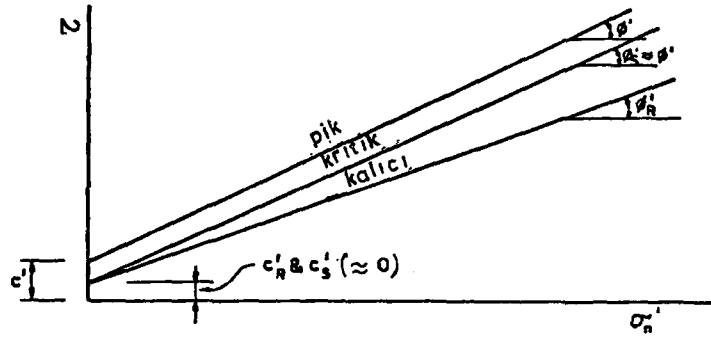
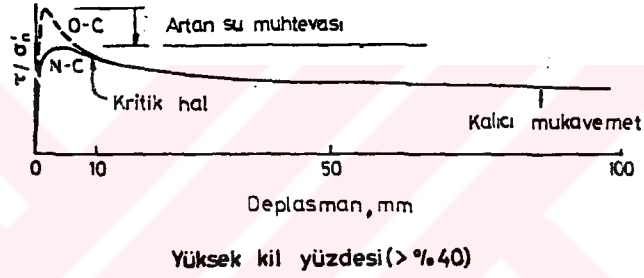
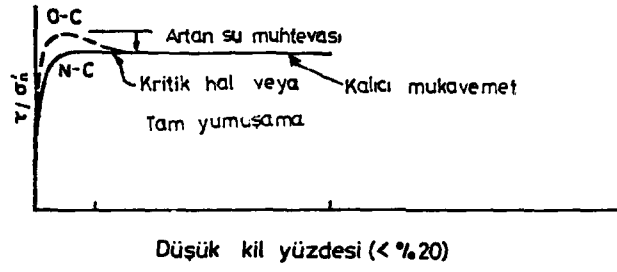
3.5. Uzun Dönem Stabilitesi

Başlangıçta, geometri ve mekanik özellikler dikkate alınarak stabil olduğu belirlenen bir şevin belli bir dönem sonunda kademeli olarak göçmesi "ilerleyerek göçme"olarak tanımlanır. Yapılan gözlem ve araştırmalar, kırılmanın daima bir noktadan başlayıp zemin kütlesi içindeki diğer bölgelere yayıldığını doğrulamıştır. Yarmalarda kırılma aşağıdan yukarıya doğru yayılır. Tabii şevlerde ise durum tam tersinedir [20]. Bu gibi şevler üzerinde yapılan incelemeler kayma bölgesindeki zeminin kayma mukavemetinin, bu zemin için laboratuvar da ölçülen kayma mukavemetinden oldukça düşük olduğu göstermiştir. Kayma mukavemetindeki bu düşüşte sünme, boşluk suyu basıncındaki gecikmeli artışlar, yumuşama ve buna bağlı kohezyon kaybı [1] gibi faktörlerin yanı sıra fisürler, kil yüzdesi ve zeminin normal konsolide veya aşırı konsolide olması da etkilidir. [5].

Suya doymun bir zemin drenajlı şartlarda kesme deneyine tabii tutulursa, zeminin özelliklerine bağlı olarak Şekil 3.5'de görülen deformasyon eğrileri ve mukavemet zarfları elde edilir.

Şekil 3.5'de gösterilen davranış biçimi, ortak özellikleriyle şöyle tanımlanabilir:

- 1) Küçük bir deformasyonla elde edilen ve zeminin normal veya aşırı konsolide olmasına ve içerdiği kil yüzdesine bağlı değerler alan bir pik mukavemet değeri vardır.
- 2) Daha büyük deformasyonlarda, kritik (veya tam yumuşama) duruma doğru bir mukavemet azalması söz konusudur. Aşırı konsolide killerde bu su muhtevastaki artıştan dolaydır [5].



Şekil 3.5 Kil Zeminlerde Gerilme-Deformasyon Eğrileri ve Mukavemet Zarfları [5].

Tam yumuşama kritik duruma karşı gelir. Daha sonraki deformasyonlar zeminin hacmi ve su muhtevasında herhangi bir değişikliğe yol açmaz [21]. Dikkat edilirse, aynı zemine ait normal ve aşırı konsolide numuneler için, kritik durumdan sonraki deformasyonlarda aynı kalıcı değere doğru eğilim vardır.

3) Fissürsüz killerden oluşan şevlerde ilk kaymalar, pik mukavemete göre kısmen az olan bir mukavemet değerinde, fissürlü killerden oluşan şevlerde ise pik mukavemetten oldukça düşük mukavemet değerlerinde oluşur [21].

4) Yüksek kil yüzdeli zeminlerde, kayma mukavemetindeki bir azalma sonucunda devam eden deformasyonla, zemin daneciklerinin yeniden yerleşmesi (reoryantasyon) oluşur. Büyük deformasyonlarda ulaşılan kayma mukavemetinin minimum değeri "kalıcı mukavemet"tir. Kalıcı mukavemet değeri ile tam yumuşamış mukavemet değeri, özellikle yüksek kil yüzdeli zeminlerde oldukça farklıdır. Düşük kil yüzdeli zeminlerde ise çok farklı değildir. Kumlar da düşük kil yüzdeli zeminlere benzer davranış gösterirler.

Şekil 3.5.b'de mukavemet zarfları incelenirse, kohezyon ve sürtünme parametrelerinin kontrol ettiği üç ayrı mukavemet değeri tanımlanabilir.

Pik Mukavemet	C', ϕ'
Yumuşamış (kritik) mukavemet	C_s', ϕ_s'
Kalıcı Mukavemet	C_R', ϕ_R'

Uzun süre dengede kaldığı halde, aniden göçen şevlerde pik mukavemet değeri ile kalıcı mukavemet arasındaki farkın yanısıra ortamın geçirimsizliğine bağlı olarak boşluk suyu basıncındaki uzun vadede olan değişimler de önemli rol oynar. Bu nedenle, bu tip problemlerde stabilitenin toplam gerilme metotları ile farkedilemeyen eğilimini gösterdiğinden dolayı efektif analiz metotları kullanılır. Analizde dikkate

alınarak efektif C' ve ϕ' değerleri, numune almada ve laboratuvardaki deney şartlarını arazideki gerçek duruma benzetmede gösterilecek hassaslıkla elde edilir ve birkaç istisna dışında bu değerler aynen kullanılabilir [1].

1) Aşırı konsolide ve çatlaklı killerde gerçek c' değeri laboratuvarda elde edilenden daha düşüktür.

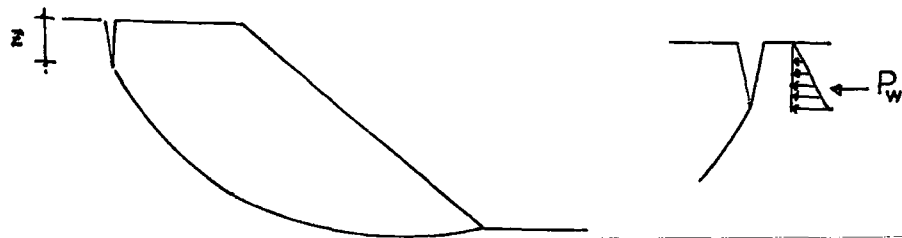
2) Yumuşak ve hassas killerde, arazideki gerçek ϕ' değeri laboratuvarda bulunandan daha düşüktür.

Aşırı konsolide killerde, ilk kayma durumundaki kritik mukavemeti doğru olarak belirleme güçlüklerine karşı Skempton (1970) bu mukavemet değeri yerine normal konsolide örselenmiş kilin pik mukavemet değerlerinin kullanılabilceğini önermiştir [21].

3.6. Gerilme Çatlakları

Gerilme çatlakları genellikle şev tepesinin bir miktar ötesinde oluşur ve potansiyel kayma yüzeyinin üst kısımları boyunca mobilize olan kohezyonu azaltarak şevin güvenlik sayısında azaltıcı yönde etki yapar.

Şekil 3.6'da görüldüğü gibi, çatlakların su ile dolmasıyla, çatlak yüzeyini normal yönde etkileyen bir hidrostatik kuvvet oluşur.



Şekil 3.6. Gerilme Çatlakları

Bir c, ϕ zemininde gerilme çatlaklarının derinliği için genel olarak:

$$Z = \frac{2c'}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}} \quad (3.6)$$

ifadesi verilmektedir [18]. Kohezyonlu zeminlerde ise çatlaklar $2c'/\gamma$ derinliğine erişebilir [2].

Gerilme çatlaklarının ve hidrostatik su basıncının güvenlik sayısını düşürücü yönde etki yaptığı açıktır. Çatlaklar dikkate alındığında ve ihmal edildiğinde elde edilen güvenlik sayıları farklıdır. Bu farkın c'/γ parametresinin değerinin artması ile daha da artacağı görülmektedir. Bununla birlikte, çatlakların analizde gözönüne alınmasının güvenlik sayısı üzerindeki etkisinin oldukça küçük olduğu görülmüştür. Bu bakımdan genellikle ihmal edilirler [18].

Stabilite hesaplarında ihmal edilebilen gerilme çatlakları, stabilite bozukluklarının ilk işaretleri olduğundan, heyelanların tanınması açısından önemlidir. Gerilme çatlaklarının genişlik ve uzunluklarının yanı sıra derinliklerin de ölçülmesi tüm şevin davranışı hakkında ipucu verir. Özellikle çatlakların düzensiz gibi görünen uçlarının birleştirilmesi ile oluşan çatlak kalıplarından hareketin yönü hakkında bilgi sahibi olunabilir [22].

3.7. Üç Boyutlu Analiz

Şev stabilitesi analizlerinde kullanılan metotlarda genellikle şev, bir düşey enkesit boyunca incelenir. Ancak son yıllarda şev stabilitesi metotlarını geliştirmek yolundaki çalışmalar, dairesel olmayan ve optimum şekilli kayma yüzeyini elde etme metotlarına yönelmiştir.

Gerçekte de iki boyutlu analizde dairesel, üç boyutlu analizde ise sonsuz uzun silindir olarak idealize edilen kayma yüzeyi genellikle "çanak veya kaşık" şeklillidir.

Baligh ve Azzouz (1975) tarafından kohezyonlu zeminlerden oluşan şevlerde silindirik ama konik veya eliptik uç şekilli kayma yüzeyleri için üç boyutlu analiz yapılmıştır. Üç boyutlu yüzeyin dönme merkezine göre momentleri alınarak elde edilen güvenlik sayıları, klasik iki boyutlu dairesel kayma yüzeylerinden hesaplanan güvenlik sayıları ile karşılaştırılmıştır[23]. Kayma kütlelerinin uçlarındaki kesme kuvvetlerinin sınırlayıcı etkilerinden dolayı üç boyutlu analiz daima daha yüksek güvenlik sayıları vermiştir. Buna çok yakın sonuçlar Cavaunidis (1987) tarafından da doğrulanmıştır[24].

Baligh ve Azzaus(1975), kayma yüzeyinin plandaki uzunluğunun yarısını temsil eden (L) ve kayma yüzeyinin silindir kısmının çapı (R_{max}) kayma dairesiyle aynı merkezli ve şeve temas eden diğer çapı da (R_{min}) ile göstererek ($R_{max}-R_{min}$) farkını temsil eden (R) olmak üzere iki parametre tanımlamıştır. Buna göre (L/R) oranı 4 değerini aşan uzun kayma yüzeyleri için iki boyutlu analiz sonuçlarına göre artış oranı % 5'den azdır. (L/R) oranı 1 ve 2'den az olan kısa kritik yüzeylerde artış oranı sırasıyla % 20 ve % 30'dur.

Aynı zamanda, üç boyutlu analizle hesaplanan güvenlik sayısının oldukça kesin olmasına rağmen, bir dolgu analizinde kabul edilen kayma yüzeyinin, planda önemli ölçüde, kesitte daha az olmak üzere farklı olduğu da gözlenmiştir. Ayrıca güvenlik sayısında uç etkilerinin oldukça kesin bir şekilde tahmin edilebilmekte olmasına rağmen, kaymanın boyunun problemin tanımlanmasında çok hassas bir parametre olduğu ve tahminin zor olduğu belirtilmektedir [5].

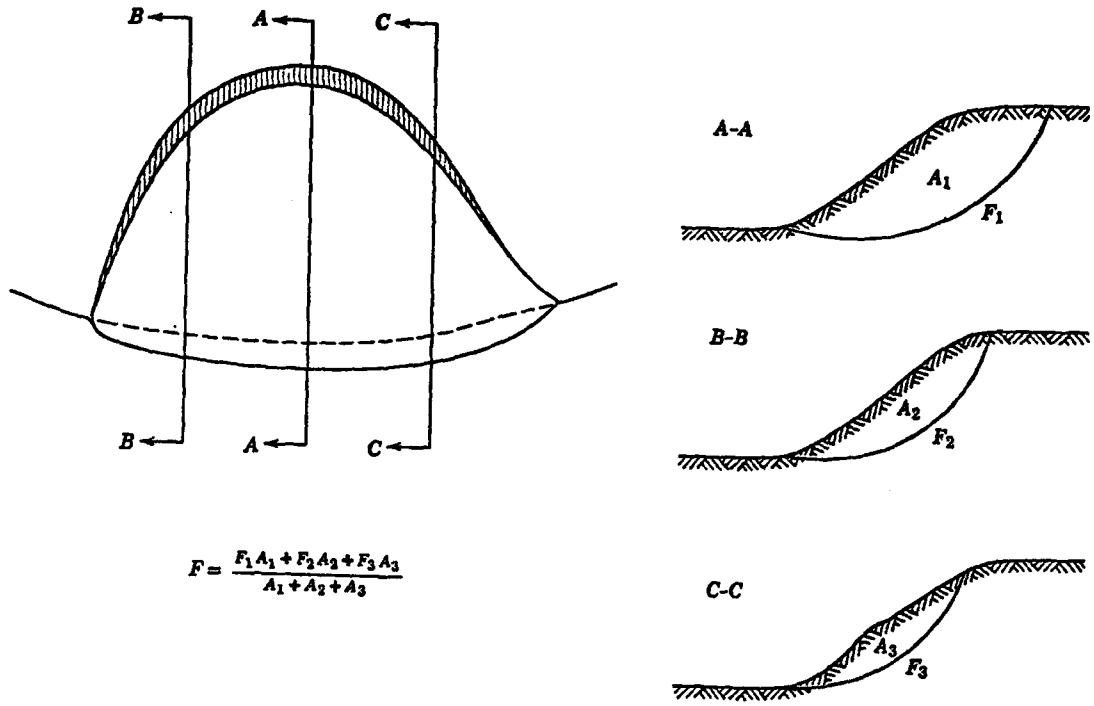
Howland (1977), üç boyutlu kayma yüzeylerinde güvenlik sayısını elde etmek için, iki boyutlu analizdeki dilimin eşdeğeri olan, üç boyutlu kolonları kullanmıştır[25]. Her kolon için kolon kuvvetlerini ihmal ederek, üç boyutlu analizin kaymaya karşı daha yüksek güvenlik sayıları verdiğini ifade etmiştir. Daha gelişmiş bir metot, kolon kuvvetleri de gözönüne alınarak Chen ve Chameau (1982) tarafından geliştirilmiştir[26]. Kolon kuvvetleri için aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır:

1) Kolon kayma kuvvetinin kohezyon parçası, kolon derinliğinin yarısında etkirken, sürtünme parçası kolon yüksekliğinin $1/3$ 'ünde etkimektedir.

2) Kolon normal kuvvet dağılımı, derinlikle lineer değişir ve her kolonun kenarlarındaki kolon kuvvetleri, tüm kütle boyunca aynı eğimde etkimektedir.

Hungr (1987), Bishop metodunu üç boyutlu analize dönüştürmüştür. Bu metotla bulunan güvenlik sayıları Chen ve Chameau (1982)'nin önerdiği metotla bulunanlardan daha yüksektir. İncelediği durumlarda, Hungr, planda kısa uzunluklarda, iki boyutlu analizle elde edilen sonuçlardan % 30'a kadar varan büyük değerler bulmuştur [27].

Üç boyutlu analizler için çok kesin metotlar mevcut değildir. Bu tür analizlerin önemli olduğu, gereken durumlarda en iyi yaklaşım, şekil 3.7'de görüldüğü gibi üç paralel enkesit için bilinen metotlarla iki boyutlu analizin yürütülerek, elde edilen güvenlik sayılarının alınmasıdır [12].



Şekil 3.7. Uç Boyutlu Analiz [12].

BÖLÜM 4

BOŞLUK SUYU BASINCININ BELİRLENMESİ

Şevlerin stabilitelerinin efektif gerilmelerle çözümünde, ortamdaki yeraltı suyu basıncının bilinmesinin önemi büyüktür. Ayrıca konsolidasyonun seyri ve sızıntı suyunun gözlenmesi, boşluk suyu basıncının ölçülmesiyle mümkün olmaktadır. Bundan dolayı, boşluk suyu basıncının arazide ölçülmesi özellikle önemli projelerde yapılması gereken en önemli işlemdir.

4.1. Boşluk Suyu Basıncının Arazide Ölçülmesi

Boşluk suyu basıncı ölçümlerinde en yaygın yol, bir sondaj çukuruna yerleştirilmiş piyezometrelerin kullanılmasıdır. Piyezometreler zemin içine yerleştirilen sadece kendi çevresinde yeraltı suyu basıncını gösteren, ölçüm için ortam dışına bağlantısı olan cihazlardır. Boşluk basıncı hücresi ve piyezometre terimleri aynı anlamda kullanılabilir.

Piyezometreler iki genel amaç için kullanılırlar. Birincisi yeraltı suyunun akış rejimini belirlemek, ikincisi ise boşluk suyu basıncının saptanmasıdır. Birinci kategoride arazide permeabiliteyi belirlemek için yapılan geniş ölçekli basınç testleri esnasında yeraltı suyu basıncını gözlemek, dolgu barajlarda ve şevlerde uzun dönem akım ağını belirlemek vardır. İkinci kategoride ise efektif gerilmelere göre analiz için gereken boşluk ve çatlak suyu basınçlarını ölçme işlemi sayılabilir. Piyezometreler, bir yarma şevindeki potansiyel kayma düzlemi boyunca mukavemeti tayin etmek için ve yumuşak kil temellerde kademeli dolgu inşaatı esnasında boşluk suyu basınçlarının kontrolü için de kullanılır.

Pratikte, bir projenin arazi araştırma fazı sırasında sondaj kuyularında ilk boşluk suyu basıncını ve mevsimsel değişiklikleri belirlemek için gözlem kuyuları da kullanılır. Bununla birlikte, gözlem kuyuları tabakalar arasında düşey bir bağlantı sağladığından sadece yeraltı suyu basıncının derinlikle üniform olarak arttığı geçirimsiz zemin şartlarında kullanılabilir. Bu durumla nadiren karşılaşıldığı için, gözlem kuyularının kullanımı çok sınırlıdır.

Piyezometreler, boşluk suyu ile transduser arasında bir diyafram olup olmamasına göre gruplandırılır. Birinci gruptaki piyezometrelere pünomatik, titreşen tel ve elektrik resistanslı piyezometreler, ikinci gruptakilere ise açık borulu ve çift tüp piyezometreler örnek gösterilebilir.

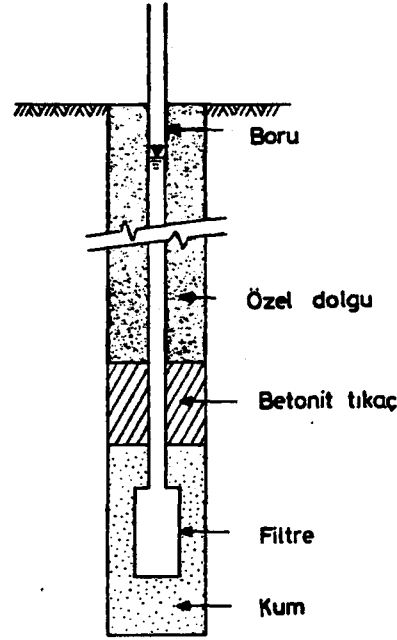
4.1.1. Açık borulu piyezometreler

Casagrande tipi piyezometre olarak da bilinen açık borulu piyezometre, sadece filtre elemanının çevresinde basınç ölçer. Bu tip piyezometreler dolguya yerleştirilebilir, sondaj deliğine konulabilir veya zemine itilebilir.

Açık borulu piyezometre şematik olarak şekil 4.1'de görülmektedir.

Piyezometre de su yüzeyi, piyezometrik kotu tesbit eder ve su seviyesi bir sonda ile belirlenir. Yağış sularının açık piyezometreye girmemesi önemlidir [22].

Optimum çap 10-30 mm. arası tercih edilmelidir. Dunncliff (1982) 10 mm'den küçük çaplı tipleri, gaz baloncuklarının giderilememesi nedeniyle tavsiye etmemektedir [28].



Şekil 4.1 Açık Borulu Piyezometre

Açık borulu piyezometrelerin kurulmaları ve okunmaları kolaydır. Özel teknikler ve tecrübeli personel gerektirmez [22]. Kurulma ve okuma sırasında gösterilecek azami dikkat, açık borulu piyezometrelerin diğerlerine göre daha güvenilir sonuçlar vermesini sağlar. Bu bakımdan denenmemiş piyezometrelerin doğruluğu, yakında kurulan açık borulu piyezometrelerle ölçülür. Diğer avantajları arasında, uzun bir dönem kullanılabilmesi, diyafram piyezometreye dönüştürülebilme olanağı, zemin suyundan numune alınabilmesi ve zemin permeabilitesinin de ölçülmesi sayılabilir.

Kullanımdaki en büyük dezavantajı, piyezometrik kottaki değişikliklere geç cevap verebilmesi yani hidro dinamik geçikme süresinin yüksek olmasıdır. Bu yüzden Hoek ve Bray (1981) 10^{-8} cm/sn'den daha düşük permeabiliteli zeminlerde kullanılmamasını önermişlerdir [29]. Dolgu yapımı esnasında kullanıldığında inşaatı yavaşlatır ve kompaksiyonun randımanını düşürebilir. Poroz filtre ise sürekli su girişi ve çıkışıyla tıkanma yapabilir.

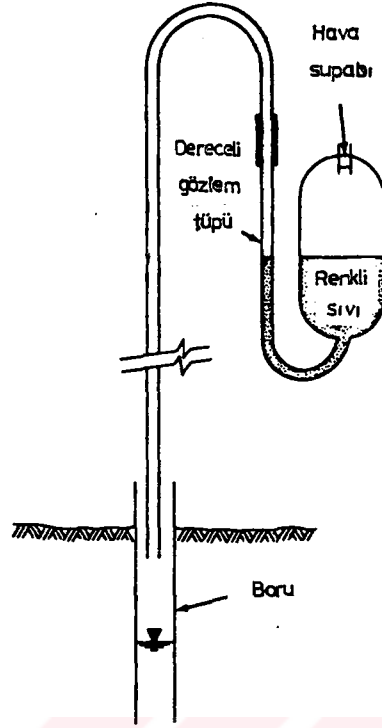
Açık borulu piyezometrelerin en büyük dezavantajı atmosfer basıncından daha yüksek basınçlarda çalıştırılamamasıdır. Bu bakımdan sistemi kurmadan önce boşluk basınçları ile ilgili limitlerin sağlıklı olarak tahmini gerekmektedir [5]

Açık Piyezometrelerde Okuma Metotları:

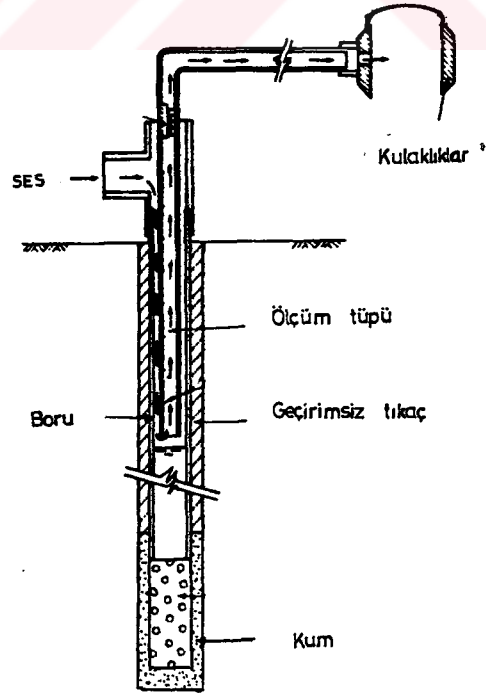
a) Elektrikli derinlik ölçer: En çok kullanılan sonda tipidir. Uç kısmında, silindirik paslanmaz çelik ağırlık bulunan iki iletken kablodan oluşan basit bir düzeneştir. Çelik ağırlık aralarında bir plastik yalıtkanla, elektriksel olarak iki kısma ayrılmış ve her parça iletken kablo ucuyla bağlanmıştır. Kablonun daha üst ucu bir bataryaya, ışık göstergesine veya ampermetreye bağlanır. Sonda, açık boruya indirildiğinde ve su yüzeyine temas ettiğinde devre tamamlanır ve gösterge hareketinden boşluk suyu basıncı ölçülür.

b) Kapilarite okuyucu : Şematik olarak Şekil 4.2'de görülen bu tür okuyucu, küçük çaplı bir tüpteki renkli sıvının kılcal dağılımı esasına dayanır. Hava giriş ağız renkli sıvının iki yüzeyinin yüksekliklerinin eşit olmasını sağlamak için açık tutulur. Plastik tüp, ucu su yüzeyine batana kadar tüp içine itilir. Batma miktarı dereceli rasat tüpündeki sıvı seviyesindeki düşüğe eşittir. Sonra plastik tüp yavaşca geri çekilir ve renkli sıvı seviyesi, suyun piyezometrede yükseldiği seviyeye ulaşana kadar yükselmeye devam eder. Tüpte okunan derece yardımıyla boşluk suyu basıncı belirlenir.

c) Sesli okuyucu: Ses dalgasının hareketine dayanan cihaz Şekil 4.3'de görülmektedir.



Şekil 4.2. Kapilarite Okuyucu



Şekil 4.3. Sesli Okuyucu

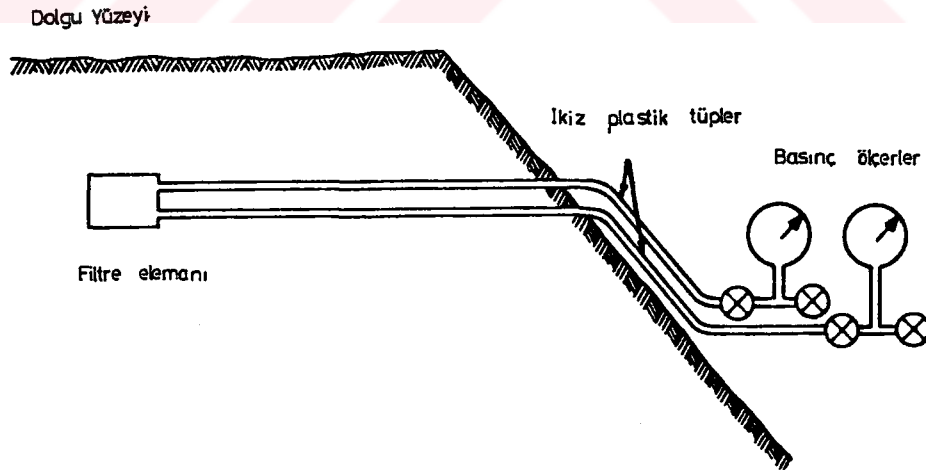
Şekilde gösterilen oklar, oluşturulan bir ses dalgasını ifade etmektedir. Dereceli ölçüm tüpü, piyezometre içine indirilir.

Tüpün uç noktası suya temas ettiğinde kulaklığa iletilen ses kesilir. O anda dereceli ölçüm tüpündeki yükseklikle boşluk suyu basıncı ölçülmüş olur.

d) Ölçüm şeridi ve ağırlık: Eğer piyezometre borusu çapı yeterli kalınlıkta ise, ucunda ağırlık bağlı ölçüm şeridi, su yüzeyine temas edene kadar dinlenir. Temas ettiği anda, ses şiddetini artırmak için, bazan ağırlığa bir çan bağlanabilir.

4.1.2. Çift (İkiz) tüp hidrolik piyezometreler

Kapalı hidrolik piyezometre olarak da adlandırılan çift tüp hidrolik piyezometre şematik olarak Şekil 4.4'de gösterilmektedir.



Şekil 4.4. Çift Tüp Hidrolik Piyezometre

İki plastik tüpe bağlanmış poroz filtreden oluşur. Piyezometrik kot, basınç ölçücünün kotuna okunan değerin eklenmesi ile belirlenir. Kontrol açısından, her iki plastik tüpün tamamıyla sıvı ile dolu olduğu durumda, iki ölçücü de aynı basıncı gösterecektir.

Çift tüp hidrolik piyezometrelerinin uygulaması, hemen hemen özellikle dolgu barajlarda boşluk suyu basınçlarının uzun dönem ölçülmesi ile sınırlıdır [5].

Başlıca avantajları güvenilirlikleri, piyezometrede oluşan hava kabarcıklarını giderebilme kabiliyetidir [22]. Çoğunlukla 100-200 kPa gibi basınçlarda kullanılır, fakat 500-600 kPa gibi basınçlara da dayanabilir. Yüksek hava girişli tipleri, düşük hava girişlere nazaran boşluk suyu basıncı yerine hava basıncının ölçülebilme riskini minimuma indirir [5]. Dolgularda uzun dönem güvenilirlikleri ve sabit ve düşen seviyeli permeabilite testleri yapılarak hassasiyetlerinin kontrol edebilmesi pratikte geniş ölçüde tercih edilmelerine sebep olmuştur.

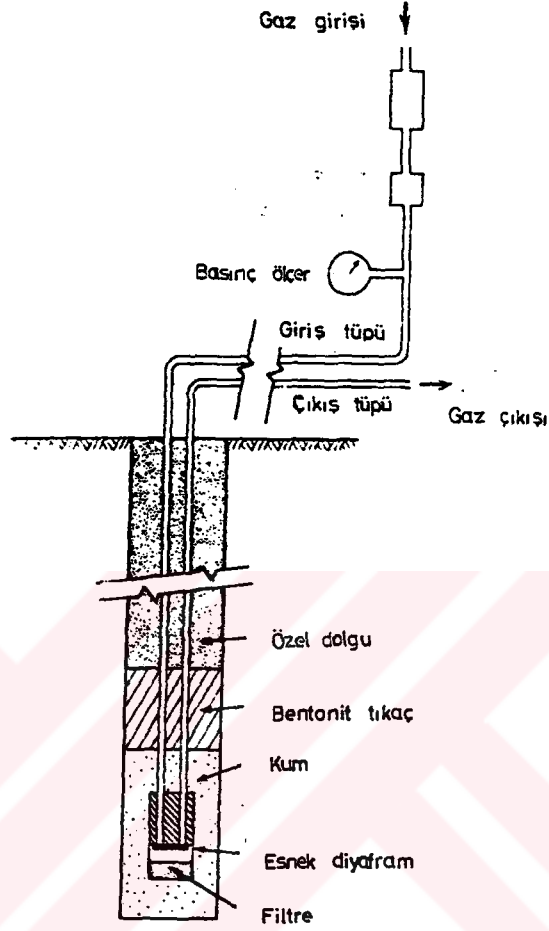
Dezavantajları ise tüplerdeki doluluğu ayarlama aksamının donma ve aşırı ısınmaya karşı kapalı bir sistemle korunma ihtiyacı veya sistemin mutlaka minimum donma derinliğinin üzerinde kurulma zorunluluğudur [22].

4.1.3. Pünematik Piyezometreler

Şematik olarak Şekil 4.5'de görülen pünematik piyezometrelere, bağlandıkları zeminden transduseri ayırmak için bir filtre ve esnek diyafram ilave edilir.

Pünematik piyezometrelerin bazı tipleri ile çıkış tüpüne vakum uygulanarak negatif boşluk suyu basıncı da ölçülebilir. Hidrodinamik gecikme süreleri çok kısadır. ve sonuçları almada kolaylıklar gösterir. Donma problemleri yoktur. Ölçüm ve okuma sırasında yapım

aksamaz. Ancak kurulma ve gaz girişi esnasında tecrübeli personel ve aşırı dikkat gerektirir.



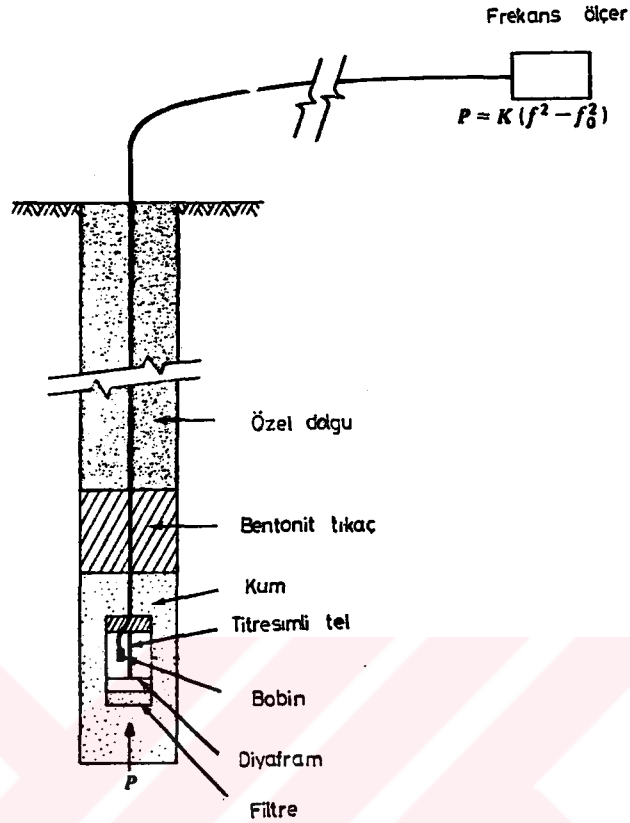
Şekil 4.5. Pünematik Piyezometre

4.1.4. Titreşimli tel piyezometre:

Titreşimli tel piyezometrelerde ölçüm sistemi ile boşluk suyu bir metal diyaframla ayrılır. Şekil 4.6'da görüldüğü gibi, diyaframın tel gerilmesinde neden olduğu değişikliklerin ölçülmesi esasına dayanır.

Okuma kolaylıkları ve kısa zamanda sonuç alma avantajları vardır. Donma problemleri yoktur. Ölçüm sırasında yapım aksamaz ve negatif boşluk suyu basınçları

ölçülebilir. Bunun yanı sıra yanmaya ve korozyona karşı özel önlemler gerektirirler.

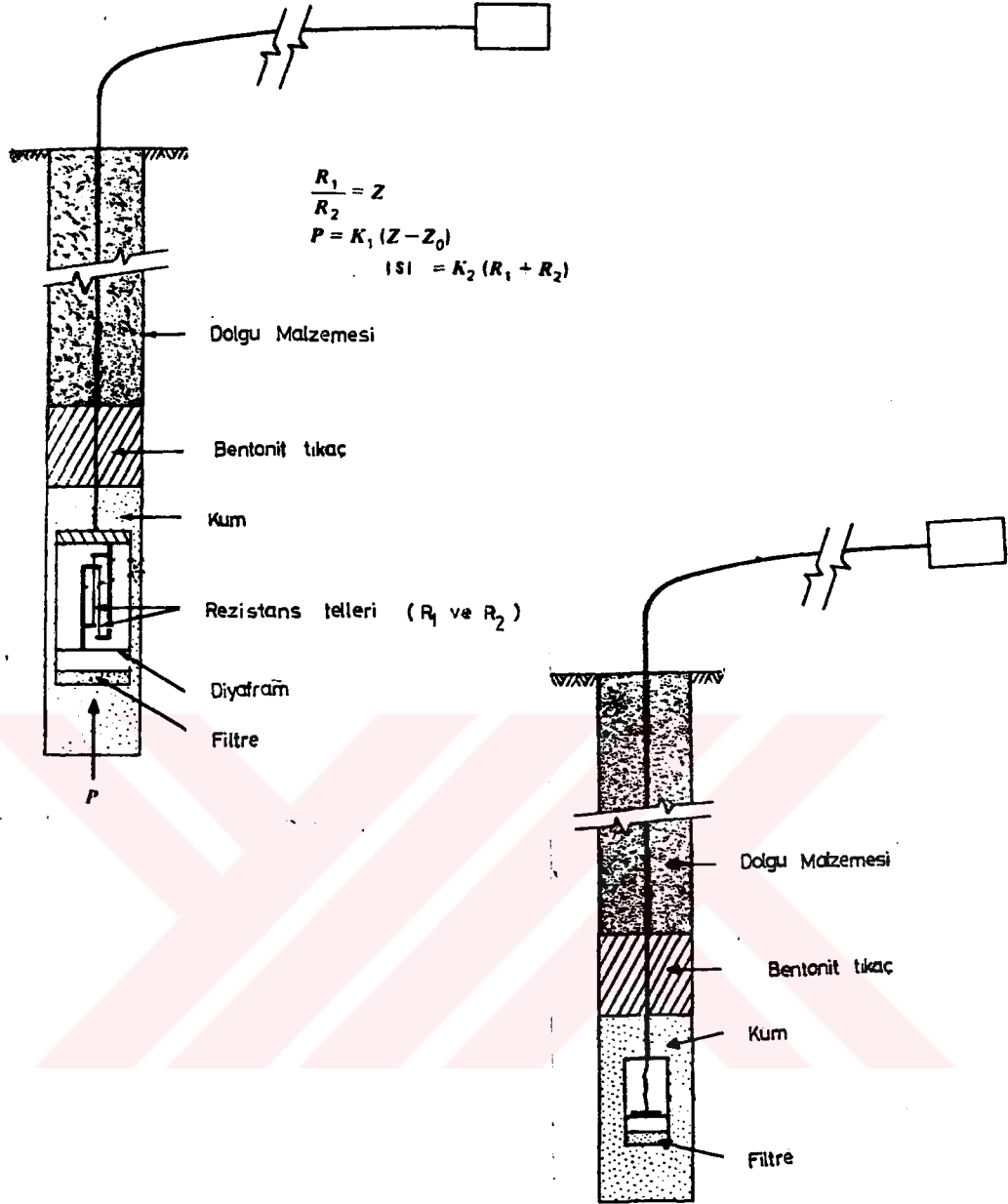


Şekil 4.6. Titreşimli Tel Piyezometre

4.1.5. Elektrik rezistanslı piyezometreler

Şekil 4.7'de görüldüğü gibi bağlı ve bağlı olmayan olmak üzere iki ayrı tipten oluşurlar. Bağlı tipler genelde yarı iletken rezistanslı basınç ölçerler içerirler.

Çok stabil olan bu piyezometrelerin okuma kolaylığı kısa zamanda sonuç alma imkanı, negatif boşluk suyu basıncı ve ısıнын ölçülmesine olanak tanınması, donma probleminin olmaması, bazı tiplerinin dinamik ölçümlere uygun olması gibi avantajlarının yanı sıra, nemin sebep olduğu hatalara açık olması, elektrik kontaklarına ve yanmaya karşı özel önlem gerektirmesi gibi dezavantajları vardır.



Şekil 4.7. Bağlı olmayan ve Bağlı Tip Elektrik Rezistanslı Piyezometreler

4.1.6. Multipoint piyezometreler

Multipoint piyezometreler, çeşitli şekillerde üretilmelerine rağmen hepsinde ortak özellik, aynı veya farklı tip birkaç piyezometrenin tek cihaz üzerinde

toplanması ve çeşitli derinliklerde ölçüm yaparak, basınç derinlik ilişkisinin belirlenmesidir.

Bu tip piyezometrelerle çeşitli derinliklerde detaylı ölçüm yapabilme ve büyük derinliklere inebilme olanağı vardır. Permeabilite, boşluk suyu basıncı ölçümü esnasında belirlenebilir. Aynı zamanda, içerdği piyezometrelerin tek tek bütün avantajları kullanılabilir. Ancak, maliyetleri yüksek olabilir. Uygulama sırasındaki zorluklar ve içerdği piyezometrelerin cinsine göre potansiyel hatalar verme olasılığı da dezavantaj olarak sayılabilir.

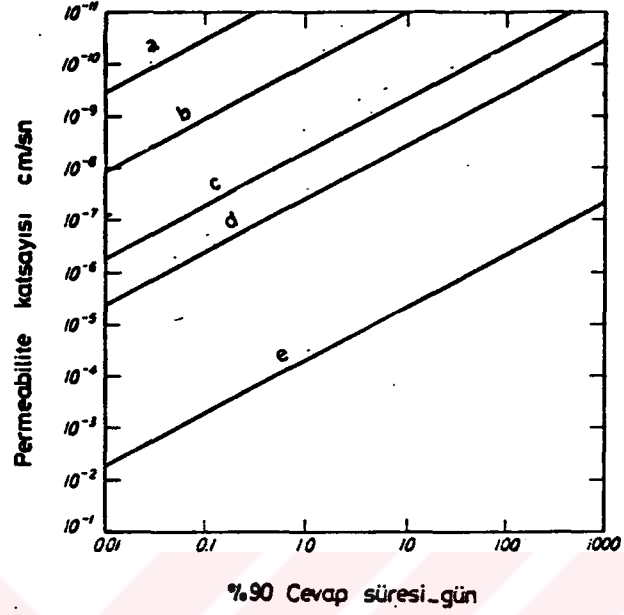
4.1.7. Hidrodinamik gecikme süresi

Bir piyezometre zemine bağlandığında, yeraltı suyu basıncı değişimlerinin gözlenebilmesi için, suyun piyezometreye girmesi ve yükselmesi için gereken zaman hidrodinamik gecikme süresi olarak adlandırılır. Bu süre ilk olarak piyezometre tipine ve boyutlarına ayrıca zeminin permeabilitesine bağlıdır [22].

Terzaghi ve Peck (1967) [30], Brand ve Premchitt (1982) [31], Penman (1978) [32] çeşitli piyezometre tipleri üzerinde hidrodinamik gecikme süresini araştırmışlardır. Şekil 4.8'de homojen zeminlerde denenmiş çeşitli piyezometreler için % 90 randımana karşılık gelen süreler görülmektedir. % 90 randıman, çoğu pratik amaçlar için yeterlidir [30].

Penman (1978) açık borulu piyezometreler için hidrodinamik gecikme süresinin bulunmasında aşağıdaki formülü önermiştir:

$$t = 3.3 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{d^2 \cdot \ln[L/D + \sqrt{1 + (L/D)^2}]}{k L} \quad (4.1)$$



- | | |
|---------------------------|-------------------|
| a) diyafram | d) açık borulu |
| b) çift tüp (Bishop tipi) | (Casagrande tipi) |
| c) çift tüp hidrolik | e) açık borulu |

Şekil 4.8 Çeşitli Piyezometre Tipleri İçin Hidrodinamik Gecikme Süreleri [30].

t: % 90 cevap için geçecek süre

d: Boru iç çapı (cm)

L: Filtre elemanın çevresindeki kum tabakasının yüksekliği (cm)

D: Filtre elemanın çevresindeki kum tabakasının çapı (cm)

k: Zeminin permeabilite katsayısı (cm/sn)

Hidrodinamik gecikme süresi için literatürde verilen formüllerde ortak özellik, boru çapı ve filtre elemanın boyutlarını etkili parametreler olarak tanımlanmasıdır. İsveç Geoteknik Enstitüsü tarafından yapılan bir araştırmada, 42 mm ve 60 mm çaplarında iki

açık borulu piyezometre $k=10^{-8}$ cm/sn olan suya doygun bir kil zeminde 10 m derinliğe indirilmiştir. 42 mm çaplı boruyla 4 günde elde edilen okuma değerleri, 60 mm çaplı boruyla 10 gün sonunda elde edilebilmiştir. Gecikme süresi için kabaca, boru çapının karesiyle doğru orantılıdır denilebilir [33].

Minimum çaptaki boru ve maksimum boyutlu kum tabakası ile gecikme süresi minimuma iner. Bununla beraber minimum çaptaki boru, piyezometrenin havasını kendiliğinden boşaltabilme özelliğini geçersiz kılabilir. Sondaj deliğine bağlandığında, kum tabakasının çapı geniş çaplı deliğin ekonomisiyle sınırlıdır. Hidrodinamik gecikme süresinin önemi, öncelikle ölçümlerin amacına ve yeraltı suyu basıncının beklenen değişimlerine bağlıdır [22].

4.2. Akış Modelinin Kurulması

Zemin suyu hidrolik kanunlarına uyarak hareketsiz iken, herhangi bir noktada üstündeki su derinliğine uygun bir basınç taşır. Bu basınç, serbest seviyeli bir su kütlesinde aynı derinlikte basınca eşittir. Atmosfer basıncı, basınç/yük ölçümlerinde karşılaştırma değeri olarak alınır. Yeraltı su basıncının atmosfer basıncına eşit olduğu seviye yeraltı su seviyesi, yeraltı su seviyesinin üzerinde boşluk suyu basıncının sıfıra eşit olduğu küçük alanlar tünek su seviyesi olarak tanımlanır. Yeraltı su seviyesinin altında zemin suya doygundur ve boşluk suyu basıncının değeri derinlikle artar [2]. Bu tanımlarda boşlukların boyutları, derinlikle permeabilitenin değişimi ve infiltrasyon düşünülmemiştir. Gerçekte tabakalaşma, yerel jeolojik değişiklikler olayı daha karmaşık hale getirmektedir [5].

4.2.1. Akım ağı ve sınır şartları

Zemin kütlesinde dengelenmemiş bir yükün yer alması ile yeraltı suyu oluşur. Bu akımla genellikle iki şekilde karşılaşılır [2].

a) Serbest su yüzeyinin, zemin kütlesinin her iki tarafında farklı yüksekliklerde yer alması ile sızma oluşur.

b) Zemine herhangi bir nedenle basınç uygulanması ile boşluk suyu basıncının statik değeri artarak akım oluşur.

Suya doymun zemin tabakalarında, yeraltı suyu akımı, bir geçirimli ortam içerisinde üç boyutlu olarak düşünülür.

Şev stabilitesi analizleri ise yatay ve düşey yönlerde olmak üzere iki boyutlu modele dayandırılır. Akış modeli, genellikle şev yüzeyinden başlayan ve şevden yeterli bir mesafeye kadar uzayan bir düşey kesitte kurulur.

Suya doymun zeminlerde, sürekli akım şartlarında Darcy kanununun geçerli olduğu ve zeminin kum, siltli kum veya kaya unu gibi nisbeten sıkışamaz malzemeden oluştuğu kabul edilir [34].

$$Q = k \cdot A \cdot \left(\frac{h_1 - h_2}{L} \right) \quad (4.2)$$

Q : Zeminin A kesit alanında birim zamanda geçen su

k : Permeabilite katsayısı

$\frac{h_1 - h_2}{L}$: Hidrolik Eğim

L

k permeabilite katsayısı, dane dağılımının, şeklinin, özgül yüzeyinin ve porozitenin bir fonksiyondur.

Darcy kanunu, iki boyutlu analiz için aşağıdaki şekilde genelleştirilebilir:

$$V_x = k \frac{\partial h}{\partial x} , \quad V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (4.3)$$

Ayrıca xz düzlemine paralel akış için süreklilik şartı yazılırsa

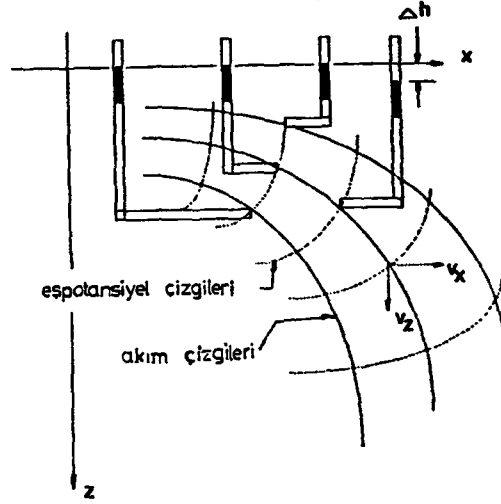
$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (4.4)$$

elde edilir. (4.3) ve (4.4) denklemleri, hız potansiyeli denilen $\phi = k.h$ parametresi dikkate alınarak birlikte düşünülürse:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (4.5)$$

denklemleri elde edilir. Bu denklem "Laplace Denklemi" olarak bilinir ve sıkışamayan geçirimli bir malzeme içinden, sıkışamayan bir akışkanın iki boyutlu akımını temsil eder. Denklem, diyagramda birbirini kesen akım çizgileri ve eş potansiyel çizgileri ile ifade edilebilir (Şekil 4.9)

Bir eşpotansiyel çizgisi üzerinde bulunan her noktaya konulacak piyezometrelerde su seviyesi "piyezometre seviyesi" denilen ve o eşpotansiyel çizgisi için sabit olan belli bir seviyeye ulaşır. Su, eşpotansiyel çizgilerine dik olan akım çizgileri boyunca hareket eder [34].



Şekil 4.9 İki boyutlu akış sisteminde akım ve eşpotansiyel çizgileri.

Suya doymun zeminlerde ve sürekli akım şartlarında önce akım ağı oluşturulur. Eşpotansiyel çizgilerinin serbest su yüzeyini kestiği noktalarda elde edilen piyezometre seviyeleri, her nokta için boşluk suyu basınçlarının belirlenmesini sağlar.

Eğer sınır şartlarının zamana bağlı olarak değiştiği geçici akım şartları söz konusu ise suya doymun zeminlerde

$$\frac{\partial v}{\partial t} = - \frac{\partial h}{\partial t} \cdot S \cdot A \quad (4.6)$$

formülü geçerlidir.

Burada; V: A kesit alanından geçen su hacmi

h: Piyezometrik yükseklik

S: Birikme katsayısını ifade eder

Stabilite analizlerinde, geçici akımlarla yağış sularının zemin yüzeyine infiltrasyon etkisinde ve dolgu barajlardaki su seviyesindeki ani düşüşlerle karşılaşılır.

İki boyutlu yeraltı suyu akımı problemleri, sürekli akım şartları için Darcy denklemi ile, daha karmaşık sürekli akım ve bazı geçici suya doymun akım problemleri akım ağı teorisi ile çözülebilir. Ancak, karmaşık sürekli ve geçici akım problemleri için bilgisayarla sonlu elemanlar ve sonlu farklar modelleri uygun çözümler verir. Bu metotlarla farklı sınır şartları, drenaj ve zaman faktörleri birleştirilerek, kısa zamanda hesap imkanı elde edilmiş olur

Geçici akımlarda ise analiz basitleştirme açısından sürekli akım şartları düşünülebilir. Yeterli zaman aralığı için, sürekli bir akım durumu varsayılması, birçok geçici akım problemlerinde emniyetli tarafta kalmaktadır [5].

4.2.2. Anizotropinin etkileri

Doğada, zeminler çok nadiren izotrop ve homojen özellikler gösterirler. Permeabilitede anizotropi tabakalanma ve dane boyutundaki değişikliklerin sonucunda ortaya çıkar. Dolgular, serme ve sıkıştırma esnasındaki yayılmadan dolayı anizotropi gösterir [5]. Zemin kesitindeki tabakalaşma, tabaka düzlemlerine paralel permeabilitenin, bu düzlemlere dik olan düşey permeabiliteden daha büyük olmasına neden olur [34]. Enine izotrop olarak tanımlanan bu tür zeminler için çizilen akım ağında, akım ve eşpotansiyel çizgileri artık ortogonal değildir.

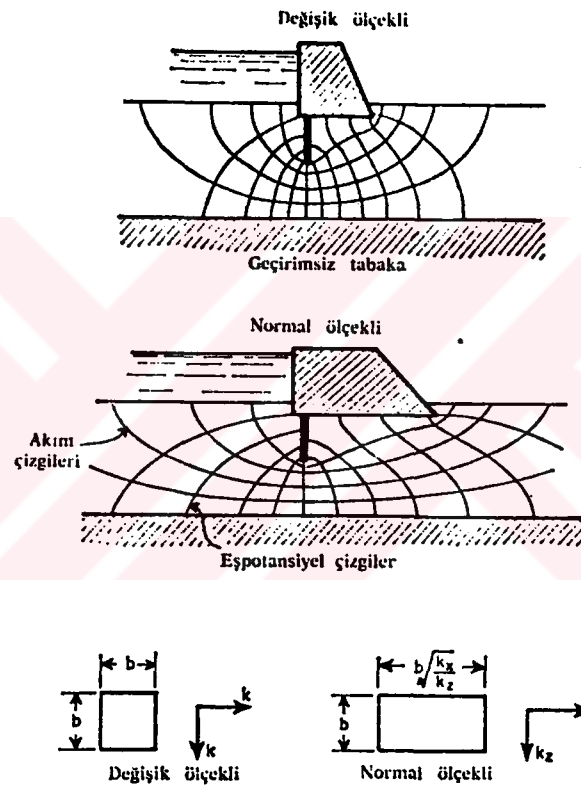
Anizotropi gösteren zeminlerde, yatay ve düşey doğrultulardaki permeabilitelerin sırasıyla k_x ve k_z olduğu ve bunların derinlik boyunca sabit oldukları kabul edilir. Eğer permeabilite derinlikle değişiyorsa k_x ve k_z 'in ortalama değerleri ile çalışılır. Düşey

boyutlar aynen alınır, yatay boyutlar ise $\frac{k_z}{k_x}$ ile

çarpılarak küçültülür. Bu dönüştürülmüş ortamda akım ağı, ortam izotropmuş gibi çizilir. Çizilen bu akım ağının

yatay uzaklıkları $\frac{k_x}{k_z}$ ile çarpılarak düzeltilir. Bu ağ

düşey ve yatay yöndeki permeabilitesi $k_x k_z$ olan bir zemin için doğrudur [34]. Sonuçta bulunan akım ağı, yataydaki ile karıştırıldığında düşey doğrultudaki daha yüksek yük kaybından dolayı, yataya daha yakın eşpotansiyel çizgileri verir. (Şekil 4.10)



Şekil 4.10 Antizotropik Zeminlerde Akım Ağı

Bu durumdan, verilen bir derinlikte izotropik şartlara göre daha düşük boşluk suyu basıncı elde edileceği sonucuna varılabilir. Derin kayma yüzeyleri için düşük boşluk suyu basıncı stabiliteyi çok fazla etkilemez ancak sığ kaymalar için durum tam tersinedir [5].

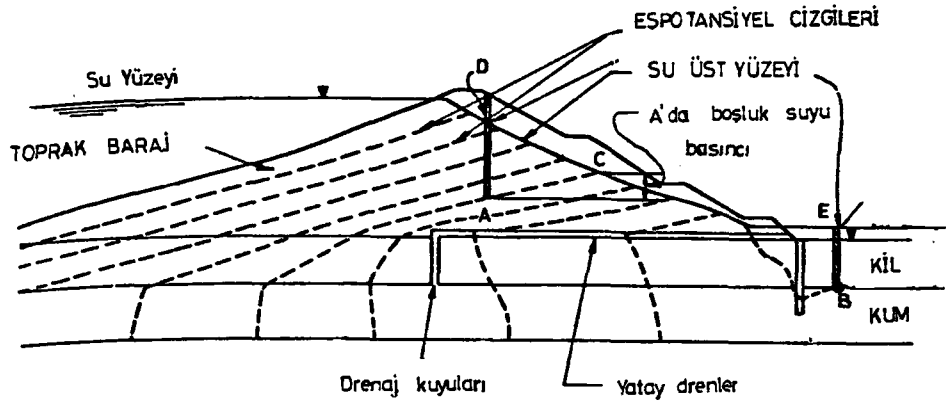
Ortalama k_x değeri, bütün tabii zemin tabakaları için k_z değerine göre iki veya üçten, birkaç yüze kadar değişiklik gösterir. Çoğu problemlerde ortalama değerlerle çalışıldığı için, bu değerleri hassas olarak tayin etmek zordur. Bu yüzden k_x/k_z oranının muhtemel en büyük ve en küçük değerleri için akım ağlarının çizilmesi, analizde en gayrimüsaıt olanının alınarak emniyetli tarafta kalınması tavsiye edilmektedir [34].

Bazı doğal durumlarda, daha yüksek düzey permeabilite değerleri ile de karşılaşılabilir. Bunlar arasında bitki köklerinin boşlukları, çatlakları, böcek türü hayvan oyukları sayılabilir [5].

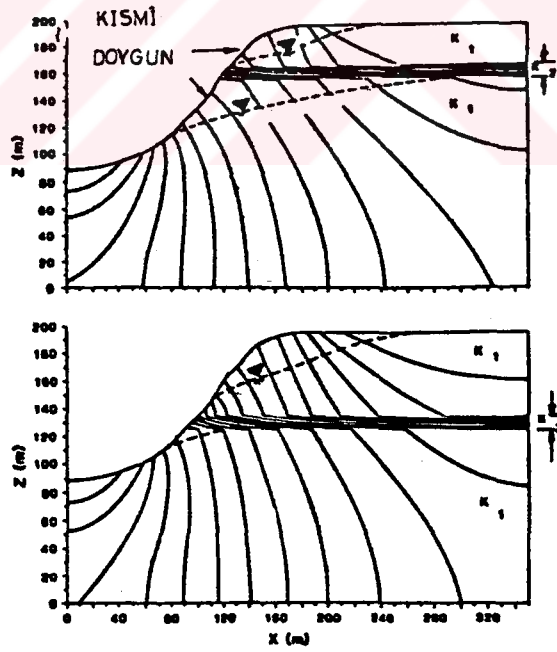
4.2.3. Permeabilitedeki değişiklikler

Zeminlerde, anizotropiye neden olabilen doğal özelliklerin çoğunun, aynı zamanda farklı permeabiliteli tabakalardan ileri geldiği düşünülebilir. Bir akış modelinde farklı permeabiliteli tabakaların etkisini göstermek için, bir dolguda boşluk suyu basınçlarını azaltmak için drenaj amacıyla tasarlanan yüksek permeabiliteli tabaka iyi bir örnektir (Şekil 4.11)

Yüksek permeabiliteli tabakalar, düşük permeabiliteli tabakalar altında, artan boşluk suyu basınçlarına yolaçabilir. Doğal şevlerde düşük permeabiliteli tabakaların varlığı, yeraltı su seviyesinin yerine etkisiyle, stabilitede önemli rol oynar [5]. Düşük permeabilite, genellikle daha düşük pik ve kalıcı kayma mukavemetine sebep olduğundan, yeraltı suyu seviyesi şevin stabilitesini önemli ölçüde düşürebilir. Şekil 4.12'de konu ile ilgili parametrik bir çalışma gösterilmiştir.



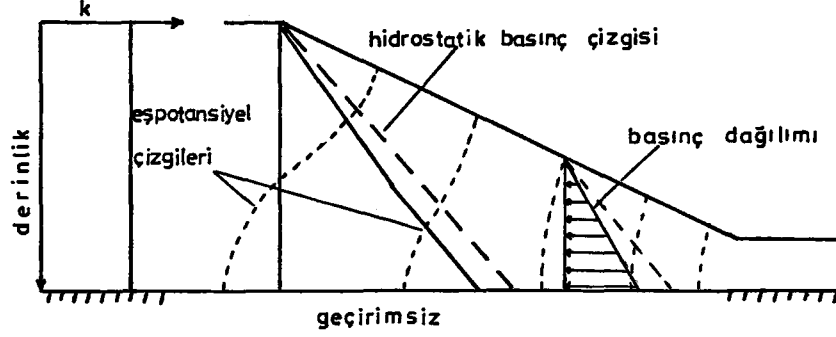
Şekil 4.11 Anizotropik Permeabiliteli bir dolgu [5].



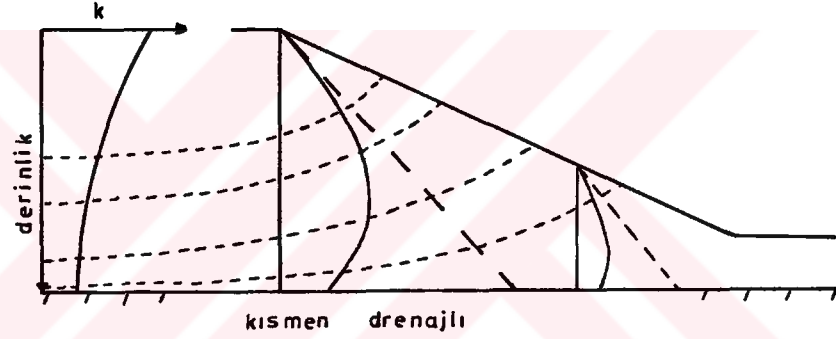
Şekil 4.12 Geçirimsiz bir tabakanın yeraltı su seviyesine etkisi [5].

Bromhead (1985), Şekil 4.13'de görüldüğü gibi, hem permeabilitenin drenajla zıt olabileceğini, hem de efektif gerilmelerde permeabilite etkisini göstermektedir [35].

a) SABİT PERMEABİLİTE



b) KİSMİ DRENAJA BAĞLI PERMEABİLİTE



Şekil 4.13 Boşluk Suyu Basıncı Dağılımında Permeabilite Değişiminin ve Drenajın Etkisi [35].

Şekil de görüldüğü gibi, kısmi drenajın ve permeabiliteye bağlı efektif gerilmenin birleşmiş etkisinin, derinlikle yay şeklinde bir boşluk suyu basıncı dağılımına yol açtığı görülmektedir. Yay şekli, sınır şartlarındaki değişikliklerden veya toplam gerilme değişimlerinden oluşan konsolidasyon eşzaman eğrisine benzer ama aslında sürekli hal sınır şartlarını temsil etmektedir. Şekil 4.13 karşılaştırılırsa, iki akış modelinden aynı derinlikte farklı boşluk suyu basınçları elde edildiği görülmektedir.

4.2.4 Akış modelinin çözülmesi

Anizotropi ve permeabilitedeki değişimlerin yolaçtığı karışıklıklar iki şekilde çözülebilir.

a) Akım ağı teknikleriyle çözüm zor ve zaman alıcı olabilir. Eşpotansiyel çizgileri oluşturmak için, sonlu elemanlar analizinin kullanımı akışı kontrol eden faktörleri içerme bakımından daha uygun bir yaklaşımdır ve daha kesin sonuçlar verir.

b) Kritik şevlerde, boşluk suyu basınçlarını tahmin etmeye çalışmak yerine, arazide piyezometrelerle ölçülmüş değerlerle çalışmak çok daha uygun bir çözümdür.

Şev stabilitesi analizinde, akış modelinin belirlenmesi kritik düşey kesitler için iki boyutlu analiz alışılarmıştır. Bu kritik kesitin tüm şev için gerçek durumu yansıttığı varsayılır. Ancak, ek kazılar ve bir drenaj yapısı yanındaki kazı gibi durumlarda, akışı planda da düşünmek önemlidir.

4.3. Boşluk Suyu Basıncı Datasının Hazırlanması

Stabilite analizinde kullanılan bir modelde, boşluk suyu basıncı datasının temsil edilebilmesi için genellikle üç temel metot kabul edilir.

- a) Piyezometrik çizgiler
- b) Boşluk Basıncı Gridleri
- c) Boşluk basıncı Oranı (ru)

a) Piyezometrik Çizgiler: Bir zeminde boşluk suyu basınçlarını tanımlamak için piyezometre çizgilerinin kullanımı, zemin içinde herhangi bir noktada düşey bir piyezometre olduğu varsayımına dayandırılır.

Bir noktada boşluk suyu basıncının, noktadan su üst yüzeyine olan yükseklik olarak alınması ciddi hatalar doğurmaktadır. Şekil 4.11'de A noktasına yerleştirilen bir piyezometrede su C noktasına kadar yükselecektir. Oysa aynı noktada su üst yüzeyi, piyezometreyi D noktasında kesmektedir. Boşluk suyu basıncının D olarak alınması $(D-C)$ farkı kadar bir hata doğuracağından, bu daha büyük boşluk suyu basınçları ve daha küçük güvenlik sayılarına karşı gelecektir.

Tabakalaşma da, boşluk suyu basıncı dağılımında, tabakalar arası sınırlara karşı gelen bir süreksizlik doğurmaktadır. Bu tür durumlarda, kritik kayma yüzeyi ile her tabakaya karşı gelen farklı piyezometrik basınçları birlikte düşünerek analiz yapmak gerekli olabilir.

Nisbeten yatık şevlerde veya izotropik permeabilite durumlarında eşpotansiyel çizgilerin daha dik olmalarından dolayı su üst yüzeyinin piyezometrik çizgi olarak tanımlanması daha küçük hatalara neden olmaktadır [5]. Böyle durumlar için, piyezometre gözlemleri ile tanımlanan piyezometre çizgisi olarak, su üst yüzeyi alınabilir.

b) Boşluk Basıncı Gridleri: Boşluk suyu basıncı gridlerinin stabilite analizinde giriş datası olarak kullanımı, çeşitli kısımlarda boşluk suyu basıncının ayrıntılı olarak belirlenmesini mümkün kılar. Stabilite programı, bir deneme yüzeyinde boşluk suyu basınçlarının ara değerlerini gerektiği şekilde enterpole eder. Ayrıca, karmaşık akış modellerinde, her nokta için boşluk suyu basınçlarının doğru olarak bilinmesini sağlar.

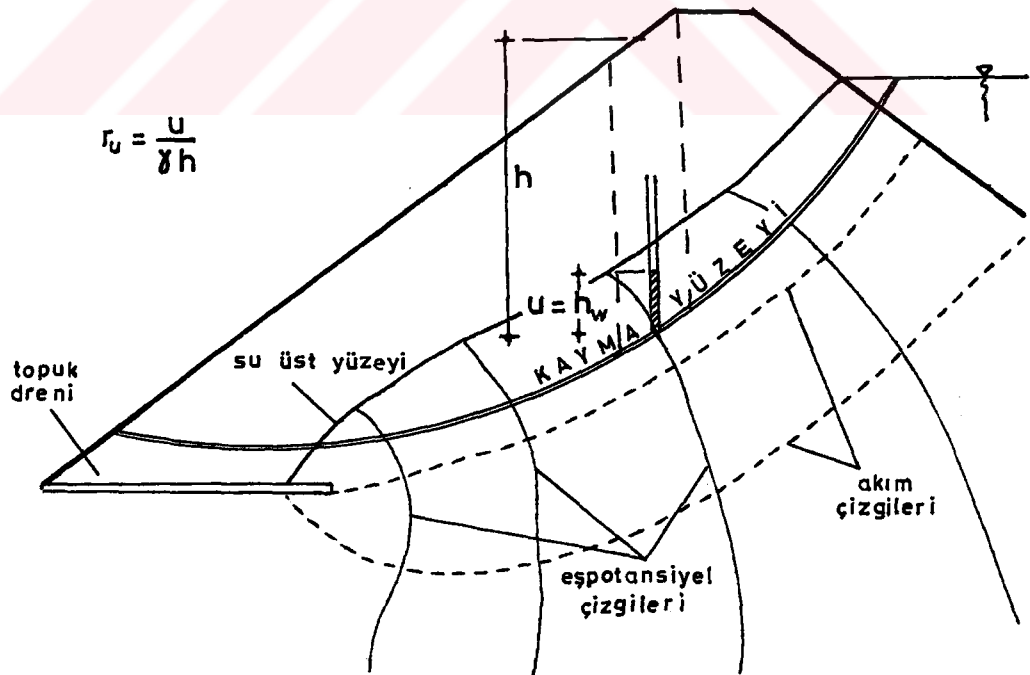
Boşluk basınçları gridleri, sonlu elemanlar sızıntı analiz sonuçlarının, birkaç tabakadan oluşan bir modelde üstüste çakıştırılarak süreklilik sağlanmasına imkan verir. Alternatif olarak, zemine bağlanmış bir seri piyezometre, ara lokasyonlarda program yardımıyla sonraki

enterpolasyon değerlerine ulaşılarak bir grid için temel oluşturur. Bu ara değerlerde zemin cinsindeki değişikliklerden dolayı permeabilitedeki değişimler de gözönüne alınabilir.

Grid metodu, akış modelinin karmaşık ve boşluk suyu basıncılarının hesabı için piyezometre çizgilerinin kullanımının bir karmaşık model gerektirdiği ve önemli hatalar verdiği durumlarda kullanılmalıdır [5].

c) Boşluk Basıncı Oranı (r_u): Efektif gerilmelerde şev stabilitesi analizinde, herhangi bir noktadaki boşluk suyu basıncını hesaplara dahil etmenin en uygun yolu Bishop (1960) tarafından tanımlanan boyutsuz boşluk suyu basıncı oranı $r_u = u/\gamma h$ 'yı kullanmaktır. şekil 4.14'de boşluk suyu basıncı oranının tanımı verilmektedir.

r_u , boşluk suyu basıncının, bir kayma yüzeyinde boyutsuz olarak ifade edilmesini mümkün kılar.

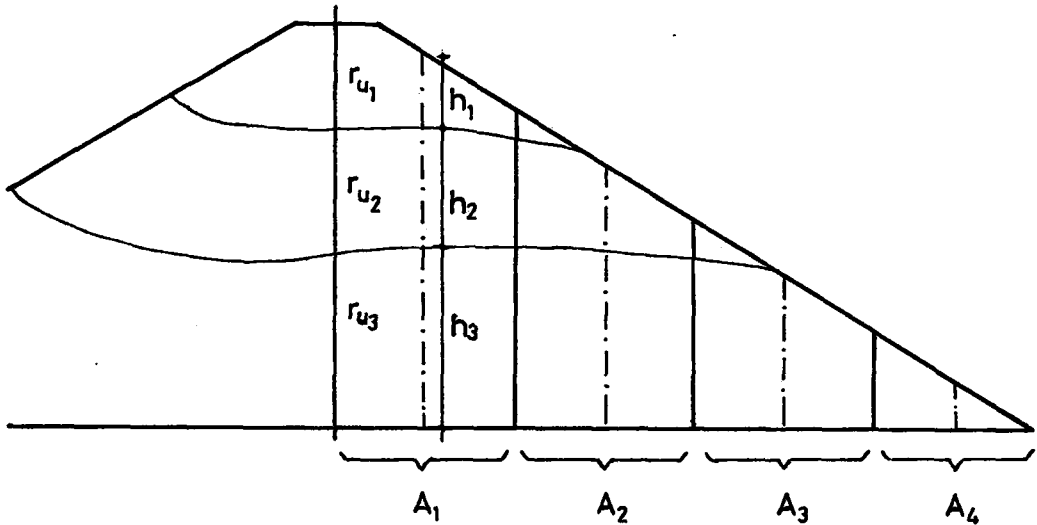


şekil 4.14 r_u 'nın Bulunmasındaki Parametreler

Özellikle dilim metotlarında, dilimin ağırlığı zaten hesaplandığından, boşluk suyu basıncının r_u ile ifadesi sadece basit bir ek işlem getirir. Bu kavram ve Morgenstern (1960) tarafından genelleştirilen stabilite eğrilerinde de kullanılmıştır. Homojen boşluk suyu basıncı dağılımı olarak adlandırılan kesit boyunca sabit bir r_u değeriyle çalışılarak bir genel çözüm elde edilmiştir [13].

Gerçekte r_u değeri kesit boyunca sabit değildir. Bu yüzden ya zemin tiplerine göre eş r_u çizgileriyle veya ortalama r_u değeri ile çalışmak gerekebilir. r_u 'nun kesit boyunca önemli ölçüde değiştiği durumlarda, ortalama bir r_u değerinin kullanımı güvenlik sayısının elde edilmesinde başarılı sonuçlar vermiştir [13].

Ortalama r_u değerinin bulunmasında Şekil 4.15'de görüldüğü gibi bir kritik kesit için, farklı boşluk suyu basıncı zonları dikkate alınarak eşit tabanlı düşey tabakalara bölünür.



Şekil 4.15 Ortalama r_u Değerinin Bulunması [13].

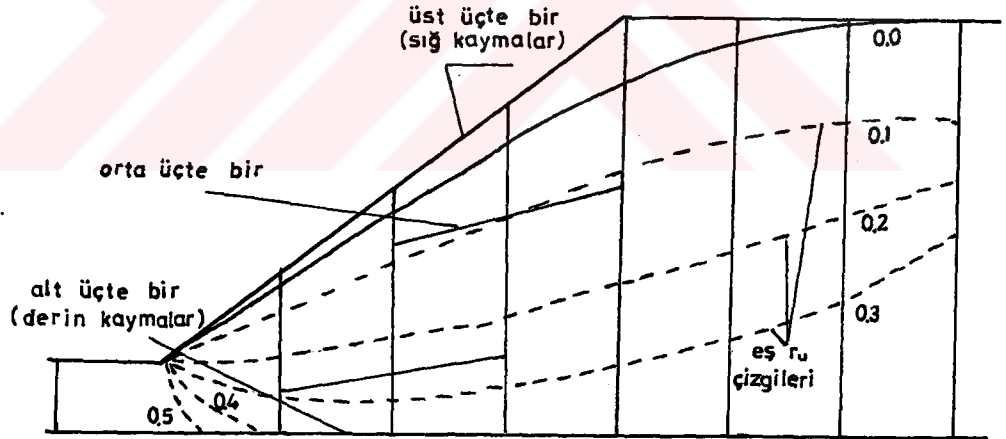
Eşit tabakalara bölme işlemi toprak dolgu barajlarda kret ortasından, doğal şevlerde ise tepenin, H şev yüksekliği olmak üzere $H/4$ 'e eşit mesafede geriden başlatılır. Yükseklikler dikkate alınarak, boşluk suyu basıncı katsayısının ağırlıklı ortalaması bulunur.

$$r_u = \frac{\sum h_i r_{ui}}{\sum h_i} \quad (4.7)$$

Daha sonra tüm alanlar için ayrı ayrı elde edilen r_u değerlerinin, tüm alanlar dikkate alınarak alan ağırlıklı ortalaması ile tüm kesit için bir r_u değeri elde edilir.

$$\text{Ortalama } r_u = \frac{\sum A_n r_{un}}{\sum A_n} \quad (4.8)$$

Bromhead (1985) Şekil 4.16'de gösterildiği gibi bir basitleştirme önermiştir. Alınan bir kısım dilim için ΔA r_u değerleri sadece üst, orta ve alt üçte bir kısımları düşünülerek ortalama r_u elde edilebilir [35].



Şekil 4.16 Ortalama r_u Değerinin Bulunması [35].

Sonuç olarak, sabit bir r_u 'nun kullanımı güvenlik sayısının ilk değerinin bulunmasında uygundur. Eğer arazi gözlemlerinden boşluk suyu basıncının değerleri elde edilebiliyorsa, analiz için bu dataları kullanmak daha hassas sonuçlar verecektir [5].

4.4. Negatif Boşluk Suyu Basıncı

Boşluk suyu basıncı, atmosfer basıncından daha küçük değerler aldığında "negatif boşluk suyu basıncı" olarak adlandırılır. Genellikle zeminin maruz kaldığı basınç kuvvetinin kaldırılmasıyla oluşur [22].

Boşluk suyu basıncı negatif olduğunda $s=c'+(\sigma-u)\tan\phi'$ ifadesi ile verilen kayma mukavemeti artar. Bu denklem özellikle suya doymun olmayan zeminlerde negatif boşluk suyu basınçları için geçerlidir.

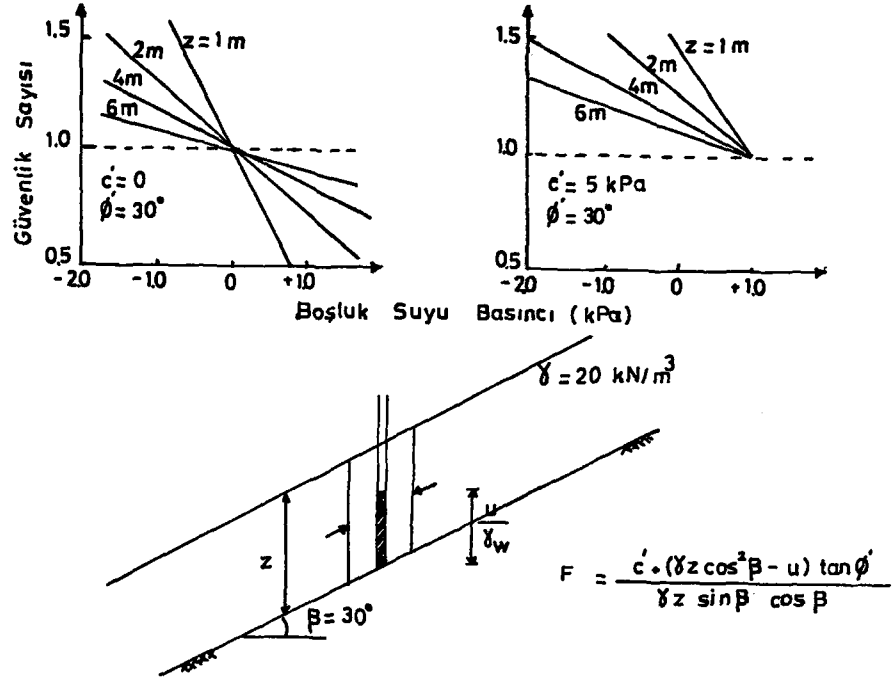
Anderson ve Howes (1985) 'e göre negatif boşluk suyu basınçlarını kullanmak için en basit yaklaşım, doğrudan doğruya efektif gerilme denkleminde yerine koymaktır [36]. Ölçüm ve tahminler data olarak birleştirilir ve uygun stabilite analizleri yapılır. Şekil 4.17'de emme durumlarında güvenlik sayısının değişimini göstermek için sonsuz şev analizi sonuçları sunulmaktadır.

Dikkat edilirse, çok düşük emme durumlarının bile (örneğin 10 kPa) güvenlik sayısını ne ölçüde değiştirdiği görülebilir.

Negatif boşluk suyu basıncının, efektif gerilmeyi veren temel denklemden hesaba dahil edilmesi mümkündür. Ancak, suya doymun olmayan zeminler için efektif gerilmenin bulunması ile ilgili çalışmalar da vardır.

Suya doymun olmayan zeminler için, efektif gerilmeyi veren birçok çalışmadan en çok bilineni Bishop Blight (1963) tarafından geliştirilen aşağıdaki ifadedir.

$$\sigma'=(\sigma-U_a)+X(U_a-U_v) \quad (4.9) \quad [37].$$



Şekil 4.17 Sonsuz Şev için Negatif Boşluk Suyu Basıncı Güvenlik Sayısı İlişkisi [36].

Burada σ : toplam normal gerilme
 U_a : boşluklardaki hava basıncı
 U_v : boşluklardaki su basıncı
 X : doygunluk derecesine bağlı olan, değeri suya doymun zeminlerde 1 'den, kuru zeminler için 0'kadar değişebilen bir parametreyi temsil eder.

Doygunluk derecesinin büyük olduğu zeminlerde X değerinin 1 olarak alınması ufak bir hata doğurur. Bu yüzden, bu tür zeminlerde boşluklardaki hava basıncının tahmininin veya ölçülmesinin ortaya çıkaracağı ilave zorluklarla uğraşmaya gerek yoktur [10].

Fredlund (1979) suya doymun olmayan zeminlerde, genellikle düşünülen üç fazlı ortam yerine dört fazlı bir ortam tanımlamıştır. Bu fazlar [38]:

- 1) Zemin
- 2) Su
- 3) Boşluk (hava)
- 4) Boşluk-su geçiş fazıdır.

Boşluk - su geçiş fazı, birleşimde su ve havanın özelliklerinden farklı özellik gösteren, belirli sınır yüzeyleri olan bir faz olarak tanımlanır. Zemin iskeleti içersinde bir elastik membran gibi davranış gösterir. Fredlund, bu kabullerde kayma mukavemeti denklemini aşağıdaki şekilde düzenlemiştir.

$$S=c'+(U_a-U_v)\tan \phi^b+(\sigma_n-U_a)\tan \phi' \quad (4.10)$$

Bu denklemde c' : efektif kohezyon

U_a : boşluk hava basıncı

U_v : boşluk su basıncı

(U_a-U_v) : birim emme

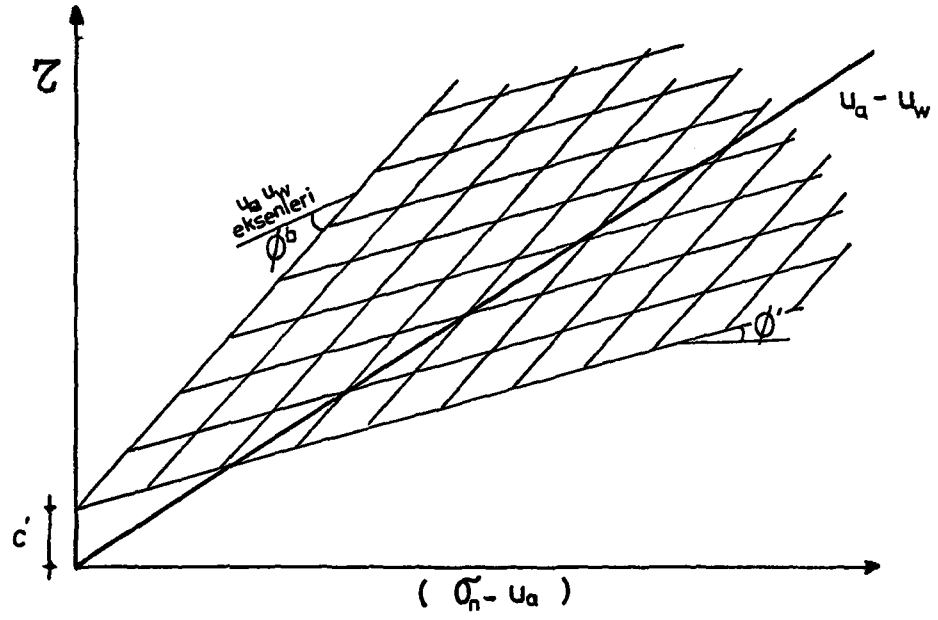
(σ_n-U_a) : hava basıncına göre toplam gerilme

ϕ^b : kayma mukavemeti artış açısı

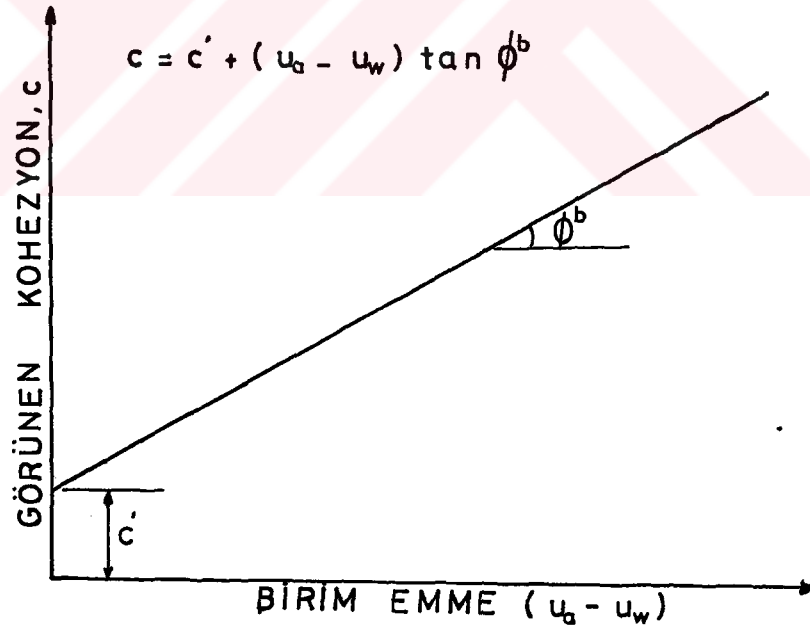
ϕ' : efektif sürtünme açısı

(4.10) ifadesi grafik olarak geliştirilmiş bir Mohr-Coulomb zarfının üç boyutlu çizimini oluşturur. (Şekil 4.18)

Alternatif olarak, birim emme (U_a-U_v) , ϕ^b açısıyla iki boyutlu olarak çizilebilir. Bu durumda, birim emme görünen kohezyonu verecek şekilde dağılır. (Şekil 4.19)



Şekil 4.18. Mohr-Coulomb zarfının üç boyutlu çizimi [38].



Şekil 4.19. $\sigma_n - u_a = 0$ durumunda, görünen kohezyonun birim emme ile değişimi [38].

Bu yaklaşımlardan varılan sonuçlar şunlardır:

a) Suya doygun olmayan şartlardan suya doygun duruma yumuşak bir geçiş söz konusudur. u_a değerinin u_v 'ye eşit olduğu durumda (4.10) denklemi klasik $s=c'+(\sigma-u_v)\tan \phi'$ denklemine dönüşür.

b) Suya doygun olmayan zeminler için şev stabilitesi analizleri iki şekilde yürütülebilir. Ya, suya doygun olmayan şartlar için klasik dilim metotları yeniden düzenlenebilir,

$$\text{veya;} \quad C=c'+(u_a-u_v)\tan \phi^b \quad (4.11)$$

ifadesindeki elde edilen görünen kohezyon (C) kullanılarak suya doygun zeminler için verilen analiz metotları aynen uygulanır.

4.5. Gerilmedeki Değişimlerin Boşluk Suyu Basıncına Etkileri

İster dolgu, ister yarma bir şev oluşturulduğunda, göçmeyi doğurmaya çalışan gerilmelerin boşluk suyu basınçlarının inşaat sırasında, bitiminde ve uzun dönemde bilinmesi gerekir. Bu süreç içerisinde boşluk suyu basıncının değişimi zeminin cinsine ve permeabilitesine bağlıdır [10].

Yüksek permeabiliteli zeminlerde, göçmeyi doğurmaya çalışan gerilmelerin boşluk suyu basıncı üzerine etkisi ancak ani yükleme şartları altında olur. Bu tür zeminlerde, boşluk suyu basıncının yüklemekten bağımsız değişken olduğu ve uzun süreli stabilite probleminin gözönüne alınması esastır. Durgun su seviyesinden veya uygun akım modelinden elde edilen boşluk suyu basıncı değerleri ile her şartta efektif gerilme analizi uygundur.

Bu bakımdan, yüklemeye bağlı boşluk suyu basıncının değişiminin az geçirgen zeminlerde düşünülmesi gerekmektedir [10].

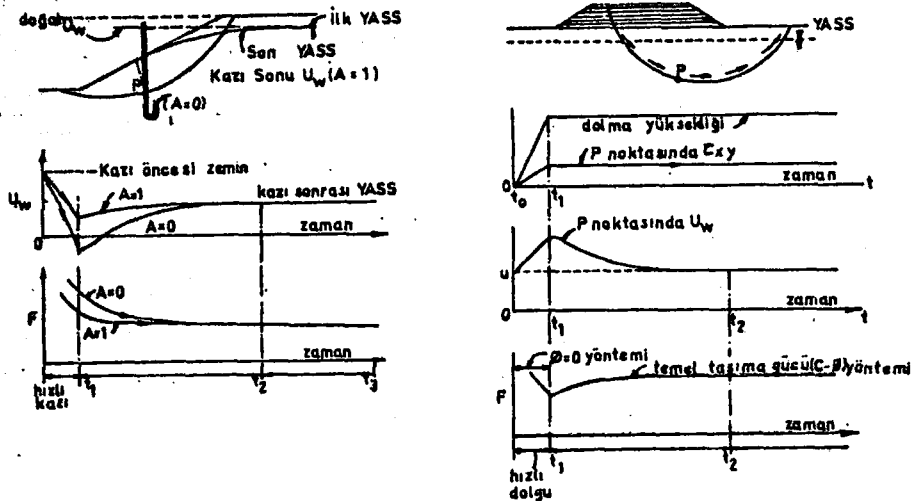
Bir şev oluşturmada önce herhangi bir noktadaki ilk boşluk suyu basıncı (u_0) durgun su seviyesi veya sürekli sızıntı durumundaki akım ağı tarafından yönlendirilir. Herhangi bir noktadaki boşluk suyu basıncındaki değişim;

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \quad (4.12)$$

olarak verilmektedir.

Düşük permeabiliteli zeminlerde fazla boşluk suyu basıncı maksimum değerine ulaşmadan önce önemli bir zaman geçer. İnşaatin bitiminde zemin drenajsız durumdadır ve toplam gerilme analizi uygundur. Ancak $u = u_0 + \Delta u$ alınarak efektif gerilme analizi de yapılabilir. Uzun dönemde ise tamamen drene olma durumuna gelinir ve sadece efektif gerilme analizi geçerlidir [11].

Yarma ve dolgu şevlerinde çeşitli inşaat aşamaları için boşluk suyu basıncı-güvenlik sayısı ilişkisi Şekil 4.20' de görülmektedir.



Şekil 4.20 Yarma ve Dolgu Şevlerinde U-Fs ilişkileri.

Tamamen suya doygun bir kil zeminde (4.12) ifadesi $B=1$ yazılarak yeniden düzenlenirse;

$$\Delta u = \left[(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) / 2 \right] + (A - 1/2) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (4.13)$$

elde edilir. Şekil 4.19 'daki potansiyel kayma yüzeyinde ortalama tipik bir P noktası için, birinci terim negatif ve A değeri 0.5'den küçük ise ikinci terim de negatif olacaktır. Bu durumda boşluk suyu basıncı da negatif olur. Asıl gerilme yönlerinin değişmesinin boşluk suyu basıncına etkisi ihmal edilir. Sönüm tamamlandıkça boşluk suyu basıncı nihai değere artarak ulaşır ve dolayısıyla güvenlik sayısı azalır. Aşırı konsolide ve fissürlü killerde, fazla boşluk suyu basıncı sönümlendikten sonra ilerleyerek göçme görülebilir. Çatlaklar nedeniyle kırılma anındaki kayma mukavemetinde küçük bir azalma, lokal olarak büyük bozulmalara neden olur. Bu tip killerde, önceden mevcut bir kayma yüzeyinin olması ve bunun kazı ile aktif hale getirilmesi de muhtemeldir [11].

Tabii şevlerde boşluk suyu basınçları mevcut yeraltı suyu şartları ile kontrol edilir. Yani boşluk suyu basınçları gerilmeden bağımsızdır. Bu tip şevler için stabilite analizi, bir yarma şevinde uzun süreli denge için yapılan gibidir [10].

Dolgu ile oluşturulmuş şevlerde, sıkça görülen stabilite kaybı, şevin kaymasına ek olarak temel zeminin yetersiz olması durumunda, hareketlerin burada oluşan göçme sonucu dolguya yayılması ile belirir [1]. Bu dolguda yapım periyodu kısa ve dolgu zeminin permeabilitesi düşük ise, yapım boyunca boşluk suyu basıncı önemli oranda sönümlenemez. En büyük değerine inşaat sonunda ulaşır. Boşluk basıncındaki sönümlenme, uzun dönem için nihai değere doğru azalarak devam eder Şekil (4.20 b). Dolayısıyla, inşaat bitiminde güvenlik sayısı uzun dönemdekinden daha küçüktür [11].

BÖLÜM 5

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Doğal ve yapay şevlerin stabilitelerinin analizi için çeşitli metotlar ileri sürülmüştür. Limit denge yaklaşımı daha çok tercih edilmektedir. Bu metotlar arasında uygulamada ve kullanım alanında bazı farklar olmasına rağmen hemen hepsinde ortak özellik, bilinen veya kabul edilen bir kritik kayma yüzeyinde kayma kütlelerinin dengesinin araştırılmasıdır.

Kayma yüzeyi, gerçekte iki veya daha fazla daire yayının veya elips yaylarının oluşturduğu yüzeylerin birleşiminden oluşur. Kayma yüzeyinin, birçok faktör tarafından etkilenmesine ve hiçbir zaman geometrik olarak belirli tek düzeyde oluşmamasına rağmen, metotların genelinde kullanılan "dairesel kayma yüzeyi" kabulü, analize uygun ve gerçek duruma yakınlık açısından tatmin edicidir.

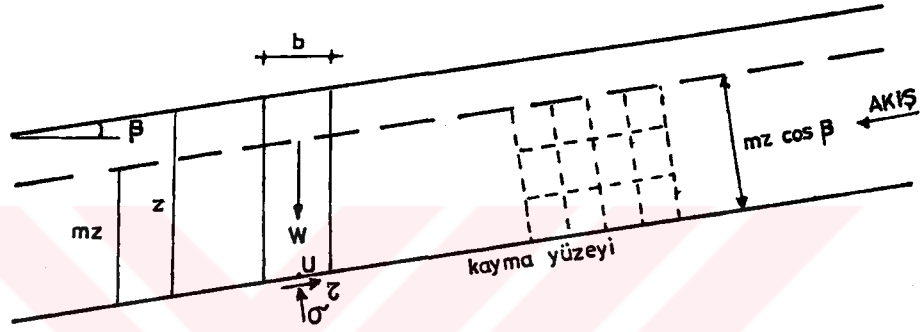
Pratikte geniş ölçüde kullanılan dilim metotları, kayma yüzeyinin yeter miktarda düşey dilimlere ayrılması esasına dayanmaktadır. Bu durumda farklı zemin şartlarının da hesaplara dahil edilmesi mümkün olmaktadır. Dilim metotları arasındaki farklar, dilim kuvvetleri ile ilgili yapılan kabullerden kaynaklanmaktadır.

Tüm mühendislik problemlerinde olduğu gibi, şevlerin stabilitelerinde de bir güvenlik sayısı geçerlidir. Elde edilen güvenlik sayısı, bir şevin stabil olup olmadığının veya ne kadar stabil olduğunun göstergesidir.

5.1. Basit Kayma Yüzeyleri

5.1.1. Düzlem kaymalar

Potansiyel kayma yüzeyinin şev yüzüne paralel olduğu ve şevin boyuna oranla daha az derinlikte olduğu durumlarda uç etkileri ihmal edilerek, sonsuz uzunlukta kabulü yapılabilir [11]. Şekil 5.1'de gösterildiği gibi su üst yüzeyi şeve paralel ve kırılma düzlemi üzerinde mz ($0 < m < 1$) yüksekliğinde alınır.



Şekil 5.1. Düzlem Kayma Analizi

Sızıntının şev yüzüne paralel olduğu kabul edilir. Herhangi bir düşey dilimin yanlarındaki kuvvetler eşit ve zıt yönlüdür. Ayrıca kayma düzlemindeki her noktada gerilme şartları aynıdır.

Efektif gerilme yönünden, zeminin kayma mukavemeti kırılma düzlemi boyunca

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (5.1)$$

yazılabilir.

σ , τ ve u için Şekil 5.1'den aşağıdaki ifadeler çıkabilir.

$$\begin{aligned} \sigma &= \left[(1-m) \gamma + m\gamma_d \right] z \cos^2 \beta \\ \tau &= \left[(1-m) \gamma + m\gamma_d \right] z \sin \beta \cos \beta \end{aligned} \quad (5.2)$$

$$u = m\gamma v \cos^2 \beta$$

Güvenlik sayısı $F = \tau f / r$ ifadesinden hesaplanabilir.

Özel durumlar:

a) $c' = 0$ ve $m = 1$ ise yani zemin kohezyonsuz ve su seviyesi şev yüzü ile çakışiyorsa:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \left(1 - \frac{ru}{\cos^2 \beta} \right) \quad (5.3) \quad [13].$$

veya

$$F = \frac{\gamma_A}{\gamma_d} \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad (5.4)$$

geçerlidir.

b) $c' = 0$ ve $m = 0$ ise yani şev yüzeyi ile kayma düzlemindeki zemin suya doymun değilse:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad \text{elde edilir.} \quad (5.5)$$

Kohezyonsuz zeminlerden ($c' = 0$) oluşan şevlerde güvenlik sayısı şev yüksekliğinden bağımsızdır. (5.4) bağıntısından boşluk suyu basıncının güvenlik sayısını yaklaşık % 50 oranında azalttığı görülür.

Eğer c' , 0'dan büyük ise, güvenlik sayısı şev yüksekliğinin bir fonksiyonudur ve zemin cinsine göre kritik bir yükseklikten küçük olma şartı sağlanarak β şev açısı, ϕ' kayma mukavemeti açısından büyük olabilir [11].

5.1.2 Kama Biçiminde Kaymalar

Ortamın birden çok süreksizlik düzlemi içerdği veya uç etkilerinin ihmal edilemediği durumlarda şev, iki veya daha çok blok veya kamaya ayrılarak analiz yapılabilir.

Kama şeklindeki kırılma düzlemleriyle genellikle kaya mekaniğinde karşılaşılr. Bu tür kırılma düzlemleri zeminlerde çok nadirdir [5].

Şevin çeşitli düzlemlerden oluşan bir kayma yüzeyi kabulü ile incelenmesinde, analiz, kayma kamasının hakiki toprak veya kaya yerine bireysel katı daneciklerden oluşan Coulomb Modeli ile idealize edilmesine dayanır. Rijit bir cisim gibi düşünülen her kama için analitik veya grafik yolla güvenlik sayısı elde edilir. R.R Chugaev (1963), şev stabilitesinin muhtemel kayma yüzeyinin iki veya üç düzlemden oluştuğu varsayımına göre incelenmesini, çok değişken olan iç ve dış kuvvetlerin durumuna göre ayrıntılı olarak vermiştir [39].

5.2 Dairesel Kayma Yüzeyleri

5.2.1 Dilim metotları

Zeminin homojen, kayma yüzeyinin üniform bir geometrik şekil olmaması ve boşluk suyu basınçlarının yerel değişiklik göstermesi durumlarında, tüm kayma kütlelerinin dengesini inceleyen analiz yöntemleri yetersiz kalmaktadır [1]. Bu durumda ayrıntılı bir analiz için en uygun yol, kayma yüzeyi üzerindeki kütleyi yeter kalınlıkta düşey dilimlere ayırarak incelemektir.

Tüm dairese dilim metotlarında ortak özellik, belirlenen (O) merkezli ve (R) yarıçaplı bir kayma yüzeyini (b) genişlikli düşey dilimlere ayırarak incelemektir. Dilim

genişliklerini eşit almak elle ve bilgisayarla hesapta belirli kolaylıklar sağlamakla beraber, bu şart değildir [5]. Geliştirilmiş dilim metotları arasındaki farklar, dilimlerin kuvvetler ve momentler bakımından dengesi hesaplanırken dilim kuvvetleri ile ilgili yapılan varsayımlardan kaynaklanmaktadır. Şekil 5.2'de bir şevde alınan bir düşey dilime etkiyen kuvvetler ve bu kuvvetlerle çizilen kuvvetler çokgeni görülmektedir.

Bir Dilime Etkiyen Kuvvetler:

- a) Dilim ağırlığı $W=\gamma bh$ (gerektiği durumda γ_d)
- b) Dilim tabanında, iki bileşenden oluşan toplam normal kuvvet
 - I- Efektif normal kuvvet P'
 - II-Boşluk suyu basıncından dolayı oluşan kuvvet u
- c) Dilim tabanında kayma kuvveti S
- d) Dilim tabanlarındaki toplam yatay kuvvetler E_n, E_{n+1}
- e) Dilim kenarlarındaki kayma kuvvetleri X_n, X_{n+1}

Sistemin dengesi, moment ve kuvvet denklemleri veya sadece kuvvet denklemlerini bireysel dilimler ve kayma kütlelerinin tümüne uygulayarak hesaplanır. Her hangi bir dış kuvvet analize dahil edilmelidir [11]. Problem hiperstatiktir ve çözüm için dilime etkiyen E ve X kuvvetleri uygulama noktaları ile ilgili bazı varsayımlar yapmak gereklidir.

5.2.1.1 İsveç Dilim Metodu:

İlk kez Fellenius tarafından geliştirilen bu metot, dilim kuvvetleri X_n ve X_{n+1} , E_n ve E_{n+1} 'in her dilim için eşit ve zıt yönlü olduğu varsayımına dayanır. Kayma dairesinin merkezine göre momentlerin alınması ile efektif gerilmelerle güvenlik sayısı:

$$F = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - U_1) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (5.6)$$

Bu metotla elde edilen güvenlik sayıları, diğer hassas metotlara göre daha düşük değerler almaktadır [5]. [11]. Hata, α değerinde büyük değişiklik gösteren derin yüzeylerinde daha da artmaktadır. Ayrıca artan boşluk suyu basınçları da hatayı artırıcı yönde etki yapmaktadır [1]. Diğer hassas metotlarla karşılaştırıldığında güvenlik sayısı genellikle % 5-20 arasında düşük değerler almaktadır [11]. Bu yüzden, bu metodun kuru şevlerde ve diğer metotların kontrolünde kullanılması önerilmektedir [1].

5.2.1.2 Basitleştirilmiş Bishop Metodu:

Dilimlere etkiyen X ve E kuvvetlerinin, analize dahil edildiği bir metot Bishop (1955) tarafından verilmiştir[40]. Daha önceki şekliyle genel kayma yüzeyleri için geliştirilen bu metot, sonradan dairesel yüzey varsayımının hesaplara önemli hatalar getirmediği ve pratik olduğu anlaşıncaya sadece dairesel kayma yüzeylerine uygulanmıştır [1].

Bishop, normal kuvvet ve ağırlığın dilim tabanının ortasından geçtiğini kabul etmiştir. Bu durumda

$$\sum W_i x_i = \sum E_i R = \sum s_i l_i R \quad (5.7)$$

elde edilir. Ayrıca düşey denge şartları için

$$P \cos \alpha + s_i l_i \sin \alpha = W + X_n - X_{n+1} \quad (5.8)$$

yazılabilir. Limit denge durumunda kayma mukavemetini veren

$$S = \frac{1}{F} \left[c' + \left(\frac{P}{l} - U \right) \tan \phi' \right] \quad (5.9)$$

ifadesi, (5.8) (5.9) formülleri ile beraber düşünülerek $x = R \sin \alpha$ ve $b = l \cos \alpha$ alınarak yazılırsa:

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left[\left\{ c' b + \left[(W - U \cdot b) + X_n - X_{n+1} \right] \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (5.10)$$

elde edilir. Boşluk suyu basıncı, her dilim için $u = \frac{U}{W/b}$

olarak ifade edilirse,

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\left\{ c' \cdot b + [W(1 - ru) + X_n - X_{n+1}] \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (5.11)$$

bulunmuş olur.

Bishop metodunun uygulanmasında , X dilim kesme kuvvetlerinin dikkate alınması çözümü karmaşık hale getirmektedir. Ayrıca bu kuvvetlerin ihmal edilmesi, hesaplara % 1'den daha az hata oluşturmaktadır [13]. Bu yüzden dilimler arasındaki kuvvetlerin bileşkesinin yatay olduğu (yani $X_n - X_{n+1}$) kabul edilerek "Basitleştirilmiş Bishop Metodu" geliştirilmiştir.

Whitman ve Bailey (1967), Basitleştirilmiş Bishop Metodunu, daha hassas diğer metotlarla karşılaştırmışlardır. Buna göre, bu metot, diğer metotlara göre en fazla % 7 genellikle % 2 veya daha az hata vermektedir. Ayrıca, α açılarının negatif değerlerinde sonuçlar doğru olmayabilir [19]. (5.10) denkleminde

$$m\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right) \quad (5.12)$$

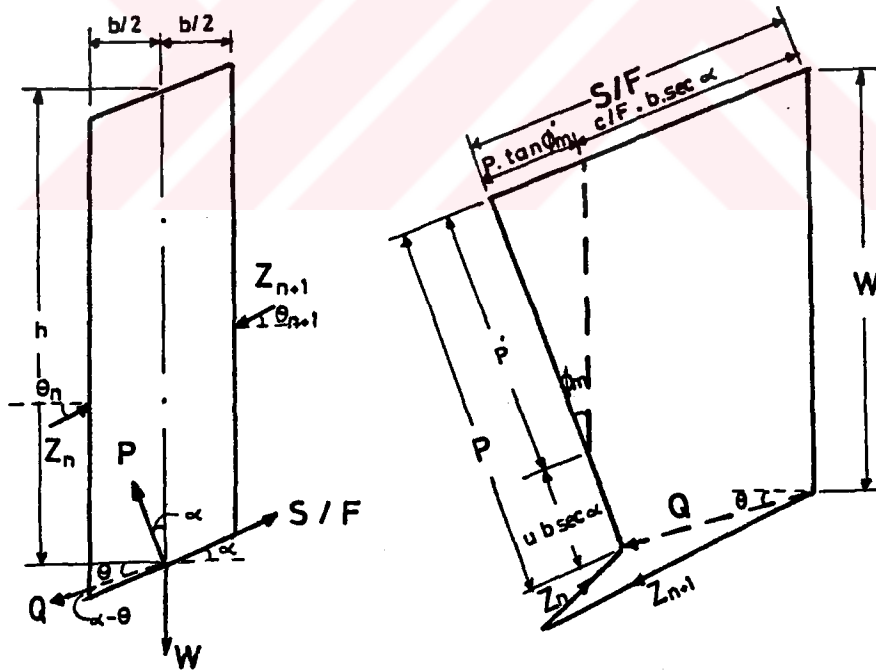
terimi kontrol edildiğinde, $m\alpha \leq 0.2$ için sonuçların güvenilir olduğu kaydedilmektedir [5].

(5.11) denklemi her iki tarafında güvenlik sayısı içerdiğinden, çözüme gidebilmek için bir iterasyon tekniği uygulanmalıdır. Pratikte bu işlem, eşitliğin sol tarafında ortaya çıkan $m\alpha$ değerinin ilk tahmininde basit dilim metodu kullanılarak yapılır. Çoğu hallerde, güvenlik sayısının ilk değerini tahminde Iaveç Dilim Metodu kullanılmışsa, Basitleştirilmiş Bishop Metodu ile iki veya üç iterasyonla güvenlik sayısı virgülden sonra iki haneye kadar kesin doğru olarak hesaplanabilir [5].

5.2.1.3. Spencer metodu:

Dilim kuvvetlerinin dikkate alındığı bir metot Spencer (1967) tarafından verilmiştir. Basitleştirilmiş Bishop metodu ile çözümde yatay oldukları kabul edilen dilim kuvvetlerinin bileşkeleri paralel ve tüm dilimler için sabit bir açıyla etkidikleri varsayımına dayanmaktadır. Spencer tarafından geliştirilen bu metotla sadece moment dengesinin sağlandığı Bishop metodu ile elde edilen sonucun hassasiyetine etki eden şev yüksekliği, eğimi ve zemin özellikleri de incelenmiştir. Yapılan bu araştırmanın alanı, Taylor'un (1948) toplam gerilme analizleri için verdiği eğrilere benzer şekilde efektif gerilmelere göre analiz için eğrilerin elde edilmesine de yöneltilmiştir [18].

Şekil 5.3'de bir şevi oluşturan dilimlere etkiyen kuvvetler ve kuvvetler poligonu görülmektedir.



Şekil 5.3. Kayma Yüzeyinde Boyutlandırma ve Dilim Kuvvetlerinin Dengesi [18].

Her dilime etki eden kuvvetler şunlardır:

- a) Dilim Ağırlığı W
- b) Dilim tabanına etkiyen normal kuvvet (P); Bu kuvvet iki bileşenden oluşur.

(i) Efektif normal kuvvet (P')

(ii) Boşluk suyu basıncı ($u b \sec \alpha$)

- c) Harekete gelen kayma kuvveti ($S_m = \frac{S}{F}$)

$S = c'b \sec \alpha + P' \tan \phi'$ olduğundan

$$S_m = \frac{c'b}{F} \sec \alpha + P' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (5.13)$$

yazılabilir.

- d) Dilim kuvvetleri (Z_n) ve (Z_{n+1}); Bu kuvvetlerin bileşkesi (Q)

Dilim kuvvetlerinin bileşkesi Q için Şekil 5.3. den aşağıdaki ifade çıkarılabilir:

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos \alpha (\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan (\alpha - \theta) \right]} \quad (5.14)$$

Bishop ve Morgenstern (1960) tarafından verilen $u = ru\gamma$ ifadesi (5.12)'de yerine yazılırsa;

$$Q = \gamma H b \left[\frac{\frac{c'}{F \gamma H} + \frac{1}{2} \frac{h}{H} \frac{\tan \phi'}{F} (1 - 2ru + \cos 2\alpha) - \frac{1}{2} \frac{h}{H} \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cos (\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan (\alpha - \theta) \right]} \right] \quad (5.15)$$

Kuvvetler ve moment denge şartından

$$\begin{aligned}\Sigma(Q \cdot \cos \theta) &= 0 \\ \Sigma(Q \cdot \sin \theta) &= 0 \\ \Sigma[Q \cdot R \cos(\alpha - \theta)] &= 0\end{aligned}\tag{5.16}$$

denklemleri yazılabilir. Bütün dilimler için θ açısının sabit bir değer olarak seçilmesi durumunda bu üç denklem

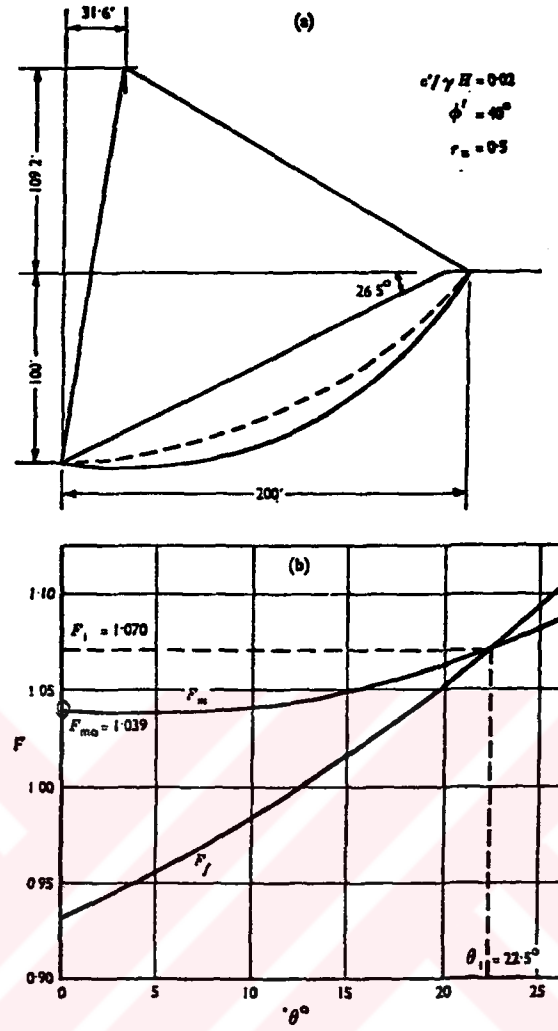
$$\Sigma Q = 0\tag{5.17}$$

ifadesine dönüşür.

Gerçekte θ açısının , her dilim için farklı olduğu halde sabit bir değer olarak farzedilmesinin sonuca etkisinin küçük olduğu isbatlanmıştır [5].

Dilim kuvvetlerinin paralel olduğu kabulü ile problem basitleştirilmiş olur. θ 'nın çeşitli değerleri için kuvvet ve moment denge denklemleri sağlayan F_f ve F_m güvenlik sayıları bulunur. Elde edilen güvenlik sayıları ve θ açısının değerlerinin belirttiği eğriler Şekil 5.4'deki gibi eksen takımında çizilir.

F_f ve F_m güvenlik sayılarının temsil ettiği iki eğrinin kesişim noktasındaki $F_f = F_m = F_1$ ve buna karşı gelen θ değerlerinin (5.14)denkleminde yerine yazılması ile dilim kuvvetlerinin bileşke değerleri elde edilir. Sırasıyla her dilim için dilim kuvvetleri ve dilim tabanlarının orta noktalarına göre alınacak momentlerle ve kuvvetlerin etkiye noktaları elde edilmiş olur.



Şekil 5.4 Güvenlik sayısı ve Dilim Kuvvetleri Açısının Değişimi [18].

Spencer, bu metotla ilgili şu sonuçları vermiştir.

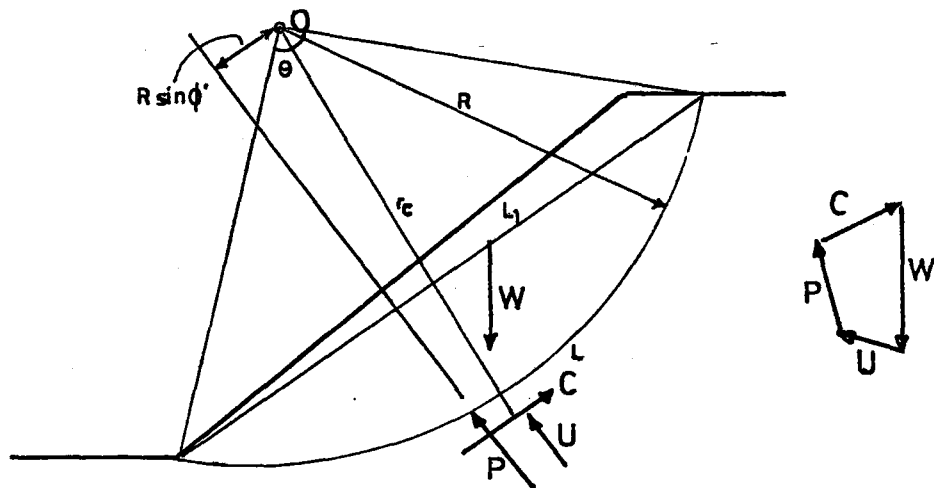
- Sonuçta bulunan θ değeri, şev eğiminden küçüktür.
- θ açısındaki değişim, F_m 'ye göre F_f 'nin değerlerindeki değişimden daha çok etkilendir. Şekil 5.4'de görüldüğü gibi $\theta=0$ alınarak ve moment denklemi kullanılarak bulunan F_{m0} değeri ile F_1 değeri arasındaki fark çok büyük değildir.

c) Dilim kuvvetlerinin etkime noktaları, dilimlere ait düşey sınırın orta üçte bir limiti içersinde kalır. Ancak alt üçte bir sınırına daha yakındır. Bu da dilim sınırlarında yaklaşık olarak üçgensel bir dağılımın "kabul edilebilir bir sonuç" olduğunu isbatlar.

Spencer, kendisinin geliştirdiği bu metotla, Basitleştirilmiş Bishop metodunda sonuca etki eden faktörleri de araştırmıştır. Buna göre, Basitleştirilmiş Bishop metodunu kullanmakla, β şev açısının, ru boşluk basıncı katsayısının, ϕ' efektif kayma mukavemeti açısının artması ve $c'/\gamma H$ oranının azalması ile hata oranının az miktarda arttığı görülmüştür. Yine de metotlar arasında fark büyük değildir. 92 adet durumdan sadece 7 tanesi fark % 1'i aşmakta, en kötü şartlarda ise % 4 civarında kalmaktadır [18].

5.2.2. Sürtünme dairesi metodu

Taylor tarafından geliştirilen bu metot, kayma yüzeyi üzerindeki P bileşke kuvvetinin, merkezi kayma yüzeyinin merkezi ile aynı olan $R \sin \phi'$ yarıçaplı bir daireye teğet olması kabulüne dayanmaktadır [2].



Şekil 5.5 Kayma Yüzeyine Etki Eden Kuvvetler

Kayma yüzeyi üzerindeki herhangi bir noktada mobilize olan kayma direnci iki bileşenden oluşur.

$$\tau_m = \frac{c'}{F} + (\sigma' - u) \frac{\tan \phi'}{F} \quad (5.18)$$

Dengenin sağlanması için ağırlık, boşluk suyu basıncı, kohezyon kuvveti ve normal kuvvetin oluşturduğu poligonun kapanması gerekir [1]. Ağırlık ve boşluk suyu basıncı hem doğrultu hem de büyüklük açısından belirlidir. Yüzey boyunca üniform kohezyon kabulü ile kohezyon kuvvetlerinin bileşkesinin (C) etkiye doğrultusu bulunur.

$$r_c = \frac{L}{L_1} \cdot R \quad (5.19)$$

Burada L: Kayma yayının uzunluğunu, L_1 bu yayın girişinin uzunluğunu göstermektedir. Bu durumda C kohezyon kuvvetinin de doğrultusu belirlenmiş olur. P bileşke kuvvetinin doğrultusunun bulunması ise, kayma dairesi boyunca her noktadaki normal gerilmenin yüzeyle ϕ' açısı yaptığı ve bunların bileşkesi P'nin ise $r \cdot \sin \phi'$ yarıçaplı bir daireye teğet olduğu varsayımıyla mümkün olmaktadır. Şekil 5.5 b'deki gibi kuvvetler çokgeni ile C ve P kuvvetlerinin değerleri belirlenir. Bulunan C değeri, denge durumu için koheziona karşı geldiğinden, zeminin gerçek kohezyonu ile karşılaştırıldığında kohezyon için güvenlik sayısı elde edilir.

$$F_c = \frac{\text{Mevcut Kohezyon}}{\text{Denge için Gereken Kohezyon}} \quad (5.20)$$

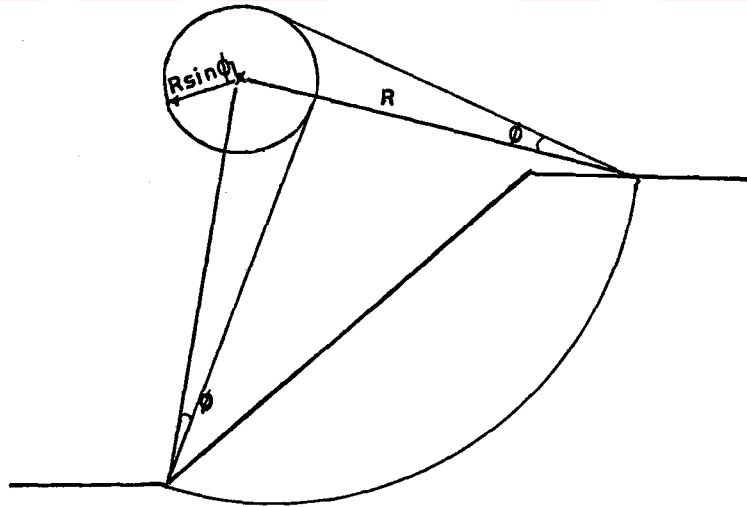
Kohezyon için elde edilen bu güvenlik sayısı, denge şartlarında Kohezyon ve sürtünme mukavemetlerinin eşit

oranlarda mobilize olduğu kabulüne dayanmaktadır. Bu güvenlik sayısı

$$F\phi = \tan\phi / \tan\phi_1, \quad (5.21)$$

oranından yeni bir ϕ , açısı ve yeni bir P doğrultusu elde edilir. F_c ve $F\phi$ eşit olana kadar bu işlem sürdürülür [12]. Sonuca daha çabuk gelebilmek için, birkaç tekrardan sonra bulunan F_c ve $F\phi$ değerleri bir eksen takımına işaretlenir. Meydana gelen eğri, orijinden çizilen ve yatayla 45° eğim yapan bir doğruyla kestirilerek güvenlik sayısı elde edilir.

P bileşke kuvvetinin kayma yüzeyi üzerinde tek bir noktada yoğunlaştığı ve $R \cdot \sin\phi$ sürtünme dairesine tam teğet olduğu varsayımı güvenlik sayısında alt limit çözümünü verir. Benzer şekilde, güvenlik sayısının üst limiti, normal kuvvetlerin sadece kayma yüzeyinin iki uç noktasında yoğunlaştığının farzedilmesi ile elde edilebilir [1]. Şekil 5.6'de gösterilen üst limit çözümü ile elde edilen güvenlik sayıları % 8'e kadar varan artışlar göstermektedir [12].



Şekil 5.6 Güvenlik Sayısı Üst Limit Çözümü

Sürtünme dairesi metodunda, boşluk suyu basınçları dikkate alınırken, kayma yüzeyine dik olarak etkiyen boşluk suyu basınç kuvvetlerinin bir bileşkesi ile çalışılır. Bu bileşke kuvvet (U), kayma dairesinin merkezinden geçer ve kuvvetler çokgeni çizilirken gözönüne alınır [12].

Dilim yöntemlerinde karmaşık zemin şartları ve kesit boyunca değişken olan boşluk suyu basınçları dikkate alınabilir olmasına rağmen, sürtünme dairesi metodunda tüm kayma yüzeyi boyunca sabit zemin şartları düşünülebildiğinden, sürtünme dairesi metodunun sınırlı kullanım alanı vardır [40].

5.3 Boşluk Suyu Basıncı Katsayısı-Güvenlik Sayısı İlişkisi

Bishop ve Morgenstern (1960) tarafından yapılan bir çalışmada güvenlik sayısının c' , H , γ , ϕ , D ve ru değişkenlerine bağlı olduğu ve genel çözümde bu değişkenlerden çıkarılan üç faktörün yeterli olacağı belirtilmektedir.

$c'/\gamma H$ boyutsuz oranı belirli olan bir şevde, güvenlik sayısında, etkili olan üç faktör şunlardır.

- D ve $\text{Cot}\beta$ ile ifade edilen şev geometrisi
- ru ile temsil edilen boşluk suyu basıncı oranı
- ϕ' ile temsil edilen efektif kayma mukavemeti açısı

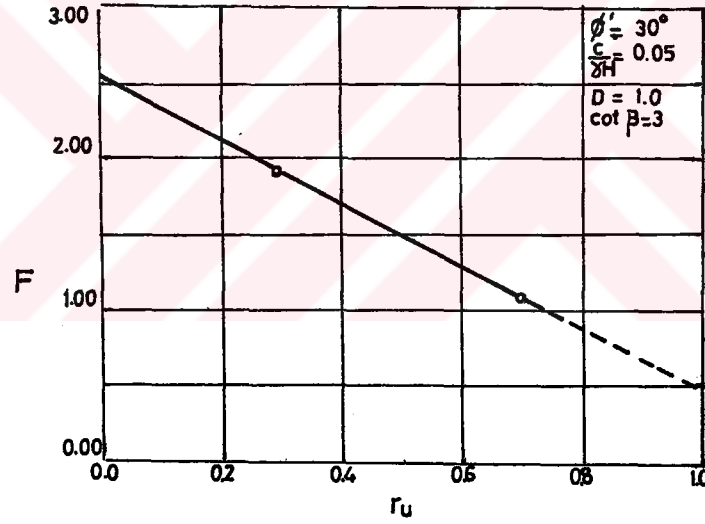
$c'/\gamma H$ oranı için sadece 0, 0.025 ve 0.050 değerleri kullanılmıştır. Efektif kohezyonun (c'), genellikle toplam gerilmelere göre kohezyondan daha düşük olduğu düşünüldükçe, efektif gerilmelere göre analizlerde karşılaşılabilecek değerlerin bu limitlerde kalacağı varsayılmıştır. Bu limitleri aşan değerler için bir

lineer interpolasyon yapılması çok büyük hatalara yolaçmaz. Ancak, $c'/\gamma H$ 'in çok yüksek değerlerinde, c'/γ oranından etkilenen gerilme çatlaklarının hesaplarda ihmal edilmesinin bazı hatalar getireceği de unutulmamalıdır.

Basit zemin profili ve belli kayma mukavemeti şartları için güvenlik sayısı F , r_u ile gösterilen boşluk suyu basıncı katsayısı ile lineer bir değişim gösterir. Gerçekten de, r_u 'nun genellikle pratikte karşılaşılabilecek limitleri arasında kalan 0.0, 0.3 ve 0.7 değerleri ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki bir doğru ile ifade edilebilir [Şekil 5.7]. Bu doğru, m ve n terimleri "stabilite katsayıları" olmak üzere aşağıdaki denklemle verilebilir.

$$F = m - n \cdot r_u$$

$$(5.22)$$



Şekil 5.7 Güvenlik sayısı ve Boşluk Suyu Basıncı Arasındaki İlişki

Belli zemin şartları ve şev geometrisi için tablo veya eğrilerden elde edilen stabilite katsayıları ile boşluk suyu basıncının güvenlik sayısı üzerindeki etkisi basit bir şekilde ve kısa zamanda bulunabilir.

BÖLÜM 6

BURSA-YALOVA DEVLET YOLUNDAKİ HEYELANLAR ÜZERİNDE BİR ARAŞTIRMA

6.1. Genel Bilgi

Zemin mühendisliğinde şev stabilitesi problemleri, tabii şevlerin kayma mekanizmalarının incelenmesinin yanı sıra, karayollarındaki yarma ve dolgu şevlerinin projelendirilmesi ile ilgili önlemlerin alınması konularında da karşımıza çıkmaktadır. Bu problemlerin tamamında şev geometrisinin, zemin parametrelerinin ve boşluk suyu basıncının belirlenmesi, geniş ölçüde arazi ve laboratuvar çalışması gerektirmektedir.

1970 yılında, Karayolları Genel Müdürlüğü ve Road Research Laboratory of England işbirliği ile oluşturulan bir araştırma grubu tarafından heyelanların sayısı ve niteliği açısından önem arzeden Güney Marmara Bölgesinde bir araştırma başlatılmıştır [41].

Daha sonraki safhalarında belirli birkaç bölgede yoğunlaştırılan ve 1976 yılının yaz aylarında tamamlanan bu çalışmada, öncelikle heyelanların potansiyel mekanizmasının anlaşılması için bölgenin topoğrafik ve jeolojik haritaları çıkarılmıştır. Zeminden alınan örselenmemiş numunelerde yapılan laboratuvar deneyleri ile zeminin indeks ve mühendislik özellikleri elde edilmiştir. Ayrıca, piyezometreler, yağış ölçerler ve inklonometrelerden oluşan bir grup donanım

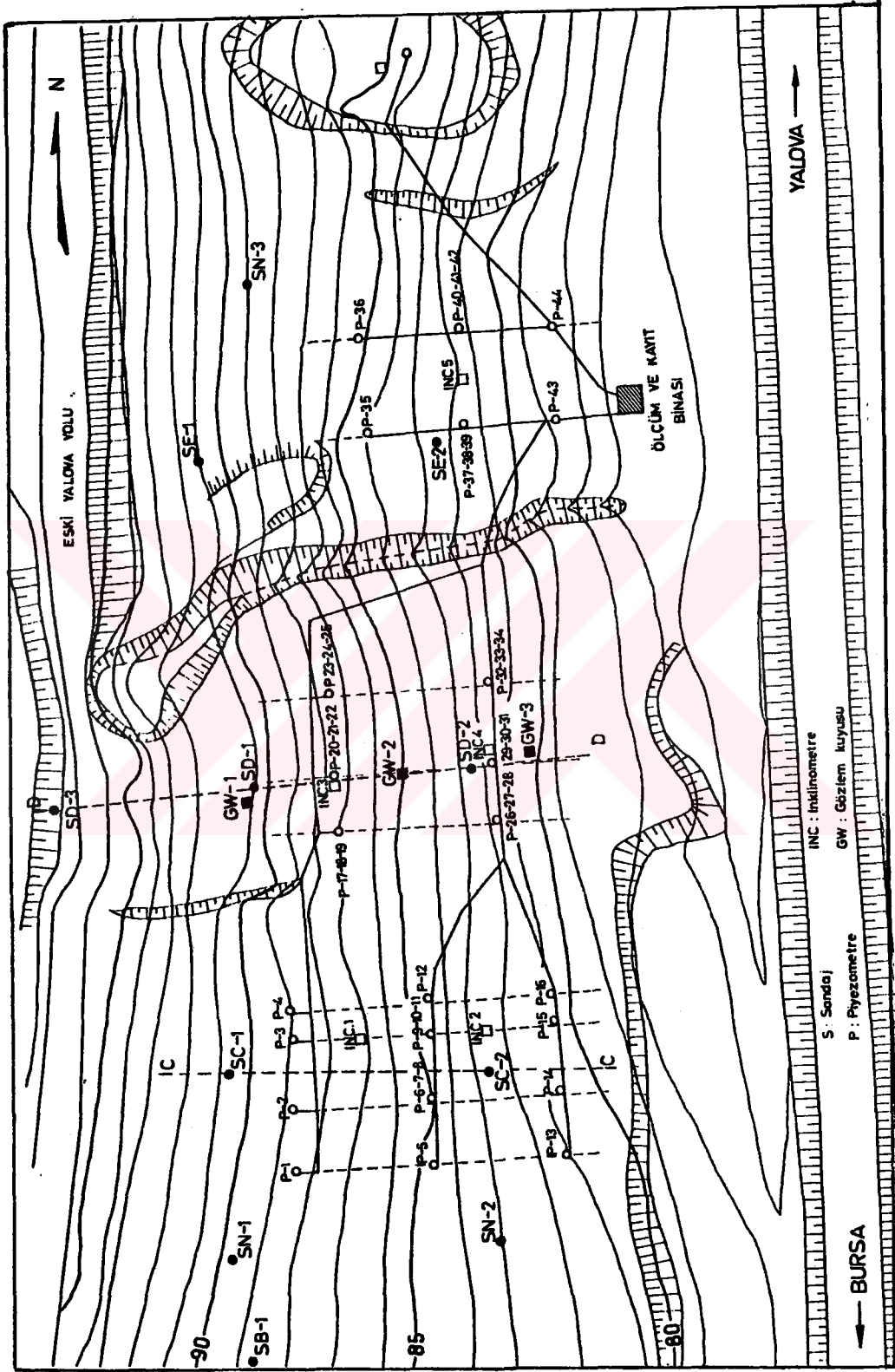
çalışmalarının tamamı süresince gözlenerek yeraltı su seviyesinin profili ve su rejiminin sezonluk değişimleri de saptanmıştır.

6.2. Bölgenin Konumu ve Jeolojik Yapısı

Araştırmanın ilk safhalarında, Güney Marmara Bölgesinde zaman zaman kayma eğilimi gösteren bir çok kesim incelenmiş, 1972-1973 yılları arasında süren detaylı çalışmalar sonucunda incelemeler üç bölgede yoğunlaştırılmıştır. Araştırma alanları Şekil 6.1'de görüldüğü gibi, Bursa-Yalova Devlet Yolunun batı kesiminde, Yalovadan takriben 5 km. uzağa düşmektedir.

Arazinin büyük bir kısmı tarımsal olarak işlenmiştir. Heyelanlar 10^0 'den 14^0 'ye kadar değişen üniforma yakın şevlerde, çoğunlukla çökmeler olarak kendini göstermiştir. Zemin orta derecede fisürlü, orta katı kil kıvamındadır. Seçilen araştırma alanının çok yakınında, başlangıçta telefon ve elektrik direklerinin belli bir kayma yönünde eğilmeleri ile başlayan ve krip şeklinde devam eden iki adet heyelan da incelenmiştir.

İlk jeolojik araştırmalar, zeminin Pleistosen (buzul) çağı orta derecede çatlaklıdan katıya kadar değişen killerden oluştuğunu göstermektedir [42]. Yüzeyden itibaren yaklaşık 4 m. kalınlığında bir deniz çökeli olan yumuşak kıvamlı, gri-kahverengimsarı renkli yüksek plastisiteli kil zemini 1.0-1.5 m. kalınlığında orta katılıkta bir gri kil tabakası izlemektedir. Daha alt kesimlerde, oldukça kalın bir sert ve gri kil tabakası ile karşılaşılmaktadır. En üst kısımda yer alan gri-kahverengi-sarı kil tabakası, yeraltı su rejimini etkileyen ince kum ve silt bantları içermektedir.



Şekil 6.1. Araştırma Alanı Vaziyet Planı ve Donanım Krokişi

1973 yılındaki kurak yaz sezonu sırasında, zemin yüzeyinde genişlikleri 15 cm'ye kadar varan çatlaklar oluşmuştur. Derinlikleri yaklaşık 1.5 m'ye ulaşan ve planda düzensiz bir görünüm sergileyen bu çatlaklar, hareketin tam yönünü yansıtmamaktadır.

Araştırma alanının kesin olarak belirlenmesi ile detaylı bir sondaj programı uygulanmaya başlanmıştır. Kesin jeolojik profilin belirlenmesi için sabit hidrolik basınç uygulanarak, ince cidarlı tüplerle düzenli aralıklarda örselenmemiş numuneler alınmış ve standart penetrasyon deneyleri yapılmıştır.

Zemin profilinin elde edilmesi amacıyla gerçekleştirilen 10 adet sondaj sonunda, iki ayrı zemin tabakası ile karşılaşmıştır.

a) Üst tabaka orta katı kıvamda, kısmen çatlaklı gri-kahverengi-sarı renkli siltli kildir. Kalınlığı 7-9 m. arasında değişmektedir. (B tabakası)

b) Altta ise çok sert, koyu gri renkte plastik siltli kil tabakası bulunmaktadır. (C tabakası)

Yeraltı su seviyesi profili, seviyenin en düşük olduğu yaz sezonu şartlarını yansıtmaktadır.

6.3. Arazi Aletlendirilmesi

Aletlendirmede uzun dönem etkinliğinin sağlanabilmesi için plan ve derinlik açısından uygun konumlar araştırılmıştır. Bu amaçla üzerlerinde ayrı drenaj önlemlerinin uygulanacağı üç ayrı kesim düşünülmüştür. Bunlardan sadece iki tanesine farklı drenaj sistemleri inşa edilmiş, üçüncü kesim ise doğal

şartları yansıtmaması açısından, hiçbir önlem alınmadan bırakılmıştır.

Araştırma alanında 3 tip alet grubu kullanılmıştır.

- a) 45 adet yüksek hava girişli çift tüp hidrolik piyezometre
- b) Yağış ölçer
- c) 6 adet inklonometre

6.3.1. Piyezometreler

Boşluk suyu basıncı ölçümlerinde, Engineering Laboratory Equipment Ltd. tarafından hazırlanan ve kısmen suya doygun zeminlerde de ölçüm yapabilen yüksek hava girişli çift tüp hidrolik piyezometreler kullanılmıştır. Bu tip piyezometreler 2×10^6 cm/sn permeabiliteli ve yaklaşık 30×0.07 (kg/cm²) hava girişi olan bir seramik başlık içermektedir. Seramik eleman 10 cm. yüksekliğinde ve üst kısımda 5 cm., alt kısımda ise 3.75 cm çapındadır. Piyezometrenin uç aksamaları ve tepeden boru kısmına birleşimi prinçten yapılmıştır.

Önceden belirlenen derinliklere yerleştirilen piyezometrelerde günlük olarak okumalar yapılmıştır. Bu okumalardan, zamana bağlı olarak boşluk suyu basıncının değişimi elde edilmiştir. Piyezometrik verilerde zaman zaman ortaya çıkan hatalar, yağış kayıtları ile karşılaştırılarak ayıklanmıştır. Ayrıca Aralık 1973-Eylül 1974 tarihleri arası piyezometrelerde hava boşaltma işlemi yapıldığından okuma alınamamıştır. 22 Haziran 1974'de ölçülen 105.5 mm'lik ve 8 Ağustos 1975'de ölçülen 40 mm'lik ani yağışlar hidrodinamik gecikme farkı nedeniyle piyezometrik kayıtlarda beklenen değişimlere yolaçmamıştır. Bu durum, kısa süreli yaz sezonu yağışlarının kuru zemin tarafından emildiğinden,

boşluk suyu basıncında büyük değişiklikler yapmaması olasılığını akla getirmektedir. Diğer taraftan, doygun zemine kış aylarında düşen uzun süreli ancak hafif şiddetteki yağışlar boşluk suyu basıncında artışlara neden olmuştur. Araştırma süreci içersinde piyezometrik seviyedeki değişim maksimum 4 m. civarında olmuştur. Bir kaç piyezometrede kaydedilen bazı istisna durumlar, yalnız okuma yapıldığı izlenimi uyandırmıştır.

6.3.2. Yağış Ölçer

Ölçüm ve kayıt binasının yan tarafına konulan otomatik yağış ölçerle günlük olarak yağışlar kaydedilmiştir. Bu kayıtlar Yalova'da Devlet Meteoroloji istasyonundan alınan değerlerle karşılaştırılmış ve sonuçların birbirine son derece yakın olduğu gözlenmiştir. Aradaki küçük farkların, ya ölçüm yeri ile meteoroloji istasyonu arasındaki 12 km'lik mesafeden ya da dataları elde ediş metodundan geldiği sonucuna varılmıştır.

6.3.3. İnklinometreler

6 adet inklinometre yerleştirilmesine rağmen, sadece 4 tanesi uygun bir şekilde çalışmıştır. 1 ve 6 numaralı olanlar kullanım dışı kalmıştır. Diğerleri Nisan 1975'de kullanılmaya başlanmıştır. Ölçülen ilk yatay hareket 15 cm'ye yakın olmuştur. Bu değer çok sağlıklı olmadığı ve bu yüzden detayda kullanılamayacağı kanaati uyanmıştır. Çalışmalar süresince, inklinometrelerle kesin bir ölçüm yapılamamıştır.

6.4. Laboratuvar Deneyleri

Laboratuvar deneylerinin ilk aşaması SN1,2,3 ve GW1 sondajlarından elde edilen 12 numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. İlk olarak zeminin $\gamma_n, W_n, W_L, W_p, S, S_r$ gibi indeks özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra zeminin mühendislik özellikleri iki aşamada ele alınmıştır.

a) Zeminin sıkışabilme özelliklerini araştırmak için konsolidasyon deneyleri

b) Zeminin mukavemet özelliklerini belirlemek için üç eksenli basınç ve direkt kesme deneyleri yapılmıştır.

6.4.1. İndeks Özellikleri

İndeks özelliklerinin belirlenmesinde, zemin mekanizmasının standart deneyleri ve yaklaşımlarından yararlanılmıştır. Özel olarak, toplam birim hacim ağırlık tayininde ince cidarlı tüpün tamamı kullanılmıştır. Suya doygunluk derecesi konsolidasyon deneyleri sırasında belirlenmiştir.

6.4.2. Konsolidasyon Deneyleri

Ödometre aleti ile gerçekleştirilen konsolidasyon deneylerinden, zeminin sıkışabilirlik özelliklerinin yanı sıra doğal su muhtevası, doygunluk derecesi, doğal boşluk oranı, tabii birim hacim ağırlığı ve permeabilite katsayısı da tesbit edilmiştir.

Konsolidasyon deneylerinde numuneler sırasıyla 0.25, 0.50, 1, 2, 3, 4, ve 8 kg/cm^2 'lik yükler altında şişmeye izin verilmeksizin konsolide edilmişlerdir. Sonra 4, 2, 1, ve 0.25 kg/cm^2 'lik yük azaltımları ile şişme potansiyeli ölçülmüştür.

Konsolidasyon deneylerinin sonuçları Ek A'da verilmektedir. Aşırı konsolidasyon oranları Casagrande tarafından önerilen metotla bulunmuştur. Zemin aşırı konsolidedir. ve aşırı konsolidasyon oranı derinlikle 4.8 değerinden 1.02 değerine doğru azalmaktadır. 11-12 m. derinlikte 1 değerine doğru azalma orta dereceli aşırı konsolidasyonu göstermektedir.

6.4.3. Üç eksenli basınç deneyleri

Üç eksenli basınç deneyleri Karayolları Genel Müdürlüğü Zemin Mekanikliği Laboratuvarında Geonor tipi deney aletinde gerçekleştirilmiştir. Deney için kullanılacak numunelerin kısmen suya doygun olmaları nedeniyle ilk olarak 24 saat için konsolide edilmişlerdir. Her tüp için üç numune farklı konsolidasyon basınçları altında deneylere tabi tutulmuş ve mukavemet parametreleri elde edilmiştir.

Üç eksenli basınç deneylerine ait sonuçlar Ek B'de verilmektedir. Bazı sonuçlar, zeminin çatlaklı ve siltli olmasından dolayı bir noktadan diğerine doğru uniformluk göstermediğinden genel mukavemet zarflarına göre farklılıklar göstermektedir. Bu yüzden bu sonuçlar verilmemiştir.

6.4.4. Direkt kesme deneyleri

Direkt kesme deneyleri, Karayolları Genel Müdürlüğü Zemin Mekanikliği Laboratuvarındaki Bishop Direkt kesme aletinde gerçekleştirilmiştir. Aleti kalıcı mukavemet değerlerinin elde edilmesine imkan verebilen büyük deformasyon değerlerine göre dizayn edilmiştir. Kesme için maksimum hareket aralığı 10 mm'dir.

Numuneler 6x6 cm kesitinde ve 2.7 cm yüksekliğinde kesilmiştir. Deney programının ilk bölümünde sabit bir deformasyon oranı ile çalışılmıştır. Laboratuvar çalışma saatleri, optimum hız olarak 6 mm/12 saat seçilmesine sebep olmuştur. 6 mm.'lik kesme aralığında sabitlenmiştir.

Direkt kesme deneylerinde numuneler önce 6 mm. yerdeğiştirme elde edilene kadar kesilmişlerdir. Daha sonra makinedeki otomatik kontrol ünitesi yardımıyla kesme hareketinin yönü değiştirilmiş ve 24 saat sonunda numune orjinal durumuna döndürülmüştür. Sonra ikinci devre başlatılmıştır. Her deney için ikinci devre tamamlandıktan sonra kalıcı değerlere yaklaşıldığı kabul edilerek, deneylere son verilmiştir.

Her tüp için, üç ağırlı numune farklı konsolidasyon basınçlarında benzer şekilde test edildikten sonra pik ve kalıcı mukavemet zarfları elde edilmiştir.

Direkt kesme deneylerine ait sonuçlar EkC'de verilmektedir. Bunlardan bazılarında, tek yöndeki kesme sonunda kalıcı değerlere ulaşıldığı görülmektedir. Böyle durumlarda deney durdurularak, elde edilen mukavemet değeri kalıcı değer olarak kabul edilmiştir.

6.5. Stabilité Analizi

Stabilité analizi D-D doğrultusunda alınan enkesit üzerinde yapılmıştır.

6.5.1. Mukavemet parametrelerinin belirlenmesi ve geoteknik değerlendirme

Ek B ve Ek C'de verilen laboratuvar deneyleri sonuçlarında B ve C tabakalarına ait mukavemet

parametreleri Tablo 6.1'de gösterilen sınır değerler arasında değişmektedir.

Tablo 6.1. Kayma Mukavemeti Parametrelerinin Sınır Değerleri

TABAKA	PİK DEĞERLER		KALICI DEĞERLER	
	C'_m (kPa)	ϕ'_m	C'_r (kPa)	ϕ'_r
B	20-50	18°-30°	3-41	9°-20°
C	10-15	35°-41°	5-6	34°-37°

Analiz iki aşamada düşünülmüştür:

a) Kısa dönemde stabilite analizi için pik mukavemet değerlerine yakın değerlerle çalışılmıştır. Bu durumda $C'=22$ kPa ve $\phi'=16^\circ$ değerleri uygun görülmüştür.

Boşluk suyu basıncı ölçümlerinde, 4.5 m. derinlikteki piyezometrede ölçülen 4 m.'lik piyezometrik yükseklik $ru=0.46$ ortalama değerine karşılık gelmektedir. Bu değer kayma yüzeyi boyunca sabit kabul edilmiştir.

b) Uzun dönem stabilitesi için kohezyon ve boşluk suyu basıncının zaman içindeki olası değişimleri gözönüne alınmıştır.

Skempton (1970), çatlaklı aşırı konsolide killerde ilk çökmelerin, pik mukavemete göre oldukça düşük mukavemet değerlerinde oluştuğunu göstermiştir [21]. En büyük ϕ' değerine güvenildiği halde zamanla ayrışma, yumuşama nedeniyle kohezyonda önemli azalmalar beklenmektedir. Bu durumda kohezyonun sıfıra doğru azalan değerleri gözönüne alınmıştır.

Boşluk suyu basıncı için piyezometrik kottaki 1.5 m.'lik artış $ru=0.70$ ortalama değerine karşılık

gelmektedir. Bu değer, olması muhtemel en elverişsiz durumu temsil ettiğinden azalan değerleri ile çalışılmıştır.

Kayma dairesinin daha yüksek mukavemet değerlerine sahip olan C tabakasına teğet olacağı düşünölmüş, analiz bu çerçeve içersinde yürütölmüştür.

6.5.2. Analiz metotları

Analiz, İ.T.Ü. İnşaat Fakölteı Geoteknik Anabilim Dalı bilgisayarlarında "SLOPE" adlı paket program kullanılarak yapılmıştır. Dairesel kayma yüzeyi kabulü yapılarak, üç ayrı dilim metodu kullanılmıştır:

- a) Dilim kuvvetlerinin ihmal edildiği İsveç dilim metodu (Fellenius metodu)
- b) Dilim kuvvetlerinin düşey bileşen içermediği, dolayısıyla yatay kabul edildikleri Basitleştirilmiş Bishop Metodu
- c) Dilim kuvvetlerinin bileşkelerinin paralel ve tüm dilimler için sabit bir açıyla etkidikleri varsayılan Spencer Metodu.

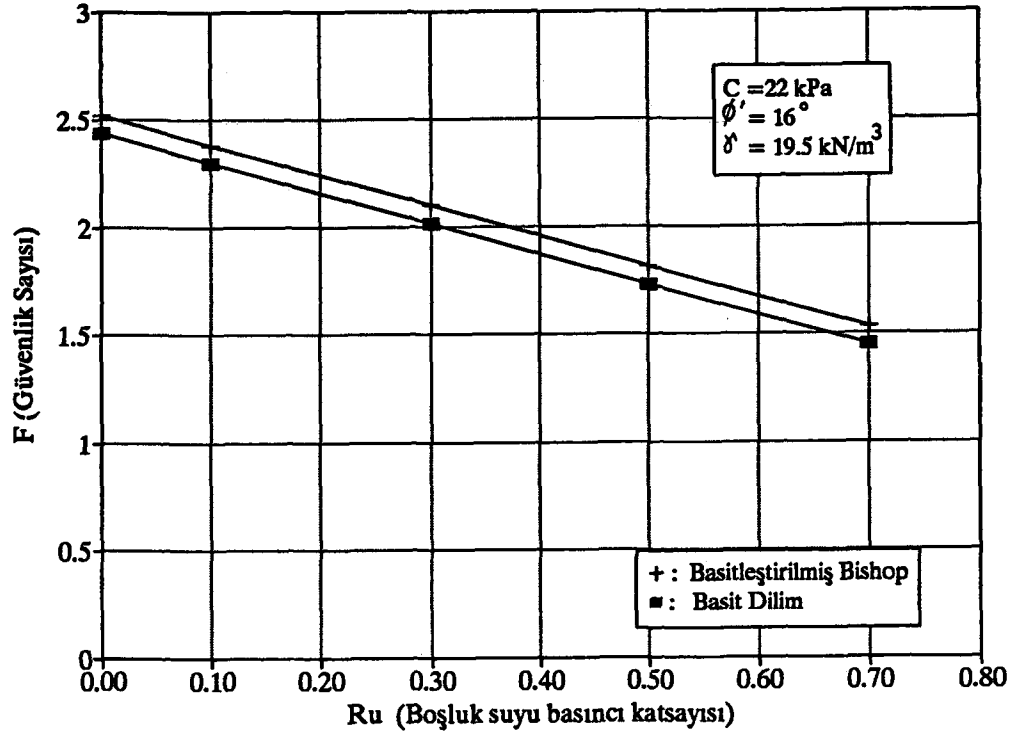
6.5.3. Stabilité analizi sonuçları

Farklı kohezyon ve boşluk suyu basıncı katsayıları için üç ayrı metotla elde edilen en düşük güvenlik sayıları Tablo 6.2'de verilmiştir.

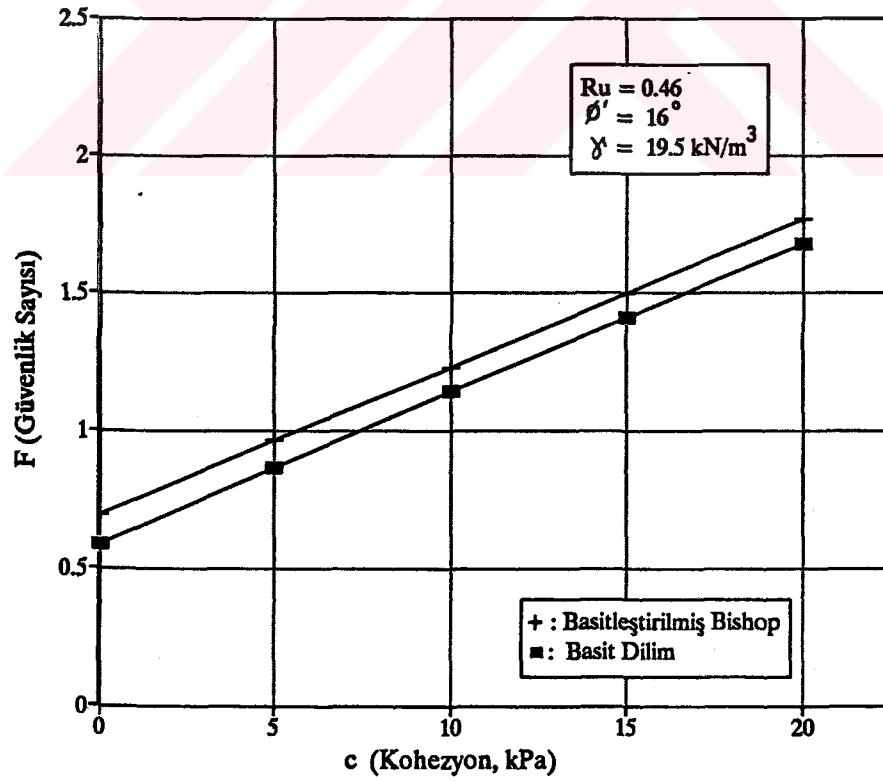
Stabilitesi incelenen zemin profilinde Basit dilim metodu ve Basitleştirilmiş Bishop Metoduna ait kritik kayma daireleri şekil 6.2'de verilmektedir.

Tablo 6.2. Stabilite Analizi Sonuçları

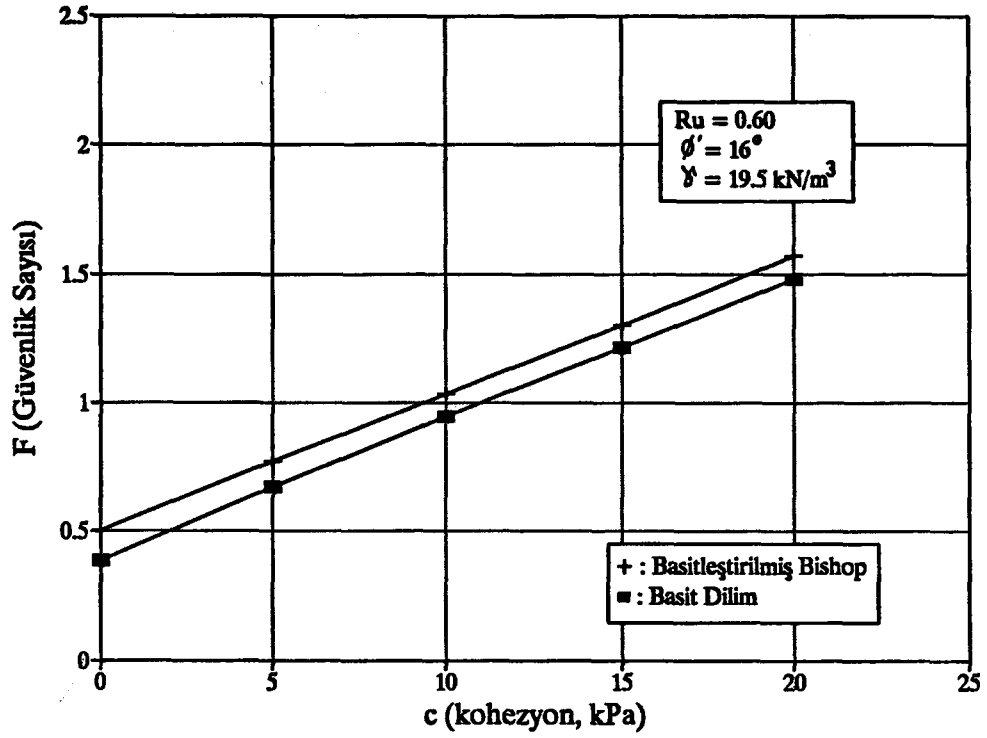
		İsveç Dilim Metodu			Basitleştirilmiş Bishop Metodu			Spencer Metodu		
$\phi' = 16^\circ$ $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$		$\frac{X}{Y}$	R	F	$\frac{X}{Y}$	R	F	$\frac{X}{Y}$	R	F
$c' = 22 \text{ kPa}$ $r_u = 0.46$		63 119	40.16	1.79	63 123	44.09	1.87	63 123	44.09	1.87
$c' = 22 \text{ kPa}$	$r_u = 0.70$	63 119	40.16	1.45	63 123	44.09	1.53	63 123	44.09	1.54
	0.50	"	"	1.73	"	"	1.82	"	"	1.82
	0.30	"	"	2.01	"	"	2.10	"	"	2.10
	0.10	"	"	2.30	"	"	2.38	"	"	2.38
	0.00	"	"	2.44	"	"	2.52	"	"	2.52
$r_u = 0.46$	$c' = 20$	63 119	40.16	1.68	63 123	44.09	1.77	63 123	44.09	1.77
	15	"	"	1.41	"	"	1.50	"	"	1.50
	10	"	"	1.14	"	"	1.23	"	"	1.23
	5	63 115	36.24	0.87	"	"	0.97	"	"	0.97
	0	63 111	32.32	0.59	63 121	42.12	0.70	"	"	0.70
$r_u = 0.60$	$c' = 20$	63 119	40.16	1.48	63 123	44.09	1.57	63 123	44.09	1.57
	15	"	"	1.21	"	"	1.30	"	"	1.30
	10	63 117	38.20	0.94	"	"	1.04	"	"	1.04
	5	63 113	34.28	0.67	"	"	0.77	"	"	0.77
	0	63 105	26.44	0.38	63 121	42.12	0.50	"	"	0.51



Şekil 6.3. $C' = 22$ kPa için r_u - F ilişkisi



Şekil 6.4. $r_u = 0.46$ için C' - F ilişkisi

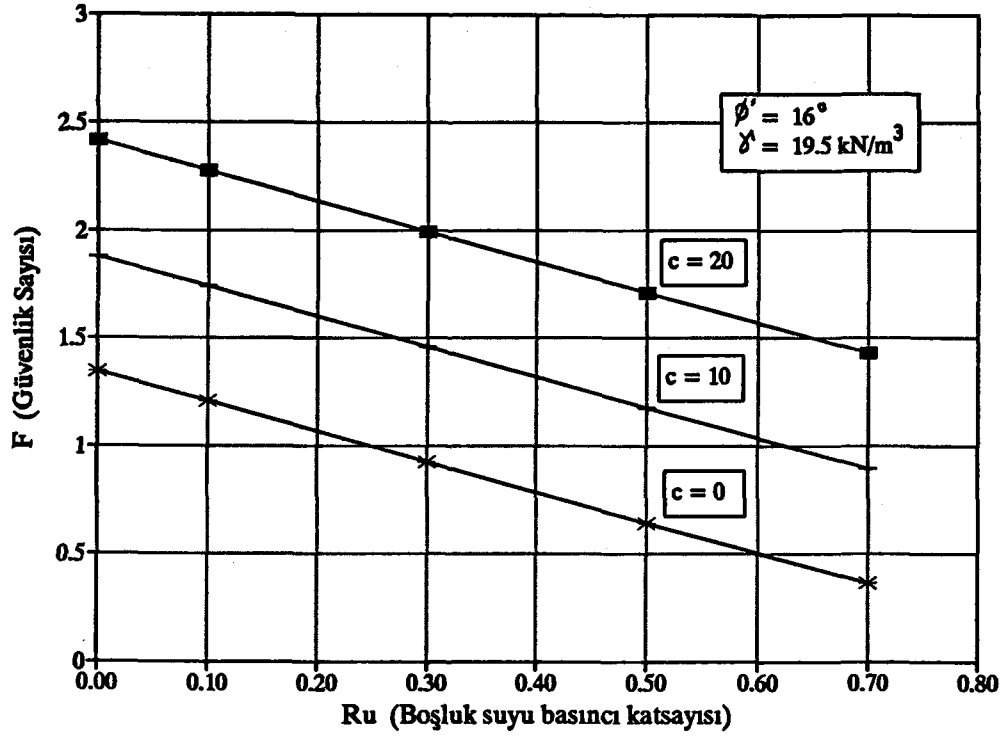


Şekil 6.5 $r_u=0.60$ C'-F değişimi

Ayrıca, kohezyonun $c=20, 10, 0$ kPa ve boşluk suyu basıncının $r_u=0-0.70$ arasındaki değerler için Basitlenmiş Bishop metodu kullanılarak elde edilen minimum güvenlik sayıları tablo 6.3'de verilmiş ve r_u -F değişimi şekil 6.6'da gösterilmiştir.

Tablo 6.3. $C'=20, 10, 0$ İçin Güvenlik Sayıları

	$c'=20$			$c=10$			$c'=0$		
	$\frac{X}{Y}$	R	F	$\frac{X}{Y}$	R	F	$\frac{X}{Y}$	R	F
$r_u=0.70$	63/123	44.09	1.43	63/123	44.09	0.89	63/121	42.12	0.37
$r_u=0.50$	"	"	1.71	"	"	1.19	"	"	0.64
$r_u=0.30$	"	"	1.99	"	"	1.46	"	"	0.92
$r_u=0.10$	"	"	2.27	"	"	1.74	"	"	1.21
$r_u=0.00$	"	"	2.41	"	"	1.88	"	"	1.35



Şekil 6.6 $c' = 20, 10, 0 \text{ kPa}$ için r_u - F ilişkisi

BÖLÜM 7

SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada ,doğal ve yapay şevlerin stabilitesi hakkında literatür taraması yapılmış, efektif gerilmelere göre analiz için gereken boşluk suyu basıncı datasının ve efektif mukavemet parametrelerinin elde edilmesi incelenmiştir. Ayrıca, uygulamadan seçilen bir örnek üzerinde, pratikte geniş ölçüde kullanılan Basit dilim, Basitleştirilmiş Bishop ve Spencer metotları ile stabilite analizi yapılarak elde edilen güvenlik sayıları karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar şöyle özetlenebilir:

a) İncelenen araştırma alanında, boşluk suyu basıncının ve mukavemet parametrelerinin belirlendiği ilk dönem için analiz sonucu elde edilen güvenlik sayısı 1.5 değerini aşmaktadır ve stabilite problemi beklenmemektedir.

Uzun dönem stabilitesi incelendiğinde, kohezyonun boşluk suyu basıncına göre daha etkili olabileceği görülmektedir. Şöyle ki, piyezometrik kottaki mevcut duruma göre 1.5 m.'lik yükselmeye karşı gelen maksimum $ru=0.70$ değeri güvenlik sayısında yaklaşık % 20 oranında düşüşe yolaçarken, kohezyonun zamanla kalıcı değerlere doğru azalması ile % 65 oranında düşüş kaydedilmektedir.

b) Sabit şev geometrisi ve basit zemin profili için güvenlik sayısının ru ile değişimi lineerdir. Ancak ru 'nun güvenlik sayısına etkisi kohezyonun kalıcı değerlere ulaşması ile artmaktadır. Yani, yüksek kohezyon değerlerinde, ru 'nun güvenlik sayısı üzerindeki etkisi daha azdır.

c) Basitleştirilmiş Bishop metodu. Basit dilim metoduna göre her durumda daha yüksek güvenlik sayıları vermektedir. Dilim kuvvetlerinin ihmal edildiği Basit dilim metodu ru'nun düşük, kohezyonun yüksek değerleri için % 3-4 oranında hatalara yol açmakta ve bu hatalar ru değerlerinin artması, kohezyonun azalması ile % 20-25 değerlerine ulaşabilmektedir.

Bu durumda, pik ve kalıcı mukavemet değerleri arasında büyük farklar beklenmeyen fissürsüz normal konsolide killerden oluşan şevlerde, üniform dolgularda düşük boşluk suyu basınçları için Basit dilim metodu kullanılabilir. Özellikle elle yapılan çözümde Basit dilim metodu herhangi bir tatonmana ihtiyaç duyulmaksızın güvenlik sayısını verdiği için daha pratiktir. Ancak, elde edilen sonucun emniyetli tarafta kaldığı unutulmamalıdır.

d) Basitleştirilmiş Bishop Metodu ile çözümde yapılan dilim kuvvetlerinin düşey bileşen içermediği ve yatay olarak etkidiği varsayımının getireceği hata, daha kesin sonuçlar veren Spencer metodu ile karşılaştırılmıştır. Dilim kuvvetlerinin paralel ve belirli açılarla etkidiği varsayımına dayanan bu metoda göre, Basitleştirilmiş Bishop metodu genellikle % 1'den daha az hata vermektedir.

e) Stabilitesi incelenen örnekte olduğu gibi nisbeten yatık şevlerde ($Cot \beta \leq 4/1$), şev geometrisi ve kayma mukavemeti açısı gibi faktörler sabit tutulduğunda, artan boşluk suyu basıncı ve azalan kohezyonun birleşmiş etkisi kritik kayma dairelerinin merkezlerinde düşüşlere golaçmaktadır. Düşey yönde daha hassas olan bu düşüşler, Basit dilim metodunda çok daha belirgin olmaktadır. Kayma dairelerindeki küçük yarıçaplarda artan eğrilikle beraber dilim tabanının yatayla yaptığı α açılarının

negatif değerlerindeki artışlar elde edilen güvenlik sayısındaki hata oranını artırmaktadır.

Basit dilim metodu, yüksek ru ve düşük kohezyon değerlerinde küçük yarıçaplı derin kayma yüzeyleri verdiğinden kullanılmamalıdır.

f) Analizde kullanılan üç ayrı metotta dilim sayılarının güvenlik sayılarına etkileri araştırılmıştır. Dilim sayılarının 8, 16, 24 değerlerine karşı gelen güvenlik sayıları virgülden sonraki üçüncü rakamlarda farklılıklar göstermektedir. Bu durumda basit zemin şartlarında, analizde kullanılan dilim sayılarının güvenlik sayılarına etkisi ihmal edilebilir.

g) Efektif gerilmelere göre şev stabilitesi analizinde özellikle mukavemet parametrelerinin seçimi büyük önem taşımaktadır. Uzun dönemde stabilitenin incelenmesi, boşluk suyu basıncının ve mukavemet parametrelerinin olası tüm elverişsiz değerlerinin gözönüne alınmasını zorunlu kılmaktadır. Laboratuvar deneylerinde kullanılacak numunelerin alınmasında, mukavemet parametrelerinin elde edilmesinde, boşluk suyu basıncı verilerinin değerlendirilmesindeki potansiyel belirsizlikler ve hesap metotlarındaki kabuller analizde dikkate alınarak sonuçlar değerlendirilmelidir.

h) Şev stabilitesi problemlerinde, yaklaşımların genelleştirilmesi mümkün değildir. Çünkü çok sayıda parametre olayı etkilemektedir. Bu nedenle, her problem kendi bölgesel içeriği içinde incelenerek, zemin mühendisliğinin kanıtlanmış deney ve temel prensiplerinden yararlanılarak çözümlenmelidir. Sonuç olarak, şevlerin stabilite hesabında alınacak karar mühendisin deneyim ve bilgisine bağılıdır. Ayrıntılı bir matematiksel çözüm ve değerlendirme ancak stabiliteyi etkileyebilecek tüm değişkenlerin ayrı ayrı incelenmesi ile mümkün olacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] ÖNALP, A., İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, Cilt 2, K.T.Ü. Yayın No 3., Trabzon(1983).
- [2] CAPPER, P.L., CASSIE, W.F., İnşaat Mühendislerine Zemin Mekanığı, Çeviri: V. KUMBASAR, F. KİP, Çağlayan Basımevi, İstanbul(1984).
- [3] SKEMPTON, A.W., HUTCHINSON, J.N., Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations, 7th International Conference on Soil Mechanics , No . 2 , pp.291-340 ,(1969).
- [4] VARNES, D.J., Slope Movement Types and Processes, Transportation Research Board, Special Report 176 , pp.11-33 ,(1978).
- [5] WALKER, B., FELL, R., Soil Slope Instability and Stabilisation, Proc. University of New South Wales, Sydney(1987).
- [6] ATALAY, F.İ., BEKAROĞLU, N., Heyelanlar ve Mühendislik Uygulaması, K.G.M. Yayınları. Yayın No: 200, Ankara(1973).
- [7] BLONG, R.J., A Numerical Classification of Selected Landslides of the Debris Slide - Avalanche - Flow Type, Engineering Geology , 7 , pp. 99-114,(1973).
- [8] SKEMPTON, A.W., Soil Mechanics in Relation to Geology, Proc. Yorkshire Geological Society, 29(1):33-62,(1953).
- [9] HUTCHINSON, J.N., A Geotechnical Classification of Landslides, Kent : Croom Helm,(1978).
- [10] BISHOP, A.W., BJERRUM, I., Stabilite Problemlerinin Çözümünde Üç Eksenli Deneylerin Kullanılması, Çeviri: V. KUMBASAR, İ.T.Ü. Teknik Okulu 31,(1963).
- [11] CRAIG, R.F., Soil Mechanics, ELBS fourth edition, pp. 353-376, London(1987).
- [12] LAMBE, T.W., WHITMAN, R.Y., Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York(1969).
- [13] BISHOP, A.W., MORGENSTERN, N., Stability Coefficients for Earth Slopes, Geotechnique Vol.10, No.4, pp.129-147,(1960).
- [14] LAMBE, T.W., Pore Pressure in a Foundation Clay, ASCE ISMFD, Vol.88, No.SM 2,(1962).

- [15] LADE, P.W., Advanced Triaxial Testing of Soils, University of Sidney, School of Civil and Mining Engineering, (1986).
- [16] MITCHELL, J.K., Fundamentals of Soil Behaviour, Wiley, (1976).
- [17] SMERMAN, W.C., CLOUGH, G.W., Embankment Pore Pressure During Construction, ASCE ISMD, Vol. 94, No. SM2, pp. 527-553, (1968).
- [18] SPENCER, E., A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces, Geotechnique, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26, (1967).
- [19] WHITMAN, R.Y., BAILEY, W.A., The Use of Computers for Slope Stability Analysis, ASCE ISMD, Vol. 93, No. SM4 p. 475, (1967).
- [20] RETHATI, L., Probabilistic Solutions in Geotechnics, Akademia Kiado, pp. 348-385, Budapest (1985).
- [21] SKEMPTON, A.W., First-time Slides in Overconsolidated Clays Geotechnique, Vol. 20, No. 4, p. 320, (1970).
- [22] DUNNIGLIFF, J., Geotechnical Instrumentations for Monitoring Field Performance, John Wiley and Sons, Canada (1988).
- [23] BALIGH, M.M., AZZOUZ, A.S., End Effects on Stability of Cohesive Slopes, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, pp. 1105-1117, (1975).
- [24] CAVOUNIDIS, S., On the Ratio of Factors of Safety in Slope Stability Analysis, Geotechnique, V. 37, 2, pp. 207-210, (1987).
- [25] HOVLAND, H.J., Three-dimensional Slope Stability Analysis Method, ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, V. 103, GT 9, pp. 971-987 (1977).
- [26] CHEN, R.H., CHAMEAU, J.L., Three Dimensional Slope Stability Analysis, Proc. 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 443-464, (1982).
- [27] HUNGR, O., An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three Dimensions, Geotechnique, V. 37, 1, pp. 113-117, (1987).
- [28] DUNGLIFF, J., Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, Transportation Research Board, (1982).
- [29] HOEK, E., BRAY, J., Rock Slope Engineering, 3rd Edition, Instit. Mining Metallurgy, London (1981).

- [30] TERZAGHI, K., PECK, R.B., *Hydraulics of Groundwater*, McGraw-Hill Inc., Israel(1967).
- [31] BRAND, E.W., PREMCHITT, J., *Response Charecteristics of Cylindrical Piezometers*, *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.203-216,(1982).
- [32] PENMAN, A.D.M., *Pore Pressure an Movement in Embankment Dams*, *Water Power and Dam Construction*,pp.32-39,(1978).
- [33] KALLSTENIUS, T.,WALLGREN,A.,*Arazi Etütlerinde Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri*, Çeviri:T. UTKU, TCK Teknik Bülteni Özel Sayı, Ankara(1967).
- [34] TERZAGHI, K., PECK, R.P., *Mühendislik Tatbikatında Zemin Mekanığı*, Çeviri: E. TOĞROL, F. KİP, İ.T.Ü. Kütüphanesi Sayı:290, İstanbul(1972).
- [35] BROMHEAD, E., N., *An Analytical Solution to the Problem of Seepage into Counterfort Drains*, *Geotechnique*, Vol.21 ,pp.657-662 ,(1985).
- [36] ANDESON, M.G., HOWES,S., *Development and Application of a Combined Soil Water-Slope Stability Model*, *Qtly, Jnl Eng.Geol.*, Vol.18,pp.225-236, London(1985).
- [37] BISHOP, A.W., BLIGHT,G.E., *The Effect of Non-uniform Pore Pressures on Laboratory Measurements of the Shear Strength of Soils*, *ASTM STP No.361*,pp.173-174,(1963).
- [38] FREDLUND, D.,G., *Second Canadian Geotechnical Colloquim : Appropriate Concept and Technology for Unsaturated Soils*, *Geotech. Jnl.*, Vol. 16, pp. 121-139,(1979).
- [39] CHUGAEV, R.R., *Şevlerin Stabilite Analizi*, Çeviri: B. ALPMAN C. TANYAŞ, İ.T.Ü. Kütüphanesi Sayı : 896, İstanbul (1972).
- [40] BISHOP, A.W., *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*, *Geotechnique*, Vol.5, No.1 pp. 7-17,(1955).
- [41] TUĞLU, H., BOFINGER, H., *Slope Stability Project on Bursa-Yalova Highway*,K.G.M. Araştırma Bülteni No.43E, Ankara (1977).
- [42] UNAL, I., *Geotechnical Report on Bursa-Yalova Slope Stability Site*, K.G.M. Araştırma Daire Başkanlığı Teknik Raporu, Ankara (1973).

EK A

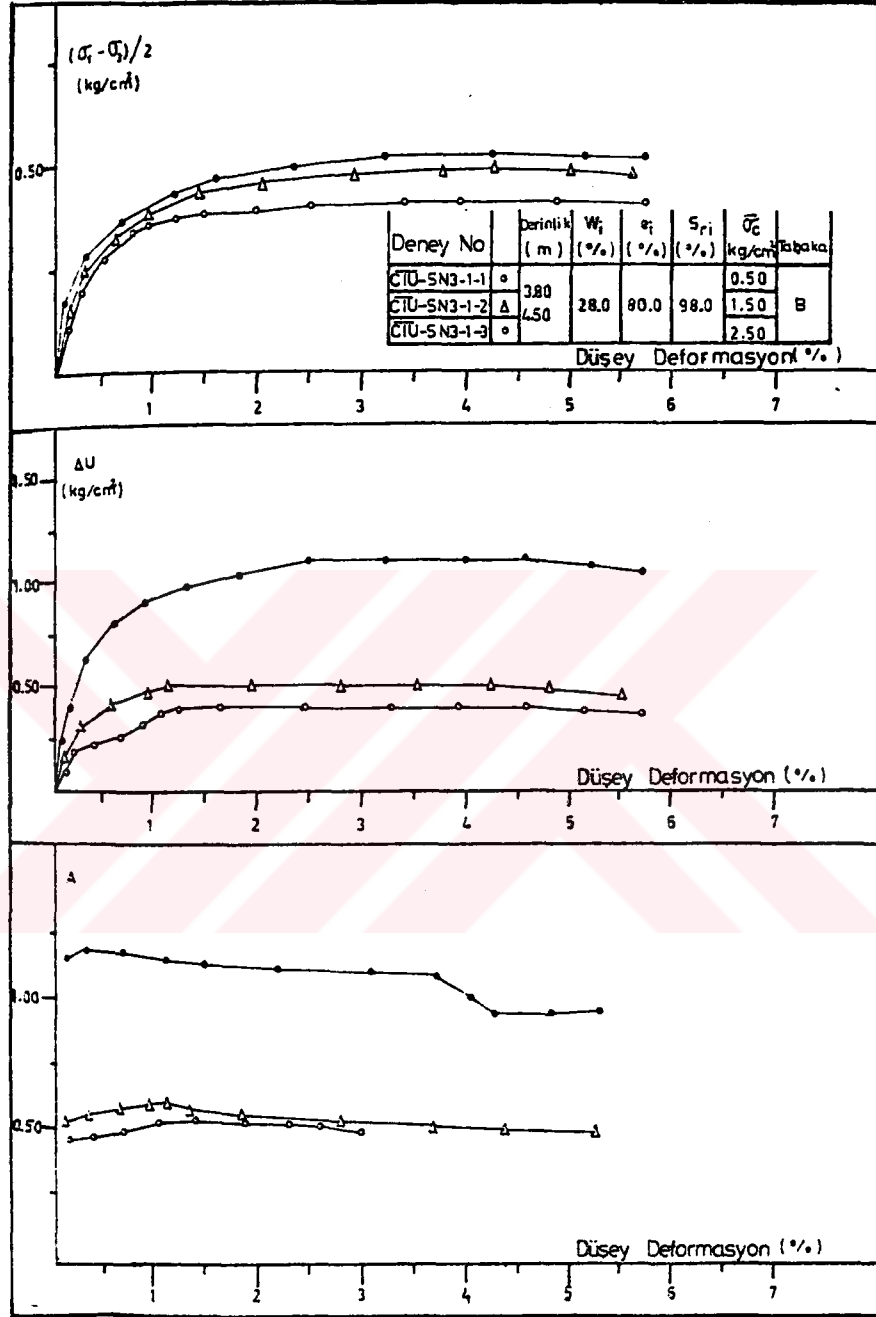
KONSOLIDASYON DENEYLERİ SONUÇLARI



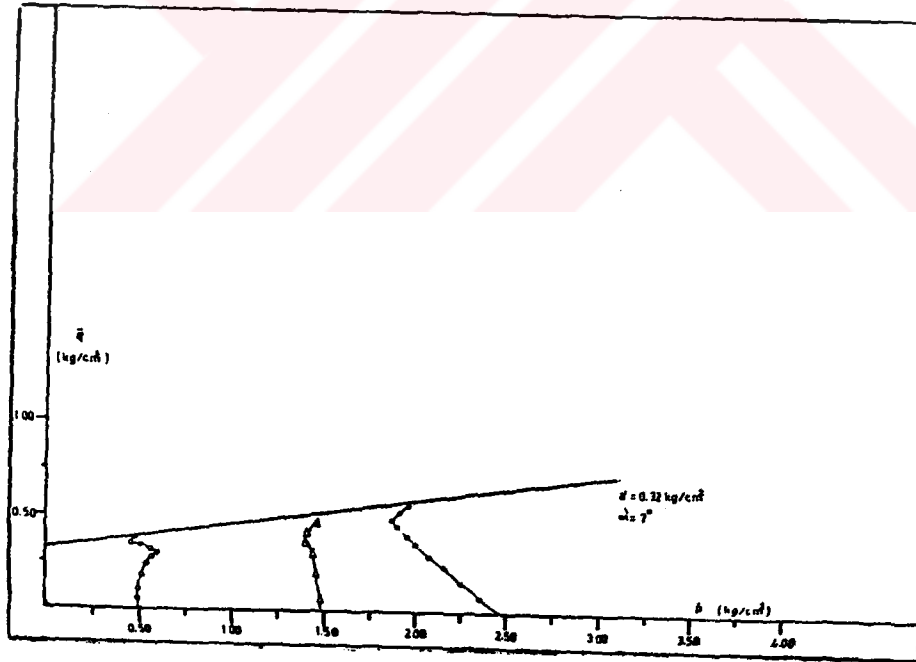
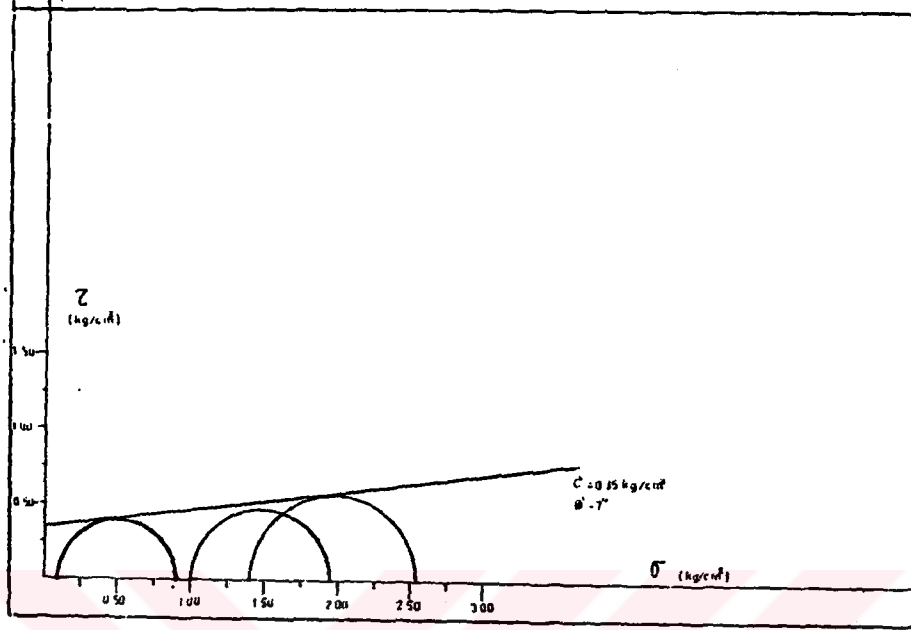
EK B

UÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYLERİ SONUÇLARI

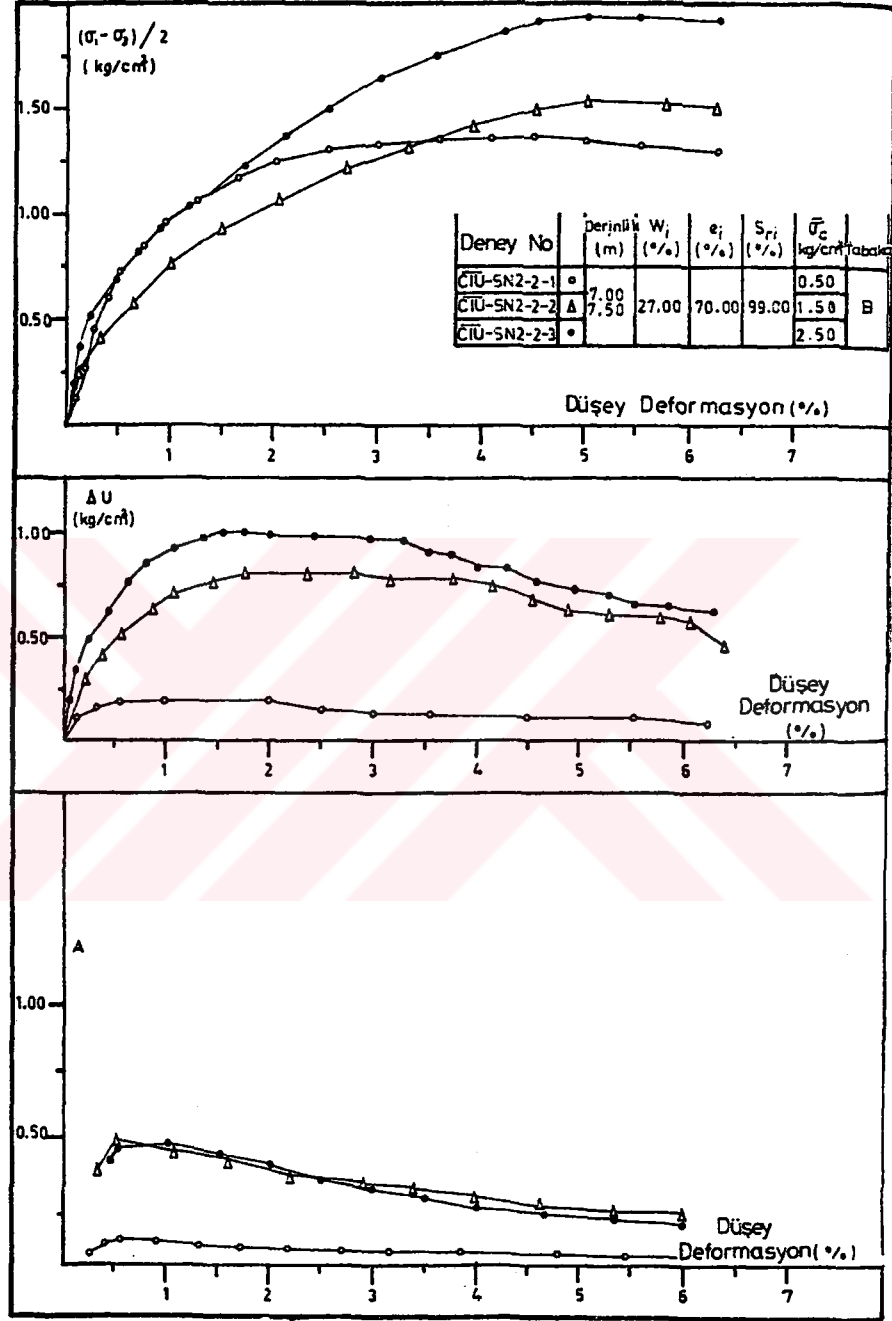




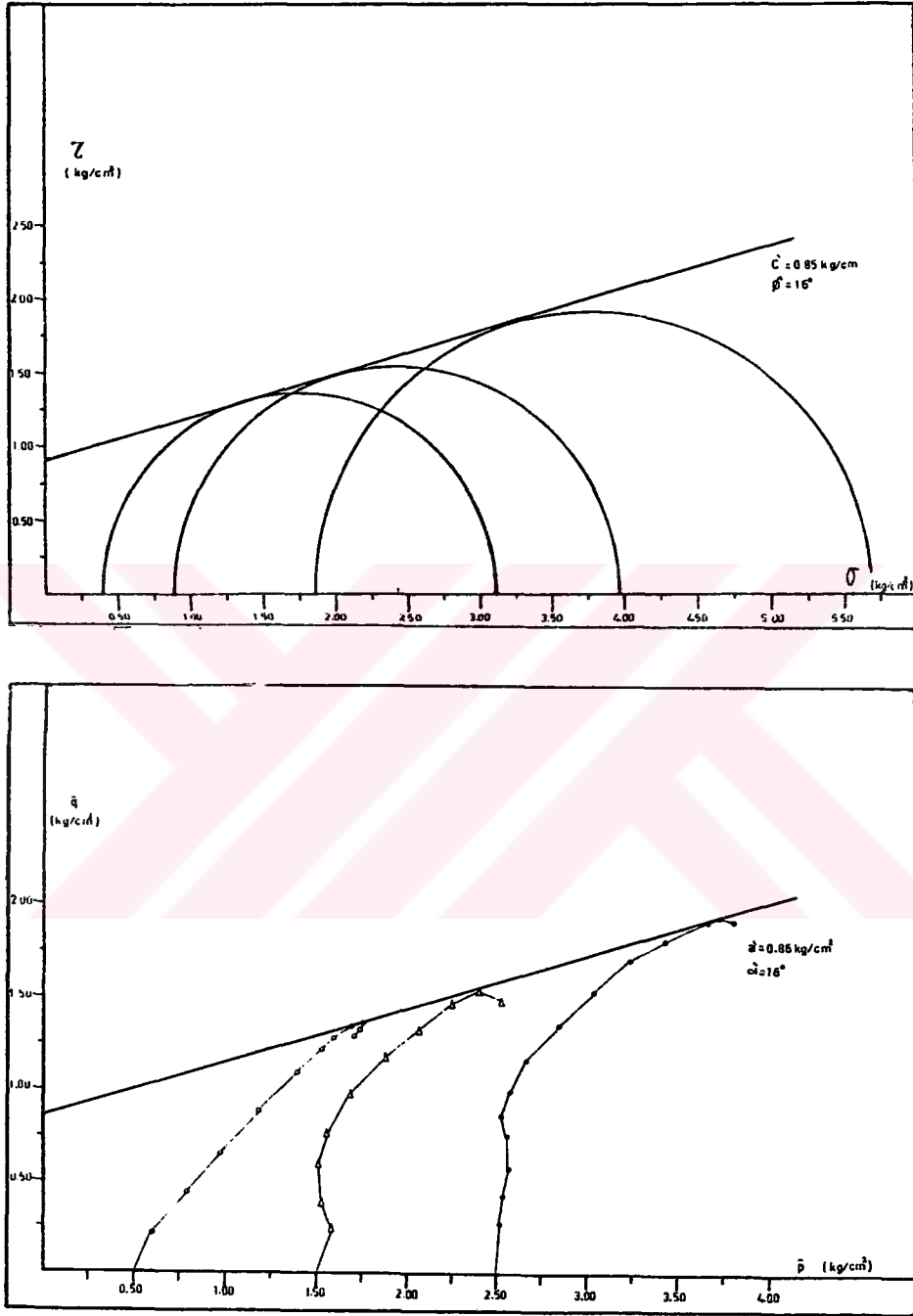
Şekil B.1. Uç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları
($z=3.80:4.50$ m.)



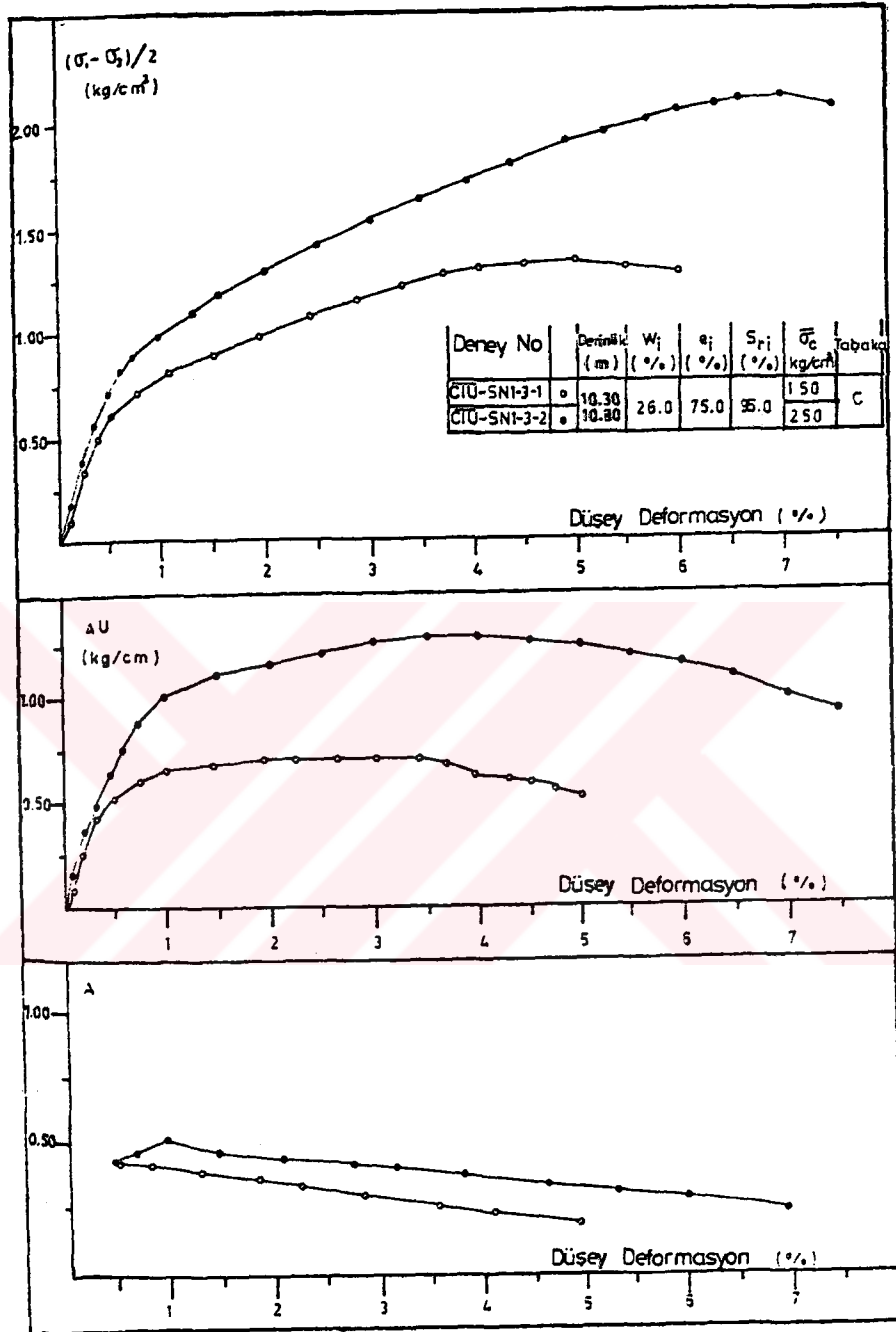
Şekil B.2. σ - τ ve p - q Diyagramları ($z=3.80; 4.50 \text{ m.}$)



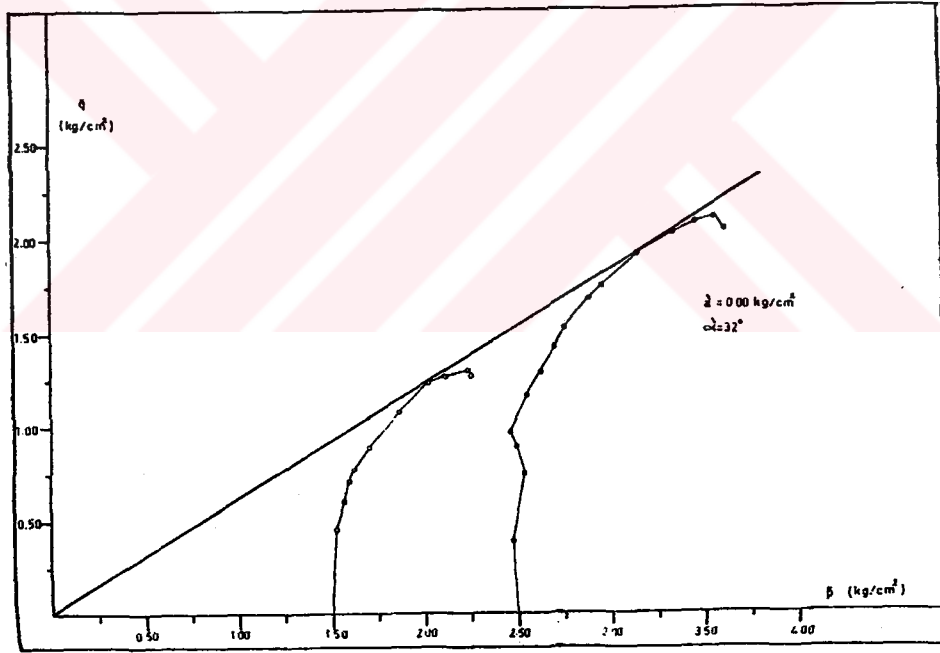
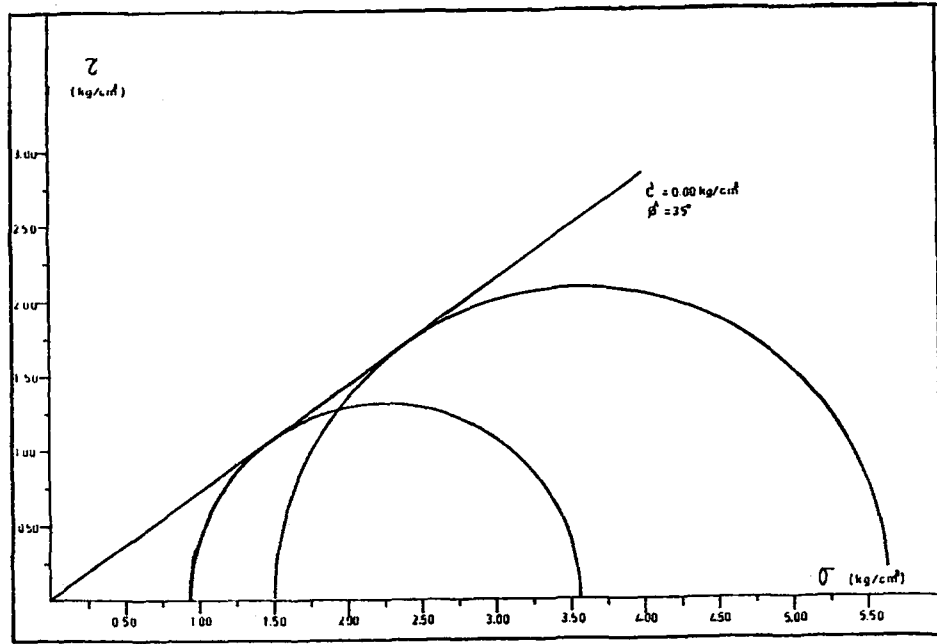
Şekil B.3. Uç Eksenli Basınç Deneyleri Sonuçları
($z=7.00; 7.50$ m.)



Şekil B.4. σ - τ ve p - q Diyagramları ($z=7.00; 7.50 \text{ m.}$)



Şekil B.5. Üç Eksenli Basınç Deneyleri Sonuçları
($z=10.30; 10.80$ m.)

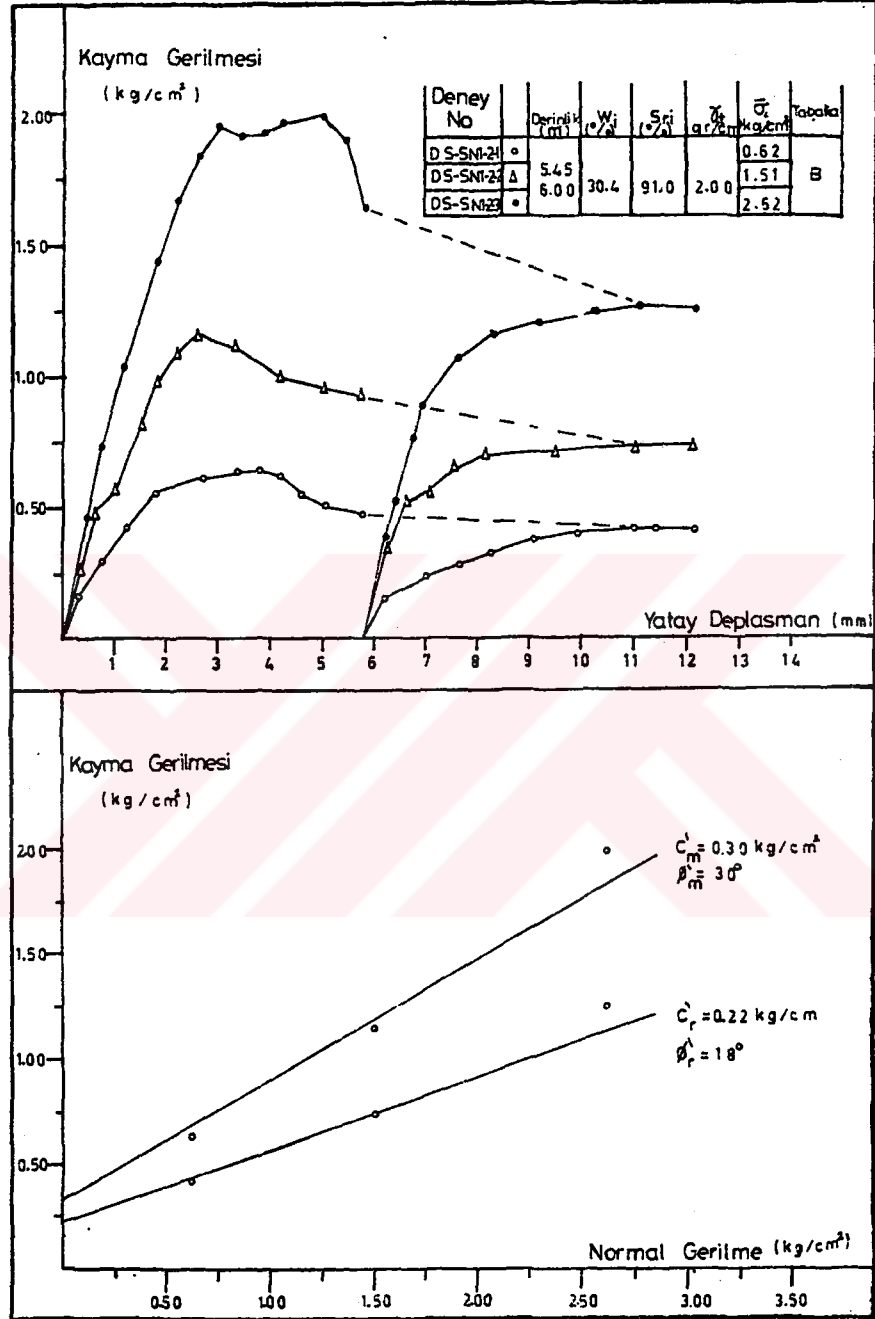


Şekil B.6. σ - τ ve p - q Diyagramları ($z=10.30; 10.80 \text{ m.}$)

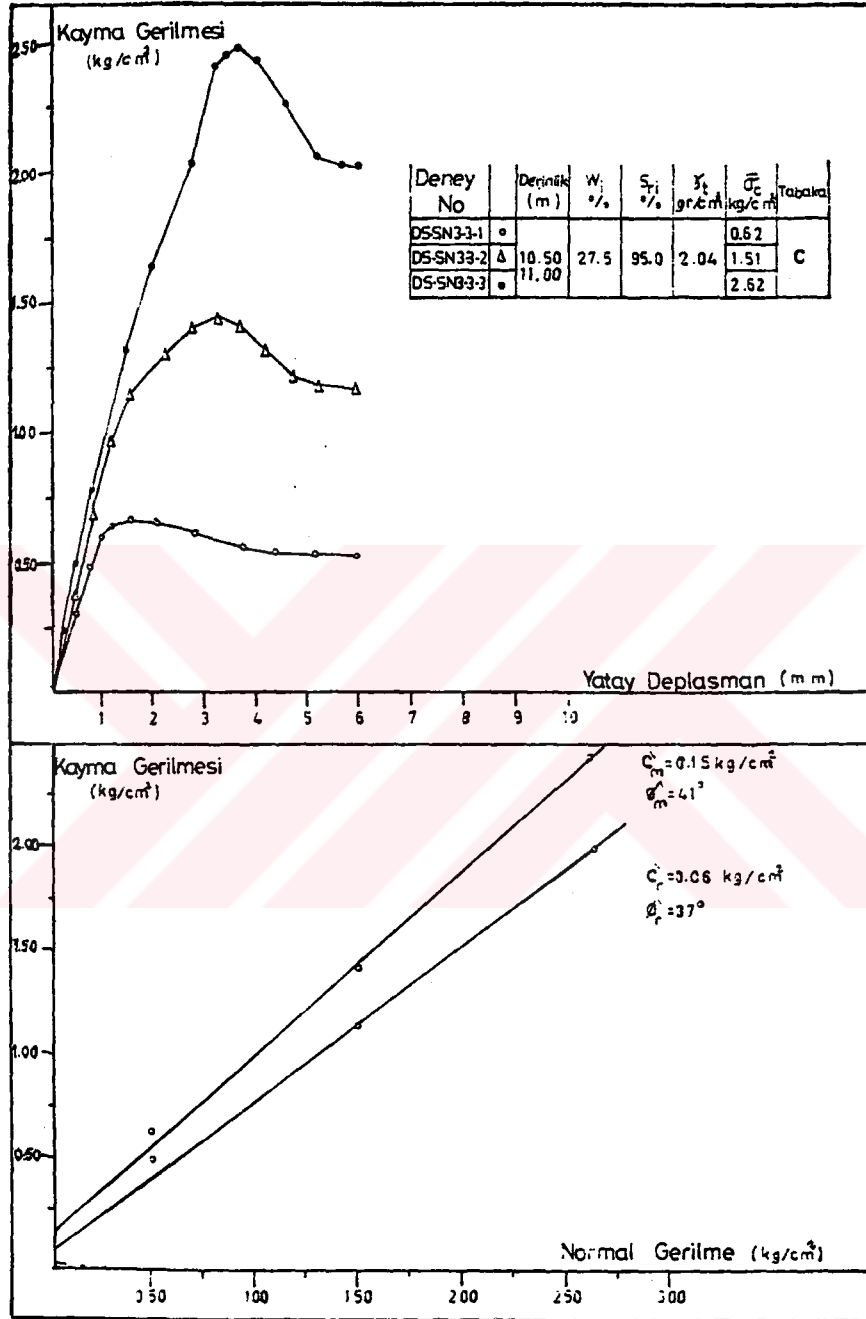
EK C

DİREKT KESME DENEYLERİ SONUÇLARI





Şekil C.1. Direkt Kesme Deneyi Sonuçları
(z=5.45;6.00 m.)



Şekil C.2. Direkt Kesme Deneyi Sonuçları
 (z=10.50:11.00 m.)

Tablo C.1. B ve C Tabakalarına Ait Numunelerde Mukavemet Deneyleri Sonuçları

Derinlik	Tabaka	YASSI	Sonda	SPT (vuruş / ft)	Üç eksenli basınç				Direkt kesme			
					W _i %	S _r %	C' kg/cm ²	φ°	W _i %	S _r %	C _m kg/cm ²	φ _m °
1												
2			GW1						31.6	93.0	0.65	14
3												
4			GW1 SN3 SN2		29.5 28.0	97.7 98.0	0 0.35	21 7				
5	B								33.2	96.0	1.50	13
6			SN1						30.4	91.0	0.30	30
7			GW1 SN3 SN2						25.5 27.0	90.0 90.3	0.47 0.50	23 25
8					27.0	99.0	0.85	16				
9												
10	C											
11			SN1 SN3 SN2		26.0	95.0	0	35	27.5	95.0	0.15	41
12									23.0	94.0	0.10	40

O: SN1 , ●: SN2 , ▲: SN3

ÖZGEÇMİŞ

1963 yılında Konya'da doğdu. İlk, orta, lise öğrenimini aynı ilde tamamladıktan sonra 1981 yılında I.T.Ü. İnşaat Fakültesi inşaat mühendisliği bölümüne kaydoldu. 1985 yılında mezun oldu. Bir süre Bursa'da içme suyu proje ve inşaat işlerinde çalıştı. 1986 yılında T.C.K. 6. Bölge Müdürlüğünde etüt ekip mühendisi olarak görev aldı. Askerlik hizmetini M.S.B. İnşaat Emlak Daire Başkanlığı Su İkmal şubesinde protokol asteğmeni olarak tamamladı. Halen T.C.K. 1. Bölge Müdürlüğünde etüt-arazi mühendisi olarak çalışmaktadır. Evli ve bir çocuk babası olan yazar, İngilizce bilmektedir.