



T.C.
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

28



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research
(Bull. Earthq. Res.)*



Ocak [January] / 1980
Cilt [Volume]: 7

Sayı [Issue]: 28

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

DİĞER [OTHER]

Zemin-Yapı Sisteminde Sönüm [Damping in Soil-Structure System]

Aysel YATMAN 1-14

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Depremler Sırasında Sıvılaşma ve Nedenleri Hakkında Düşünceler

[Considerations About Liquefaction During Earthquakes and Its Causes]

M. Ali ERGUVANLI 15-79

DERLEME [REVIEW]

1 ve 27 Sayılarında Çıkan Makale İsimleri [Papers Published in

Earthquake Research Bulletin in Between 1 and 27 Issues]

Dergi Editörü 80-90

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

28

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

28

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskan Bakanlığı adına
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı



Yazı İşleri Müdürü

Aysel Özlil
Deprem Araştırma Enstitüsü
Yayın ve Dökümantasyon Müdürü



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi

Deprem Araştırma Enstitüsü
Bağkanlığı Yüksel Caddesi No. : 7/B



Yenişehir/ANKARA

Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Baylan Matbaası 30 24 87 — 30 24 93



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 7

SAYI : 28

OCAK 1980

BU SAYIDA

Zemin- Yapı Sisteminde Sönüm

Yazan : P. SOTİROV
Çeviren : Aysel YATMAN

Depremler Sırasında Sıvılaşma ve Nedenle-
ri Hakkında Düşünceler

Dr. Ali ERGUVANLI

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni 1 ve
27 Sayılarında Çıkan Makale İsimleri

YAYIN KURULU

ZEMİN-YAPI SİSTEMİNDE SÖNÜM

Yazan : P. Sotirov (*)

Çeviren : Aysel Yatman (**)

GİRİŞ

Deprem sırasında zemin-yapı sistemlerinin enerji tüketimi yapının davranışını etkileyen en önemli faktörlerden biridir. Rölatif enerji tüketimi dinamik sistemin sönümüne doğrusal olarak bağlıdır. Yapılar ve yapı elemanları için sönüm önemli bir dinamik parametredir. Yapıların depreme karşı gösterdikleri davranışın analizi için yapının herbir titreşim modunun dinamik özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Bunlar doğal frekans, mod şekli ve sönüm değeridir. İlk iki özellik yapı dinamiği yöntemleri ile kolaylıkla elde edilebilir. Yapının sönüm değeri ile ilgili yapı elemanlarının malzeme özelliklerinden gidilerek sönüm değerlerinin çıkarılmasını sağlayan güvenilir bir yöntem yoktur.

Depreme dayanıklı yapı tasarım yönetmeliklerinin çoğu sismik atalet kuvvetlerinin hesaplanmasında kullanılan spektral yöntemeye dayanmaktadır. Dizayn spektrumları genellikle kritik sönümün % 5'ine eşit bir sönüm için hesaplanmışlardır. Ancak bazı tip binalar, örneğin perde duvarlı alçak yapılar, yaklaşık olarak birinci mod titreşimlerinde bu sönüm değerine sahiptirler. Eğilme deformasyonları yapan yapılarda sönüm oranı kesme deformasyonları yapan yapılara göre daha küçüktür. Zemin katları esnek yapıların sönümü daha küçüktür. Çelik yapıların sönüm oranı betonarme yapılardan daha küçüktür. Genellikle zemin-yapı etkileşimi sistemin sönümünde bir değişime yol açmaktadır.

Daha önce belirtildiği gibi sönüm sorununa özel bir önem verilmesi gerekmektedir. Modal davranış amaçları için titreşimlerin her modu için sönüm değerlerinin bulunmasını sağlayacak daha gerçekçi bir zemin-yapı modeli gereklidir. Bu tür yeni bir model incelenmektedir. Dizayn uygulamalarında değişik yapı sistemlerinin sönüm değerleri hakkında daha fazla bilgi verilmelidir. Zemin-yapı sistemlerinde sönümün hesaplanması için basit formüller gereklidir.

MODAL DAVRANIŞ ANALİZ İÇİN SÖNÜM

Sönümün viskoz tipi olduğu yapılarda, modal davranış analizi için, geleneksel yöntemde, sönüm matrisinin, kütle matrisiyle veya rijidlik matrisiyle orantılı olduğu kabul edilmektedir. Genel durumda sönüm matrisinin, kütle ve rijidlik matrisiyle orantılı olan terimlerin toplamı olduğu düşünülmektedir. Bu varsayım, hareketin diferansiyel denklemlerini çözmek için yapılmıştır. Rayleigh'e göre, eğer sönüm matrisi, kütle matrisi ve rijidlik matrisinin doğrusal bileşimi

(*) Dr. Müh. Jeofizik Enstitüsü, Bulgar Bilimler Akademisi, Sofya, Bulgaristan

(**) Deprem Araştırma Enstitüsü, Sismoloji Bölümü

ise söndürülmüş sistemde, klasik normal modlar bulunacaktır. Sönümsüz durumda hareketin diferansiyel denklemlerini ayıran, aynı doğrusal dönüşüm, söndürülmüş durumda denklemlerin ayırımını sağlayacaktır.

n serbestlik derecesi olan, yığılmış parametre sistemini düşünerek, x — koordinatında hareketin diferansiyel denklemi

$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = - \ddot{X}_0(t) [M] \{I\} \quad (1)$$

olur.

Bu denklemde,

[M] : Kütle matrisi

[K] : Rijidlik matrisi

[C] : Sönüm matrisi

$\ddot{x}_0(t)$: Zemin ivmesinin fonksiyonunu göstermektedir.

Eğer :

$$[C] = \alpha [M] + \gamma [K] \quad (2)$$

ise, aşağıdaki doğrusal koordinat değişimi uygulanabilir.

$$\{X\} = [A] \{\eta\} \quad (3)$$

Burada, [A] matrisinin sütunları sistemin normal modları, $\{\eta\}$ ise normal koordinatların vektörüdür. Bu değiştirme (1) nolu denklemi ikiye ayırarak ve aşağıdaki şekilde, hareketin n tane diferansiyel denklemi oluşacaktır.

$$\ddot{\eta}_i + 2 \beta_i \dot{\eta}_i + \omega_i^2 \eta_i = - \xi_i \ddot{X}_0(t) \quad (4)$$

β_i , i inci modun, kritik sönümünün kesri, ξ_i ise aynı modun katılma katsayısıdır. Sistemdeki titreşimin her modu için (4) nolu denklemi çözerek ve başlangıçtaki koordinatlara dönerek, verilen uyarı (excitation) için çözüm bulunabilir. (4) nolu denklemdeki katılma katsayısı ξ_i ve doğal frekans ω_i öz değer (eigen value) yolu ile hesaplanabilir. Kritik sönüm kesri β_i hesaplanamaz. Mühendislik sağduyusu kullanılarak β_i ye herhangi bir değerin verilmesi yaygın bir uygulamadır. Bu hatalı bir çözüme götürebilir. Çünkü, titreşimin her modu değişik miktarda enerji yutmakta olup değişik dönüm değerlerine sahiptir. Eğer yapı biraz karmaşıksa ve enerjinin büyük bir kısmı zemine aktarılmışsa titreşimin herhangi bir modundaki gerçek sönüme hemen hemen eşit bir sönüm değeri bulmak güç olacaktır. Buna ek olarak, gerçek yapıların sönümüyle ilgili deneysel çalışmalarından elde edilecek sönüm verilerine pek fazla güvenilmemelidir. Araştırmacılar tarafından, titreşim deneylerinden birçok veri elde edilmesine karşın, bu veriler şimdiki durumda, sönüme etkileyen faktörler ile sönüm değeri arasındaki ilişki için güvenilir veriler değildir.

(4) nolu denklemdeki kritik sönüm kesri β_i aşağıda gösterildiği gibi α ve γ sabitlerine bağlıdır.

$$\beta_i = \frac{\alpha + \gamma \omega_1^2}{2 \omega_i}$$

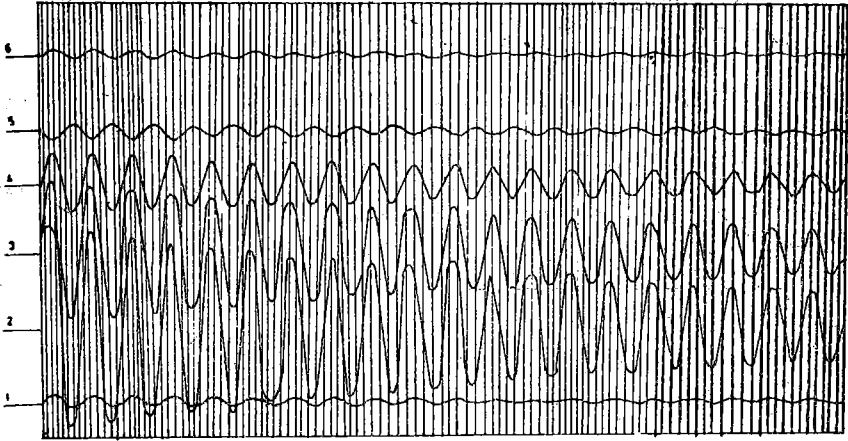
Eğer bu sabitler bilinirse, titreşimin her modu için sönüm oranı belirlenebilir. Buna rağmen, bunların belirlenmesi için en iki modal frekansın ve sönüm oranlarının bilinmesi gereklidir. Örnek olarak, titreşimin ilk iki modunu kullanarak ve (5). nolu denklemden elde edilen, eş zamanlı iki denklemi çözerek, bilinmeyen sabitler α ve γ bulunabilir. Bunlar,

$$\alpha = \frac{2 \omega_1 \omega_2 (\omega_2 \beta_1 - \omega_1 \beta_2)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (6)$$

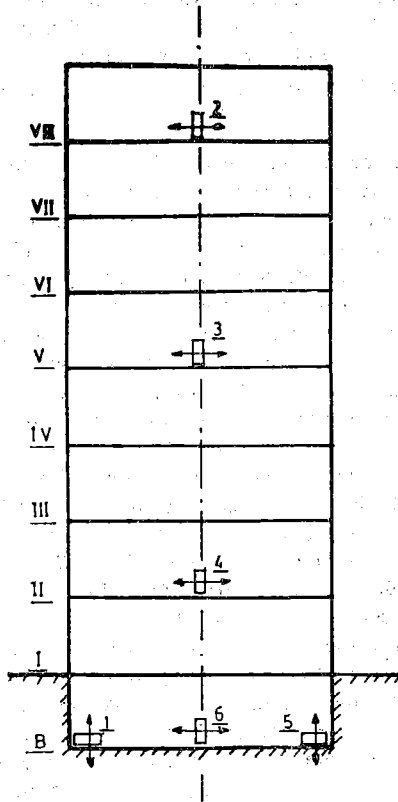
$$\gamma = \frac{2 \omega_2 \beta_2 - \omega_1 \beta_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad \text{dir.} \quad (7)$$

(5) nolu denklemden elde edilen sönüm oranı, doğal frekansın artmasıyla artma eğilimindedir. Bu nedenle titreşimlerin daha yüksek modlarının büyük sönüm oranına sahip olması gereklidir. Bu durum titreşim deneylerinden elde edilen veriye ters düşmektedir. Yapıların sönümlerinin doğal frekansa bağımlı olmadığı bilinmektedir. Deney verileri, daha yüksek modlardaki sönümün, birinci modun sönümünden daha fazla veya daha az olabileceğini göstermektedir. Bu durum, zemin-yapı etkileşimini içeren, enerji dağılımı ile ilgili faktörlere bağlıdır.

Titreşim mod şekillerini inceleyecek olursak (2) nolu denkleme göre sönüm matrisi $[C]$ nin kütle matrisi ve rijidlik matrisinin doğrusal bileşimi olduğu kabul edildiğinde (1) nolu denklemin çözümü, söndürülmüş sistemin titreşimlerinin normal modlarını verecektir. İlke olarak, bu titreşim modları sönümsüz doğrusal sistemin titreşim modları ile aynı olup kütleleri, en büyük ve en küçük ötelemeleri aynı zamanda yapmaktadır. Çok katlı binalardaki titreşim deneylerinin sonuçlarına bakılacak olursa, birçok durumlarda, sistem bir doğal modunda uyarıldığı zaman, kat kütlelerinin en büyük ve en küçük durumlarından aynı zamanda geçtiği görülecektir. Bu sadece, her katta enerji tüketiminin aynı olduğu düzenli binalar ve yapılar zeminde tüketilen enerji miktarlarında fark olmayan binalar için doğrudur. Yada yapı sert bir zeminde bulunmaktadır. Eğer, örnek olarak, sadece bir kattaki enerji tüketimi farklı olursa, sönümlü sistemde klasik normal modlar bulunmayacaktır. Kat kütleleri, en büyük ve en küçük durumlarından aynı zamanda geçmeyecekler ve aralarında faz gecikmesi olacaktır. Genellikle, komşu iki kütle arasındaki faz açısı, sönüm değerleri arasındaki farkın küçük olması nedeniyle çok küçüktür. Bazen katların hareket kayıtlarından faz değişimlerini görebilmek çok güçtür. Bu nedenle, yapıların titreşim deneyleriyle ilgili çalışmalarında, klasik normal modların gerçek yapılarda da bulunduğu belirtilmektedir. Tanımlayıcı örnek olarak, deney yapılmış bir yapıdaki, serbest titreşim kayıtları Şekil (1) de görülmektedir. Şekil (2) de şematik olarak gösterilen yapının 6 noktasında aynı zamanda kayıt alınmıştır. 1 ve 5 nolu ölçme aletleri dikey hareketleri kaydetmekte olup, binanın zemin katındadır. 2, 3, 4 ve 6 nolu aletler ise yapının 8 inci, 5 inci, 2 inci ve zemin katında yerleştirilmiştir.



ŞEKİL-1



ŞEKİL-2

Dik bir çizgi boyunca yerleştirilen bu aletler yatay hareketleri kaydederler. İlk görüşte, faz dışında 180° lik titreşim yapan 5 inci nokta hariç, bütün noktalar aynı fazdan titreşim yaparlar. Kayıtlar dikkatle incelenirse 2, 3 ve 4 nolu noktaların gerçekten aynı fazda titreşim yaptıkları, binanın temelde dönme ve kaymasının ölçüldüğü 1,5 ve 6 nolu noktaların ise fazlarının değişik olduğu görülür. Bütün noktalar aynı doğal frekansta titreşim yaparlar ve genliklerindeki azalma aynı orandadır. Buna rağmen 1,5 ve 6 nolu noktalar değişik faz açılına sahiptir. Doğru ölçümler, bunların 15°-18° geç olduklarını göstermektedir. Bu, zemindeki enerji tüketiminin yapıdakinden daha fazla olması demektir. Deney sırasında, faz ölçen elektronik aletlerle daha kesin ölçümler yapılabilir.

Yukarıdan da anlaşıldığı gibi, viskoz sönümlü yapı örneğinin gerçek yapılara uymadığı ve gerçekçi olmayan sonuçlara götürdüğü açıktır. Bu kabul ile diferansiyel denklemler sisteminin kolayca çözümü mümkündür, fakat sönüm oranları hesaplanamaz.

Histeretik sönüm, bir serbestlik dereceli sistemin, resistant elemanının kompleks rijidliği ile modellendirilir. Histeretik sönümün kuramı Sorokin tarafından geliştirilmiştir. Kompleks rijidlikle tanımlanan histeretik sönümün, gerçek yapıların davranışına uyduğu belirtilmektedir. Çok serbestlik dereceli bir sistemde, sönüm değerinin, titreşimin her modu için aynı olduğu varsayılmaktadır. Bu varsayım, diferansiyel denklem sistemini ayırmak için yapılmış olup, gerçeğe uymamaktadır. Histeretik sönümlü (yapısal sönüm), çok serbestlik dereceli bir sistemin, matris sisteminde diferansiyel denklemi,

$$[M] \left\{ \ddot{X}^* \right\} + (1 + i\alpha) [K] \left\{ X^* \right\} = -\ddot{X}_0^*(t) [M] \left\{ I \right\} \quad (8)$$

olup, $\{X^*\}$, $\{X^*\}$ kompleks vektörler, $X_0''(t)$ — verilen bir deprem için zemin ivmesinin fonksiyonu, α — histeretik sönüm katsayısıdır. Aşağıdaki koordinat değişimini uygulayarak

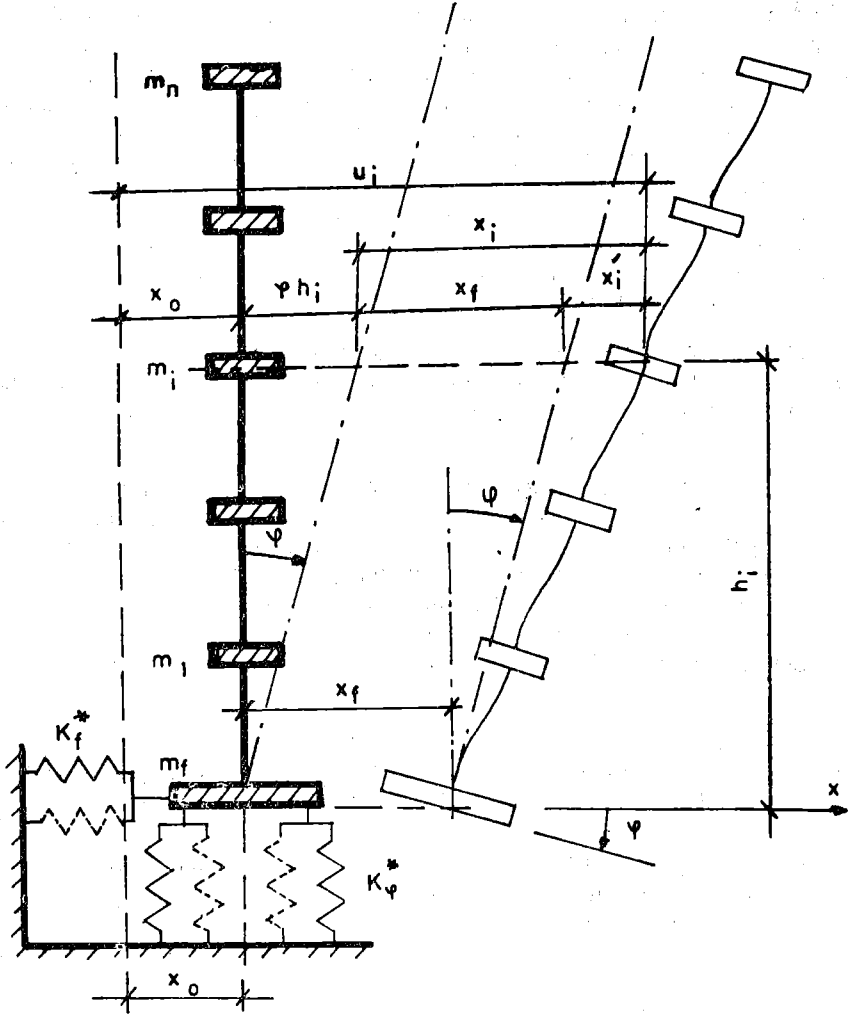
$$\{X^*\} = [A] \{\eta^*\} \quad (9)$$

8 nolu denklem aşağıdaki şekilde, hareketin n tane diferansiyel denklem kümesi olarak yazılabilir.

$$\ddot{\eta}_i^* + (1 + i\alpha) \omega_i^2 \eta_i^* = \xi_i \ddot{X}_0^*(t) \quad (10)$$

Sönüm katsayısı α , titreşimin her modu için aynı olup, binanın her katının sönümüne eşittir.

Diğer bir deyişle, binanın her katı, aynı miktarda enerji yutmalıdır. Yüksekliği boyunca enerji yutan elemanları aynı olan binalarda buna olanak vardır. Zemin - yapı etkileşiminden dolayı, zemindeki enerji dağılımının incelendiği durumda, bu örnek uygulanamaz. Viskoz ve yapısal sönümlü, çok serbestlik dereceli sistemler için, iki ana örneğin kısa bir şekilde gözden geçirilmesi, bunların gerçeğe uygun olmadığını ve titreşimin her modu için sönüm değerinin elde edilmesinin olanaksız olduğunu gösterir.



Zemin-yapı sistemlerinin daha gerçekçi, kuramsal bir örneği, yazar tarafından geliştirilmiş olup, aşağıda tanıtılmıştır.

Çok katlı yapılar, çok serbestlik dereceli, yığılmış kütle sistemi olarak düşünülmekte olup temelde kayma ve dönme yapabilirler. (Şekil-3) Yapı ve zemindeki sönümün yada enerji tüketiminin genellikle histeretik tipte olduğu kabul edilmektedir. Her katta ve zemindeki enerji dağılımı, kompleks rijidlikte açıklanabilir.

$$K_j^* = K_j' + i K_j'' \quad (11)$$

Burada, $K_j'' = \alpha_j K_j$; α_j ise yapının j ninci katı için sönüm katsayısıdır. Her kat için sönüm katsayısı diğerlerinden farklı olup, kattaki enerji dağılımına göre değer alabilir.

Deprem sırasında sistemin diferensiyel hareket denkleminin matrisle gösterimi şöyledir.

$$[M]_s \{ \ddot{X}^* \}_s + [K^*]_s \{ X^* \}_s = - \ddot{X}^*(t) [M]_s \{ I \} \quad (12)$$

$$[M]_s = \begin{bmatrix} m_f & 0 & 0 \\ 0 & [M] & [M] \{ h \} \\ 0 & \{ h \}^T [M] & I_\varphi + \{ h \}^T [M] \{ h \} \end{bmatrix}$$

$[M]_s$ — Zemin-yapı sisteminin kütle matrisi

$[M]$ — Sabit yapının kütle matrisi

M_f — Temelin kütlesi

I_φ — Temelin atalet momenti

$\{ h \}$ Kütle yüksekliği vektörü

$$[K^*]_s = \begin{bmatrix} K_f^* + \{ I \}^T [K^*] \{ I \} - \{ I \} [K^*] & 0 \\ - [K^*] \{ I \} & [K^*] & 0 \\ 0 & 0 & K_\varphi^* \end{bmatrix}$$

$[K^*]_s$ — Zemin-yapı sisteminin kompleks rijidlik matrisi

$[K^*]$ — Ankastré temelli yapının kompleks rijidlik matrisi

K_f^* , K_φ^* — Dönme ve kayma için zeminin kompleks rijidliği

$\{ I \}$ Birim vektörü

$$\left\{ \ddot{X}^* \right\}_S = \left\{ \begin{array}{c} \ddot{X}_f^* \\ \left\{ \ddot{X}^* \right\} \\ \psi^* \end{array} \right\}, \left\{ X^* \right\}_S = \left\{ \begin{array}{c} X_f^* \\ \left\{ X^* \right\} \\ \psi^* \end{array} \right\}$$

$\left\{ X^* \right\}_s, \left\{ X^* \right\}_s$ — zemin-yapı sisteminin kompleks yer değiştirme ve ivme vektörleri

$\left\{ X^* \right\}, \left\{ X^* \right\}$ — ankastre, mesnetlenmiş yapının yer değiştirme ve ivme vektörleri

X_f^*, X_f^* — Zeminin, kompleks yatay yer değiştirme ve ivmesi

φ^*, φ^* — Kompleks dönme açısı ve temeldeki dönmenin ivmesi

$X_o^*(t)$ — Zemin ivmesinin fonksiyonu

(12) nolu denklemle belirlenen sistemin klasik normal modları yoktur. Titreşim modlarının kompleks vektörlerle gösterildiğini düşünerek, aşağıdaki koordinat değişimini uygulamaya çalışalım.

$$\left\{ X^* \right\} = [A^*] \left\{ \eta^* \right\} \quad (13)$$

Burada $[A^*]$ kompleks mod şekillerinin matrisidir. Eğer kompleks mod şekilleri ortogonalsa, (13) nolu denklemdeki değiştirme şekli kullanılarak (12) nolu denklem ayrılabilir. Kompleks mod şekillerinin gerçekten ortogonal olduğunu ispatlamak güç değildir ve hareketin j ninci diferansiyel denklemi;

$$\ddot{\eta}_j^* + \omega_j^{*2} \eta_j^* = - \xi_j^* \ddot{X}_o(t) \quad (14)$$

ω_j^* — Kompleks doğal frekans

ξ_j^* — Modal katılma katsayısı

Kompleks doğal frekans ω_j^* aşağıdaki şekilde tanımlanabilir.

$$\omega_j^{*2} = (1 + i \alpha_j) \omega_j^2 \quad (15)$$

α_j , j ninci modun sönüm sabittir.

(14) nolu denklemin çözümü, uyarmanın gerçek ve sanal kısımları için iki ayrı çözüm olarak yapılabilir. (ξ_j^*, X_o^*). Değiştirme şekli (13) yoluyla, başlangıçtaki koordinatlara dönerek, verilen uyarı için çözüm bulunur. (14) nolu denklemin çözümü için, kompleks doğal frekansın ve modal katılma katsayısının bilinmesi gereklidir. Bu değerler öz değer yöntemiyle hesaplanabilir.

(12) nolu denklemin aşağıdaki çözümünü kabul ederek

$$\left\{ X^* \right\} = \left\{ A^* \right\} e^{i\omega^* t} \quad (16)$$

esitliğin homojen kısmı aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$[[K^*]] \omega^{*2} [M] \{A^*\} = \{0\} \quad (17)$$

Bu eşitlikten kompleks öz değerler — ω^* ve kompleks öz vektörler $\{A^*\}$ bulunabilir. j ininci kompleks öz değerin gerçek ve sanal kısımlarını kullanarak, j ninci doğal frekans ω_j ve buna karşı gelen modal sönüm sabiti α_j bulunabilir.

$$\omega_j^* = \omega_j^2 + i \alpha_j \omega_j^2 \quad (18)$$

Bu durum zemin-yapı sistemi için düşünülen kuramsal örnek için yararlı olmaktadır ve sistem titreşimin herhangi bir modunun doğal frekansı ile birlikte modal sönümün bulunmasına olanak sağlar.

Titreşimin j ninci modu için, mod katılma katsayısı

$$\xi_j = \frac{\{A^* (j)\}^T [M] \{I\}}{\{A^* (j)\}^T [M] \{A^* (j)\}} \quad (19)$$

olup kompleks öz değer $\{A^* (j)\}$, (17) nolu denklemin çözümüyle bulunabilir.

Herhangi bir kat için, kompleks rijidliğin sanal kısmının nasıl bulunacağı (denklem 11) ve özellikle sönüm katsayısı α_j nin nasıl saptanacağı henüz bilinmemektedir. Binanın her katında perde duvarlar, çelik ve betonarme çerçeveler v.s. gibi yatay yük taşıyan tipik elemanlar ve değişik yapı malzemelerinden yapılan bölme duvarları gibi yatay yük taşımayan elemanlar bulunmaktadır. Binanın titreşimi sırasında bir katta tüketilen toplam enerji, bu kattaki elemanlarda tüketilen enerjinin toplamına eşittir. Katın bütün elemanlarından tüketilen toplam enerji, kompleks rijidliğe sahip paralel olarak birleştirilmiş elemanların bir sistemi olarak gösterilebilir. j ninci katın, i inci elemanınin histeretik sönüm katsayısı α_{ij} tipik perde duvarları ve çelik ve betonarme çerçeveler, bölme duvarları v.s. gibi kısımları deney verilerinden alınabilir. Böylece, bütün katın sönüm katsayısı — α_j .

$$\alpha_j = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_j K'_{ij}}{\sum_{i=1}^n K'_{ij}} \quad (20)$$

şeklinde bulunabilir. Burada K'_{ij} , j inci katın i inci elemanının gerçek rijitliğidir.

Tanıtilen zemin-yapı sistemi modeli viskoz ve yapısal sönümlü diğer kuramsal örneklerden daha üstündür. Her şeyden önce, zemin ve yapı malzemelerinde enerji tüketiminin histeretik özelliği dikkate alındığından, bu sistem daha gerçekçidir. İkinci olarak bu örnek sisteminin bütün bileşenlerinde yayılan enerji toplamını temel alarak, titreşimin herhangi bir modu için sönüm katsayısının elde edilmesine olanak sağlamaktadır. Üçüncü olarak, koruyucu

olmayan sistemler için tipik olan klasik olmayan normal modların tanıtımı için, titreşimin kompleks modları uygundur. Dördüncü olarak, bu örnek model modal davranış analizini güçleştirmez.

SÖNÜMÜN DİZAYNDA KULLANILMASI

Çoğu yönetmeliklerde, spektral yöntemle sismik atalet kuvvetlerinin değerlendirilmesi kullanılmaktadır. Dizayn ivme davranış spektrumları kritik sönümün % 5 olması durumuna karşılıktır. Yapıların çoğunun, yaklaşık bu sönüm oranı değerine sahip olduğu kabul edilmektedir. Sadece, bazı yönetmeliklerde, sönümdeki değişmeyi dikkate almak için, bir azalım katsayısı vardır. Bu katsayılar, bazen davranış spektrumundaki gerçek değişimlere kabaca yaklaşır. Zemin-yapı etkileşiminden dolayı sönüm değişmesi ve bunun yapının davranış üzerinde etkisi ilk olarak Amerika Birleşik Devletleri'nde yeni düzenlenen ATC 3-06-Amerika'daki yapılar için sismik yöntemliklerin gelişimi için öneriler adlı yönetmelikte dikkate alınmıştır. Zemin-yapı sisteminde, etkin sönüm faktörü β nın hesaplanması için aşağıdaki formül önerilmiştir.

$$\tilde{\beta} = \beta_0 + \frac{0.05}{(\tilde{T}/T)^3} \quad (21)$$

Burada, β_0 — temel sönüm faktörü, \tilde{T} , T-esnek olarak mesnetlenmiş ve ankastre temelli yapılarda, ana doğal periyotlardır. $\beta = 0.05$ değeri ankastre temelli yapının viskoz sönüm oranıdır.

Temel sönüm faktörü, β_0 , radyasyon veya geometrik sönümü ve histeretik veya zemin malzemesi sönümünü içine alır. β_0 , esnek olarak mesnetlenmiş ve

ankastre temelli yapıların, ana, doğal periyotlarının oranı \tilde{T}/T , yapının etkin yükseklığının, temelin yarıçapına oranı h/r , ve uyarının iki aşaması için verilmiş zeminin sönüm gücünün fonksiyonu olarak grafiklerle gösterilebilir. Enerji dağılım faktörü $\Delta \omega_s/\omega_s$ ile tanımlanan sönüm gücünün iki sabit değeri seçilmiş olup $\Delta \omega_s$ harmonik uyarmanın bir deviri için enerji dağılımı, ω_s ise aynı maksimum basınç ve gerilimle karşılaşan, doğrusal esnek maddede toplanan gerilme enerjisidir. Etkin zemin ivme katsayısı A_v , 0.10'a eşit yada küçükse $\Delta \omega_s/\omega_s = 0.3$ olur, A_v , 0.20 yada daha büyükse $\Delta \omega_s/\omega_s = 1.0$ dir.

Şüphesiz, zemin-yapı sistemlerinde sönümün eldesi için tanıtılan yöntem, deprem mühendisliği uygulamasında ileriye doğru atılmış yeni bir adımdır. Bununla beraber bazı geliştirmeler önerilebilir.

Zemindeki sönümün kesme deformasyonlarının bir fonksiyonu olduğu ve değişik zemin koşullarına göre değiştiği bilinmektedir. Bu nedenle, uyarının düzeyinin iki değerine karşılık olan enerji dağılım faktörünün iki değerinin, verilen zemin şartlarıyla ilgili olması gerekmektedir. Bunlar herhangi bir zemin koşulunda geçerli olamazlar.

Zemin-yapı sistemlerinde sönümle ilgili yaptığımız araştırmaların sonuçlarının bazılarında söz edilecektir.

Gerçek yapılarda ve modellerde yaptığımız deneysel ve kuramsal araştırmalar, zemin-yapı sistemlerinde sönümün, zemindeki enerji tüketimi il fazlaca etkilendiğini göstermektedir. Titreşimin birinci modu için, zemindeki enerji tüketiminin çoğu dönme hareketleri sonucu olmaktadır. Oysa, sistemin titreşimindeki, ikinci, üçüncü ve diğer öteleme modlarında zemindeki enerji tüketimi kayma hareketlerinden ileri gelmektedir.

Zemin-yapı sisteminin titreşiminin birinci modunun sönüm katsayısının eldesi için aşağıdaki formül bulunmuştur.

$$\alpha = \frac{\alpha_s T_s^2 + \alpha\varphi T\varphi^2}{T_s^2 + T\varphi^2} \quad (22)$$

Burada α — sistemin sönüm katsayısı, α_s — ankastre temelli yapının sönüm katsayısı $\alpha\varphi$ — dönme hareketi için, zeminin sönüm katsayısı, T_s — ankastre temelli yapının ana periyodu, $T\varphi$ — sonderece masif olarak kabul edilen aynı yapının, zeminde dönme hareketinin periyodudur.

Aynı formül, zemin ve yapının genelleştirilmiş rijidlikleriyle açıklanabilir.

$$\alpha = \frac{\varphi_s \frac{K_\varphi}{h^2} + \alpha\varphi K_s}{\frac{K_\varphi}{h^2} + K_s} \quad (23)$$

Burada K_s — ankastre temelli yapının rijidliği : birim sapma oluşturmak için toplanan eşdeğer kütle seviyesinde, statik yatay olarak tanımlanır. K_φ — temelde bir birim ortalama dönme oluşturmak için gerekli statik moment olarak tanımlanan zeminin dönme rijidliği h — eşdeğer kütlelerin, toplanma seviyesine olan yüksekliğidir.

Formül (22) ve (23) uyarmanın düşük seviyeleri için uygundur. Uyarının orta yada yüksek seviyeleri dikkate alındığında, zemin sönümünün, kesme deformasyonu seviyesinin bir fonksiyonu olduğu ve dönme rijidliğinin, birim deformasyonun artmasıyla azalacağı gözönünde tutulmalıdır.

Rijidlik oranı

$$\xi = \frac{K_\varphi}{h^2 K_s} = \frac{\delta_s}{\delta\varphi} \quad (24)$$

tanıtılarak (burada δ_s — eşdeğer kütlelerin toplandığı seviyede, ankastre temelli yapının birim sapması, $\delta\varphi$ — temelin, birim dönmesine karşı gelen seviyedeki sapma) formül (23) aşağıda şekilde gösterilebilir.

$$\alpha = \frac{\alpha\varphi + \alpha_s \xi}{1 + \xi} \quad (25)$$

Rijidlik oranı, ξ nin kesme birim deformasyonunun fonksiyonu olduğu açıktır. Böylece, dönme hareketi için zeminin sönüm katsayısı, rijidlik oranın fonksiyonu olarak açıklanabilir.

$$\alpha \varphi = \frac{1}{1 + \xi} \alpha \varphi \quad (26)$$

Burada, $\alpha \varphi$, son derece pasif yapının, dönme hareketi için, zeminin etkin sönüm katsayısıdır. $\alpha \varphi$, zemin koşullarına ve uyarmanın seviyesine bağlı olarak hesaba katılabilecek maksimum değerler alır.

Böylece, zemin-yapı sisteminin sönümü aşağıdaki formülle elde edilebilir.

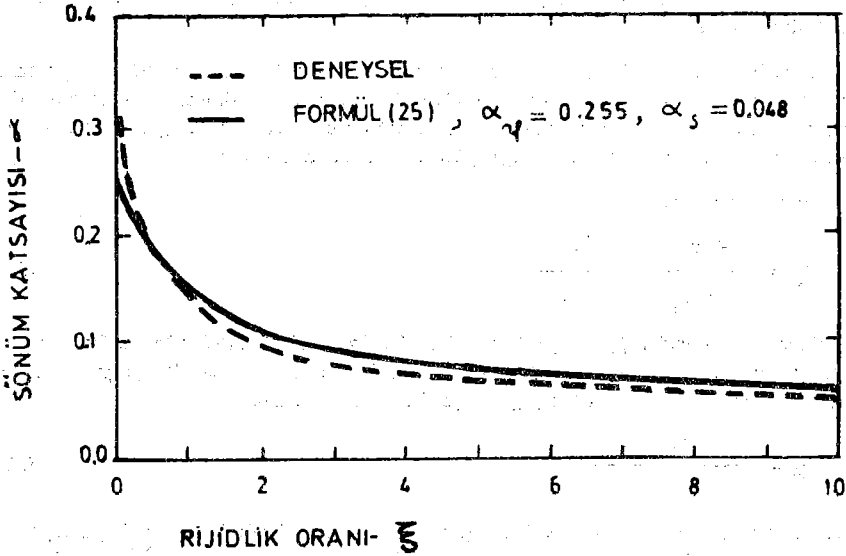
$$\alpha = \frac{\alpha \varphi + \xi (1 + \xi) \alpha_s}{(1 + \xi)^2} \quad (27)$$

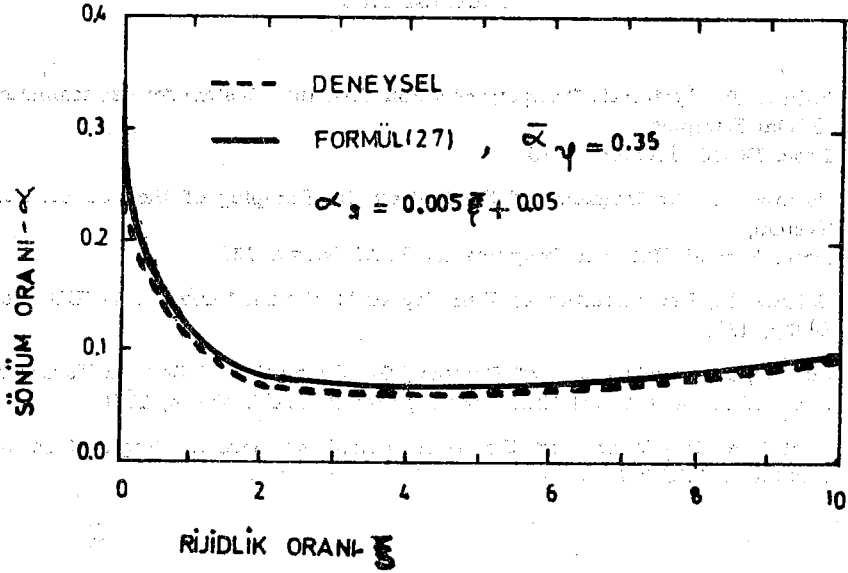
Ankastre temelli yapılarda sönüm katsayısı α_s in uygun değeri, yapı sisteminin tipi ve uyarmanın seviyesine göre, enerji gücüyle bağlantılı olmalıdır.

Formül (25) ve (27), Shapiro'nun deney sonuçlarıyla karşılaştırılmış ve şekil (4) ve şekil (5) te sunulmuştur.

Zemin-yapı sisteminin sönümünün bulunması için önerilen formüller, uygulamada yeterli derecede doğruluk sağlar. Bununla beraber, daha karmaşık yapılarda kompleks öz değerlerin eldesi için tanımlanan öz değer yöntemi yeğ tutulmaktadır. Bu yolla, modal sönüm, titreşimin her modunun doğal frekansıyla birlikte elde edilebilir.

Daha öncede belirtildiği gibi, uygulama yönetmeliklerin çoğunda, dizayn ivme davranış spektrumu, kritik viskoz sönümün % 5'i ile ilgilidir. Eğer, zemin-yapı sisteminin sönümü bu değerden farklı ise davranış değişik olacaktır ve davranış spektrumunun değeri de azaltulmalıdır.





ATC 3-06 Koşulları, sadece zemin-yapı etkileşiminden ileri gelen sönüm artışını dikkate almaktadır. Bununla beraber, bazı yapılar, uyarının yüksek seviyelerinde, sert zemin üzerinde buldukları zaman, kritik sönümün % 5'inden daha az bir sönüme sahiptir. Bu tip yapıların gerçek davranışı dizayndaki değerleri aşacaktır ve bu durum göz önüne alınmalıdır.

Bir zemin-yapı sistemi için, histeretik sönüm katsayısı α nın elde edildiğini ve bunun kritik viskoz sönümün % 5 ine uymadığını varsayalım, Histeretik sönüm katsayısı α nın, viskoz sönüm oranı β nın iki katı olduğu bilinmektedir. Modal analiz yöntemi veya eşdeğer yatay kuvvet yöntemi ile belirlenen dizayn deprem kuvvetleri, elde edilen sönüm katsayısına uygun bir azalma katsayısı ile azaltılmalıdır. Gerçek depremlerin davranış spektrumlarının istatistiksel çalışmalarını, $S_A(\% \beta) / S_A(\% 5)$ oranının, deprem mühendisliği uygulamasıyla ilgili, bütün doğal frekans dizisini kapsayan yaklaşık sabit bir değerle açıklanabileceğini göstermektedir. $S_A(\% \beta)$, $\% \beta$ sönümü için ivme davranış spektrumu, $S_A(\% 5)$ ise kritik sönümün % 5 i için ivme davranış spektrumdur. Bu oran aşağıdaki formülle açıklanabilir.

$$\psi = 1.90 \beta \quad (28)$$

β , belirli bir zemin-yapı sistemi için elde edilen, kritik sönümün yüzde olarak verilen sönüm oranıdır.

SONUÇLAR

Modal davranış analizi, modal sönüm elde edilmesi ve dizayn uygulamasında belirtilen sorunlar, gerçek zemin-yapı sistemlerinin davranışında enerji tüketiminin etkisiyle ilgili genel sorunun bir parçasıdır. Sönüm olayının kuramsal gelişmesi ve deprem mühendisliğine uygulanması için, daha ileri deneysel ve kuramsal araştırmalar tamamlanmalıdır.

KAYNAKLAR

1. Sotirov, P., Hysteretic Damping of a Soil-Structure System for determination of Modal Damping.
Proc. ECEE, Istanbul 1975
2. Sotirov, P., The Influence of the Soil on the Damping of the Soil-Structure System,
Proc. Second National Congress on TAM, Varna 1973
3. Sotirov, P., Determination of Damping of Real Structures, VI WCEE, New Delhy, 1977
4. Sotirov, P., Consideration of Damping for Evaluation of Seismic Forces by Spectral Method, Third National Congress on TAM, Varna, 1977
5. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, 1978

DEPREMLER SIRASINDA SIVILAŞMA ve NEDENLERİ HAKKINDA DÜŞÜNCELER

Dr. Ali Erguvanlı (*)

ÖZET

Depremler sırasında zemin tabakalarının davranışlarının belirlenebilmesi için, bu zemin tabakalarını temsileden numunelerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının deneysel olarak incelenmesi gerekli olmaktadır. Bu amaçla, zemin numuneleri üzerinde laboratuvarında, tekrarlı yüklemeli üç eksenli veya kesme deneyleri uygulanarak, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ile boşluk suyu basıncı artışlarını tanımlayan parametreler deneysel olarak saptanabilmektedir. Bu parametrelerin yardımı ile, zeminler için tasarım aşamasında gerekli davranış modelleri tanımlanabilmektedir. Ayrıca, seçilen davranış modellerinin arazide ve farklı zemin ve gerilme koşullarında elde edilmiş olan gerçek kayıt ve davranışlar ile karşılaştırılmaları gereklidir.

Bu araştırma çerçevesi içinde suya doygun kumlu zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışı ve zeminlerde oluşan boşluk suyu basıncı artışları incelenmiştir. Bu amaçla bir dinamik üç eksenli deney düzeni geliştirilmiştir.

Bu çalışmada, suya doygun kumlarda sivilaşma (boşluk suyu basıncının tekrarlı yükler altında sürekli artarak efektif gerilmenin ve dolayısıyla mukavemetin kaybolması) durumunun incelenmesi için gevşek ve sıkı halde hazırlanmış suya doygun kum numuneleri üzerinde, izotropik konsolidasyon altında dinamik üç eksenli deneyler yapılmış ve boşluk suyu basıncı artışları deneysel olarak saptanmıştır. Bu şekilde hazırlanan gevşek numunelerde sivilaşma deneysel olarak gözlenmiştir.

Arazide mevcut başlangıç gerilme koşullarının etkisini incelemek amacıyla, bir seri gevşek suya doy-

(*) İ.T.Ü. Mıçka İnşaat Fakültesi — İstanbul

gun numune ise anizotropik konsolidasyon ($K_c > 1.0$) uygulandıktan sonra tekrarlı yüklere tâbi tutulmuş ve bu durumda boşluk suyu basıncı artışları ve sıvılaşma olasılığı araştırılmıştır.

Bu konuda yapılan çalışmaların da ışığı altında, deneysel olarak elde edilen boşluk suyu basıncı artışları için önerilebilecek ampirik matematiksel bağıntılar araştırılmış ve mevcut davranış modelleri ile karşılaştırılmalar yapılarak değerlendirilmiştir. Ayrıca, laboratuvar deney sonuçlarının ışığında, tabiiatta oluşan sıvılaşma olayına bir yorum getirilmeğe çalışılmıştır.

SYNOPSIS

It has become an established fact that the presence of initial shear stresses on soil elements and deposits have great influence on their static and dynamic behaviour, as well as the resistance to liquefaction and pore pressure generation in the case of saturated sands.

This investigation was carried out to determine the behaviour of saturated sand samples, consolidated anisotropically, under dynamic loads. A series of stress controlled cyclic triaxial tests, under undrained conditions, have been performed on sand samples consolidated under a range of different principal stress ratios. The anisotropic consolidation ratios were chosen as such to reflect and simulate the insitu stress conditions, and the generation of pore pressure with increasing number of cycles were determined under repeated loading. The concept of "liquefaction" was reexamined in light of the experimental results, and certain conclusions were reached regarding the pore pressure generation of saturated sands during earthquakes.

Regarding the controversies over the term of "liquefaction", even when applied to isotropically consolidated samples, whether a saturated sand sample with $D_r = 70\%$ "liquefies with limited strain potential" (45) or whether "it is normally considered impossible for cyclic pore pressures to approach or equal the confining pressure" (5) is yet another concept to be clarified when applying the term of "initial liquefaction" to anisotropically consolidated samples (8,36)

Considering the statements made in the past five years, a wide spectrum of ideas may be observed :

"In general, the presence of initial shear stresses tends to reduce the rate of pore pressure generation due to cyclic stress applications", as well as "direct experimental evidence shows the large effects of K_0 on the stress ratios to cause initial liquefaction". (45) H.B. Seed (1976).

"The specimens having a K_0 value less than unity exhibited a smaller resistance to liquefaction than specimens consolidated isotropically. Conversely, a greater resistance was mobilized in the specimens consolidated with a K_0 value larger than unity". (17) K. Ishihara et. al. (1977).

"Smaller additional loads are required to cause liquefaction as K_0 (σ_1/σ_3 ratio) increases, at constant void ratio and σ_3 's. When K is large a soil is more unstable and may, in the extreme be susceptible to "spontaneous" liquefaction" (6). Castro G and Poulos J. (1976).

Both Finn et al (14) and Prater (36), as well as Wensaho (58) through his entirely independent findings, have shown experimentally the effect of initial stress conditions, on samples under anisotropic consolidation conditions and a generalized conclusion

"for consolidation ratios

$$K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}} > 1.0,$$

a greater resistance to liquefaction is developed", may be reached.

A. Casagrande (1976) had also stated that, "in general, the test specimens should be preconsolidated to a principal stress ratio of 2.0" (5).

The most important factor is the assessment of a realistic and valid relationship between the stress conditions in the field and the conditions created in laboratory experimentation. In the light of the above-mentioned statements and previous experience, for the "realistic" determination of liquefaction behaviour and the in situ p.w.p. generation of normally consolidated deposits, it is assumed suitable to make dynamic triaxial testing on samples consolidated anisotropically, with principal stress ratios $K_c \geq 1.5$.

It is believed by the author that, for the realistic identification of the condition named "liquefaction", the generation of pore pressures (Δu) during cyclic

loading should be related to the mean effective confining pressure (σ_m'), since dynamic behaviour and in-situ static strength properties are not separable notions.

Stress controlled cyclic triaxial tests were carried out on saturated quartz sand (Podima) samples, 5.0 cm. in diameter and 10.0 cm. in height. Sand samples were placed by dry pouring, in five homogenous layers, in the loose state. Saturation was provided by slow water rise from bottom of specimen under incremental pressures. Drainage from top and bottom of specimen was used and after anisotropic consolidation was completed and full saturation ensured. (usually with back pressure $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$), undrained cyclic triaxial test were carried out (at $f = 1.0$) with pore water pressure measurements from bottom of the sample.

Results of cyclic triaxial tests and effect of anisotropic consolidation on liquefaction and/or cyclic strength deterioration (softening) is shown in Fig. 33. Points along these strength curves show the dynamic stress ratios causing initial liquefaction ($\Delta u_{\max} = \sigma_m'$ for isotropic consolidation) and a predetermined strain level (peak to peak $\epsilon_l = 10\%$) and/or commencement of softening (N_m) for anisotropic consolidation to be reached after a corresponding number of cycles of stress repetitions.

In Figure 30 and 38 the "p-q" diagrams obtained from cyclic triaxial tests for saturated sand samples under initial isotropic and anisotropic consolidation condition are given. Test results have shown that, for loose isotropically consolidated samples the pore water pressure's rise up to the effective confining pressure causing initial liquefaction ($\Delta u_{\max} = \sigma_m'$), but for anisotropically consolidated samples under cyclic loading, the pore water pressure generation may be expressed (Fig. 38) in the form,

$$\frac{\Delta u_{\max}}{\sigma_m'} = 1 - \frac{3(K_C - 1)}{(1 + 2K_C)} \cdot \frac{1}{M} \quad \text{Eq. (1)}$$

$$\text{for } K_C > 1.5; \text{ where } M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

A similar build-up, signifying failure of contractive sands, has also been suggested by Prater. The effect of K_C on maximum pore water pressure (Δu_{\max}) generation is given in Figure 40, and 3 typical test results are given herein.

GİRİŞ

Deprem sırasında zemin tabakaları, yapı temelleri altındaki zeminler, top-
rak barajlar ve benzeri zemin yapıları, yön ve şiddet değiştiren dinamik ger-
ilme serilerine maruz kalmaktadır. Zeminlerde, depremler ve tekrarlı yükler
sırasında oluşan boşluk suyu basınçları ile deformasyonların ve dolayısıyla
göçmeye karşı stabilitenin hesaplanması, o zemine ait, belirli gerilme şartları
altında ve tekrarlı yüklemeler halindeki mukavemet ve gerilme-deformasyon
özelliklerinin bilinmesi ile mümkün olabilmektedir.

Deprem titreşimleri sırasında zemin elemanları, herbir tanesi tek başına
akma veya göçme oluşturmayan birçok tekrarlı gerilme darbelerine maruz
kalmakta ve toplanarak artan bu tesirlerin nihai etkisi büyük toplam kalıcı
deformasyonlar, büyük boşluk suyun basıncı artışı veya göçme oluşturabil-
mektedir. Ancak zemin cinsine göre belirli kritik tekrarlı gerilme değerinden
ufak dinamik gerilme darbelerini, zemin elemanları nihai göçme meydana
gelmeden sonsuza dek taşıyabilmektedir.

Son onbeş yıldan bu yana kohezyonsuz zeminlerin, bilhassa suya doygun
kumların, depremler ve dinamik yükler altındaki davranışlarının anlaşılması
için yoğun araştırmalar yapılmaktadır. Suya doygun kumlarda oluşan ve bü-
yük hasarlara yol açabilen kritik mukavemet kaybı ve "sıvılaşıma" problemleri,
çok sayıda deneysel incelemeye konu olmuştur.

Zeminler diğer yapay inşaat malzemelerinden farklı olarak, her inşaat
sahasında birbirinden farklı özellik gösteren malzeme olmaları nedeni ile, bu
konuda deneysel araştırmaların özel bir önemi olmaktadır.

Ülkemizin aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunması nedeni ile, depremler
sırasında suya doygun kumlu zeminlerin davranışı konusunda bilgi birikimi-
nin ayrıca özel bir önem taşıdığı düşünülmektedir.

1. 1 — Konunun Tanımı

Gevşek orta sıklıkta ve suya doygun kohezyonsuz zeminlerde özellikle üniform
orta-ince kumlarda drenaja izin verilmeden yapılan izotropik konsolidasyonu
deneylerde, tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının sürekli olarak arttığı
gözlenmektedir. Bu artışın nedeni, bu tip zeminlerin tekrarlı yüklemenin
meydana getirdiği kayma gerilmeleri altında bir hacim azalması yapmak
istemeleri ve buna daneler arasını dolduran boşluk suyunun karşı koymasıdır.
Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme ile sürekli olarak artması zemin
daneleri arasında bulunduğu düşünülen efektif çevre gerilmesinin azalmasına;
hatta sıfır değerine ulaşmasına yol açmaktadır. Daneli bir malzeme olan
kumlarda efektif çevre gerilmesinin sıfır olması hali kayma muakevemetinin
yok olmasına ve zemin elemanının bir sıvı gibi davranarak çok büyük şekil
değiştirmeler göstermesine tekabül etmektedir.

Sıkı kumlarda ise tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının sürekli
olarak, ancak daha yavaş bir biçimde arttığı bilinmektedir. Bu tip kumlarda
boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme sürecinin bir bölümünde toplam çevre
gerilmesine eşit olduğu ve bu durumda kayma mukavemetinin bir süre için
sıfır olması ile bir sıvılaşıma olduğu bazı araştırmacılar tarafından ifade
olunmaktadır. (45).

Bugün sıvılaşma üzerine son 15 yılda yapılan çok sayıda deneysel çalışma olmasına rağmen, araştırmacıların halen bazı konularda tam bir uyum ve anlaşmaya varamadıkları görülmektedir. Bu deneysel çalışmada, sıvılaşma durumunun gevşek ve sıkı kumlarda meydana gelme olasılığı araştırıldıktan sonra, deneysel olarak sıvılaşmanın gözlemlendiği gevşek kumlarda izotropik ve anizotropik gerilme koşullarında boşluk suyu basınçlarının artışları belirlenmeye çalışılmıştır (8).

Zemin tabakaları çeşitli dinamik yüklemeler ve depremler sırasında, değişik genlik ve frekans özelliklerine sahip titreşimlerin etkisi altında kalmakta ve dolayısıyla, çok geniş sınırlar içinde değişen deformasyonlara ve boşluk suyu basıncı artışlarına uğramaktadır. Örneğin göçmeler meydana getiren kuvvetli depremler sırasında zemin tabakalarının büyük genlikli kayma deformasyonları olmaktadır. Bu bakımdan, genel problemlerin değişik dinamik gerilmeler altında yeter bir doğrulukta çözümünde, temel zeminin dinamik özelliklerini bulmak için, belirli koşullara sahip çok sayıda deneylerin sonuçlarından faydalanmak gerekmektedir.

Dinamik gerilmelerin önem kazandığı problemlerde ve özellikle deprem mühendisliği konularında, "yöresel" sismik özelliklerin ve "zemin koşullarının" yapısal zarara etkisi bugün saptanmış bir gerçektir (33, 45). Dolayısı ile, temel zeminin doğal durumdaki özelliklerinin arazi ve laboratuvar deneyleri ile doğru olarak saptanarak, ayrı her problem ve koşul için ilgili deneylerin kullanılması, hesapların geçerliliği açısından önem kazanmaktadır.

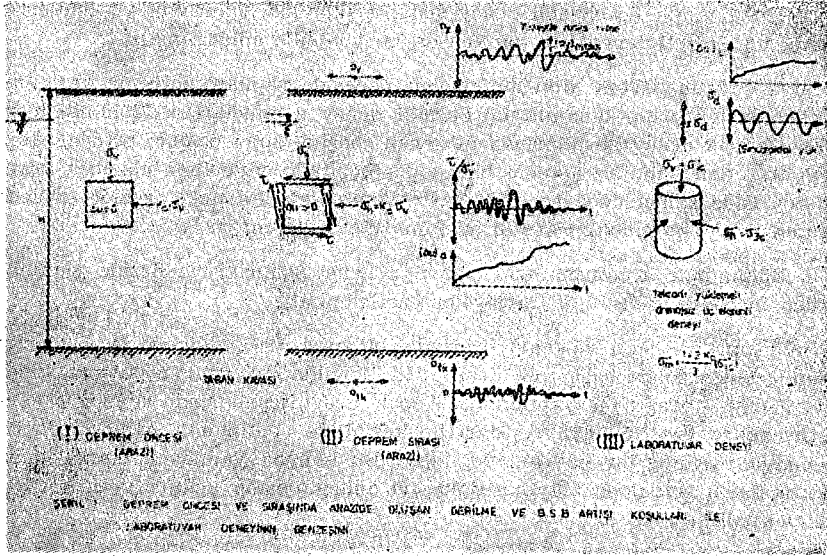
Zeminlerin dinamik yükler altında mukavemetlerinin incelenmesi için tekerrürlü dinamik yüklerin zeminlerde yolaçtığı deformasyonların ve boşluk suyu basıncında oluşturduğu değişimlerin bilinmesi gereklidir.

Belirli sabit bir devri dinamik yük altında bir zemin numunesi yük (titreşim) devir sayısı, N , arttıkça artan deformasyon ve boşluk suyu basıncı değerleri gösterir. Yük devir sayısı belli bir sayıya ulaştığı zaman kohezyonsuz suya doygun zeminlerde boşluk suyu basıncı çevre basıncı değerine ulaşır ve zemin bütün mukavemetini kaybedebilir.

"Sıvılaşma-göçme" ye yol açan yük devir adedi, dinamik yük σ_d nin çevre basıncı σ_c 'ye oranı (σ_d/σ_c) azaldıkça artmakta, ve " $\sigma_d/2\sigma_c$ " ile " N " arasında dinamik mukavemet eğrileri elde edilebilmektedir.

Zeminlerin dinamik mukavemet özelliklerini saptayabilmek için, üç eksenli veya basit kesme deney aletinde, zemin numuneleri belli bir hücre basıncı altında izotropik veya anizotropik konsolidasyondan sonra (deprem tasarım yükü veya etkisi ile orantılı) belirli sabit gerilme oluşturan devri yüklerle tâbi tutulurlar. Dinamik yükleme, ya (1) boşluk suyu basıncı efektif ortalama çevre basıncına, veya (2) boy değişimleri önceden belirlenmiş bir mertebeye gelene kadar tekrarlanır.

Burada önemli olan husus arazide deprem öncesi ve deprem sırasında oluşan gerilme koşulları ile laboratuvar deney şartlarında benzeşim sağlanabilmesidir. Şekil 1'de deprem öncesi düşey σ_v ve yatay $K_0\sigma_v$ başlangıç gerilmeleri altındaki bir zemin elemanı, deprem sırası, düşey yönde yukarı doğru ilerlerken elemanlar üzerinde yatay dinamik kayma gerilmeleri (τ) oluşturan, kayma dalgalarına maruz kalmakta ve şekil değiştirme ile boşluk suyu basıncı artışlarına tâbi olmaktadır.



Bazı durumlarda ise, zemin tabakalarının ve deprem kaydının özelliklerine bağlı olarak, "sıvılaşma" meydana gelmektedir. Bu durum, laboratuvar deneyleri ile incelenebilmesi için,

- arazi başlangıç gerilme koşullarının,
- arazideki zemin tabakalarının özelliklerinin,
- deprem titreşimlerinin oluşturduğu kayma gerilmelerinin,

laboratuvarda yaklaşık olarak sağlanması ve uygun benzeşimlerin yapılması gereklidir. Ancak bu şekilde yapılacak laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen bağıntı ve modellerin, gerçek davranış ile karşılaştırılması mümkün olacağı düşünülebilir.

1. 2 — Araştırmanın Amacı

Bu deneysel araştırma, tabiatta sıvılaşma olayına yol açan boşluk suyu basıncı artışlarının hangi koşullar altında meydana gelebileceği ve buna etkiyen değişik parametrelerin önem derecelerini ortaya koymak amacıyla yapılmıştır (8). Bu makale bu araştırmanın (8) sonuçlarını kapsamaktadır.

Laboratuvar deneylerinde uygulanan tekrarlı (devri) yüklerin suya doymuş kum numunelerinde meydana getirdiği boşluk suyu basınçları incelenerek, elde edilen sonuçların arazi koşullarına uygulanabilmesinin kritik bir değerlendirilmesi yapılmıştır.

Araştırmanın 2. Bölümünde suya doymuş kumların tekrarlı yükler altında davranışı ve sıvılaşma üzerine başka araştırmacılar tarafından yapılmış çalışmalar gözden geçirilmiş ve özellikle devri yükler altında boşluk suyu basıncı artışına etkiyen faktörler ve önerilen ilgili davranış modelleri incelenmiştir.

3. Bölümde, bu araştırma çerçevesinde yürütülen deneysel çalışmalar açıklanmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan kumun özellikleri belirlendikten sonra,

geliştirilen dinamik üç eksenli deney sistemi, numune hazırlama yöntemleri ve dinamik üç eksenli deneylerin yapılışı da bu bölümde anlatılmıştır.

Suya doymuş gevşek kum numuneleri üzerinde yapılan izotropik ve anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli deney sonuçları 4. Bölümde verilmiştir. Değişik deney koşullarında gözlenen boşluk suyu basıncı artışları toplu olarak değerlendirilmiş ve genel bir model ile ifade edilebilme olasılığı araştırılmıştır. Elde edilen deneysel sonuçların depremler sırasında arazide gözlenen davranışlar ile karşılaştırmasının yapılmasına çalışılmıştır.

5. Bölümünde araştırmadan çıkarılan genel sonuçlar ve ileride yapılması önerilen incelemeler ile ilgili tavsiyeler özetlenmiştir.

Sıvılaşma kavramı ve olayı üzerinde, bilhassa 1964 Nügata ve Anchorage depremlerinden sonra başlamak üzere, son 15 yılda çok sayıda çalışma, inceleme ve deneysel araştırma yapılmıştır. Ancak, arazi koşullarında sıvılaşma henüz araştırmacılar tarafından ayrıntıları ile kesinlikle açıklanmış ve üzerinde tam anlaşmaya varılmış bir kavram değildir. Bu konuda yapılacak olan deneysel araştırmaların sıvılaşma olayının daha iyi anlaşılmasına açıklık getireceği düşünülmektedir (8, 11, 22).

"Tabiat bütün sınırlarını aynı anda ifşâ etmez"

Seneca

SUYA DOYGUN KUMLARIN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI VE SIVILAŞMA

Bugün (1980 suya doygun kumların tekrarlı yükler altında davranışları, boşluk suyu basıncı artışları ve sivilaşma durumları hakkında yayınlanmış çok sayıda araştırma sonucu mevcuttur (5, 13, 19, 24, 37, 45 vb.). Sivilaşmanın klasik örnekleri 1920 California Calveres, 1938 Montane Fort Peck, 1971 California San Fernando depreminde Lower Lan Norman (S.F.) barajlarında gözlenen hidrolik dolgu gövdelerin akmaları, 1964 Alaska Anchorage da zemin akmaları ve kaymalar ile 1964 Nügata depreminde dramatik temel geçmeleri olmaktadır (6, 18, 19, 45).

Bu olayların hepsinde mevcut olan ortak husus, zemini teşkil eden suya doygun kumların, bütün sınıflandırma esaslarına göre, (SPT, koni Penetrasyon, Dr, v.b.), gevşek, üniform ince-orta kum olarak kabul edileceğidir. Yukarıda belirtilen olaylarda suya doygun gevşek kum ortam, tekrarlı yükler altında oluşan kayma gerilmeleri çok ufak değerlere varana kadar şekil değiştirmiştir. (Örneğin şevlerin düzleşmesi, binaların çok fazla oturmaları, yeraltı depo ve tanklarının yüzmeleri v.b.). Bütün bu olaylarda, kayıp olan mukavemetin, artan şekil değiştirme sürecinde tekrar kazanılmadığı, sadece gevşek zeminde titreşimlerin oluşturduğu sivilaşmayı bir sertleşme (pekleşme) olayının takip ettiği ifade olunmaktadır.

Laboratuvarında gevşek, orta ve sıkı hazırlanmış suya doygun kum numuneler üzerinde yapılan çok sayıda dinamik deney sonuçları ise, bazı araştırmacılar tarafından her sıklık derecesinde

— bir sivilaşma durumunun olduğu (19, 45, 47),
bazıları tarafından ise,

— gevşek kumlarda oluşan sivilaşma durumunun sıkı kumlarda söz konusu olamayacağı (5, 6, 8).
şeklinde yorumlanmaktadır.

Bu aşamada, sivilaşma durumu ile ilgili ve kavramlara açıklık getirmek amacı ile yapılan tanımların gözden geçirilmesi gerekli olmaktadır.

2. 1 — Kavramlar ve Tanımlar

Gevşek ve sıkı kumların, drenajsız halde ve tekrarlı yükler altında şekil değiştirme özellikleri ve boşluk suyu basıncı artışları farklılık gösterdiğinden sivilaşma durumu ile ilgili kavram kargaşalığından kaçınmak için kullanılan deyimlerin tanımları aşağıda verilmiştir.

Sivilaşma

Boşluk suyu basıncının, tekrarlı veya statik yükler altında, sürekli artarak birikmesi ile efektif ortalama çevre basıncına eşit olması halinde, zeminin kayma mukavemetinin kaybolması ve çok büyük şekil değiştirmelerin ve akmaların olduğu bir durumdur (6, 45). Bu durum gevşek kumlar için "gerçek sivilaşma" olarak da tanımlanmaktadır (5).

Sıvılaşma, terim olarak ilk defa Hazen tarafından 1920'de California Calvers barajının göçmesini tanımlamak için kullanılmıştır (6).

Sıvılaşma başlangıcı

Tekrarlı yükler altında oluşan ve birikerek artan boşluk suyu basınçlarının, efektif ortalama çevre basıncına eşit olduğu ilk titreşim devir sayısıdır (N_L).

Sıvılaşma başlangıcı, bir zemin elemanında oluşabilecek şekil değiştirmelerin mertebesi hakkında bir bilgi vermemektedir (45).

Devri oynaklık (Cyclic Mobility),

Tekrarlı yüklerin, suya doygun kumlarda, sabit su muhtevasında oluşturduğu ilerliyerek artan bir yumuşama durumudur (6).

Devri sıvılaşma (Cyclic Liquefaction)

Sıkı kumlarda, dinamik üç eksenli deneylerde, boşluk suyu basıncı artışlarının bir anlık çevre basıncına eşit olduğu bazı durumlardır (5).

Birim şekil değiştirmesi sınırlanmış sıvılaşma (Initial Liquefaction with Limited Strain Potential)

Tekrarlı yükler altında, bir yükleme devresinin sonunda, sıvılaşma başlangıcının oluşması, fakat bunu izleyen yükleme devrelerinde zemin elemanının bir artık mukavemet kazanmasından veya sıkı kumlarda hacim genişlemesi neticesinde b.s.b. düşerek kayma mukavemetinde bir artma oluşmasından ötürü, şekil değiştirmelerin "sınırlı" kalması ve zemin elemanının tekrarlı yükler altında duraylı bir konuma gelmesidir (45).

Değişik araştırmacılar tarafından kullanılan tanımlardan da görülebileceği gibi, gevşek kumlarda gözlenen sıvılaşma hâli sıkı kumlarda farklı bir şekilde oluşmakta ve bazı diğer faktörlerin etkisi ile daha karmaşık bir olay olarak değerlendirilmesi gerekmektedir.

2. 2 — Sıvılaşmaya Etkiyen Faktörler

Sıvılaşma'ya, kumların sıklıkları ile birlikte, aşağıda belirtilen bir çok farklı faktörün de etkisinin bulunduğu bugün (1930) deneysel olarak belirlenmiştir.

- a) Dane özellikleri (Dane dağılımı, yuvarlaklık v.b.) (6, 45, 48, 62)
- b) Dane iç yapısı (çökeltme, numune hazırlama yöntemleri) (24, 25, 50).
- c) Yük altında bulunma süresi (tabakaların jeolojik yaşı) (5, 25)
- d) Gerilme tarihçesi (5, 45)
- e) Başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyeti (5, 6, 8, 11, 14, 17, 45, 58).
- ve f) Relatif sıklık.

Bu araştırma çerçevesinde, sıvılaşmaya etkisi olduğu hakkında farklı değerlendirmelerin bulunduğu,

"relatif sıklık",

ile "Başlangıç kayma gerilmeleri mevcudiyeti"

faktörlerinin sıvılaşma'yı oluşturan boşluk suyu basıncı artışlarına etkiyişi şekli incelenmeğe ve çeşitli araştırmalara tam bir görüş birliği olmayan bu iki faktör için bir açıklık getirilmeğe çalışılmıştır (8).

2. 2. 1 — Relatif Sıkılık

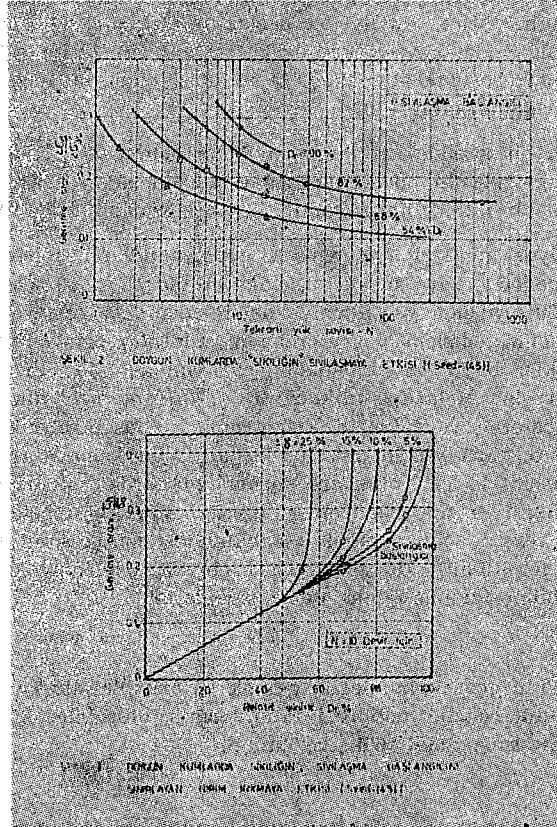
Zemin numunelerinin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının ve sıvılaşma olasılığının incelenmeğe başlandığı ilk araştırmalardan bugüne kadar, relatif sıklığın sıvılaşmayı oluşturan devri yük ($\sigma_d/2$ veya τ_d) değerine ve titreşim devir sayısına (N) etkisi önemle belirtilmiştir.

Örneğin, Seed (45) tarafından verilen Şekil 2'de, değişik relatif sıklıklardaki Monterey 0 kumunda sıvılaşma oluşması için gerekli " $\sigma_d/2\sigma'_c$ — N" bağıntıları gösterilmiştir.

Benzer olarak Ishihara (19), farklı relatif sıklıklardaki bir kumda, tekrarlı devri yükler altında, boşluk suyu basıncının ortalama çevre basıncına eşit olabilmesi ($\Delta u/\sigma'_o = 1.0$) için uygulanması gerekli maksimum dinamik yükleri (σ_d) Şekil 5'de vermekte ve dinamik üç eksenli deneylerde sıvılaşma için

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_o}\right)_{\text{maks}} = 0.0042 D_r \quad (2.1)$$

ampirik bağıntısının geçerli olduğunu ifade etmektedir.



K. Ishihara ayrıca, sıvılaşma olasılığının relatif sıklıkla birlikte o kumun maksimum hacim değiştirme potansiyeli (V_d) ile de, Şekil 4,

$$V_d = (1-D_r) (e_{maks} - e_{min}) \quad (2.2)$$

ifade olunması gerektiğini, V_d değeri büyük olan kumlarda (küçük D_r veya büyük " $e_{maks} - e_{min}$ ") sıvılaşmanın daha muhtemel olduğunu ve b.s.b. artışlarının daha az tekrarlı yük devri ile, hızla oluştuğunu belirtmiştir (16, 18, 19).

Yine Seed vd. (45), relatif sıklık arttıkça (daha sıkı kumlarda) sıvılaşma başlangıcının daha ufak birim şekil değişimlerinde oluştuğunu belirtmektedir. Örneğin, $D_r = 0.80$ olan bir kumda, yapılan basit kesme deneylerinde, tekrarlı yük oranı $\tau_h/\sigma'_o = 0.30-0.40$ için sıvılaşma başlangıcının birim kayma $\gamma = \pm \% 10$ mertebesine ulaşıldığı sırasındaki titreşim devir sayısında elde edildiği Şekil 3'de gösterilmektedir. Deneylerde, artan relatif sıklık ile sıvılaşma ($\Delta u = \sigma'_o$) durumuna daha ufak birim şekil değiştirmelerde ulaşılmasının gözlenmesi sonucu, "birim şekil değiştirmesi sınırlanmış sıvılaşma" kavramı ortaya çıkmıştır (1975-76).

Özet olarak, dinamik deneylerin ilk geliştirildiği ve sıvılaşma üzerine deneysel analizlerin ilk yapılmaya başlandığı A.E.D. Berkeley ekolünün (H.B. Seed, K. Lee, W.D.L. Finn, K. Ishihara ve bu araştırmacıların diğer izleyicileri) dinamik üç eksenli ve basit kesme deney sonuçları ile deprem gözlemlerini değerlendirmesi, şu sonucu (45) ortaya çıkarmaktadır :

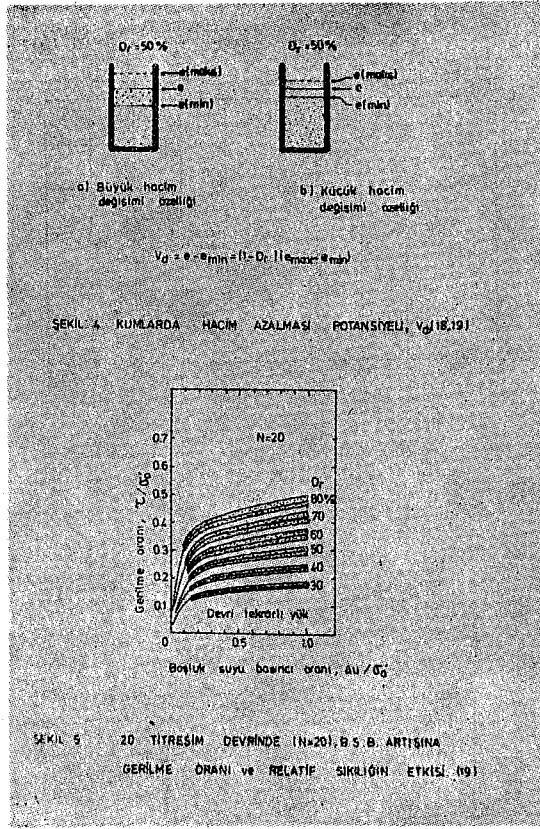
"Her sıklık derecesindeki kumda uygulanan dinamik gerilemeye ve tekrar sayısına bağlı olarak, sıvılaşma başlangıcı ($\Delta = \sigma'_{ac}$) oluşmaktadır. Bu sıvılaşma başlangıcında, gevşek kumlarda ($D_r = 0.50$) birim şekil değiştirmeler $\% \pm 35$ mertebesinde olur iken, $D_r = 0.90$ olan bir kum numunede ise $\% \pm 6$ ile sınırlanmaktadır (1976) "

Böyle kesin bir şekilde açıklanan sıvılaşma olayı, G. Castro'nun çalışmaları ve A. Casagrande'nin bir kritik değerlendirilmesi ile tekrar üzerinde durulması gereken bir nitelik kazanmıştır. A. Casagrande (1975-1976),;

"Tipik alüvyon kumları için, gevşek sıvılaşmanın oluşabileceği maksimum relatif sıklık değeri, çevre basıncına bağımlı olarak, $0.40 < D_r < 0.5$ 'dir. $0.40 < D_r < 0.60$ arasında yer alan ve hacim azalması gösteren (contractive) veya kısmen hacim genişlemesi gösterebilen (dilative) orta sıklıktaki kumlarda, tekrarlı yükler büyük şekil değişimlerine yol açabilir. ancak gerçek sıvılaşma çok nadir olur. Relatif sıklıkları $D_r > 0.70$ olan, büyük hacim genişlemesi özelliği gösteren ve tabiatta anizotropik konsolidasyona tâbi bulunan kumlarda, ben, tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncı artışlarının çevre basıncına erişmesini ve eşit olmasını normal şartlarda imkansız olarak kabul etmekteyim. Çünkü, hacim genişleme özelliği sonucu, danelerin "kenetlenerek" (bracing) tekrar mukavemet kazanabilmesi için çok ufak birim şekil değiştirmeleri gereklidir. Bu şartlarda b.s.b. değerlerinin çevre basıncının $\% 50$ 'sine varabilmesini bile şüphe ile karşılıyorum..."

demektedir (5).

Casagrande'nin gevşek kumlarda gerçek ve orta ile sıkı sıvılaşma kumlar da devri oynaklılık (cyclic mobility) tanımlarının, oluşabilecek birim şekil değişimleri ile sınırlanışı Şekil. 6'da verilmiştir.

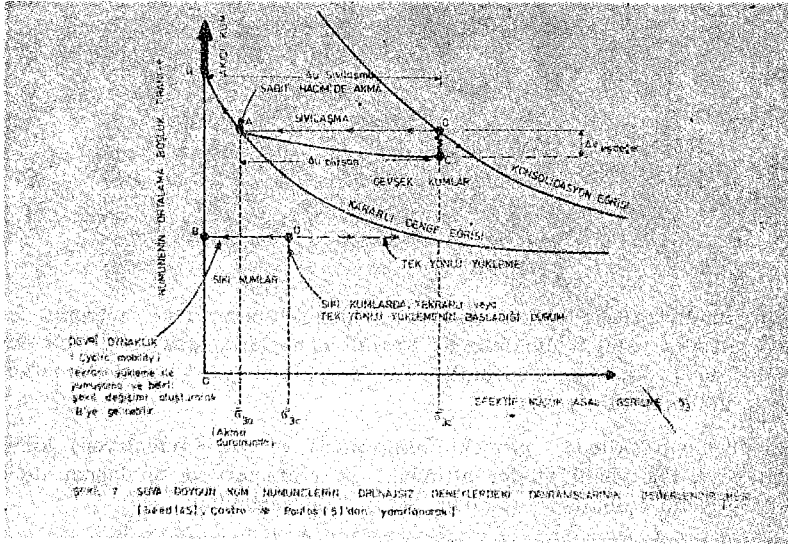
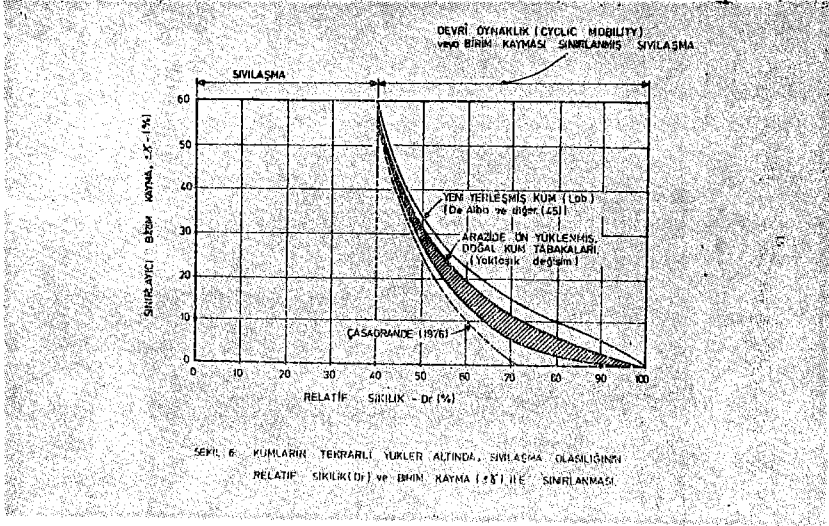


Sıkı kumlar üzerinde laboratuvarında belirli koşullarda ve izotropik konsolidasyon altında yapılan dinamik üç eksenli deneylerde gözlenebilecek sıvılaşma başlangıcı ($\Delta u = \sigma'_{3c}$) durumları ise "devri sıvılaşma" "cyclic liquefaction" olarak tanımlanmaktadır (5).

Bu düşünce şeklinde, gevşek (sıkışabilen) ve sıkı (genişleyen) kumların tekrarlı veya tek yönlü yükler altındaki davranışları ve sıvılaşma ile devri oynaklık (cyclic mobility) tanımları Şekil. 7'de verilmiştir.

Uygulanan tekrarlı yükler altında oluşan birim şekil değiştirmeler ile numunelerde (zemin elemanlarında) bir yumuşama oluşmaktadır. Birim şekil değiştirmelerinin büyümesi ise numuneni "devri oynaklık" (cyclic mobility) kazanması şeklinde ifade olunabilmektedir (5, 6).

Gevşek kumlarda, tekrarlı yüklerin oluşturduğu boşluk suyu basınçlarının, ortalama çevre basıncına eşit değerlere ulaşarak sıvılaşma başlangıcına neden olduğu ve sıvılaşma ile de büyük şekil değiştirmelerin meydana geldiği kabul edilmektedir (Şekil. 7'de, C noktasından A noktasına gelinmesi sonucu akma oluşması ve sabit hacimde oluşan bu akma sonucu sıvılaşma ve büyük şekil değişimlerinin meydana gelmesi durumu görülmektedir).



Sıkkı kumlarda ise, isotropik konsolidasyonlu laboratuvar numuneleri üzerinde yeterli büyüklükte devre gerilmelerinin uygulanması ve dolayısıyla büyük birim şekil değişimlerinin oluşması sonucu, zemin numunesi D noktasında B noktasına gelebilerek, belirli bir süre için, sivilaşma başlangıcı ($\Delta u = \sigma_{3c}'$) (6), oluştuğunun düşünüleceği ifade olmaktadır (6). Suya doymuş kum numunelerinin drenajsız deneylerdeki davranışlarının değerlendirilmesinde Şekil 7'de gösterilen durum ve kavramlar dikkate alınmalıdır.

Yukarıda belirtilen araştırmalardan elde edilen sonuçlardaki farklılıklara ışık tutmak niyetiyle, değişik iki sıklıkta ($D_r = 0.50$ ve $D_r = 0.80$) bir seri

kum numuneleri üzerinde, dinamik üç eksenli deney düzeni ile, tekrarlı yükler uygulanarak, sıvılaşma olasılığı ve b.s.b. artışlarının incelenmesi bu çalışmada amaçlanmıştır.

2. 2. 2 — Başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyeti

Sıvılaşma başlangıcını oluşturacak dinamik gerilme oranının ve titreşim devir sayısının, zemin elemanına etkiyen başlangıç gerilme durumu ile doğru-
dan etkilendiği bugün teorik ve deneysel olarak belirlenmiş bir gerçektir (5, 6, 7, 12, 14, 17, 22, 36, 45, 58).

Arazide, tabii ve sun'i kumlu zemin oluşumlarında (muhtemelen hidrolik dolgular dışında), yatay efektif gerilmelerin düşey efektif gerilmelere oranlarının 0.4 ila 0.6 civarında olduğu, ancak bu oranın aşırı konsolidasyon veya kompaksiyon ile 1.0 (bir) veya daha yüksek değerlere çıkabileceği bilinmektedir.

Tabiattaki zemin elemanlarına etkiyen farklı düşey ve yatay gerilmelerin ($\sigma_v = K_0 \sigma_h$), elemanlar üzerinde başlangıç kayma gerilmeleri oluşturduğu ve bu hususunda dinamik davranışı değiştirdiği göz önüne alınmalıdır.

Sıvılaşmada durumun laboratuvarında incelenebilmesi ve değerlendirilebilmesi için, arazideki zemin elemanlarının maruz kaldığı başlangıç gerilme durumlarının ve mevcut kayma gerilmelerinin deney numuneleri üzerinde de etkimesini sağlamak gerekli olmaktadır. Buda üç eksenli deneylerde zemin numunelerini başlangıçta anizotropik konsolidasyona ($\sigma_{1c} > \sigma_{3c}$) tâbi tutmakta mümkün olabilmektedir.

Bu durumda, dinamik üç eksenli laboratuvar deneylerinden önce uygulanan anizotropik konsolidasyon ile, tabiattaki zemin elemanlarında mevcut bulunan,

● gerilme anizotropisi

ile

● malzeme özelliği anizotropisi'nin

uygulanan farklı asal gerilmelerin doğurduğu şartlar ile meydana getirildiği varsayılmaktadır (25, 29, 36).

A. Casagrande, sıvılaşma davranışının ve b.s.b. artışlarının arazi koşullarına uygun bir şekilde belirlenmesi için üç eksenli deneylerde numunelerin anizotropik konsolidasyona tâbi tutulduktan sonra dinamik yüklemenin yapılması gerektiğini ve bu anizotropik konsolidasyon sırasında

$$\text{Konsolidasyon oranı } K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}} \cong 2.0$$

olarak alınması ile gerçekçi bir yaklaşım yapılabileceğini ifade etmektedir (5).

H.B. Seed (1976), zemin elemanları üzerinde başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyetinin, tekrarlı yükler altında oluşan boşluk suyu basıncı artışlarını azalttığını ifade ederken (45), aşırı konsolide kumların (örneğin $AKO = 8$, $K_0 > 1$) sıvılaşabilmesi için normal konsolide gevşek kumlara (örneğin $AKO = 1$, $K_0 = 0.4$) oranla (aynı tekrarlı yük sayısında) iki defa büyük dinamik gerilmelere maruz kalması gerektiğini deneysel olarak göstermiştir.

Benzer şekilde K. Ishihara (1977), aşırı konsolidasyon veya sıkıştırma yöntemleriyle "K_o" katsayısının artışının sağlanması ile, kumların sıvılaşmaya ve b.s.b. artışlarına karşı daha mukavim bir duruma geldiğinin deneysel olarak gözlemlendiğini ifade etmektedir (17). Ancak, gerek H.B. Seed ve gerekse K. Ishihara, uygulanan dinamik gerilme değerine ve yük tekrar sayısına göre, anizotropik konsolidasyona tâbi tutulmuş, aşırı konsolide olmuş veya sıkıştırılmış numunelerde "Sıvılaşma" olasılığının mevcut olduğunu ve artan b.s.b. larının çevre basıncına eşit olabildiğini ifade etmişlerdir.

W.D.I. Finn v.d. ise değişik anizotropik konsolidasyon basınçları altında konsolide ettikleri kumlar üzerinde yaptıkları dinamik üç eksenli deneylerde, başlangıç konsolidasyon katsayısı $K_c > 2$ olan numunelerde tekrarlı yükler

altında oluşan b.s.b.'larının çevre basıncına eşit değerler ulaşmadığını $\frac{\Delta u}{\sigma_{3c}'} < 1$

E.G. Prater, anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli deneylerde, b.s.b. artışlarını (Δu) efektif ortalama statik (konsolidasyon) basıncına ($P_o = \sigma_m'$) oranla tanımlamanın daha gerçekçi olacağını ve bu koşullarda ar-

tablecek b.s.b.'larının zeminin statik mukavemeti zarfı eğimi ($M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$)

uygulanan başlangıç gerilme farkı ($q_o = (\sigma_1 - \sigma_3)_o$) ile teorik olarak doğrudan bağımlı olduğunu,

$$(\Delta u)_{maks} = p_o - q_o/M \quad (2.3)$$

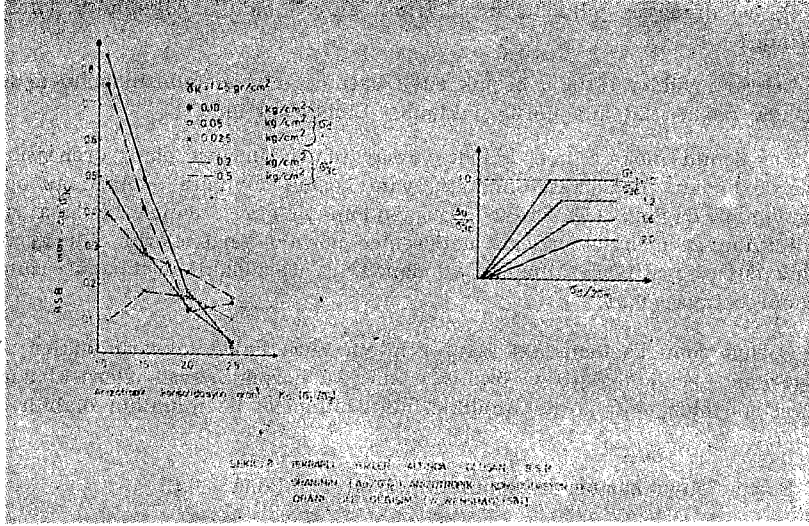
şeklinde ifade etmiştir (36).

W. Wenshao, Çin Halk Cumhuriyetinde 1959'dan bu yana kendi geliştirdikleri dinamik üç eksenli alet üzerinde yapılan dinamik deneylerin değerlendirilmesini yaparken, başlangıç gerilme koşullarının b.s.b. artışlarına etkisinin önemli mertebelere vardığını belirtmiştir (58). Şekli 8'de görülebileceği gibi, anizotropik konsolidasyon uygulanan numuneler üzerinde yapılan dinamik üç

eksenli deneylerde b.s.b. artışlarının, $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ oranı arttıkça, azaldığı ve sıvılaş-

ma başlangıcı oluşmadığı ($\Delta u < \sigma_{3c}'$) ifade edilmektedir. Bu deney sonuçları, daha basit bir deney sistemi ile yapılmış olmasına ve b.s.b. okumalarının tam (gerçek) değerler olmaması ihtimaline karşın, gelişmiş araştırma kuruluşlarında elde edilen deneysel sonuçlardan etkilenmemiş olması ve geleneksel bir düşünce felsefesi ile gözlem yorumlarını taşınması (58) bakımından önemli kabul edilebilir.

Bu açıklamalara karşın G. Castro ve S. Poulos, (1976), gevşek kumlarda başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyetinin sıvılaşma olasılığını arttırdığını ve kolaylaştırdığını belirterek, başlangıç K_c (σ_1/σ_3) değerlerinin büyümesi ile daha ufak bir dinamik gerilme değerinin sıvılaşmaya ve büyük şekil değişimlerine yol açtığını ifade etmişlerdir (6). Örneğin, $K_c = 2.0$ olan bir numunede, başlangıç kayma gerilmelerinin meydana getirdiği duyarsızlık nedeni ile, ilave gerilmeler ile "ani sıvılaşma" oluşturduğu belirtilmektedir (6). Ancak,



sıvılaşma veya ("devri oynaklığın" - Castro ve Poulos) oluşabilmesi için uygulanacak dinamik gerilme oranının,

$$\frac{\tau}{\sigma_{3c}'} \geq 0.5 (K_c - 1) \quad (2.4)$$

olması ve numunenin çift yönlü gerilmelere maruz kalması gereği belirtilmektedir (6, 14, 45).

Yukarıda belirtilen araştırma sonuçlarının ve değerlendirmelerinin ışığı altında, üç eksenli deney sisteminde zemin numunesine uygulanan anizotropik konsolidasyonun oluşturduğu başlangıç kayma gerilmelerinin, suya doymun kumların tekrarlı yükler altındaki davranışı ve b.s.b. artışlarına etkisinin deneysel araştırılması bu çalışmada amaçlanan ikinci konu olmuştur.

Tekrarlı yükler altında suya doymun kumlarda oluşan boşluk suyu basıncı artış mekanizmalarının incelenmesi bu bilgi birikimi ışığında yapılmıştır.

2. 3 — Boşluk Suyu Basıncı Artışı Mekanizması

Kohezyonsuz zeminler, özellikle gevşek kumlar, tekrarlı yükler altında, bulduklarından daha sıkı bir konuma geçmek isterler. Kuru kumlar üzerinde bir çok araştırıcı tarafından yapılmış bulunan değişik dinamik deneylerde bu hacim azalması ve sıkılığın artması gözlenmiştir. Suya doymun zeminlerde ise, drenajsız halde tekrarlı yükler altında gevşek kuru kumlarda gözlenen hacimsel sıkışmaya daneler arasını dolduran boşluk suyu engel olmaktadır. Suyun sıkışabilirliğinin zemin yapısına oranla çok daha az olması boşluk suyu basıncının artmasına yol açmaktadır. İnce-orta kumlarda dahi hidrolik iletkenlik nispeten yüksek olmasına karşın, genellikle süre açısından, bir deprem sırasında boşluk suyu basıncında olabilecek sönüm miktarının ihmal edilebilir

olacağı ve drenajsız yükleme koşullarının geçerli olduğu çoğunlukla varsayılmaktadır.

Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncı artış mekanizmasının açıklanmasında, başlıca iki ana görüş hakimdir. Bunlardan ilki;

a) Zemin mekaniğinin klasik varsayımlarından biri olan, drenajsız deneylerde hacim değişmesi olmadığı, yani boşluk suyunun sıkışamaz olması varsayımına dayanır (13, 44, 45). Bu açıklamaya göre, danelerin daha yoğun bir duruma geçmek istemeleri neticesinde normal gerilmelerin bir kısmının boşluk suyu tarafından alınması ve danelerin arasındaki gerilmenin azalması durumu ortaya çıkar.

Boşluk suyu basıncındaki artış, zeminin kuru halde tekrarlı yükler altında gerilme şekil değiştirme özelliklerinin) ve normal gerilmelerdeki azalma neticesinde oluşan kabarma özelliklerinin bilinmesi ile mümkün olabilir (Şekil. 7).

Boşluk suyu basıncı artışının ikinci bir açıklama şekli,

b) Boşluk suyunun sıkışabilir olduğu ve suya doygun zeminlerin iki fazlı bir ortam oluşturduğu varsayımlarına dayanır (1, 2). Burada da gevşek yerleşimli zemin danelerinin tekrarlı yükler altında daha yoğun konuma geçme eğilimleri sonucunda dane yapısının, boşlukların su ile dolu olmasına karşın, çok az da olsa bir hacim küçülmesine yol açtığı ancak (suyun sıkışma modülünün çok büyük olması nedeniyle) bu ölçülemeyecek kadar küçük hacim değişmelerinin bile boşluk suyu basınçlarında gözlenen artışları verebilecek nitelikte olduğu kabul edilir. İki fazlı ortam yaklaşımında boşluk suyu basıncı ve daneler arasındaki efektif basıncın birbirleri ile ilişkili olduğu ve aynı anda değerlendirilmeleri gereğinden hareket edilmektedir.

Ancak, hacim değişmelerinin çok küçük olması ve bu değişimin hesaplanış şeklinin yarı amprik (deney sonuçlarına bağlı) olması nedeni ile her iki yaklaşım arasında, uygulamadaki netice açısından, önemli bir fark bulunmadığı sonucuna varılabilir.

Gerçekte, suya doygun kumların tekrarlı yükler ve drenaja müsaade edilmeyen şartlar altındaki davranışlarının oldukça karmaşık olduğu ve kuru kumlara davranışlarından farklılıklar gösterdiği kabul edilebilir. Kuru kumlarda, tekrarlı yüklerin oluşturduğu dinamik gerilmeler ve birim şekil değiştirmeler, kum danelerinin temas yüzeylerinde oynama ve kaymalar oluşturarak, belirli birim kaymalar sonucu belirli hacim değişikliklerine sebep olmaktadır.

Suya doygun kumlarda ise drenajsız halde, yer değiştirmeye çalışan danelerin meydana getireceği hacim değişikliklerine müsaade edilmediği için, b.s.b.'d bir artış meydana gelmektedir. Boşluk suyu basıncındaki bu artış, bazı analitik modellerde,

- boşluk suyunun tamamen sıkışamaz olduğu bazılarında ise,
- boşluk suyunun, çok az da olsa bir miktar sıkışabilir olduğu, varsayımlarına göre açıklanmaktadır.

2. 4 — Tekrarlı Yükler Altında Boşluk Suyu Basıncı Artım Modelleri ve Bu Konuda Yapılan Çalışmalar

Tekrarlı yükler altında, örneğin depremler sırasında veya dalga etkilerinden dolayı, suya doymun kumlarda oluşan boşluk suyu basıncı artışlarını analitik olarak açıklayabilmek için son 10 yılda çok sayıda araştırma yapılmış ve çeşitli bağıntılar ve modeller geliştirilmiştir. Geliştirilen bu modellerin, çeşitli dinamik analiz yöntemlerinde başarı ile kullanıldığı da ifade olunmaktadır (1, 2, 13, 28, 39, 42, 44).

Tabiatta olan hadiseleri, laboratuvar deney sonuçlarına dayanarak elde edilen matematiksel bağıntılar ile gerçekçi olarak modelize edebilmek, şüphesiz bilimsel çalışmaların en zor ve en son aşaması olmaktadır.

Tekrarlı yükler altında sürekli olarak biriken b.s.b. artışlarını bir matematik bağıntı olarak ifade edebilmek amacıyla kullanılan iki ana yaklaşım mevcuttur.

I — Ampirik bağıntılar

Laboratuvarlarda yapılan çok çeşitli deneylerden elde edilen çok sayıda deney sonucunun bir matematik bağıntı şeklinde ifade eden ve,

bugün kullanılan ampirik bağıntılar :

- a) Seed, Martin ve Lysmer (1975) bağıntısı (4)
- b) Finn, Lee, Maartman ve Lo (1978) bağıntısı (13)
- c) Sarma ve Jinnings (1980) bağıntısı (42)
- d) Diğer bağıntılar

olmaktadır.

II — Yarı Ampirik Modeller

Belirli kabuller ile geliştirilen ve katsayıları deneysel olarak bulunan teorik bünye denklemlerinin ve davranış modellerinin, çeşitli laboratuvar deney sonuçları ile karşılaştırarak iyileştirilmesi sonucu elde edilen bağıntılar olup, bugün iç kullanılan yarı ampirik modeller arasında,

- a) Efektif gerilme modeli
(Martin, Finn ve Sed (1975), (28)
- b) Basitleştirilmiş iki fazlı ortam modeli (1, 2)

bağıntıları sayılabilir.

2. 4: 1 — Ampirik Bağıntılar

- a) Seed, Martin ve Lysmer (1975) bağıntısı

Dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme aletlerinde yapılan çok sayıda sıvılaşma deneyinde gözlenen "b.s.b. artışının", "titreşim devir sayısı" ile değişiminin değerlendirilmesi sonucu elde edilen ve Seed, Martin ve Lysmer tarafından önerilen bu ampirik model pratik ve uygulamaya dönük bir bağıntı

olması ve ayrıca bu konuda ortaya çıkartılan ilk matematiksel ifade oluşu açısından önemli yer tutmaktadır (44).

Bu yaklaşımda , uygulanan tekrarlı yük sayısı N sınılaşma başlangıcı ($\Delta u = \sigma_{3c}'$) olarak saptanan titreşim devir sayısı N_L 'ye göre, ve uygulanan tekrarlı yük altında oluşan b.s.b. artışı da çevre basıncına göre normalize edilmiştir.

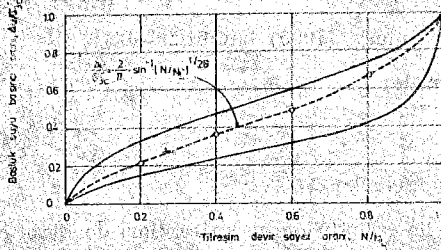
Şekil 9 ve 10'da gösterilen egriler için aşağıda verilen denklemler önerilmiştir.

$$r_N = \frac{N}{N_L} = \left[\frac{1}{2} \left(1 - \cos \pi \left(\frac{\Delta u}{\sigma_o'} \right)^\theta \right) \right] \quad (2.5)$$

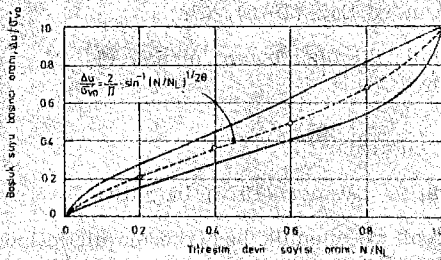
ve buradan,

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_o'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\theta} - 1 \right] = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\theta} \quad (2.6)$$

elde edilmektedir.



ŞEKİL 9 DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLERDEN ELDE EDİLEN ORTALAMA B.S.B. ARTIŞI EĞRİLERİ (44)



ŞEKİL 10 DİNAMİK BASIT KEŞME DENEYLERİNDEN ELDE EDİLEN ORTALAMA B.S.B. ARTIŞI EĞRİLERİ (36,44)

Burada θ zemin özelliklerine bağlı bir katsayıdır ve $\theta = 0.70$ değerinin en uygun ortalama değişimi gösterdiği ifade olmaktadır (39, 44, 54). Böylelikle,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_o'} = \frac{2}{\pi} \sin \left(\frac{N}{N_L} \right) \quad (2.7)$$

ampirik ifadesi tekrarlı yükler altında oluşan ve sıvılaşmayı oluşturan b.s.b. artışlarının, (izotropik konsolidasyon şartlarında ve yaklaşık $D_r = 0.60$ mertebeleri için) belirlenmesi için önerilmiş ve son beş yılda çok sayıda projede hesap aşamasında uygulanmıştır.

b) Finn, Lee, Maartman ve Lo (1978) bağıntısı

Finn, Lee, Maartman ve Lo tarafından 1978'de ortaya atılan bu b.s.b. artışı bağıntısı, yazarında bulunduğu 1977 yılında U.B.C. zemin dinamiği laboratuvarında yapılan deneylerin sonuçları üzerinden geliştirilmiştir (14).

Seed, Martin ve Lysmer'in izotropik konsolidasyon şartları için geliştirdiği bağıntı olan,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{3c}'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\theta} - 1 \right] \quad (2.8)$$

ifadesine,

$$\text{ve } K_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \quad \text{Konsolidasyon Oranı}$$

N_{50} = b.s.b. değerinin çevre basıncının % 50'sine eşit olduğu titreşim devir sayısı (5, 14)

kavramları ilave edilerek,

$$\frac{u}{\sigma_{3c}'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin \left[\left(\frac{N}{N_{50}} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (2.8)$$

$$\alpha = \alpha_1 K_c + \alpha_2$$

$$(D_r = 50 \text{ için, } \alpha_1 = 3 \text{ ve } \alpha_2 = -2)$$

denklemini, Finn ve diğerleri (14) tarafından önerilmiştir.

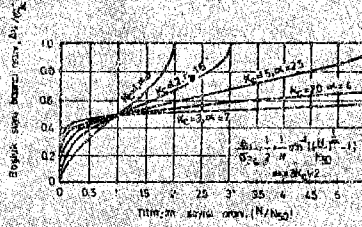
Bu bağıntıya göre, değişik K_c oranları için, titreşim devir sayısı ile b.s.b. artışı Şekil 11'de gösterilmiştir.

Ayrıca, Şekil 12'de $K_c = 1.2$ hali için dinamik üç eksenli deneylerinde de ölçülerek elde edilen b.s.b. artışları ile önerilen eğrinin benzeşimi verilmiştir.

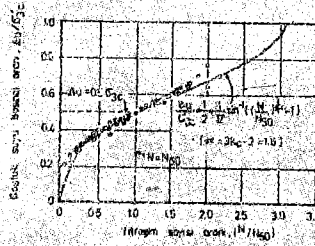
c) Sarma ve Jennings (1980) bağıntısı

S.S. Sarma ve D.N. Jennings tarafından geliştirilen bu matematik bağıntı, birlikerek artan b.s.b. değerlerine bir logaritmik fonksiyon benzeşimi ön gör-

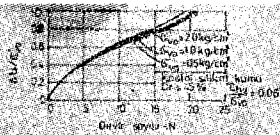
mektedir (42). Mevcut deneysel veriler üzerinde değerlendirme yapılarak geliştirilen bu ampirik matematik bağıntı, Martin, Finn ve Seed (28)'in önerdiği yarı-ampirik model ile de karşılaştırılmıştır (Şekil. 15 ve 16).



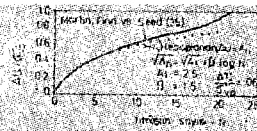
ŞEKİL 11 ÇİZİLEN B.S.B. ZARFI BAĞINTISI İLE FARKLI ANIZOTROPİK HİKSİDASYON ŞARTLARI İÇİN BİR EYLEM DEĞİŞİMİ SÖRÜLERİ (11).



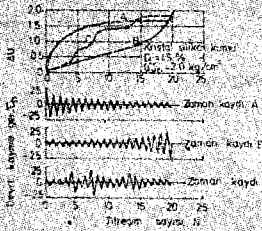
ŞEKİL 12 DENEY SONUÇLARI VE NORMALİZE EDİLMİŞ B.S.B. GÖRÜŞÜMÜZ BİRİZİMİ (14, 12) (14).



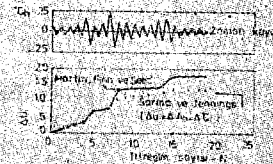
ŞEKİL 13 BELİRTİLEN MODEL İLE FARKLI Δu ve $\Delta \sigma$ DÜŞÜK BASINÇ ALTINDA HESAPLANAN B.S.B. ARTIŞLARI (28) (MARTIN, FINN VE SEED 1975).



ŞEKİL 15 SARMAL VE JENİNGSİN LOGARİTMİK BAĞINTISI İLE MARTIN, FINN VE SEED MODELİ (27) İLE KARŞILAŞTIRILMASI (28) (Bakınız Şekil 12).



ŞEKİL 14 FARKLI DEYİŞİM KAYNAĞI GETİRELETTİĞİ ALTIYKA GÜZELAN B.S.B. ARTIŞLARININ MODEL İLE HESAPLANMIŞ EĞİRLERİ (28).



ŞEKİL 16 SARMAL VE JENİNGSİN MODELİ İLE MARTIN, FINN VE SEED MODELİNİN FARKLI DEYİŞİM KAYNAĞI İÇİN KARŞILAŞTIRILMASI (27).

Sarma ve Jennings tarafından ortaya atılan bu model, Skempton'un (1954) "A" boşluk suyu parametresinden esinlenerek ve aşağıda belirtilen kabul ve düşüncelere göre geliştirilmiştir.

İlk tekrarlı yük kademesinde ($\Delta \tau_1$), b.s.b. artışı,

$$u = A_1 \Delta \tau_1 \quad A_1 > 0 \quad (2.10)$$

olmaktadır ve tekrar eden "n" yük kademesi için ise her yük kademesindeki b.s.b. artışının o yük kademesine kadar oluşmuş b.s.b.'na ve gerilme seviyesine bağlı olduğu varsayımından hareket ile,

$$u = A_n \cdot \Delta \tau = A_n \cdot \frac{\Delta \sigma^d}{2} \quad (2.11)$$

şeklinde ifade olunmakta ve burada

$$\sqrt{A_n} = (\sqrt{A_1} + \beta \log N) \quad (2.12)$$

ifadesi deney sonuçları en iyi uyumu göstermektedir (42).

Sarma ve Jennings'in geliştirdiği (1980) bu logaritmik b.s.b. artış modeli, Martin, Finn ve Seed tarafından önerilen (1975) ve daha sonra Finn, Lee ve Martin tarafından uygulanan "efektif gerilme modeli" ile karşılaştırıldığında (Şekil 15 ve 16), A_1 ve β katsayılarının belirli sabit değerleri için, $u/\sigma_v' > 0.60$ değerine kadar gevşek silikat kumu için birbiri ile iyi bir uyum sağladığı görülmektedir. $u/\sigma_v' > 0.60$ değerleri için ise, A_1 katsayısının değişken olarak alınması şeklinde bir iyileştirme, bağıntı sahipleri tarafından önerilmektedir (42).

Bu konuda yapılan çok sayıda çalışma ve araştırma (F. Tinoco (55), Datta vd (8) vb) arasında Ishibashi, Sherif ve Tsuchiya'nın (1977), dinamik torsiyonel basit kesme aletinde yaptıkları deney sonuçlarından türettikleri ve adimsal hesap yaklaşımı için önerilen,

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{3c}'} \right)_N = \left[1 - \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{3c}'} \right)_{N-1} \right] \left[\frac{6.13 N}{N^{1.77} - 0.46} \right] \left[\frac{\sigma_N}{\sigma'} \right]^{2.4} \quad (2.13)$$

e

(N-1)

bağıntısı da (54) mevcuttur.

2. 4. 2 — Yarı Ampirik Modeller

a) Efektif gerilme modeli

Tekrarlı yükler altında ve depremler sırasında, gevşek ile orta sıkılıktaki kumların davranışı, artarak biriken boşluk suyu basınçları ile tanımlanabilmektedir. Martin, Finn ve Seed (28) tarafından ortaya atılan efektif gerilme modelinde (1975), sıvılaşmaya yol açan boşluk suyu basıncı artışları ve dağılımları, suya doygun kumlar için geliştirilen bünye denklemlerinden elde edilmektedir.

Bu doygun kum tabakasının, tekrarlı yükler altında meydana gelen kayma şekil değiştirmelerine karşı koyabilmesi, doğrudan efektif gerilmeler, ile dolaşısıyle oluşan b.s.b. artışları ile bağımlı olmaktadır.

Bu efektif gerilme modeli, suya doygun yatay kum tabakalarında düşey ilerleyen kayma dalgalarının meydana getirdiği yatay kayma gerilmeleri şartı ile sınırlanmaktadır. Ayrıca bu modelin geçerliliği için yapılan diğer kabuller,

(i) Boşluklarda oluşan hacımsal değişim = kum elemanın tüm yapısında oluşan net hacımsal değişim,

ve

(ii) Boşluk suyunun sıkışmaz olduğudur.

Şayet,

Δu = belirli bir devir için boşluk suyu basıncı artışı,

c_w = suyun hacımsal elastisite modülü,

E_r = Düşey efektif gerilmeye tekabül eden noktada, tek boyutlu geri boşaltma eğrisinin tanjant modülü

($P = \sigma_v'$ 'deki geri dönme elastisite modülü)

n_e = Numunenin porozitesi

$\Delta \epsilon_{dv}$ = Kayma şekil değiştirmelerinin oluşturduğu hacımsal değişim (azalışım)

$\Delta \epsilon_{vr} = \frac{\Delta u}{E_r} =$ Elastik hacımsel şekli değiştirmelerinin oluşturduğu hacımsal değişim (artım)

olarak ifade edilirse, yukarda yapılan kabuller ışığında,

$$\frac{\Delta u \cdot n_e}{c_w} = \Delta \epsilon_{vd} - \frac{\Delta u}{E_r} \quad (2.14)$$

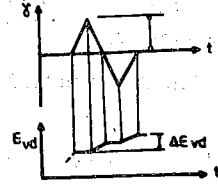
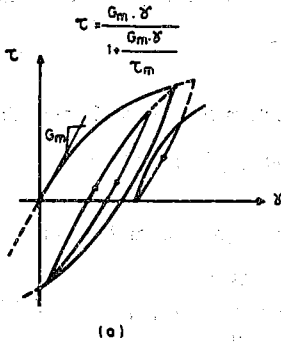
veya

$$\Delta u = \frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{n_e}{c_w}} \quad (2.15)$$

elde edilmektedir. $\frac{n_e}{c_w}$ oranının çok ufak merteeblerde kalması, suyun sıkışmaz olduğu kabulü ve hacımsal değişmenin olmaması halinde,

$$\Delta \epsilon_{vd} = \Delta \epsilon_{vr} = \frac{\Delta u}{E_r} \quad (2.16)$$

olmaktadır (28, 13).



ŞEKİL 17 GENEL YÜKLEME ŞEKLİ ve OLUŞAN BİRİM HACİM DEĞİŞİKLİĞİNİN GÖSTERİŞİ (13.28)

Finn, Lee ve Martin tarafından sonraları (1976) daha da geliştirilen ve uygulamada kullanılan bu model'de, Şekil 17'de gösterildiği gibi, zaman ile oluşan kayma gerilmeleri (γ)'nin oluşturduğu kayma şekil değiştirmeleri ϵ_{vd} artarak birikmektedir ve

$$\Delta \epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (2.17)$$

şeklinde ifade olmaktadır (23, 13). Burada C_1 , C_2 , C_3 ve C_4 kumun özelliklerine ve relatif sıklığa bağlı katsayılardır. ϵ_{vd} ise gerilme tarihçesini belirten bir parametre olmaktadır.

Bu modelin, tekrarlı (devrî, veya gelişigüzel) yükler altında b.s.b. artışlarına gerçekçi olarak belirlediği ve uygulamada başarılı örnekler verdiği, model sahipleri tarafından ifade olmuştur (13). Şekil 14'de modelin uygulandığı bir örnek verilmiştir. Bu efektif gerilme modelinden elde edilen sonuçları Sarma ve Jennings matematik bağıntısı ile karşılaştırılmıştır. (Şekil 16) ve belirli bir uyum içinde olduğu görülmektedir (42).

b) Basitleştirilmiş iki fazlı ortam modeli

İki fazlı ortam modeli 1956 yıllarında A.M. Biot tarafından geliştirilmiş olup, suya doygun zeminlerin iki fazlı bir ortam olarak niteliyen ve bu iki fazın bir biri ile etkileşimini hesaba katan bir yaklaşım olmaktadır. Modelin, bilhassa son yıllarda geliştirilen sonlu elemanlar programlarında uygun olarak kullanılabilmesi, üzerine yapılan çalışmaları arttırmıştır. (2).

Basitleştirilmiş iki fazlı ortam modeli ise malzeme davranışlarının model edilmesinde bir kolaylık ve esneklik sağlamak amacıyla geliştirilmiştir. (1). Bu model yaklaşımında,

- (a) Suyun sıkılaştırılabilirliğinin (danelere oranla 25-30 kat daha büyük olduğu,
- (b) Boşluk suyu ortamının elastik davrandığı ve kayma gerilmeleri almadığı,

ve dolayısıyla,

- (c) Drenajsız yükleme koşullarında, iki fazlı ortamın toplam hacim değişiminin (ΔV_T) suyunu hacim değişmesine (ΔV_F) eşit olduğu kabul edilmiştir.

Bu kabullerin ışığında, iki fazlı ortam modelinde boşluk suyu basıncı,

$$\Delta u = c_w \cdot A_{\epsilon_F} = c_w \cdot \frac{\Delta V_T}{V_F} = c_w \frac{A \Delta_r}{n V_T} = \frac{3c_w}{n} \cdot \Delta \epsilon \quad (2.18)$$

olmaktadır. Burada,

$$V_F = n V_T \quad (n = \text{porozite; } V_T = \text{toplam hacim})$$

$$\Delta \epsilon = \frac{1}{3} \frac{\Delta V_T}{V_T} = \frac{1}{3} (\Delta \epsilon_{11} + \Delta \epsilon_{22} + \Delta \epsilon_{33})$$

$c_w =$ boşluk suyunun hacimsel sıkışma modülü

olduğu açıktır.

Endokronik bünye denkleminde yararlanılarak hesaplanan hacimsel birim değişimi ise,

$$\Delta \epsilon = \left(\frac{\Delta \sigma'}{3K} + 3 \Delta \gamma \right) \quad (2.19)$$

olmaktadır (1).

Burada, $K =$ Zeminin hacimsel elastisite modülü'nü

$\Delta \gamma =$ elastik olmayan hacimsel şekil değiştirmeler'i,

$$\Delta \sigma = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{11} + \Delta \sigma_{22} + \Delta \sigma_{33}), \text{yi}$$

Denklem 2.18 ile 2.19 birleştirilip, gerilmeler toplam gerilme cinsinden ifade edildiğinde, boşluk suyu basıncı artışı için,

$$\Delta u = \frac{c_w K}{nK + C} \left(\frac{\Delta \sigma}{3K} + 3 \Delta \gamma \right) \quad (2.20)$$

Tekrarlı yükler altında, bu modelin uygulanması adimsal (incremental) bir biçimde çözülebilmektedir ve plastik şekil değiştirmelerde dikkate alındığı için devir tekrar sayısı ile Δu birikimi elde edilmektedir. Bu modelin normal

konsolide killerde frekanslı tekrarlı yükler altında, b.s.b. artışını başarılı bir şekilde modelize ettiği görülmüştür ve kohezyonsuz zeminlerde de uygulanması yapılmaktadır (1).

2. 4. 3 — Yapılan Çalışmaların Genel Değerlendirilmesi

Tüm bu yaklaşımlardan amaç, doğada oluşan ve başlangıç ile nihai şartlarının oldukça iyi tanımlandığı genellikle kabul edilen sıvılaşma olayının gelişim sürecinin, gerçeğe uygun bir şekilde belirlenmesinin ve benzeşiminin sağlanabilmesidir.

Ancak, doğal olaylarda elde edilen arazi ölçümlerinin azlığı ve gerçek kayıtlar ile çok kısıtlı karşılaştırma olanaklarından dolayı, laboratuvarlarda lastik kılıflar içinde sınırlanmış 200 cm³'lük doygun kum numunelerinin davranışlarını ve elde edilen b.s.b. artış bağıntılarının gerçeği yansıtmaya derecelerini şüpheli ile karşılamamız gerektiği düşünülmektedir.

Bu aşamada, genel olarak zeminlerin davranışı ve sıvılaşma ile ilgili olarak ileri sürülen bazı eleştirici düşüncelerin de göz önüne alınması yararlı olacaktır.

"Hiç bir dürüst işadaminin veya kendine saygısı olan ilim adamının, yeterli ispatı olmadan yeni bir yaklaşımı veya teoriyi 'uygulama teklifi' olarak ileri sürmesi beklenemez." K. Tezraghi.

"Zemin mekaniği uygulamasında yeterli ve gerekli ispat ancak kâfi derecede gerçek arazi ölçümü, tecrübesi ve mukayesesi sonucu elde edilebilir ve ancak o zaman laboratuvarlarda gözlenen olayların tabiiatta uygulanabilirliği saptanabilir.

Depremler sırası sıvılaşma olayı ile ilgili elimizde çok az sayıda ve eksik arazi ölçümü ve bilgisi mevcuttur ve şu ana kadar aynı malzeme üzerinde hem arazi ölçümlerini, hemde laboratuvar deneylerinin sonuçlarını ihtiva eden karşılaştırmalı mükemmel bir sıvılaşma analizi mevcut değildir. Bu, araştırmacıların gayretsizliğinden değil, deprem olayının özelliğinden ileri gelmektedir.

Son yıllarda yapılan araştırmaların arazi ölçümleri ile uyumları ancak ilerki depremlerde kanıtlanabilir, fakat şu anda mevcut varsayımlar ancak spekülatif olabilir. Laboratuvar bulgularının geçerliliğinin ispatı için kati gerçekler gereklidir. Deney ve hesap sonuçlarından oluşan mantıki bir yaklaşım, evvelce meydana gelmiş bir davranışı açıklamaya yeterli olabilir. Ancak, aynı yaklaşım ile oluşmamış bir göçmenin gerçekçi tahmini mümkün olabilir mi?

Bu anda bu konudaki mevcut bilimsel gelişme ve yaklaşım doğru yönde de olmayabilir. Ve bilim geçici olarak, ihtiyatlı bulunmayanları, yanlış yola da götürebilir. Bilim'in gelişmesi için kendine özgü yöntemleri vardır. Delillerin ve gerçek gözlemlerin birikim ile hataların yok edilmesi ve bilimsel gelişme ile kehanetlerin iyileştirilmesi mümkündür (37". R. Peck (1979).

Aynı düşünce çerçevesinde H. Golder (1979)'da, hesaplarda kullanılan efektif gerilme kavramında bir "kayıp varsayım" (lost assumption) bulunduğunu ve ölçülen b.s.b. değerleri ile hesaplanan toplam gerilmelerde, doğanın

karmaşıklığından kaynaklanan, belirsizliklerin unutulmaması gerektiğini vurgulamaktadır (15).

Sıvılaşma üzerine bugüne kadar yapılan çok sayıda araştırma ve bunların kritik değerlendirmeleri, konunun hâla incelenmeye açık bir çok yönü olduğunu ortaya koymaktadır.

Bu bölümde, kohezyonsuz suya doğgun zeminlerde, tekrarlı yükler altında oluşan b.s.b. artışları ve bunun yol açabildiği sıvılaşma olayı ile ilgili kavramlar ve tanımlamalar verildikten sonra, sıvılaşmayı etkileyen faktör üzerinde durulmuştur. Bu faktörler arasında relatif sıkılık ve başlangıç kayma gerilmelerinin mevcudiyetinin sıvılaşmaya etkileri ayrıntılı olarak incelenmiş ve b.s.b. artışı ile ilgili bugüne kadar yapılan araştırmalarda önerilen yaklaşım ve modeller özetlenmiştir. Bu bilgilerin ve değişik değerlendirmelerin ışığı, sıvılaşmayı meydana getiren şartlar ve bunların arazi durumuna uygunluğu deneysel olarak incelenmiştir. Yapılan deneysel çalışmanın esasları Bölüm 3'de, elde edilen deney sonuçları Bölüm 4'de verilmiş ve sonuçların genel bir değerlendirmesi Bölüm 5'de özetlenmiştir.

DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının saptanabilmesi için, zemin numuneleri üzerinde değişik laboratuvar deneyleri uygulanmaktadır. Zeminlerin dinamik mukavemetlerinin belirlenmesi, tekrarlı yüklerin yol açtığı şekil değiştirmelerin ve boşluk suyu basıncında oluşturduğu artışların ölçüldüğü gerilme kontrollü dinamik üç eksenli veya dinamik basit kesme deneyleri ile mümkün olmaktadır.

Bu deneysel çalışmada Podima kumunun belirli karışımının tekrarlı yükler altında davranışı incelenmiştir. Bu amaçla önce incelenen kumun endeks ve statik mukavemet özellikleri belirlenmiştir. Bu özelliklerin ışığı altında, gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deneylere esas olacak parametrelerin değişim sınırları saptanmıştır (8).

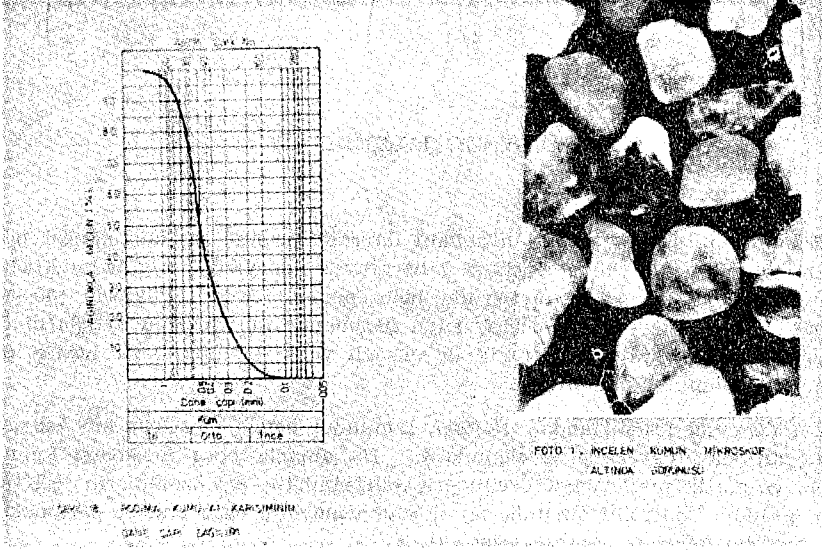
Kohezyonsuz zeminlerin dinamik davranış özellikleri, statik yükler altında da olduğu gibi, birinci derecede sıklık derecelerine bağlı olmaktadır. Suya doygun kumlu zeminler, tekrarlı yüklerin etkisi altında kaldıkları zaman relatif sıklıkları özel önem kazanmakta, belirli bir sıklık derecesinde, yeterli dinamik gerilmenin belirli bir sayıda tekrarlanması sonucu, zemin tüm mukavemetini kaybeder "sıvılaşma" olayı meydana gelmektedir.

Bu deneysel çalışmada (8) Podima kumundan değişik iki sıklıkta (gevşek $D_r \cong 0.50$ ve sıkı $D_r \cong 0.80$) hazırlanan ve izotropik olarak konsolide edilen numuneler üzerinde yapılan gerilme kontrollü üç eksenli dinamik deneyler ile sıvılaşma olasılığı araştırılmıştır. Gevşek kum numunelerinde gözlenen sıvılaşma olayı, arazideki gerilme koşullarına daha uygun olarak hazırlanan (5, 17) numuneler üzerinde ayrıntıları ile incelenmiştir.

3. 1 — Deneylerde Kullanılan Kumun Özellikleri

Bu deneysel çalışmada deniz orijinli, sarı kahve renkte ve birçok araştırmacı tarafından (21, 32, 41) incelenmiş bulunan Podima kumu'nun bir karışımı kullanılmıştır. Podima kumunun yuvarlak ile yarı yuvarlak dane küresellik özelliklerine (29) sahip olması (Foto 1), % 90'dan fazlasının kuvars minerallerinden oluşması ve bu çalışmada Al dane dağılımı diye adlandırılan şekilde karıştırılması ile, araştırmanın niteliğine uygun bir daneli malzeme elde edilmesi sağlanmıştır. Podima Al'in dane dağılımı Şekil 18'de verilmiştir ve bu dağılımda % 55'inin orta, % 40'ın iri, % 5'in ince kum olduğu görülmektedir. Danelerin % 75'inden fazlası 0.2 ila 0.6 mm. arasında kalmaktadır ve bu dane dağılımı, sıvılaşma için uygun bir malzeme özelliği (45, 48) taşınması nedeni ile tercih edilerek sağlanmıştır.

İncelenen kumun optik mikroskop ile çekilen fotoğrafı Foto 1'de dane çapı dağılımı özellikleri ve katsayıları ile en sıkı ve en gevşek haldeki boşluk oranı ve kuru birim hacim ağırlığı değerleri Tablo. 1'de verilmiştir.



3. 1. 1 — Podima Al Kumunun Endeks ve Mukavemet Özellikleri

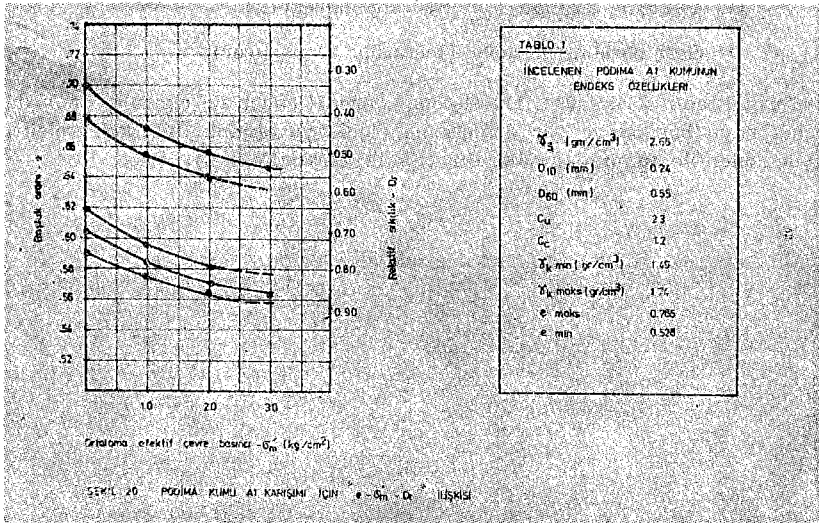
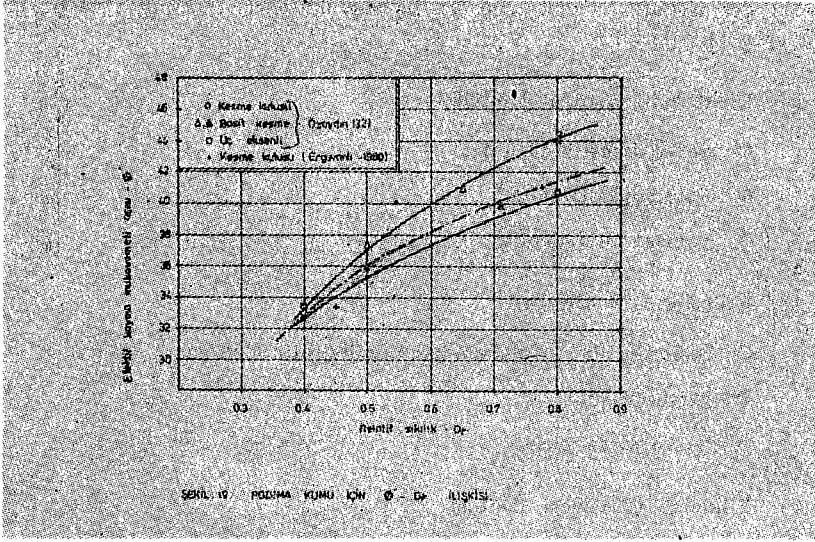
İncelenen Podima Al kumu üzerinde, sıvılaşmaya yol açan tekrarlı gerilmeler altındaki davranış ve boşluk suyu basıncı değişimlerinin deneysel olarak belirlenmesinden önce, bu kumun statik yükler altında davranışı ve endeks ile mukavemet özellikleri arasındaki ilişkiler saptanmıştır.

Daha önce yapılan çalışmalarda (32, 21) elde edilmiş bulunan deney sonuçlarına ek olarak yapılan kesme kutusu deneyleri ile Podima Al kumu için genel $\Phi - D_r$ ilişkisi saptanmıştır (Şekil 19). Kesme kutusu deneyleri, Leonard Fornell deney aletinde 60x60x20 mm. numuneler üzerinde 3 ayrı sıklıkta, standard deney koşullarında hazırlanarak yapılmıştır (26).

Deneylerde araştırılan drenajlı kayma mukavemeti açısı (Φ') ile relatif sıklık arasındaki ilişki, diğer araştırmacılar tarafından da saptanan genelleştirilmeye uygun olarak bulunmuştur (Şekil 19).

Ayrıca Podima Al kumunun, ortalama efektif çevre basıncı (σ'_m) altında hacimsel değişiminin saptanması için, 5.0 cm. çapında ve 9.5-10.0 cm. yüksekliğindeki silindirik numuneler üç eksenli basınç aletinde konsolidasyona tâbi tutulurken çıkan su hacmi ölçülmüştür. Böylelikle, kum numunelerin başlangıçtaki ($\sigma'_m = 0$) boşluk oranlarının, efektif çevre basıncı ile değişimi deneysel olarak saptanmış ve bu mertebelere tekabül eden relatif sıklık (D_r) değerleri ile Şekil. 20'de verilmiştir.

Kesme kutusu deneyleri ile Podima Al için kontrol edilen $\Phi' - D_r$ ilişkisi ile birlikte, üç eksenli konsolidasyon deneyleri ile saptanan " $E - \sigma'_m - D_r$ " ilişkileri ile Podima kumunu tanımlayan gerekli mukavemet ve endeks özellikleri belirlenmiştir.



Böylelikle, bu kum üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deneylerde, seçilen konsolidasyon basıncı altında numunelerin istenilen relatif sıklığa gelmesi için gerekli başlangıç boşluk oranlarının belirlenmesi ve uygulanacak tekrarlı yük mertebesinin bilinçli seçimi sağlanmıştır.

3. 2 — Dinamik Üç Eksenli Deney Sistemi

Bu araştırmanın deneysel çalışmaları İTÜ Maçka İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında geliştirilen, dinamik üç eksenli deney sistemi ile yürütülmüştür (8, 11).

Bu sistem (SBEL, STD-1500 D), üç ana üiteden oluşmakta ve bu üitelerin esas birimlerini :

a) Elektronik Kontrol Ünitesi

- ④ Servo kontrol birimi
- ④ Fonksiyon Üreticisi
- ④ Sayısal Okuyucular

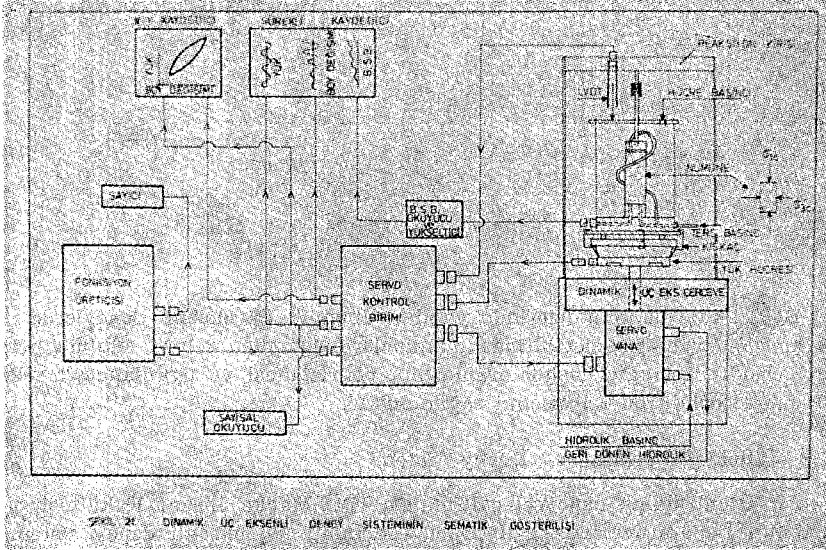
b) Hidrolik Güç Ünitesi

- ④ Sabit basınç, değişken hacimli hidrolik pompa
- ④ Elektrik motoru
- ④ Servo vana birimi

c) Yükleme Çerçevesi Ünitesi

- ④ Kolon-Kiriş çerçeve
- ④ Yükleme pistonu (± 1.50 cm. hareketli)
- ④ Geri besleme ileticisi (Ieedback transducer)

oluşturmaktadır (Şekil 21). Bu sistem, ayrıca Geonor üç eksenli deney düzeni, boşluk suyu basıncı ve yer değiştirme ölçme ve okuma aygıtları elektronik kaydediciler ile tamamlanmaktadır (Şekil. 21 ve Foto 2).



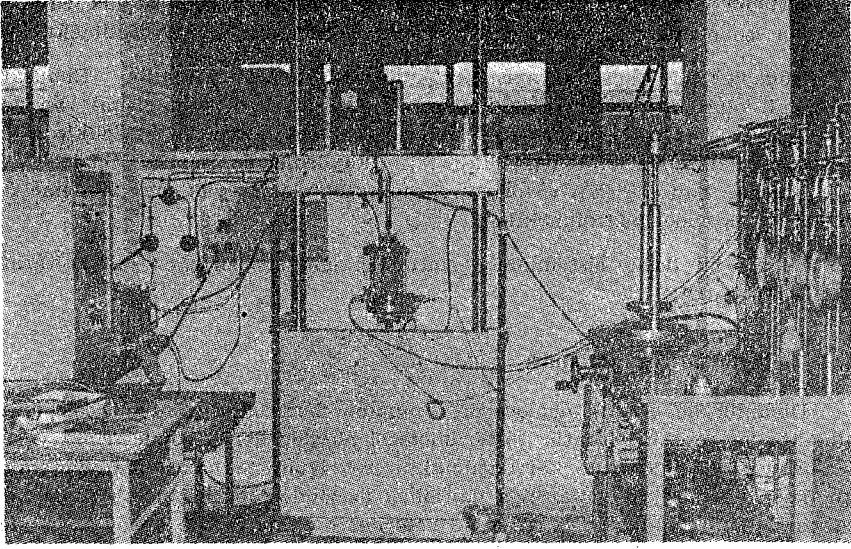


FOTO 2— İ.T.Ü. MAÇKA İNŞAAT FAKÜLTESİ ZEMİN MEKANİĞİ
LABORATUVARI DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY DÜZEYİ

Dinamik yükleme uygulanacak zemin numunesinin içine yerleştirildiği üç eksenli deney hücresi, yükleme pistonu üzerindeki plaka ile bir reaksiyon kirişi görevini yapan yükleme çerçevesi arasına yerleştirilmiştir. Bu hücre alt plakaya kısıkaçlar ile, numuneye düşey yük uygulayan üç eksenli piston ise üst kirişe bir vida sistemi ile bağlanmıştır.

İTÜ Maçka Zemin Mekanikliği Laboratuvarında geliştirilen bu sistemde, standart üç eksenli basınç deney hücresi alt plaka ile birlikte düşey yönde hareket ederken, piston üst ucu sabit kaldığından, arada sıkışan ve/veya çelilen numuneye istenilen yük uygulanabilmektedir (Şekil 21 ve Foto. 4).

Elektro-hidrolik dinamik üç eksenli deney sisteminin çalışma prensibi aşağıdaki şekilde özetlenebilir :

“Hidrolik pompa tarafından yaratılan basınç, fonksiyon üreticisi tarafından istenilen şekilde çıkartılan dalga biçiminde ve frekansında, Servo Vana'ya Servo Kontrol Birimi tarafından iletilir. Servo Vana'dan geçen bu basınç, yükleme pistonunu hareket ettirir ve numuneye yük hücresi ile ölçülen belirli bir yük uygulanır. Uygulanan yük, geri besleme ileti- cisi ile Servo Kontrol Birimi'ne sinyal yollar. Bu elektronik sinyal uyarısıyla, Servo Kontrol Birimi, hidrolik basınç sistemini yeniden hare- kete geçirir ve yükleme tekrarlanır.”

Numuneye uygulanan tekrarlı yük, yük hücresi (load cell) tarafından algı- lenmekte, sayısal okuyucuda gösterilmekte ve kaydedici ile sürekli çizilmek- tedir. Uygulanan yük sayısı (titreşim devir sayısı, N) ayrıca elektronik sayı- cı tarafından sayılabilmektedir.

Zemin numunesinde, tekrarlı yükleme altında oluşan şekil değiştirmeler, hücre üstünden sabit kirişe göre, bir yer değiştirme ileticisi (LVDT) ile öl-

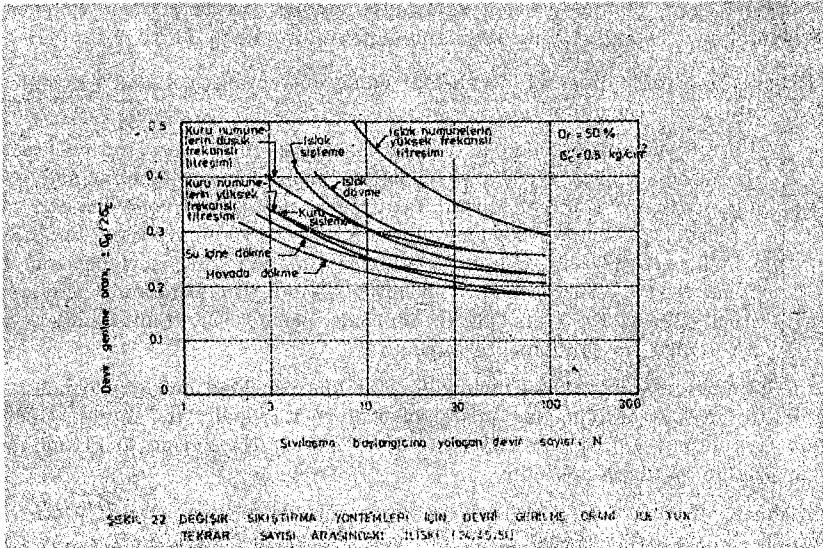
gölmektedir ve sürekli kaydedilmektedir. Numunede oluşan boşluk suyu basınçları ise elektronik basınç ileticileri ile ölçülmekte ve kaydedilmektedir.

Deneyler sırasında iki ayrı tür kaydedici kullanılmaktadır. Bunlardan, 3 kanallı olan birincisinde "uygulanan yük", "oluşan boy değişimi" ve "oluşan boşluk suyu basınçları" sürekli olarak kaydedilmekte ve böylelikle zaman ile değişimleri çizilebilmektedir. İkinci tür kaydedici de ise (X-Y çizicisi), yatay ekseninde boy değişimi ve dikey ekseninde uygulanan yük, her yükleme devri için, 2-ekseninde çizilebilmektedir.

Benzer bir deney sisteminin ayrıntılı açıklaması Özudoğru (1979) tarafından verilmiştir (35).

3. 3 — Numune Hazırlanması

Dinamik üç eksenli deneylerde, numune hazırlama yöntemi çok önemli olmakta ve gerekli dikkatin gösterilmemesi halinde deney sonuçlarının yorumlanmasında güçlükler ile karşılaşmaktadır. Numune hazırlama yönteminin, kumların tekrarlı yükler altında davranışı üzerindeki etkisi birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Sarsma ile hazırlanan basit kesme deneyi numunelerinin titreşimi yükler altında daha az oturma yaptığı; ıslak olarak üstten dövmek (Wet-tamping) sureti ile hazırlanan üç eksenli deney numunelerinin drenajsız dinamik mukavemetinin ise kuru sarsma ile hazırlanan numunelerden iki misli fazla olduğu; ıslak olarak dövmek sureti ile hazırlanan numunelerde ise drenajsız dinamik sıkışma modülünün % 20 — % 40 daha fazla olduğu gösterilmiştir (52). Aynı kumdan 11 değişik sıkıştırma yöntemi ile hazırlanan deney numuneleri üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deney sonuçları (Şekil 22) numunelerin sıvılaşıma özelliklerinin büyük ölçüde (% 100'e varan mertebelerde) sıkıştırma yöntemine bağlı olarak değiştiğini göstermiştir (24, 45, 50). Bunun büyük ölçüde numune sıkıştırma yöntemine bağlı



olarak numunelerin iç yapısında meydana gelen değişikliklerden kaynaklandığı ifade edilmektedir (32).

Bu araştırmada, dinami küç eksenli deneye tâbi tutulan numuneler kuru Podima kumu Al karışımından (Bölüm 3.1) laboratuvarda hazırlanmıştır. Belirli ağırlıkta kum, bir huni'den akıtılmak sureti ile kuru halde, iki parçalı numune hazırlama kalıbı içine havada dökülerek doldurulmuştur (8, 11).

Gevşek olarak hazırlanan numunelerde, huni ağzı kum yüzeyine çok yakın dolandırılarak ve numune boyu yükseldikçe yukarıya kaldırılarak, kumun homojen bir gevşeklilikte yerleşmesi sağlanmıştır (50, 51). Sıkı olarak hazırlanan numunelerde ise, kum huniden akıtılırken 5 tabaka halinde numune kalıbının kenarlarına vurmak (tapping) yöntemi ile sıkıştırılmıştır. Numunelerin homojen sıklıkta olmasını sağlamak için, kenarlara vurulan darbe sayıları aşağıdan yukarıya doğru arttırılmıştır (51).

Hazırlanan numunenin çapı, yükseklik boyunca üç yerde, yüksekliği ise bir kaç kere ölçülerek, numune boyutlarının duyarlı bir şekilde belirlenmesine çalışılmıştır.

Ölçümler ile belirlenen numune boyutlarından ve kuru kumun ağırlığından numunelerin başlangıç relatif sıklığı hesap edilmiştir.

Kuru olarak iki parçalı kalıba doldurulan kum numunelerin, alttan yavaş olarak (kademeli) ve çok düşük basınçlar altında su emdirilmek suretiyle içindeki havanın çıkması ile suya doymun hale gelmesi sağlanmıştır. Numune üst başlığının yerleştirilmesinden sonra, düşük bir vakum uygulanarak numunenin kendini ayakta tutabilmesi sağlandıktan sonra üç eksenli hücresi su ile doldurulmuştur.

3. 3. 1 — Numunelerin Suyu Doymun Hale Getirilmesi

Boşluk suyu basıncı ölçümlerinin özel önem taşıdığı deneylerde (efektif kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için yapılan drenajsız deneyler, sıvılaştırma deneyleri v.b.), zemin numunelerinin suya doymun hale getirilmeleri ve suya doymunluk derecelerinin deneysel olarak kanıtlanmasının büyük önem taşıdığı bilinmektedir.

Laboratuvarda hazırlanan veya araziden alınan örselenmemiş numuneler, üç eksenli deney koşullarında, hemen hemen hiç bir zaman yeterince ($S_r > 90\%$) suya doymun olmamaktadır. Suni numuneler hazırlanırken veya tabii numuneler üzerindeki arazi gerilmeleri boşaltılırken numune içine giren hava kabarcıkları ile deney sisteminin kanallarında bulunabilecek hava boşlukları, numune + deney aleti sisteminin bir bütün olarak suya doymun hale gelmesine imkan vermemektedir. Bu nedenle, laboratuvar deney numunelerinin ters basınç uygulanarak suya doymun hale getirilmesi çok yaygın olarak kullanılan standart bir yöntemdir (3, 27, 51).

Bu araştırmada, tüm sistem su ile doldurulduktan sonra bir önceki kısımda anlatıldığı şekilde hazırlanan kum numunelerinin suya doymun hale getirilmesi, ters basınç ile hücre basıncının kademeli olarak arttırılması ile sağlanmıştır. Her ters basınç kademesinde, suya doymunluk derecesi, $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$ parametresinin (53) ölçülmesi ile kontrol edilmiş ve $B > 94\%$ sağlanıncaya

kadar ters basınç, efektif ortalama konsolidasyon basıncı (σ_m') sabit kalacak şekilde, arttırılmıştır. Yapılan deneylerde, $B > 94$ % doyunluk derecesi, genellikle,

$$u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

ters basınç ile sağlanmışır.

Ters basınç uygulanarak suya doyunluğun sağlanmaması (ve bunun B parametresi ölçümleri ile kontrol edilmemesi) halinde, özellikle dinamik deneylerde boşluk suyu basınçları ölçümlerinde sağlıklı sonuçlar elde edilemeyeceği araştırmacılar tarafından gösterilmiştir (49, 51).

3. 3. 2 — Numunelerin Konsolidasyonu

Bu araştırmada yapılan dinamik üç eksenli deneylerde, zemin numuneleri

a) izotropik konsolidasyon

a) izotropik konsolidasyon ($\sigma_{1c}' = \sigma_{2c}' = \sigma_{3c}'$)

veya b) anizotropik konsolidasyon ($\sigma_{1c}' > \sigma_{2c}' = \sigma_{3c}'$)

uygulandıktan sonra dinamik gerilmelere tâbi tutulmuşlardır.

İzotropik konsolidasyonlu numuneler hidrostatik basınç altında konsolide edilmiştir. Bu durumda, efektif ortalama konsolidasyon basıncı,

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_{1c}' + \sigma_{2c}' + \sigma_{3c}'}{3} = \sigma_{3c}' \quad (3.1)$$

ve konsolidasyon oranı,

$$K_c = \frac{\sigma_{1c}'}{\sigma_{3c}'} = 1.0 \quad (3.2)$$

olmaktadır.

Anizotropik konsolidasyonlu numuneler ise, hücre basıncına ek olarak, düşey yönde sabit bir ağırlık asılmak suretiyle, farklı asal gerilmeler altında konsolide edilmiştir (Foto 3).

Anizotropik konsolidasyonu uygulamak için düzey yönde tatbik edilen sabit ağırlık,

$$W_s = \sigma_{1s} A_i = (K_c \cdot \sigma_{3c}' \sigma_{3c}') A_i \quad (3.3)$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Burada,

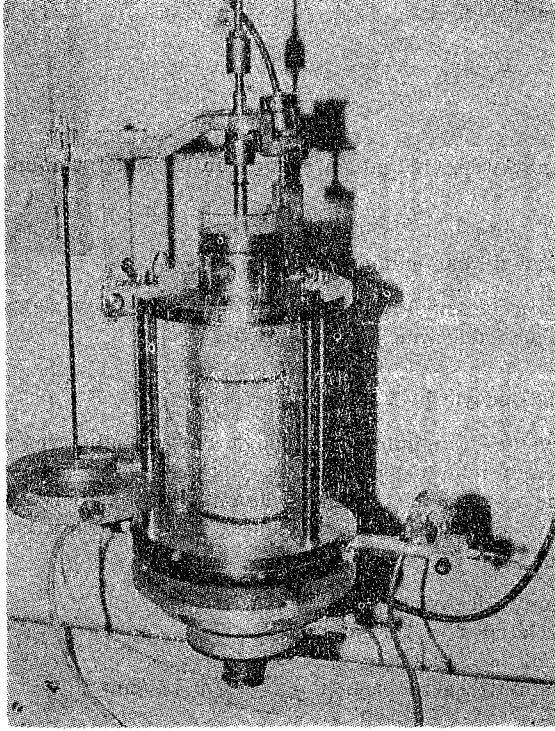
σ_{1s} = sabit ağırlığın uyguladığı düşey gerilme

A_i = Numune başlangıç alanı

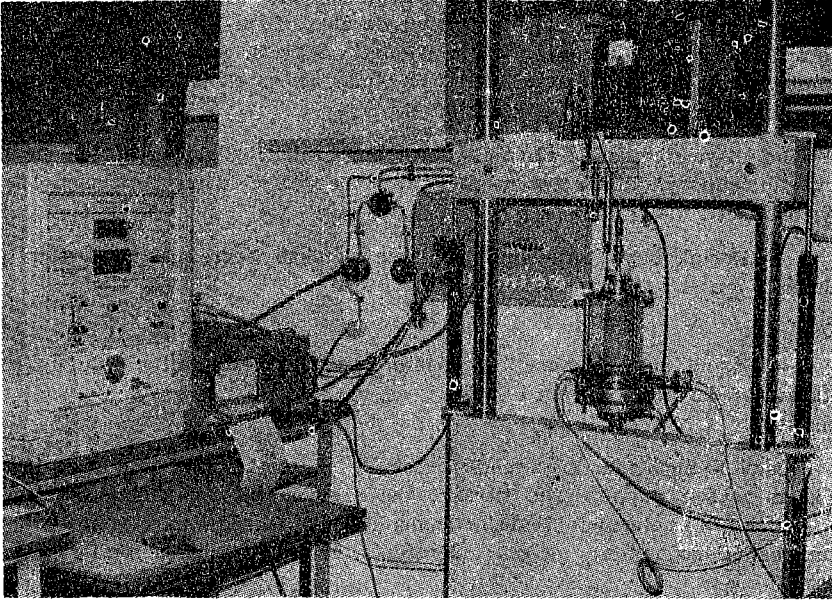
olmaktadır.

Bu durumda, efektif ortalama konsolidasyon basıncı,

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_{1c}' + \sigma_{2c}' + \sigma_{3c}'}{3} = \frac{(1 + 2/K_c) \sigma_{1c}'}{3} = \frac{(2 + K_c) \sigma_{3c}'}{3} \quad (3.4)$$



**FOTO 3 — ANİZOTROPİK KONSOLIDASYON UYGULANAN
ÜÇ EKSENLİ DENEY NUMUNESİ**



**FOTO 4 — DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEY DÜZENİNİN
YAKINDAN GÖRÜNÜŞÜ**

ve konsolidasyon oranı,

$$K_c = \frac{\sigma_{1c}'}{\sigma_{3c}'} > 1.0 \quad (3.5)$$

olmaktadır.

Yapılan deneylerde, elde edilen sonuçların karşılaştırılabilmesi için, her iki durumda da

$$(\sigma_m')_{izo.} = (\sigma_m')_{azino.}$$

olarak alınmasına dikkat edilmiştir.

Konsolidasyon sırasında numunelerin hacim ve boy değişimleri belirlenmiş ve gerekli olan düzeltmeleri yapılmıştır.

3. 4 — Dinamik Deneylerin Yapılışı

Konsolidasyonu tamamlanan ve suya doygunluğu sağlanan üç eksenli hücredeki zemin numuneleri dinamik yükleme çerçevesine yerleştirilmiştir. Numune üzerine uygulanması istenen dinamik gerilim Servo Kontrol biriminde ayarlanmış ve drenajsız halde numune çift yönlü tekrarlı yüklere ($\pm \sigma_d$) tâbi tutulmuştur.

Bütün dinamik deneylerde,

Titreşim frekansı $f = 1.0$ Hz

Dalga biçimi = Sinuzoidal

Ortalama efektif çevre basıncı $\sigma_m' = 1.0$ kg/cm²

olarak alınmıştır.

Deney sırasında "uygulanan yük" ve artan titreşim devir adedi ile değişen "birim boy değişimleri" ile "boşluk suyu basıncı" artışları sürekli olarak kaydedilmiştir. Şekil 23'de izotropik konsolidasyonlu bir zemin numunesi üzerinde yapılan dinamik üç eksenli deneylerde elde edilen tipik kayıtlar gösterilmiştir ve kullanılan tanımlamalar verilmiştir. Ayrıca, yatay ekseninde boy değişimi ve düşey ekseninde uygulanan yük olmak üzere çizilen iki boyutlu şekiller ile histerisis çevrimleri elde edilmiştir.

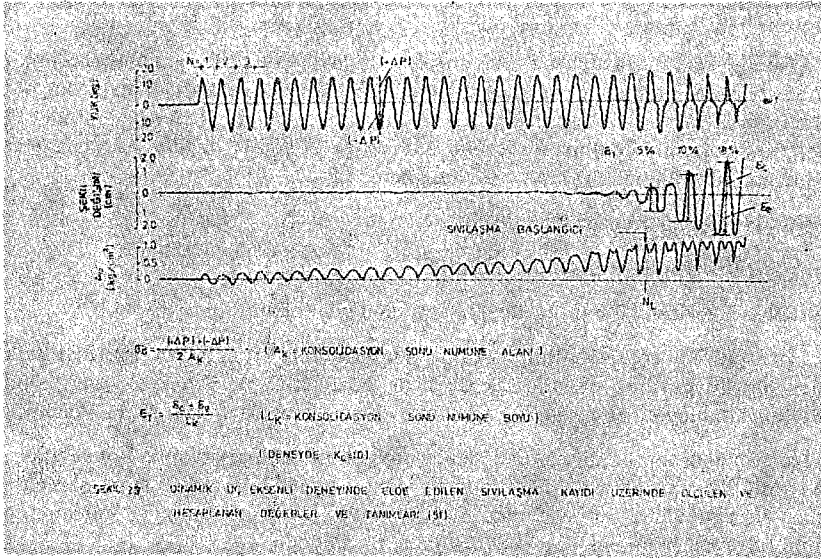
Numuneye uygulanan dinamik gerilme, önceden belirlenen bir göçme kriterine ulaşıncaya kadar tekrarlanmıştır. Bu göçme kriteri, gözlenen boşluk suyu basıncı artışlarına göre,

1 — Boşluk suyu basıncının ortalama efektif çevre basıncına eşit hale gelmesi ($\Delta u = \sigma_m'$),

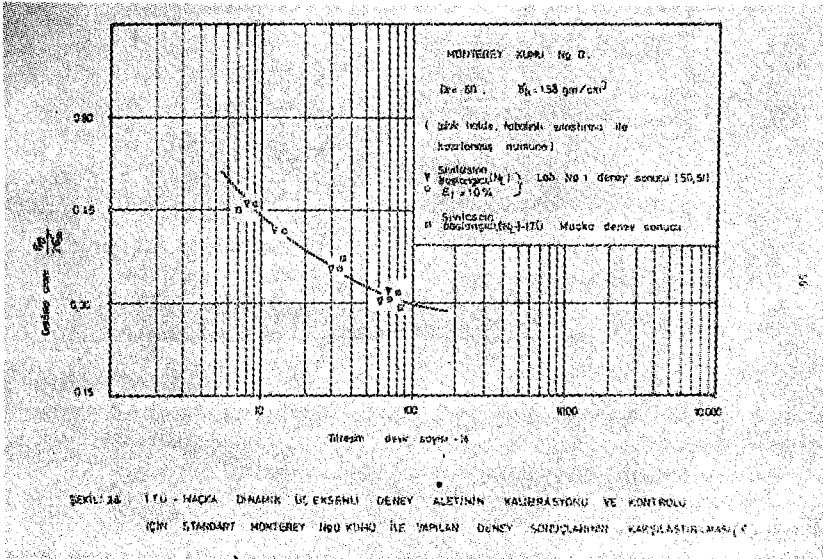
veya

2— Boşluk suyu basıncı artışlarının yatay ile asimtotik olduğu (b.s.b. artışlarının durduğu) durum olarak, alınmıştır.

Deney sonuçlarının değerlendirilmesinde, yukarıda ilk tanımlanan kritere ulaşılan gevşek numunelerde titreşim devir sayısı N_L (sıvılaşma başlangıcı) ile, ikinci kritere ulaşılan titreşim sayısı ise sık hazırlanmış numunelerde N^* (yumuşama başlangıcı), gevşek anizotropik numuneler de ise N ile gösterilmiştir.



Bu araştırmada yapılan dinamik deneylerde elde edilen sonuçların, çeşitli ülkelerdeki gelişmiş ve uygulamada denenmiş laboratuvarlar da dinamik deney aletlerinden elde edilen sonuçlar ile uyumlu olmasının sağlanması için, ilk önce deney kumu olarak tanımlanan ve üzerinde çok sayıda araştırmacı tarafından dinamik deney sonuçların standardizasyonu yönünden deney yapılmış olan (50, 51) "Monterey 0" kumu kullanılmıştır. Bu kumdan hazırlanan numuneler üzerinde yapılan dinamik deneylerden elde edilen sonuçlar standart eğriler ile karşılaştırılmış ve kullanılan deney sisteminin kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir (Şekil 24). Bu gerekli kontrolden sonra bir program çerçevesinde dinamik üç eksenli deneyler yürütülmüştür.



3. 5 — Tekrarlı Yüklerin Uygulanması ve Oluşan Gerilme Durumları

Arazide ve laboratuvarında zemin elemanları, dinamik gerilmelere maruz kalmadan önce, izotropik veya genellikle anizotropik gerilmelerin etkisi altında bulunmaktadır. Tekrarlı yüklerin uygulanması sırasında, zemindeki bu başlangıç gerilme koşulları dinamik davranışı önemli ölçüde etkilemektedir. Bu durum göz önüne alınarak, bu araştırmada,

- a) İzotropik konsolide edilmiş,
- b) Anizotropik konsolide edilmiş

numuneler üzerinde dinamik üç eksenli deneyler yapılmıştır.

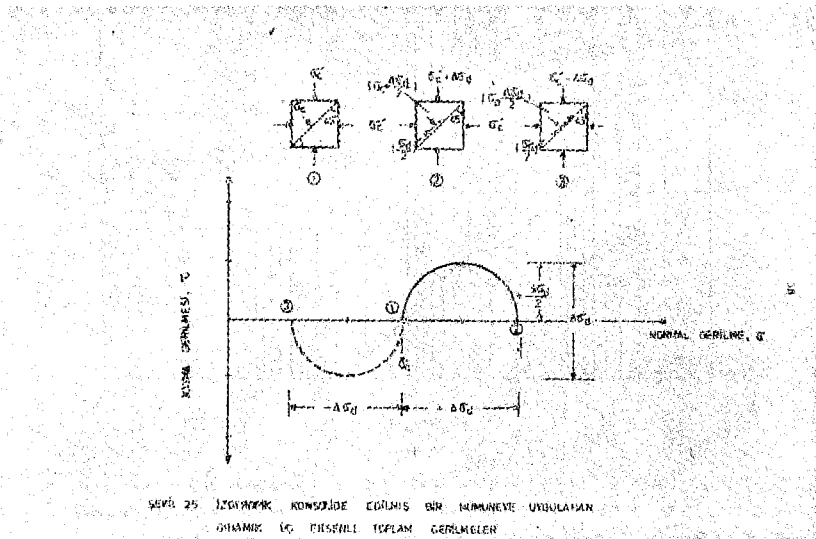
İzotropik konsolide edilmiş zemin numunesinde uygulanan tekrarlı yükler sonucu oluşan gerilme durumu Şekil 25'de gösterilmiştir. Başlangıçtaki anizotropik konsolidasyon durumu için gerilme durumları ise Şekil 26'da verilmiştir.

İzotropik dinamik üç eksenli deney koşulları ile anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli ve dinamik basit deneylerindeki mevcut sınır şartı farklılıkları ile arazideki zemin elemanlarının maruz kaldığı başlangıç gerilme şartlarının karşılaştırılması, gerilme oranları cinsinden,

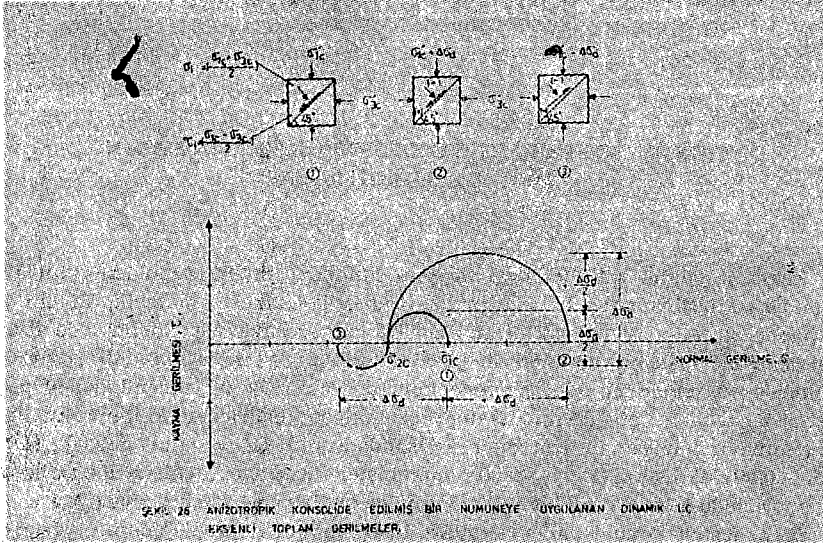
$$\left(\frac{\tau}{\sigma_1} \right)_A = \frac{1 + 2K_0}{3} \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_1} \right)_I \quad (3.6)$$

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_1 (1 + 2K_0/3)} \right)_A = \left(\frac{\tau}{\sigma_1} \right)_I$$

şeklinde olmaktadır.



ŞEKİL 25 İZOTROPİK KONSOLİDE EDİLMİŞ BİR NUMUNEYE UYGULANAN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ TEKLAM GERİLMELER



ŞEKİL 26 ANİZOTROPİK KONSOLİDE EDİLMİŞ BİR NUMUNEME UYGULANAN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ TOPLAN GERİLMELER.

Üç eksenli deneylerde, $\tau = \sigma_d/2$

Basit kesme deneyinde ve arazide, $\sigma_1 = \sigma_v', \tau = d$

İzotropik konsolidasyonda, $\sigma_{1c} = \sigma_{3c} = \sigma_m'$

(üç eksenli)

Anizotropik konsolidasyonda, $\sigma_m' = \frac{(1 + 2K_o)\sigma_1}{3} = \frac{(1 + 2K_c)\sigma_3}{3}$

(üç eksenli)

olduğuna göre, değişik deneylerden elde edilen sonuçların aynı esasa göre karşılaştırılabilmesi için gerilme oranlarını " σ_m' " cinsinden ifade edilmesi uygun olmaktadır (17, 36). Değişik statik deney sonuçlarının birlikte değerlendirilmesinde de, sonuçları aynı efektif ortalama çevre basıncı'na göre normalize etmek yaygın olarak kullanılmaktadır. Dinamik davranış ve b.s.b. artışları, statik davranış ve mukavemet özelliklerinden bağımsız düşünülmediğinden, dinamik üç eksenli deney sonuçlarının σ_{3c} yerine σ_m' göre tanımlanması gerekli olmaktadır.

Bu çalışmada yapılan dinamik üç eksenli deneyler, bu bölümde açıklanan deney sistemi ile belirtilen yöntemlere uygun olarak yapılmış ve sonuçları yine bu bölümde özetlenen düşünce ve tanımların ışığı altında değerlendirilerek Bölüm 4'de verilmiştir.

DENEY SONUÇLARI VE DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Tekrarlı yükler altında suya doymun kumların sıvılaşma olasılığının araştırılması ve boşluk suyu basıncı artışlarının belirlenmesi amacıyla, Bölüm 2'de açıklanan kavramlar ve yaklaşım esasları çerçevesinde ve Bölüm 3'de özetlenen deneysel çalışma yöntemi ile, Podima kumu Al karışımından hazırlanan numuneler üzerinde 27 adet gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deney yapılmıştır. Endeks ve statik mukavemet özellikleri belirlenen Podima kumu Al karışımından hazırlanan izotropik konsolidasyonlu ($K = 1.0$) gevşek ($D_r = 0.45 - 0.50$) ile sıkı ($D_r = 0.80$) numuneler üzerinde, değişik dinamik yük kademelerinde tekrarlı yükler uygulanmış ve sıvılaşma başlangıcına ($\Delta u = \sigma_3'$) yol açan boşluk suyu basıncı artışları belirlenmiştir. Sıvılaşmanın gözlemlendiği gevşek hazırlanmış numuneler üzerinde, tabiattaki arazi elemanları üzerinde mevcut gerilme durumlarının sıvılaşmaya etkisinin incelemek amacıyla, anizotropik konsolidasyon ($K_c > 1.0$) uygulandıktan sonra dinamik üç eksenli deneyler yürütülmüş ve boşluk suyu basıncı artışları incelenmiştir. Elde edilen deney sonuçlarının, gözlemler ve önceki çalışmaların ışığında genel bir değerlendirme yapılmıştır (8, 11).

4. 1 — İzotropik Konsolidasyonlu Dinamik Üç Eksenli Deneyler

Suya doymun kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşma olasılığını deneysel olarak araştırmak için, gevşek ve sıkı olarak hazırlanan numuneler üç eksenli basınç hücresinde hidrostatik basınç altında konsolide edildikten sonra, düşey yönde çift yönlü tekrarlı gerilmelere tâbi tutulmuşlardır. Deney sırasında, uygulanan sabit tekrarlı sinuzoidal gerilmeler altında numunelerde artan titreşim devir sayısı (N) ile oluşan b.s.b. artışları (Δu) ve eksenel birim boy değişimleri (ϵ_1) ölçülmüş ve kaydedilmiştir.

4. 1. 1 — Gevşek Numunelerde Yapılan Deney Sonuçları

Gevşek ($D_r \cong 0.50$) olarak hazırlanan suya doymun numunelerde, drenajsız halde tekrarlı yükler altında, b.s.b.'nin sürekli arttığı ve gerilme seviyesine bağlı olarak belirli bir titreşim devir sayısından sonra, b.s.b.'nin efektif ortalama çevre basıncına eşit duruma geldiği ($\Delta u = \sigma_m'$) ve sıvılaşma başlangıcının oluştuğu gözlenmiştir.

Sıvılaşma başlangıcının oluştuğu titreşim devir sayısında (N_L) b.s.b. en yüksek değerine ($\Delta u = \sigma_m'$) ulaşmış olmasına rağmen takip eden titreşim devirlerinde boy değişimi artımının devam etmekte olduğu görülmüştür.

Bu şekilde elde edilen tipik bir deney sonucu Foto 5'de gösterilmiştir.

Foto 5'de görüldüğü gibi, b.s.b. değerinin ortalama efektif çevre basıncı değerine yaklaşması ile numunenin karşı koyabildiği dinamik gerilme azal-

makta ve büyük boy değişimleri meydana gelmektedir. Bu durumda, numunenin mukavemetini kaybederek bir sıvı haline geldiği fiziksel olarak da gözlenmektedir. Foto 6'da ise, drenajsız, gevşek ve izotropik konsolidasyonlu numunelerde sıvılaşma olayına yol açan tekrarlı yükler altında artan b.s.b.'ların sonucu sürekli değişen ve sıvılaşmayı gösteren histerisis eğrileri verilmiştir.

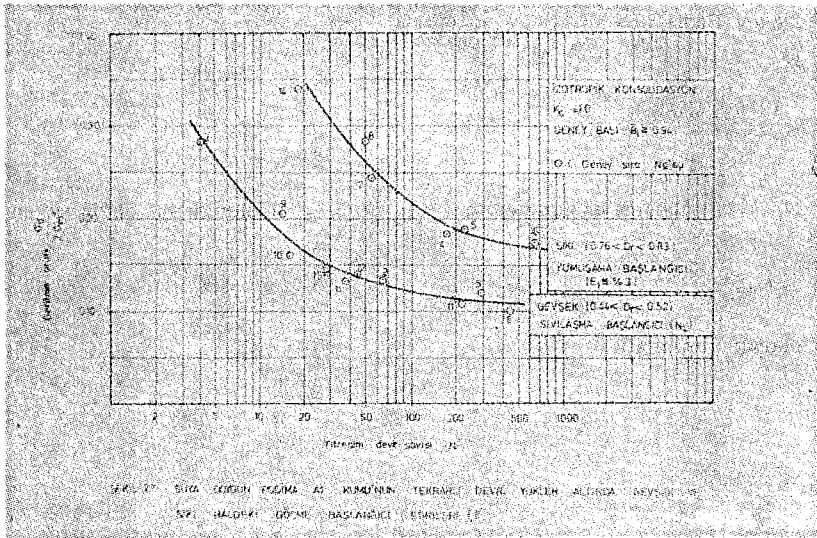
Gevşek halde hazırlanan numuneler üzerinde izotropik konsolidasyon uygulandıktan sonra yapılan gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deney sonuçları toplu halde Tablo 2'de verilmiştir. Bu şartlarda dinamik gerilmelere tâbi tutulan numunelerin, "Sıvılaşma" (44, 45), "gerçek sıvılaşma" (5) ile, "devri oynaklık sonucu sabit hacimde akma" (6,45) tanımlarına uygun olarak davrandıkları görülmektedir.

Deneylerde uygulanan tekrarlı gerilme oranı ($\sigma_d/2\sigma_m'$) ve titreşim devir sayısı (N)'nin sıvılaşma başlangıcına etkisi, Şekil 27'de gösterilmiştir. Bu şekil'de görüldüğü gibi, izotropik konsolidasyonlu gevşek kumlarda, dinamik gerilme oranı azaldıkça sıvılaşma başlangıcının oluşturacak titreşim devir sayısı artmaktadır.

Gevşek kumlarda belirli bir değer üzerinde uygulanan bütün dinamik gerilmeler yeterince tekrarlandığı zaman sıvılaşma başlangıcına sebep olmakta ve bunu takiben numune sıvılaşmaktadır.

Şekil 27'nin bir diğer değerlendirmesi de, Podima kumu Al karışımından hazırlanan suya doygun gevşek zemin numunelerinin, belirli bir "kritik tekrarlı gerilme değerinden" ufak devri gerilmeleri (bu durumda, $\sigma_d/2\sigma_m' < 0.10$), yük tekrar sayısına bağlı olmaksızın, sıvılaşma veya nihai göçme meydana gelmeden taşıyabileceği ve dolayısıyla bu gerilme değerinin altındaki dinamik yüklerin bir sorun doğurmayacağı düşüncesidir.

İzotropik konsolidasyonlu gevşek numunelerde dinamik yüklemeler ($\frac{\sigma_d}{2\sigma_m'}$)



TABLO. 2 — GEVŞEK ($D_r \cong 0.50$) PODİMA A1 KUMU ÜZERİNDE YAPILAN İZOTROPİK KONSOLIDASYONLU ($K_c = 1.0$) DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLERİN TOPLU SONUÇLARI (8)

Deney Sıra No.	γ_k (gr/cm ³)	D_r	(kg/cm ²)	σ_d		$\epsilon_1 = 10\%$ için N
				$2\sigma_m'$	N_L	
2	1.598	0.47	2.0	0.135	61	64
3	1.618	0.51	1.0	0.280	4	5
5	1.612	0.52	1.0	0.120	295	307
6	1.605	0.50	2.0	0.100	405	412
7	1.605	0.50	1.0	0.205	15	17
10	1.592	0.45	1.0	0.160	16	18
11	1.591	0.44	1.0	0.135	38	42
12	1.602	0.48	2.0	0.140	44	48
13	1.592	0.45	1.0	0.110	205	214
15	1.598	0.47	1.0	0.145	29	31

NOT : Tüm Deneylerde,

$$(1) \text{ Deney Başı } B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} > 0.94$$

$$(2) K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}} = 1.0$$

(3) N_L = Sıvılaşma başlangıcının ($\Delta u_{\text{maks}} = \sigma_m'$) olduğu ilk devir sayısı

$$(4) \sigma_m' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = \sigma_{3c}'$$

olarak alınmıştır.

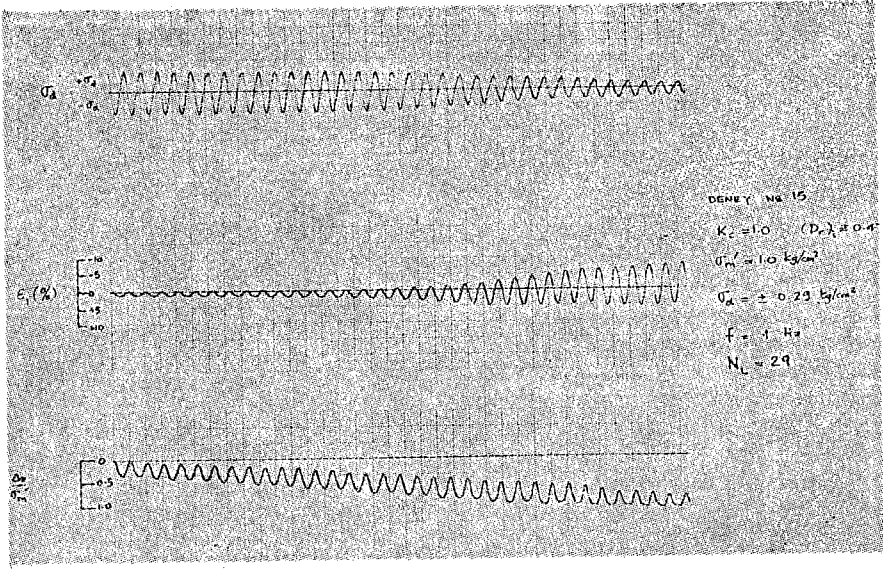


FOTO 5 — İZOTROPİK KONSOLİDASYON UYGULANAN BİR ZEMİN NUMUNESİNDE, DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYDE ELDE EDİLEN BİR SIVILAŞMA KAYDI.

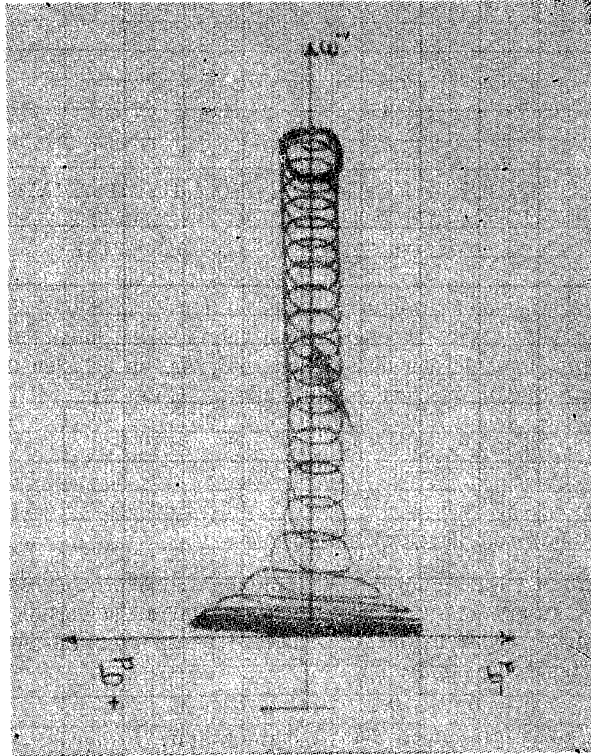


FOTO 6 — SIVILAŞMA ÖNCESİ VE SIRASINDA GÖZLENEN HİSTERİSİS EĞRİLERİ

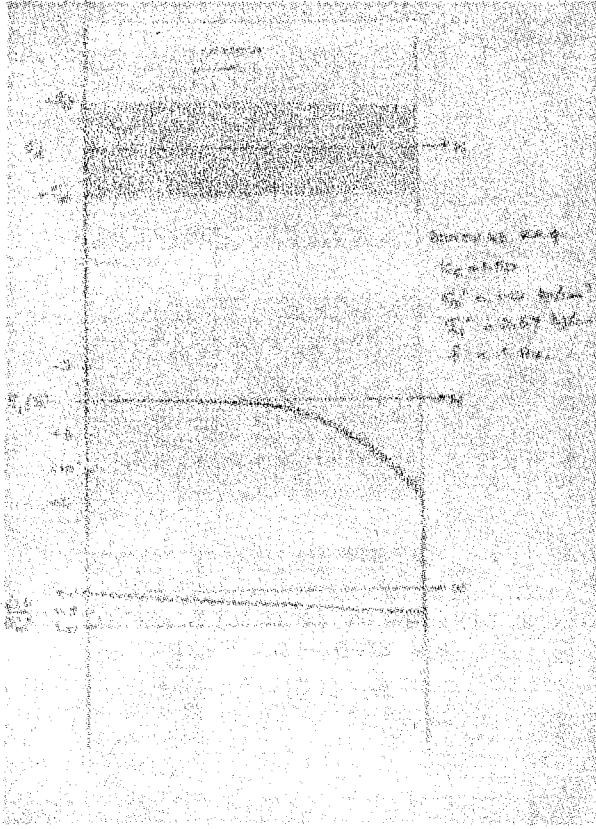


FOTO 7 — ANİZOTROPİK KONSOLIDASYON UYGULANAN BİR ZEMİN NUMUNESİNDE, DİAMİK ÜÇ EKSELİ DENEYDE KAYDEDİLEN “ $\varepsilon_1 - N$ ” ve “ $\Delta u - N$ ” DEĞİŞİMLERİ,

sırasında sıvılaşmayı oluşturan b.s.b. artışları (titreşim devir sayısı (N)'in sıvılaşma başlangıcını oluşturan devir sayısı (N_L)'e oranı cinsinden) Şekil 28 ve 29'da verilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlar, bu şekiller üzerinde çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve kullanılan (Bölüm 2)

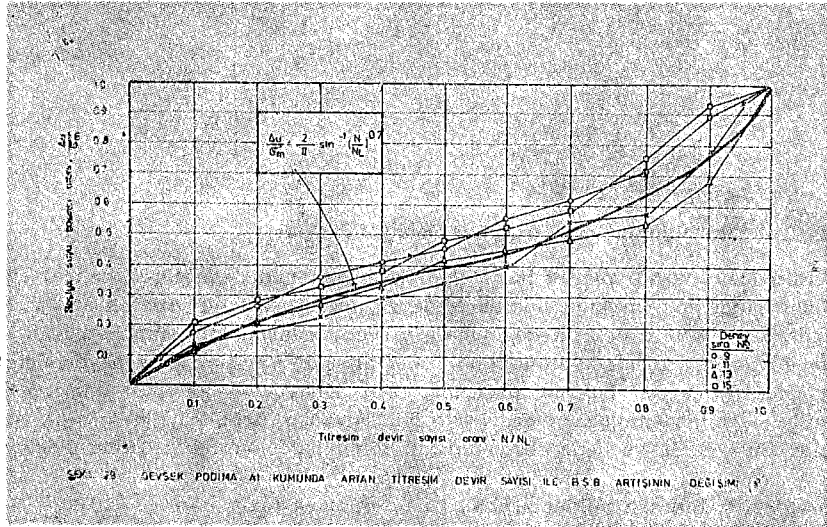
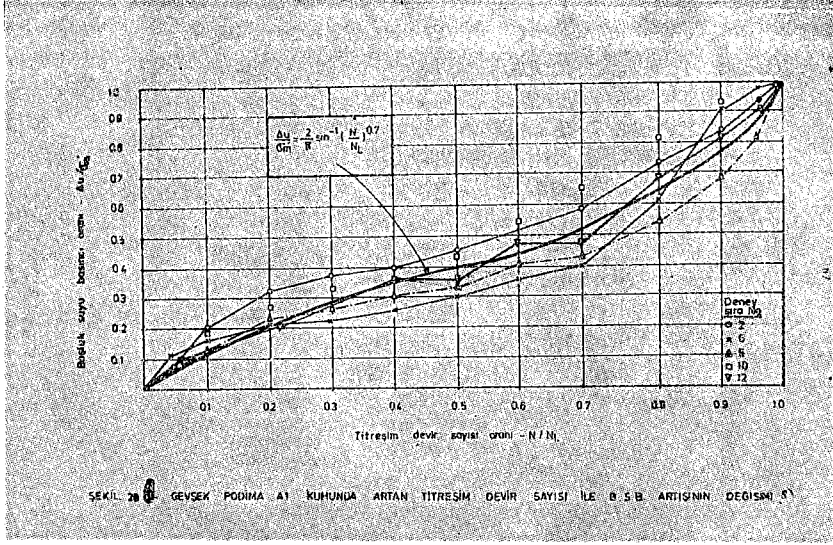
$$\frac{\Delta u}{\sigma'_m} = \frac{2}{\pi} \sin \left(\frac{-1}{N_L} \frac{N}{1/20} \right) \quad (4.1)$$

bağıntısı ile mukayeseli olarak çizilmiştir.

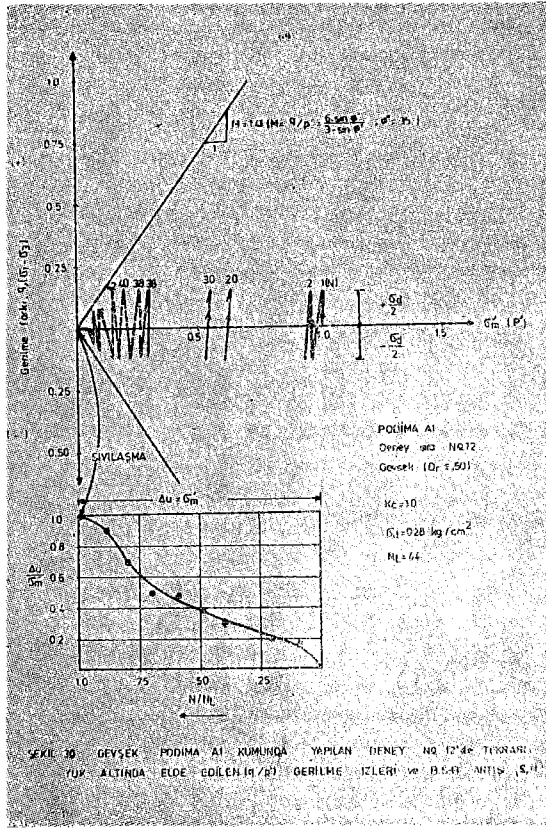
Bu araştırmada kullanılan deney kumunda suya doymun ve gevşek halde tekrarlı yükler altında oluşan b.s.b. artışlarının yukarıda verilen ampirik b.s.b. artışı bağıntısı ile iyi bir uyum gösterdiği ve zemin özelliklerine bağlı katsayı θ için ise, bir tasarım aşamasında

$$\theta = 0.7 \sim 0.8$$

değeri kullanılabilirliği sonucu ortaya çıkmaktadır.



İzotropik konsolidasyon altında gevşek ($\phi' = 35$, Şekil 20'den), bir Podima A1 zemin numunesine uygulanan çift yönlü dinamik gerilmeler sonucu elde edilen gerilme izleri ve oluşan b.s.b. artışları, (deney No 12 için) Şekil 30'da gösterilmiştir. Bu durumda, drenajsız halde ve tekrarlı yükleme altında oluşan b.s.b. artışları (Δu) sonucu, σ_m' değeri titreşim devir sayısı ile azalmakta, $\Delta u = \sigma_m'$ olduğu sıvılaşma sırasında da numunenin karşı koyabileceği dinamik gerilme değeri azalarak tamamen mukavemetini kaybetmektedir.



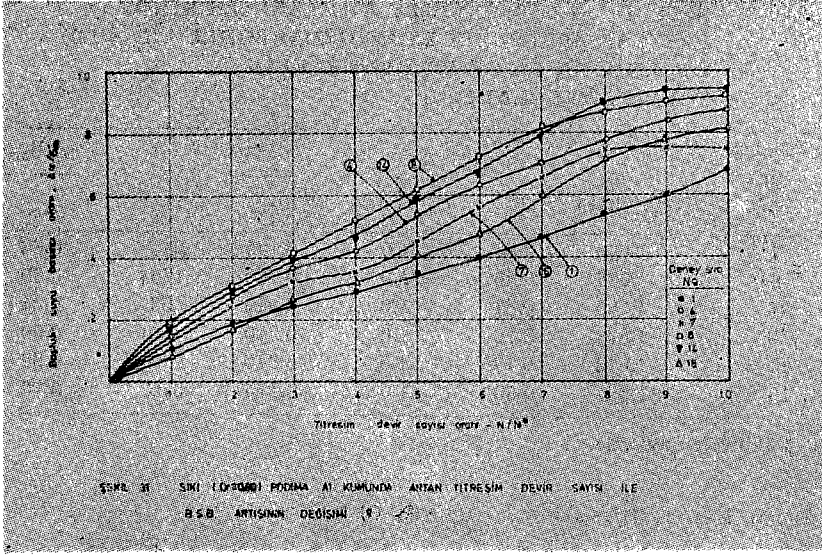
4. 2. 2 — Sıki Numunelerde Yapılan Deney Sonuçları

Sıki ($D_r = 0.80$) olarak hazırlanan ve hacim genişlemesi (dilatance) eğilimi olan suya doymun kum numunelerde de, drenajsız halde ve tekrarlı yükler altında b.s.b.'lerinin statik deneylerde gözlenen durumdan farklı olarak, bir artış gösterdiği ancak saptanan bu b.s.b. artışlarının hiç bir deneyde ortalama efektif çevre basıncı değerine eşit seviyelere kadar yükselmediği ($\Delta u < \sigma'_m$) gözlenmiştir. Deneylerde ölçülen b.s.b. artışları Şekil 31'de verilmiştir. Bu şekilde ve deney sonuçlarının toplu halde verildiği Tablo 3'den görüleceği gibi, tekrarlı yükler altında b.s.b. oranı en fazla $\frac{\Delta u}{\sigma'_m} = 0.80 - 0.90$

değerine kadar yükselmektedir (8).

Sıki kumlarda yapılan dinamik deneylerde ölçülen birim boy değişimlerinin, gevşek numunelerden farklı olarak, hiç bir zaman büyük değerlere ulaşmadığı ($\epsilon_1 < 5\%$) ve genellikle $\epsilon_1 = 3\%$ civarında b.s.b. artışlarının ihmal edilebilir mertebelerde kaldığı ve numunelerin fiziksel görünümünün bir sıvı haline gelmediği görülmüştür.

Şekil 27'de sıki kum numuneleri üzerinde yapılan izotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli deneylerde elde edilen ve $\epsilon_1 \cong 3\%$ durumunu gösteren,



gerilme oranı $\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_m'} \right)$ ile titreşim devir sayısı (N) ilişkisi gösterilmiştir.

Bu deney sonuçlarından, sık kumlarda bölüm 2'de tanımlanan "sıvılaşma", "gerçek sıvılaşma" veya "birim kayması sınırlanmış sıvılaşma başlangıcı" durumlarının meydana gelmediği ancak, tekrarlı yükleme altında "devri oynaklık" sonucu oluşan bir yumuşama başlangıcı ve b.s.b.'nin belirli bir mertebeye kadar artmasının gerçekleştiği görülmektedir.

Dinamik gerilmelerin uygulandığı sıkı kum numunelerinde de, arazi koşullarında rastlanması düşünülemez aşırı zorlamalar altında sıvılaşmaya benzer bir durumun ortaya çıkması mümkün olabilir. "Zoraki sıvılaşma" olarak isimlendirilebilecek bu durum, "devir sıvılaşma" tanımı ile (5) benzer olarak değerlendirilebilir.

Sıkı kum numunelerinde elde edilen b.s.b. artışlarının genel şeklini tanımlayacak bir matematik bağıntı olarak,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_m'} = 1 - e^{-\alpha (N/N^*)} \quad (4.2)$$

ilişkisinin kullanılması önerilebilir. Bu bağıntının

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.707$$

değeri için, Podima A1 kumundan elde edilen deney sonuçlarının değişim aralığına uyumu Şekil 32'de verilmiştir.

TABLO. 3 — SIKI ($D_r \cong 0.80$) PODIMA A1 KUMU ÜZERİNDE YAPILAN İZOTROPİK KONSOLIDASYONLU ($K_c = 1.0$) DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLERİN TOPLU SONUÇLARI (8)

Deney Sıra No.	γ_k (gr/cm ³)	D_r	σ_m' (kg/cm ²)	σ_d		Δu_{maks}
				$d\sigma_m'$	N^*	σ_m'
1	1.690	0.83	1.0	0.185	215	0.68
4	1.684	0.80	1.0	0.180	170	0.89
7	1.685	0.81	1.0	0.240	53	0.81
8	1.673	0.76	1.0	0.280	50	0.90
14	1.678	0.78	1.0	0.340	19	0.92
16	1.684	0.80	1.0	0.175	645	0.76

NOT : Tüm Deneylerde,

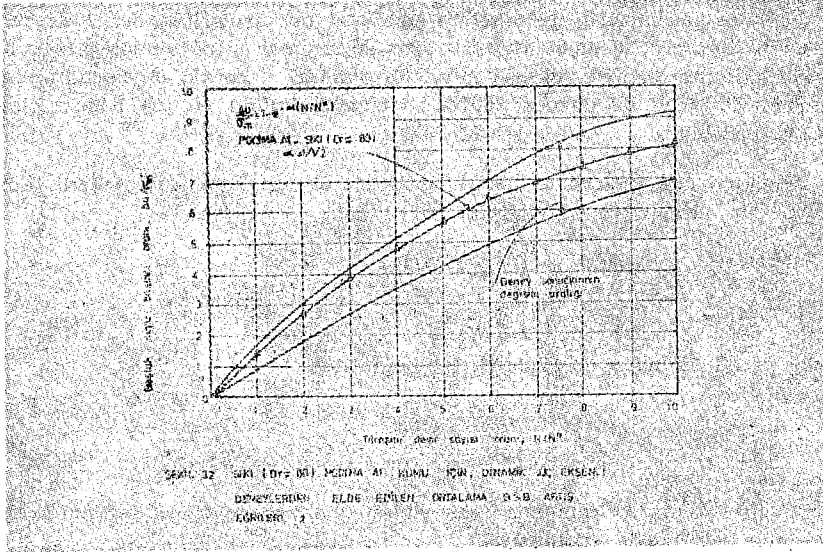
(1) Deney Başı $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} > 0.94$

(2) $K_c = 1.0$

(3) N^* = yumuşama başlangıcının ($\epsilon \cong 3\%$) olduğu ilk devir sayısı

(4) $\sigma_m' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = \sigma_{sc}'$

olarak alınmıştır.



Bu deney sonuçlarının ışığı altında, titreşimli yükler altındaki sıkı kumlar-
da tasarım aşamasında kullanılacak göçme kriterinin, sıvılaşma ($\Delta u = \sigma_m'$) ile
belirlenmemesi gerektiği ve bunun yerine, "önceden belirlenmiş bir şekil değiş-
imi seviyesinin aşılması" ölçüsünün kullanılmasının uygun olacağı düşünülm-
mektedir.

4. 2 — Anizotropik Konsolidasyonlu Dinamik Üç Eksenli Deneyler

Gevşek suya doygun izotropik konsolidasyonlu numunelerde gözlenen sıvı-
laşma olayının, arazi koşullarına daha uygun gerilmeler altında konsolide olmuş
numunelerde meydana gelme olasılığı, anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç
eksenli deneyler ile incelenmiştir. Bunun için numuneler üç eksenli basınç hü-
resinde, $\sigma_{1c}' > \sigma_{3c}'$ basınç altında ve üç değişik konsolidasyon basıncı ora-

nında ($K_c = \frac{\sigma_{1c}'}{\sigma_{3c}'} = -2, 1.5$ ve 2.0 olmak üzere) dinamik deney başlangıç
konsolidasyonuna tâbi tutulduktan sonra tekrarlı yükler uygulanmıştır.

Anizotropik konsolidasyonlu deneylerin hepsinde efektif ortalama çevre ba-
sıncı $\sigma_m' = 1.0$ kg/cm² olacak şekilde sabit tutularak, sonuçların hem kendi
aralarında hem de izotropik konsolidasyonlu numunelerde elde edilen sonuçlar
ile karşılaştırma imkanı yaratmağa çalışılmıştır. Statik mukavemetin, kohez-
yonsuz zeminlerde, efektif ortalama çevre basıncının bir fonksiyonu olduğu ger-
çeğinin de bu şekilde dikkate alınmış olduğu düşünülmektedir. (8, 11)

Bu dinamik üç eksenli deneylerde anizotropik konsolidasyonlu gevşek
kum numunelerin, konsolidasyon basıncı oranına bağlı olarak, bir kısmında
($K_c = 1.2$) sıvılaşma başlangıcı ($\Delta u = \sigma_m'$) gözlenmiş, değerlerinde ise
($K_c \geq 1.5$) b.s.b.'nin efektif ortalama çevre basıncına hiç bir zaman ulaşmadığı,
fakat birikerek artan birim boy kısalmaları'nın müsaade edilebilir seviyeleri
aştığı ($+ \epsilon_1 > \% 10$) görülmüştür (Foto 7). Deney sonuçları toplu halde
Tablo 4'de verilmiştir.

Deney sonuçları, $K_c = 1.2$ için uygulanan dinamik gerilme seviyesinde
sıvılaşma başlangıcına yol açan titreşim devir sayısı (N_L) ve $K_c \geq 1.5$ için
ise b.s.b. artışlarına yatak ile asimtotik hâle geldiği ve $\epsilon_1 = \% 10$ olduğu tit-
reşim devir sayısı (N_m) cinsinden Şekil 33'de gösterilmiştir.

Gevşek olarak hazırlanan ve anizotropik konsolidasyondan sonra tekrarlı
yükler uygulanan numunelerden elde edilen b.s.b. artışlarının değişimleri Şe-
kil 34, 35 ve 36'da gösterilmiştir.

Bu deneysel sonuçlardan, sıvılaşma başlangıcının gözleendiği $K_c = 1.2$ de-
neyleri için boşluk suyu başına artışının

$$\frac{\Delta u}{\sigma_m'} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right) \quad (4.1)$$

matematiksel bağıntısı ve bu kum için $\theta = 0.9-1.0$ değeri ile, oldukça iyi tanımla-
nabildiği görülmektedir.

TABLÖ. 4 — GEVŞEK HAZIRLANMIŞ ($D_r \cong 50$) PODİMA A1 KUMU ÜZERİNDE YAPILAN ANİZOTROPİK KONSOLIDASYONLU ($K_c > 1.0$) DİNADİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLERİN TOPLU SONUÇLARI (8)

Deney No.	Deney Başı (Ortalama)		σ_m' (kg/cm ²)	K_c	σ_d		N_m	Δu_{maks}
	γ_k (gr/cm ³)	D_r			$2\sigma_m'$	N_L		
KA 6	1.598				0.21	60	—	1.0
KA 7	1.612	0.48-0.52	1.0	1.2	0.17	218	—	> 0.95
KA 8					0.29	19		1.0
KA 4					0.335	—	77	0.73
KA 5	1.598	0.48-0.52	1.0	1.5	0.29	—	342	0.84
KA 9	1.612				0.24	—	1610	0.95
KA 11					0.39	—	29	0.81
KA 1					0.29	—	1350	0.80
KA 2	1.598	0.48-0.52	1.0	2.0	0.35	—	162	0.72
KA 3	1.612				0.42	—	78	0.69
KA 10					0.32	—	670	0.74

NOT . Tüm Deneylerde,

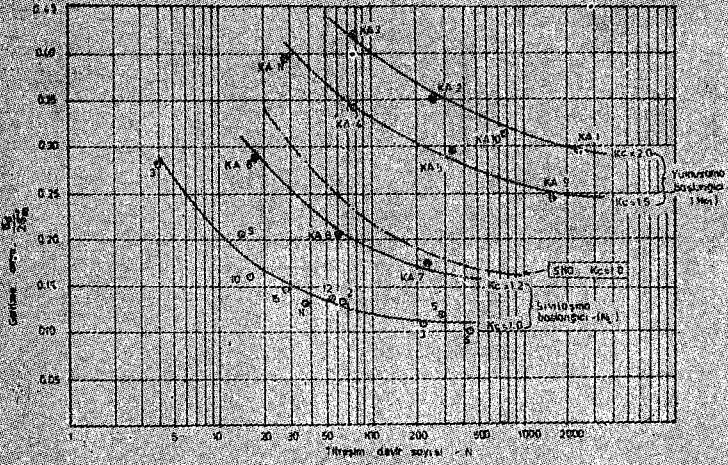
$$(1) \text{ Deney bazı } B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} > 0.94$$

$$(2) \text{ Anizotropik, Konsolidasyon Katsayısı } K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}} > 1.0$$

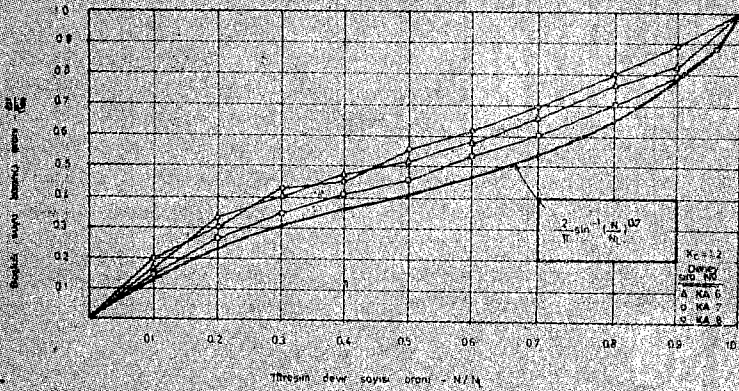
(3) N_m' = Boşluk suyu basıncının maksimum asimptotik olduğu devir sayısı

$$(4) \sigma_m' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = \sigma_{3c}'$$

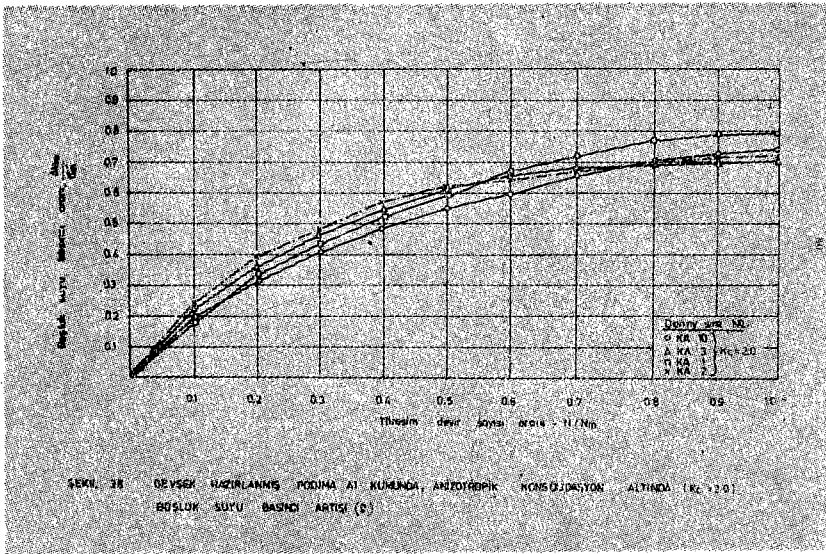
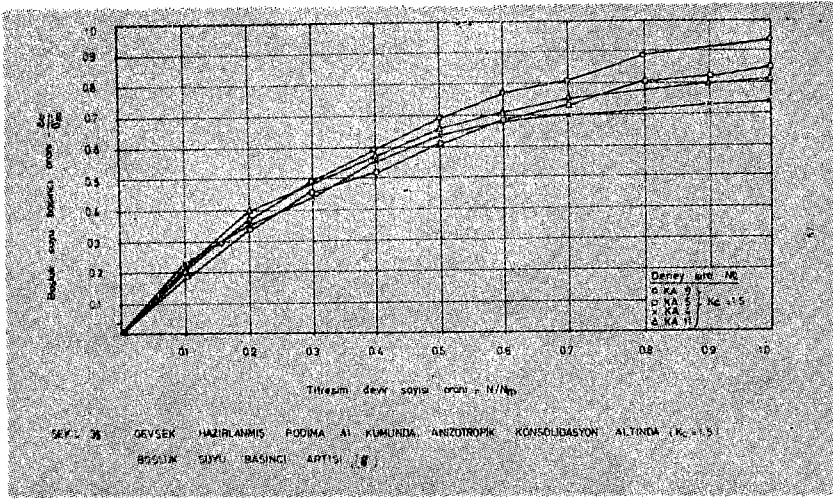
olarak alınmıştır.



ŞEKİL 23. GEVŞEK HAZIRLANIŞ VE FARKLI ANİZOTROP KONSOLIDASYON (K_c = 1.0) UYGULANMIŞ, DOYUMLU PODİMA AL KİMLİ NÖRNELEERİNİN ÖZGÜME BAŞLANGICI EĞRİLERİNİN (F)



ŞEKİL 24. GEVŞEK HAZIRLANMIŞ PODİMA AL KİMLİNDEN ANİZOTROP KONSOLIDASYON ALTINDA (K_c = 1.2) BÜSLÜN SİLİNE BAŞVUCI ARTIŞLARI (F)



Sıvılaşma olayın gözlenmediği $K_c > 1.5$ deneylerinde ise b.s.b. artışlarının,

$$(i) \quad \frac{\Delta u}{\sigma_m'} = a \sqrt{N/N_m} \quad (4.3)$$

parabolik bağıntısı, veya

$$(ii) \quad \frac{\Delta u}{\sigma_m'} = A. \left\{ \frac{(N/N_m)}{B + (N/N_m)} \right\} \quad (4.4)$$

hiperbolik bağıntısı ile deney sonuçlarına uygun bir şekilde ifade edileceği görülmektedir.

Farklı iki K_c oranında konsolide edilmiş numuneler için, yukarıda (4.3) ve (4.4) bağıntılarındaki kumun özelliklerine ve K_c oranına bağlı katsayılar, deney sonuçlarından en küçük kareler yöntemi ile belirlenmiş ve aşağıda verilmiştir.

(a) $K_c = 1.5$ için,

Parabolik bağıntı'da $a = 0.83$

Hiperbolik bağıntı'da $A = 1.38$, $B = 0.59$

(b) $K_c = 2.0$ için

Parabolik bağıntı'da $a = 0.88$

Hiperbolik bağıntı'da $A = 0.88$

$B = 0.29$

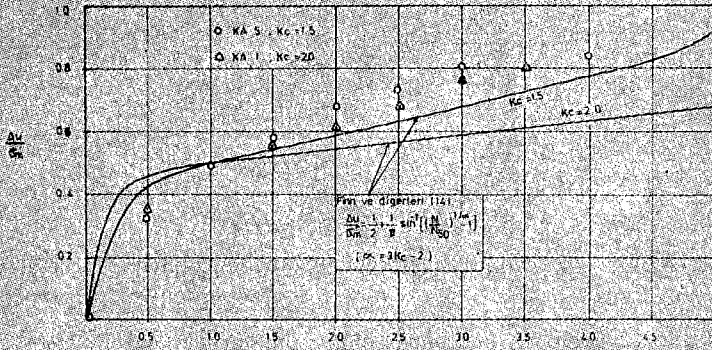
Deney sonuçlarının değişimine hiperbolik bağıntının daha iyi uyum gösterildiği ifade olunabilir.

Yukarda verilen veya benzer bağıntılar yardımı ile bütün deneysel sonuçların ampirik bağıntılar olarak ifade edilmeleri mümkün olmaktadır. Ancak, bu şekilde elde edilen bağıntıların zeminin bünyesel davranışını tanımlayan denklemler olmadığı fakat analiz yöntemlerinde kolaylıklar sağladığı bilinen bir gerçektir.

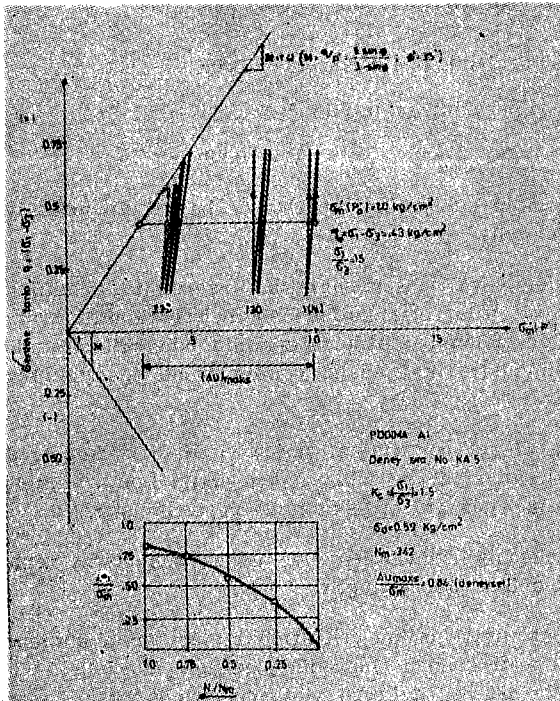
Elde edilen iki deney sonucunun (KA1) ve (KA5), Finn ve diğerleri (28) tarafından N/N_{50} oranına göre ve bir maden artığı kumu (tailings sand) için verilen bağıntı ile karşılaştırması Şekil 37'de gösterilmiştir.

Dinamik üç eksenli deneylerden elde edilen sonuçların toplu olarak değerlendirilmesi Tablo 5'de özetlenmiştir.

Anizotropik başlangıç gerilmeleri altındaki bir zemin numunesine uygulanan dinamik gerilmeler sonucu elde edilen gerilme izleri Şekil 38'de gösterilmiştir. Bu durumda drnajsız tekrarlı yükleme altında boşluk suyu basıncı artışları, basıncı artışları başlangıçta izotropik gerilmeler altında bulunan bir numuneye göre daha yavaş olmakta, ulaşabilecek maksimum b.s.b. değeri ise hiçbir zaman ortalama efektif çevre basıncı (σ_m') değerine varmamaktadır (36). Ulaşabilecek maksimum b.s.b. (Δu_{maks}) değeri, başlangıç gerilme



Titreyen devir sayısı ikare, N/Re_0
 ŞEKL 37. PDDOMA A1 KURUNDA $Kc=1.5$ ve $Kc=2.0$ DENEY KOSULLARINDA ELDE EDİLEN B.S.D. ARTIŞLARININ, BİR BAĞINTI (14) İLE KARŞILAŞTIRILMASI.



ŞEKL 38. GEVŞEK PDDOMA A1 KURUNDA ANİZİTROPOİK KİMYASAL İYİLEME İNANMA ÜÇ EKSENİ DENEYDE (KA 5) ELDE EDİLEN (19/4) GERİLME İZLENİ VE B.S.D. ARTIŞI (B.H.).

oranına (q_0'/σ_m') dolayısıyla konsolidasyon oranı K_c 'ye ve statik mukavemet parametresi M 'ye bağlı olmakta ve bu ilişki, Şekil 38'den görülebileceği gibi,

$$\frac{(\Delta u)_{\text{maks}}}{\sigma_m'} = 1 - \frac{q_0}{\sigma_m'} \cdot \frac{1}{M} \quad (4.6)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir (8, 11).

TABLO. 5 — DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYLERDEN ELDE EDİLEN SONUÇLARIN TOPLU OLARAK DEĞERLENDİRMESİ (8)

Dinamik Denej Başlangıcı Konsolidasyon Oranı (K_c)	Sıklık Derecesi	Sıvılaşıma Başlangıcı	Ortalama (Δu) _{maks.} σ_m'	Önerilebilecek b.s.b. Artım Bağıntısı $\frac{\Delta u}{\sigma_m'} =$ ()
1.0	Gevşek(+)	Var	1.0	$2 - 1 \frac{N}{\pi N_L} \frac{1}{2\theta}$ $\theta = 0.7 - 0.8$
	Sıkı(+)	Yok	0.85	$1 - e^{-\alpha (N/N^*)}$ $\alpha = 1/\sqrt{2}$
1.2	Gevşek	Var	1.0	$2 - 1 \frac{N}{\pi N_L} \frac{1}{2\theta}$ $\theta = 0.9 - 1.0$
	Gevşek	Yok	0.85	1) $0.83 \sqrt{N/N_m}$ veya 2) $1.38 \left[\frac{(N/N_m)}{0.59 + N/N_m} \right]$
2.0	Gevşek	Yok	0.75	1) $0.88 \sqrt{N/N_m}$ veya 2) $1.88 \left[\frac{(N/N_m)}{0.59 + N/N_m} \right]$

+ (Gevşek $D_r = 0.50$; Sıkı $D_r = 0.80$ için kullanılmıştır).

Anizotropik konsolidasyonu deneylerde,

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_3 (1 + 2 K_c)}{3} \quad (4.7)$$

ve $q_o = q_o = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 (K_c - 1)$ (4.8)

olduğuna göre, denklem (4.6)'daki bağıntı

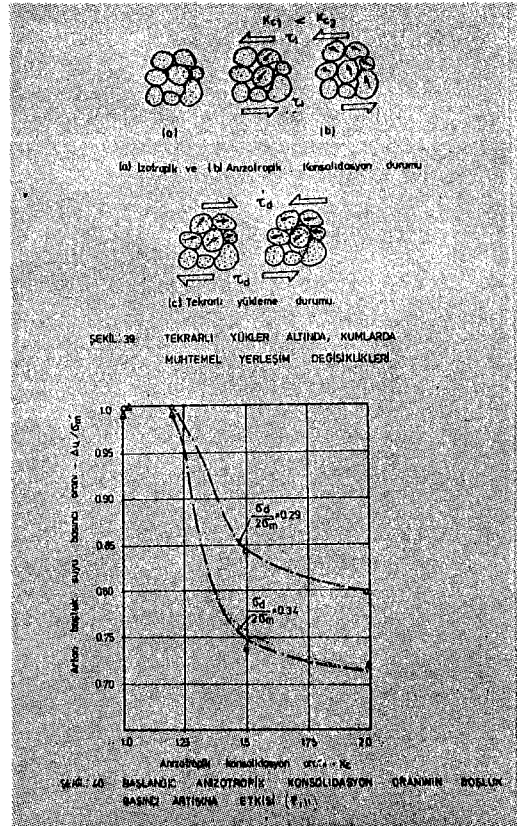
$$\frac{(\Delta u)_{\text{maks}}}{\sigma_m'} = 1 - \frac{3 (K_c - 1)}{(1 + 2K_c)} \cdot \frac{1}{M} \quad (4.9)$$

şeklinde ifade olunabilmektedir. Bu bağıntının, Şekil 38'de özellikleri verilen deney No KA5'e, $K_c = 1.5$ ve $M = 1.41$ ($\phi' = 35$) değerleri ile uygulanması sonucu,

$$\frac{(\Delta u)_{\text{maks}}}{\sigma_m'} = 0.75$$

elde edilmektedir ve bu değer, deneysel olarak elde edilen,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_m'} = 0.84$$



ile çok farklı düşmemektedir. Ayrıca, konsolidasyon oranı $K_c > 1.0$ olan numunelerin statik mukavemet zarflarının, izotropik konsolidasyonlu numunelerden daha farklı ($M_A > M_1$) olabileceğide düşünölmelidir.

Bu deneysel çalışma sonucu, bir zemin numunesinin maruz kaldığı başlangıç kayma gerilmelerinin umunenin dinamik davranışını önemli ölçüde etkilediği gözlenmiştir.

Daneler arası başlangıç kayma gerilmeleri zemin içindeki "boşlukların yeniden yerleşmesine" ve danelerin tekrarlı gerilmelere karşı daha duyarlı bir duruma geçmesine neden olmaktadır (Şekil 39). Bu şekilde ön gerilmelere maruz kalmış bir zeminde, "hacimsal şekil değıştirme potansiyeli" azalmakta ve dolayısıyla dinamik gerilmeler altında b.s.b. artışları daha sınırlı kalmaktadır. Deney sonuçlarından elde edilen Şekil 40'da, konsolidasyon oranı arttıkça (değişik dinamik gerilme seviyeleri için), boşluk suyu basıncı oranındaki azalma gözlenmektedir. Sıvılaşmaya karşı direncin artması olarak ta düşünölebilecek bu durum, düşük mertebelerde dinamik gerilmelerin etkisinde kalmış zeminlerde ve numunelerde de görölmektedir. Arazide zemin tabakalarında gözlenen sıvılaşma olaylarının azlığı, bu açıdan, başlangıç kayma gerilmelerinin varlığı ile açıklanabilir (8, 11).

Bu bölümde dinamik yükler altında kohezyonsuz suya doygun zemin numunelerinin b.s.b. artışları ve sıvılaşma davranışlarını belirlemek için yapılan, dinamik üç eksenli deneyler sonuçları ve değeriendirmesi verilmiştir. Değişik sıklıkta ve farklı başlangıç gerilme koşullarına sahip numuneler tekrarlı yüklerle tâbi tutulmuşlar ve b.s.b. artışları ile birim boy değıştirmeleri deneysel olarak gözlenmiştir. Deney sonuçları Bölüm 2 ve 3'te verilen tanımlar ve kavramlar çerçevesinde, sıvılaşma açısından, yorumlanmıştır. Bölüm 5'te, sıvılaşma üzerine daha önce yapılan çalışmaların ışığında, elde edilen deneysel sonuçların genel değeriendirmesi yapılmış ve arazide oluşacağı düşünölen sıvılaşma olayına gerçekçi bir yorum getirilmeye çalışılmıştır.

GENEL SONUÇLAR

Bu çalışmada, suya doymun kumlarda sıvılaşma (boşluk suyu basıncının tekrarlı yükler altında sürekli artarak birikmesi ile efektif ortalama çevre basıncına eşit olması ve zeminin kayma mukavemetinin kaybolması) durumunun incelenmesi için izotropik ve anizotropik konsolidasyonlu deneyler yapılmıştır.

Gevşek ve sıkı halde hazırlanmış ve izotropik gerilmeler altında konsolide edilmiş suya doymun numuneler üzerinde yapılan deneylerde, gevşek numunelerde belirli seviyede ki dinamik gerilmelerin yeterince tekrarlanması halinde sıvılaşmanın gerçekleştiği görülmüştür. Sıkı kumlarda ise, dinamik üç eksenli deney numunelerinde, boşluk suyu basınçlarının efektif çevre basıncı değerine ulaşamadığı ve oluşan birim boy değişimlerinin sınırlı kaldığı gözlenmiştir. Ancak, sıkı kumlarda da laboratuvar numuneleri üzerinde, aşırı zorlama ile sıvılaşmaya benzer bir durum yaratılmasına mümkün olabilir.

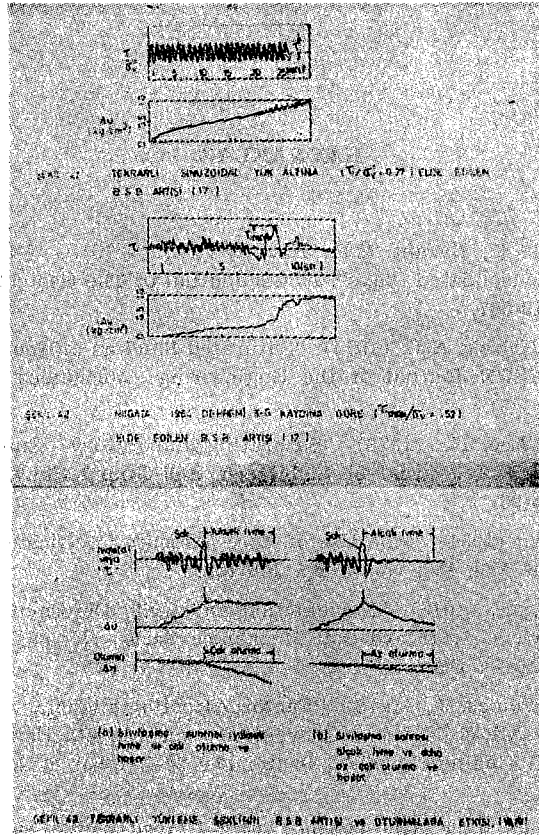
Arazideki zemin tabakalarının sıvılaşma olasılığını laboratuvar deneyleri ile araştırabilmek için, anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli veya dinamik basit kesme deneylerinin kullanılmasının daha uygun olduğu düşünülmektedir. Değişik dinamik deneylerden elde edilen sonuçların aynı esasa göre karşılaştırılabilmesi için, statik mukavemet özelliklerinde olduğu gibi, gerilme oranlarının efektif ortalama çevre basıncı cinsinden ifadesi gerekli olmaktadır.

Bu çalışmada yürütülen anizotropik konsolidasyonlu dinamik üç eksenli deneylerde, sıvılaşma olasılığının konsolidasyon oranı ile doğrudan ilişkili olduğu saptanmıştır. Konsolidasyon oranı $K_c > 1.5$ olan deneylerde sıvılaşmanın gerçekleşmediği, ancak birikerek artan birim boy kısalmalarının müsaade edilebilir mertebelerin üzerine çıkabildiği gözlenmiş ve bunun göçme kriteri olarak alınması gerektiği sonucuna varılmıştır.

Laboratuvarda, genellikle uniform sinuzoidal yükleme yapılan dinamik deney sonuçları ile arazideki bir zemin elemanının depremler sırasında maruz kaldığı gelişigüzel kayma gerilmelerinin oluşturduğu davranışın farklı olması beklenmelidir. Arazi ve laboratuvar koşullarında bu yöntem tam bir benzeşimin sağlanamaması, laboratuvar deney sonuçlarına dayanarak arazideki zemin tabakalarında meydana geleceği düşünülen sıvılaşma olayının gerçekçi olarak yorumlanmasını ayrıca güçleştirmektedir. Örneğin Şekil 41 ve 42'de görülen b.s.b. artışlarının karşılaştırılması (17) uniform tekrarlı torsiyonel yük altında, $\tau/\sigma_v = 0.27$ dinamik gerilme seviyesinde 25-30 titreşim devir sayısında (25-30 sn) sıvılaştığı ($\Delta u = \sigma_v$) gözlenen gevşek ve başlangıç kayma gerilmelerine maruz zemin numunesi, Niigata 1964 deprem kaydı dinamik gerilmelerine aynı başlangıç gerilme şartlarında maruz bırakıldığı zaman 7,8 sn. civarındaki şok yükleme altında kalıncaya kadar az bir b.s.b. oluşmakta ve kuvvetli şok

($\frac{\tau_{max}}{\sigma_v} = 0.52$) altında ise b.s.b. ani artış göstererek sıvılaşma meydana gel-

mektedir. Arazideki suya doymun başlangıç kayma gerilmelerine maruz kohezyonsuz zemin tabakalarında meydana gelen sıvılaşmanın, ancak bu şekilde şok etkisi ihtiva eden titreşimler sonucu oluşabileceği düşünülmektedir. Şekil 43'de ise, "titreşim tipinin" sıvılaşma başlangıcından sonraki sürede zemin elemanlarının davranışına etkisi gösterilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi şok ivmeden



sonra, d'namik yükleme bitmesi halinde b.s.b. ları sönümlenmeğe başlamakta, göku takiben küçük de olsa titreşimlerin devam etmesi durumunda ise b.s.b. larında sönümlenme meydana gelmemekte ve bunun sonucu büyük oturumlar beklenebilmektedir.

Laboratuvarda yapılan deneylerde suya doymun kum numunelerinin gerçek sıvılaşması ancak izotropik konsolidasyonlu veya çok küçük K_c oranlı gevşek numunelerde görülmekte, sıkı numunelerde ve anizotropik konsolidasyonlu numunelerde ise yaygın olarak kullanıldığı anlamda bir sıvılaşma meydana gelmemektedir. Bu deneysel sonuçlar, arazide gözlenen sıvılaşma olaylarının azlığını ve ender olarak görülen bu olaylarının nedenlerini yorumlamayı kolaylaştırmaktadır. Arazideki zemin tabakalarının sıvılaşmasının ancak gevşek hidrolik dolgular veya denizden kazanılmış dolgularda ve/veya Niigata depreminde gözleendiği şok tipi bir ani yükleme ve onu takip eden belirli bir seviyedeki kayma gerilmelerinin mevcudiyeti altında meydana gelebileceği düşünülmektedir (8, 11, 22).

Tabiatta meydana gelebilecek sıvılaşma olaylarının daha iyi anlaşılabilmesi için, bu ve benzeri deneysel çalışmaların geliştirilerek devam ettirilmesi ve sonuçlarının arazide depremler sırasında elde edilecek ölçüm ve kayıtlar ile karşılaştırılarak değerlendirilmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- 1 — Ansal, Ansal, A., Bazant, Z.P., Krizek, A.J., (1979), "Viscoplasticity of Normally Consolidated Clays", ASCE Journal of The Geotechnical Division, GT4, pp. 519-537.
- 2 — Bazant, Z., Krizek, A.J., (1975), "Saturated Sand as an Inelastic Twophase Medium", ASCE Journal of the Engineering Mechanics Div., EM4, pp. 317-332.
- 3 — Black., D., Lee, K., (1973), "Saturating Laboratory Samples By Back Pressure", ASCE Journal of Soil Mech. and Foundation Engineering, No. SM1, pp. 75-93.
- 4 — Bishop, A.W., (1954), "The Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice", Geotechnique Vol. IV., No. 4, pp. 148-152.
- 5 — Casagrande, A., (1976), "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands-A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series No. 88., Harvard Univ. Cambridge-Mass. USA.
- 6 — Castro, G., Poulos, J., (1976), "Factor Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", ASCE National-Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P.A., September 27-October 1, ASCE Preprint. 2752.
- 7 — Cho, L, Rizzo, P.C., Humphries, W.K., (1976), "Saturated Sand and Cyclic Dynamic Tests", ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P.A., September. 27-October. 1, ASCE Preprint. 2752.
- 8 — Erguvanli, A., (1980), "Sıvılaşmayı Oluşturan Boşluk Suyu Basıncı Artışları", Doçentlik Tezi, Mart 1980, JTÜ Müh. Mim. Fak., Maçka-İstanbul.
- 9 — Erguvanli, A., (1978), "Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Mukavemeti Hakkında", DAE Bülteni, Yıl 6, Sayı. 23, s. 31-73.
- 10 — Erguvanli, A., (1978), "Aspects of Aseismic Design Procedures for Fill Dams", Bulletin of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 16, pp. 25-38.
- 11 — Erguvanli, A., Özyaydin, K. (1979), "Dynamic Strenght of Cohesive Soils", Lecture Notes, 7th Regional Seminer on Earthquake Engineering, İstanbul.
- 12 — Erguvanli, A., (1980), "Effects of Anisotropy on Liquefaction", Presented to be published in Proceedings of 7th WCEE, Soil Dynamics session, İstanbul.
- 13 — Finn, W.D.L., Lee, K.W., Martin, G.R. (1976), "An Effective Stress Model for Liquefaction", ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P.A., Sept. 27-October, 1, ASCE Preprint. 2752.

- 14 — Finn, W.D.L., Lee, K.W., Maartman, C.H., Lo, R., (1978), "Cyclic Pore Pressures under Anisotropic Conditions", Proc. of ASCE Geotechnical Eng. Speciality Conf., June 19-21, Earthquake Eng. and Soil Dynamics, Vol. 1, Pasadena, Cal. pp. 457-470.
- 15 — Golder, H.Q., (1979), "Lost Assumption", Geotechnique, Vol. 29, No. 4. pp. 480-482.
- 16 — Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S., Hirao, H., (1976), "Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes", JS SMFE Soils and Foundations Vol. 16, No. 1.
- 17 — Ishihara, K., Iwamoto, S., Yasuda, S., Takatsu, H., (1977), "Liquefaction of Anisotropically Consolidated Sand", Proceedings IX W.C. SMFE Tokyo, Vol. 4-44, pp. 409-418.
- 18 — Ishihara, K., (1979), "Şahsi Görüşmeler" İ.T.Ü. - Maçka.
- 19 — Ishihara, K., (1977), "Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes", J.S. SMFE, Soils and Foundations, Vol. 17 No. 3, pp. 1-17.
- 20 — Ishihara, K., (1979), "Subsurface Soil Liquefaction During Earthquakes Japan", Lecture Notes, 7th Regional Seminar on Earthquake Engineerin, Istanbul.
- 21 — İncecik, M., (1980), "Ankraj Model Deneylemleri" İ.T.Ü. Doktora Tezi Çalışması, (Henüz Yayınlanmadı).
- 22 — Kumbasar, V., Özyayın, K., Erguvanlı, Â., (1980), "Kohezyonsuz Zeminlerde Sıvılaşma ve Etkiyen Faktörler", TBTA 7. Bilim Kongresi. (1980'de İzmir'de Sunulacaktır).
- 23 — Kumbasar, V., Erguvanlı, Â., Özyayın, K., (1980), "Kohezyonlu Zeminlerin Tekrarlı Yükler Altında Davranışı", 1. Ulusal ZMTM Kongresi (1981 Ankara'da Sunulacaktır).
- 24 — Ladd, R.S., (1976), "Specimen Preparation and Cyclic Stability of Sands", ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P.A., September. 27-October. 1, ASCE Preprint. 2752.
- 25 — Ladd, C.C., Ishihara, K., Schlosser, F., Poulos, H.G., (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", State-of-the-Art Report, Proc. of the IXth I.C. on SMFE, Tokyo, pp. 421-494.
- 26 — Lambe, T.W., (1951), "Soil Testing for Engineers", John Wiley and Sons Inc., N.Y.
- 27 — Lee, K., Black, D., (1972), "Time to Dissolve Air Rubble in Drain Line", ASCE Journal of Soil Mech. and Foundation Eng., No. SM2, pp. 181-194.
- 28 — Mc Guire, R., F., Iwasaki, T., Tokida, K., (1978), "Probabilistic Procedures for Assessing Soil Liquefaction Potential", Journal of Research, Public, Works Research Institute, Vol. 19, Tokyo.
- 28 — Martin, G.R., Finn, W.D.L., Seed, H.B., (1975), "Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Div., Vol. 101 No. GTS pp. 423-438.
- 30 — Ohashi, M., Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., (1978), "A practical Procedure for Assessing Earthquake Induced Liquefaction of Sandy Deposits", Tenth Joint Meeting U.S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Washington D.C.

- 31—Özaydın, K., Erguvanlı, Â., (1976), "Toprak Barajların Dinamik Hesap Yöntemleri", D.A.E. Bülteni, Yıl 3, Sayı. 13.
- 32—Özaydın, K., (1979), "Kohezyonsuz Zeminlerin Basit Kesme Şekil Değiş-tirmeleri Altında Davranışı", Doçentlik Tezi, İ.T.Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi, İnşaat Bölümü.
- 33—Özaydın, K., Erguvanlı, Â., (1979), "Uncertainities in Seismic Risk Procedures", Discussion, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Div., Vol. 105, GT5, pp. 706-708.
- 34—Özaydın, K., Erguvanlı, Â., (1980), "The Generation of Pore Pressures in Clayey Soils During Earthquakes", Presented to be published in Proceedings of 7th WCEE, Soil Dynamics Session, Istanbul-Turkey.
- 35—Özüdoğru, K., (1979), "Önceden Yüklenmiş Killerin Dinamik Davranışı", Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi.
- 36—Prater, E.G., (1980), "On the Interpretation of Cyclic Triaxial Test Data with Application to Seismic Behaviour of Fill Dams", Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Vol. 2, Swansea., 7-11, January., U.K.
- 37—Peck, R., (1979), "Liquefaction Potential. Science Versus Practice", ASCE Journal of the Geotechnical Eng. Div., Vol. 105, No. GT3, pp. 393-397.
- 38—Pender, M.J. (1980), "Cyclic Mobility. A Critical State Model" Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Vol. 1., Swansea. 7-11 January., U.K.
- 39—Rahman, M.S., Seed, H.B., Boker, R.J., (1977), "Pore Pressure Development under Offshore Gravity Structures", ASCE Jour. of Geotechnical Eng. Div., GT12, pp. 1419-1436.
- 40—Roth, W., Lee, K., (1975), "Factor of Safety Approach for Evaluating Seismic Stability of Slopes", Proc. of US National Conf. on Earthquake Eng'g. 1975 Ann Arbor, USA., pp. 156-165.
- 41—Sağlam, A., (1973), "Kohezyonsuz Zeminlerde Sükinetteki Toprak Basıncı Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi", Doktora Tezi, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi.
- 42—Sarma, S.K., Jennings, D.N., (1980), "A Dynamic Pore Pressure Parameter", Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Vol. 1, Swansea., 7-11, January., U.K.
- 43—Sato, T., Shibata, T., Kosaka, M., (1980), "Dynamic Behaviour and Liquefaction of Saturated Sandy Soil", Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Vol. 2., Swansea., 7-11, January., U.K.
- 44—Seed, H.B., Martin, P., Lysmer, J., (1975), "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", UC Berkeley Report, No. EERG 75-76.
- 45—Seed, H.B., (1976), "Evaluation of Soil Liquefaction on Level Ground During Earthquakes", State-of-the-Art Paper, ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P.A., September, 27-October. 1, ASCE Preprint. 2752.

- 46 — Seed, H.B., Booker, J.R., (1977), "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposit Using Gravel Drains", ASCE Jour. of Geotechnical Eng. Div., GT7, pp. 757-770.
- 47 — Seed, H.B., Pyke, R.M., Martin, G.R., (1978), "Effect of Multidirectional Skaking on Pore Pressure Development in Sands", ASCE Journal of Geotechnical Eng. Div., GT1, January, pp. 27-43.
- 48 — Shen, C.K., Vrymoed, J.L. Uyeno, C.K., (1977), "The Effect of Fines on Liquefaction of Sands", Proceedings IXth W.C. SMFE, Tokyo, Vol. 2.4/38, pp. 381-385.
- 49 — Sherif, M., Ishibashi, I., Tsuchiya, C., (1977), "Saturation Effects on Initial Soil Liquefaction", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. GT8, pp. 914-917.
- 50 — Silver, M., Chan, C., Ladd, R., Lee, K., Tiedemenn, D., Townsend, F., Valera, Wilson J., (1976), "Cyclic Triaxial Strength of Standard Sand", ASCE Journal of the Geotechnical Eng'g. Division, Vol. 192, No. GT5, pp. 551-553.
- 51 — Silver, M., (1977), "Laboratory Triaxial Testing Procedures to Determine The Cyclic Strength of Soils", Technical Report No. NUREG 0031, Dept. of Materials Engineering, UICC, Chicago. Sil.
- 52 — Silver, M., (1979), "Cyclic Triaxial Strength Testing", Lecture Notes, 7th Regional Seminar on Earthquake Engineering-Istanbul.
- 53 — Skempton, A., (1954), "The Pore Water Coefficients A and B", Geotechnique Vol. IV., No. 4, pp. 143-147.
- 54 — Sener, C., (1979), "An Endochronic non-Linear Inelastic Constitutive Law for Cohesionless Soils Subjected to Dynamic Loading", Ph. D. Thesis, Northwestern Univ., Dept. of Civil Eng., Illinois, 290, p.
- 55 — Tinoco, F.H., (1977), "Pore Pressure Parameters and Sand Liquefaction", Proceedings IXth W.C. SMFE Tokyo. Vol. 2. 4/44, pp. 409-418.
- 56 — Toğrol, E., Özüdoğru, K., Güler, E., (1977), "Tekrarlı Yüklerin Zemin Mukavemetine Etkisi", İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Teknik Rapor No. 29.
- 57 — Uchida, K., Sawada, T., Hasegawa, T., (1980), "Dynamic Properties of Sand Subjected to Initial Shear Stress", Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Vol. 1., Swansea, 7-11 Jan. U.K.
- 58 — Wenshao, W., (1980), "Some Findings in Soil Liquefaction", Proc. of International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Invited Lecture, Swansea, 7-11 January, U.K.
- 59 — Wong, R.T., Seed, H.B., C.K. (1974), "Liquefaction of Gravelly Soils Under Cyclic Loading Conditions", U.C. Berkeley Report No. EERC, 74.11.
- 60 — Yokel, F.Y., Dobry, R., Powell, D., Ladd, R., (1980), "Liquefaction of Sands During Earthquakes-The Cyclic Strain Approach", Proc. International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, oVl. 2., Swansea, 7-11 Jan., U.K.
- 61 — Youd, L., (1975), "Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure", Proc. of US National Conference on Earthquake Engineering, 1975 Ann Arbor USA., pp. 146-155.
- 62 — Youd, L., (1977), "Packing Changes and Liquefaction Susceptibility", ASCE Journal of the Geotechnical Division, Vol. 103, No. GT8, pp. 918-922.

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ
1 ve 27 SAYILARINDA ÇIKAN
MAKALE İSİMLERİ

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Sismite çalışmalarını ve Kıbrıs'ın Sismitesi hakkında bir inceleme	Oktaç Ergünay Oktaç Yurdatapan	Sayı : 1 Nisan 1973
— Betonarme Kısa Kolonların Depreme Dayanıklı yapımı	Nejat Bayülke	Sayı : 1 Nisan 1973
— Nükleer Santrallerin Depremlere Karşı Hesaslı	G.W. Housner Çeviren : Onur Göksel	Sayı : 1 Nisan 1973
— Mikrotremorlar IX.	K. Kanai — T. Tahana S. Yoshizawa Çeviren : Sinan Gençoğlu	Sayı : 1 Nisan 1973
— Bir Yapının Depreme olan Maksimum Muhabesinin Tayini için İstatistiksel Bir Yöntem.	H. Tajimi Çeviren : Mehmet Emin Özel	Sayı : 1 Nisan 1973
— 1971 San Fernando Depremi Konferansından Rapor	D. Leeds Çeviren : Nejat Bayülke	Sayı : 1 Nisan 1973
— Kuvvetli Depremlerin Spektrum Analizleri	G.W. Housner - R.R. Martel - J.L. Alford Çeviren : Ersen Buket	Sayı : 1 Nisan 1973
— Mikro Bölgeleme	Oktaç Ergünay	Sayı : 2 Temmuz 1973
— Depreme Dayanıklı Köprü Yapımı	Nejat Bayülke	Sayı : 2 Temmuz 1973
— Japonya'da Uygulanan Mikro-Bölgeleme Metodları	Yorihiho Ohisaki Çeviren : Sinan Gençoğlu	Sayı : 2 Temmuz 1973

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yılı
— Zemin Şartlarının Essas Alınmasıyla Yapılacak Mikro-Bölgeleme Haritaları İçin Bir Metod	H. Kobayashi - H. Kagami Çeviren : Sinan Gençoğlu	Sayı : 2 Temmuz 1973
— Kuvvetli Deprem Hareketi Kayıtlarından Muhabele Spekturununun Hesaplanması	Navim C. Nigum Paul C. Jennings Çeviren : Ussal Z. Çapan	Sayı : 2 Temmuz 1973
— Kumlu Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Tesbiti	Hajime Tsuchida Satoshi Hayashi Çeviren : Nejat Bayülke	Sayı : 2 Temmuz 1973
— Yeni Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının Getirdikleri	Ahmet Tabban	Sayı : 2 Temmuz 1973
— 1969 Güney Afrika Boland Depreminde Bina Hasarlarının Onarımı.	Ç.J. Thomson Çeviren : Teoman Güzey	Sayı : 3 Ekim 1973
— Nükleer Güç Santrallerinin Depremlere Karşı Projelendirilmesi	Kiyoshi Muto Çeviren : Onur Göksel	Sayı : 3 Ekim 1973
— Depremler Sırasındaki Zemin Hareketlerinin Önemli Özellikleri	Prof. G. W. Housner Çeviren : Ussal Z. Çapan	Sayı : 3 Ekim 1973
— Mikro Bölgeleendirme İçin eJofizik Mühendisliği Araştırma Teknikleri	V.J. Murphy Çeviren : Ersen Buket	Sayı : 3 Ekim 1973
— Japonya'nın Bazı Bölgelerinde Gözlenen Deprem Zararları ve Zemin Alt Şartları	Tokyo Üniversitesi Deprem Araş. Ens. Zemin Altı Araştırmaları Grubu Çeviren : Mehmet Emin Özel	Sayı : 3 Ekim 1973
— Dolgu - Duvar - Çerçeve İlişkileri İçin Analitik Model	Polat Gülkan - S. Tanvir Wasti	Sayı : 4 Ocak 1974

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yılı
— Basit Bir Sarsma Tablasi	Mehmet Çelebi	Sayı : 4 Ocak 1974
— Zemin Yapısının Deprem Yer Hareketlerine Etkisi Konusunda Literatür Araştırması	Çetin Soydemir - Aybars Dinger Özgür	
— 1967 Canacas Depreminde Yapı-Zemin Müste-rek Davranışlarının Deprem Hasarına Etkisi	H.B. Seed - J.L. Alonso Çeviren : M. Ali Ergüvanlı	Sayı : 4 Ocak 1974
— Yerde "S" Dalga Hızı Ölçmeleri Yapmak için Çeşitli Teknikler	S.D. Schawarz-J.M. Musser Çeviren : K. Erçin Kasapoğlu	Sayı : 4 Ocak 1974
— Koolin-Kiriş Ek Yerlerinin Yatay (Deprem) Kuvvetlere Dayanıklı Yapılması	Nejat Bayülke	Sayı : 5 Nisan 1974
— Türkiye'de Kırsal Konutların Son Yıllardaki Tahripkâr Depremlere Mukabelesi	Ersin Arnoğlu-Köksal Anadol	Sayı : 5 Nisan 1974
— İzmit İli Mikrobögeleme Etütünde Yapılan Mikrotremor Çalışması	Sinan Gençoğlu, Erhan Ayhan	Sayı : 5 Nisan 1974
— S.S.C.B. de Sismik Mikrobögeleme Metodları-nın Geliştirilmesi	V. Stheisberg Çeviren : Oktay Yurdatapan	Sayı : 5 Nisan 1974
— Deprem Esnasında Büyük Toprak Altı Yapı-larında Zemin Yapı İlişkileri	H.B. Seed-I.M. Idriss Çeviren : H. Turan Durgunoğlu	Sayı : 5 Nisan 1974
— Kuvvetli Deprem Hareketleri ve Hollywood'da Zemin Durumu	C.M. Duke-J.E. Luco A.R. Carriveau-P.J. Hradlek - R. Lastrico-D. Ostorm Çeviren : Ersan Buket	Sayı : 5 Nisan 1974 Sayı : 5 Nisan 1974
— Tarihsel perspektifte Süleymaniye Camii'nin depremlere mukavemeti	Köksal Anadol	Sayı : 6 Temmuz 1974

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Zemin dinamiği problemlerinde kullanılan zemin parametrelerinin tayini	Yıldız Wasti	Sayı : 6 Temmuz 1974
— Deprem Parametrelerinin Ampirik olarak hesaplanması üyberinde bazı uygulamalar	Sinan Gençoğlu	Sayı : 6 Temmuz 1974
— "S" Dalgalarının meydana getiriliği ve uygulanması üzerinde deneysel çalışmalar	Sinan Gençoğlu	Sayı : 6 Temmuz 1974
— Yapılara gelen maksimum deprem Etkilerinin "Mod süperpozisyonu" metodu ve hesaplanması	Nejat Bayülke	Sayı : 6 Temmuz 1974
— Deprem şiddeti ve düzeltilmiş deprem spektrumları	Arturo Ariass.	Sayı : 6 Temmuz 1974
— Yapı Sistemlerin Özel Periyodları	Dr. Mehmet Çelebi Dr. Ergin Çıtırnoğlu	Sayı : 7 Ekim 1974
— Depremlerin Endüstri Yapıları, Enerji Üretim ve Dağıtım Tesisleri ve Yapıların Taşıyıcı Olmayan Kısımları Üzerindeki Etkileri	Nejat Bayülke	Sayı : 7 Ekim 1974
— Elasto-Plastik Sistemlerin Gelişigüzel Titreşimi	İ. Helvacı - A. Gürpınar	Sayı : 7 Ekim 1974
— Çok Katlı Perdeli Yapıların Yatay Yüklere Göre Yaklaşık Hesap Metodu	Dr. Mehmet Çelebi Dr. Ergin Çıtırnoğlu	Sayı : 7 Ekim 1974
— Arazi ve Laboratuvar Deneyleri ile Zeminlerin Kayma Modülünün Saptanması	M. Ali Erguvanlı	Sayı : 7 Ekim 1974
— 27 Haziran 1966 Parfield Depreminde Elde Olunan Sismoskop Kayıtların İncelenmesi	Oktaç Yurdataban	Sayı : 7 Ekim 1974

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Tahripkar Depremlerde zemin hareketlerinin Ölçülmesi	Murat Köylüoğlu	Sayı : 7 Ekim 1974
— Sismik Dalgaların Deneysel Etüdüleri Yoluyla Mikrotremorların Karakteristikleri Üzerine Araştırmalar	Sinan Gengöglü	Sayı : 8 Ocak 1975
— Balkan Bölgesindeki Deprem Riskinin Değerlendirilmesi	S.T. Algermissen-D.M. Perkins- W. Isherwood-D. Gordon. G. Reagor-C. Howard Çeviren : M. Emin Özel	Sayı : 8 Ocak 1975
— Sömel Altındaki Çökmeyi Hesaplamak İçin Basit Bir Metod	Max. L. Calhoon-M. Asce Çeviren : Esat Yarar	Sayı : 8 Ocak 1975
— Halic Köprüsü Deprem Analizi	Bülent Pakman	
— Depreme Dayanıklı Çokkatlı Yapılarda Sünnek Perde Duvarları	Dr. Mark Fintel Çeviren : Polat Gülhan	
— Mühendislikte Deprem Riski Analizi	Dr. Allin Cornell	Sayı : 9 Nisan 1975
— Bonjaluka Şehrinde Sismik Mikrobölgeleme Etüdü ve Mühendislik Sismolojisi Araştırma Çalışma Projesi	Dr. M. Stojković Çeviren : Ahmet Tabban	Sayı : 9 Nisan 1975
— Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelikte Betonarme Yapılarla İlgili Temel İlkeleri ve Açıklamalar	Prof. Dr. Uğur Ersoy Dr. Polat Galkan	Sayı : 10 Temmuz 1975
— Düşey Titreşim Genliğinin Kohezyonsuz Zeminlerin Sıkıştırılmasının Etkisi	Bülent Güngör Dr. Yıldız Wasti	Sayı : 10 Temmuz 1975

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Kırım'ın Geliştirilmiş Sismik Sarsılabilirlik (Shakeability) Haritaları	Dr. A.C. Kamenobrodskiy Çeviren : Ussal 2. Çajar	Sayı : 10 Temmuz 1975
— Deprem ve Parametreleri	Ahmet Tabban Sinan Gencoğlu	Sayı : 11 Ekim 1975
— Yeni Deprem Yönetmeliği 13 ncü Bölümün Açıklanması	Hüseyin Celasun	Sayı : 12 Ocak 1976
— Binaların Burulmaya göre hesabı	Serin Tezcan	Sayı : 12 Ocak 1976
— 100 Metreküplük Bir Yüksek Su Haznesinin Deprem Analizi	Nejat Bayülke	Sayı : 12 Ocak 1976
— Depremlerin Önceden Billinmesi	Oktay Ergünay	Sayı : 12 Ocak 1976
— İstinat Duvarlarında Deprem Sırasında Oluşan Basınçlar	R.F. Scott Çeviren : Ali Erguvanlı	Sayı : 12 Ocak 1976
— Depremler Sırasında Oluşan Basınçlar Hakkında Kısa Bir Not	Ali Erguvanlı	Sayı : 12 Ocak 1976
— Deprem Hasar Çalışmaları İçin Yöntemler ve Güvence Limitleri	J. Füscher - I.H. Chou Çeviren : R. Can	Sayı : 12 Ocak 1976
— Nikaragua İçin Yapılan Sismik Risk Çalışmaları	H.C. Shah - C.P. Mortgat A. Kiremidjian - T.C. Zsutty Çeviren : M. Emin Özel	Sayı : 12 Ocak 1976
— Toprak Barajların Dinamik Hesap Yöntemleri		
— Kaliforniya Eyaleti Su Projesi Sismik Risk Analizi		

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Yeni Deprem Şiddet Skalası	C.P. Mortgard-H.C. Shah Çeviren : Ref'an Can	Sayı : 13 Nisan 1976
— Zemin ve Jeolojisinin, Yerel Deprem Mukabelesine Olan Etkinliği	H. Bolton Seed-Per B. Schnabel Çeviren : Murat Köylüoğlu	Sayı : 13 Nisan 1976
— Ankara'nın Deprem Bölgesinde Bulunmasının Nedenleri	Ahmet Tabban	Sayı : 14 Temmuz 1976
— Perde Duvarları ile Çerçevelerin Karşılıklı Etkisi	F.R. Khan-J.A. Sbarounis Çevirenler : P. Gülkan - T. Wasti	Sayı : 14 Temmuz 1976
— Deprem Bölgelerindeki Yerleşimlerin Gelişme Planlamasının Bazı Yönleri	Adolf C.: Browski Çeviren : Nejat Bayülke	Sayı : 14 Temmuz 1976
— Arazi Kullanımı Alanları ve Diğer Afetlerin Azaltılması	William J. Petak ve diğerleri Çeviren : Ziya Bozer	Sayı : 15 Ekim 1976
— Risk Analizi	E. Rosenblueth Çeviren : Ussal Z. Çorpan	Sayı : 15 Ekim 1976
— Betonarme Kirişlerde Düktilite Şartları (Deprem Mühendisliği Açısından)	Nejat Bayülke	Sayı : 15 Ekim 1976
— Yapı Dinamiğine Giriş	M. Çelebi, M. Erdik	Sayı : 16 Ocak 1976
— Sismik Bölgelemede Problemler	G.W. Housner-P.C. Jennings Çeviren : Ahmet Tabban	Sayı : 16 Ocak 1977
— Deprem Hareketi ve Dinamik Zemin Parametreleri İlişkisi	M. Y. Özkan A. Gürpınar Ç. Soydemir	Sayı : 17 Nisan 1977

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Nükleer Güç Santralleri İçin Deprem Riski Analizi	M.S. Yüccemen P. Gürkan	Sayı : 17 Nisan 1977
— Zeminlerin Dinamik Davranışlarına Ait Gerilme Deformasyon Bağlantıları	W.D.Z. FINN A. Erguvanlı	Sayı : 17 Nisan 1977
— Aletsel Sismolojide Bazı Ana Yöntemler ve Uygulamalar	Z.E. Başarır	Sayı : 17 Nisan 1977
— Türkiye'nin Deprem Bölgelerinin Belirlenmesinde Bazı İstatistik Yaklaşımları	S.B. Uçer E. Ayhan E. Alşan	Sayı : 17 Nisan 1979
— Depremle İlgili Hükümleri Açısından "Yol Köprüleri İçin Teknik Şartname "Üzerinde Düşünceler	Nejat Bayülke	Sayı : 17 Nisan 1979
— Deprem Yönetmeliğindeki "Yapı Tipi" Kat-sayısının Karar Tablosu Tekniği İle İncelenmesi	S. Senirkent	Sayı : 18 Temmuz 1977
— Deprem Bölgelerinde Bulunan Büyük Boyutlu Panolardan Oluşmuş Yapılarla İlgili Bazı Araştırmalar	M. Diaconu ve diğerleri Çeviren : Nejat Bayülke	Sayı : 18 Temmuz 1977
— Depremlerin Önceden Bilinmesi ve Alarma Geçme Konusunda Bilimsel ve Sosyal Problemler	C. Kisslinger Y.E. Hass Çevirenler : Mustafa Erdik Mehmet Çelebi	Sayı : 18 Temmuz 1977
— Perde Duvarlı Alçak Yapılarda Yatay Yüklerin Analizi	R.T. Toprakçı	Sayı : 19 Ekim 1977

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayınlandığı Yıl
— Dönemsel İnce Kabuk-Sıvı Sistemlerinin Dinamik Analizi	H. Karadeniz	Sayı : 19 Ekim 1977
— Batı Türkiye'de Deprem Etkinliği	S.B. Üçer-E. Aslan N. Uluhan-E. Başarır E. Ayhan-L. Iezuçan C. Kaptan	Sayı : 19 Ekim 1977
— Sismolojide Son 25 Yıl	O.W. Nuttl	Sayı : 19 Ekim 1977
— Yeni Bir Deprem Menitör Sistemi	R. Ateş	Sayı : 19 Ekim 1977
— Öngörülmesi Beton Yapıların Deprem Dayanımını	Uğur Ersoy Emin Aktan Tuğrul Tankut	Sayı : 20 Ocak 1978
— Elastik Zemine Oturan Çok Katlı Çerçevelerin Deprem Hesabı İçin Teorik ve Deneysel İncelemeler	A. Aydın Dumanoğlu	Sayı : 20 Ocak 1978
— Düşey Titreşimlerle Kohezyonsuz Zeminlerin Maksimum Birim Ağırlığının Tayini	Yıldız Wastı	Sayı : 20 Ocak 1978
— Maksimum Deprem Magnitudünün Belirlenmesi	Stewart W. Smith	Sayı : 20 Ocak 1978
— Yansıtılmayan Sınırların Yapı-Zemin Dinamik Etkileşim Problemlerine Uygulanışında Hata Analizleri	Çeviren : Umut K. Verkiöğlu Aydın Dumanoğlu	Sayı : 21 Nisan 1978
— Yapı Mühendisliğinde Eriğendeğer Problemlerinin Çözümü	Halil Karadeniz	Sayı : 21 Nisan 1978
— Batı Anadolu'nun Deprem Riski Analizi	A. Bakı Numanoğlu	Sayı : 21 Nisan 1978
— Plastsite Endisinin Kayma Dalgası Hızına Etkisi	Vahit Kumbasar Ali Erguvanlı	Sayı : 21 Nisan 1978
— Türkiye'nin Konut Sorunu	Seemih Teezean	Sayı : 22 Temmuz 1978

Makale Adı	Makale Sahibi	Sayı ve Yayımlandığı Yıl
— Yiğma Yapıların Yatay Yüklere Göre Hesabi	Feridun Çılı	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Tuğla Yiğma Yapıların Depremlerdeki Davranışı	Neejat Bayülke	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Deprem Açısından Mimari Tasarım	Nejat Bayülke	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Deprem Risk Analizlerindeki Belirsizlikler Hakkında Tartışma	Ali Erguvanlı	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Küçük Depremlerin Getirdiği Sorunlar	Ref'an Ateş	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Düzeltme	Esen Alsan	Sayı : 22 Temmuz 1978
— Yapısal Sistemlerde Doğal Titreşim Mod ve Frekansların "Newmark" Yöntemi İle Sayısal Saptanması	Mustafa Erdik	Sayı : 23 Ekim 1978
— Kohezyonlu Zeminlerin Dinamik Mukavemeti Hakkında	Ali Erguvanlı	Sayı : 23 Ekim 1978
— Kumlu Zeminlerin Dinamik Özellikleri	Tunçer Edil	Sayı : Sayı : 24 Ocak 1979
— Zemin Yapı Periyodik Etkileşimi ve Deprem Yönetmelikleri	Nuray Aydınoglu Ali Erguvanlı Kutay Özaydın	Sayı : 24 Ocak 1979
— Depremlerin Oluş Nedenleri Hakkında	Ali Erguvanlı	Sayı : 24 Ocak 1979
— 1-5 Saniyelik Mikrotremorların Gözlemi ve Deprem Mühendisliği Uygulaması	Yutaka Ohta.- Hiroshi Kagami, Noritoshi Goto, Kazuyoshi Kudo Çevirenler : Aysel Yatman Ref'an Ateş	Sayı : 24 Ocak 1979
— Büyük Menderes Alçalmı İle Menderes Masifli Yükselinimin Sınırını Oluşturan Kuşğa Uygulanan Bir Deprem Öncesi Çalışması	Selsuç Sipahioğlu	Sayı : 25 Nisan 1979

Makale Adı	Makale Adı	Sayı ve Yayınladığı Yıl
-- Batı Anadolu İçin Geliştirilmiş Deprem Büyüklüğü -Şiddet- Uzaklığı İlişkisi	Demir Kolçak Selçuk Sipahioğlu	Sayı : 25 Nisan 1979
-- Tsunami ve Türkiye Kıyılarına Etiklemiş Tsunami isimleri	Hüseyin Soysal	Sayı : 25 Nisan 1979
-- Depremle İlgili Zaman Parametrelerinin Elde Edilmesinde Kullanılan Laboratuvar Deneyleri	Semih Tezcan	Sayı : 26 Temmuz 1979
-- İstanbul İçin Deprem Riski Analizi	Yalçın Acar Ahmet Çivi	Sayı : 26 Temmuz 1979
-- Çerçeve Sistemlerin Yatay Yükler altında İncelenmesi	Ruhi Aydın	Sayı : 26 Temmuz 1979
-- Batı Anadolu'da Bazı Yerleşim Alanlarında Beklenen Deprem Şiddetlerinin Saptanması	Demir Kolçak Y. Karayel	Sayı : 26 Temmuz 1979
-- Deprem Dalgalarının Faz Karakteristikleri ve Uygulanmasına İlişkin İnceleme	Muzaffer İpek	Sayı : 26 Temmuz 1979
-- Ağır Yapıların Yaklaşık Üç Boyutlu Dinamik Analizi	A. Dumanoglu	Sayı : 27 Ekim 1979
-- Ağır Yapıların Dinamik Analizinde Matematik Model Seçimi	A. Dumanoglu	Sayı : 27 Ekim 1979
-- Batı Türkiye'de Deprem Etkinliği (Ocak - Ağustos, 1976)	B. Üçer E. Ayhan N. Ulusan L. Tezcan E. Alsan E. Başarır	Sayı : 27 Ekim 1979
-- Depremlerin Önceden Bilinmesi Konusundaki Araştırma İçin Bir Avrupa Proqramı Önerisi	A. Yatman	Sayı : 27 Ekim 1979

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ
YAYIN KOŞULLARI

1. Bültene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolayla yoldan ilgili olması
 - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması
 - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamış olması
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerin aydıngeç kağıdına çini mürekkebi ile çizilmiş olması
 - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmacının genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İskân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, derleyen, ya da çevirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayımlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sayfası için teliflerde 150 TL. tercümelerde 100 TL. ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Telif ve tercüme ücretlerinin gelir vergisi stopaj yoluyla kesilir.
8. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
9. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmalarını kısıtlanmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
10. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
11. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
12. Yayınlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler yazarlarına ait olup, Deprem Araştırma Enstitüsünü bağlamaz.
13. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
14. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.