SUYA DOYGUN KUMLU ZEMİNLERİN TEKRARLI BOŞLUK SUYU BASINCI GELİŞİM DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ

H.T. Bilge[1] ve K.Ö.Çetin[2]

[1] *Dr., İnşaat Müh. Bölümü, Selçuk Üniversitesi, Konya*
[2] *Profesör Dr., İnşaat Müh. Bölümü, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara*
Email: htbilge@gmail.com

ÖZET:

Deprem sırasında, dalga yayılımına bağlı olarak meydana gelen drenajsız makaslama gerilmeleri, zemin danelerinin kayma birim deformasyonlara maruz kalmasına ve buna bağlı boşluk suyu basıncı artışına sebep olmaktadır. Yükselen boşluk suyu basıncı, zemin efektif gerilmesine bağlı zemin rjitliğini düşürmekte, daha yüksek kayma birim deformasyon ve boşluk suyu basınçları üretecek bir kısır döngüyü başlatmaktadır. En uç durumda, boşluk suyu basıncı toplam gerilmeye ulaşarak, zemin sıvılaşmasının tetiklenmesine sebep olacaktır. Bahsedilen bu davranışın anlaşılması ve modellenmesi, geçmişten günümüze geoteknik deprem mühendisliğinin dikkat çeken konularından biri olmuştur. Bildiri kapsamında, bu konudaki mevcut çalışmalar ve temel eksiklikleri irdelenmiştir. Yeni bir model geliştirilmesi için, detaylı bir laboratuvar programı takip edilmiş, bu kapsamda değişik kaynaklı temiz kum numuneler üzerinde yapılan tekrarlı üç eksenli ve basit kesme deney sonuçları kullanılarak kapsamlı bir veritabanı oluşturulmuştur. Bu veritabanı olasılıksal yöntemlerle değerlendirilmiş, zemin davranışına etki eden temel parametreler cinsinden ifade edilen ve aynı zamanda problemin doğasındaki belirsizlikleri de dikkate alan, pratik kullanıma uygun bir model geliştirilmiştir. Sunulan modelin, mevcut benzerlerine nazaran daha kesin ve hassas tahminler ürettiği, gerçekleştirilen bir performans karşılaştırma çalışması ile de gösterilmiştir.

ANAHTAR KELİMELER : Boşluk suyu basıncı, dinamik zemin davranışı, kum.

1. GİRİŞ

Deprem dalga yayılımının neden olduğu drenajsız makaslama gerilmeleri zemin danelerinin kayma birim deformasyonlara maruz kalmasına ve buna bağlı boşluk suyu basıncı artışına sebep olmaktadır. Yükselen boşluk suyu basıncı, efektif gerilmeye bağlı zemin rijitliğini düşürerek daha yüksek kayma birim deformasyon ve boşluk suyu basınçları üretecek bir kısır döngüyü başlatmaktadır. En uç durumda ise, artan boşluk suyu efektif gerilmenin kaybolmasına ve zemin sıvılaşmasının tetiklenmesine neden olacaktır. Tekrarlı yükleme devam ederken boşluk suyu basıncının değişiminin belirlenmesi, dinamik bünye modellerinin temel unsurlarından biri olarak geoteknik deprem mühendisliğinin en ilgi çeken araştırma konularından biri olmuştur. Bu konuda geçmiş yıllarda gerçekleştirilen çalışmalar, i) gerilme (Seed vd. 1975 gibi), ii) birim deformasyon (Byrne 1991 gibi), iii) enerji (Green vd. 2000 gibi), ve iv) plastisite teorisi tabanlı (Elgamal vd. 2003 gibi) modeller şeklinde sınıflandırılabilir. Bu çalışmaların detayları Çetin ve Bilge (2011) tarafından sunulmuş olup, bu bildiri kapsamında sadece sık atıfta bulunulan bazı modellere ilişkin önemli noktalara değinilecektir; fakat bu literatür özetinden önce konu hakkındaki bazı kritik husus ve görüşlerin dile getirilmesi daha doğru olacaktır.

1. Tekrarlı yükleme deneyleri gelişen teknoloji ile birlikte daha güvenilir şekilde gerçekleştirilebilmeye başlanmış ve kullanılabilecek veri sayısı artmıştır. Bu yüzden, tekrarlı yükleme deneylerine dayanarak

geliştirilen boşluk suyu basıncı gelişim modellerinin yeniden değerlendirilmesinde fayda olduğu düşünülmektedir.
2. Boşluk suyu basıncının bünye modelleri ile tahmin edildiği yöntemler, gelişmiş laboratuvar deney sonuçlarının eksik olduğu durumlarda belirlenmesi pek de kolay olmayan çok sayıda girdi parametresi gerektirmektedir. Bu sebeple, ampirik ya da yarı-ampirik modellerin bir süre daha yaygın şekilde kullanılacağı düşünülmektedir.
3. Problemin doğasındaki belirsizliklerin -birkaç istisna haricinde (Polito vd. 2008 gibi)- dikkate alınmadığı görülmektedir.
4. Sayısız avantajına rağmen birim deformasyon kontrollü deneyler, numunelerin % 1.0'den yüksek kayma birim deformasyonlara maruz kalmasına olanak vermemekte, bu yüzden araştırmacılar yüksek kayma birim deformasyonlar altındaki boşluk suyu basıncı gelişim davranışlarını değerlendirmek için kaçınılmaz olarak gerilme kontrollü deneylere yönelmektedirler.

Bu gözlemler ışığında, çalışma kapsamında suya doygun temiz kumların dinamik boşluk suyu basıncı gelişimlerini modellemek üzere pratik kullanıma uygun yarı-ampirik bir yöntem geliştirmek ve yaygın kullanımı olan mevcut bazı yöntemlerin tahmin hassasiyet ve kesinliklerini değerlendirmek hedeflenmiştir. Bu amaçla, gerilme kontrollü tekrarlı üç eksenli ve basit kesme deney sonuçları derlenerek, çalışılmış ve bir veritabanı oluşturulmuştur. Kısa bir literatür özetinin ardından bu veritabanına ilişkin bilgi verilecek, sonrasında ise model geliştirme aşamaları ve performans değerlendirme çalışmasına değinilecektir.

2. MEVCUT YÖNTEMLER

Bu bölümde, performans değerlendirme çalışması kapsamında değinilecek modellerden hareketle gerilme, birim deformasyon ve enerji tabanlı boşluk suyu basıncı tahmin yöntemleri kısaca özetlenecektir.

2.1. Gerilme Tabanlı Modeller

Lee ve Albaisa (1974), boşluk suyu basıncı oranı (r_u) ile çevrim sayısı oranını (N/N_{liq}) ilişkilendirerek gerilme tabanlı modellerin ilk temelini atmışlardır. Kısa süre sonra Seed vd. (1975), hem bu çalışmanın sonuçlarını hem de o dönemin mevcut deney verisini kullanarak Denklem 1'de sunulan ilişkiyi geliştirmiştir.

$$r_u = \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} sin^{-1} \left\{ 2 \cdot \left(\frac{N}{N_{liq}} \right)^{1/\alpha} - 1 \right\} \right] \quad (1)$$

Burada α parametresinin zemin özellikleri ve deney koşullarını temsil ettiği düşünülmektedir ve yazarlar tarafından ortalama değer olan 0.7'nin kullanımı önerilmektedir. N ve N_{liq} değerleri ise sırasıyla uygulanan ve sıvılaşma için gerekli çevrim sayılarını temsil etmektedir. Yıllar içerisinde sayısız araştırmacı tarafından farklı çalışmalarda kullanılan bu sayısal ifade, yakın geçmişte Polito vd. (2008) tarafından istatistiki yöntemler ile değerlendirilmiş ve α parametresi tekrarlı gerilme oranı (CSR), ince dane oranı (FC) ve bağıl sıkılık (D_R) cinsinden Denklem 2'deki gibi ifade edilmiştir.

$$\alpha = 0.01166 \cdot FC + 0.007397 \cdot D_R + 0.01034 \cdot CSR + 0.5058 \quad (2)$$

Bu ifade, ince dane oranı %35'ten küçük olan kum zeminler için verilmiş olup CSR'deki değişimlerin α değerini çok etkilemediği görülmüştür. Temiz kumlar için, D_R'ye bağlı olarak α değerinin 0.73 ile 1.14 arasında değiştiği belirlenmiştir. Seed vd. tarafından önerilip başka araştırmacıların zaman içerisinde geliştirdiği bu son derece sade ifade her ne kadar çok yaygın şekilde kullanılıyor olsa da, N_{liq} değerinin tanım ve tahminine ilişkin

belirsizlikler, ifadenin zemin sıvılaşması ile kayma birim deformasyon birikimi (cyclic mobility) arasındaki davranış farkını ayıramıyor olması ve düzensiz deprem dalga hareketinin eşdeğer çevrim sayısına çevrilmesini gerektirmesi gibi önemli kısıtlamaları vardır.

2.2. Birim Deformasyon Tabanlı Modeller

Martin vd. (1975) çalışmasında kuru kumlar üzerinde gerçekleştirilen birim deformasyon kontrollü laboratuvar deney verisini kullanılarak alternatif bir yöntem geliştirilmiştir. Yazarlar, birim deformasyon çevrimleri sebebiyle kuru kumların hacim birim deformasyon üretme davranışı ile suya doygun kumların boşluk suyu basıncı gelişim davranışları arasında Denklem 3'te verilen gibi bir yarı ampirik ifade geliştirmişlerdir.

$$\Delta u = \overline{E}_r \cdot \Delta\varepsilon_{vd} \tag{3}$$

Bu ifade de Δu boşluk suyu basıncındaki artışı, $\overline{E}_r$ tek boyutlu yük boşaltma eğrisinin başlangıç efektif gerilmesine karşılık gelen eğimini ve $\Delta\varepsilon_{vd}$ ise hacim birim deformasyondaki değişimi temsil etmektedir. Yazarlar bu ifadeleri ise Denklem 4 ve 5'te gösterildiği gibi tariflemişlerdir.

$$\overline{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m \cdot k_2 \cdot (\sigma'_{v0})^{n-m}} \tag{4}$$

$$\Delta\varepsilon_{vd} = c_1 \cdot (\gamma - c_2 \cdot \varepsilon_{vd}) + \frac{c_3 \cdot \varepsilon_{vd}^{\,2}}{\gamma + c_4 \cdot \varepsilon_{vd}} \tag{5}$$

Burada σ'_v ve σ'_{v0} sırasıyla düşey efektif gerilmenin herhangi bir andaki ve başlangıç durumundaki değerlerini, γ ve ε_{vd} sırasıyla tekrarlı kayma ve biriken hacim birim deformasyonları, c_i, m, n ve k_2 ise model katsayılarını göstermektedir. Bu ifade, Finn vd.'nin (1976, 1977) efektik gerilme tabanlı bünye modellerinin temelini oluşturmuştur. İlerleyen yıllarda, Byrne (1991) Denklem 5'i aşağıdaki gibi sadeleştirmiştir.

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = c_1 \cdot \exp\left(-c_2 \cdot \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \tag{6}$$

Öte yandan Dobry vd. (1985), Dobry vd. (1982)'nin deneysel verilerden yaptıkları çıkarımları ile Martin vd. (1975) yönteminden esinlenerek, Denklem 7'de sunulan modeli geliştirmişlerdir.

$$r_{u,N} = \frac{p \cdot f \cdot N_c \cdot F \cdot (\gamma_c - \gamma_{tvp})^b}{1 + f \cdot N_c \cdot F \cdot (\gamma_c - \gamma_{tvp})^b} \tag{7}$$

Burada, γ_c ve γ_{tvp} sırası ile tekrarlı kayma ve eşik hacim birim deformasyon değerlerini, f yüklemenin bir veya iki boyutlu olduğuna ilişkin bilgiyi temsil ederken; F, p ve b ise deneysel veri ile edilebilen model katsayılarını göstermektedir.

Söz konusu modeller, her ne kadar fiziksel kanunlara dayanıyor ve farklı ticari yazılımların bünyesinde yaygın olarak kullanılıyor olsalar da, belli sayıda malzeme katsayısının hassas şekilde tahminini gerektiriyor olmaları nedeniyle, bu yöntemlerin doğru ve pratik kullanımlarının önünde kısıtlayıcı bir engel olduğu düşünülmektedir.

2.3. Enerji Tabanlı Modeller

Bir başka grup araştırmacı ise modellerini birim deformasyon enerjisi kavramı üzerine geliştirimişlerdir. Bu çalışmalarda, boşluk suyu basıncı ile zeminin birim hacimi tarafından sönümlenen enerji ilişkilendirilmektedir. Bu amaçla ilk kez 1970'lerin sonlarından kullanılmaya başlanan bu tip modeller günümüze kadar pek çok araştırmacının dikkatini çekmiştir. Green vd. (2000) yakın zamanda benzer bir model sunmuştur (Denklem 8).

$$r_u = \sqrt{\frac{W_s}{PEC}} \leq 1 \tag{8}$$

Bu ifade de W_s zeminin birim hacmi tarafından sönümlenen enerji miktarını, *PEC* ise kalibrasyon amacıyla yazarlar tarafından tanımlanan bir parametreyi tariflemektedir. Yakın zamanda, Polito vd. (2008) mevcut deney verisini istatistiki olarak değerlendirmek suretiyle PEC parametresini, Denklem 9'daki gibi tanımlamışlardır.

$$\ln(PEC) = \exp(c_3 \cdot D_R) + c_4 \tag{9}$$

Burada c_3 ve c_4 model katsayılarıdır. Denklem 8 ile beraber kullanılmak için geliştirilen bu ifade Polito vd. (2008) çalışmasında GMP modeli olarak tanıtılmıştır. Bu model ve diğer mevcut enerji tabanlı yöntemler, düzensiz deprem dalgalarının harmonik eşdeğer dalgalara çevrilmesini gerektirmemekte ve gerilme (veya birim deformasyon) geçmişinin r_u-γ davranışına etkisini makul şekilde yakalayabilmektedir; fakat bu modellerin kullanımı ya bütün gerilme-birim deformasyon geçmişini ya da bunları doğru şekilde modelleyecek bünye modellerinin kullanımını gerektirmektedir. Bunun, bu tip modellerin temel limitasyonu olduğu düşünülmektedir.

Literatürde, bu bildiri kapsamında -sayfa kısıtlaması sebebiyle- değinilemeyen başka pek çok çalışma da mevcuttur. Bu çalışmalara ilişkin geniş bir özet Çetin ve Bilge (2011) çalışmasında sunulmuştur.

3. DENEY PROGRAMI VE VERİ TABANI DERLENMESİ ÇALIŞMALARI

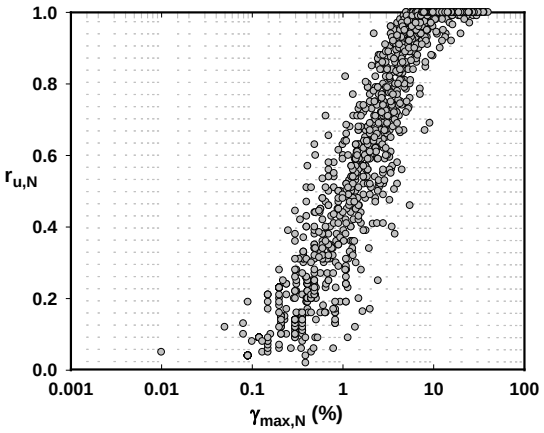
Yarı-ampirik ya da ampirik model geliştirme, doğrulama veya kalibrasyon amaçlı çalışmalar öncelikle yüksek nitelikli veritabanı derlenmesini gerekmektedir. Bu amaçla, temel problem parametrelerini (σ'_{v0}, D_R, r_u-γ geçmişi, *CSR*) içeren bir veritabanı oluşturulmuştur. Çalışmada kullanılmak üzere seçilen verinin genel bir özeti Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Çalışmada kullanılan veri kaynaklarının genel özeti

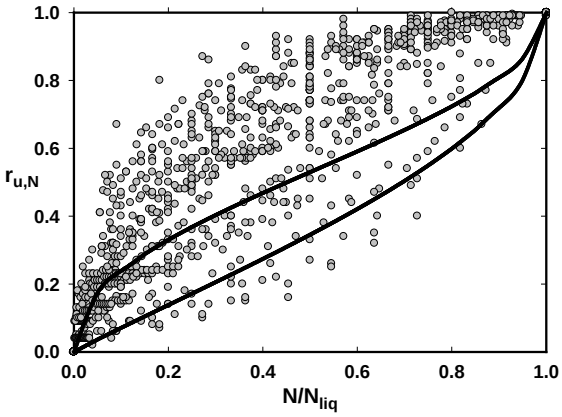
Veri Kaynağı	Deney Tipi	Kum Tipi	Numune Hazırlama Yöntemi	Veri Sayısı
Boulanger vd. (1991)	Basit kesme	Sacramento Irmak	Nemli tokmaklama	13
Wu vd. (2003)	Basit kesme	Monterey	Islak yağmurlama	50
Bilge (2005)	Tekrarlı üç eksenli	Kızılmak	Nemli tokmaklama Kuru yağmurlama	38
			Toplam	101

Kullanılan, 101 verinin 13'ü Boulanger vd. (1991) veri tabanından derlenmiştir. Bu çalışmada, nemli tokmaklama yöntemi ile hazırlanan Sacramento Irmak kumu üzerinde gerilme kontrollü basit kesme deneyleri yapılmıştır. Numuneler, 207 kPa düşey efektif gerilmeye K_0 koşulunda konsolide edilmiş ve tekrarlı yükleme frekansı 0.2 Hz olarak seçilmiştir. Bir diğer veri kaynağı olarak kullanılan Wu vd. (2003) çalışmasında ise, ıslak yağmurlama tekniğiyle hazırlanan Monterey kumu üzerinde benzer basit kesme deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmada, numuneler 40, 80 veya 180 kPa düşey efektif gerilmeye K_0 durumunda konsolide edilmiş, yükleme

frekansı ise 0.1 Hz olarak seçilmiştir. Veri tabanında bulunan tekrarlı üç eksenli deney sonuçları ise Bilge (2005) çalışmasından derlenmiştir. Bu çalışmada, farklı sıkılıklarda hazırlanan Kızılırmak kum örnekleri 100 kPa efektif çevre basıncı altında konsolide edilmiş ve ardından 1 Hz yükleme frekansı ile gerilme kontrollü olarak test edilmiştir. Üç eksenli deneylerden elde edilen eksenel birim deformasyonlar 1.5 ile çarpılarak eşdeğer kayma birim deformasyon değerlerine çevrilmiştir. Model geliştirme çalışmalarında kullanılmak üzere derlenen veri, r_u-γ ve N/N_{liq}-r_u uzaylarında sırasıyla Şekil 1 ve 2'de sunulmuştur. Veri tabanına ilişkin detaylı bilgi Bilge ve Çetin (2009) çalışmasında sunulmuş olduğu için burada daha fazla ayrıntıya girilmeyecektir.



Şekil1. Çalışmada kullanılan r_u-γ verisi



Şekil 2. Veritabanının N/N_{liq}-r_u uzayında sunumu

4. ÖNERİLEN YÖNTEM

Olasılıksal bir yöntemin geliştirilmesinde ilk adım, problemle ilgili gerekli parametreleri içeren sınır durum ifadesinin seçilmesidir. Sınır durum ifadesi genel olarak **g = g(x,Θ)** fonksiyonuyla ifade edilmektedir. Burada (**x**) tanımlayıcı parametreleri, **Θ** ise bilinmeyen model katsayılarını göstermektedir. Veri tabanındaki genel trendler, davranışı etkilediği bilinen parametreler ve geçmiş çalışmalardan esinlenerek farklı sınır durum ifadeleri denenmiş, sonuç olarak Denklem 10'da verilen ifade hem zemin davranışının farklı yönlerini (efektif gerilme ve bağıl sıkılığa bağlı olarak genleşen veya çeken zemin davranışı, birim deformasyona bağlı rijitlik azalım davranışı) yansıtması hem de deneysel veriyle en uyumlu sonuçları üretmesi sebebiyle tercih edilmiştir.

$$g_{r_{u,N}}(D_R,\sigma'_{v,0},\gamma_{\max,N},r_{u,N},\Theta)=\ln(r_{u,N})-\ln\left(1-\exp\left(-\frac{\theta_{1,r_{u,N}}\cdot\gamma_{\max,N}}{\theta_{2,r_{u,N}}+\theta_{3,r_{u,N}}\cdot\ln\sigma'_{v,0}-(D_R/100)}\cdot\left(\frac{\theta_{4,r_{u,N}}}{1+\gamma_{\max,N}}+1\right)\right)\right)+\varepsilon_{\ln(r_{u,N})} \qquad (10)$$

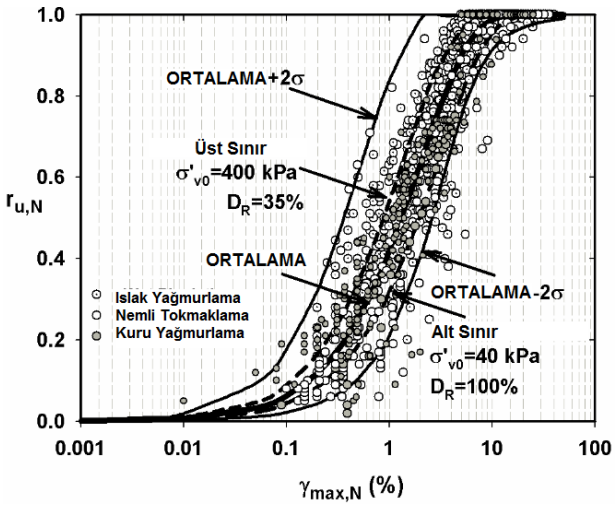
Bu ifade, etkisi olduğu halde fonksiyonda yer almayan tanımlayıcı parametrelerin varlığı ve seçilen matematiksel ifadenin ideal yapıda olmamasının etkisini göz önünde bulundurmak adına model düzeltme terimi de (ε) içermektedir. ε'nun ortalamasının sıfır olduğunu ve normal dağılım gösterdiğini varsaymak tarafsız bir model elde etmek adına makul ve uygun olacaktır (bir başka değişle model ortamala olarak her zaman doğru tahminler üretecektir). Düzeltme terimi, ε'nun standart sapması σ_ε ile gösterilmiştir ve bilinmeyen bu değerin tahmin edilmesi gerekmektedir. İlerde gösterileceği üzere, veri saçılması artan kayma birim deformasyon (γ_{max}) değerlerine bağlı olarak azalmaktadır, bu sebeple model belirsizliğinin γ_{max}'ın bir fonksiyonu olarak tanımlanması tercih edilmiştir (Denklem 11).

$$\sigma_{\varepsilon_{\ln(r_{u,N})}}=\frac{1}{\left(\gamma_{max,N}\right)^{\theta_{4,r_{u,N}}}+\theta_{5,r_{u,N}}} \qquad (11)$$

Bu durumda modelin içerdiği bilinmeyen katsayılar $\Theta = (\boldsymbol{\theta}, \sigma_\varepsilon)$ şeklinde gösterilebilir. Bu katsayıların tahmini için maksimum olabilirlik yöntemi kullanılmış ve bu analiz sonucu geliştirilen model Denklem 12'de sunulmuştur. Kullanılan olasılıksal yöntemin detayları Çetin ve Bilge (2011) çalışmasında sunulmuş olduğu için burada, sayfa kısıtlamaları da, dikkate alınarak tekrarlanmayacaktır.

$$\ln(r_{u,N}) = \ln\left(1-\exp\left(-\frac{-0.407\cdot\gamma_{\max,N}}{-0.486+0.025\cdot\ln\sigma'_{v,0}-(D_R/100)}\cdot\left(\frac{0.620}{1+\gamma_{\max,N}}+1\right)\right)\right)\pm\frac{1}{\left(\gamma_{\max,N}\right)^{1.375}+1.889} \qquad (12)$$

Şekil 3'te mevcut deney verisi ile i) D_R= 100 % ve $\sigma'_{v,0}$ = 40 kPa ("genleşen"), ii) D_R = 35 % ve $\sigma'_{v,0}$ = 400 kPa ("çeken") ve iii) D_R= 63 % ve $\sigma'_{v,0}$ = 99 kPa (derlenen veritabanı için ortalama değerler) koşulları için önerilen model ile geliştirilen ru eğrileri ile birlikte sunulmuştur. Ortalama ± 2 standart sapma eğrileri de önerilen modelin deney verisini çok büyük ölçüde kapsadığını göstermek için bu şekilde sunulmaktadır. Burada ortalama + 2 standart sapma eğrisi hazırlanırken r_u'nun fiziksel sınırı olan 1.0 dikkate alınmıştır. Bu şekil model tahminlerini başarısına ilişkin genel bir fikir verse de, hem önerilen modelin tahmin performansını hem de 2. Bölüm'de tanıtılan mevcut modellerin performanslarını değerlendirmek üzere ayrı bir çalışma daha yapılmıştır.

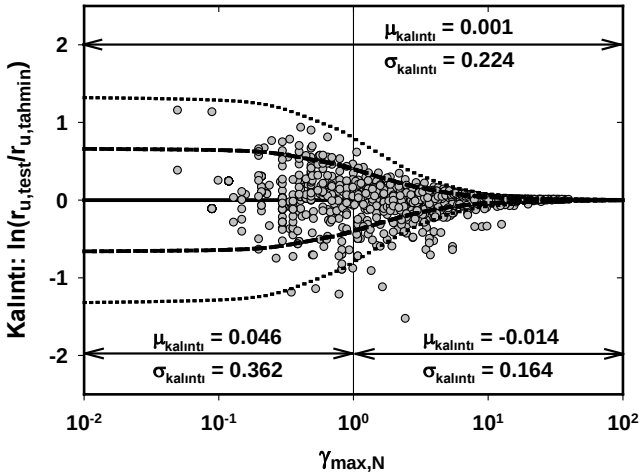


Şekil 3. Geliştirilen r_u eğrilerinin deney verisi ile gösterimi

5. MODEL TAHMİN PERFORMANSLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Model performans değerlendirmesi için tanımı Denklem 13'te verilen "kalıntı" (residual) değeri esas alınmış, bu değer boşluk suyu basınç oranı (r_u) tahmini yapılan her bir veri noktası için hesaplanmış ve model başarısını belirlemek üzere hesaplanan kalıntı değerlerinin ortalama ve standart sapması kullanılmıştır. Örnek teşkil etmesi bakımından önerilen model için hesaplanan kalıntı değerlerinin kayma birim deformasyon ile değişimi Şekil 4'te sunulmuştur. Görüldüğü üzere γ_{max} değeri arttıkça veri saçılması azalmaktadır; bu davranış önceki bölümde değinilen γ_{max} bağımlı σ_ε seçiminin temel sebebidir. Davranışı daha detaylı incelemek adına kalıntı değerleri γ_{max} değerinin %1'den büyük ve küçük olduğu durumlar için de ayrıca belirlenmiş ve yine Şekil 4 üzerinde gösterilmiştir.

$$\text{Kalıntı} = \ln\left(r_{u,test} / r_{u,tahmin}\right) \qquad (13)$$



Şekil 4. Önerilen model için kalıntı değerlerin γ_{max} ile değişimi

Performans karşılaştırma çalışması kapsamında, kısa bir özeti 2. Bölüm'de verilmiş olan Seed vd. (1975), Martin vd. (1975), Dobry vd. (1985), Byrne (1991), GMP (2000) ve Polito vd. (2008) modelleri derlenen veri tabanı kullanılarak test edilmiştir. Mevcut ve yaygın kullanımı olduğu düşünülen bu yöntemlerin ürettiği tahminler için elde edilen kalıntı değerlere ait ortalama ve standart sapma verisi Tablo 2'de sunulmuştur. Bu yöntemler için hesaplanan kalıntı değerlerin kayma birim deformasyonla değişimlerini özetleyen şekiller Bilge ve Çetin (2009) çalışmasında ayrıntılı olarak sunulduğu için burada tekrarlanmamıştır.

Tablo 2. Model performanslarının özeti

Model	$\gamma_{max,N} \geq 1$ %		$\gamma_{max,N} < 1$ %		$0 < \gamma_{max,N} < \infty$	
	$\mu_{kalıntı}$	$\sigma_{kalıntı}$	$\mu_{kalıntı}$	$\sigma_{kalıntı}$	$\mu_{kalıntı}$	$\sigma_{kalıntı}$
Bu çalışma	-0.014	0.164	0.046	0.362	0.001	0.224
Seed vd. (1975)	0.525	0.357	0.353	0.506	0.456	0.431
Martin vd. (1975)	0.060	0.502	0.240	0.737	0.121	0.585
Dobry vd. (1985)	0.052	0.195	0.145	0.648	0.070	0.357
Byrne (1991)	-0.129	0.283	-0.091	0.589	-0.116	0.412
GMP	0.092	0.227	0.069	0.475	0.080	0.309
Polito vd. (2008)	0.339	0.244	-0.065	0.466	0.182	0.378

Tablo 2'de sunulan çizelge yorumlanırken, mutlak değerce daha düşük ortalama kalıntının ve standart sapmanın daha hassas ve kesin model tahminleri ürettiği, diğer değişle daha başarılı bir modeli işaret ettiği unutulmamalıdır. Buradan hareketle, önerilen modelin gerek düşük ($\gamma_{max,N} < 1$ %), gerek yüksek ($\gamma_{max,N} \geq 1$ %), gerekse de bütün $\gamma_{max,N}$ aralığı için en başarılı tahminleri ürettiği sonucuna varılabilir.

6. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada, suya doygun temiz kumların tekrarlı boşluk suyu basıncı gelişim davranışlarının belirlenmesi amacıyla yarı ampirik ve olasılık tabanlı bir model geliştirilmiştir. Bu amaçla tekrarlı üç eksenli ve basit kesme deney sonuçlarını içeren bir veri tabanı derlenmiş ve bu deneysel veri model geliştirme çalışmalarının yanı sıra bazı mevcut yöntemlerin performanslarını karşılaştırmalı olarak değerlendirmek amacıyla da kullanılmıştır.

Model performansları, "kalıntı" değerlerin ortalama ve standart sapmalarını kullanarak değerlendirilmiştir. Tablo 2'de özetlenen veriye göre, önerilen modelle yapılan r_u tahminleri deneysel ölçümlerden ortalamada sadece %0.1 oranında daha düşüktür. Öte yandan γ_{max} değeri %1'den yüksek olduğunda yapılan tahminler ortalamada deney ölçümlerinden %1.4 oranında yüksek, γ_{max} değerinin %1'den küçük olduğu durumda ise yapılan tahminler ölçümlerden %4.7 oranında düşük olmaktadır. Öte yandan Seed vd. , Martin vd., Dobry vd. ve GMP modelleri ile yapılan tahminlerin ise bütün γ_{max} aralıklarında ölçülen r_u değerlerinden %5.3 ile %69 değişen oranlarda daha düşük oldukları görülmektedir. Byrne (1991) yöntemi ile yapılan tahminlerin ise tüm γ_{max} aralıklarında ölçümlerden %8.7 ile %12.1 arasında değişen oranlarda daha yüksek olduğu görülmüştür. Polito vd. modeli ise yüksek γ_{max} değerleri ve genel ortalamada deneysel ölçümlerden sırasıyla %40.4 ve %20 oranlarında daha düşük tahminler üretirken, düşük γ_{max} değerleri için ise yapılan tahminler ölçümlerden %6.3 oranında daha yüksek olmaktadır. Bu gözlemler, önerilen yöntemin mevcut benzerlerine göre çok daha hassas ve çok daha kesin r_u tahminleri ürettiğini göstermektedir.

Hem daha başarılı model tahminleri üretmesi, hem olasılıksal yapısı ile problem belirsizliklerini dikkate alması, hem de içeriğinde dinamik zemin davranışının farklı yönlerini dikkate alan bileşenler bulunuyor olmasından dolayı önerilen bu yeni modelin mevcut benzerlerine göre önemli bir ilerleme olduğuna inanılmaktadır.

KAYNAKLAR

Bilge, H. T. (2005). Volumetric and deviatoric strain behavior of cohesionless soils under cyclic loading. Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Turkiye.

Bilge, H. T., ve Cetin, K. O. (2009). Cyclic large strain and induced pore pressure response of saturated clean sands. *Rep. No. METU/GTENG 09/12-01*, Middle East Technical Univ. Soil Mech. & Foundation Eng. Research Center, Ankara, Turkey.

Boulanger, R. W., Seed, R. B., Chan, C. K., Seed, H. B., and Sousa, J. (1991). Liquefaction behavior of saturated sands under uni-directional and bi-directional monotonic and cyclic simple shear loading. *Geotechnical Report No. UCB/GT/91-08*, University of California, Berkeley, California.

Cetin, K. O., ve Bilge, H. T. (2011). Cyclic large strain and induced pore pressure models for saturated clean sands. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental. Engineering.* (yayım sırasında).

Dobry R., Ladd R. S., Yokel F. Y., Chung R. M., Powell D. (1982). "Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method." *National Bureau of Standards Building Science Series 138*, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce.

Dobry, R., Pierce, W. G., Dyvik, R., Thomas, G. E., and Ladd, R. S. (1985). "Pore pressure model for cyclic straining of sand." *Research Report 1985-06*, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.

Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., and Ragheb, A. (2003). "Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils." *International Journal of Plasticity*, 19, 883-905.

Green, R. A., Mitchell J. K., and Polito C. P. (2000). "An energy-based excess pore water pressure generation model for cohesionless soils." *Proc., John Booker Memorial Symp.- Developments in Theoretical Geomechanics*, D. W. Smith and J. P. Carter, eds., Balkema, Rotterdam, Netherlands, 383-390.

Lee, K. and Albaisa, A. (1974). "Earthquake induced settlements in saturated sands." *J. Geotech. Eng. Div.*, 100(4), 387-405.

Polito, C. P., Green, R. A., and Lee, J. (2008). "Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(10), 1490-1500.

Seed H.B., Martin P.P., and Lysmer J. (1975). "The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction." *Geotechnical Report No. EERC 75-26*, Univ. of California, Berkeley, California.

Wu, J., Seed R. B., and Pestana, J. M. (2003). Liquefaction triggering and post liquefaction deformations of Monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear loading. *Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GE-2003/01*, University of California, Berkeley, California.