

2003

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ İNŞAAT FAKÜLTESİ

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞINA BOŞLUK SUYU BASINCININ ETKİSİ

(DOKTORA TEZİ)

Y. Müh. F. Erol GÜLER

Tezin Dekanlığa Verildiği Tarih : 15 Aralık 1980

Tezin Savunulduğu Tarih : 9 Mart 1981

Doktorayı Yöneten Öğretim Üyesi : Prof. Dr. Ergün TOĞROL

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Ing. Necati ACUN

: Doç. Dr. Ahmet SAĞLAMER

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
İNŞAAT FAKÜLTESİ MATBAASI

1 9 8 1

T. C.

**Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi**

İ Ç İ N D E K İ L E R

ÖZET	I
SUMMARY	III
KULLANILAN NOTASYON	X
1. GİRİŞ	1
2. ELE ALINAN KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR	3
3. METOT	22
3.1. ALET	23
3.2. MALZEME	46
3.3. NUMUNE HAZIRLANMASI	46
3.4. DENEYLERİN YAPILMASI	48
3.5. VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ	50
4. DENEYSEL SONUÇLAR	53
5. GENEL SONUÇLAR	84
REFERANSLAR	88
ÖZGEÇMİŞ	95

Ö Z E T

Nükleer reaktörler gibi önemli yapıların deprem yüklerine karşı korunabilmeleri ve açık deniz yapılarının dalga yüklerinden zarar görmemeleri, zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışının gerçeğe yakın bir şekilde tahmin edilebilmesi ile mümkündür.

Yüksek su muhtevelarından başlayarak konsolide edilen Arnavutköy Kaolini üzerinde, şartları dikkatle kontrol edilen 58 konsolidasyonlu drenajsız dinamik deney ve 9 konsolidasyonlu drenajsız statik deney ile 6 adet ödometre deneyi ve standart zemin sınıflandırma deneyleri yapılmıştır.

Deney sonuçlarından elde edilen sonuçlar özetle şöyledir:

- 1) Statik deneylerden elde edilen Kritik Durum Eğrisi ile dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme deneylerinden elde edilen Kritik Durum Eğrisi büyük bir uygunluk göstermektedir.
- 2) Dinamik deneyler sırasında biriken boşluk suyu basıncı, uygulanan sabit ve dinamik yükler cinsinden ifade edilebilir.
- 3) Dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı değerinin artması ile numunenin dinamik yüklemeden sonraki statik kesmede kırıldığı deviatör gerilmenin değeri azalmaktadır.
- 4) Dinamik yüklemeden sonra statik olarak kesilen numuneler aşırı konsolide killere benzer davranış göstermektedirler.

II

5) Dinamik yükleme sırasında oluşan plastik deformasyonlar, aynı deney sırasında biriken boşluk suyu basıncı değerinden bulunabilmektedir.

6) Tekrarlı Ödometre deneyleri sonucunda zeminin boşluk oranının statik yüklemeye kıyasla daha küçük bir değere düştüğü gözlenmiştir.



III

S U M M A R Y

In the last two decades the importance of dynamic loading increased due to several reasons. Erection of nuclear power plants, the failure of which can cause hazardous results and the building of off-shore structures with unusually high repeated loadings can be counted as the two main reasons. Since the dynamic testing has not been completely standardized yet, it is difficult to compare the results of different researchers. Because of the cumulative nature of behaviour which governs dynamic properties, also errors add up to cause a larger scatter in test results in comparison with those obtained from static tests.

There exists a considerable body of data on the behaviour of sands under cyclic loading conditions and engineering theories have been developed for particular classes of problems. Recently data for the behaviour of clays under cyclic loading have been obtained. The theories developed for static loading in the early years of soil mechanics treated different aspects of soil behaviour with different tests, formulas and theories. In the year 1958 Roscoe, Schofield and Wroth brought a new understanding to the relation of water content, shear stress and mean effective stress and explained many aspects of existing theories with just one single theory. The development of theories on dynamic loading seems to follow a similar pattern. First experiments in this new field aimed to bring solutions to immediate problems that appeared as mentioned above. Then, the rapidly increasing test results made a better understanding of dynamic behaviour possible. So the latest research works in this field try to explain the behaviour of soils with a single fatigue parameter and mostly with modified Critical State theories.

IV

Tests in this research are conducted on a remoulded, saturated cohesive soil which has highly uniform characteristics (Arnavutköy kaolini). The liquid limit of this soil is $w_L = \%65$ and the plastic limit is $w_p = \%30$. A batch of material is mixed at a water content twice the liquid limit and consolidated to 100 kN/m^2 in a Rowe consolidation cell. Triaxial specimens were obtained from it and consolidated isotropically to $p_c = 200$, $p_c = 300$ and $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$. All tests have been conducted on normally consolidated samples.

Dynamic load is applied to the system with a pneumatic actuator. The air pressure that runs the actuator is controlled with a solenoid valve. The solenoid valve is commanded by a Servo System Modul. The SSM takes the chosen signal from the function generator, conditions it to a desired amplitude and adds a static potential to it. Then it compares this signal with the Feedback signal coming from the load-cell, and sends a command signal to the solenoid valve to apply the necessary pressure. The function generator can generate sinusoidal, triangle and square shaped waves in frequencies ranging from 0.1 Hz to 1.1 kHz. The SSM makes it possible to apply any level of sustained and dynamic load to the specimen. The cell pressure on the load-cell can be balanced with the aid of air pressure and a pressure regulator. To prevent static friction a Dither wave with very high frequency and low amplitude is added to the command signal. This reduces the friction coefficient from its static to its dynamic value and allows the smooth application of the periodic function. Since the load-cell is placed beneath the lower pedestal, the friction at the loading piston doesn't effect the measured vertical load at all. Displacement is measured with a LVDT. The core of the LVDT is directly connected to the actuator rod. Pore pressure is measured with a Pore Water Pressure Transducer. During dynamic testing all data is recorded with recorders. During the static shearing, which follows the dynamic loading a printer has been used. The load increments during these tests are chosen as 20 kN/m^2 at the early stages of the tests and 10 kN/m^2 near failure.

The sustained + dynamic loading is applied to the specimen as long as the residual pore water pressure increased. After the residual pore water pressure comes to an equilibrium state, the specimen is sheared to failure statically.

At every load level during static shearing the cease of pore water pressure increase is waited for, before moving to a higher stress level. Failure is defined at the dynamic tests as well as at the static tests after dynamic loading as the stress which causes the specimen to fail along a smooth failure surface.

The projection of the results on the $\bar{p}$ - q plane of the static tests, which are run for comparison, are given in Fig.4.1.. For the specimens isotropically consolidated at 200 kN/m^2 the mean deviator stress at failure is found to be $q_f = 128 \text{ kN/m}^2$ and the results of three tests give the mean effective stress at failure as $\bar{p}_f = 162$. For the specimens consolidated at 300 kN/m^2 q_f and $\bar{p}_f$ are 194 kN/m^2 and 247 kN/m^2 respectively. For the specimens consolidated at 400 kN/m^2 the mean values of stresses at failure can be given as $q_f = 243 \text{ kN/m}^2$ and $\bar{p}_f = 324 \text{ kN/m}^2$. From those values the soil parameter M is found to be $M = 0.775$. The projection of the Critical State Line on the $v - \bar{p}$ plane is shown in Fig. 4.2. The mean water content of the specimens consolidated at 200 kN/m^2 is 38.1% ; at 300 kN/m^2 consolidation pressure the mean water content is 35.5% and at 400 kN/m^2 consolidation pressure 33.4% .

The residual pore water pressure that builds up during dynamic loading is chosen to be the main parameter that effects the behaviour of dynamically loaded clay and will be denoted in this work by u_{din} .

The sustained load-dynamic load combinations have been varied to contain all possible stress conditions. The results of the dynamic tests are given in Table 4.1. In this Table among u_{din} and ϵ_{din} values, also the pore water pressure increase during static shear after dynamic load application (Δu_f) and the extra deformation observed till

VI

failure are shown. The water contents of specimens measured at the end of the tests are also given in this Table.

The second of values don't exist at tests where the specimens failed under dynamic loads.

Many preparatory tests have been conducted and the test method and equipment have been improved before the main test series have been started. After this, every test conducted is used for evaluation. So the danger of overseeing some results, because of improper selection is tried to be avoided.

It has been observed that the Critical State Line does not change after the dynamic load application Fig. 4.4..

The effect of dynamic loading can be seen on the stress paths of static shear following dynamic loading (Fig. 4.5, 4.6 and 4.7). It can be seen that with increasing residual value of the pore water pressure during dynamic loading, the initially normally consolidated clay behaves like an overconsolidated clay.

Although the specimen fails when it reaches the critical value of q/p , it has been observed that the intersection of the stress path with the Critical State Line happens at lower values, if compared to the static tests, and this reduction increases with increasing pore water pressure that builds up during dynamic loading (Fig. 4.8, 4.9 and 4.10). This result can be interpreted as the softening of the failure surface during dynamic loading.

Since there is an inner relationship between pore pressure increase and plastic deformation, the final plastic strains and pore water pressures of specimens after dynamic loading have been compared and a good relation has been found (Fig. 4.11, 4.12 and 4.13).

The above assumption of the overconsolidated-like behaviour of dynamically loaded soils has to show its effect on the pore water pressure increase during static shear. As it is well known,

VII

overconsolidated specimens develop less pore water pressure during static shear than normally consolidated clays during static shear. A similar relation is found in our tests (Fig. 4.14, 4.15 and 4.16). Similar relation between pore pressure increase and axial strain during static loading which follows the dynamic loading has been seen to be valid (Fig. 4.17, 4.18 and 4.19).

Since the residual pore water pressure that builds up during dynamic loading has been chosen as the main parameter, we have to be able to predict the increase of pore water from the loads we apply. In a three coordinated system the sustained load is placed on x_1 axis, the dynamic load is placed on x_2 axis and the Y axis is chosen as to be the residual pore water pressure increase u_{din} . The estimated surface through the test points can be given as $Y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2$. The b_0 , b_1 and b_2 coefficients are determined to provide the minimum sum of squares of differences between the observed Y's and this linear combination of the x values. When these computations are made, the surface with the minimum sum of squares of differences between the observed and calculated Y values can be found. The contours for fixed values of u_{din}/p_c are seen in Fig. 4.20. This surface is limited from its right side with the locus of points which failed during dynamic loading. This curve has the form:

$$\frac{\text{Sustained stress}}{p_c} = 2.12 \left(\frac{\text{Dynamic stress}^2}{p_c} \right) -$$

$$-2.25 \left(\frac{\text{Dynamic stress}}{p_c} \right) + 0.60$$

From the oedometer tests it can be seen that the increased intensity of dynamic loading, causes increased densification of the soil when compared with the virgin consolidation line. The densification per cycle tends to decrease

VIII

with increasing application number.

The final results drawn can be summarized as follows.

1) 58 dynamic, 9 static and 6 oedometer tests have been conducted on samples consolidated from a water content of twice the liquid limit to different consolidation pressures.

2) The Critical State parameters coincide for the results before and after dynamic loading. The parameters are

$$M = 0.775 \quad \lambda = -0.186 \quad \Gamma = 2.96$$

3) The residual pore water pressure at the end of dynamic loading can be calculated from applied loads by the following equation:

$$\frac{u_{din}}{p_c} = -0.50 + 1.04 + \sqrt{\frac{\text{Sustained stress}}{p_c}} + 2.46 \frac{\text{Dynamic stress}}{p_c}$$

Where u_{din} , Sustained stress and Dynamic stress are given in kN/m^2

4) The deviator stress at failure depends on the amount of u_{din} :

$$q_f = 0.63 p_c - 1.30 u_{din}$$

In this equation q_f , p_c and u_{din} are given in kN/m^2

5) There is a relation between the pore pressure that builds up during dynamic loading and the extra pore pressure increase during the subsequent shearing which can

IX

be seen as a measure of overconsolidation:

$$\Delta u_f = 0.42 p_c - 0.81 u_{din}$$

Where Δu_f , p_c and u_{din} are given in kN/m^2 .

6) The final plastic deformations caused by dynamic loading can be predicted from the residual pore water pressure increase:

$$u_{din} = 0.31 p_c \log \epsilon_{din} + 42$$

Similar results exist between the extra increase at failure after dynamic loading and extra strain:

$$\Delta u_f = 0.34 p_c \log \epsilon_f - 9.7$$

Also in the above equations u_{din} , p_c and Δu_f are given in kN/m^2 .

7) The oedometer tests show that with repeated loads the soil tends to intensify.

K U L L A N I L A N N O T A S Y O N

A	Kesit alanı (cm^2)
A_0	Başlangıç kesit alanı (cm^2)
e	Boşluk oranı
H_0	Başlangıç numune boyu
M	Kritik Durum Eğrisinin $\bar{p}$ -q düzlemindeki izdüşümünün eğimi
$\bar{p}$	Ortalama efektif asal gerilme (kN/m^2)
p_c	Konsolidasyon basıncı (kN/m^2)
$\bar{p}_f$	Kırılma anındaki ortalama efektif asal gerilme (kN/m^2)
q	Deviatör gerilme (kN/m^2)
q_f	Kırılma anındaki deviatör gerilme (kN/m^2)
u	Boşluk suyu basıncı (kN/m^2)
u_{din}	Dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı (kN/m^2)
w	Su muhtevası
w_L	Likit limit
w_p	Plastik limit

XI

- γ_s Dane birim hacim ağırlığı (kN/m^3)
- ϵ Eksenel birim deformasyon
- ϵ_{din} Dinamik yükleme sırasında meydana gelen eksenel birim deformasyon
- ϵ_f Kırılma anındaki eksenel birim deformasyon
- Δu_f Dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı (kN/m^2)
- $\bar{\sigma}_v$ Düşey efektif gerilme (kN/m^2)
- v $1 + e$ (Özgül hacim)
- λ İzotropik konsolidasyon doğrusunun eğimi
- Γ $\bar{p} = 1 \text{ kN/m}^2$ için Kritik Durum Eğrisinin v değeri
- v_{λ} $\bar{p} = 1 \text{ kN/m}^2$ için izotropik konsolidasyon eğrisinin v değeri
- k Boşaltma eğrisinin eğimi

BÖLÜM 1

G İ R İ Ő

Son yıllarda bir yandan yapı boyutlarının büyümesi, bir yandan da nükleer santraller gibi, hasara uğramaları insan ve mal varlığını tehdit eden yapıların inşa edilmeye başlanması deprem yüklerinin incelenmesine hız verilmesine yol açmıştır. Öte yandan dünyanın enerji ihtiyacı hızla artmış, fiat artışları dolayısı ile açık denizlerin altındaki petrol ve tabii gazın işletilmesi de ekonomik hale gelmiştir. Böylece dünyanın hemen bütün denizlerinde petrol aranmaya başlanmış ve açık deniz yapıları inşa edilmiştir. Bu yapıların maruz kaldığı tekrarlı dalga yükleri, normal yapılarda alışılacelmiş yüklerden çok büyüktür.

İşte bütün bu faktörler araştırmacıları zeminlerin dinamik davranışı konusunda çalışmaya yöneltmiştir. İlk önceleri kum zeminlerde, daha sonraları ise killer üzerinde bir çok deney yapılmıştır. Dinamik yüklemeye maruz kalmış zeminlerin kısa ve uzun süreli stabiliteleri araştırılmıştır. Gerek dinamik deney aletlerinin ancak son yıllarda geliştirilebilmiş olması, gerekse dinamik yüklemelerin yığışım- lı hataya yol açan bir deney çeşidi olması, genelde tüm araştırmacıların verdikleri deney sonuçlarının büyük dağı- lım göstermesine yol açmıştır. Dinamik deneylerin henüz standartlaşmamış olması da çeşitli araştırmacıların elde ettikleri sonuçların karşılaştırılmasını güçleştirmektedir.

Bu araştırmada yüksek başlangıç su muhtevasından konsolide edilen numuneler dinamik yüklere tabi tutularak davranış- ları incelenmiştir. Çalışma hipotezimizi şöyle ifade ede- biliriz:

1) Statik yükler için var olduğu çeşitli araştırmacılar tarafından ortaya konulan Kritik Durum Eğrisi dinamik yükler için de geçerlidir.

2) Dinamik yüklerin en belirgin etkisi boşluk suyu basıncı üzerinde görülür. Boşluk suyu basıncı diğer özellikleri belirlemekte bir yorulma parametresi olarak kullanılabilir.

3) Meydana gelen boşluk suyu basıncının değeri numune üzerine uygulanan sabit yük ve dinamik yükün şiddetine bağlıdır.



BÖLÜM 2

ELE ALINAN KONU İLE İLGİLİ
ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar ve sonuçlarından bahsetmeden önce şimdiye kadar yapılmış, konumuzla ilgili çalışmalar mümkün olduğunca gelişme süreci izlenerek kısaca anlatılacaktır.

İlk zemin mekaniği teorileri, ortaya çıkan belirgin problemlerin çözümü ve anlaşılması için ortaya atıldıklarından her problem kendi başına değerlendirilmiş ve sanki bu özellikler zeminin birbirinden bağımsız ayrı ayrı özellikleri imişçesine çözümler ve açıklamalar getirilmiştir. Bir zeminin herhangi bir potansiyel kayma yüzündeki kayma direnci: Coulomb tarafından

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

olarak verilmiştir. Bu ifade son derece basit ve kullanışlı olmakla beraber, c ve ϕ katsayılarının belirlenmesi, özellikle killi için büyük güçlükler ortaya çıkarmıştır. Zemin mekaniğindeki en büyük aşama, Terzaghi'nin laboratuvar deneylerine başlaması ile açılmış ve Terzaghi efektif gerilme kavramını zemin mekaniğine kazandırmıştır. Terzaghi efektif gerilme üzerine yaptığı çalışmalara paralel olarak konsolidasyon teorisini de geliştirmiştir.

1937 yılında Hvorslev'in doktora çalışması zeminin kırılma anında eriştiği maksimum kayma gerilmesinin, kayma kesidindeki efektif normal gerilme ve kayma kesidinin su muhtevasının bir fonksiyonu olduğunu ortaya çıkarmıştır. Çeşitli basınçlar altında konsolide olmuş killi, aynı basınçlar etkirken kesilecek olurlarsa, maksimum kayma gerilmesi ile efektif normal gerilme arasında başlangıçtan

geçen ve doğrusal bir ilişki olduğu bulunmuştur. Hvorslev'in kriteri

$$\tau_f = \mu_o \sigma_f' + v \exp(-B e_f) \quad (2.2)$$

denklemleri ile verilebilir. Burada μ_o, v ve B zemin sabitleri, τ_f kırılma kesidindeki kayma gerilmesi, σ_f' kırılma kesidindeki normal gerilme ve e_f kırılma kesidindeki boşluk oranıdır. 2.2 No.lu denklem τ, σ, e uzayında bir yüzey tanımlar. Zemin bu düzlemin üzerindeki bir durumda bulunamaz. Bu yüzey $\sigma - e$ düzleminde normal konsolidasyon eğrisi ile sınırlıdır.

Hvorslev ve Peynircioğlu (1) daha sonraki çalışmalarında normal konsolide olmuş kohezyonlu zeminler kesilirken dışarı su çıktığı ve bir fazla konsolidasyon durumuna eriştiğini gözlemişlerdir.

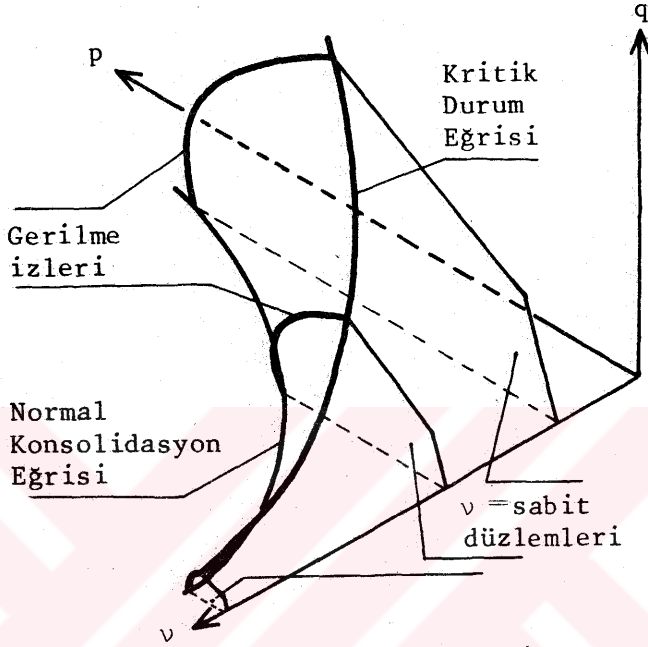
Roscoe, Schofield ve Wroth (2) 1958 yılında yayınladıkları makale ile bu yöndeki gelişmede önemli bir adım atmışlar ve daha sonra Roscoe yüzeyi olarak adlandırılan ve normal konsolidasyon eğrisinden başlayarak Hvorslev yüzeyine ulaşan yüzeyi tanımlamışlardır. Hvorslev yüzeyi ile Roscoe yüzeyinin arakesiti Kritik Durum Eğrisi olarak adlandırılmış ve bu eğri Kritik Zemin Mekaniği ekolünün oluşmasına yol açacak kadar önemli bir ilerleme olmuştur. Şekil 2.1 de üç boyutlu olarak bu yüzey ve Kritik Durum Eğrisi gösterilmiştir. Şekil 2.2 de ise Kritik Durum Eğrisinin $q-p$ ve $p-v$ düzlemlerindeki izdüşümleri gösterilmiştir. Kritik Durum Eğrisinin $p-q$ düzlemindeki izdüşümü

$$q = M\bar{p} \quad (2.3)$$

ve $v-\bar{p}$ düzlemindeki izdüşümü

$$v = \Gamma - \lambda \ln \bar{p} \quad (2.4)$$

olarak verilebilir. Toğrol böyle bir eğrinin varlığını deneysel çalışmaları ile göstermiştir (3).



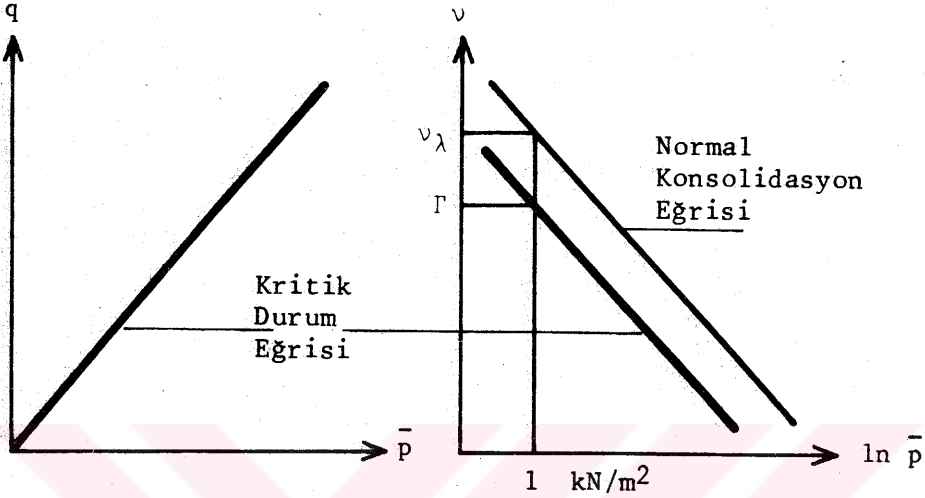
Şekil 2.1. $v - \bar{p} - q$ uzayında akma yüzeyi(2)

Roscoe yüzeyi olarak adlandırılan sınır yüzeyi: $\bar{p}-v$ düzlemindeki normal konsolidasyon eğrisinden başlayarak, $\bar{p}-q-v$ uzayındaki Kritik Durum Eğrisine ulaşan gerilme izlerinin geometrik yeridir. Boşaltma eğrisinin kritik durum eğrisine ulaştığı noktaya $(\bar{p}_x, v_x)$ dersek

$$v + k \ln \bar{p} = v_x + k \ln \bar{p}_x$$

$$v_x = \Gamma - \lambda \ln \bar{p}_x$$

olmalıdır, buradan $\bar{p}_x$ ve v_x elimine edilirse



Şekil 2.2. Kritik Durum Eğrisinin $\bar{p}$ - q ve v - $\bar{p}$ düzlemindeki izdüşümleri

$$q = \frac{M_{\bar{p}}}{\lambda - k} (\Gamma + \lambda - k - v - \lambda \ln \bar{p}) \quad (2.5)$$

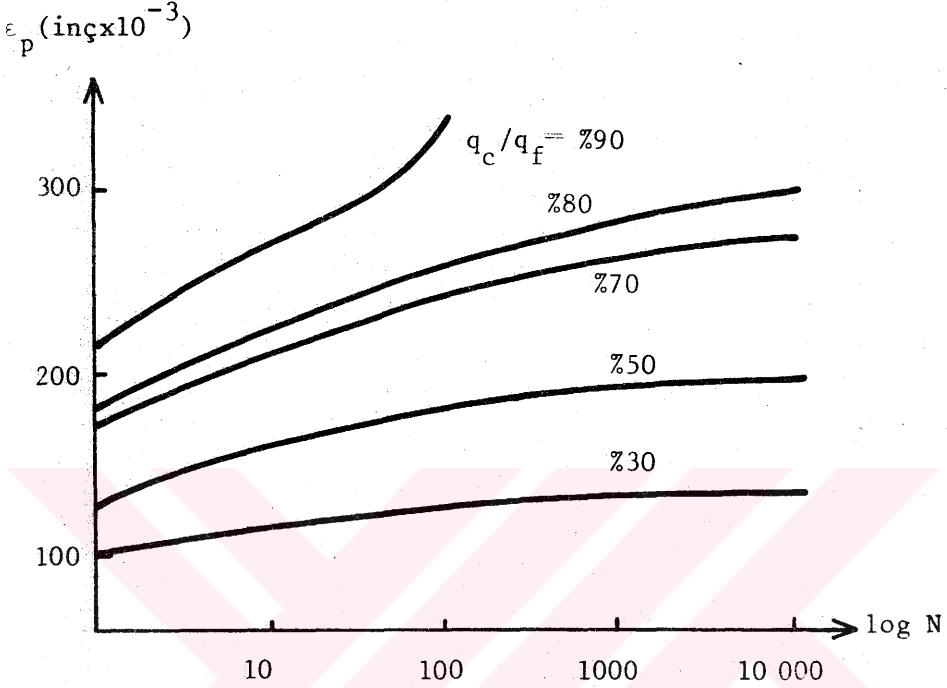
yani Roscoe yüzeyinin denklemi bulunur.

Bu çalışmaların getirdiği en büyük katkı o güne kadar birbirinden bağımsız düşünülen çeşitli uygulama ve deneylere bir bütünlük kazandırmış olmasıdır. Örneğin drenajsız deneylerde, v = sabit düzleminde kalmak zorunluğu olduğundan zemin geri dönme çizgisi üzerinde hareket edemediğinden başka geri dönme eğrilerine geçme zorunluğu doğmakta, bu da plastik deformasyonlara yol açmaktadır. Eğer bir zemin parametresi olan $k=0$ ise (örneğin kumlarda) yük boşaltma eğrisini değiştirmek söz konusu olmayacağından plastik deformasyon da meydana gelmeyecektir. Yine bu yeni modelde konsolidasyon deneyleri ile kayma direnci değerlerinin bütünlüğü ortaya çıkmakta, drenajlı, drenajsız üç eksenli deneyleri, normal ve aşırı konsolide zeminler üzerinde yapılan deneyleri beraber değerlendirme imkanı yara-

ılmaktadır. 1958 yılında Roscoe, Schofield ve Wroth tarafından yayınlanan makale ile hemen aynı tarihlerde dinamik yükleme probleminin incelenmesi de zemin mekaniği yönünden ilgi çekmeye başlamış ve bu alanda yarı dinamik diye adlandırıldığımız, statik kesme aletleriyle yapılan tekrarlı yükleme deneyleri başlatılmıştır. 1953 yılında Bishop ve Henkel (4) tekrarlı yük ile ilgili ilk çalışmalardan birini yapmış ve aşırı konsolide Weald kili üzerinde yapılmış drenajsız deneylerle her yük uygulamasından sonra numunenin giderek yumuşadığını gözlemişlerdir.

Knight ve Blight (5) 1965 yılında normal konsolide killere üzerinde yaptıkları üç eksenli deneylerde tekrar sayısı ile kalıcı boşluk suyu basıncı oluştuğunu, fakat her tekrardaki artış miktarının giderek azaldığını ve bir dengeye geldiğini gözlemişlerdir.

1960 lı yıllarda giriş bölümünde açıklanan ihtiyaçlardan dolayı dinamik yükleme çok sayıda araştırmaya konu olmuştur. Ancak statik özellikler konusundaki gelişme bu alanda da görülmüş ve özel problemlerin çözümü için dinamik yüklemenin zemin davranışında yarattığı özel değişiklikler incelenmiş, örneğin bazı araştırmacılar bir tip yükleme altında zeminde oluşan kısa süreli kalıcı boşluk suyu basıncını incelerken bir kısım araştırmacı yine özel bir yükleme tarzının zeminin Elastisite Modülü özelliklerine nasıl etki ettiğini araştırmış, bu arada üst yapı hesaplarında kullanılan zemin katsayılarının tespiti de geniş bir araştırma konusu yaratmış, bu konuda yapılan araştırma ve bulgular 1970 yılında Richart, Hall ve Woods (6) tarafından bir kitap halinde derlenmiştir. Yine de statik özelliklerdekine benzer olarak yapılan çok sayıdaki bu araştırma ve deneyler bir takım gerçeklerin ortaya çıkmasına yol açmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar ve aralarındaki bağlantıların yavaş yavaş ortaya çıkışı özellikle killi zeminlerle ilgili olanları kısaca özetlenilmeye çalışılacaktır. Justo ve Arora (7) yaptıkları deneyler sonunda artan tekrar sayısı ve artan yük şiddeti ile meydana gelen deformasyonların Şekil 2.3 de görüldüğü gibi değiştiğini gözlemişlerdir. Luo (8) da benzeri gözlemlerde bulunmuştur.



Şekil 2.3. Tekrar sayısı ve yük şiddeti ile plastik deformasyonun değişimi (7)

Hui (9) de tekrarlı yük ile plastik deformasyon arasındaki ilişkiyi:

$$\epsilon_{din} = f_1 \left(\frac{q_{din}}{p_c} \right) + f_2 \left(\frac{q_{din}}{p_c} \right) N \quad (2.6)$$

olarak vermekte ve f_1 in bir sabit olduğunu söylemektedir. Burada ϵ_{din} dinamik yükleme sırasında meydana gelen plastik deformasyon, q_{din} uygulanan tekrarlı deviatörük gerilme ve p_c konsolidasyon basıncıdır. Sangrey ve diğerleri (10) tekrar sayısı ile u_{din} 'in artacağını, ancak, yükün şiddeti küçükse bu ilave boşluk suyu basıncının denge durumuna geleceğini, eğer yükün şiddeti büyükse boşluk suyu basıncının giderek artacağını ve zemindeki gerilme durumu-

nun kırılma zarfına ulaşarak kırılmanın olacağını söylemektedir.

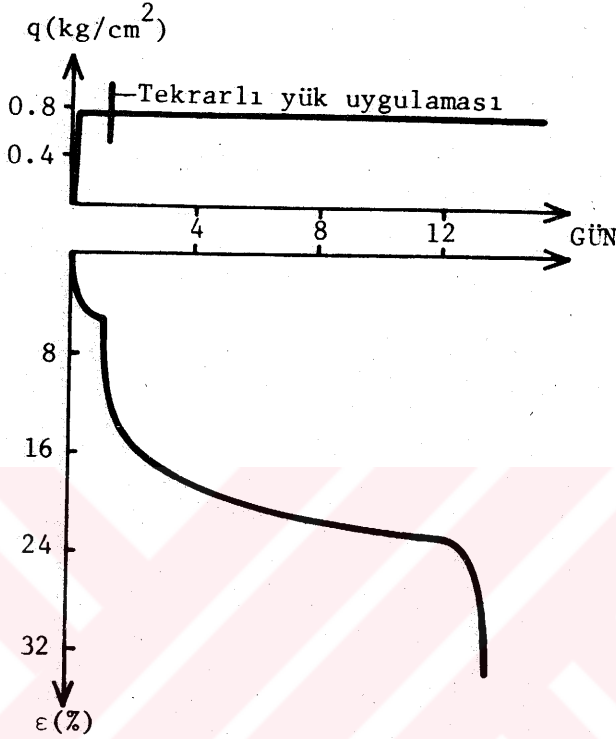
Wilson ve Greenwood (11) ise uygulanan tekrarlı yükün şiddeti ne olursa olsun yükün tekrarlanması ile tıpkı ikinci derece konsolidasyonda olduğu gibi plastik deformasyon ve kalıcı boşluk suyu basınçlarının artmaya devam ettiğini belirtmektedirler.

Larew ve Leonards (12) da yük tekrarı ile oluşan ilave deformasyonlar dengeye gelse bile, yani yük tekrarı ile sadece elastik deformasyon meydana gelse ve ilâve plastik deformasyon oluşmasa dahi, bu durumda uygulanacak çok sayıdaki tekrardan sonra zemindeki plastik deformasyonların birden artmaya başlayıp numunenin kırıldığını belirtmektedirler. Seed ve Chan (13) da Şekil 2.4 de görülen benzer bir ilişkiyi vermekte, Lee ve Focht (14) da 1971 San Fernando depreminde San Fernando barajının bu şekilde hasar gördüğünü, Japonya'da da 1967 yılında bir depremde bir kaç gün sonra bir heyelan gözlemlendiğini vurgulayarak, meydana gelen ilave boşluk suyu basıncının krip hareketlerini kolaylaştırdığını belirtmektedirler.

Yukarıda belirtilen hususlardan da anlaşılabileceği gibi dinamik yüklerin tesiri altında zeminde meydana gelen plastik deformasyon ve ilave boşluk suyu basıncı değerleri benzerlik göstermektedir. Bu husus bir çok araştırmacı tarafından da belirtilmiştir. Şekil 2.5 de Wilson ve Greenwood'un verdiği deformasyon, boşluk suyu basıncı ilişkisi görülmektedir (11).

Lee ve Focht (14) ve Rao ve Fulhati (15) de kalıcı deformasyon ve boşluk suyu basınçları arasında kesin bir ilişki olduğunu belirtmektedirler. Akai ve diğerleri (16) de numunenin statik kesilmesi sırasında oluşan boşluk suyu basıncının kesinlikle meydana gelen deformasyona bağlı olduğunu belirtmektedirler.

Thiers ve Seed (17) 1968 yılında yayınladıkları makalede zeminin kayma mukavemetinin, dinamik yükleme sırasında

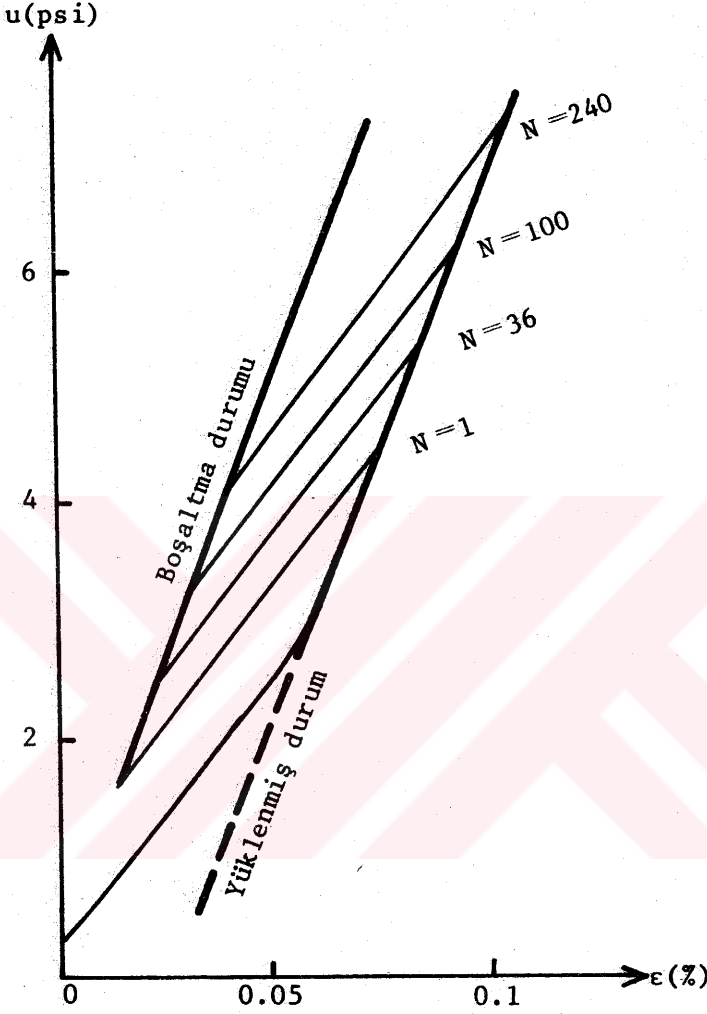


Şekil 2.4. Dinamik yük uygulamasından belirli bir süre sonra zeminin kırılması (13)

meydana gelen deformasyonun artması ile azaldığını, 1969 yılında yayınlanan makalelerinde (18) ise, tekrarlı yükleme sırasında oluşan dinamik deformasyon, statik kesme deneyi sırasında oluşan kırılma deformasyonun yarısını aşmaz ise, mukavemet kaybının %20 den küçük olacağını belirtmektedirler (Şekil 2.6)

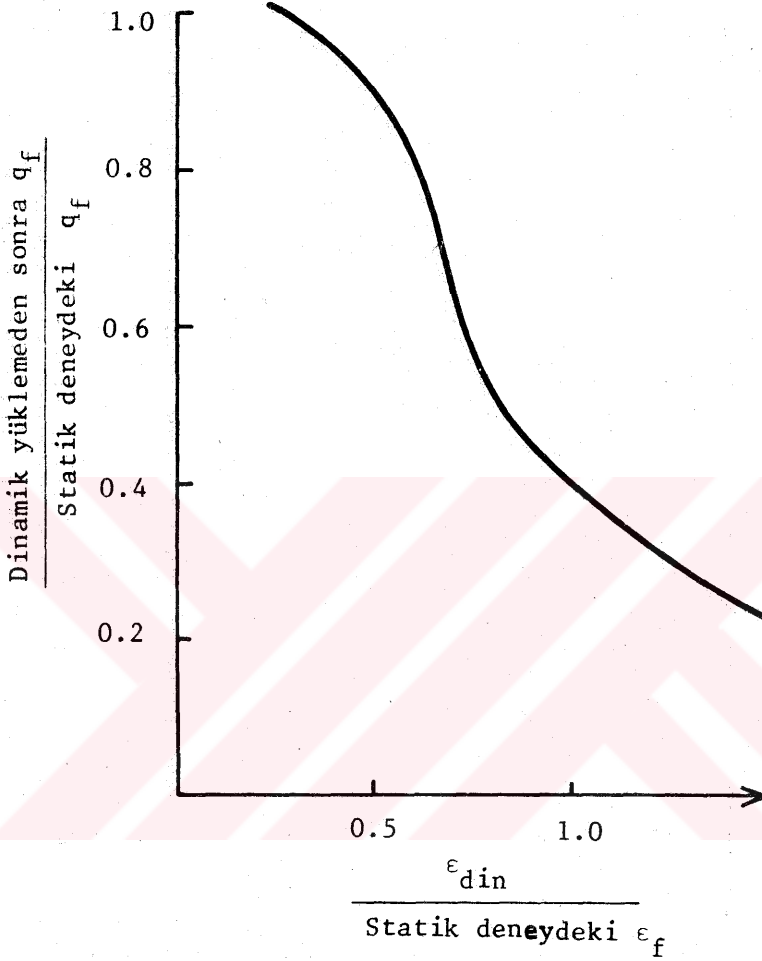
Andersen ve diğerleri (19) de dinamik plastik deformasyonun artması ile orantılı olarak kayma mukavemetinin azalacağını belirtmektedirler.

Koutsoftas ise (20) dinamik yükleme sırasında meydana gelen dinamik deformasyon ile bir mukavemet kaybı meydana geldi-



Şekil 2.5. Deformasyon-boşluk suyu basıncı ilişkisi (11)

ğini ancak bu azalmanın çok büyük plastik deformasyon değerlerinde bile %10 ~ %20 mertebesinde kaldığını söylemektedir. Andersen (21) de kayma mukavemetindeki azalmanın %25 i geçmeyeceğini belirtmektedir. Rao ve Gulhati (15) ile Castro ve Christian (24) ise numunenin dinamik yüklenmeden sonraki statik mukavemetinde bir değişme olmadığını



Şekil 2.6. Dinamik yükleme sırasında oluşan plastik deformasyon-kayma mukavemeti ilişkisi (18)

söylemektedirler. Castro ve Christian dinamik yükleme sırasında oluşan ilave boşluk suyu basınçlarının, statik kesme sırasında oluşan negatif boşluk suyu basıncı temayülü ile dengelendiğini, ve böylece numunenin statik kayma mukavemetine eşit bir değerde kırıldığını söylemektedirler.

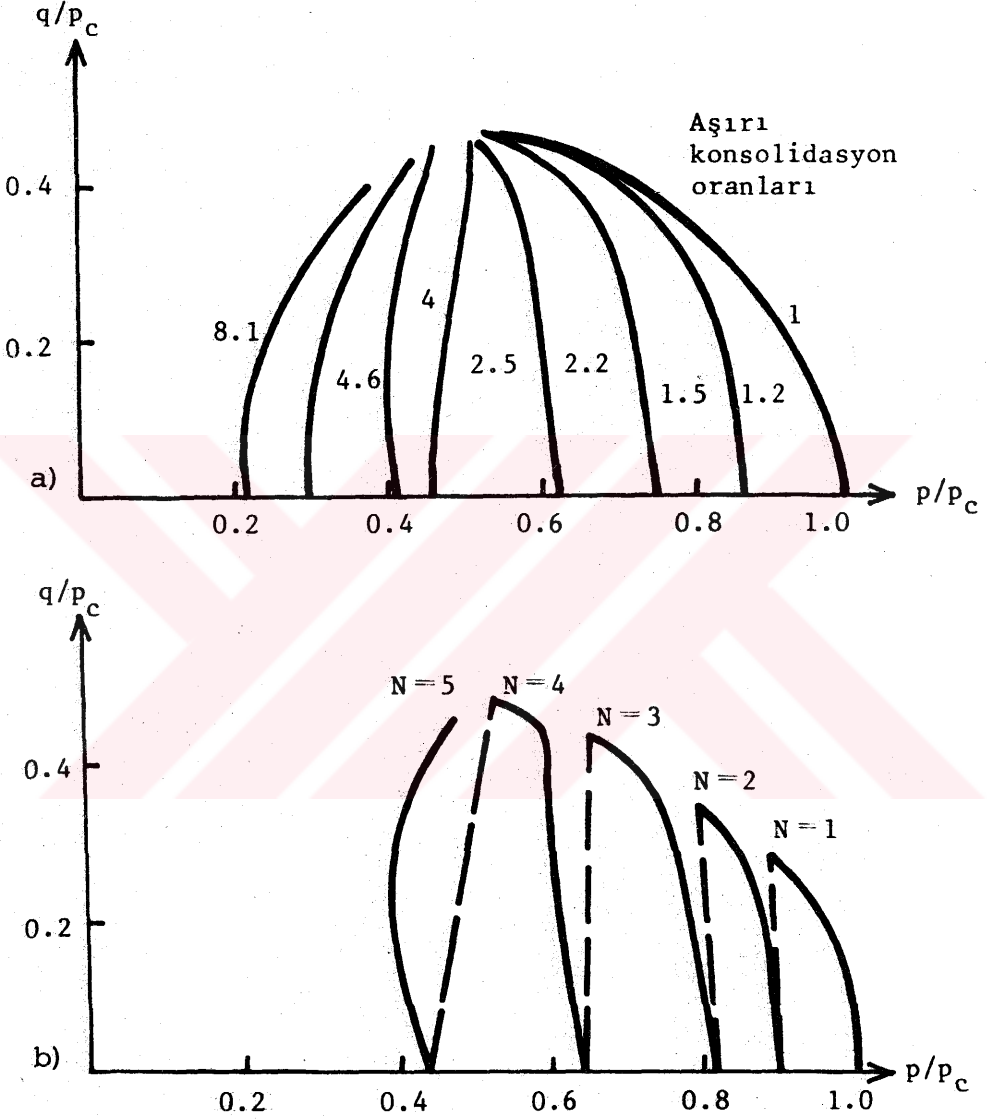
Yazarlar ayrıca başka türlü bir neticenin zaten mümkün

olamayacağını, çünkü bir zeminin kayma mukavemetini zeminin boşluk oranı ve içsel yapısının tayin ettiğini belirtmektedirler. Böylece, dinamik yüklemenin sadece zeminin gerilme izini değiştireceği sonucuna varılmaktadır. Buna benzer sonuçlar diğer araştırmacılar tarafından da elde edilmiştir. Bunlardan belki de ilki Wroth ve Loudon (23) un deneysel neticeleridir. Bu neticeler (24) numaralı literatürde verilen referanstan alınmıştır. Bu deneylerde numunelere şiddeti giderek artan tekrarlı gerilmeler üç eksenli alette drenajsız olarak uygulanmış, her tekrarda efektif gerilme izleri çizilmiş ve her tekrar sonunda varılan kalıcı boşluk suyu basıncına u denilerek ve $p_o/(p_o - u)$ aşırı konsolidasyon oranlarında statik deneyler yapılarak neticeler karşılaştırılmıştır (Şekil 2.7). Sangrey ve diğerleri (10) de dinamik boşluk suyu basıncının dengeye geldiği ve dengelenmiyerek kırılmaya yol açtığı iki durumu efektif gerilmeler düzlemindeki gerilme izleri ile vermişlerdir (Şekil 2.8).

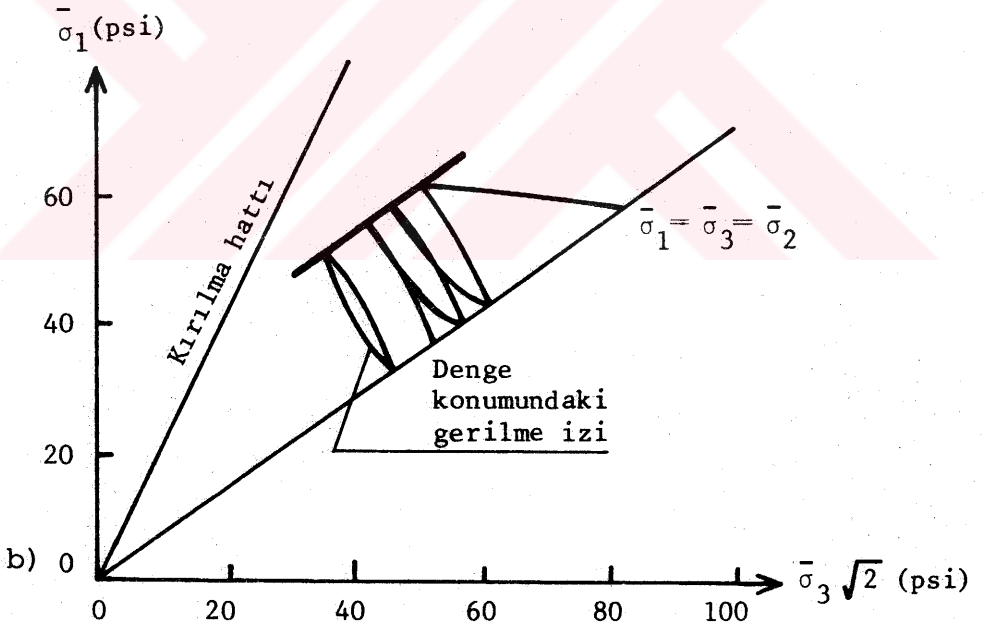
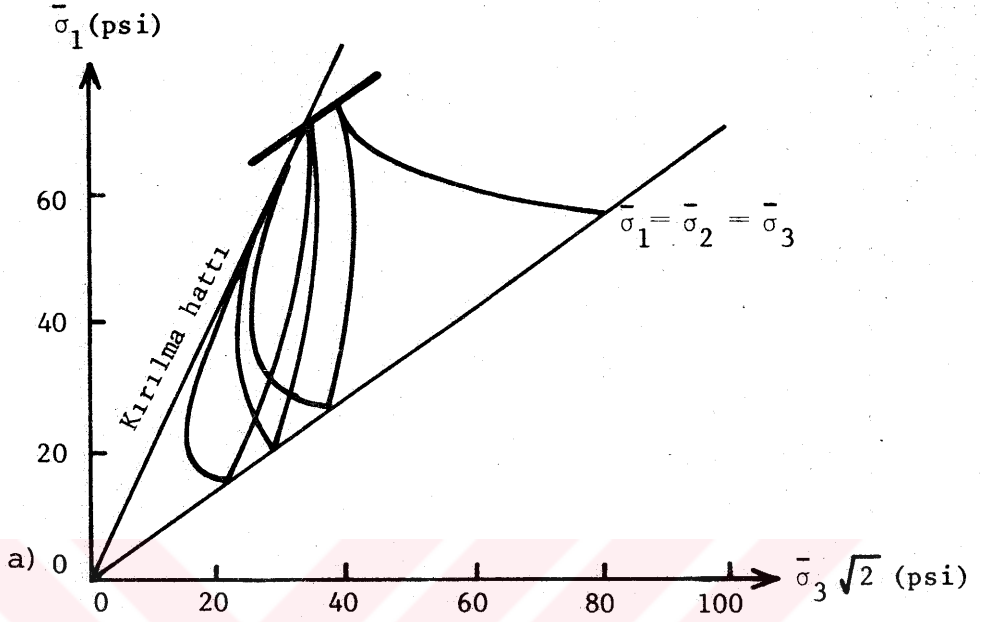
Dinamik yüklemenden sonra numuneyi statik olarak kesen araştırmacılar da benzer neticeler bulmuşlardır. Halter (25), Castro ve Christian (22), Taylor ve Bacchus (26), Andersen ve diğerleri (27), Brown (28) da ortak bir neticeye varmışlar ve dinamik yükleme sırasında numunede oluşan boşluk suyu basıncına bağlı olarak, giderek artan şiddetlerde aşırı konsolide zemin davranışı gözlemlendiğini belirtmişlerdir (Şekil 2.9).

Taylor ve Bacchus (26) aşırı konsolidasyonun meydana gelmesine yol açan ortalama basıncın düşmesinin sabit boşluk oranında oluştuğunu, normal halde ortalama efektif basınç düşüşlerinde olduğu gibi zeminde bir kabarma oluşmadığını söylemektedirler.

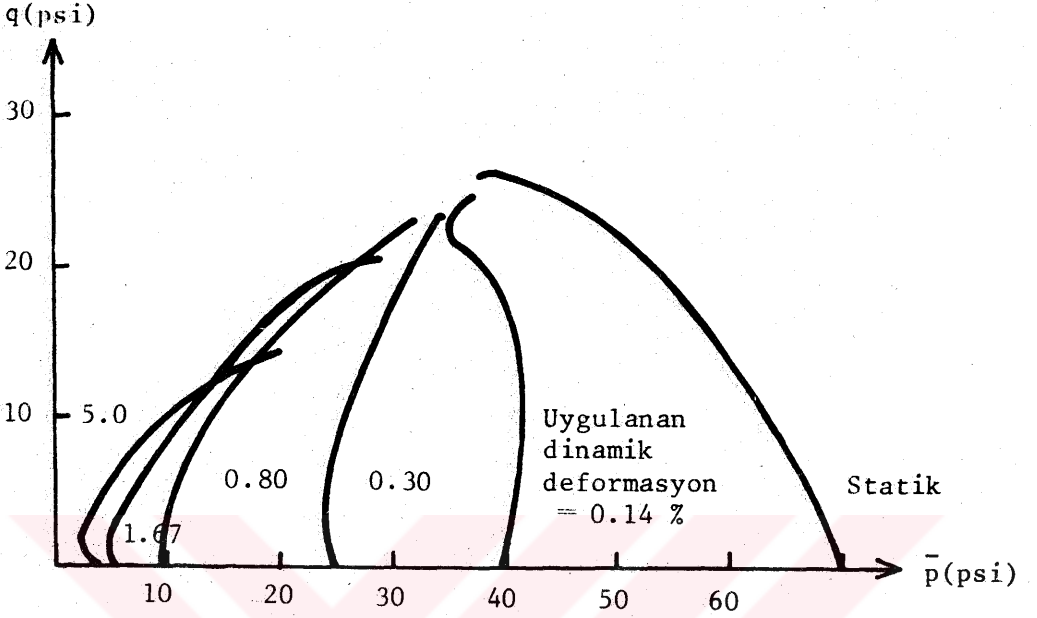
Buraya kadar kısaca özetlenenlerden de anlaşılacağı gibi dinamik yükler en belirgin olarak zeminde plastik deformasyonlara yol açmakta ve buna bağlı olarak artan boşluk suyu basıncı ise gerek numunenin davranış biçimini, yani gerilme izini değiştirmekte, gerekse zeminin mukavemeti üzerinde etkin rol oynamaktadır. Bu düşünceler, araştırmacıları dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basın-



Şekil 2.7. a) Aşırı konsolidasyon oranına bağlı olarak gerilme izinin değişmesi,
 b) Dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncına paralel olarak gerilme izinin değişmesi (23)



Şekil 2.8. Dinamik yükleme sırasındaki gerilme izleri:
 a) gerilme izinin kırılmaya ulaştığı durumda,
 b) boşluk suyu basınçlarının dengeye gelmesi hali (10)

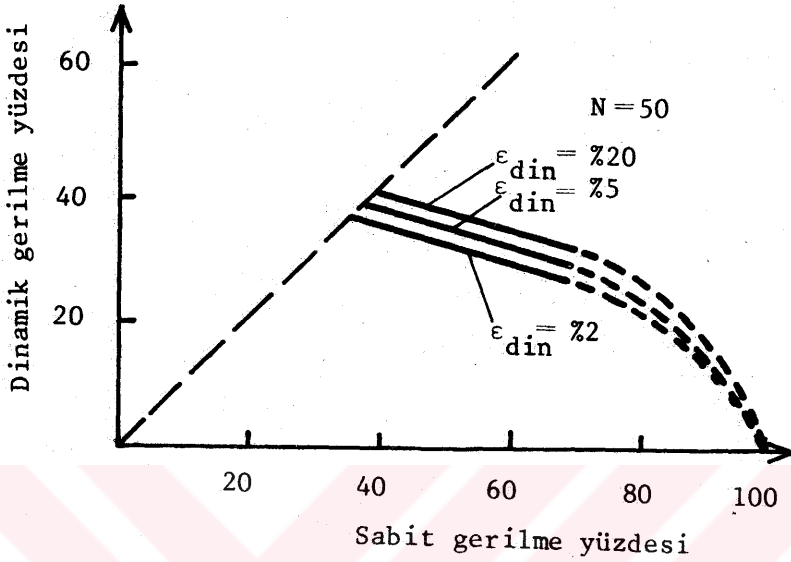


Şekil 2.9. Dinamik yüklemeden sonraki statik kesme sırasındaki gerilme izleri (26)

cının bir yorulma parametresi olarak seçilmesi fikrine götürmüştür. Bu parametre ile zemin davranışının yorumlanmasına geçmeden, dinamik boşluk suyu basıncının dış gerilmelere ne şekilde bağlı olduğu konusundaki verileri özetliyelim: Motherwell ve Wright (29) dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı veya buna eş değer olan plastik deformasyonların numuneye uygulanan sabit ve dinamik yüke bağlı olduğunu belirtmişlerdir (Şekil 2.10).

N G I yaptığı araştırmada (30) meydana gelecek plastik deformasyonun dinamik gerilmenin numuneye ilk tatbiki sırasında uygulanmış olan efektif dinamik ve efektif sabit basınca bağlı olduğunu belirtmekte ve bu ifadeyi 7 numaralı formül ile ifade etmektedir:

$$R_p = SLc_{1,0} \sqrt[6]{SLp_{1,0}} \quad (2.7)$$



Şekil 2.10. Dış yüklere bağlı olarak oluşan plastik deformasyonlar (29)

Burada $R =$ plastik deformasyon

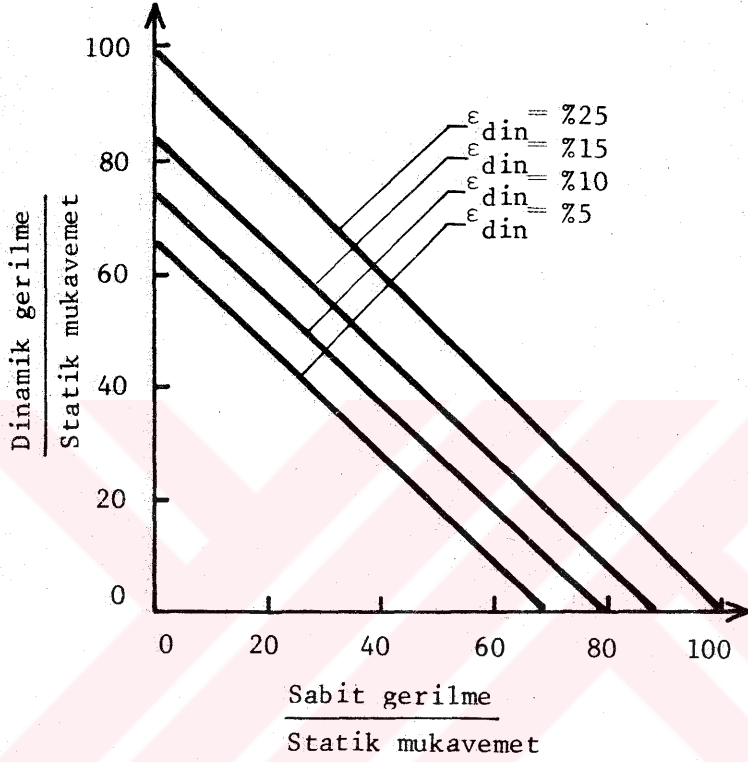
$SLC_{1,0} = P$ ilk tekrardaki efektif dinamik gerilme yüzdesi,

$SLP_{1,0} =$ ilk tekrardaki efektif statik gerilme yüzdesidir.

Seed ve Chan (13) de belirli sayıdaki tekrarda belirli miktarda deformasyon oluşması için gerekli dış gerilmeleri araştırmış ve Şekil 2.11 de gösterilen neticeye varmıştır.

Meimon ve Hicher (31) de her sabit gerilme seviyesi için kırılmaya yol açan bir dinamik gerilme genliği vardır demek ve artan sabit gerilme şiddeti ile kırılmaya yol açan dinamik gerilmenin azaldığını belirtmektedir.

Bir paragraf önce de belirttiğimiz gibi son yıllarda teorik modeller üzerinde çalışan bazı araştırmacılar, dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncını bir yorulma parametresi olarak seçmektedirler. Sarma ve Jennings (32) boşluk suyu basıncını bir parametre olarak göstermekte ve değişimini



Şekil 2.11. Dış yüklere bağlı olarak 100 tekrarda oluşan plastik deformasyon miktarları (13)

$$u = A_n \Delta \sigma_1 / 2 \quad (2.8)$$

formülü ile vermektedir. A_n fonksiyonu ise

$$\sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta \log N \quad (2.9)$$

şeklindedir. 9 numaralı formülde A_1 : ilk tekrara tekabül eden eden parametre, β : bir zemin sabiti ve N tekrar sayısıdır.

Van Eekelen ve Potts (33) da dinamik yükleme sırasında meydana gelen boşluk suyu basıncını bir yorulma parametresi

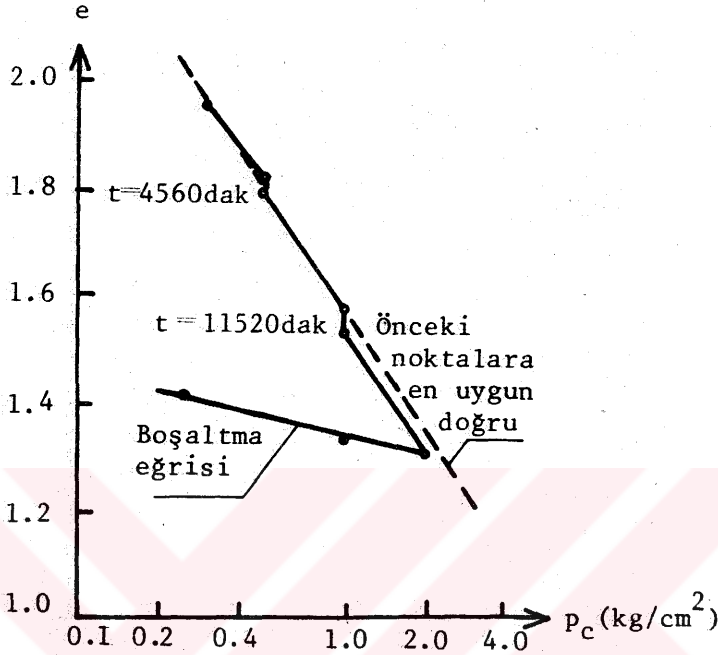
olarak kabul etmekte ve tekrar sayısı ile artışını 2.10 ve 2.11 numaralı formüllerle vermektedir. Üç eksenli deneyler için bu formüller şu şekilde yazılabilir.

$$\frac{du}{dN} = A \exp \left(\frac{q_c/q_f}{B} \right) ; \frac{q_c}{q_f} > C \quad \text{için} \quad (2.10)$$

$$\frac{du}{dN} = 0 ; \frac{q_c}{q_f} < C \quad \text{için} \quad (2.11)$$

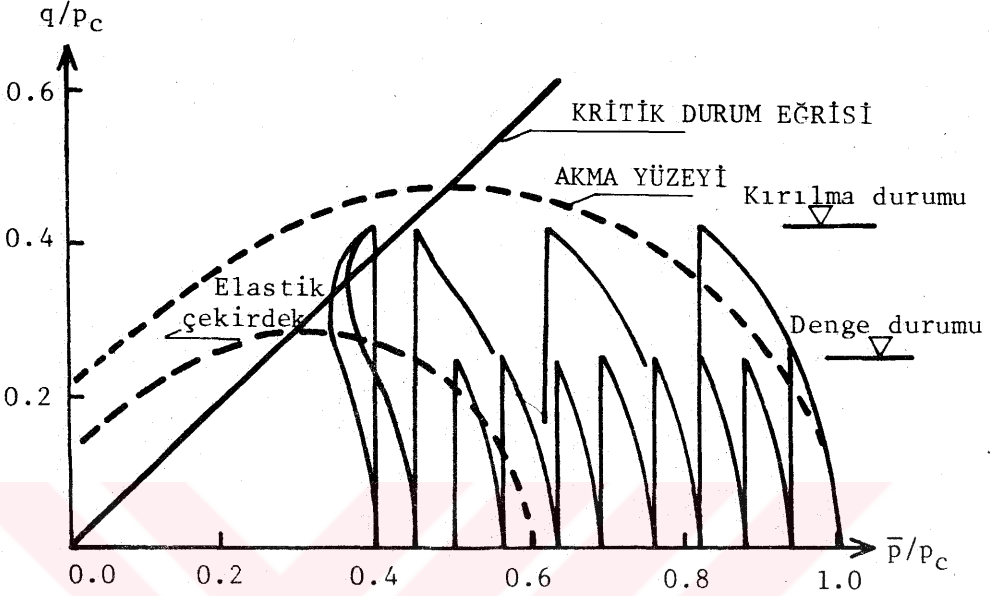
Burada q_c = uygulanan tekrarlı gerilme; q_f zeminin statik mukavemeti A, B ve C ise zemin sabitleridir. Aynı araştırmacılar bir başka makalelerinde (34) tekrarlı gerilme uygulamasının zeminin kırıldığı kritik durum eğrisini değiştirmedigini ancak dinamik yüklemeden sonra zeminin taşıyabileceği maksimum kayma gerilmesinin azalacağını ileri sürmekte ve bunu $v - \ln p$ düzlemindeki normal konsolidasyon doğrusunun yer değiştirip Kritik Durum Eğrisine yaklaşmasına, yani v_λ in küçülmesine bağlamaktadırlar. Kavazanjian (35) da bu yaklaşıma paralel bir deney sonucu vermekte ve krip deformasyonu meydana gelmesi ile normal konsolidasyon eğrisinin yer değiştirdiğini ve v_λ in küçüldüğünü belirtmektedir (Şekil 2.12).

Carter ve Wroth (36) dinamik yükleme için bir zemin modeli geliştirmişler ve ödometre deneylerinde tekrarlı yükleme ile meydana gelen hacim küçülmesini bir yoğunlaşma parametresi ile tariflemişlerdir. Drenajsız dinamik üç eksenli deneyde ilk yüklemeyi takip eden boşaltmada numunenin akma yüzeyinin, ödometrede tanımlanan yoğunlaşma parametresinin değerine bağlı olarak küçüldüğünü ve bu işlemin yükün her boşaltılmasında tekrarlandığını belirtmektedir. Kayma yüzeyinin küçülmesi, normal konsolidasyon eğrisinin v_λ değerinin küçülmesi anlamına gelmektedir. Bu modelde de numune tekrarlı gerilmeler altında mutlaka Kritik Durum Eğrisine ulaşmaktadır.



Şekil 2.12. Zamana bağlı olarak nihai oturma-basınç diyagramının değişmesi (35)

Dinamik yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basıncını yorulma parametresi olarak kabul eden modellerin en büyük eksikliği, boşluk suyunun tekrar sayısı ile sürekli arttığını varsaymalarıdır. Oysa Scott (37) zeminlerdeki dinamik yüklemelerden dolayı oluşan boşluk suyu basıncı artışının dengeye geldiğini belirtmekte ve bunu şöyle izah etmektedir: Mikro ölçekteki gerilmelerin süreksizliği yüzünden dinamik yükleme zeminde ilave deformasyon ve boşluk suyu basıncı doğurur. Fakat münferit danecikler stabil konumlara kavuştukça ilave deformasyon ve boşluk suyu basıncındaki artış hızı azalır ve sıfıra yaklaşır. Dafalias ve Herrmann (38) da yaptıkları model çalışmasında bu hususa yer vermekte ve $\bar{p}$ - q düzleminde akma sınırından başka bir de elastik çekirdeğin mevcut olması ihtimalini ve bu elastik çekirdek içine giren gerilme izlerinin denge durumuna gelebileceğini ileri sürmektedirler (Şekil 2.13).

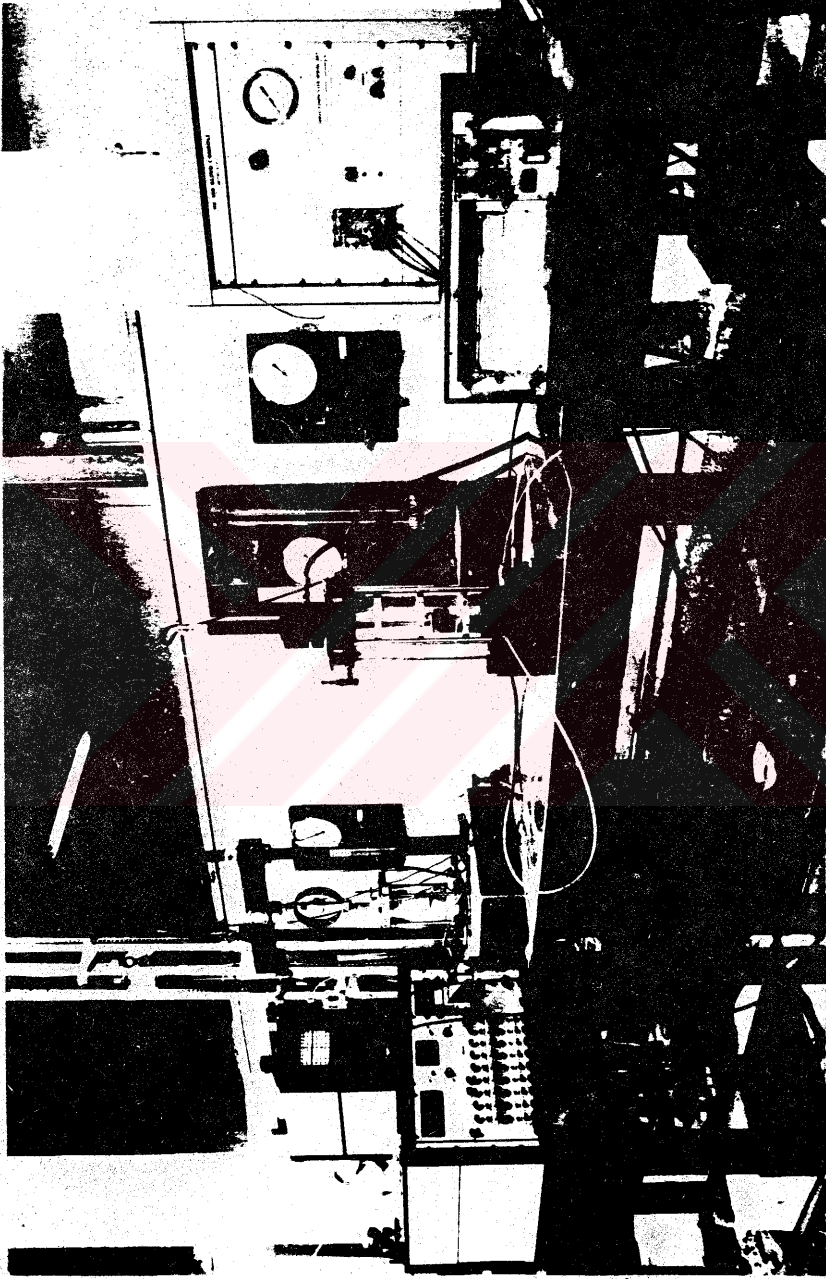


Şekil 2.13. $\bar{p}$ - q düzleminde dengeye ulaşan ve kırılmaya yol açan durumlardaki gerilme izleri (38)

Aşırı konsolide killerin dinamik yük altındaki kısa süreli stabiliteeleri bir çok araştırmacının yanı sıra İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında da araştırılmıştır (Özüdoğru (39), Toğrol (40), Güler (41)).

Andersen ve diğerleri (42), killerin dinamik yüklemeden sonraki uzun süreli stabilitesini inceleyen deneyler yapmıştır. En az killere üzerinde yapılan deney kadar, belki de daha fazla deney kumlar üzerinde yapılmış ve kumların sıvılaşma potansiyelleri incelenmiştir (43, 44).

Dinamik yüklemenin frekansı da araştırmacılar arasında tam fikir birliğine varılamamış bir konu olmakla birlikte bir çok araştırmacı deney frekansının çok önemli bir parametre olmadığını belirtmekte ve Silver (45) 1 Hz'lik bir frekansı standart deney frekansı olarak seçmenin uygun olacağını belirtmektedir.



Fotoğraf 3.1. Dinamik ve statik üç eksenli deney düzenleri ile ölçü aletlerinin toplu görünüşü

BÖLÜM 3

M E T O T

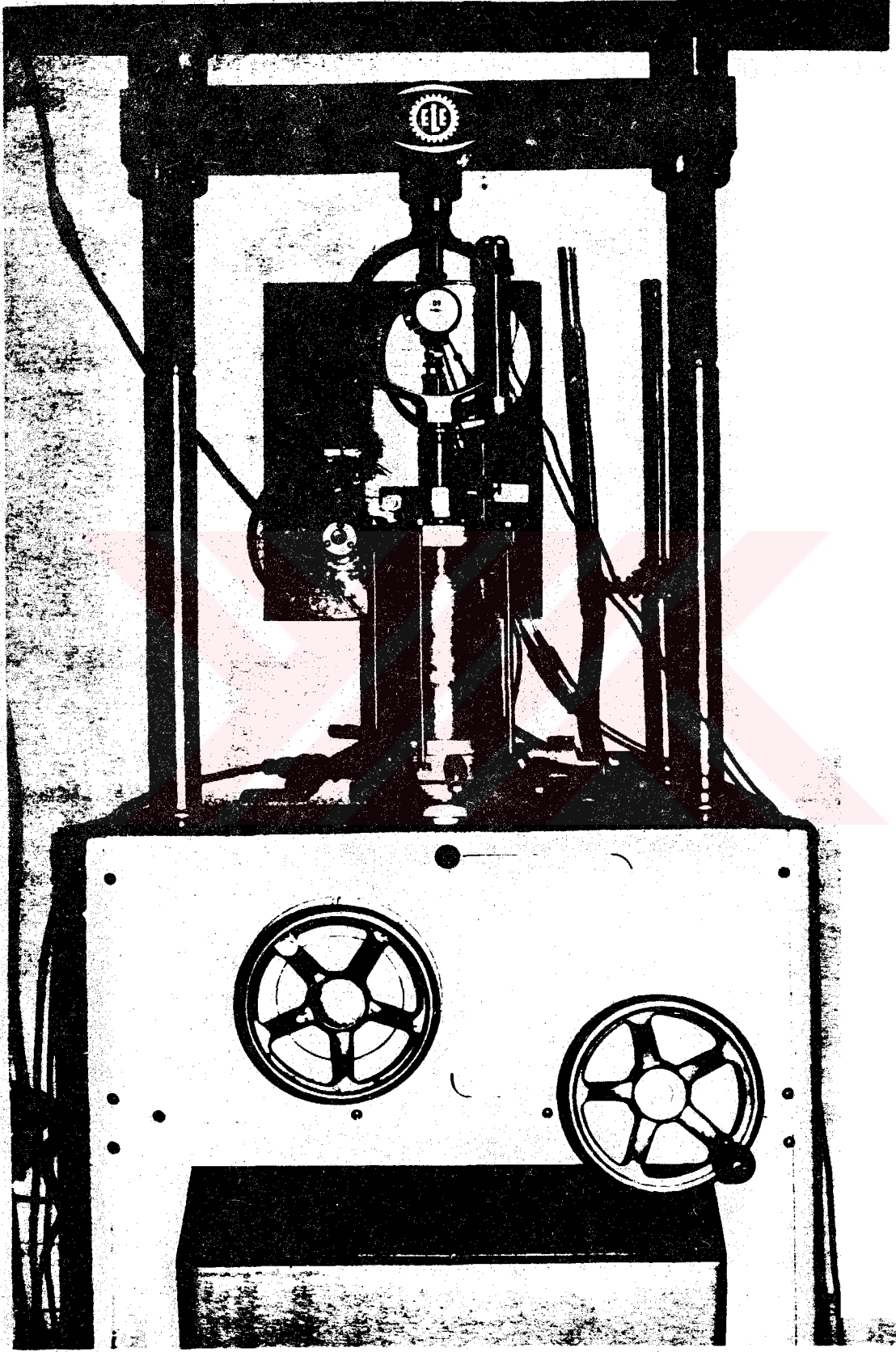
3.1. ALET

3.1.1. Üç eksenli deney aleti

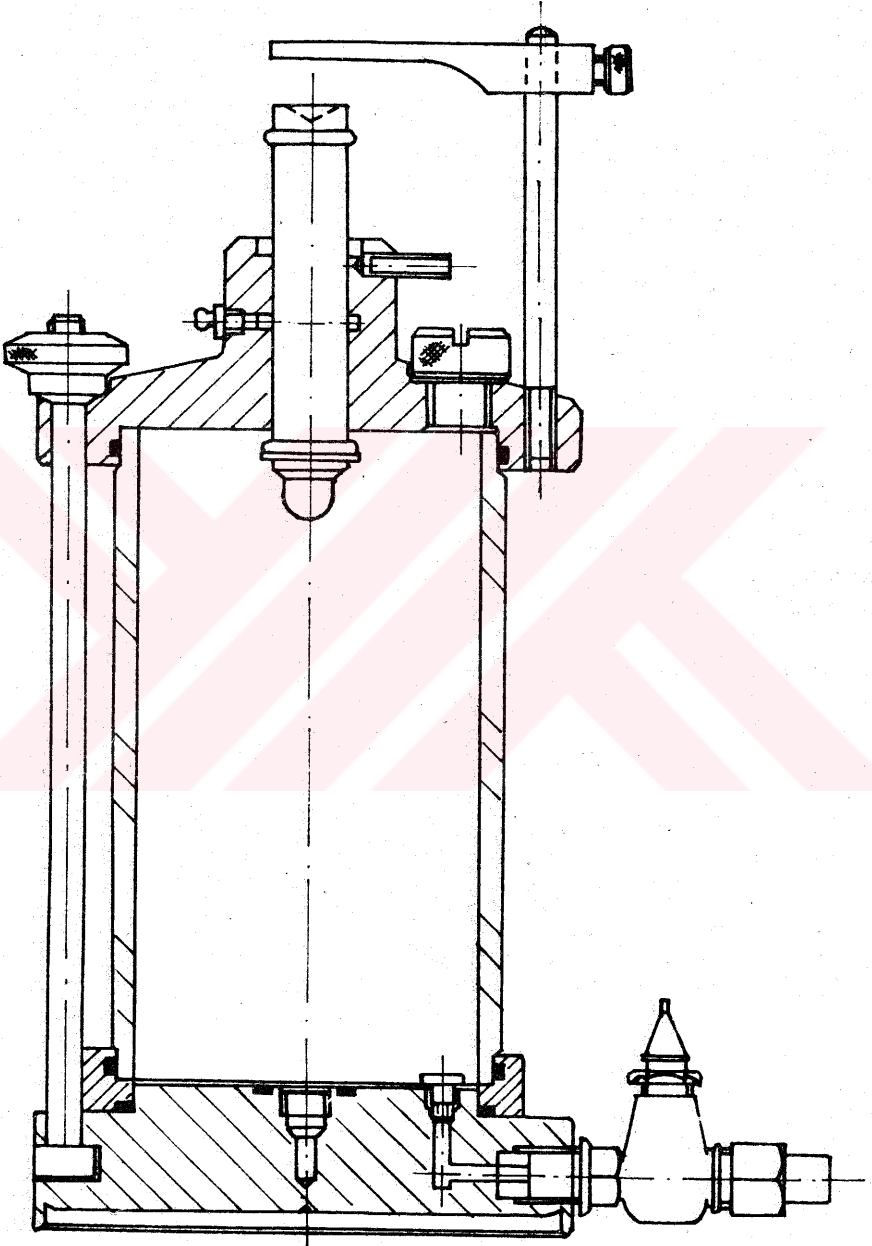
Klasik üç eksenli deney aleti, deformasyon kontrollü olup numunelerin statik yüklemedeki özelliklerinin tespitinde kullanılmıştır (Fotoğraf 3.2). Başlıca iki kısımdan ibarettir: (1) Numune hücresi, (2) Eksenel yükleme düzeni.

3.1.1.1. Numune hücresi

Hücre alüminyum bir taban ile üstüne oturtulan başlıktan ibarettir. Bu başlığın dairesel tavanı yine alüminyumdan, silindirik yan duvarları perspektsten imal edilmiştir (Şekil 3.1). Taban levhasının merkezinde bulunan vida yatağına, ortası su bağlantısı sağlamak için delik olan silindirik numune kaidesi vidalanır. Numune kaidesinin değiştirilebilir olması, değişik çaptaki numuneler için değişik çapta kaideler vidalanabilmesini mümkün kılmak içindir. Ancak bu avantajına karşı bir izolasyon sorunu çıkarmaktadır. Numune içerisine giden delik ile hücre basıncı veren suyun izolasyonu alt taban ile kaide arasına yerleştirilmiş bir lastik halka ile sağlanmaktadır. Bu lastik halkanın fazla basılmamış olmasına ve oturduğu yüzeylerin temiz olmasına dikkat etmek gerekmektedir. Lastiğin oturduğu yatak ve çevresi ilave bir tedbir olarak bol silikon gres



Fotoğraf 3.2. Klasik üç eksenli deney aleti



Şekil 3.1. Statik deneylerde kullanılan üç eksenli hücresinin kesidi

ile doldurulmalıdır. Hücrenin alt tabanında dışarısı ile irtibat sağlayan dört vidalı delik vardır. Bu deliklere açıp kapama sırasında hacim değişmesine yol açmıyan Klinger vanalar vidalanır. Bu vanalar ve plastik borular yolu ile su bağlantısı yapılır. Bu deliklerden ikisi hücre içine, ikisi numune kaidesine, yani zemin numunesinin içine açılır. Bu son iki delikten ters basınç vermek ve boşluk suyu basıncı ölçmekte yararlanılır. Hücre içine açılan deliklerin birinden hücre basıncı verilir. Diğer delik ise vidalıdır ve numunenin üzerine konulan üst başlığın zemin numunesi içine açılan deliği ile irtibatı sağlayan plastik boru, ucundaki vidalı bağlama sistemi ile buraya bağlanır. Bu bağlantı üst başlıktan drenaj yapılmasını mümkün kılar. Başlık parçasının ortasında yükleme çubuğunun yatağı vardır. Bu yatak, yükleme çubuğunun sürtünmesiz hareketini temin etmek için, içinde halka şeklinde yağlama hücresi bulunan bir deliktir. Yağlama haznesi dışarı ile irtibatlandırılmıştır. Böylece zaman zaman yatağa basınçla gres yağı basmak mümkün olmaktadır. Eksenel deformasyonların ölçümü için kullanılan deformasyon transdüktörü (LVDT) nin ayağının temas ettiği tablanın bağlandığı mil de başlık parçasına vidalanır.

3.1.1.2. Eksenel yükleme düzeni

Yükleme boyunduruğu, alet gövdesine yerleştirilmiş motor ve dişli kısımları ile yük ölçme ringinden ibarettir.

Eksenel yükleme düzeni deformasyon kontrollu olup birim zamanda verdiği deformasyon hızını ayarlamak için yedi konumlu bir vites kutusu mevcuttur. Hız domenini ayrıca aramile takılabilen farklı dişliler ile de zenginleştirilmiştir. Böylece 28 hız kademesinde yükleme hızını en fazla 4 mm/dak. ile en az 0.00005 mm/dak. arasında değiştirmek mümkündür. Elektrik motoruna yükleme ve boşaltma yaptırebilen iki yönlü bir anahtarla kumanda edilmektedir. Vidalı verenin çok fazla aşağıya gelip sıkışmasına veya çok yukarı çıkıp yerinden çıkmasına engel olmak için, her iki durumda da elektriği kesen bir otomatik mekanizma vardır. Vites kolu N konumuna getirildiğinde veren bir el çarkı ile hareket ettirilebilmektedir.

Yükleme boyunduruğunun altına yük ölçme ringi yerleştirilmiştir.

3.1.2. Dinamik üç eksenli deney aleti

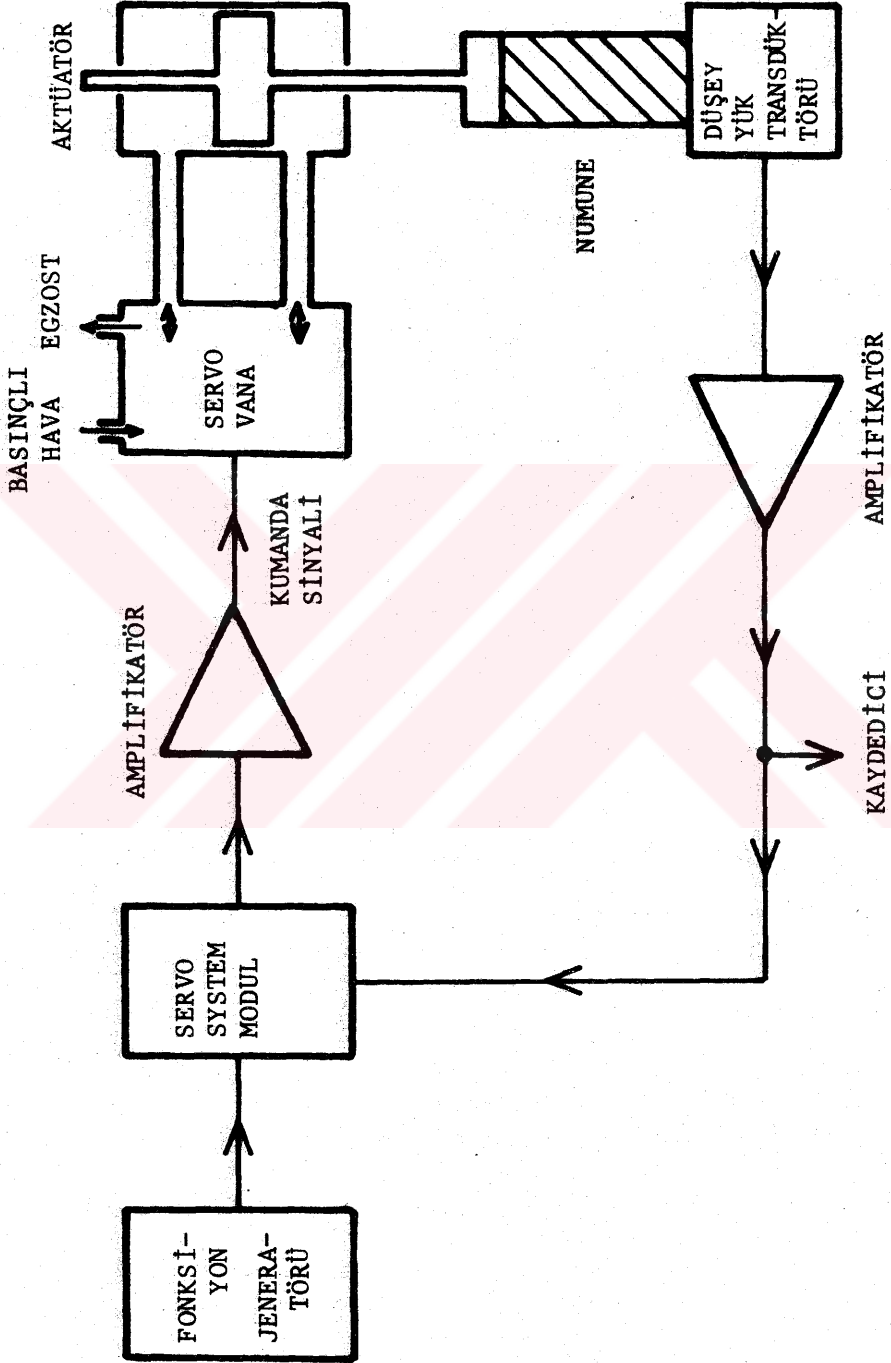
Başlıca üç kısımdan oluşmaktadır: Üç eksenli hücresi, yük-leme sistemi ve elektronik kumanda. Dışardan görünüş olarak bu üç esas unsur iki grupta toplanmıştır: Yük-leme kısmının elektriksel komutu hava basıncına dönüştüren ünitesi fotoğrafta sağ tarafta görülen kabin'e yerleştirilmiş, hava basıncını düşey yüke dönüştüren pnöm-atik aktüatör ise üç eksenli hücresinin üzerine monte edilmiştir (Fotoğraf 3.3), (Şekil 3.2).

3.1.2.1. Yük-leme sistemi

Bu sistem yukarıda da bahsedildiği gibi iki kısımdan ibarettir. Hava basıncını deviatör gerilmeye dönüştüren aktüatör, bir pistondan ibarettir (Şekil 3.3). Bu pistonun alt ucu direkt olarak yük-leme çubuğuna bağlanmaktadır. Bu piston sürtünmeyi önlemek amacı ile bilyalı bir yatak ile yataklanmıştır. Hücre basıncını veren sıvının aktüatör içine kaçmasını önlemek için yatağın içine araları 1 cm olan iki lastik halka yerleştirilmiştir. Anlaşılacağı üzere sistemde bir miktar sürtünme olması doğaldır, ancak ilerde anlatılacak özelliklerden dolayı deneylerin hassasiyeti bu sürtünmeden etkilenmemektedir. Pistonun alt ve üstünden olmak üzere iki hava girişi vardır, yani pistonu aşağıya veya yukarıya doğru istenilen kuvvetle itmek veya istenilen yerde durmasını sağlamak mümkündür. Pistonun alt ve üstüne gelen hava basıncını kumanda sinyali- ne göre ayarlayan alet solenoid servo vanadır. Bu vananın bir sabit seviyeli basınçlı hava girişi, birisi pistonun üzerine ve diğeri pistonun altına giden iki hava çıkışı ve bir egzost çıkışı vardır. Servo vana, kumanda ünitesinden gelen tek bir sinyal ve iki bobini vasıtasıyla pistonun alt ve üstüne giden hava basınçlarını ayarlar, böylece sinyalin emrettiği deviatör gerilmenin numuneye uygulanmasını sağlar.



Fotoğraf 3.3. Dinamik üç eksenli hücresi,elektronik komuta düzeni ve rekorder



Şekil 3.2. Dinamik üç eksenli deney aleti blok şeması

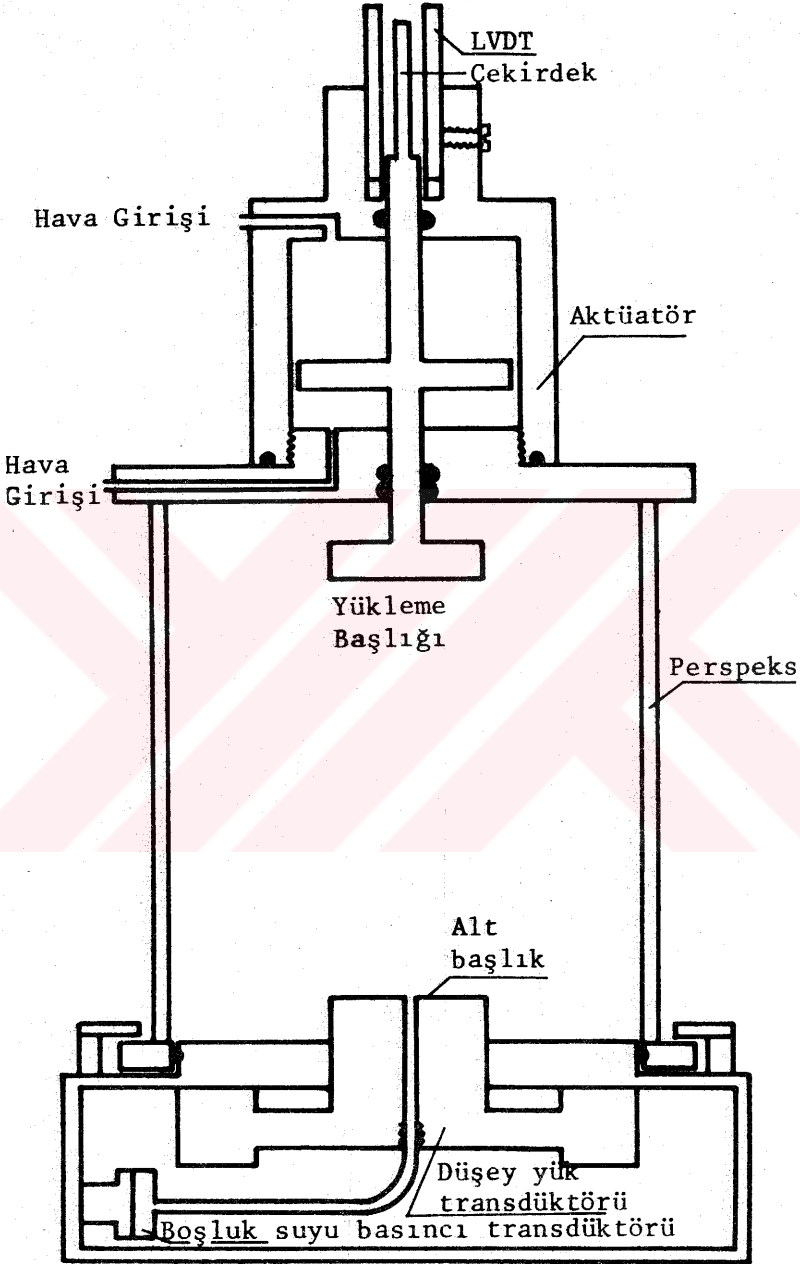
3.1.2.2. Üç eksenli hücresi

Dinamik üç eksenli hücresi de statik deneylerde kullanılan hücreye benzer olarak çelik bir taban ile üstüne oturtulan başlıktan ibarettir (Şekil 3.3.). Bu başlığın dairesel tavanı yine çelikten ve silindirik yan duvarları perspektsten imal edilmiştir. Çelik alt taban bir kutu şeklinde imal edilmiştir ve düşey gerilme transdüktörü ile boşluk suyu basıncı transdüktörü bu kutunun içersine yerleştirilmiştir. Hücre basıncının numune üzerine, dolayısı ile yük transdüktörüne yaptığı düşey basıncı dengelemek için yük transdüktörünün altına, düşey yüke eşit bir hava basıncı verilmektedir. Bu basıncın girişi ile hücre suyu giriş ve çıkışı da alt başlıktan yapılmaktadır. Boşluk suyu basıncı transdüktörü ile zeminin ilişkisi yine statik hücrede olduğu gibi silindirik numune kaidesinin ortasındaki delik ile sağlanır. Yine benzer olarak numune kaidesi taban levhasına bir vida ile vidalanır ve kaide ile taban arasına konulan bir lastik halka ile izole edilir. Numune üst başlığında boşluk suyu ile irtibat halinde bir delik vardır. Bu delik plastik bir boru ile taban bölümüne irtibatlandırılır. Dinamik deneylerde bu bağlantıdan drenaj amacı ile yararlanılır. Hücrenin tavanında hücre suyunun havasını alabilmek için bir musluk ve pünomatik aktüatörün bağlanabilmesini sağlamak için vidalı bir kısım vardır. Numunenin yaptığı düşey yer değiştirmenin ölçülmesinde kullanılan LVDT, pünomatik aktüatörün üstüne bağlanmıştır ve ölçme ayağı pünomatik aktüatörün pistonunun üstü ile bir vida yardımı ile irtibatlandırılmıştır.

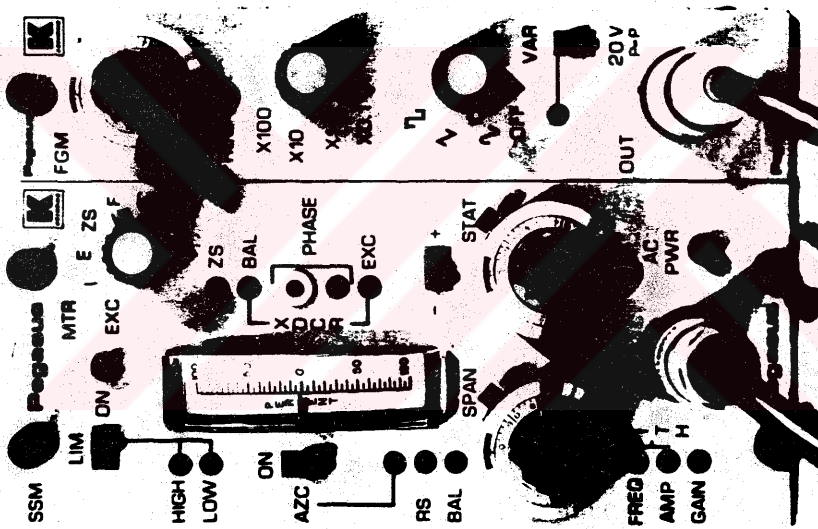
3.1.2.3. Elektronik komuta sistemi

Elektronik komuta sisteminin merkezi Servo System Modul (SSM) denilen bir ünedir (Fotoğraf 3.4). Bu ünite topladığı bilgileri işleyerek sonuç olarak solenoid servo vananın kumanda sinyalini üretir. Kumanda sinyalini ayarlarken şu kaynaklardan aldığı mesajlardan faydalanır:

(a) Fonksiyon jeneratörü: Bu ünite sinüs eğrisi, üçgen veya dikdörtgen şeklinde periyodik fonksiyonlar üretebilen



Şekil 3.3. Dinamik deneylerde kullanılan üç eksenli hücresinin kesidi



Fotograf 3.4. Elektronik komuta sistemi

bir ünitedir. Bu fonksiyonların çıkış genliği 5 mVpp ile 20 Vpp arasında ayarlanabileceği gibi 20 Vpp-fix olarak da seçilebilir (bizim deneylerimizde 20 Vpp-fix çıkış seçilmiştir). Peryodik fonksiyonların frekansı 0.1 Hz ile 1.1 KHz arasındaki kesintisiz her değer olarak seçilebilir.

(b) Düşey yük transdüktörü: Bu transdüktör deviatörük yükün değerini elektrik gerilimi cinsine dönüştürür, böylece fonksiyon jeneratörünün ürettiği ve bizim uygulanmasını istediğimiz fonksiyon ile kıyaslama olanağı doğar. Düşey yük transdüktörünün verdiği değer o anda uygulanmakta olan deviatörük yükü verir. Bu sinyale geri besleme (Feedbaek) sinyali adı verilir.

(c) "Span" ve "Stat" potansiyometreleri: Bu potansiyometreler SSM'in içine monte edilmişlerdir. "Span" potansiyometresi fonksiyon jeneratöründen gelen işaretin genliğini ayarlar. "Stat" potansiyometresi ise periyodik fonksiyon ile cebirsel olarak toplanacak sabit potansiyelin değerini belirler. İşte SSM ünitesi fonksiyon jeneratöründen gelen sinyalin genliğini "Span" potansiyometresi ile ayarlar, buna "Stat" potansiyometresi ile seviyesi belirlenmiş sabit potansiyeli cebirsel olarak toplar, bu toplamı, düşey yük transdüktöründen gelen sinyal ile, yani uygulanması gereken deviatörük yük ile mevcut deviatörük yükü, mukayese eder ve mevcut durumu istenilene uyduracak şekilde bir komutu solenoid servo vanaya göndermek üzere oluşturur. Bu tür sistemlere genelde geri beslemeli sistemler denilmektedir.

Sistemin optimum verimle çalışabilmesi için geri besleme sinyali ile fonksiyon jeneratörünün ürettiği sinyal arasında 90 derece faz farkı olması gerekmektedir. İşte bu duruma ulaşabilmek için SSM ünitesinin zaman zaman optimize edilmesi gerekmektedir. Bunun sağlanması şu şekilde yapılır: Fonksiyon jeneratörünün çıkışı bir osiloskopun düşey girişine, düşey yük transdüktörünün çıkışı ise osiloskopun yatay girişine bağlanır. 90 derecelik faz farkının elde edildiği, ekranda görülen lisajyo eğrisinin tam bir daire oluşturması ile anlaşılır. Bu dairenin elde edilebilmesi ve değişik şartlarda stabilitesini koruyabilmesi

için SSM ünitesinin çeşitli kontrol merkezlerini ayarlamak gerekir. Bu kontrol merkezlerini şöyle sıralayabiliriz: SSM'in tüm çevrim kazancını ayarlayan "Gain" in ayarı; Bütün sistemin sıfır kaymasını otomatik olarak dengeleyen "Automatic Zero Control"un ayarı; Yük transdüktörünün çıkış işaretinin sıfırını kaydıran "Zero Supression" un ayarı; otomatik kontrol çevriminin verimini sağlamak için kumanda ve geri besleme birleşik işaretini ayarlayan "Rate Stabilization" ın ayarı; sistemin herhangi bir sıfır kaymasını dengeleyen "Balance"ın ayarı.

Bunların yanısıra SSM modülü seçilebilecek dört değişkenden birinin deney boyunca belli alt ve üst limitleri aşmasını sağlar. Seçtiğimiz limitlerin aşılması halinde SSM ünitesi bizim isteğimize göre ya limitin aşıldığını belirtmekle yetinir veya servo vanaya gönderdiği periyodik sinyali keser. Bizim deneylerimizde düşey yük, limitleri ayarlanabilen değişken olarak seçilmiş, böylece numuneye herhangi bir sebeple bizim seçtiğimiz limitleri aşan bir yükün uygulanması önlenmiştir.

Yukarıda yükleme çubuğu ile yatağı arasındaki sürtünmenin deney hassasiyetini etkilemediğini söylemiştik. Düşey yük numunenin altından ölçüldüğü için gerçekten yükleme çubuğunun sürtünme ile kaybettiği yükün bir önemi yoktur. Ancak yine de aşırı sürtünmenin doğurabileceği birtakım tutuklukları önlemek ve yükleme sisteminin kumandaya tam cevap verebilmesini sağlamak için SSM ünitesine bir devre daha ilave edilmiştir. Bu devre Dither devresidir. Bu devrenin amacı yüksek frekanslı ve düşük amplitüdlü periyodik bir fonksiyon üretmektir. Üretilen titreşimin frekans ve amplitüdü sürtünmeyi minimum kılacak şekilde ayarlanabilir. SSM ünitesi bu fonksiyonu esas yükleme fonksiyonunun üzerine bindirir, yani esas fonksiyonun şeklini bozmadan bu küçük genlikli ve yüksek frekanslı fonksiyonu ilave eder. Bunun amacı yükleme çubuğu ile yatağı arasındaki sürtünme değerini statik sürtünmeden dinamik sürtünmeye indirmektir. Bilindiği gibi dinamik sürtünme katsayısı daima statik sürtünme katsayısından küçüktür.

3.1.3. Ölçü sistemleri

Bütün deneylerde elektrikli ölçü sistemleri kullanılmıştır. Elektrikli ölçü sistemleri başlıca üç kısımdan oluşur: (1) Mekanik büyüklükleri elektrik büyüklüklere çeviren transdüktörler; (2) Bu büyüklüklerin ölçülebilmesi için gerekli işlemleri yapan sinyal derleme modülleri ve (3) Bu değerleri analog veya dijital olarak kaydeden kaydediciler.

3.1.3.1. Transdüktörler

Deneylerimizde kullanılan transdüktörleri kısaca tanımlayalım: Statik deneylerde deformasyon ölçümü dc/dc tipi LVDT'ler ile yapılmıştır. Yani bu transdüktörlerin hem besleme akımları, hem de çıkışları doğru akım şeklindedir. ± 2.5 cm ölçme kapasitesi vardır. Deformasyon transdüktörleri genel olarak biri primer (endükliden) diğeri sekonder (endüklilen) iki bobinden ve deformasyon ile yerini değiştiren bir çekirdekten ibarettir. Çekirdeğin yeri değişince bobinlerin selfi değişmekte ve bu yüzden sekonder bobinde oluşan gerilim farklılık göstermektedir.

Statik deneylerde yük ölçümü normal bir yük halkası ile yapılmıştır. Ancak halkanın içine komperatöre paralel olarak küçük deformasyonlar için özel olarak yapılmış bir LVDT yerleştirilmiş, böylece yük değerlerini elektrik cinsinden elde etmek mümkün olmuştur. Bunun yararı sistemin homojenliğini sağlamak ve hassaslığını arttırmaktır.

Statik deneylerde boşluk suyu basıncı ölçümü bir gerilim transdüktörü ile yapılmıştır. Bu transdüktörde elastik bir diyafram vardır. Diyafram üzerine deformasyon ile direncinin değerini değiştiren dirençler, "Strain gage" ler bir Wheatstone köprüsü teşkil edecek şekilde yapıştırılır. Bu tip transdüktörlerde diyaframın deformasyon yapması ile "Strain gage" ler direnç değiştirir ve Wheatstone köprüsünün besleme gerilimi verilen uçlarının dışında kalan iki ucu arasında bir potansiyel farkı oluşur.

Dinamik deneylerde kullanılan LVDT ac/dc tipi deformasyon transdüktörüdür. Besleme 25 kHz lik bir alternatif akımla

yapılmakta, çıkış ise doğru akım olarak alınmaktadır. Çalışma prensibi statik deneyde kullanılan transdüktörün aynısıdır. Bunun da ölçme kapasitesi ± 2.5 cm dir.

Dinamik deneyde kullanılan düşey yük transdüktörü boşluk suyu basıncı transdüktörü ile aynı çalışma prensibine sahiptir. Çıkışında amplifikatör devresi yoktur. Elastik diyaframa, düşey yük gelen yönün tersi yönde hava basıncı vermek mümkündür. Bu sayede hücre basıncının meydana getirdiği yük dengelenebilmektedir.

Dinamik deneylerde kullanılan boşluk suyu basıncı transdüktörü statik deneyde kullanılan boşluk suyu basıncı transdüktörü ile aynı özelliklere sahiptir.

Rowe hücresinde (Rowe hücresi için numune hazırlama aletleri kısmına bakınız) kullanılan boşluk suyu basıncı transdüktörü diğer boşluk suyu basıncı transdüktörleri ile aynı özelliktedir, yalnız çıkışında amplifikatör devresi yoktur.

3.1.3.2. Sinyal derleme modülleri

Herbir transdüktör için bu modüllerden bir adet gereklidir. Bunlar hem transdüktörün ihtiyacı olan besleme enerjisini sağlarlar, hem de çıkış sinyalini okuma için hazırlarlar. Okuma cihazının kapasitesini tam kullanabilmek için transdüktörün ölçeceği maksimum büyüklük, okuma cihazının okuyabileceği maksimum voltaja karşı gelecek şekilde şiddetlen-dirme yapılır. Böylece hassasiyet en yüksek seviyeye çıkarılır. Transdüktörün mekanik sıfırında sıfır voltaj okunabilmesi de sinyal derleme modülü yardımcılığı ile sağlanabilir.

3.1.3.3. Ölçme sistemleri

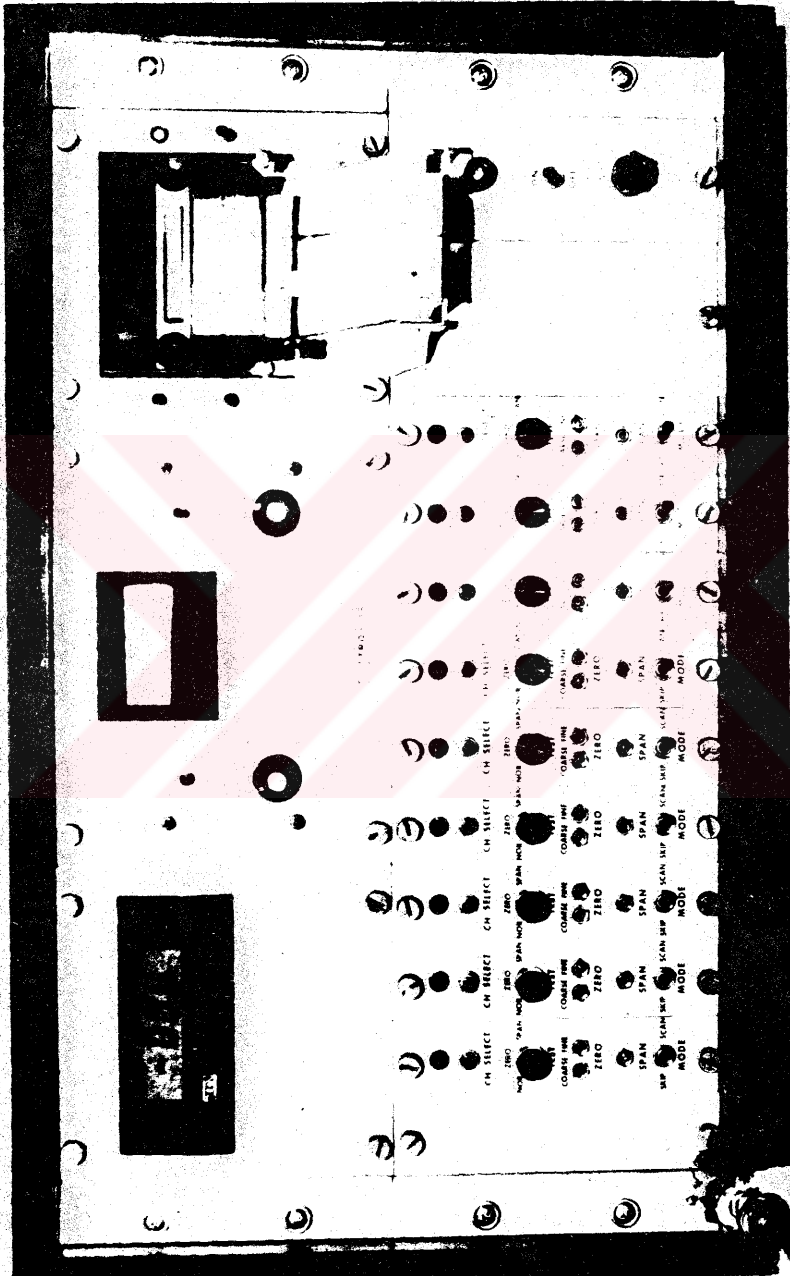
Deneylerimizde biri iki kanallı iki adet analog kaydedici, "Rekorder" ile dokuz kanallı bir dijital basıcı, "Printer" kullanılmıştır. Dinamik deneyler sırasında düşey yük ve düşey deformasyon iki kanallı kaydediciye bağlanmıştır. İki kanallı bu dik yazıcı 0.02 mV/cm ila 8 V/cm arasındaki hassasiyetlerde çalışabilir. Kağıt genişliği 25 cm dir.

Deney başında sıfırlama mV-V/"0" anahtarı "0" durumuna getirilerek yapılır. Anahtar mV-V durumuna getirilince alet kaydetmeye hazırdır. Kağıt ilerleme hızı 0.5 ila 500 mm/dak arasında ayarlanabilir.

Dinamik deney sırasındaki boşluk suyu basıncı değerleri ise tek kanallı kaydedici ile kaydedilmiştir. Bu tek kanallı kaydedici 0.025 mV/cm ila 5 V/cm arasındaki hassasiyetlerde çalışabilir. Kağıt genişliği 20 cm dir. Aletin sıfırının belirli miktarda kesintisiz olarak kaydırmak mümkündür. Ayrıca kağıt genişliğinin 1,2,3 veya 4 misli potansiyel farkı bir düğme ile başlangıç potansiyeli olarak seçilebilir. Kağıt yürüme hızı 600 mm/dak ila 30 mm/saat değerleri arasında ayarlanabilir. Dinamik deneyi takip eden statik kesme sırasında ve statik deneyler sırasında 9 kanallı basıcı kullanılmıştır (Fotoğraf 3.5). Bu basıcı başlıca dört ana bölümden oluşmaktadır:

(a) Dokuz adet sinyal derleme modülü, ki bunların görevi yukarıda anlatılmıştı. Bu kanalların her birinde ayrıca, kanalların okuma için taranması sırasında hangi kanalın değerinin basılacağı, hangi kanalın değerinin ise atlanacağına belirlenebilmesi için bir tara/atla şalteri vardır. Basıcı bu şalteri tara durumunda bulunan kanalların sahip olduğu değerleri kaydeder, bu şalteri atla durumunda olan kanalları kaydetmez.

(b) Elektronik saat: Bu ünitenin görevi üzerindeki start düğmesine basıldığı andan itibaren geçen süreyi tesbit etmek ve dijital olarak göstermektir. Aynı zamanda üzerindeki şalterler yardımı ile seçilebilen zaman aralıkları ile tarama ve basma komutları gönderir. Bu zaman aralığı $0.001h = 3.6 \text{ sn}$ ila 5 saat arasında ve dilerse $\ln$ zaman veya $(\text{zaman})^{1/2}$ olarak seçilebilir. Bas komutu verildiği anda bütün kanalların taşıdığı değerler dondurulur ve sonra sırası ile zaman ve taranacak kanalların değerleri basılır, sonra bu kanallar bir dahaki okumaya kadar transdüktörlerden gelen değerleri almak üzere serbest bırakılırlar. Bu özellik sayesinde bir $t = t_0$ anına ait farklı kanallardaki değerlerin okunma ve basılmaları arasındaki



Fotograf 3.5. Basic "Printer"

sürede değerlerde meydana gelebilecek değişimler önlenmiş olur.

(c) Basıcı, "Printer": Bu ünite bas komutu geldiğinde taranacak kanallardaki değerleri ve bu değeri taşıyan kanalın numarasını basar. Zaman'ın kanal numarası sıfırdır. Basıcı farklı renkli mürekkeple sol tarafa kanal numarasını, sağ tarafa da o kanalın taşıdığı değeri basar, şerit halindeki kağıdı bir satır ilerletir ve taranması gerekip de en küçük kanal numarasını taşıyan kanalın yine kanal numarası ve değerini basar ve kağıdı bir satır ilerletir. Bu işlem taranacak en büyük kanal numaralı kanalın numarası ve değeri kaydedilinceye kadar sürer. Son kanal kaydedildikten sonra, o grup datayı diğerlerinden ayırmak için basıcı bir satır boş bırakır ve saat ünitesinden gelecek yeni bas komutu gelinceye kadar durur.

(d) Sayısal gösterge modülü: Bu ünite kanalların sahip oldukları değerleri teker teker fakat sürekli olarak gözleyebilmeyi sağlar. Elektronik saat ünitesinin üzerinde bulunan Otomatik/manuel şalteri manuel vaziyetine getirilip, her kanalın modülünün üzerinde bulunan seçme "Select" düğmesine basılırsa, seçme düğmesi basılı olan kanalın değeri bu modülden sürekli olarak izlenebilir.

3.1.4. Numune hazırlama aletleri

Deneylerimizde kullanılan üç eksenli deney numuneleri çamurdan konsolide edilme suretiyle hazırlanmıştır. Bunun için şu üç alet kullanılmıştır: Zeminle suyu tam bir çamur haline getirmek için karıştırıcı; Zemini kendini tutabilecek bir su kıvamına kadar homojen olarak konsolide etmek için Rowe konsolidasyon hücresi, ve izotropik konsolidasyon için üç eksenli hücreleri.

Numune karıştırıcı: Rowe hücresine konulacak çamuru bir seferde karıştırabilecek hacimde; Teknesi ve karıştırıcı kolları tam karıştırmayı sağlayabilmek için özel olarak şekillendirilmiş bir karıştırıcıdır. Karıştırıcı kollar

tamamen çamur içersinde kaldığı için zemin içersinde hava kabarcıkları meydana getirmemektedir.

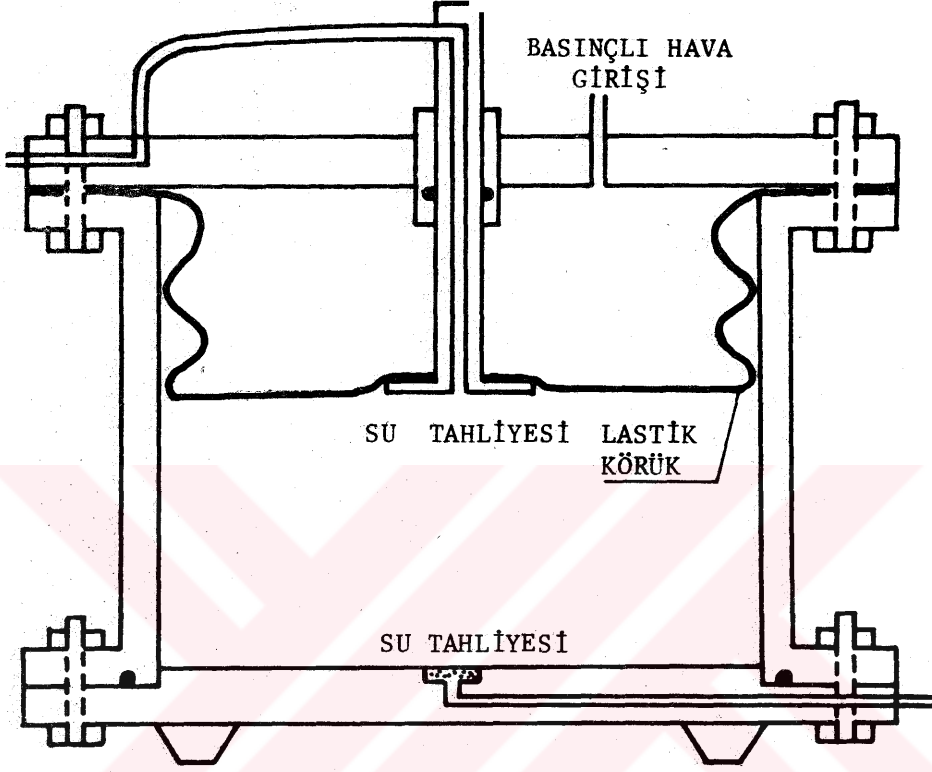
Rowe konsolidasyon hücresi: Bu hücre Rowe tarafından geliştirilmiş bir ödometredir (46) (Fotoğraf 3.6) (Şekil 3.4).

Normal ödometrelerden temel farkı düşey yükü ağırlık olarak değil, basınç olarak vermesi ve yükleme plakasının rijit değil fleksibl olmasıdır. Bu iki özelliğin getirdiği üstünlükleri şöyle sıralayabiliriz: Ödometrelerde numunenin alanı büyüdükçe, üzerine konması gereken ölü yük ağırlığı hızla artar ve bu alanın bir ölçüden fazla büyümesini hemen hemen imkansız kılar. Oysa düşey yük Rowe hücresinde doğrudan basınç cinsinden uygulanmaktadır, dolayısıyla numune alanı istenildiği kadar büyütülebilir. Deneylerde kullandığımız Rowe hücresinin çapı 25.4 cm dir. Yine normal ödometrelerde gerek yükleme başlığının gerekse en önemlisi zeminin yan duvarlara sürtünmesi yüzünden uygulanan düşey yük tam olarak zemine aktarılamamaktadır. Bu durumun yarattığı belki de en önemli mahzur sürtünme kuvvetlerinin taşıdığı düşey yük miktarının bilinmemesi fakat miktarının büyüyen çevre/alan oranı ile artmasıdır. İşte fleksibl yükleme başlığı bu mahzuru ortadan kaldırmaktadır, çünkü yükleme başlığı fleksibl olduğu için çeperlerdeki sürtünme kuvveti yine çeperlerdeki basıncın bir kısmına karşı koymakta ancak ortadaki geniş bir alanda numune tamamen verdiğimiz basınç ile yüklenmektedir. Rowe hücresinin bu fleksibl başlığı bir lastik körük ve ortasındaki su tahliye milinden ibarettir. Numune çamur kıvamından başlayarak sıkıştırıldığı için çok deformasyon yapmakta ve körüğün yapabileceği maksimum deformasyon buna yetişmemektedir. Bu yüzden 13 cm yüksekliğindeki esas gövdenin üzerine 4 er cm yüksekliğinde 4 adet yaka parçası ilave edilmiştir. Hücresinin alt ve üst yüzeylerinden drenaj imkanı vardır. Aynı zamanda boşluk suyu basıncı ölçebilmek için alt yüzeye bir boşluk suyu basıncı transdüktörü yerleştirilmiştir.

İzortopik konsolidasyon hücreleri: Bunlar statik deneylerde kullanılan hücre ile aynı özellikte sadece daha küçük boyutta olan 3 adet hücredir (Fotoğraf 3.7). Rowe hücresinde kendisini tutabilecek su muhtevasına gelen zeminden



Fotoğraf 3.6. Rowe konsolidasyon hücresi

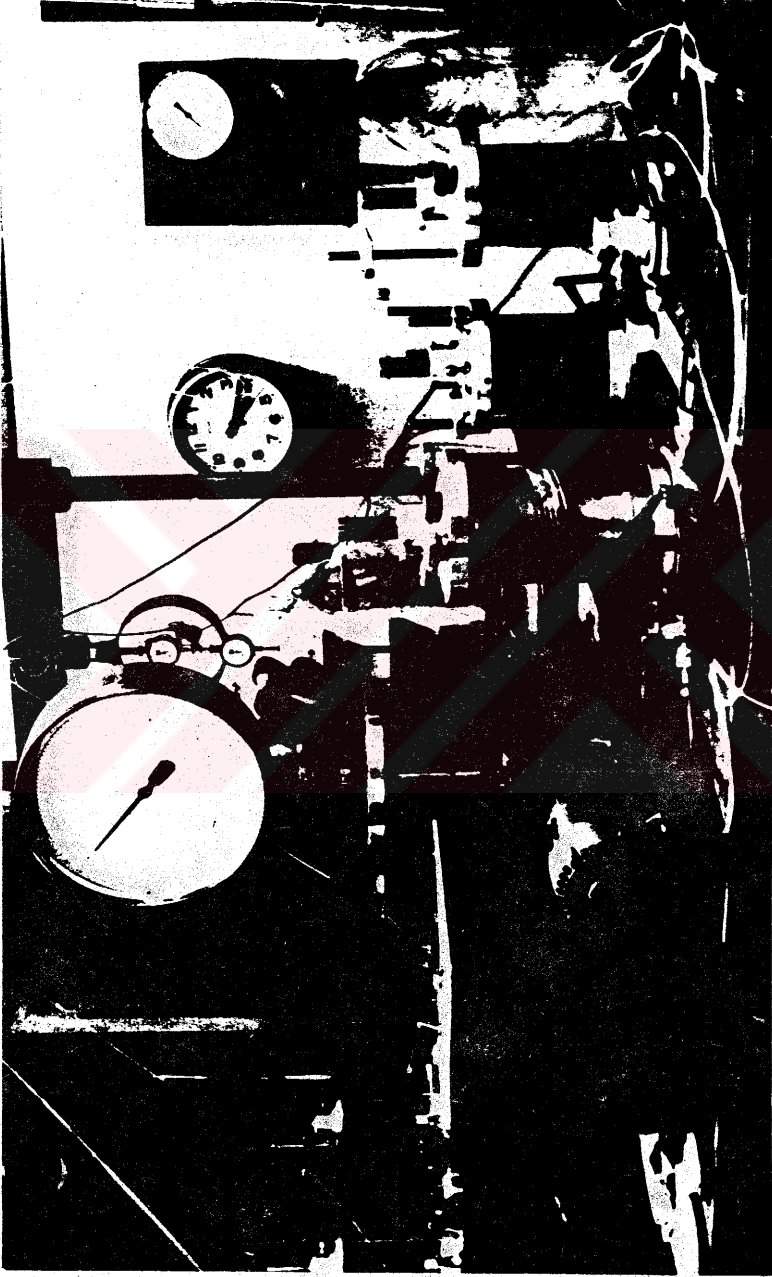


Şekil 3.4. Rowe konsolidasyon hücresi kesidi

alınan silindirik numuneler burada istenilen hücre basıncında izotropik olarak konsolide edilirler.

3.1.5. Sabit basınç sistemleri

Deneylerde üç tip sabit basınç sistemi kullanılmıştır: Rowe hücresinin yüklenmesi için hava basıncından yararlanılmış, bu amaçla kompresörden alınan basınçlı hava bir basınç regülatöründen geçirilerek Rowe hücresine verilmiştir. Verilen havanın basıncı, basınç regülatörü üzerindeki bir düğme ile ayarlanabilir. Hücreye verilen basınç,



Fotoğraf 3.7. İzotropik konsolidasyon hücreleri ve
Building Research Station tipi bir
sabit basınç aleti

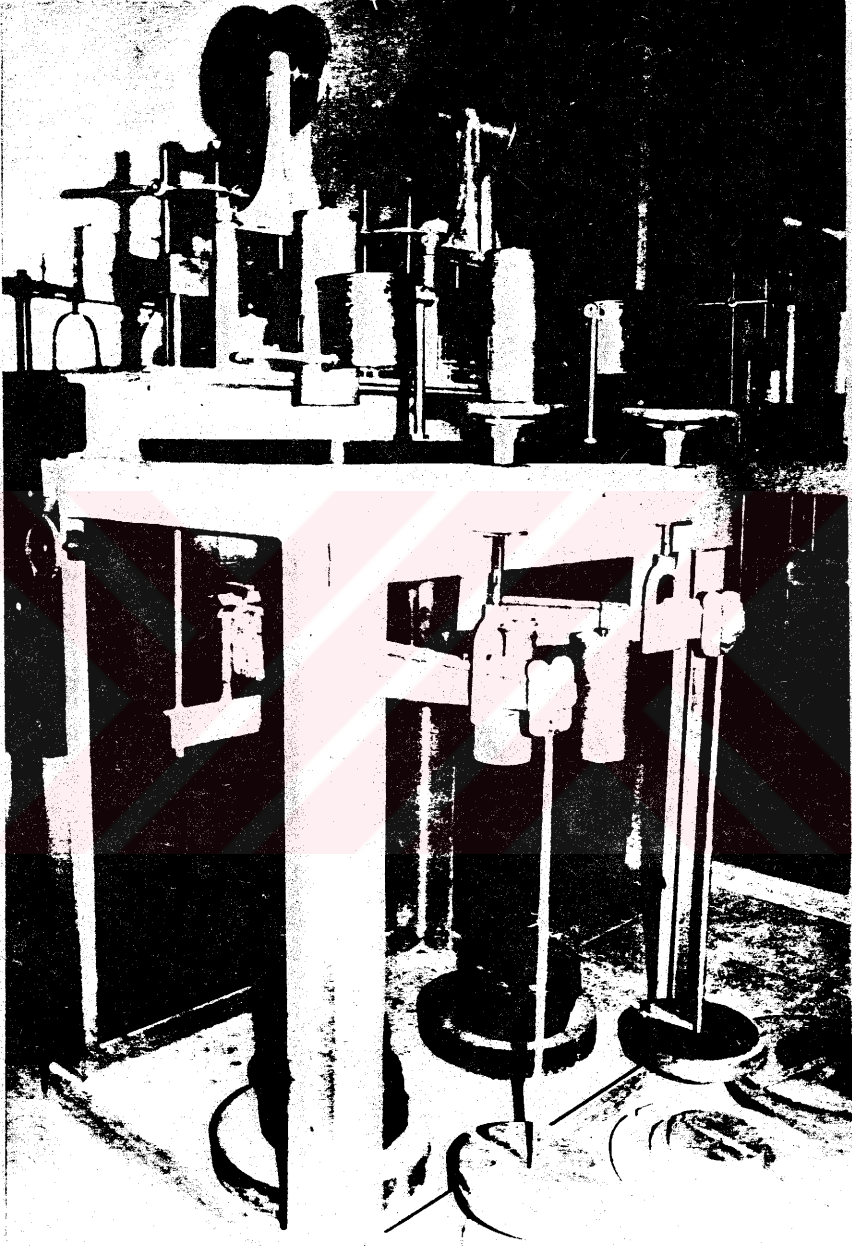
regülatör ile Rowe hücresi arasında konulan bir manometre yardımı ile ölçülür.

Numunelere ters basınç verilmesi ve izotropik konsolidasyon sırasında hücre basıncının sağlanması için Building Research Station tarafından geliştirilmiş iki adet sabit basınç sistemi kullanılmıştır. Burada sabit basınç, sürtünmesiz bir mil üzerine yerleştirilen ağırlıkların yağ basıncı ile dengede tutulması ile sağlanmaktadır. Sürtünmenin en aza indirgenebilmesi için bu mil bir elektrik motoru ile sürekli döndürülmektedir. Yağ basıncı yine sürekli çalışan aynı motor ile sağlanmaktadır. Yağ basıncı, hücreye verilmeden önce perspeks bir hücrede su basıncına çevrilir.

Statik ve dinamik kesme deneyleri sırasında Bishop ve Henkel'in önerdiği civalı pota sistemi kullanılmıştır (47). Burada prensip civa kolonunun yüksekliği ile basıncın ayarlanmasıdır. Cıvayı taşıyan kap bir yay ile asılmıştır. Normal su kaçakları yüzünden civa seviyesi düşerse, pota hafifliyeceğinden yay potayı düşme miktarı kadar yukarı çekecek ve civa seviyesi sabit kalmış olacaktır. Aşıkardır ki yayın katsayısı bu eşitliği sağlayacak şekilde seçilmiş olmalıdır. Burada da civa basıncı hücreye verilmeden önce perspeks bir hücrede su basıncına çevrilmektedir.

3.1.6. Ödometre

Deneylerimizde kullandığımız ödometre aleti standartlaşmış ödometre aletidir (Fotoğraf 3.8). Numune şartlarına göre deney yapılabilmesi için üç boy ringi vardır. Sürtünme kuvvetlerini en aza indirmek için bu ringlerden en büyük alana sahip olanı kullanılmıştır. Ödometre deneylerinde kullanılan numunelerin alanı 45.59 cm^2 , yüksekliği 2.3 cm dir.



Fotoğraf 3.8. Ödometre

3.2. MALZEME

Deneylerde kullandığımız malzeme İstanbul'un Arnavutköy kaolinidir. Numune havada kurutulduktan sonra ahşap tokmakla toz haline getirilmiş, $D=0.422$ mm lik (No.36 B.S.) elekten elenmiş ve homojen bir hale gelmesi için şaşırtmalı gözleri olan kutu vasıtası ile ikiye ayrılmış, bu numuneler sonra tekrar birbirine katılmış ve bu işlem birkaç kez tekrar edilerek homojen bir malzeme hazırlanmıştır. Hazırlanan kuru malzeme ağırlığı yaklaşık 130 kg. dır.

Malzemenin sınıflandırma özellikleri çok sayıda standart laboratuvar deneyleri ile bulunmuştur. Malzemenin likit limiti, $w_L = \%65$; plastik limiti, $w = \%30$ ve plastisite indisi $I_P = \%35$ olarak bulunmuştur. P Dane birim hacim ağırlığı $\gamma_S = 26.4$ kN/m³ dür.

Yaptırılan diferansiyel termik analiz neticesinden malzemenin temel mineralinin kaolinit olduğu anlaşılmıştır.

3.3. NUMUNE HAZIRLANMASI

Rowe hücrelerine konulacak çamur likit limitin iki misli su muhtevasına sahip bir çamur olmalıdır. Bu su muhtevası zeminin homojen bir şekilde yerleşebilmesi ve içinde hava kabarcıkları kalmaması için gereklidir. Bunun için 7000 gr kuru malzeme ile 9100 gr su bir gün önceden bir emaye kova konulur ve kuru malzemenin suyu iyice emmesi sağlanır. Bu karışım karıştırıcıya konulur ve 5 saat kadar karıştırılır. Rowe hücresinin altına poröz taş ve sünger kağıdı yerleştirilir ve üzerine körük ve üst kapağı kapatılır. Körüğün içerisine 50 kN/m² basınç verilir. Basınç 24 saat süre ile bu seviyede tutulduktan sonra 100 kN/m² değerine çıkarılır ve numune konsolidasyona bırakılır. İlk

gün yarı basınç verilmesinin amacı, çok cıvık olan numunenin kenarlardan fışkırmasını önlemektir. Zemin yeteri kadar deformasyon yaptıkça üst kapak ve körük çıkartılıp yaka parçalarından biri sökülüp alınır. Körük ve üst kapak tekrar kapatılır ve yine 100 kN/m^2 basınç verilmeye devam edilir. Gerek su çıkışının durması, gerekse drenajlar kapatıldıktan sonra ölçülen boşluk suyu basıncı değerinin sıfıra düşmesi ile konsolidasyonun tamamlandığı anlaşılır. Konsolidasyonun tamamlanma süresi yaklaşık 1 haftadır. Bu süre sonunda yaklaşık 25 cm yüksekliğindeki çamurdan yine yaklaşık 12 cm yüksekliğinde ve su muhtevası $w = 46\%$ olan bir zemin elde edilir. Bu zeminden üç eksenli numunesi almak için hücrenin üst başlığı sökülür ve hücrenin üzerine 4 cm kalınlığındaki ahşaptan yapılmış şablon oturtulur. Bu şablonun bir daire çevresinde 6 ve ortasında da bir olmak üzere 7 adet deliği vardır. Bu deliklerin her birinin merkezlerinin komşu delik merkezine olan mesafesi eşittir. Şablon içindeki deliklerin çapları, 3.8 cm iç çapı olan paslanmaz çelik ringlerin dış çapına tam uygundur. Böyle bir şablon kullanmanın amacı hem ringlerin tam dik, hem de bütün ringlerin zemine aynı anda girmesini sağlamaktır. Çünkü bir ring zemine girdiği zaman doğaldır ki çevresindeki bir miktar zemini sıkıştıracaktır. Buradan alınan ringler ağzı vazelinle izole edilmiş, kapaklı bir cam kavanoza konulur. Zamanı geldiğinde buradan alınan numune pistonlu numune çıkarıcı ile ringten çıkarılır, ağırlığı tartılıp boyu ölçülür. İzotropik konsolidasyon hücresinin drenaj ve ters basınç girişlerinin havası basınçlı su ile alındıktan sonra, numune kaidesi üzerine kaynatılmış poröz taş arada hava kalmaması için sürülerek konulur. Üzerine sünger kağıdı ve yine numune sürülerek yerleştirilir. Numunenin üzerine de sünger kağıdı ve kaynatılmış poröz taş konulur. Bunların üzerine numune üst başlığı yerleştirilir. Numune etrafına iki poröz taşı da örtecek şekilde sünger kağıdı sarılır. Bunun amacı drenaj süresini kısaltmaktır. Su kaçaklarını önlemek için üst ve alt başlıkların yan duvarlarına silikon gresi sürülür ve kılıf geçirici yardımı ile kauçuk kılıf zemin ve başlıklar üzerine geçirilir. İki başlığa da ikişer lastik halka takılır. Hücre başlığı yerine yerleştirilip numuneye ters basınç verilir.

Numune içine ve hücreye basıncı aynı sabit basınç sistemin-
den vermek suretiyle her iki basıncı tam eşit vermek müm-
kün olmuştur. Ters basıncın değeri yarım saat içinde 600
kN/m² ye çıkarılır, ve bu değer 24 saat tutulur. Ters
basınç bu süre sonunda yine yarım saat içinde sıfıra düşü-
rülür. Daha sonra yalnızca hücre basıncı konsolidasyon
hücre basıncına çıkartılır ve drenaj kanalı açılarak kon-
solidasyona bırakılır. Bundan sonra büretten su çıkışı göz-
lenerek konsolidasyonun bitmesi beklenir. Konsolidasyon
bittikten sonra numune yerinden alınıp, drenaj kağıtları
çıkartılır. Daha sonra ağırlığı tartılıp son boyu ve çapı
kompas ile ölçülür. Böylece numune deneye hazır hale gel-
miş olur.

3.4. DENEYLERİN YAPILMASI

3.4.1. Dinamik üç eksenli deneyler

Deney yapılacak hücrenin boşluk suyu basıncı transdüktörü-
nü zemin içersine irtibatlandıran borunun havası, bu bo-
rudan basınçlı su geçirerek alındıktan sonra numune kaide-
sinin üzerine kaynatılmış poröz taş arada hava kalmaması
için sürülerek konulur. Üzerine sünger kağıdı konulduktan
sonra numune yerleştirilir. Numunenin üzerine de sırası
ile sünger kağıdı ve kaynatılmış poröz taş konulur. Numune
üst başlığının zemin içersine açılan deliği bir boru va-
sıtasıyla hücre alt tabanına irtibatlandırılmış olduğu
için kılıf geçiriciyi üstten sokup çıkartmak mümkün de-
ğildir. Bu yüzden düşeylemesine ikiye ayrılmış ve seloteyp-
le yapıştırılmış bir kılıf geçirici kullanılır. İki başa iki-
şer lastik halka ve kauçuk kılıf takıldıktan sonra kılıf
geçirici yukarıda anlatılan şekilde hazırlanmış numunenin
üzerine geçirilir. Daha sonra başlık numunenin üzerine
yerleştirilir. Üst başlık yerine yerleştirilmeden önce su
bağlantı borusunun havası alınır. Bundan sonra kılıf numu-
ne ve başlıklar üzerine geçirilir. Lastik halkalar alt ve

üst başlıklara geçirilir. Kılıf geçiricinin seloteypleri sökülerek yandan dışarı alınır. İzolasyonun daha iyi olması için kılıf geçirmeden önce üst ve alt başlıkların yan duvarlarına silikon gresi sürülür. Hücre üst başlığı da konulduktan ve hücre su ile doldurulduktan sonra numune etkisi altında izotropik olarak konsolide olduğu hücre basıncının aynısına yeniden maruz bırakılır. Ancak numune üzerindeki hücre basıncı arada kalktığı için hücre basıncı verildikten ve üst başlığa irtibatlı drenaj musluğu açıldıktan sonra numunenin ve boşluk suyunun tam dengeye gelebilmesi için numune bu şekilde bekletilir ve boşluk suyu basıncının dengeye ulaştığı görüldükten sonra drenaj musluğu kapatılır. Bu bekleme süresi yaklaşık 10 ila 15 saat sürmektedir. Numune deneye hazırdır. Dinamik yükleme aletinin komuta ünitelerine elektrik verilir ve devrelerin ısınması ve elektronik dengesini sağlaması için 20 dakika beklenilir. Daha sonra alete giren hava basıncını aletin düzenli çalışabilmesi için 600 kN/m^2 de sabit tutan hava regülatörü ve sisteme giren havanın temiz ve kuru olmasını sağlayan hava filtresinin vanaları açılarak sisteme basınçlı hava verilir. SSM ünitesinin otomatik sıfır kontrol devresi devreye sokulur. İkinci bir hava regülatörü yardımı ile düşey yük transdüktörünün altına hava basıncı verilir ve SSM'in üzerindeki analog göstergeden yararlanılarak düşey yük transdüktörünün çıkışı sıfırlanır. Kaydedicilere de elektrik verilir ve uygun hassasiyetler seçilip sıfır noktaları belirlenir. SSM ünitesinin "Stat" potansiyometresi çevrilerek yükleme çubuğu hareket ettirilir ve numune üst başlığının üzerine yavaşça oturtulur. Bu andaki deformasyon değeri de işaretlenir. Yine "Stat" potansiyometresi ile statik yük ve "Span" potansiyometresi ile istenilen dinamik yük numuneye uygulanır. Bu yüklerin uygulanmasına boşluk suyu basıncı artışı duruncaya kadar devam edilir. Daha sonra numune üzerindeki tüm yükler kaldırılır ve yükleme tarihçesini bildiğimiz bir zemini statik deneye tabi tutuyormuşuz gibi numune gerilme kontrollu ve statik olarak kesilir. Statik kesme sırasında eksenel deformasyon, düşey yük ve boşluk suyu basıncı çıkışları kaydedicilerden ayrılarak basıncıya bağlanır. Düşey gerilme artırımları başlangıçta yaklaşık 20 kN/m^2 ve kırılmaya yakın yine yakla-

şık 10 kN/m^2 olarak seçilir. Yeni bir gerilme kademesine geçilmesi için o gerilme kademesinde boşluk suyu basıncının dengeye gelmesi beklenir. Yaptığımız deneylerde her üç değişken de $0.1 \text{ saat} = 6 \text{ dak.}$ da bir bastırılır. Eğer boşluk suyu basıncı bu 6 dakikalık zaman içerisinde hiç bir artış göstermemişse dengeye gelmiş sayılır. Numune kayma düzlemi boyunca kayarak kırıldıktan sonra numune kurma sırasında yapılan işlemlerin tam tersi sıra ve işlemler izlenerek sistem kapatılır. Numune su muhtevası tayini için etüve konulur.

3.4.2. Statik üç eksenli deneyler

Numunenin yerleştirilmesi aynen dinamik deneylerdeki gibi yapılır. Okuma düzeni olarak sadece basıcı kullanılır. Dinamik deneyde olduğu gibi 6 dakikada bir okuma alınır. Statik deneylerde yükleme hızı 0.025 mm/dak. olarak seçilmiştir. Numunenin kırılmasından sonra su muhtevası tayini için numune etüve konulur.

3.5. VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

3.5.1. Statik üç eksenli deneyler

Elektriksel birimler cinsinden elde edilen deney neticeleri, kalibrasyon katsayıları ile çarpılarak mekanik büyüklüklere çevrilir. Birim deformasyon hesabında daima konsolidasyondan sonraki H_0 boyu, başlangıç boyu olarak alınmıştır. Deviatör gerilmenin hesabında numunenin boy kısalması sonunda silindirik şeklini muhafaza ettiği ve kesit alanını büyüttüğü varsayılarak

$$A = \frac{A_o}{1-\epsilon} \quad (3.1)$$

formülü ile alan düzeltilmesi yapılmıştır.

3.5.2. Dinamik üç eksenli deneyler

Dinamik yükleme sırasında oluşan plastik deformasyonun ve uygulanan sabit ve dinamik gerilmelerin hesabında konsolidasyondan sonraki ve deney başındaki H_o yüksekliği ve A_o alanı kullanılmıştır. Dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme sırasında başlangıç boyu olarak, dinamik yüklemeden sonraki numune yüksekliği ve kesit alanı olarak da dinamik yükleme sırasında meydana gelen deformasyona bağlı olarak (3.1) formülüne göre düzeltilmiş başlangıç alanı kullanılmış, ilave birim deformasyonlar meydana geldikçe statik deneylerde olduğu gibi bu alan arttırılmıştır.

Dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme deneylerinde kırılma daima bir kayma yüzeyi boyunca numunenin kayması şeklinde meydana çıkmıştır (Fotoğraf 3.9). Dinamik yükleme sırasında kırılan zeminler de bir kayma yüzeyi boyunca kırılmışlardır. Bu deneylerde q_f değeri olarak Sabit Gerilme + Dinamik Gerilme değeri alınmıştır.

3.5.3. Ödometre deneyleri

Ödometre deneylerinde daima iki numune paralel olarak yüklenip boşaltılmış ve deney neticesi olarak bunların ortalamaları alınmıştır.



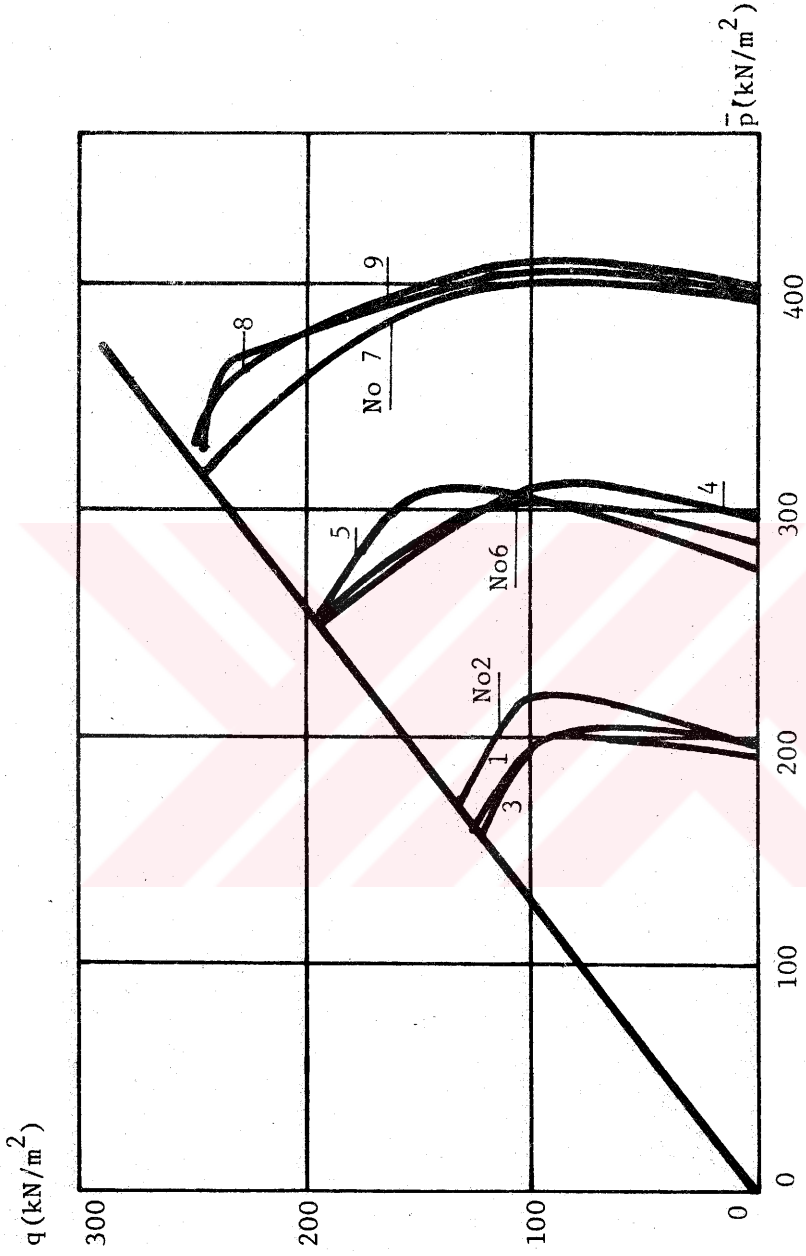
Fotoğraf 3.9. Kayma yüzeyi boyunca kayarak kırılmış
tipik numuneler

BÖLÜM 4

DENEYSEL SONUÇLAR

4.1. STATİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLER

Bu deneyler malzeme özelliklerinin tayini ve karşılaştırma için yapılmıştır. 1,2 ve 3 numaralı deneylerde numuneler $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ hücre basıncında konsolide edilmişler ve yine aynı basınçta drenajsız ve deformasyon kontrollü olarak kesilmişlerdir. Bu konsolidasyon basıncında kırılma anındaki deviator gerilme üç değer in ortalaması olarak $q_f = 128 \text{ kN/m}^2$ ve kırılma anındaki ortalama efektif gerilme yine üç değer in ortalaması olarak $\bar{p}_f = 162 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunmuştur. 4, 5 ve 6 numaralı deneylerde kullanılan numuneler $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ hücre basıncı altında konsolide edilmişler ve yine aynı hücre basıncı altında drenajsız kesilmişlerdir. Bu deneylerde kırılma anındaki deviator gerilmelerin ortalaması $q_f = 194 \text{ kN/m}^2$ ve ortalama efektif gerilmelerin ortalaması $\bar{p}_f = 247 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunmuştur. 7, 8 ve 9 numaralı deneylerde numuneler $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ hücre hücre basıncı altında konsolide edilmişler ve aynı hücre basıncı altında drenajsız kesilmişlerdir. Bu numuneler için $q_f = 243 \text{ kN/m}^2$ ve $\bar{p}_f = 324 \text{ kN/m}^2$ bulunmuştur. Gerilme izleri ve kırılma anındaki q , $\bar{p}$ değerlerinin zarfı olan Kritik Durum Eğrisi Şekil 4.1 de görülmektedir. Bu şekilden $q_f/\bar{p}_f$ oranı $M = 0.775$ olarak bulunmuştur. v , $\bar{p}$, q düzleminde bir uzay eğrisi olduğu bilinen Kritik Durum Eğrisinin $\bar{p}$ - q düzlemindeki izdüşümü yapılan bu statik deneylerle elde edilmiştir. Uzay eğrisinin elde edilebilmesi için en az bir düzlemdeki izdüşümüne daha gerek vardır. Bu

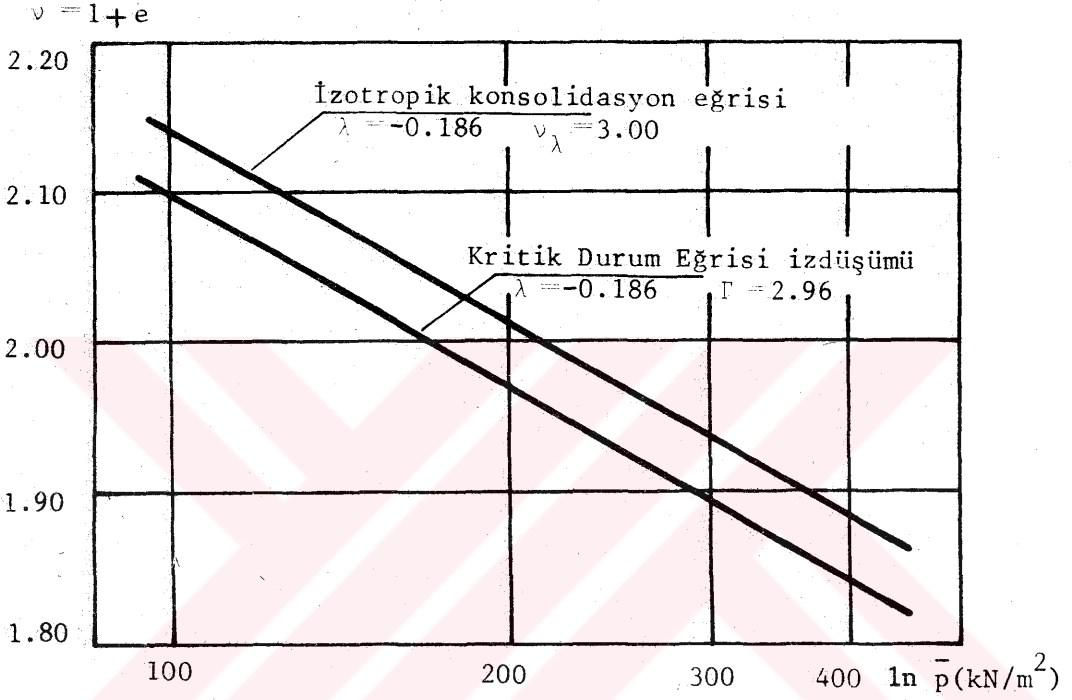


Şekil 4.1. Statik $\bar{p}$ eksenli deneylerden elde edilen $\bar{p} - q$ diyagramı

düzlem olarak alışılabilir olduğu şekilde $v - \bar{p}$ düzlemi kullanılmıştır (Şekil 4.2). Bu düzlemdeki bir eksen oluşturulan boşluk oranını değerlerinin bulunmasında numunelerin deney sonundaki su muhtevalarından istifade edilmiş ve numune tam doygun olduğu için $e = w_{\gamma}$ formülünden faydalanarak e ve $v = (1 + e)$ bulunmuştur. $s_p = 200 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilen numunelerin ortalama su muhtevası %38.1 olarak bulunmuştur. Su muhtevasının standart sapması %0.2 dir.

Benzer olarak $p = 300 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilen numunelerde su muhtevası s_p ortalaması %35.5 standart sapma %0.2 ve $p = 400 \text{ kN/m}^2$ lik basınç altında konsolide edilen numunelerde su muhtevası ortalaması %33.4 standart sapma %0.5 olarak bulunmuştur. Bu değerlerden yararlanarak $p = 200 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilen numuneler için $v = 2.01$; $p = 300 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilen numuneler için $v = 1.94$ ve $p = 400 \text{ kN/m}^2$ de elde edilen numuneler için $v = 1.88$ değerleri bulunmuştur. Bulduğumuz bu özgül hacim değerlerini konsolide oldukları basınca karşı işaretlersek $v - \ln \bar{p}$ düzleminde izotropik konsolidasyon eğrisini elde ederiz (Şekil 4.2). Normal konsolidasyon doğrusunun eğimi $\lambda = -0.186$ ve $p = 1 \text{ kN/m}^2$ ye tekabül eden v değeri $v_{\lambda} = 3.00$ dir. $p_c = 200, 300$ ve 400 kN/m^2 konsolidasyon basınçlarında numunelerin sahip oldukları boşluk oranlarını veya v değerlerini numunelerin kırılma anında ulaştıkları p_f değerlerine karşı çizersek kritik boşluk oranının $v - \ln \bar{p}$ düzlemindeki izdüşümünü elde etmiş oluruz. Bu eğrinin eğimi de en küçük kareler metodu ile bulunmuş ve elde edilen doğru normal konsolidasyon doğrusuna paralel olmuştur (Şekil 4.2).

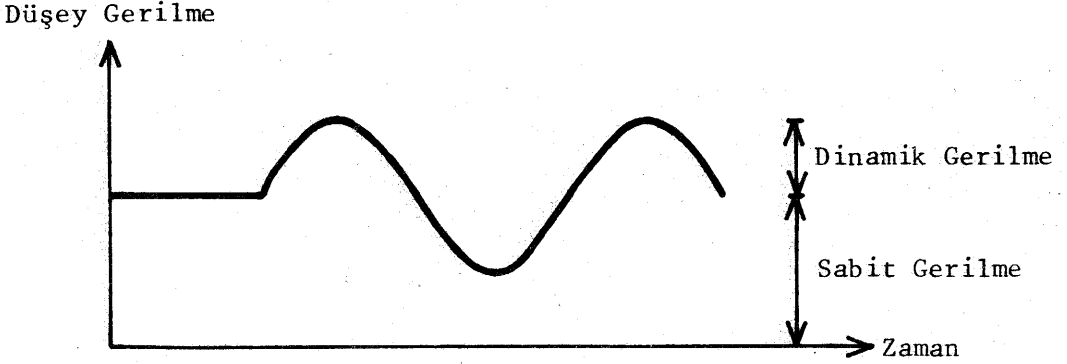
Bu doğrunun eğimi $\lambda = -0.186$ ve $\bar{p} = 1 \text{ kN/m}^2$ ortalama normal gerilmeye karşı gelen $\Gamma = 2.96$ olarak bulunmuştur.



Şekil 4.2. Statik deneylerden elde edilen
 $v - \ln \bar{p}$ diyagramı

4.2. Dinamik üç eksenli deneyler

Dinamik üç eksenli deneylerde tekrarlı yükün zemin içindeki boşluk suyunda meydana getirdiği basınç esas parametredir. Dinamik yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı metin içinde ve diyagramlarda u_{din} olarak gösterilmiştir. Numune üzerine şiddetleri birbirinden bağımsız olarak sabit ve dinamik gerilmeler uygulanmıştır (Şekil 4.3).



Şekil 4.3. Sabit ve dinamik gerilmelerin tarifi

Her deneyde uygulanan sabit ve dinamik gerilme kombinasyonu değişik tutulmuş ve böylece mümkün olan bütün hallerin araştırılmasına çalışılmıştır. Ancak deneylerin tekrarlanabilirliğini göstermek amacıyla bazı sabit + dinamik gerilme kombinasyonları tekrarlanmıştır (Tablo 4.1). Uygulanan dinamik ve sabit gerilmelerin değerleri yanısıra dinamik yükleme sonunda oluşan boşluk suyu ve plastik deformasyon değerleri ve dinamik yüklemekten sonraki statik kesme sırasında oluşan ilave boşluk suyu basıncı ve deformasyon değerleri de Tablo 4.1 de verilmiştir. Ancak numunenin dinamik yükleme sırasında kırıldığı deneylerde bu son iki değer söz konusu değildir. Esas deneylere geçilmeden önce çok sayıda ön deney yapılmış, deney sistemi, ölçü ve yükleme düzenlerinde ve deney metotlarında geliştirme ve düzeltmeler yapılmış, esas deneylere geçildikten sonra ise hiç bir deney ve deney sonucu değerlendirme dışı tutulmamıştır.

Böylece gerçeğe en yakın sonuçlara varılmaya ve bu deney neticelerinden hareketle yeni değerlendirilmeler yapılabilmesine imkan tanınması amaçlanmıştır. Dinamik yüklemekten sonra numunenin statik kesilmesiyle elde edilen efektif kayma mukavemeti parametreleri c' ve M in değişmediği gözlenmiştir (Şekil 4.4).

TABLO 4.1. Dinamik deney sonuçları

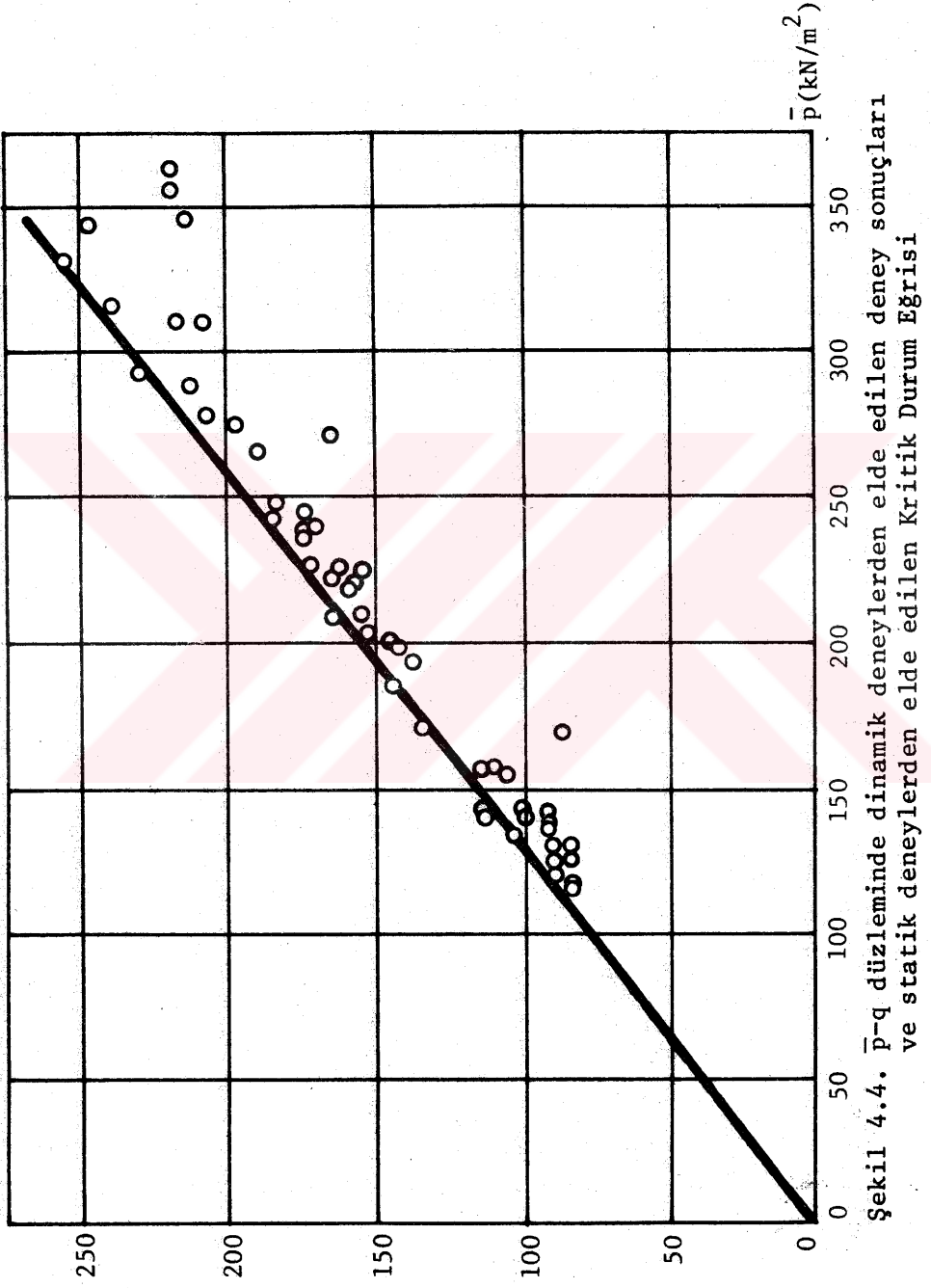
Deney No	P_c kN/m^2	Sabit Gerilme kN/m^2	Dinamik Gerilme kN/m^2	u_{din} kN/m^2	ϵ_{din} %	q_f kN/m^2	$\bar{P}_f$ kN/m^2	Δu_f kN/m^2	ϵ_f %	w %
201	200	44	26	45	1.23	111	157	32	-	-
202	200	27	22	28	1.42	93	171	12	1.42	38.9
203	200	42	25	73	4.70	105	133	14	2.3	39.0
204	200	54	40	110	19.13	94	121	-	-	39.2
205	200	53	36	112	10.11	89	118	-	-	38.7
206	200	65	26	97	12.50	91	131	-	-	38.2
207	200	39	26	56	3.24	96	134	66	4.70	37.5
208	200	52	39	108	18.56	91	118	-	-	39.3
209	200	82	17	77	4.95	98	134	24	4.02	38.8
210	200	50	17	35	1.16	96	132	72	9.44	37.4
211	200	30	16	14	0.32	122	164	64	9.25	37.6
212	200	82	17	89	6.07	90	121	34	6.27	37.7
213	200	100	10	69	6.24	97	141	38	7.28	37.2
214	200	66	10	34	1.60	114	158	63	10.58	37.1
215	200	30	10	19	0.21	108	155	69	6.36	38.0
216	200	59	28	83	2.59	100	134	30	5.56	38.6
217	200	46	32	72	2.85	114	143	23	5.11	38.4
218	200	101	10	87	4.57	92	125	42	5.60	39.1
219	200	42	35	76	2.31	112	140	33	4.28	39.3
220	200	41	34	72	2.53	100	136	36	5.37	38.1
221	200	30	10	17	0.41	103	139	72	7.81	38.8
222	200	37	17	26	0.77	-	-	-	-	37.9

TABLO 4.1. (Devam)

No	P _c	S.G.	D.G.	u _{din}	ϵ_{din}	q _f	$\bar{P}_f$	Δu_f	ϵ_f	w
301	300	41	33	84	3.54	161	218	52	1.99	36.5
302	300	57	42	97	4.60	155	225	30	2.04	35.1
303	300	108	16	87	4.22	144	185	68	7.60	35.0
304	300	79	59	151	18.89	138	192	-	-	34.8
305	300	90	20	29	1.49	172	232	96	12.85	34.8
306	300	124	21	94	5.65	157	221	54	4.50	35.8
307	300	44	30	30	1.49	175	232	101	10.95	35.7
308	300	79	31	69	2.05	156	210	86	9.20	35.6
309	300	102	40	131	10.42	142	199	-	-	35.3
310	300	59	23	38	0.84	154	204	120	11.10	34.7
311	300	111	10	68	2.09	165	207	89	8.77	35.2
312	300	93	40	125	6.82	145	200	48	8.72	36.1
313	300	115	10	67	4.01	171	233	69	13.20	34.7
314	300	148	17	133	21.22	165	222	-	-	34.1
315	300	64	36	49	1.60	184	236	89	13.57	35.0
316	300	65	36	61	1.49	171	226	75	13.81	35.5
317	300	65	34	58	1.14	163	225	91	5.38	37.7
318	300	82	48	164	12.36	130	169	-	-	36.0
401	400	44	23	11	0.35	220	364	98	2.22	33.5
402	400	98	26	60	0.79	214	348	62	2.83	34.3
403	400	60	37	71	1.62	220	356	46	1.10	34.1

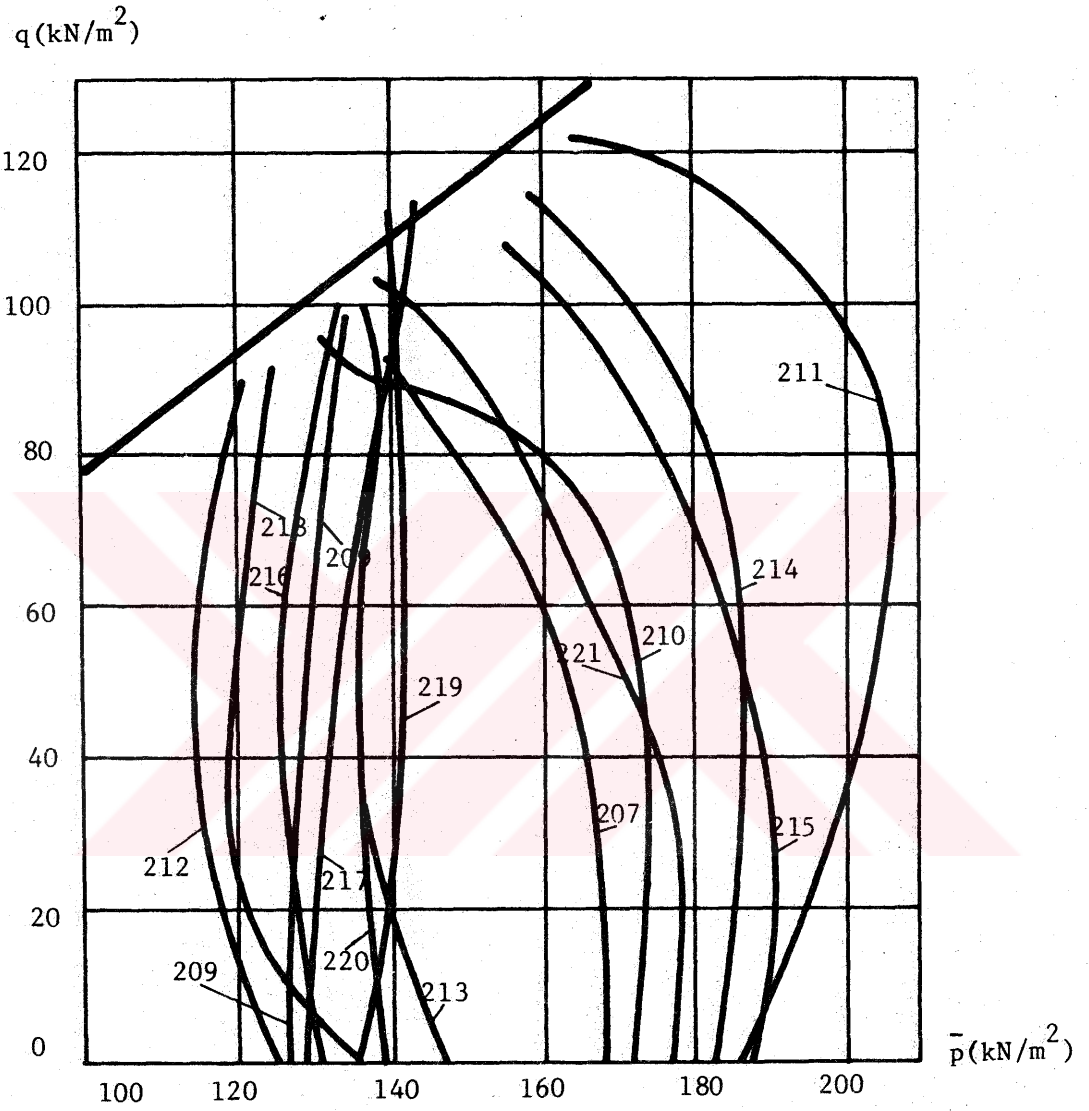
TABLO 4.1. (Devam)

No	P _c	S.G.	D.G.	u _{din}	ϵ_{din}	q _f	$\bar{P}_f$	Δu_f	ϵ_f	w
404	400	104	61	183	8.74	165	272	-	-	34.1
405	400	77	57	121	3.12	189	264	63	5.71	32.6
406	400	105	70	212	9.13	175	235	-	-	33.1
407	400	119	21	78	1.41	197	277	125	9.72	32.6
408	400	86	17	54	0.45	207	278	141	8.34	34.7
409	400	53	18	17	0.50	-	-	75	4.36	35.0
410	400	155	17	62	3.15	217	323	92	5.11	36.4
411	400	61	40	26	0.88	247	346	116	7.96	33.1
412	400	131	45	212	10.63	176	244	-	-	32.4
413	400	169	17	105	4.18	229	296	101	10.23	32.6
414	400	199	17	151	8.22	185	259	71	4.83	32.8
415	400	35	18	12	0.84	255	333	142	9.46	32.9
416	400	99	45	87	2.21	208	309	83	6.31	32.9
417	400	103	41	88	2.32	233	328	78	8.03	32.1
418	400	106	43	104	2.30	212	288	115	7.13	32.8



Yani numuneler yine kritik boşluk oranına eriştikleri anda kırılmaktadırlar. Bu netice Kritik Durum teorisi ile de açıklanabilir. Gerilme tarihçesi, yükleme şartları ve drenaj durumunda bağımsız olarak numune, v , q ve $\bar{p}$ değerlerinin Kritik Durum Eğrisine ulaşması ile kırılır. Drenajsız deneyler v =sabit düzleminde yapıldığından bu çalışmaya esas teşkil deneylerde Kritik Durum Eğrisine ulaşıldığı an, yani $M = q_f / \bar{p}_f = 0.775$ değerine erişince kırılma meydana gelmektedir. Ancak dinamik yükleme zeminin gerilme tarihçesini değiştirdiği, yani zemin içersinde bir boşluk suyu basıncı birikimine yol açtığı için zeminin çizdiği gerilme izi değişmektedir. Şekil 2.1 den görülebileceği gibi drenajsız deney sırasında gerilme izi v =sabit düzlemi içinde kaldığından, boşluk suyu basıncının artması ile $\bar{p}$ değeri azalmakta ve gerilme izinin izdüşümü Kritik Durum Eğrisinin izdüşümüne yaklaşmakta ve hatta onun soluna geçmektedir. Bilindiği gibi Kritik Durum Eğrisinin soluna, yani kuru bölgeye geçen numuneler aşırı konsolide zeminlerdir. Bizim deneylerimizde de dinamik yükleme sırasında büyük kalıcı boşluk suyu basıncı oluşması halinde dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme sırasında aşırı konsolide zeminlerin oluşturduğu gerilme izine benzer gerilme izleri elde edilmiştir (Şekil 4.5 , 4.6 ve 4.7). Kritik Durum Eğrisinin yeri dinamik yükleme ile değişmemekte, ancak dinamik yüklemekten sonraki statik kesmedeki gerilme izinin Kritik Durum Eğrisine ulaştığı nokta değişmektedir. Bu değişimin dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı ile doğru orantılı olduğu gözlenmiştir (Şekil 4.8 , 4.9 , 4.10). Bu bağıntılardan da anlaşılacağı gibi u_{din} 'in artması ile numunenin Kritik Durum Eğrisine ulaştığı andaki q değeri azalmaktadır. Bu üç eğrinin korelasyon katsayıları $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ için 21 deney neticesinden $r=0.592$; $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için 18 deney neticesinden $r=0.736$ ve $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için 17 deney neticesinden $r=0.842$ olarak bulunmuştur.

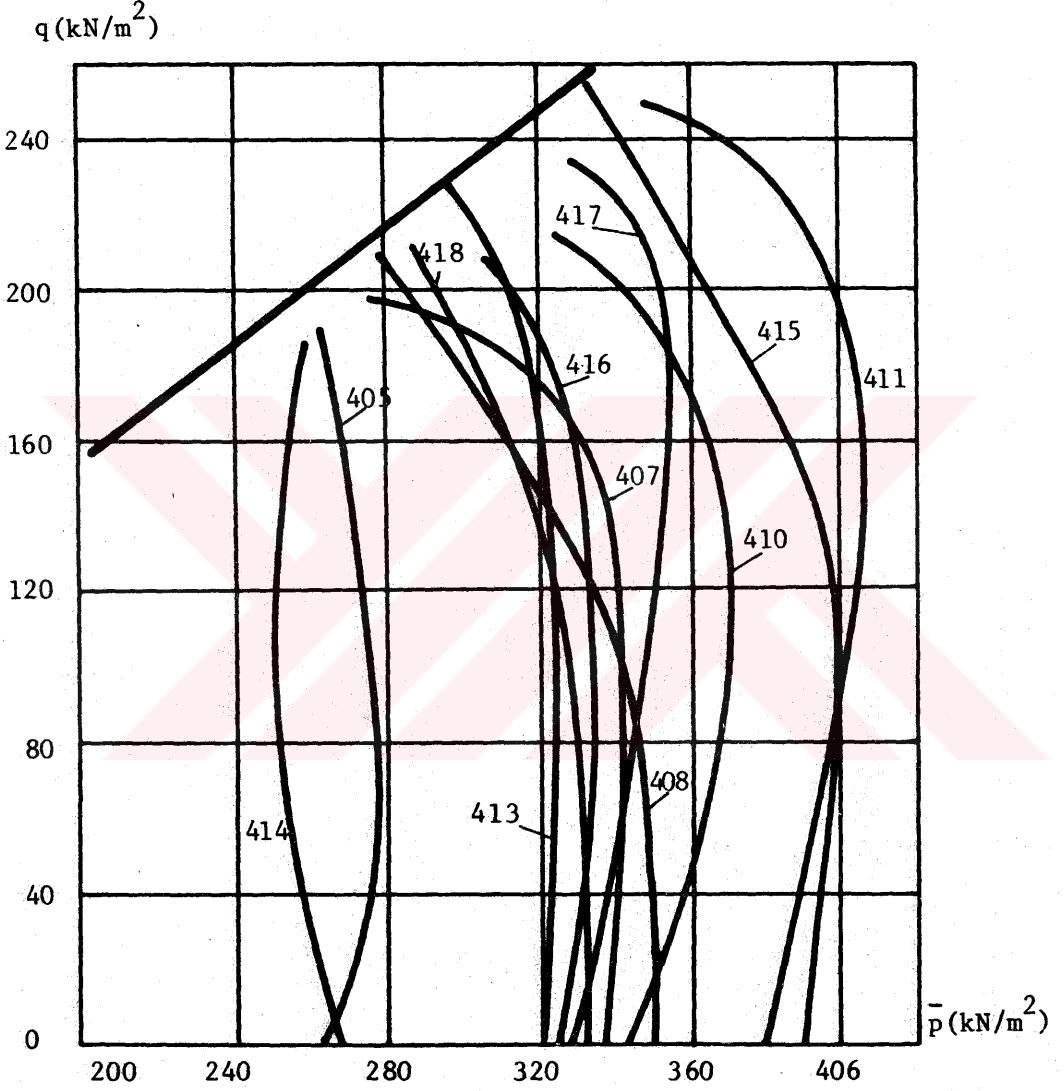
$t = r [(n-2)/(1-r^2)]^{1/2}$ formülü (48) ve t dağılım tabloları yardımı ile bu korelasyon katsayılarının anlamlılığını incelersek: $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ için $n = 21$, $r=0.592$ ve $t=0.592 [(21-2)/(1-0.592^2)]^{1/2} = 3.20$ bulunur.



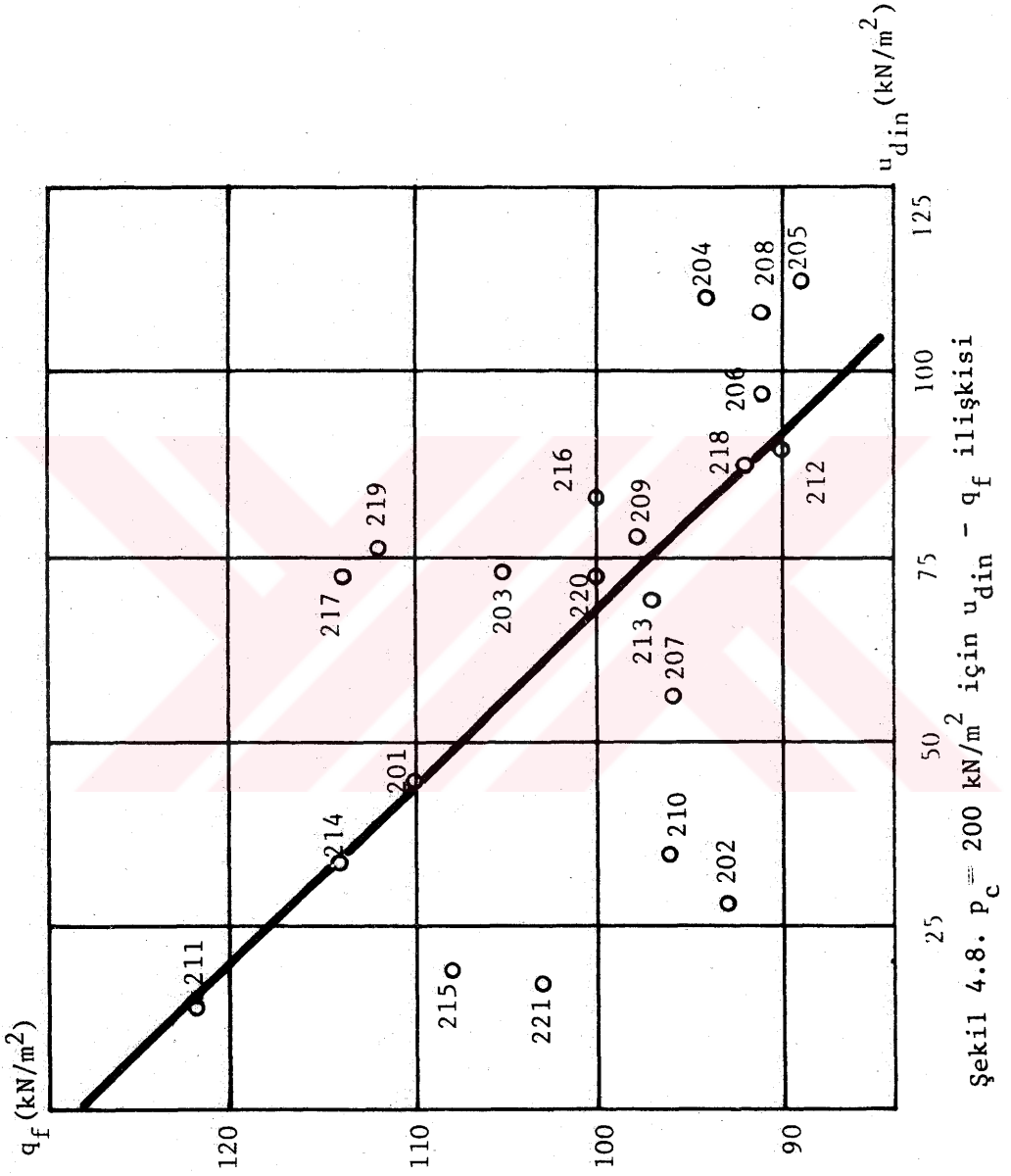
Şekil 4.5. Konsolidasyon basıncı 200 kN/m^2 olan numuneler için gerilme izleri

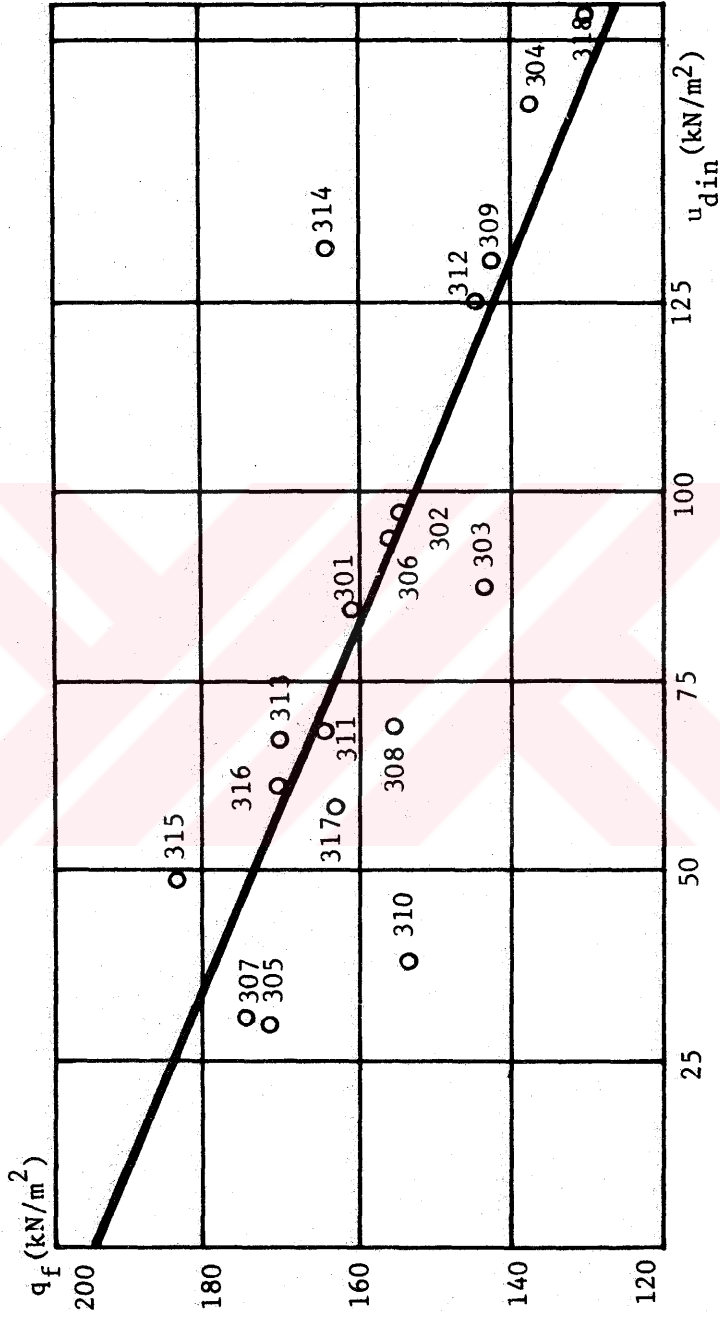


Şekil 4.6. Konsolidasyon basıncı 300 kN/m^2 olan numuneler için gerilme izleri

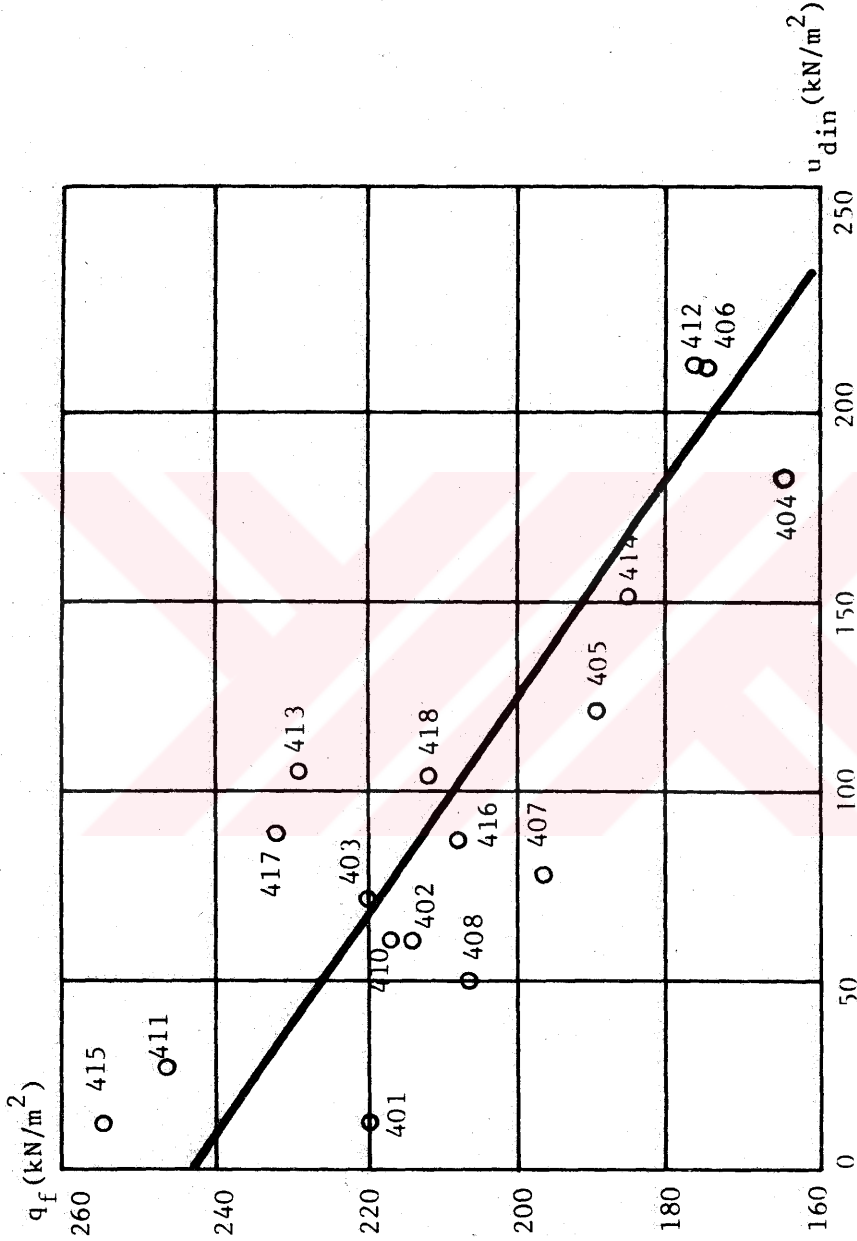


Şekil 4.7. Konsolidasyon basıncı 400 kN/m^2 olan numuneler için gerilme izleri





Şekil 4.9. $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için u_{din} - q_f ilişkisi



Şekil 4.10. $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için u_{din} - q_f ilişkisi

t tablosundan (n-2) serbestlik derecesi ve %1 anlamlılık seviyesi için $t = 2.86$ olarak alınır. Korelasyon %1 anlamlılık seviyesinde anlamlıdır, yani u_{din} ve q_f arasında böyle bir ilişki %99 ihtimalle gerçek bir nedene bağlı olarak ortaya çıkmaktadır. $p_c = 300$ için $n=18$ $r=0.736$ da $t = 0.736 \left[\frac{(18-2)}{(1-0.736^2)} \right]^{1/2} = 4.35$ bulunur. t

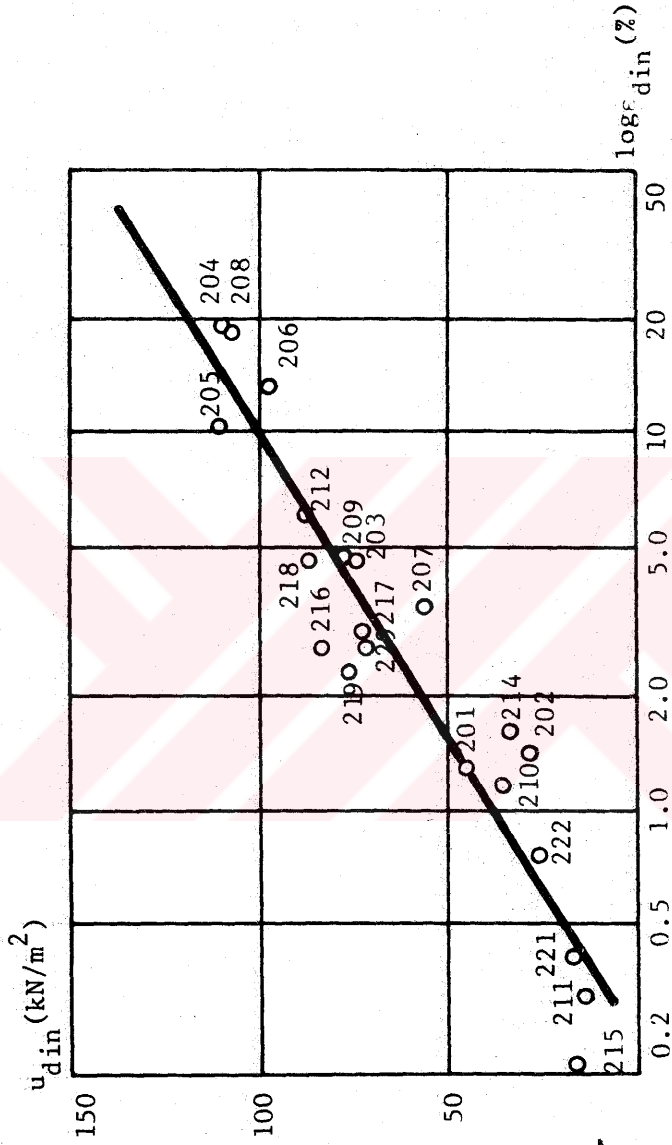
tablosundan (n-2) serbestlik derecesi ve %1 anlamlılık seviyesi için $t = 2.92$ okunur, ki ilişki çok anlamlı gözük-mektedir. $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için $n = 17$ ve $r = 0.842$

$t = 0.842 \left[\frac{(17-2)}{(1-0.842^2)} \right]^{1/2} = 6.04$ bulunur. t tablosundan n-2 serbestlik derecesi ve %1 anlamlılık seviyesi için $t = 2.95$ değeri bulunur, ki u_{din} ile q_f arasındaki ilişki %1 anlamlılık seviyesinin de çok üzerindedir.

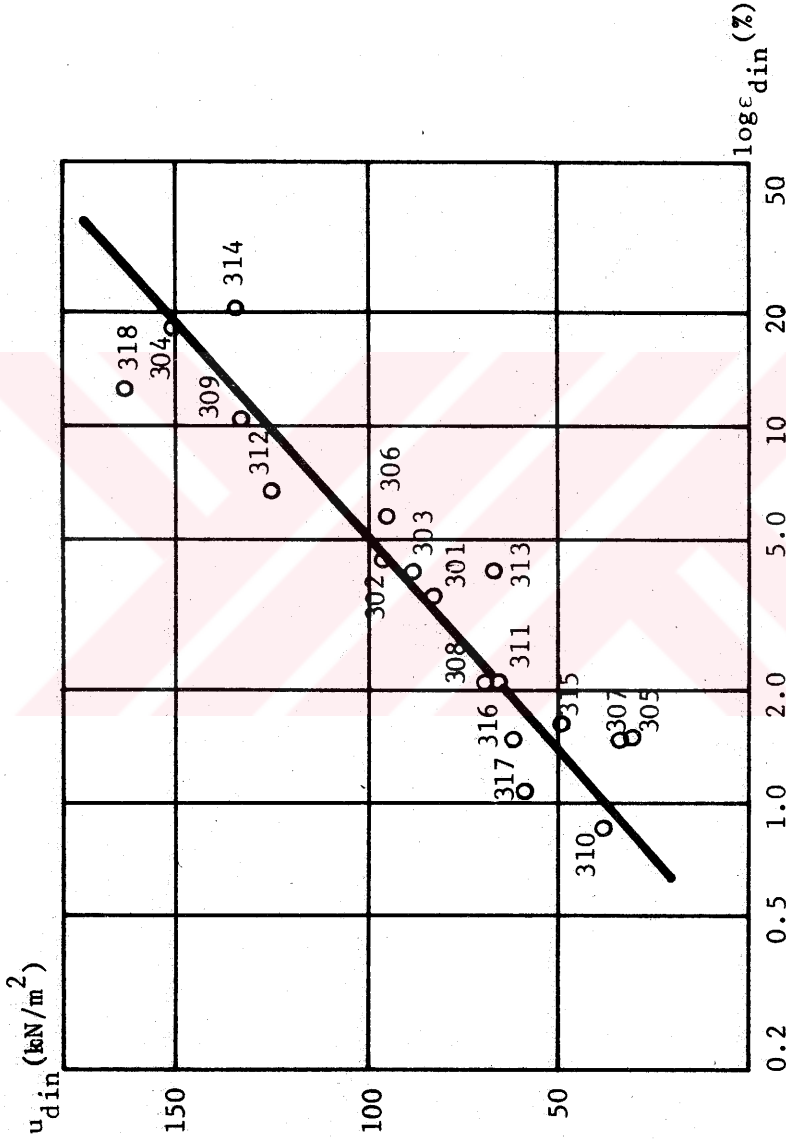
Bu sonuç, dinamik yükleme sırasında numunenin kırılma kesitinin yumuşamaya uğradığını göstermektedir. Aşırı konsolide killer üzerinde yapılan statik deneylerde kırılma kesitine su hücumu olduğu Toğrol tarafından gösterilmiştir (49).

Deneyler sırasında boşluk suyu basıncı oluşmasının sebebi, bazı zemin danelerinin kayma gerilmelerinin aşılması ve bu danecikler tarafından taşınan gerilmelerin boşluk suyu basıncına intikal ettirilmesidir. O halde boşluk suyu basıncının artması plastik deformasyonla kesin bir ilişki içinde olmalıdır. Elde edilen deney sonuçları bu yargıyı doğrular mahiyettedir. Tekrarlı yükleme sırasında biriken boşluk suyu basınçları ile plastik deformasyonlar arasında Şekil 4.11 ; 4.12 ve 4.13 de görülen ilişki bulunmuştur. Burada $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ için 22 deney neticesinden korelasyon katsayısı $r = 0.933$, $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için 18 deney neticesinden $r = 0.933$ ve $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için 18 deney neticesinden $r = 0.919$ bulunmuştur. Yukarıda verilen formül ile t sayıları hesaplanır ve tablodan alınan t sayıları ile kıyaslanırsa, ilişkinin hemen hiç şüphe edilemeyecek kadar anlamlı olduğu görülür.

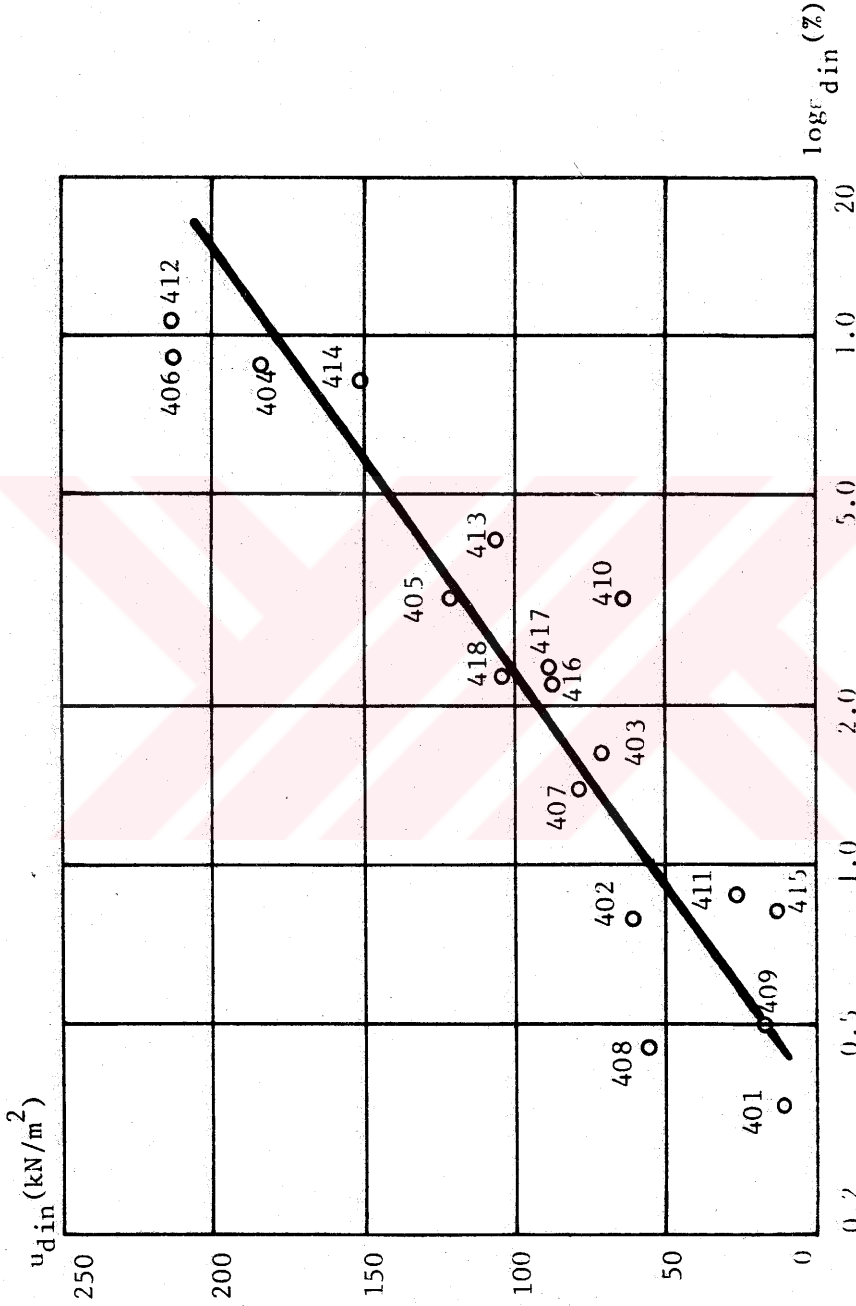
Yukarıda numunelerin dinamik yükleme sırasında $v-\bar{p}$ düzleminde artan boşluk suyu basıncı ile $v = \text{sabit}$ hattı boyunca



Şekil 4.11. $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ için $u_{din} - \epsilon_{din}$ ilişkisi



Şekil 4.12 $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için $u_{din} - \epsilon_{din}$ ilişkisi

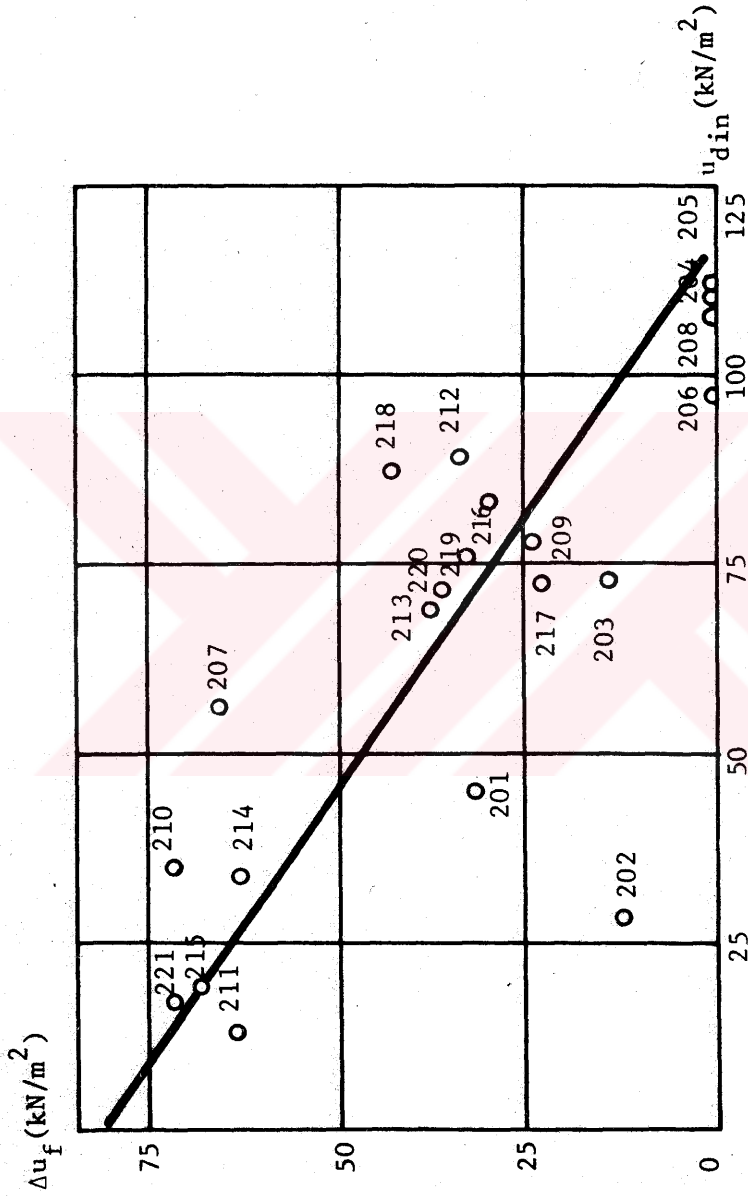


Şekil 4.13. $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için $u_{din} - \epsilon_{din}$ ilişkisi

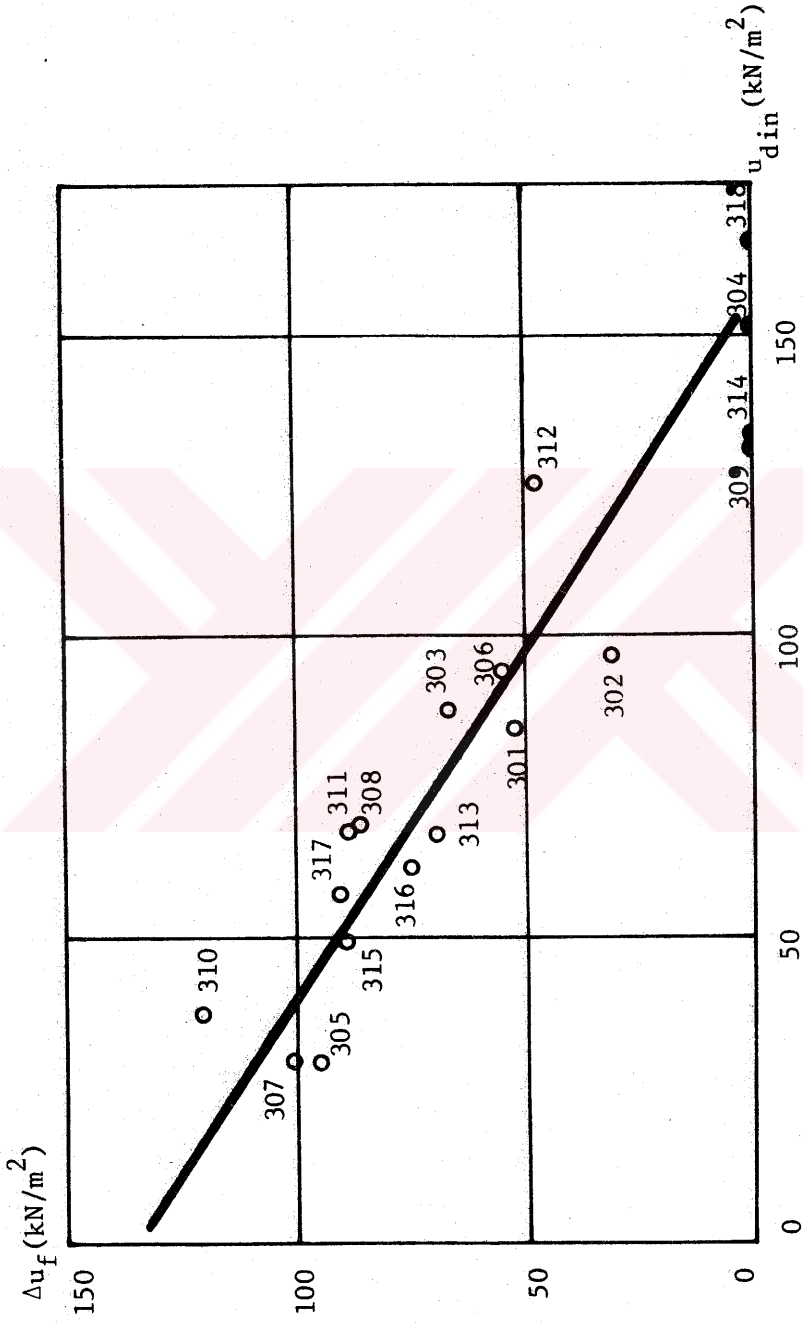
normal konsolidasyon eğrisinden başlayarak Kritik Durum Eğrisine doğru kaydığını belirtmiştik. Dolayısı ile bu numunelerin Kritik Durum Eğrisine ulaşmaları için gerekecek ilave boşluk suyu basıncı da küçülmüş olacaktır. Bu davranış aşırı konsolide zeminlerin davranışına benzemektedir. Yani statik kesmede oluşan ilave boşluk suyu basıncı diğer bir kısım faktörlerin yanında aşırı konsolidasyon oranına da bağlıdır. Buradan giderek Şekil 4.14; 4.15 ve 4.16 da dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı u_{din} ile dinamik yüklemeyi takip eden statik yüklemeye, kırılma noktasına kadar oluşan ilave boşluk suyu basıncı Δu_f in ilişkileri verilmiştir. $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ konsolidasyon yükündeki numunelerden 21 inin neticelerinden korelasyon katsayısı $r = 0.781$; $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilmiş numunelerden 18 inin neticelerinden $r = 0.941$ ve $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilmiş numunelerden 18 inin neticelerinden $r = 0.770$ olarak bulunmuştur. Yukarıda verilen formülden hesaplanan t sayıları sırası ile: $t_{200} = 5.45$; $t_{300} = 11.12$ ve $t_{400} = 4.83$ bulunur. t tablosundan $(n-2)$ serbestlik derecesi ve %1 anlamlılık için alınan t değerleri de sırası ile $t_{200} = 2.87$; $t_{300} = 2.92$ ve $t_{400} = 2.92$ dir. Bizim bulduğumuz t değerleri daha yüksektir, yani bulunan ilişkiler %99 güvenirlik ile gerçektir.

Dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı ve deformasyonlar arasındaki bir ilişkinin benzeri, dinamik yüklemeye sonraki statik kesme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı ve deformasyonlar için de geçerlidir. (Şekil 4.17; 4.18; 4.19) (50). $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ de konsolide edilmiş numunelerden 16 sının neticelerinden korelasyon katsayısı $r = 0.760$; $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için 14 deney sonucundan $r = 0.670$ ve $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için 15 deney sonucundan $r = 0.682$ bulunmuştur.

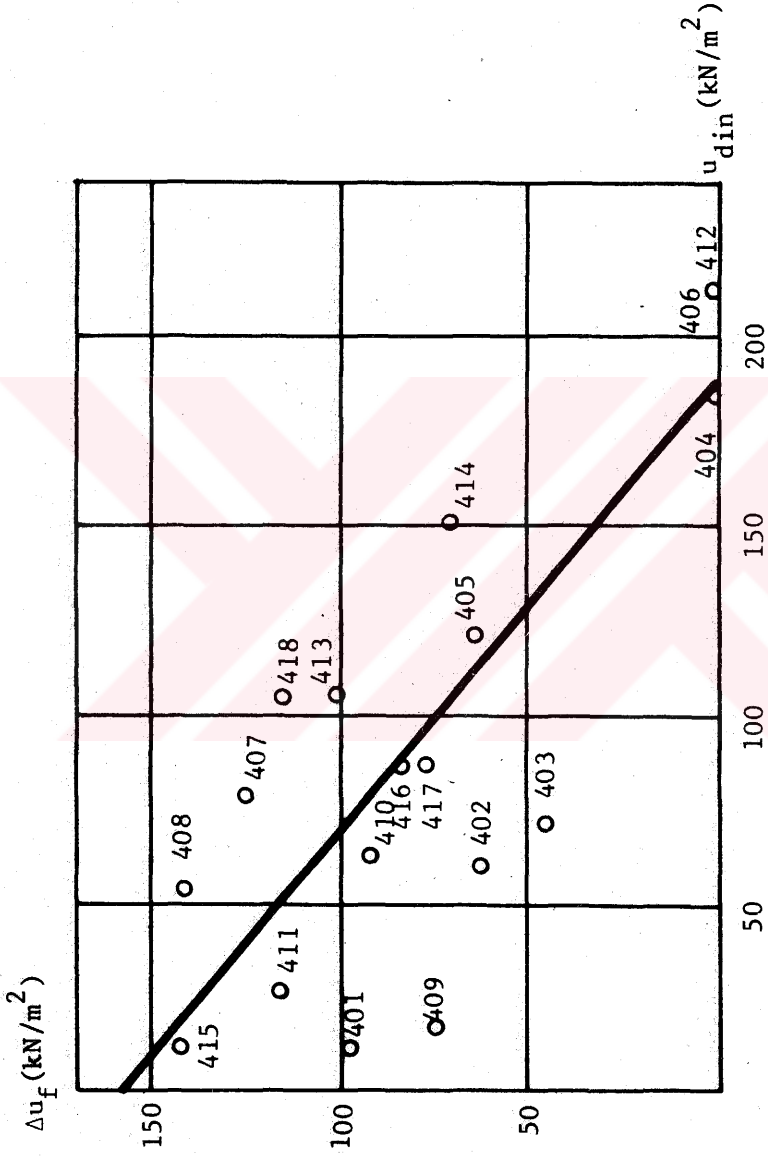
Yukardaki sonuçlardan da anlaşılabileceği gibi hemen bütün değerler dinamik yükleme sırasında biriken ilave boşluk suyu basıncı u_{din} 'e bağlanabilmektedir. O halde u_{din} bir çeşit yorulma parametresidir diyebiliriz. Eğer u_{din} 'i dış gerilmelere bağlı olarak ifade edebilirsek bütün değişkenleri dış gerilmelere bağlamış oluruz. Bunun için üç eksenli bir koordinat takımı düşünülmüş, x_1 ve x_2 eksenlerine



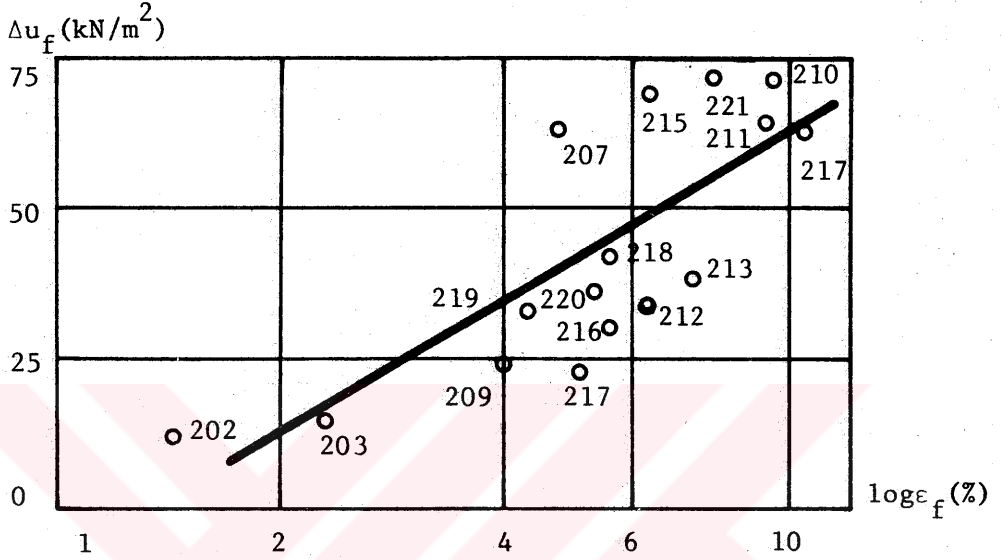
Şekil 4.14. $p_c = 200 \text{ kN/m}^2$ için u_{din} - Δu_f ilişkisi



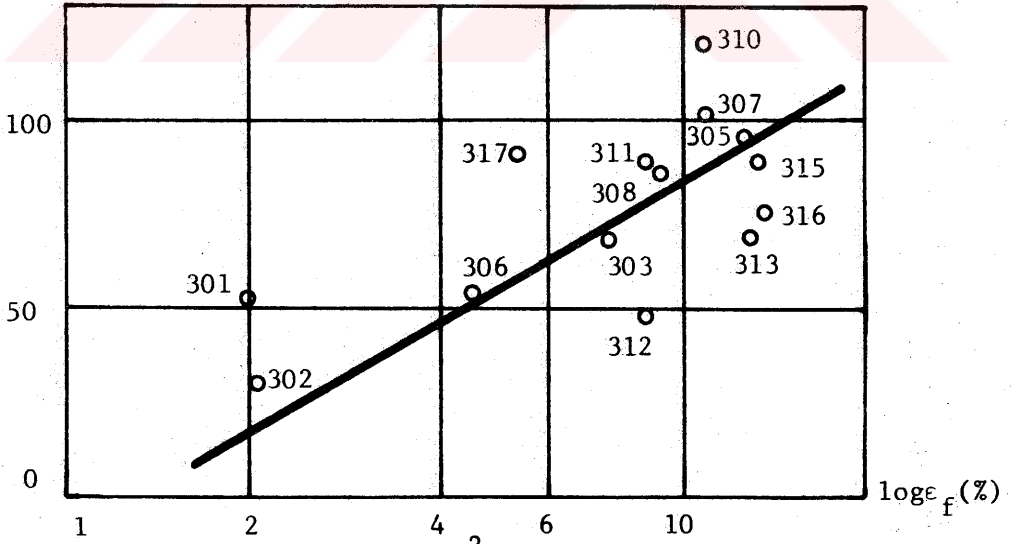
Şekil 4.15. $p_c = 300 \text{ kN/m}^2$ için u_{din} - Δu_f ilişkisi



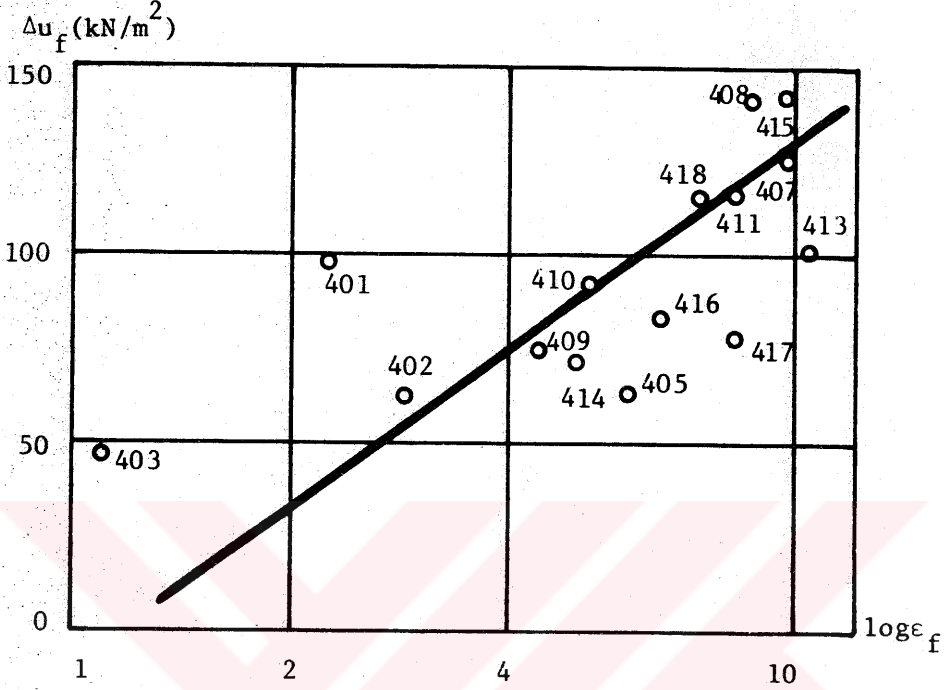
Şekil 4.16. $p_c = 400$ kN/m² için $u_{din} - \Delta u_f$ ilişkisi



Şekil 4.17. $p_c = 200$ kN/m² için $\Delta u_f - \epsilon_f$ ilişkisi.



Şekil 4.18. $p_c = 300$ kN/m² için $\Delta u_f - \epsilon_f$ ilişkisi.



Şekil 4.19. $p_c = 400 \text{ kN/m}^2$ için $\Delta u_f - \epsilon_f$ ilişkisi

uygulanmış sabit gerilme ve dinamik gerilmenin, düşey y eksenine de u_{din} değişkenlerinin değerlerinin değerleri verilmiştir. Sabit gerilme, dinamik gerilme ve u_{din} değerlerini, p_c konsolidasyon gerilmesine bölerek bütün deney verilerini bir araya toplamak mümkün olmuştur. Böylece elde edilen deney sonuçlarından bir düzlem geçirilmeye çalışılmıştır. Bu düzlem öyle olmalıdır ki, gerçek u_{din} değerleri ile bu düzlemde hesaplanan u_{din} değerlerinin aralarındaki farkların karelerinin toplamı minimum olsun. Yani $\sum(u_{din} \text{ ölçülen} - u_{din} \text{ hesaplanan})^2$ minimum olsun. Bu düzlemin denklemini (51)

$$Y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 \quad (4.1)$$

olarak ifade edip, farkların karelerinin minimum olma şartını sağlayan b_0 , b_1 ve b_2 katsayıları aranırsa $b_0 = -0.50$,

$b_1 = 1.04$ ve $b_2 = 2.46$ bulunur.

$$s_{yx1x2}^2 = \frac{\sum (Y \text{ hesaplanan} - Y \text{ ölçülen})^2}{N - 3} \quad (4.2)$$

ise korelasyon katsayısı şöyle verilebilir:

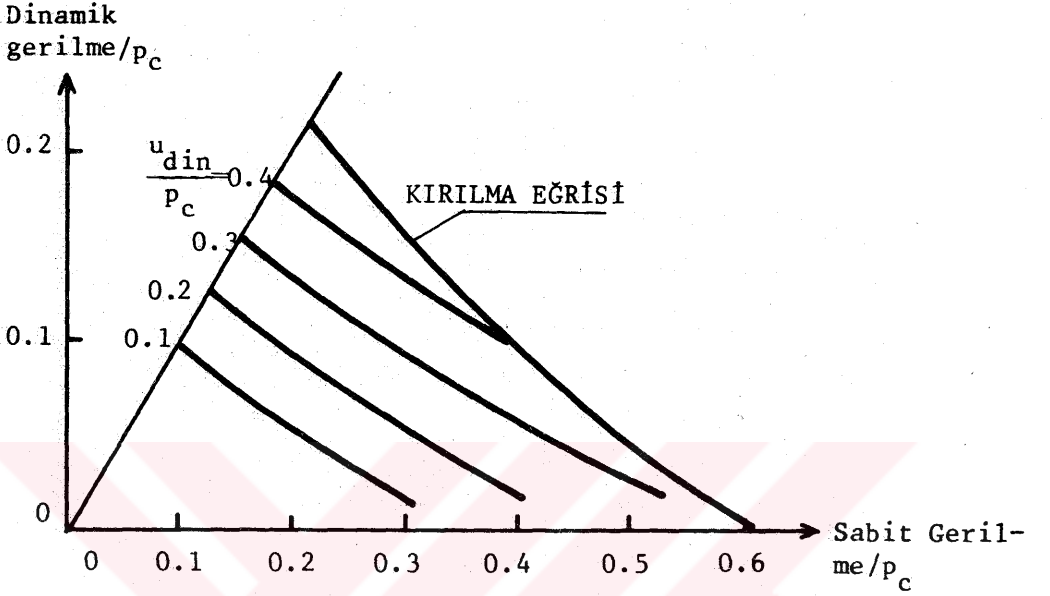
$$r = \sqrt{1 - \frac{s_{yx1x2}^2 (N-3)}{s_y^2 (N-1)}} \quad (4.3)$$

Yapılan deneyler sonucunda $s_{yx1x2}^2 = 0.00386$ ve $s_y^2 = 0.0238$ ve bunlara bağlı olarak korelasyon katsayısı $r = 0.915$ olarak bulunmuştur.

u_{din} değerini uyguladığımız sabit gerilme ve dinamik gerilme şiddetlerine bağlı olarak şöylece hesaplıyabiliriz:

$$\frac{u_{din}}{p_c} = -0.50 + 1.04 \sqrt{\frac{\text{Sabit gerilme}}{p_c}} + 2.46 \frac{\text{Dinamik gerilme}}{p_c} \quad (4.4)$$

Formüldeki bütün gerilmeler kN/m^2 cinsindendir. u_{din}/p_c değişkenine sabit değerler vererek, sabit gerilme/ p_c - dinamik gerilme/ p_c düzleminde eş u_{din}/p_c konturlarını elde edebiliriz (Şekil 4.20). Şekilde eş u_{din} eğrileri sağdan izdüşümü şeklindeki eğri olan düşey bir düzlemle sınırlanmaktadır. Bu eğri sabit + dinamik gerilmenin, numunenin dinamik olarak kırılmasına yol açtığı 11 deneyin verilerinden yararlanılarak bulunmuştur. Bu eğri:



Şekil 4.20. Sabit gerilme - dinamik gerilme düzleminde eş boşluk suyu basıncı konturları ve kırılma sınırı

$$\frac{\text{Sabit gerilme}}{p_c} = 2.12 \left(\frac{\text{Dinamik gerilme}^2}{p_c} \right) - 2.25 \left(\frac{\text{Dinamik gerilme}}{p_c} \right) + 0.60 \quad (4.5)$$

şeklinde ifade edilebilir. Eğrinin korelasyon katsayısı $r = 0.920$ dir. 4.5 nolu formülden görüldüğü gibi bu eğri dinamik gerilme = 0 durumunda, Sabit gerilme/ p_c eksenini 0.60 değerinde kesmektedir. Bu nokta statik deneylerden

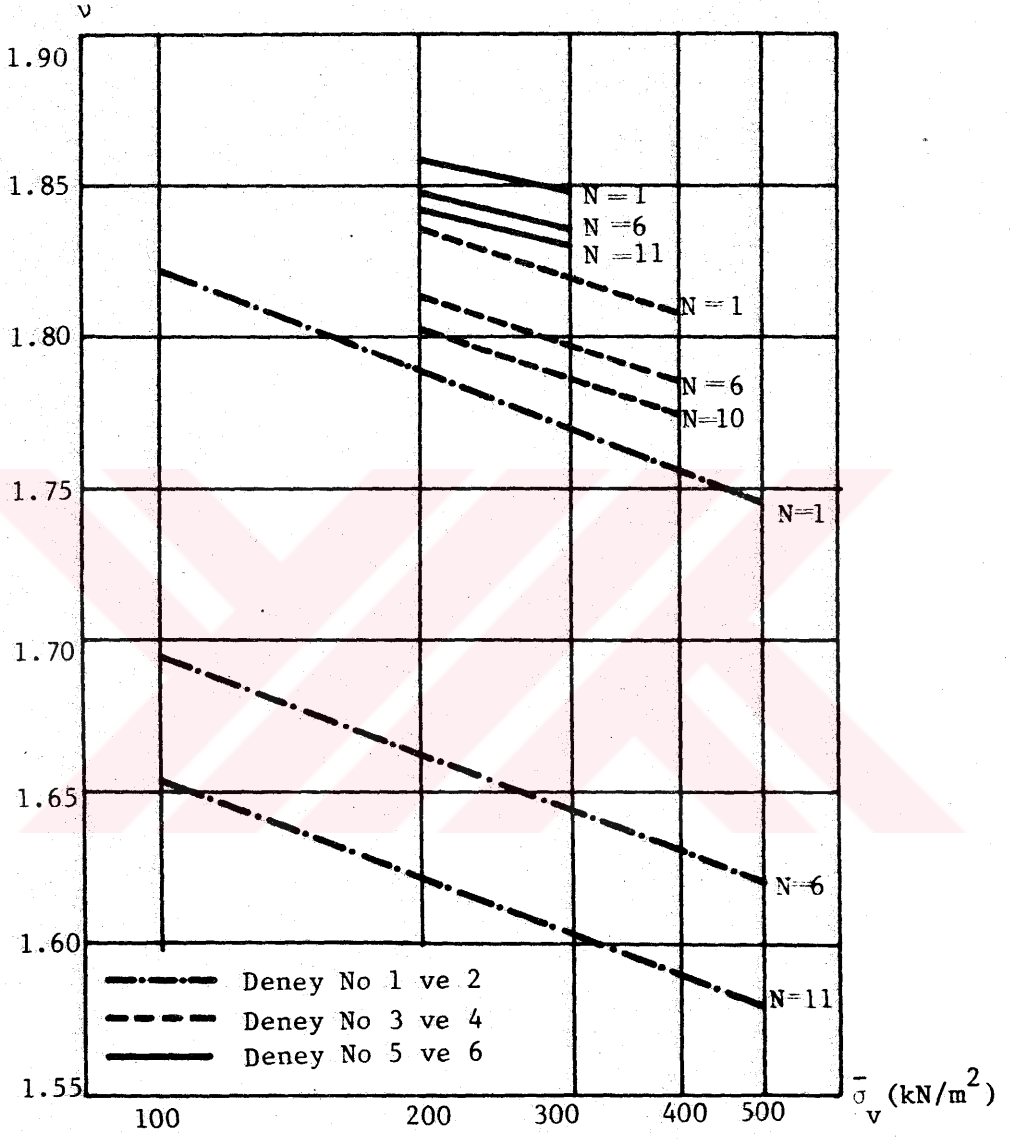
elde edilen q_f/p_c değeri ile çakışmakta ve dinamik deney sonuçlarından yararlanılarak geçirilen eğriyi sağlamaktadır. Eğrinin farklı eş basınç eğrilerini kesmesi normaldir. Çünkü daha büyük dinamik yük uygulanan numuneler daha küçük (sabit gerilme + dinamik gerilme) değerlerinde kırılmakta ve bu yüzden q/p nin kritik durumuna ulaşmak için daha büyük boşluk suyu basıncı oluşturmak zorunda kalmaktadırlar. Dinamik yükleme sırasında kırılan numunelerin deney numaraları: 204, 205, 206, 208, 304, 309, 314, 318, 404, 406 ve 412 dir.

4.3. Ödometre deneyleri

Deney neticeleri Şekil 4.21 de verilmiştir. Şekilde $N=1$ ile gösterilen noktalar yükün o basınç değerine ilk gelişindeki v değerleridir. Bu noktaya bitişik olarak çizilen doğrular ise 1. yüklemeden sonra yapılan geri dönmeyi ifade etmektedir. Benzer şekilde $N=6$ ile gösterilen noktalar aynı basıncın 6. kez yüklenmesi sonundaki v değerini ve buna bitişik doğrular 6. yüklemeden sonraki boşaltma eğrileridir. Şekillerden görüldüğü gibi 1.yükleme ile 6. yükleme arasında, yani ilk beş yükleme sırasında meydana gelen hacim küçülmesi, 6. yükleme ile 11. yükleme arasında, yani ikinci beş yükleme sırasında meydana gelen oturmalarla göre çok fazladır. Her tekrarda meydana gelen ilave hacim küçülmesi de, yine şekilden anlaşılabileceği gibi uygulanan tekrarlı yükün şiddetine bağlıdır. Tekrarlanan yükün şiddeti arttıkça, normal konsolidasyon eğrisine kıyasla meydana gelen ilave hacim küçülmeleri de artmaktadır.

Tekrarlı yükün etkisi altında numune normal konsolidasyon eğrisinden ayrılmakta ve drenaja müsaade edildiği için üzerinde taşıdığı efektif gerilmeye göre olması gerekenden daha küçük bir hacime gelmektedir.

Ödometre deneylerinde numunenin tekrarlı yük uygulanması ile normal konsolidasyon eğrisinden ayrılarak aşırı konso-



Şekil 4.21. Tekrarlı ödometre deneyi sonuçları

lide zemin bölgesine girmesi ile drenajsız üç eksenli deneylerde numunenin dinamik yükleme ile biriken bir boşluk suyu basıncı oluşturarak aşırı konsolide zeminler gibi davranması arasında bir paralellik vardır.



BÖLÜM 5

GENEL SONUÇLAR

1. Arnavutköy kaolini üzerinde yapmış olduğumuz üç eksenli deneylerle laboratuvarda yüksek su muhtevalarından başlatarak hazırlanan numunelerin dinamik mukavemet ve deformasyon özellikleri araştırılmıştır. Bu amaçla, çeşitli hücre basınçlarında konsolide edilen numuneler, sabit ve dinamik gerilmelerin çeşitli değerleri altında boşluk suyu basıncı artımı durana kadar dinamik yüklemeye tabi tutulmuştur. Bu numuneler daha sonra statik olarak kesilerek kayma mukavemetleri belirlenmiştir. Bu amaçla toplam 58 dinamik deney, ayrıca kontrol amacıyla 9 statik deney yapılmıştır. 6 adet de tekrarlı ödometre deneyi yapılmıştır.

2. Önceden dinamik olarak yüklenmemiş numuneler üzerinde yapılan statik deneyler ile dinamik olarak yüklendikten sonra statik olarak kesilen numunelerden elde edilen sonuçlar Kritik Durum Eğrisi'ni belirleyen parametrelerin değerleri arasında büyük bir uygunluk olduğunu göstermektedir. Deneysel sonuçlara göre;

$$M = 0.775 \quad \lambda = -0.186 \quad \text{ve} \quad \Gamma = 2.96$$

olarak bulunmuştur.

3. Dinamik deneyler sonunda boşluk suyu basıncı artışının durduğu anda elde edilen u_d değerlerinin sabit ve dinamik gerilmeye bağlı olarak ifade edilebileceği gözlenmektedir.

$$\frac{u_{din}}{p_c} = -0.50 + 1.04 \sqrt{\frac{\text{Sabit gerilme}}{p_c}} + 2.46 \frac{\text{Dinamik gerilme}}{p_c} \quad (5.1)$$

Burada u_{din} , sabit gerilme, dinamik gerilme ve p_c KN/m^2 cinsinden ölçülmüştür.

4. Deney sonuçlarından kırılma anındaki deviatör gerilme q_f ile u_{din} arasında çizgisel bir ilişki bulunduğu gözlenmiştir. Bu ilişki, deneysel verilerden:

$$q_f = 0.63 p_c - 1.30 u_{din} \quad (5.2)$$

şeklinde elde edilmektedir. Bu eşitlikteki q_f , p_c ve u_{din} değerleri KN/m^2 cinsinden ölçülmüştür. Bu sonuç, dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncının değeri ile orantılı olarak numunenin kırılma kesidinin yumuşamaya uğradığı şeklinde yorumlanabilir.

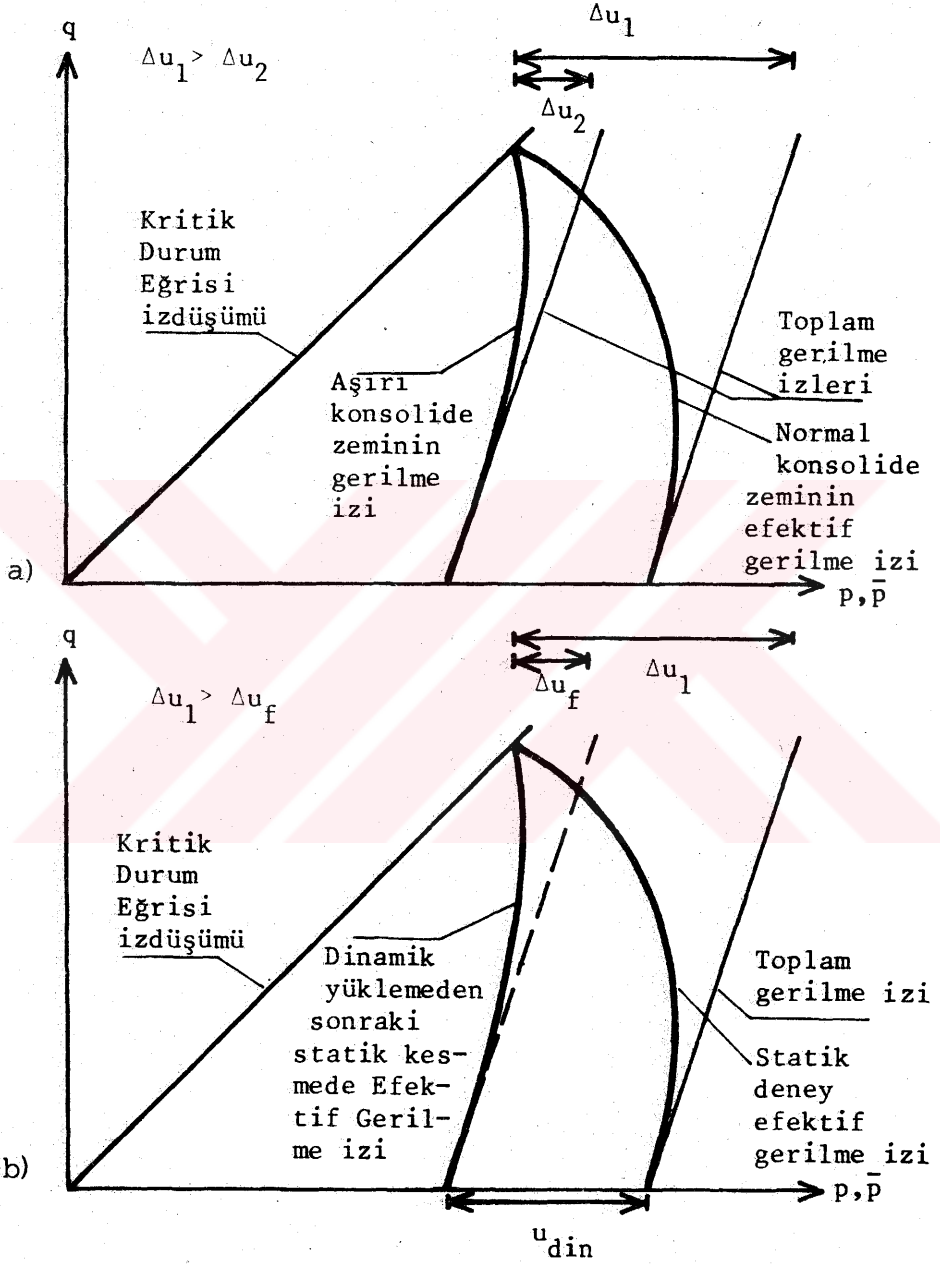
5. Deneysel sonuçlar dinamik yüklemeyi takip eden statik kesme sırasında oluşan ilave boşluk suyu basıncı Δu_f ile dinamik yükleme sırasında biriken boşluk suyu basıncı arasında:

$$\Delta u_f = 0.42 p_c - 0.81 u_{din} \quad (5.3)$$

şeklinde bir bağıntı olduğunu göstermektedir. Burada bütün gerilmeler KN/m^2 cinsindendir.

6. Şekil 5.1. a) da aşırı konsolidasyon oranına bağlı olarak gerilme izinin değişimi görülmektedir.

Şekil 5.1. b) de ise dinamik yükleme deneyinin gerilme



Şekil 5.1. a) Statik kesme, b) Dinamik yüklemeden sonraki statik kesme sırasındaki gerilme izleri

izini nasıl değiştirdiği gösterilmektedir. Gerek dinamik yüklemekten sonra elde edilen gerilme izleri (şekil 4.5, 4.6 ve 4.7), gerekse madde 5 de Δu_f in u_{din} ile azaldığı hususu dinamik olarak yüklenmiş zeminlerin aşırı konsolide killere benzer davranışta bulunduğunu göstermektedir.

7. Tekrarlı gerilmeler altında boşluk suyu basıncı artımının sıfır olduğu anda meydana gelmiş olan plastik deformasyonların u_{din} değerinden elde edilebileceği görülmektedir. Deneysel sonuçlar bu ilişkinin:

$$u_{din} = 0.31 p_c \log \epsilon_{din} + 42 \quad (5.4)$$

biçiminde yazılabileceğini göstermektedir. Bu formülde u_{din} ve p_c kN/m² cinsinden verilmiştir. Benzer olarak dinamik yüklenmiş numunelerin statik olarak kesilerek kayma mukavemetlerinin belirlenmesi sırasında ortaya çıkan ilave boşluk suyu basıncı ile aynı deneyde oluşan deformasyonlar arasında

$$\Delta u_f = 0.34 p_c \log \epsilon_f - 9.7 \quad (5.5)$$

ilişkisi gözlenmiştir. Burada da Δu_f ve p_c kN/m² cinsinden llmş ve verilmiştir.

8. Tekrarlı dometre deneyleri aynı gerilmenin uygulanıp kaldırılması sonucunda zeminin boşluk oranının azaldığını, bu azalmanın miktarının dinamik gerilmenin artan şiddeti ile arttığını göstermektedir. Her tekrarda meydana gelen ilave hacim küçülmesi artan tekrar sayısı ile küçülmektedir.

R E F E R A N S L A R

1. Peynircioglu, A.H., Über die Scherfestigkeit bindiger Bodenarten., Berlin: Julius Springer Verlag, 1939
2. Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Worth, C.P., On Yielding of soils, Geotechnique Vol. 108 (1958) sf. 22-53
3. Töğrol, E., Kohezyonlu zeminlerde kayma gerilmesi, efektif basınç ve su muhtevası arasında bağlantı., 2. baskı, İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, 1974
4. Bishop , A.W., Henkel, D.J., Pore Pressure Changes During Shear in Two Undisturbed Clays., 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engr., Proceedings Vol 1 (1953) sf. 94-99
5. Knight, K., Blight, G.E., Studies of some effects resulting from the unloading of soils., Proc. 6 th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Montreal 2 (1965) sf. 103-107
6. Richart, F.E., Hall, J.R., Woods, R.D., Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall International Series In Theoretical and Applied Mechanics, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1970
7. Justo, C.E.G., Arora, G.M., Deformation and strength characteristics of soil subjected to repeated and sustained loads., Rd. Res. Bull. - Indian Rd. Cong. New Delhi No. 14, sf. 1-18
8. Luo, W.K. The characteristics of soils subjected to repeated loads and their applications to engineering practice. Soils and Foundations, Vol. 13, No.1 (1973) sf.11-27

9. Hui, T.W. The effect of repeated loading on the stress-strain relationship of saturated remoulded kaolin., Proc. 2 nd Southeast Conf. Soil Eng., (1970) sf. 49-56
10. Sangrey, D.A., Henkel, D.J., Esrig, M.I., The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading., Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6,3 (1969) sf. 241-252
11. Wilson, N.E., Greenwood, J.R., Pore pressures and strains after repeated loading of saturated clay., Canadian Geotech.Journal, Vol.11 (1974)sf. 269-277
12. Larew, H.G., Leonards, G.A., A strength criterion for repeated loads., Proc. Highway Res. Board Vol. 41 (1962) sf. 529-556
13. Seed, H.B., Chan, C.K., Clay strength under earthquake loading conditions., Proc. ASCE vol. 92, SM2 (1966) sf. 53-78
14. Lee, K.L., Focht, J.A., Strength of clay subjected to cyclic loading., Marine Geotechnology Vol. 1, No.3 (1976) sf. 165-185
15. Rao, E.S., Gulhati, S.K., Behaviour of pore water pressure with strain under cyclic loading., Symp. Earth and Earth Structures under Earthquakes and Dynamic Loads, India (1973) sf. 87-98
16. Akai, K., Adachi, T., Ando, N., Existence of a unique stress-strain-time relation of clays., Soils and Foundations, Vol. 15 No.1 (1975) sf. 1-16
17. Thiers, G.R., Seed, H.B., Cyclic stress-strain characteristics of clay., ASCE Vol. 94 SM2 (1968) sf. 555-569

18. Thiers, G.R., Seed, H.B., Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions., Soils and Foundations (1969) sf. 3-56
19. Andersen, K.H., Hansteen, O.E., Hoeg, K., Prevost, J.H., Soil deformations due to cyclic loads on offshore structures., Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 120 (1978) sf. 1-40
20. Koutsoftas, D.C., Effect of cyclic loads on undrained strenght of two marine clays., ASCE Vol. 104 GT5 (1979) sf. 609-620
21. Andersen, K.H., Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading., Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 114 (1976) sf. 33-44
22. Castro, G., Christian, J.T., Shear strength of soils and cyclic loading, ASCE Vol. 102 GT9 (1976) sf. 887-894
23. Wroth, C.P., Loudon, P.A., The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin., Proc. Geotechnical Conf., Oslo 1 (1967) sf. 159-163
24. Anon., Repeated Loading on Clay, literature review. Research Project No. 74037-5, NGI publication, (1975) sf. 1-42
25. Halter, H., Das Verhalten eines gesättigten, bindigen Bodens- unter plötzlich aufgebrachtter Last und unter Wechselbelastung., Zürich, Juris-Verlag, (1963)
26. Taylor, P.W., Bacchus, D.R., Dynamic cyclic strain tests on a clay., Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr. Mexico 1, (1969) sf. 401-409

27. Andersen, K.H., Pool, J.H., Brown, S.F., Rosenbrand, W.F., Cyclic and static laboratory tests on drammen clay., ASCE Vol. 106 GT5 (1980) sf. 499-529
28. Brown, S.F., Andersen, K.H., Elvaney, J., The effect of drainage on cyclic loading of clay., Norwegian Geotechnical Institute publication No. 118 (1977) sf. 1-6
29. Motherwell, J.T., Wright, S.G., Ocean wave load effects on soft clay behavior., Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference Earthquake Engineering and soil dynamics Vol 2 (1978) sf, 620-635
30. Anon., Repeated loading on clay, Summary and interpretation of test results. Research Project No. 74037-9, NGI Publication (1975) 270 sf.
31. Meimon, Y., Hicher, P.Y., Mechanical behaviour of clays under cyclic loading., International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea (1980) sf. 77-87
32. Sarma, S.K., Jennings, D.N., A dynamic pore pressure parameter A_n ., International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea (1980) sf. 295-298
33. Van Eekelen, H.A.M., Potts, D.M., The behaviour of Drammen Clay under cyclic loading., Geotechnique 28 No.2 (1978) sf. 173-196
34. Van Eekelen, H.A.M., Potts, D.M., Clay behaviour under cyclic loading., Proceedings dynamical methods in soil and rock mechanics, Karlsruhe (1977) sf. 113-130
35. Kavazanjian, E., Mitchell, J.K., Time-Dependent Deformation Behavior of Clays., ASCE Vol. 106 GT6 (1980) sf. 611-630

36. Carter, J.P., Booker, J.R., Wroth, C.P., A critical state soil model for cyclic loading., Research Report No. CE6 Department of civil engineering University of Queensland (1979) sf. 1-54
37. Scott, R.F., Principles of Soil Mechanics., A.B.D. : Addison-Wesley publishing company, Inc., 1963
38. Dafalias, Y.F., Herrmann, L.R., A bounding surface soil plasticity model., Int. Symp. on Soils under cyclic and transient loading, Swansea (1980) sf. 335-345
39. Özüdoğru, K.G., Önceden yüklenmiş killerin dinamik davranışı., İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi 1979
40. Töğrol, E., Özüdoğru, K., Güler, E., Tekrarlı yüklerin zemin mukavemetine etkisi., İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Teknik Rapor No. 29, 1977
41. Güler, F.E., Açık deniz yapılarının geoteknik problemleri ve tekrarlı yüklerin zemin davranışına etkisi., İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi MMLS Tezi, 1977
42. Andersen, K.H., Brown, S.F., Foss, I., Pool, J.H., Effect of cyclic loading on clay behaviour., Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 113 (1976) sf. 1-7
43. SEED, H.B., Lee, K.L., Liquefaction of saturated sands during cyclic loading., ASCE Vol. 92 SM6 (1966) sf. 105-134
44. Lee, K.L., Seed, H.B., Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand., ASCE Vol 93 SM1 (1967) sf. 47-70
45. Silver, M.L., Laboratory triaxial testing procedures to determine the cyclic strength of soils., Chicago: Department of Materials Engineering University of Illinois at Chicago Circle, 1977

46. Rowe, P.W., Barden, L., A new consolidation cell.,
Geotechnique (1966) sf. 162-170
47. Bishop, A.W., Henkel, D.J., The measurement of soil
properties in the triaxial test., London:
Edward Arnold Ltd., 1962
48. Leaver, R.H., Thomas, T.R., Analysis and Presentation
of Experimental Results., London: The Macmillan
Press LTD., 1974
49. Toğrol, E., Zeminlerin Mekanik Davranışı., İstanbul:
İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Doçentlik Tezi, 1967
50. Lambe, T.W., Whitman, R.V., Soil Mechanics., New York,
John Wiley and Sons, Inc., 1969
51. Dixon, W.J., Massey, F.J., Introduction to statistical
analysis., Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, LTD.,
3 rd edition, 1969

Bu çalışmanın hazırlanması sırasında sürekli ilgi ve yardımlarını gördüğüm ve kıymetli fikirlerinden yararlandığım Prof.Dr.Ergün TOĞROL'a en derin teşekkürlerimi sunarım.

Zemin Mekaniği Laboratuvarında sağlanan geniş imkanlardan dolayı Prof.Dr.Ing.Necati ACUN'a ve değerli fikirlerinden yararlandığım Doç.Dr.Ahmet SAĞLAMER'e teşekkürlerimi sunarım.

Değerli ilgilerini esirgemiyen İnşaat Fakóltesi Dekanı Prof.Dr.Güngör EVREN'e teşekkürlerimi sunarım.

Tezi titizlikle yazan Leyla AYKOL'a, tezin basılmasındaki yakın ilgilerinden dolayı Türker ÇERİ ve İnşaat Fakóltesi Matbaa personeline ve fotoğrafları titizlikle hazırlayan Necdet GÜVENÇ'e teşekkür ederim.

Ö Z G E Ç M İ Ş

Tez sahibi 1952 yılında İstanbul'da doğmuştur. İlk okula 1958 de Bonn'da başlamış, 1963 te İstanbul'da bitirmiştir. 1963-1970 yılları arasında Alman Lisesinde okumuş, 12. sınıfı A.F.S. Uluslararası Bursları öğrencisi olarak Los Angeles (A.B.D.) de San Marino High School'da okuyarak 1971 yılında mezun olmuştur. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesinden 1975 yılında ve yine İnş.Fak. M.M.L.S. Geoteknik dalından 1977 yılında mezun olmuş, aynı yılın sonbaharında İ.T.Ü. Zemin Mekaniği ve Temel İnşaatı Kürsüsünde doktora adayı olarak kabul edilmiştir. Mart 1978 den beri aynı kürsüde çalışmaktadır. Halen askerlik görevini yapmamıştır ve bekardır.

Yayınları:

- 1) "Şehir içinde açılan büyük ve derin temel çukurlarında diyafram duvarlarının kullanılması." (Mart 1977) (Bauingenieur'den çeviri) İ.T.Ü. Zemin Mekaniği Araştırma Kurumu Yayınları No.8, 45 sf.
- 2) "Açık deniz yapılarının geoteknik problemleri ve tekrarlı yüklerin zemin davranışına etkisi." (Haziran 1977) İ.T.Ü. İnş. Fak. M.M.L.S. Tezi, 97 sf.
- 3) "Tekrarlı yüklerin zemin mukavemetine etkisi".(Eylül 1977) (E.Toğrol, K.Özüdoğru ile birlikte) İ.T.Ü. İnş.Fak. Teknik Rapor No. 29, 61 sf.
- 4) "Kohezyonlu zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışı". (Ekim 1977) (E.Toğrol, K. Özüdoğru ile birlikte) Tübitak 6. Bilim Kongresi Mühendislik araştırma grubu tebliğleri, sf. 993-1000
- 5) "Geotechnical design of off-shore structures" (Eylül 1978) (E.Toğrol, A.Sağlamer, K.Özüdoğru ile birlikte) 1st IMAEM Congress, İstanbul.
- 6) "Sondaj yerlerinin ve derinliklerinin saptanması" (Haziran 1979) Zemin Cilt 1 Sayı 2, sf. 131-134
- 7) "On the dynamic behaviour of overconsolidated clays." (Eylül 1979) (E.Toğrol, K.Özüdoğru ile birlikte) 7 th European Conf. SMFE Vol.2, sf. 147-150
- 8) "İskenderun Limanı (Şubat 1980) (E.Toğrol, N.Acun, N. Yayla ile birlikte) İ.T.Ü. Zemin Mekaniği Araştırma Kurumu, 44 sf.
- 9) "The influence of seismic loading on the behaviour of two Istanbul clays." (Eylül 1980). (E.Toğrol, A.Sağlamer, K.Özüdoğru ile birlikte). 7. Dünya Deprem Mühendisliği Konferansı, Cilt 3, sf.187-195.

T. C.

Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi