

**Proje No: 102I064 (İÇTAG I590)**

**Sıvılaşabilir Zeminler Üzerinde Yer Alan Binalarda Sıvılaşma Etkisinin Doğal Sismik Taban İzolatörü Olarak Kullanılması**

Doç.Dr. B.Sadık BAKIR  
Y.Doç.Dr. M.Tolga YILMAZ

ARALIK 2007  
ANKARA

## **Önsöz**

Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) tarafından 1021064 (İÇTAG 1590) kod numaralı araştırma projesi kapsamında desteklenmiştir. Araştırmalar Orta Doğu Teknik Üniversitesinde gerçekleştirilmiş, sonuçlar bir doktora tezi kapsamında detaylı olarak sunulmuştur. Araştırmacılar sağlanan finansal destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunarlar.

## İçindekiler

Öz	1
Abstract	3
I. Giriş	5
II. Adapazarı İnce Daneli Zeminlerinin Sismik Yükler Altında Davranışı	6
III. Sığ Radye Temelin Devrilme Momenti Kapasitesi	14
IV. Sismik Temel Devrilmesi Potansiyelinin Basit Hesabı	17
IV. Yöntemin Vaka Analizleri İle Denenmesi	23
V. Sonuçlar	30
REFERANSLAR	31

## Şekiller

Şekil 1. Monotonik yükleme deneyleri ile elde edilen akmaya yol açan $q'/p$ oranı	7
Şekil 2. Laboratuvar deneylerine tabi tutulan Adapazarı numunelerinin plastisite grafiği üzerindeki yerleri.	7
Şekil 3. Numunelerin monotonik, ani ve çevrimsel yükler altındaki kuvvet-deformasyon davranışları	9
Şekil 4. Akma dayanımının çevrimsel yükler ile geçildiği deneylerde elde edilen deformasyon-çevrim sayısı ilişkisi.	11
Şekil 5. Denklem 1 ile ani yükleme deneylerinin karşılaştırılması.	12
Şekil 6. Ani yükleme deneyleri sonucunda elde edilen $\alpha$ ve $\beta$ parametreleri.	13
Şekil 7. Ani yüklemelerde akma dayanımının 1.5 katına ulaşıldığında ortaya çıkacak eksenel birim boyca uzama hızlarının karşılaştırılması.	13
Şekil 8. Ani ve çevrimsel yüklerden elde edilen $\alpha$ değerlerinin karşılaştırılması.	14
Şekil 9. Analizlerde kullanılan sonlu eleman modeli	15
Şekil 10. $M_u/VB$ ve FS arasındaki ilişkinin üç değişik zemin davranışı göz önüne alınarak incelenmesi.	17
Şekil 11. hesapta kullanılan basit zemin-yapı etkileşimi modeli	18
Şekil 12. Adapazarı (Sakarya) DB kaydı ve alüvyon sahalardaki sismik talebi temsil eden sentetik yer hareketinin tepki spektrumlarının karşılaştırılması.	24
Şekil 13. Adapazarı'nda aşırı temel deplasmanları gözlemlenmiş 5 farklı sahadan elde edilmiş sığ kayma dalgası hızı ( $V_{s0}$ ) profilleri (Bray et al., 2001).	25
Şekil 14. Adapazarı vakaları için elde edilen $u_{ir}$ ve $a_y$ arasındaki ilişki.	26

Şekil 15. Adapazarı'nda hesaplanan ve gözlemlenen devrilme açılarının karşılaştırılması.	27
Şekil 16. Mexico City vakaları için gözlemlenen ve hesaplanan temel dönme açısının $u_{ir}$ aracılığı ile karşılaştırılması.	28
Şekil 17. Elasto-plastik salınımcının asimetrik davranışın sebep olduğu kalıcı deplasman talebi $u_{ir}$ üzerindeki artış: (a) sentetik Adapazarı kaydı, (b) SCT kaydı kullanılarak.	29

### Tablolar

Tablo 1. FEMA 368, Tablo 5.8.2.1.1 ile verilen Kayma dalgası hızı için düzeltme faktörleri (BSSC, 2001)	19
---	----

## Öz

1985 Meksika depreminde Mexico-City’de ve 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı’nda, suya doygun silt-kil karışımları üzerinde yer alan sığ radye temeller kalıcı deplasmanlara maruz kalmıştır. Yumuşak yüzey zeminleri, sığ yer altı suyu, kısıtlı temel derinliği, ve derin alüvyon çökelleri her iki durumda temel deplasmanlarına ilişkin olarak görülen ortak özelliklerdir. Edinilen deneyime bağlı olarak, düzgün temel oturmaları aşırı olması durumunda dahi bina türü yapıların deprem sonrası kullanılabilirliğini etkilemediği, ancak temellerde meydana gelecek eğilmelerin yapının kullanılabilirliği bakımından özellikle sorun yarattığı bilinmektedir. Bu çalışmada, ince daneli zeminler üzerinde yer alan sığ radyelerin sismik yükler altındaki kalıcı eğilme potansiyelinin öngörülebilmesi amacıyla basitleştirilmiş bir yöntem geliştirilmiştir.

Adapazarı’nda temel deplasmanlarının belirgin olarak meydana geldiği sahalarda karşılaşılan silt-kil karışımlarının drenajsız kayma ve deformasyon davranışları, anisotropik olarak konsolide edilmiş doğal zemin örnekleri üzerinde bir dizi standart ve hızlı monotonik, ve gerilme-kontrollü çevrimsel üç eksenli testler gerçekleştirilerek incelenmiştir. Test sonuçları, bu zeminlerin kayma dayanımının Kocaeli depremi ile kıyaslanabilir yükler altında önemli oranda değişmediğini; ancak plastik birim deformasyon özelliklerinin, yükleme moduna ve yük seviyesinin monotonik kayma dayanımına göre seviyesine bağlı olduğunu ortaya koymaktadır.

Laboratuvar sonuçlarına bağlı olarak, doğrusal olmayan zemin-temel-yapı sisteminin tepkisi tek-derece-serbestisi olan elastik-mükemmel plastik titreşir sistem davranışına indirgenmiştir. Bu idealize sistemin doğal periyodu basit zemin-yapı-etkileşimi denklemlerine bağlı olarak ifade edilmiştir. Temelde taşıma kapasitesi yenilmesine sebep olan ve yapısal kütleyle uygulanan pseudo-statik akma ivmesi, sonlu elemanlar yöntemi ile tahmin edilmektedir. Neticede, temellerin dönme potansiyeli sistemin doğrusal olmayan tepkisi kullanılarak tahmin edilmektedir. Deprem hız dalgası periyodunun saha periyodu ile tutarlı olduğu derin alüvyon sahaların sismik mukabelesinin, düşük taşıma kapasitesine sahip temel sistemlerinin elastik olmayan davranışı üzerindeki etkisi belirgindir.

Geliştirilen yöntemin öngörü kapasitesi vaka verileri kullanılarak denenmiştir. Yöntemin, düşük sismik taşıma kapasitesinin söz konusu olduğu durumlar dışında dışında, kalıcı temel eğilmesi potansiyelini tutarlı olarak tahmin edebildiği gözlemlenmiştir. Sapmalar, düşük mukavemetli sistemlerin asimetrik davranışa olan hassasiyeti ve sismik talepteki belirsizlik ile açıklanmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Adapazarı, Kil, Kocaeli depremi, Meksika depremi, Radye temeller, Sismik performans, Silt, Saha tepkisi, Temel deplasmanları, Temel eğilmesi

## Abstract

Occurrence of displacements of the shallow mat foundations resting on saturated silt-clay mixtures were reported in Mexico City during 1985 Mexico Earthquake, and in Adapazarı during 1999 Kocaeli Earthquake. Soft surface soils, shallow ground water, limited foundation embedment and deep alluvial deposits were the common features pertaining to such foundation displacements in either case. Experience shows, while uniform foundation settlements, even when excessive, do not limit post earthquake serviceability of building structures; whereas, tilting is particularly problematic in this respect. In this study, a simplified methodology is developed to estimate the seismically induced irrecoverable tilting potential of shallow mats on fine saturated soils.

The undrained shear and deformation behavior of silt-clay mixtures encountered at the Adapazarı sites with significant foundation displacements are investigated through a series of standard and rapid monotonic, and stress-controlled cyclic triaxial tests conducted over anisotropically consolidated natural soil samples. Test results show that, while the shear strength of these soils do not significantly degrade under means of loading comparable to that of Kocaeli earthquake, their plastic strain accumulation characteristics critically depend on the mode of loading as well as the relative levels of applied load with regard to the monotonic strength.

Based on the results of laboratory tests, the response of nonlinear soil-foundation-structure system is reduced to a single-degree-of-freedom oscillator with elastic-perfectly plastic behavior. The natural period of the system is expressed by simplified soil-structure-interaction equations. Pseudo-static yield acceleration, which is required to initiate the foundation bearing capacity failure when applied to the structural mass, is estimated by the finite-element method. Eventually, the tilting potential of the foundations is estimated utilizing inelastic response of the nonlinear oscillator. Response of the deep alluvium sites, which involves velocity pulses with periods consistent with the fundamental site period, is significant in determination of inelastic response of low bearing capacity systems.



Predictive capability of the methodology developed is tested with actual case data. The methodology is observed to predict irrecoverable tilting potential of foundations consistent with the observations, except for the cases with low seismic bearing capacity. Deviations are explained considering the sensitivity of low-strength systems to asymmetrical behavior and uncertainties involved in seismic demand.

**Keywords:** Adapazarı, Clay, Foundation displacements, Foundation tilting, Kocaeli earthquake, Mat foundations, Mexico earthquake, Seismic performance, Silt, Site response.

## I. Giriş

Adapazarı'nda 17 Ağustos 1999 İzmit depreminde meydana gelen hasarlar incelendiğinde, can kaybına yol açan çökme tipi hasarın diğer belirgin hasar tipi olan aşırı temel oturmaları vakalarından farklı lokasyonlarda ortaya çıktığı belirlenmiştir. Bu çalışma kapsamında, Afet İşleri Genel Müdürlüğünden temin edilen Adapazarı hasar verileri taranarak depremde çöken binaların mahalle bazında dökümü yapılmış, ayrıca, Sakarya Üniversitesinden kentte çöken binaların yaklaşık yarısının koordinatlarının içeren bir veri tabanı temin edilmiştir. Bunun haricinde, farklı kaynaklardan Adapazarı il merkezi dahilinde gerçekleştirilen geoteknik etüd bilgileri derlenmiştir. Çöken binalara ilişkin verinin Adapazarı'nda mevcut sığ (yüzey) zeminleri ile karşılaştırılması sonucunda çökme olaylarının genel olarak daha sert/sıkı sığ zeminler üzerinde yer aldığı belirlenmiştir (Bakır ve diğ., 2005).

Adapazarı'nda çöken binaların konumları ile zemin koşullarının karşılaştırılmasına ilişkin bu çalışmanın sonuçları, sıvılaşabilir nitelikte olmayan zayıf sığ zeminlerin büyük depremler sırasında doğal taban yalıtımcısı vazifesi görebileceğini çok net bir şekilde ortaya koyması bakımından son derece önemlidir. Benzer gözlemler, dünyanın farklı yerlerinde olan depremlerden sonra da rapor edilmiştir (detaylı bir literatür taraması Bakır ve diğ., (2005) tarafından sunulmuştur). Bu durum deprem hareketi sırasında zayıf zeminler üzerinde yer alan binaların temellerinde taşıma kapasitesinin aşılması sonucu meydana gelen deplasmanların binanın deprem sonrası kullanılabilirliği bakımından kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalabilmesi için gerekli koşulların belirlenmesini gerektirmektedir. Deprem sonrasında Adapazarı'nda bina temellerinde meydana gelen deplasmanlara ilişkin olarak yapmış olduğumuz gözlemler, oturma formundaki deplasmanların, istisnai durumlar dışında, büyük ölçüde düzgün ve kabul edilebilir sınırlar içinde kaldığını göstermiştir. Bu durumdaki binaların bir bölümünde deprem sonrasında güvenlik ve kullanılabilirlik bakımından sorun yaşanmamıştır. Diğer taraftan, temellerinde devrilme (dönme) formunda deplasman meydana gelen binaların büyük bir bölümü, yapısal olarak herhangi bir hasar görmemiş olmalarına rağmen, dönme miktarlarının kabul edilebilir sınırları aşmış olması nedeniyle kullanım dışı kalmıştır. Bu binaların bir bölümü daha sonra eksentrik yükleme ve temel altında boşaltma yapılarak düzeltilebilmişse de, büyük bir kısmının yıkılarak yeniden yapılması gerekmiştir, zira bu tür onarımlar genel olarak zor ve pahalıdır.

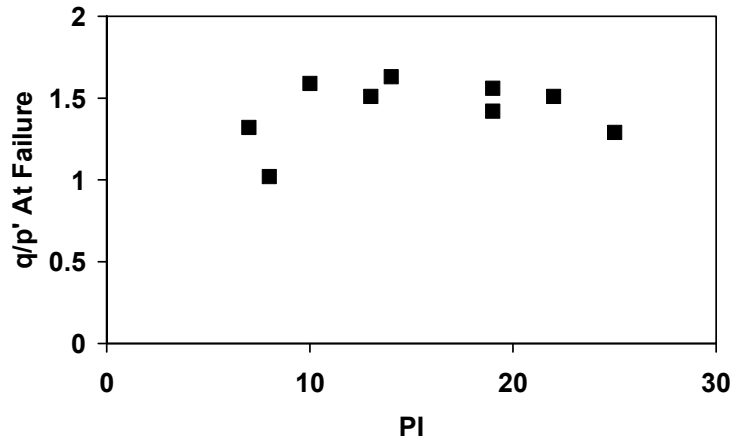
Bu tecrübe doğrultusunda, proje kapsamında deprem yükleri altında bina temellerinde meydana gelebilecek dönme formundaki deplasmanların kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalabilmesi için gerekli koşulların belirlenmesine yönelik bir hesaplama yöntemi geliştirilmiştir. Çalışma, özellikle Adapazarı'na ilişkin gözlem ve saha verilerine dayandığından, yumuşak ince daneli zeminler üzerinde yer alan sığ radye temellerle kısıtlıdır. Derin temeller ve sıvılaşabilir kumlu zeminler bu çalışmanın kapsamının dışında kalmaktadır. Çalışmanın detayları, bu araştırmalar sonucunda Yılmaz (2004) tarafından sunulan doktora tezinde yer almaktadır.

Çalışma genel hatlarıyla birbirine bağlı üç safhayı kapsamaktadır. Birinci kısımda, doymun yumuşak/gevşek ince daneli zeminlerin sismik yükler altındaki davranışının incelenmesi amacıyla, Adapazarı'ndan temin edilen numuneler laboratuvar ortamında deneylere tabi tutulmuştur. İkinci kısımda, sığ temelin devrilme momentine karşı direncinin hesaplanabilmesi için bir hesap yöntemi geliştirilmiştir. Üçüncü kısımda ise, doymun ince daneli zeminler üzerinde yer alan sığ radye temeller üzerindeki kalıcı devrilme açısının basit hesabı için bir yöntem önerilmiş, bu yöntem Adapazarı ve Mexico City'deki vakalar için uygulanmıştır.

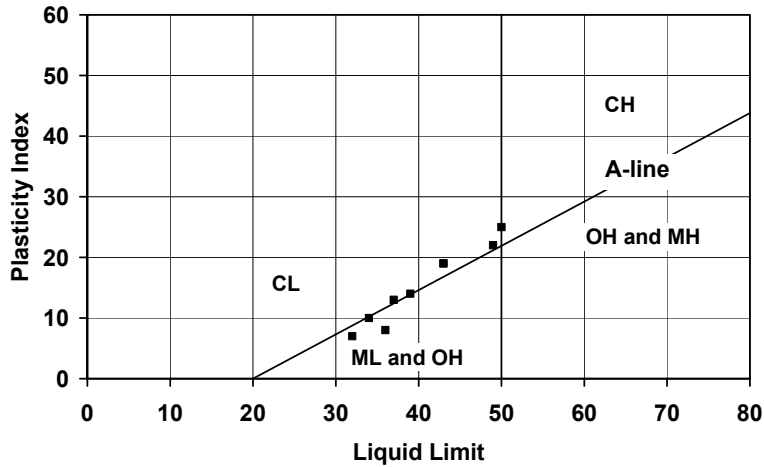
## **II. Adapazarı İnce Daneli Zeminlerinin Sismik Yükler Altında Davranışı**

Adapazarı'nda gözlemlenen aşırı temel deplasmanlarına maruz kalmış temellerin yer aldığı sahalarda zeminlerin sondajlı araştırmalarla incelenmesi sonucunda, bu temellerin genel olarak doymun ve düşük SPT darbe sayıları veren siltli-killi zeminler üzerinde yer aldıkları belirlenmiştir. Bu vakalara ait detaylı bilgi Yılmaz (2004) tarafından verilmektedir. Bu sahalardan 10 cm çapındaki tüplerle örselenmemiş numuneler alınarak, O.D.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünde üç eksenli dinamik ve monotonik deneyler gerçekleştirilmiştir. Numune çapının büyüklüğü, numune alınımını zorlaştırırsa da, aşırı heterojenlik gösteren katmanlarda aynı noktadan 2 numune elde edilmesini sağlamıştır. Bu numunelerin ikisi de aynı basınçlar altında konsolide edilerek drenajsız yükleme deneyine tabi tutulmuşlardır. Numunelerden birisi monotonik yüklemeye tabi tutulurken, diğeri çevrimsel yüklemeye maruz bırakılmış, böylece sonuçların karşılaştırılabilmesi mümkün olmuştur.

Şekil 1 ile monotonik yükleme sonucu akmaya yol açan  $q' (= \sigma'_a - \sigma'_r) / p (= (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3)$  oranları verilmektedir. Bu değerler, malzemenin drenajlı iç sürtünme açısı için  $26^\circ$  ila  $34^\circ$  değerlerine işaret etmektedir. Akma sırasında önemli bir dilatasyon görülmemiştir. Şekilde yatay eksen (PI), numunelerin plastisite endeks değerleri olup, sonuçların bu değerden önemli oranda etkilenmediği gözlemlenmiştir. Elde edilen numunelerin Atterberg limitleri incelendiğinde, bu malzemelerin silt (ML) ve kil (CL) arasında geçiş çizgisi olan A-çizgisi üzerinde yer aldığı belirlenmiştir (Şekil 2).



Şekil 1. Monotonik yükleme deneyleri ile elde edilen akmaya yol açan  $q'/p$  oranı

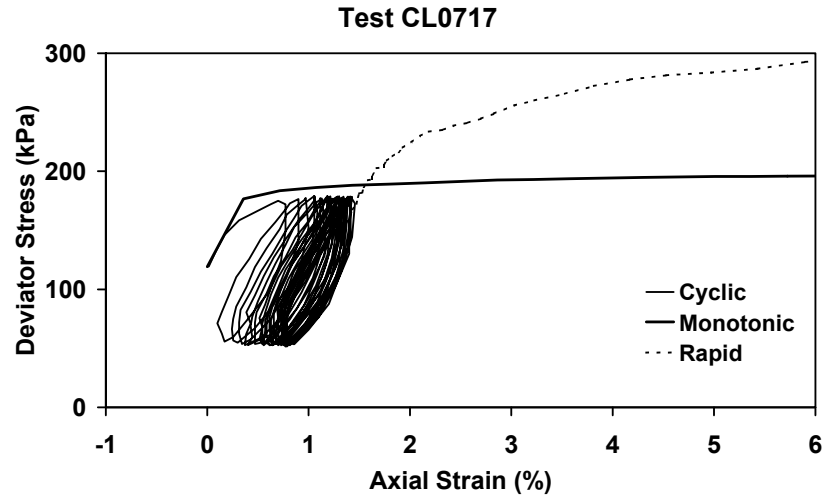
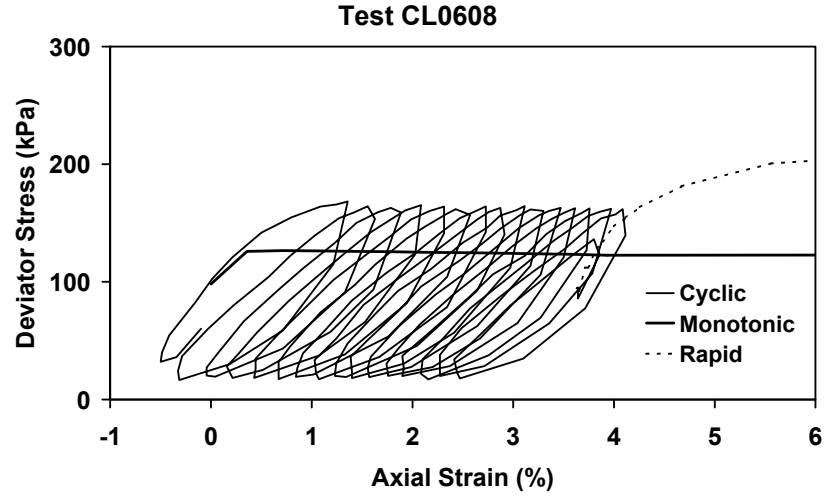


Şekil 2. Laboratuvar deneylerine tabi tutulan Adapazarı numunelerinin plastisite grafiği üzerindeki yerleri.

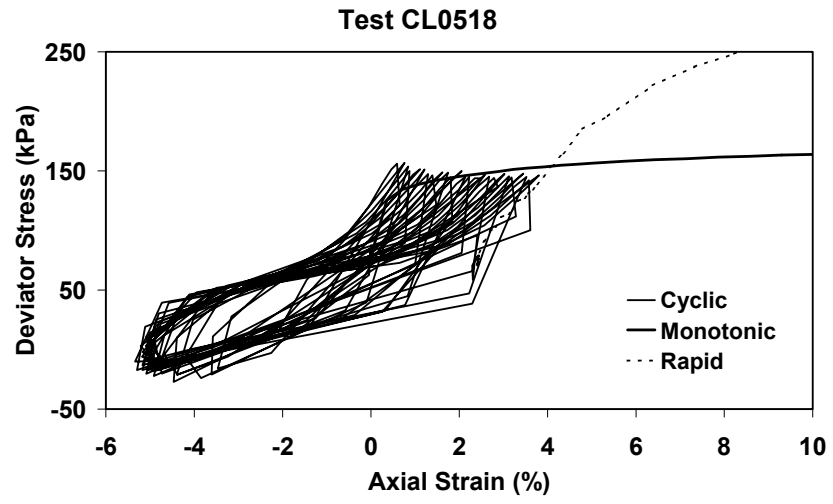
Yapı altındaki zeminlerde oluşan anizotropik gerilme koşulları göz önüne alınarak, numuneler anizotropik konsolidasyona tabi tutulmuşlardır. Deprem sırasındaki yükleme hızları düşünülerek saniyede bir çevrim frekansı ile yapılan çevrimsel yüklemeler, monotonik akma dayanımını geçecek veya geçmeyecek şekilde yapılarak, bu iki farklı durum karşısında numunelerin deformasyon davranışları incelenmiştir (Şekil 3). Numunelerin, monotonik yükleme ile belirlenen akma dayanımı geçildiğinde, her çevrimde sabit bir birim boyca kısalmaya maruz kaldıkları görülmüştür (Şekil 4). Çevrim sayısı arttıkça bu deformasyon rejiminde farkedilebilir bir artış olmamaktadır. Akma dayanımı geçilmediği zaman ise, toplam deformasyonların bir sabit değere yaklaşarak, bir noktadan sonra numunelerin deformasyonlarda önemli bir artış göstermediği belirlenmiştir.

Yukarıdaki gözlemlerin sadece basma değil, çekme yönünde de geçerli olduğu deneylerle tesbit edilmiştir. Daha önemlisi, hem basma hem de çekme yapılan çift yönlü yüklemelerde malzemenin her iki yönde bir maksimum deformasyon hafızasının olduğu, yüklendiği yöndeki daha önce oluşmuş deformasyonlara bağlı kalarak deformasyon rejimini devam ettirdiği belirlenmiştir. Bunun yanında, yük çevrimi sayısı arttıkça bu deformasyon rejiminde bir değişiklik olmamıştır.

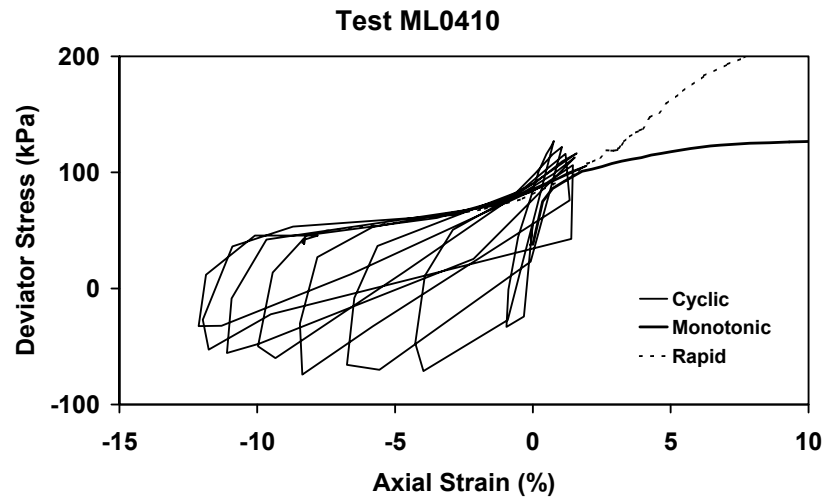
Malzemenin ani ve aşırı sismik yüklemelere karşı akma dayanımında önemli bir düşüş olup olmadığını anlamak için, çevrimsel yükleme safhasından sonra, numunenin birkaç saniye içinde aşırı miktarda deforme olmasına yol açan, ani yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda, malzemelerin çevrimsel yükler sonucunda monotonik ve hızlı yüklemelere karşı önemli bir akma dayanımı hazır bulundurduğu gözlemlenmiştir. Dolayısı ile, bu numuneler sıvılaşma olarak isimlendirilebilecek, çevrimsel yükleme sonucunda akma dayanımında önemli bir düşüş göstermemektedir. Bu durum, Adapazarı üzerinde yer alan bu tip zeminler için monotonik deneyler ile belirlenen mukavemet parametrelerinin temellerin sismik yenilme hesabında kullanılabilirliğini göstermektedir. Ancak, oluşan deformasyon rejimi akma sırasında viskoplastik bir davranışa işaret etmektedir.



Şekil 3. Numunelerin monotonik, ani ve çevrimsel yükler altındaki kuvvet-deformasyon davranışları

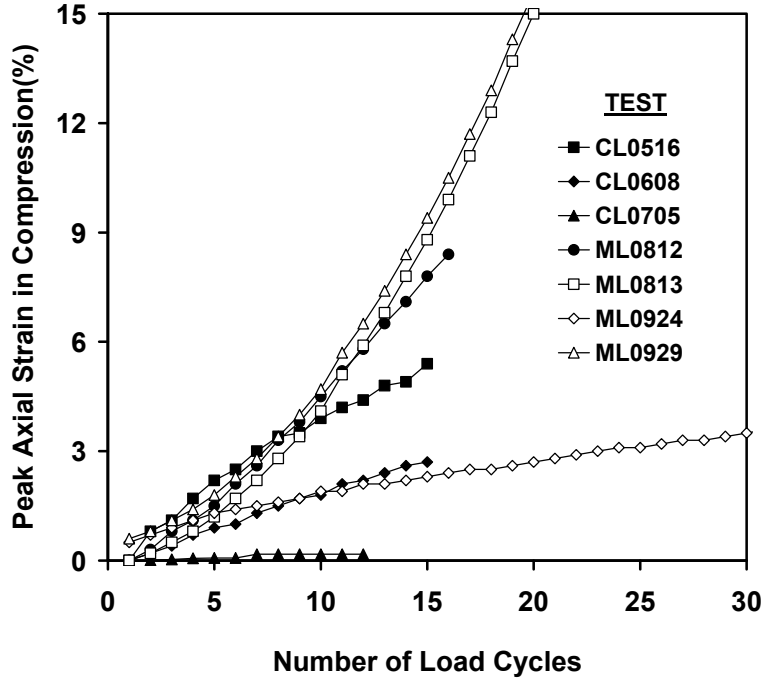


(c)



(d)

Şekil 3. (devamı)



Şekil 4. Çevrimsel yükleme sırasında akma dayanımının geçildiği deneylerde elde edilen deformasyon-çevrim sayısı ilişkisi.

Zeminlerin monotonik akma dayanımının kısa süreli çevrimsel yüklerle geçildiği durumlarda gelişen deformasyonların hesabı için Hyde ve Brown (1976) tarafından killer için önerilen sünme denklemi kullanılmıştır. Bunun sonucunda, monotonik yükleme için belirlenmiş akma dayanımını  $t_1$  ve  $t_2$  zaman aralığında geçen ani yüklemelerde gelişen birim boyca uzamalar şu denklem ile hesaplanır:

$$\ln(\epsilon) = \alpha + \beta \cdot \sigma(t) \quad (1)$$

Burada  $\alpha$  ve  $\beta$  deneyle belirlenmesi gereken malzeme parametreleridir.  $\alpha$  ve  $\beta$  parametreleri monotonik ani yükleme deneyleri ile belirlenmiştir (Şekil 5). Ancak, bu parametrelerin birbirinden bağımsız olmadığı, aralarında önemli bir korelasyon olduğu görülmüştür (Şekil 6).

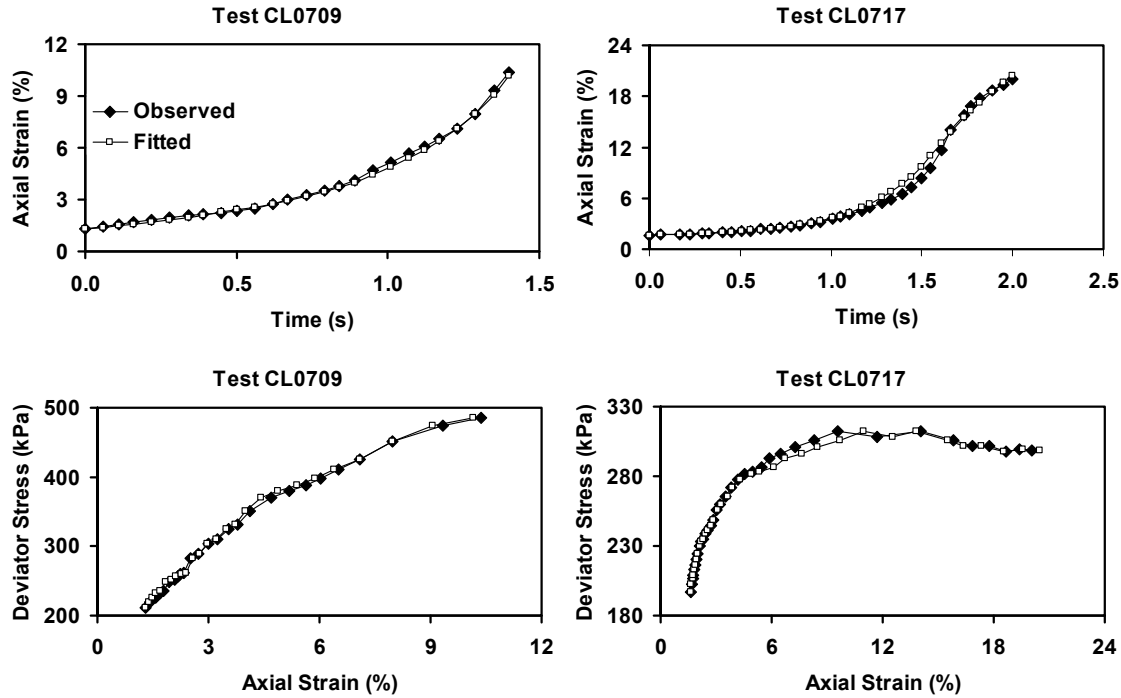
Frekansı  $\omega$  olan her yük çevriminde numunede gelişecek birim boyca değişim aşağıdaki formülle hesaplanır:



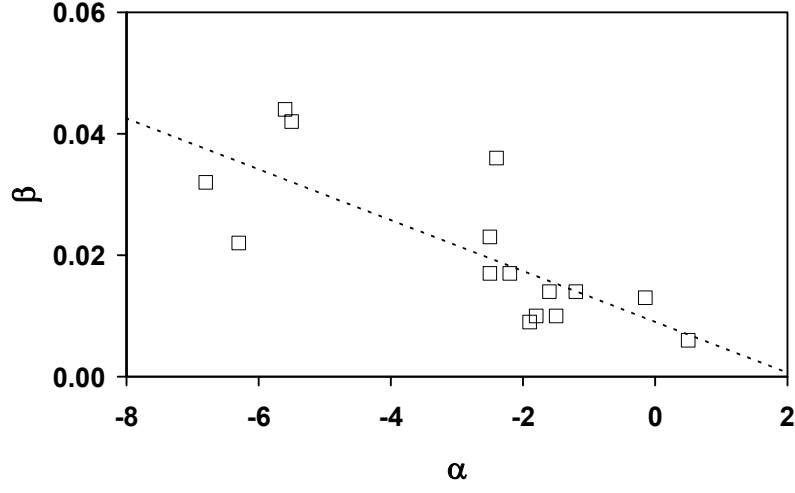
$$\Delta \varepsilon_{cyc} = 2 \cdot e^{\alpha + \beta \sigma_{ave}} \int_{t_1}^{\pi/2\omega} \left( e^{\beta \sigma_{cyc}} \right) \sin(\omega t) dt \quad (2)$$

Denklem (2) kullanılarak, farklı deneylerde elde edilen  $\alpha$  ve  $\beta$  değerleri için ani yükleme sırasındaki birim boyca uzama hızı, eksenel yükün akma dayanımının 1.5 katına ulaştığı düşünülerek hesaplanmıştır (Şekil 7). Numunelerin su muhtevası arttıkça daha yüksek deformasyonlar gösterdikleri gözlenmiştir.

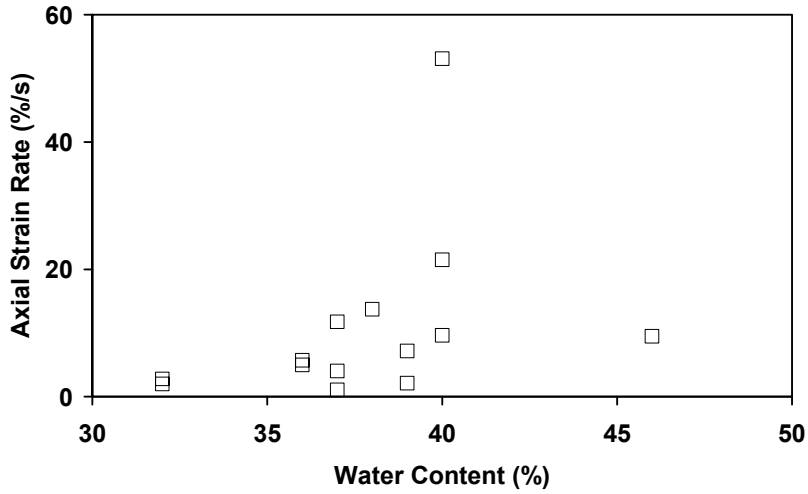
Sonuçların çevrimsel yükleme deneyleri ile de doğrulanması amacıyla, monotonik yükleme deneyinden elde edilen  $\alpha$  değerleri çevrimsel yüklemekten elde edilen  $\alpha$  değerleri ile Şekil 8'de karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmanın yapılabilmesi için sonuçların  $\beta$  parametresine karşı hassas olmadığı, akma dayanımının çok belirgin şekilde geçildiği deneyler kullanılmıştır.  $\alpha$  değerlerinin tutarlılığı, önerilen hesap yönteminin doğruluğuna işaret etmektedir.



Şekil 5. Denklem 1 ile ani yükleme deneylerinin karşılaştırılması.



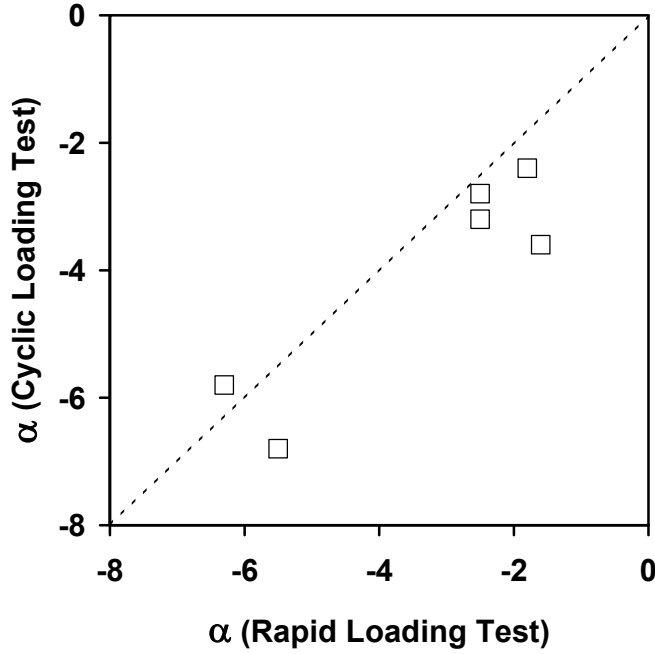
Şekil 6. Ani yükleme deneyleri sonucunda elde edilen  $\alpha$  ve  $\beta$  parametreleri.



Şekil 7. Ani yüklemede akma dayanımının 1.5 katına ulaşıldığında ortaya çıkacak aksenal birim boyca uzama hızlarının karşılaştırması.

Sonuç olarak, Adapazarı'nda yer alan yumuşak/gevşek silt-kil karışımlarının sismik yükler altında aşırı deformasyon gösterebilmesi, monotonik akma dayanımlarının hızlı çevrimsel yükleme sırasında geçilmesini gerektirmektedir. Bu durumda oluşacak deformasyonlar malzemenin viskoplastik davranışına bağlıdır. Ancak, su muhtevasının yüksek olduğu

zeminlerde bu deformasyonlar daha fazla olma eğilimindedir. Çalışmanın detaylı sonuçları Yılmaz ve diğ. (2004) tarafından bildirilmiştir.

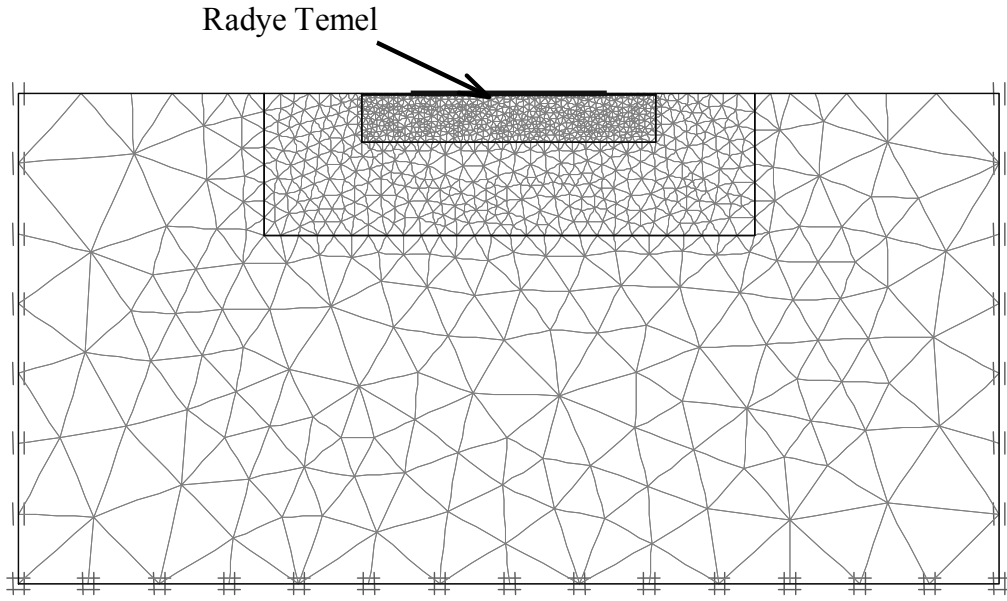


Şekil 8. Ani ve çevrimsel yüklerden elde edilen  $\alpha$  değerlerinin karşılaştırılması.

### III. Sığ Radye Temelin Devrilme Momenti Kapasitesi

Çalışmanın ikinci kısmında, zayıf ve doymuş zeminler üzerinde yer alan sığ radye temellerin devrilme momenti kapasitesinin ( $M_u$ ) basit hesabı için sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Şekil. 9'da analiz için kullanılan sonlu eleman modeli verilmiştir. Zemin elemanları elasto-plastik davranan ve Mohr-Coulomb akma kriterine uyan 15 düğüm noktalı üçgen elemanlar ile modellenmiştir. Temel sistemi ise doğrusal davranan kiriş elemanları ile modellenmiştir. Zeminin elastik rijitliği yüksek alınarak, temel yenilme tipinin tüm yükleme koşulları altında genel temel yenilmesi tanımına uygun olarak gerçekleşmesi sağlanmıştır. Böylece literatürde verilen analitik yaklaşımlarla elde edilen formüller kullanılarak, modelin doğru sonuçlar verebileceği denetlenmiştir. Modelde temel rijitliği yüksek tutulmuş, böylece Adapazarı gözlemlerine uygun olarak sonsuz-rijit temel davranışı hedeflenmiştir. Modelde, aşırı devrilme momenti karşısında

temel-zemin ayrılması da dikkate alınmıştır. Sonuçlar statik yükler altında temel yenilmesine karşı güvenlik faktörüne (FS) bağlı olarak verilerek, pratik uygulamarda kolaylık sağlanması amaçlanmıştır. Böylece, basit geoteknik yaklaşımlarla hesaplanabilecek FS değeri doğrudan kullanılarak,  $M_u$  bu çalışma sonucunda elde edilen amprik denklemler sayesinde kolayca tahmin edilebilir.



Şekil 9. Analizlerde kullanılan sonlu eleman modeli

Zemin davranışı drenajlı, drenajsız, ve konsolide-drenajsız olarak modellenmiştir. Drenajlı (kohezyonsuz) yaklaşım, doymun olmayan normal-konsolide zeminler için kullanılabilir. Drenajsız davranış (kohezyonlu) ise yapının inşaatı ve deprem yüklemesi arasında pratik olarak konsolidasyon sürecinin tamamlanamadığı suya doymun ince daneli zeminler için uygundur. Adapazarı koşullarında ise, söz konusu zeminlerin çoğunluğu statik bina yükleri altında konsolidasyon sürecini tamamlamış, ancak deprem yüklerinin etkimesi durumunda drenajsız davranış göstermesi beklenen zeminlerdir. Bu yapıların temellerinin analizi için ise konsolidasyonlu-drenajsız analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde, drenajlı davranış ile yapı ağırlığı altında konsolide olan suya doymun zeminlerin, sismik yüklemeler sırasında drenajsız davranmaları göz önüne alınmıştır. Bunun için, efektif gerilmelerin hesabında drenajlı analiz

uygulanmış, sismik yükleme adımında ise, efektif gerilmeleri sabit tutma amacıyla, artan basınçların tamamının boşluk suyundaki basınç artışı ile dengelenmesi sağlanmıştır.

Çalışmada, sonuçların normalize edilebilmesi için, statik (düşey) bina yükü altında radye temelin zemin yenilmesine karşı güvenlik faktörü parametre olarak kullanılmıştır. Temel genişliği B, temel alt kotu seviyesine etkiyen dikey yayılı statik yük q olarak alınırsa, temelin zemin yenilmesine karşı güvenlik faktörü (FS),

$$FS = \frac{q_u}{q} \quad (3)$$

formülü ile hesaplanabilir. Denklem 3'de,  $q_u$  değeri zemin emniyet gerilmesi olup, drenajsız zemin için,

$$q_u = (\pi + 2)S_u \quad (4)$$

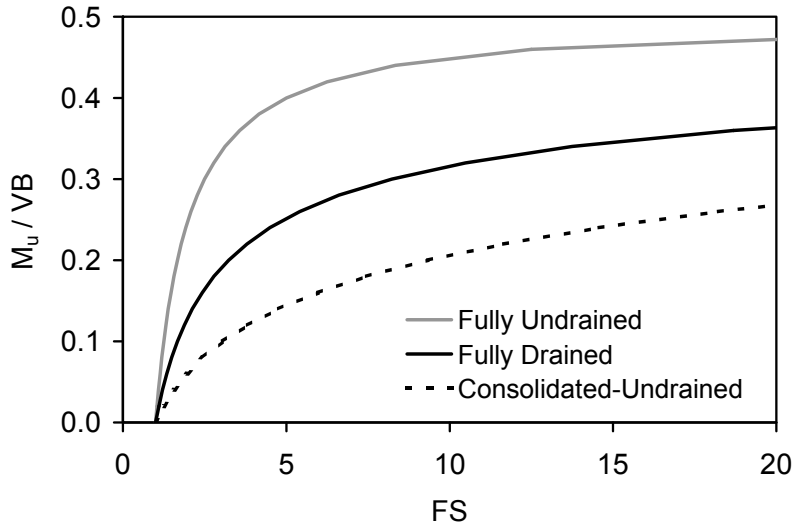
ile hesaplanır. Denklem 4'de  $S_u$ , drenajsız kayma mukavemetidir. Drenajlı durumda ise,

$$q_u = 0.5\gamma BN_\gamma \quad (5)$$

ile hesap yapılır (Terzaghi, 1943). Denklem 5'te  $\gamma$  birim ağırlık,  $N_\gamma$  ise zeminin içsel sürtünme açısına ( $\Phi$ ) bağlı bir faktördür. Pratik geoteknik uygulamalarda kullanılan bu denklemler, normal konsolide zeminler ve yüzeysel temeller için geçerlidir.

Temel seviyesine etkiyen toplam statik yük  $V=q \cdot B$  bağlantısından hesaplanarak devrilme momenti kapasitesi ( $M_u$ ) ve FS arasındaki bağlantı, uygun drenaj koşulları için Şekil 10'dan elde edilebilir. Bu ilişki, temel üzerinde V (düşey) kuvvetine ve M momentine sebep olan ekzantrik yükleme için verilmiştir. Yapı yüksekliğinin yapı kesit genişliğinden belirgin şekilde büyük olduğu yapılar için, hesapta temele binen kesme kuvveti (H) ve zemin gövdesine etkiyen ataletsel ivmenin temelin yenilmesi hesabına etkisi küçüktür (Paolucci and Pecker, 1997). Hesaplardaki bu kabulün geçerliliği Yılmaz (2004) tarafından sunulan çalışmada incelenmiştir.

Şekil 10 aynı zamanda aşırı temel deplasmanlarının, Mexico City ve Adapazarı örneklerinde gözlemlendiği üzere, büyük oranda suya doygun zayıf/yumuşak zeminler üzerinde yer alan yapıların temellerinde gözlemlenmesine de bir açıklama getirmektedir: Su tablası altında yer alan doygun kohezyonsuz zeminlerde, zeminin etkin birim ağırlığındaki farklılıktan dolayı, FS değeri su tablasının olmadığı duruma göre düşük olacaktır. Ayrıca, spesifik bir FS değeri için, konsolidasyonlu-drenajsız davranışta  $M_u$  için en düşük değerlere ulaşıldığı görülmektedir. Dolayısıyla, bina güvenliği için kabul edilebilecek sabit bir FS değeri için, konsolide-drenajsız koşullarda aşırı temel deformasyonlarının gözlemlenebilmesi, tamamen drenajlı veya drenajsız koşullara göre daha olasıdır.

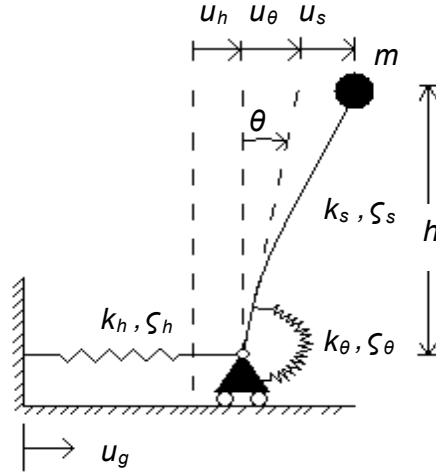


Şekil 10.  $M_u / V_B$  ve FS arasındaki ilişkinin üç değişik zemin davranışı göz önüne alınarak incelenmesi.

#### IV. Sismik Temel Devrilmesi Potansiyelinin Belirlenmesi

Burada sığ radye temel üzerinde yer alan bir yapı temelini sismik yükler altında devrilme potansiyelinin hesaplanabilmesi için basit bir yöntem sunulmaktadır. Hesaplama, bitişik yapılar arasında bir etkileşim olmadığı kabul edilerek, yapı-zemin-yapı etkileşimi ihmal edilmiştir.

Yapı davranışı tek serbesti olan bir serbest salınımcıya indirgenerek, hesaplamalarda Şekil 11'de şematik olarak gösterilen model kullanılmıştır. Detayları Yılmaz (2004) tarafından verilen yöntem, aşağıda özetle sunulmaktadır:



Şekil 11. Hesaplama için kullanılan basit zemin-yapı etkileşimi modeli

1. Yapının devrilme yönüne cephe genişliği  $B$ , dik uzunluğu  $L$  ve etkin yüksekliği  $\bar{h}$  olarak tanımlanmıştır. Etkin yükseklik, yapıya etkiyen toplam yatay sismik kuvvetin etkidiği noktanın temel seviyesinden yüksekliğidir. Sığ temellere sahip basit betonarme karkas binalar için bu yükseklik binanın temel seviyesinden itibaren toplam yüksekliğinin üçte ikisi olarak alınabilir. Binanın cephe oranı  $\bar{h} / B$  ile hesaplanır.

2. Yapı davranışının basitleştirilmesi için, ankastre temelli bina davranışının tek serbestliği olan bir sistem ile yaklaşık olarak modellenmesi gerekmektedir. Yapının birinci periyodu ( $T_s$ ), ankastre temel kabulü ve basit amprik yaklaşımlar veya yapısal analiz yolu ile hesaplanır. Yapının toplam kütlesi  $m$ , toplam kat sayısı dikkate alınarak hesaplanır. Bu hesaplar, yapısal tasarım aşamasında daha kesin olarak yapılabilirse de, kat sayısı  $N$  olan betonarme karkas yapılar için

$$T_n \cong 0.1 \cdot N \quad (\text{s}) \quad (6)$$

$$m \cong B \cdot L \cdot N \quad (\text{t/m}) \quad (7)$$

İfadeleri kullanılarak tahmin edilebilir. Hesaplama kullanılan geoteknik ve sismik yük parametrelerindeki belirsizlikler yüksek olduğundan, yapının periyodunun ve etkin kütesinin yüksek bir hassasiyetle belirlenmesi çok da büyük bir önem taşımayabilir.

3. Dinamik davranışta zemin-yapı etkileşimini modelleyebilmek amacıyla, sığ temelin yatay ötelenme ve devrilme hareketine karşı rijitliği, sırasıyla  $k_h$  ve  $k_r$ , binanın yer aldığı zeminlerin çok küçük birim boyca uzamalar altında ortalama kayma dalgası hızı ( $V_{s0}$ ) ve birim kütesi ( $\rho$ ) göz önüne alınarak hesaplanır. Yumuşak/gevşek zeminler önemli sismik yüklere maruz kaldıklarında doğrusal olmayan davranış göstereceklerinden, kayma dalgasında en yüksek yer ivmesine (PGA) bağlı bir azaltma yapılması önerilir (Tablo 1). Bu konuda basit formüller Dobry ve Gazetas (1986) tarafından verilmiştir. Burada, pratik hesaplar için, elastik ve homojen bir yarı-uzay üzerinde yer alan dikdörtgen şeklindeki temel alanı için Pais ve Kausel (1988) tarafından önerilen formüller verilmektedir:

Tablo 1. FEMA 368, Tablo 5.8.2.1.1 ile verilen Kayma dalgası hızı için düzeltme faktörleri (BSSC, 2001)

PGA	0.10 g	0.15 g	0.20 g	$\geq 0.30g$
$V_s / V_{s0}$	0.90	0.80	0.70	0.65

$$k_h = \frac{V_s^2 \rho B}{2 - \nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 1.6 \right] \quad (8)$$

$$k_r = \frac{V_s^2 \rho B^3}{2 - \nu} \left[ 0.4 \frac{L}{B} + 0.1 \right] \quad (9)$$

Denklem 8 ve 9'da B binanın cephe genişliği, L binanın yatay yönde uzunluğu ve  $V_s$  Tablo 1 ile hesap edilen deprem sırasında oluşacak birim boyca uzamalar göz önüne alınarak belirlenmiş zeminin temsili kayma dalgası hızıdır.



4. Zemin-yapı sisteminin birlikte davranışını göz önüne alarak, esnek temel üzerinde yer alan yapının salınımın periyodu  $\bar{T}$  aşağıdaki formül ile hesaplanır:

$$\bar{T}^2 = T_s^2 + T_r^2 + T_h^2 \quad (10)$$

Denklem 10'da  $T_s$  yapının ankastre temel kabulü ile hesaplanan birinci salınım periyodu,  $T_r$  ve  $T_h$  ise sırasıyla sadece devrilme yönündeki temel serbestliği ve yatay yönünde temel serbestliğinin göz önüne alınarak temelin ve üst yapının tüm diğer serbestlik derecelerinin ihmal edildiği durumda hesaplanan periyodlardır:

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_h}} \quad (11.a)$$

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{m\bar{h}^2}{k_r}} \quad (11.b)$$

Zemin-yapı sisteminin sönümlenme oranı uyarının frekansına bağlıdır (Dobry ve Gazetas, 1986). Bu sebeple sönümlenme oranı için basit bir formül verilmesi mümkün olmamıştır. Ancak, salınımın büyük oranda doğrusal olmayan zemin davranışı ile sönümleneceği düşünülerek, sistemin elastik davranışı için düşük bir sönümlenme oranı (örneğin, tasarım spektrumlarında genel olarak kabul edilen %5) kullanılabilir.

5. Zeminin kayma dayanımı parametreleri geoteknik saha ve laboratuvar etüdüleri ile tahmin edilmelidir (Bowles, 1995). Statik yükler altında konsolidasyonunu tamamlamış normal konsolide zeminler için drenajlı kayma dayanımı açısı ( $\Phi'$ ) veya yüksek-konsolidasyona maruz kalmış doymuş zeminler için de drenajsız kayma dayanımı ( $S_u$ ) saha deneyleri ile belirlenebileceği gibi, örselenmemiş numuneler kullanılarak yapılacak laboratuvar deneyleriyle de belirlenebilir.

6. Temelin devrilme momentine karşı dayanımı ( $M_u$ ), temel zeminlerinin heterojenliği, temel yapısının şekli ve mukavemeti ile doymuş zeminlerin drenajsız davranışı göz önüne alınarak sayısal yöntemlerle hesaplanabilir. Bu yöntemlerle ilgili olarak kısım II'de bilgi verilmiştir. Burada

$u$  tahmin edilebilir. Bu ilişki Şekil 10 ile verilmiştir. Güvenlik faktörü denklemler 3, 4 ve 5 ile hesaplanır. Temelin kısıtlı oranda gömülü olması durumunda temel üzerine binen net statik dikey yayılı yük aşağıdaki şekilde yaklaşık olarak hesaplanabilir:

$$q = N_{st} \quad (t/m^2) \quad (12)$$

Birim uzunluk başına temele binen net dikey kuvvet  $V = q \cdot B$  formülü ile hesaplanır.

7. Yapı-zemin sisteminin sözde-statik akma ivmesi aşağıdaki formül ile hesaplanır:

$$\frac{a_y}{g} = \left( \frac{M_y}{VB} \right) / \left( \frac{\bar{h}}{B} \right) \quad (13)$$

8. Verilen bir ivme kaydı  $a(t)$  için, inelastik davranan, periyodu  $\bar{T}$ , sönümlenme oranı  $\zeta$  ve akma ivmesi  $a_y$  olan tek serbestlik sisteminin maruz kalacağı deplasmanlar sayısal yöntemler kullanılarak aşağıda verilen normalize edilmiş hareket denkleminin çözümü elde edilir (Chopra, 1995):

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\omega_n^2 \frac{a(t)}{a_y} \quad (14)$$

Denklem 14'de  $\omega_n = 2\pi/\bar{T}$  sistemin doğal frekansı,  $\mu = u\omega_n^2/a_y$  süneklik oranı,  $\bar{f}_s = f_s/ma_y$  normalize edilmiş doğrusal olmayan yay katsayısıdır.

Ancak, bir sahadaki sismik yükler genel olarak elastic tasarım spektrumu ile tanımlanması sebebiyle, hesapta doğrusal davranan yapının maruz kalacağı spektral ivme  $SA(\bar{T})$  tasarım

spektrumundan okunabilir. Bu durumda doğrusal davranmayan sistemin maruz kalacağı süneklilik oranı  $\mu_{\text{maks}}$  empirik denklemler aracılığı ile yaklaşık olarak belirlenebilir. Newmark ve Hall (1982) tarafından önerilen ilişki:

$$R_y = \begin{cases} \sqrt{(2\mu_{\text{maks}} - 1)} & T < T_c \\ \mu_{\text{maks}} & T_c < T \end{cases} \quad (15)$$

Denklem 15'te  $T_c$  ve  $T_c$  sırasıyla elastik ve elastik olmayan spektrumların ivme ve hız sabit kısımlarını ayıran periyodları,  $T$  ise tek serbestliği olan sistemin doğal periyodudur.  $R_y$  ise akma azaltma faktörü olup,  $T$  periyodu için verilen elastik spectral ivme  $SA(T)$  değerinin  $a_y$  değerine bölünmesi ile elde edilir.

9. Sistem üzerindeki kalıcı plastik deplasman talebi ( $u_{ir}$ ), elastik-mükemmel plastik sistem düşünülerek

$$u_{ir} = \begin{cases} (\mu_{\text{maks}} - 1) \frac{a_y \bar{T}^2}{4\pi^2} & \mu > 1.0 \\ 0 & \mu \leq 1.0 \end{cases} \quad (16)$$

ile hesaplanabilir. Bu değer tamının temelin devrilme yönünde yaptığı doğrusal olmayan davranış ile elde edildiği kabul edilmektedir. Bu şekilde temel üzerindeki kalıcı devrilme açısı talebi:

$$\theta_{ir} = \frac{u_{ir}}{h} \quad (17)$$

ile hesaplanır. Burada temelin yatay ötelenme şeklindeki doğrusal olmayan deplasmanlarının ihmal edilmesinden doğan hata, temel için sınır devrilme momenti ( $M_u$ ) hesabında temele binen yatay kuvvetin ihmal edilmesiyle giderilmeye çalışılmıştır. Cephe oranının ( $\bar{h}/B$ ) çok yüksek

olduğu yapılar için yatay kuvvetin ve deplasmanlar, devrilme momenti ve devrilme açısının yarattığı deplasmanlar yanında ihmal edilebilir olacaktır. Diğer taraftan cephe oranının sıfıra yakın olması durumunda, bu hesap yaklaşımı sıfır kalıcı temel devrilme açısı verecektir. Bu son sonuç, Adapazarı'nda yapılan gözlemlerle tutarlıdır.

#### **IV. Yöntemin Vaka Analizleri İle Denenmesi**

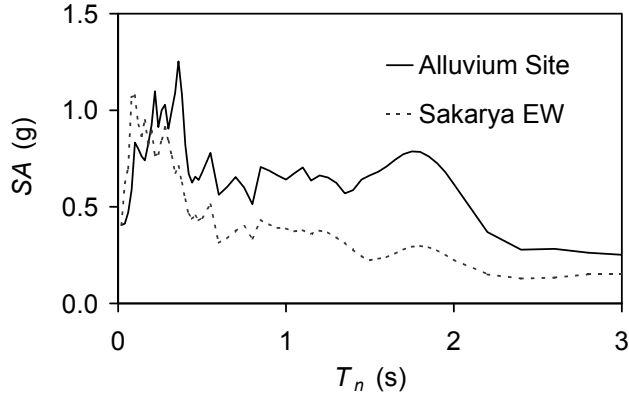
Yöntemin kestirim yeteneği, Mexico City ve Adapazarı'nda gerçekleştirilen vaka çalışmaları ile sınanmıştır. Ancak, sismik talep ve diğer parametrelerdeki belirsizlikler nedeniyle bu vakalar için kesin hesaplamalar yapılması mümkün değildir. Bu nedenle, hesap parametreleri tüm vakalar için tutarlı olacak şekilde yaklaşık olarak belirlenmiştir.

##### *Adapazarı Vakaları*

1999 Kocaeli depreminden sonra Adapazarı'nda oluşan temel deplasmanlarına ait detaylı veriler Bray ve diğ. (2001a, 2001b) ve Karaca (2001) tarafından sağlanmıştır. Bu verilerde, aşırı temel deplasmanları görülen sahalarda CPT ve SPT deneylerinin sonuçları verilmektedir. Bu sahalarda tekrar ziyaret edilerek, saha koşulları, temel deplasmanları ve yapı planı ile ilgili veriler Yılmaz (2004) tarafından rapor edilmiştir.

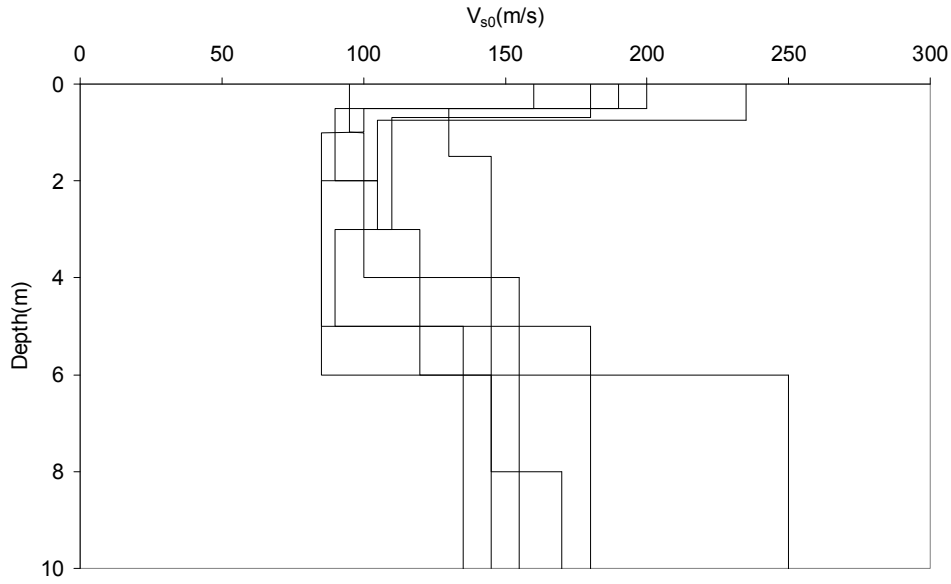
1999 Kocaeli depreminde Adapazarı'na en yakın ivme kaydı Afet İşleri Genel Müdürlüğü tarafından işletilen Sakarya istasyonu tarafından elde edilmiştir. Ancak, kaydın alınmasında oluşan bir sorun sebebiyle sadece fay atımına yaklaşık olarak paralel Doğu-Batı yönündeki kuvvetli yatay hareket kaydı alınabilmiştir. İstasyonun şehrin güneyindeki sıkı-sert zeminler üzerinde yer alması nedeniyle, bu kayıt kullanılarak hesaplanan sismik talep, temel yenilmelerinin görüldüğü şehir merkezindeki derin alüvyon sahalarda için temsil edici olmayacaktır. Bu sebeple, şehir merkezindeki derin alüvyon zeminler üzerindeki sismik talebin tahmini için 1-boyutlu saha tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Hesaplamalarda, Sakarya kaydının mostra veren ana kaya üzerindeki hareketi temsil ettiği ve kaya üzerinde 150 m kalınlığında alüvyon olduğu kabul edilmiştir. Bu hesap, Bakır ve diğ. (2002) tarafından önerilen ve aynı anda kaya ile alüvyon

üzerinde alınan kayıtlar vasıtasıyla doğrulanan yaklaşım ile gerçekleştirilmiştir. Sert sahada alınan ve derin alüvyon saha üzerindeki sismik talebi temsil eden sentetik ivme kaydının tepki spektrumları Şekil 12 ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 12. Adapazarı (Sakarya) DB kaydı ve alüvyon sahalardaki sismik talebi temsil eden sentetik yer hareketinin tepki spektrumlarının karşılaştırılması.

Bu temellerin devrilme ve yatay ötelenme formundaki hareketlere karşı rijitlik ( $k_r$  ve  $k_h$ ) hesabı için kayma dalgası hızı  $V_{s0}=100$  m/s olarak alınmıştır. Bu değer, Adapazarı şehir merkezinde Bray ve diğ. (2001) tarafından yapılan geofizik etüdler ile belirlenen sıg kayma dalgası profili kullanılarak elde edilmiştir (Şekil 13). Tablo T.1 ile verilen azaltma faktörü doğrultusunda aşırı birim boyca uzamalar altında bu zeminlerdeki kayma dalgası hızı  $V_s$  kabaca 70 m/s mertebesindedir. Denklem 10 ve 11 ile verilen ilişkiler kullanılarak, 4 ila 6 katlı binaların esnek zeminler üzerindeki birinci peryodlarının ( $\bar{T}$ ) 0.8 s mertebesinde olduğu belirlenmiştir.

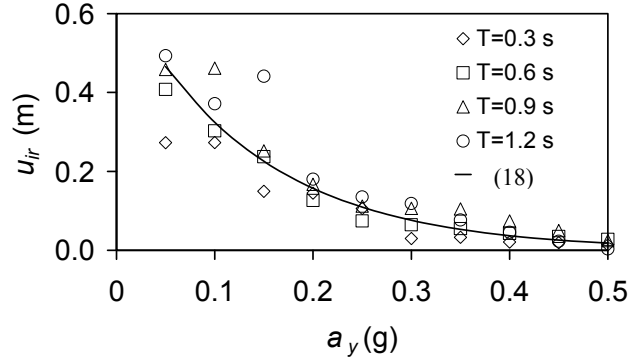


Şekil 13. Adapazarı'nda aşırı temel deplasmanları gözlemlenmiş 5 farklı sahadan elde edilmiş sığ kayma dalgası hızı ( $V_{s0}$ ) profilleri (Bray et al., 2001).

Alüvyon sahalar için elde edilen sentetik kayıt ile tanımlanan yer hareketine, doğal periyodu 0.6, 0.9, ve 1.2 s olan tek serbestli elasto-plastik salınımcıların tepkisi sayısal olarak hesaplanarak, bu sistemler üzerindeki doğal deplasman talebi,  $u_{ir}$ , belirlenmiştir (Şekil 14). Bu periyodlar için elde edilen  $u_{ir}$  değerleri arasında belirgin bir fark görülmediğinden, 4 ve 6 katlı betonarme binalar için,

$$u_{ir} = \frac{0.75}{1300^{a_y/g}} \quad (18)$$

denklemini Adapazarı vakalarının değerlendirilmesinde sismik talebin tahmini için kullanılabilir.

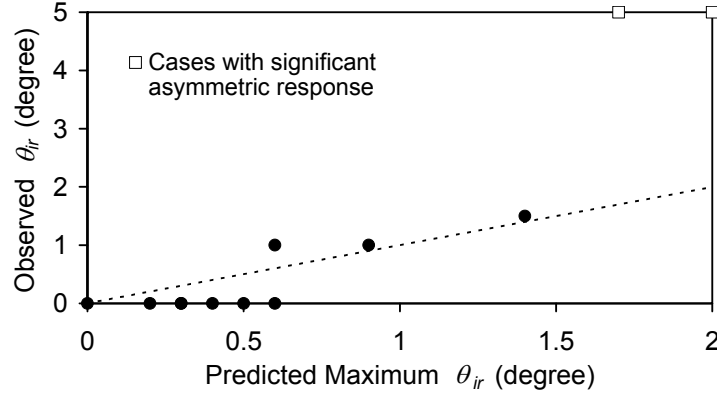


Şekil 14. Adapazarı vakaları için elde edilen  $u_{ir}$  ve  $a_y$  arasındaki ilişki.

Kısım III ile ifade edilen yöntem sonunda, Adapazarı için temel yenilmesine karşı güvenlik faktörü (FS), yapı yüksekliği  $h$ , temel genişliği  $B$  ve kalıcı temel devrilme açısı  $\theta_{ir}$  arasındaki ilişki

$$\theta_{ir} = \frac{0.75}{h \cdot 1300 \left( \frac{B \cdot \log FS}{2h \cdot \log 266} \right)} \quad (19)$$

olarak bulunmuştur. FS, Adapazarı'nda yer alan yumuşak/gevşek zeminlerin drenajlı davranımı göz önüne alınarak hesaplanmıştır. Yer altı suyu seviyesinin temel kotuna denk geldiği varsayılarak, doymuş zeminin su içindeki birim ağırlığı  $8 \text{ kN/m}^3$  olarak kabul edilmiştir. Gevşek zeminin drenajlı yükleme altında sürtünme açısı  $\phi \cong 30^\circ$  ve dilatasyon açısı  $\psi = 0$  olduğu düşünülerek,  $N_\gamma$  parametresi 10 olarak belirlenmiştir. Binanın toplam yüksekliği ise kat sayısı ile kat yüksekliği (3 m) çarpılarak hesaplanmıştır. Hesaplanan kalıcı devrilme açısı talebi ile sahada gözlemlenen devrilme açısı değerleri (Yılmaz, 2004) Şekil 15 ile karşılaştırılmıştır. Devrilen ve aşırı devrilme açısına maruz kalan temeller için, Şekil 15 üzerinde devrilme açısı  $5^\circ$  ile kısıtlanmış, böylece kabul edilebilir devrilme açıları şekil üzerinde görülebilir kılınmıştır. Sonuçlar  $1.5^\circ$  seviyesine kadar tatmin edicidir. Ancak bundan sonra gözlemlenen devrilme açısının aşırı miktarda büyüdüğü gözlenmiştir. Bunun olası nedenleri ilerideki kısımlarda tartışılacaktır.



Şekil 15. Adapazarı'nda hesaplanan ve gözlemlenen devrilme açılarının karşılaştırılması.

### Mexico City Vakaları

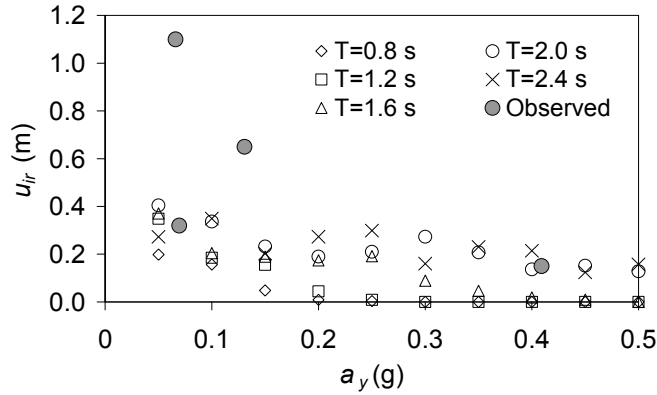
Mendoza ve Auvinet (1988), ve Auvinet ve diğ. (1996) Mexico City şehrinde gözlemlenen aşırı temel deplasmanları üzerine bilgi vermektedir. Sığ temellere sahip dört binanın üzerinde yer aldığı zeminlerin geoteknik özellikleri ve temel performansı incelendiğinde, bunların ikisinin sığ radye temel üzerinde yer aldığı (vakalar I-a ve I-b) ve diğer ikisinin de kutu (compensated) sığ temel üzerinde yer aldığı (vakalar II ve III) görülmüştür. Bu vakalara ilişkin temel kesit özellikleri ve temel deplasmanları Yılmaz (2004) tarafından özetlenmiştir. Orta yüksekliklerdeki bu betonarme binaların birinci periyodunun 1-2 saniye aralığında olduğu tahmin edilmektedir (Gómez ve diğ., 1989). Mexico City üzerindeki sismik talebin sahaya hakim olan yumuşak kilin kalınlığına ve kayma dalgası hızına oldukça bağımlı olması sebebiyle, sismik talebin hasar gören saha üzerindeki dağılımı oldukça karmaşıktır. Bu sahalara en yakın noktada alınan SCT kaydının aşırı hasar görülmüş alanlar için yer hareketini en iyi temsil eden kayıt olduğu düşünülmektedir (Seed et al, 1988).

Yapıların periyodundaki belirsizliğin yüksek olmasından ötürü, hesaplanan ve gözlemlenen temel performansı için karşılaştırma  $u_{ir}$  değeri üzerinden yapılmıştır (Şekil 16). SCT (Doğu-Batı) kaydı kullanılarak denklem 16 ile farklı periyod değerleri için kalıcı deplasman talebi hesaplanmış, buna karşılık, sahada tespit edilen temel dönme açıları denklem 17 aracılığı ile binanın 2/3 yüksekliğindeki kalıcı deplasman talebine eşleştirilerek karşılaştırma yapılabilmektedir. Hesapta



zemin-yapı etkileşimi de göz önüne alınarak, bina birinci periyodu 0.8 ve 2.4 s aralığında tutulmuştur.

Vaka II ve III için hesaplanan  $u_{ir}$  ile gözlemden yola çıkarak belirlenen  $u_{ir}$  oldukça tutarlıdır. Diğer taraftan diğer iki vaka (Ia ve Ib) için bildirilen devrilme açısı, tahmin edilenin çok üzerindedir. Bu iki vaka düşük akma ivmesine ( $a_y$ ) sahip bulunmaktadır (yaklaşık 0.1g). Bu iki yapı bitişik nizamda imal edilmişlerdir; dolayısıyla, temel üzerindeki sismik talep asimetrik davranıştan büyük ölçüde etkilenebilir. Bu konunun önemi ilerleyen kısımlarda tartışılacaktır.



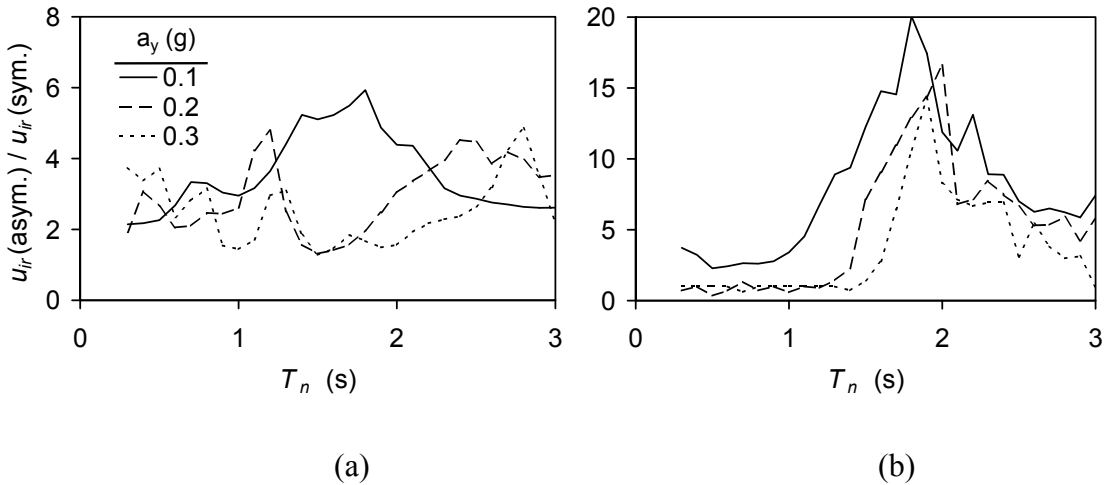
Şekil 16. Mexico City vakaları için gözlemlenen ve hesaplanan temel dönme açısının  $u_{ir}$  aracılığı ile karşılaştırılması.

#### *Asimetrik davranışın dinamik tepki üzerine etkisi*

Kalıcı temel devrilme açısının hesaplanmasında belirsizliğe neden olan bir faktör de bitişik nizamda inşa edilmiş olan yapıların temel davranışlarının birbirlerini etkilemesidir. Bu durum Adapazarı'nda sıkça görülmektedir. Bitişikte yer alan bina, temelin kendi tarafında devrilme mukavemetini arttırabilir. Temel salınımı sırasında aksi yönde bu etkiyi yapacak başka bir bitişik yapı olmaması durumunda iki yöndeki devrilme mukavemeti oldukça farklı olabilir. Adapazarı'nda 5°'yi aşan temel devrilme açısına maruz kalmış binalar incelendiğinde, bu binaların bir yönünde benzer ağırlıkta bir bina, devrilmenin olduğu aksi yönde ise serbest saha veya bir katlı hafif bir yapı olduğu belirlenmiştir (Yılmaz, 2004). Bağımsız bir çalışmada, Gazetas

ve diğ. (2003) bu konunun önemine işaret etmiştir. Bunun yanında, zeminlerin yatay yönde aşırı heterojenlik göstermesi de temel için asimetrik davranışa sebep olabilir.

Mukavemet asimetrisinin doğrusal olmayan tepki üzerindeki etkisini incelemek amacıyla, tek serbestlik dereceli ve lineer elastik-mükemmel plastik tepki veren salınımcının bir yöndeki akma dayanımı 2 ile çarpılmıştır. Adapazarı için elde edilen sentetik kayıt kullanılarak, kalıcı deplasman talebi ( $u_{ir}$ ) simetrik ve asimetrik davranış için hesaplanarak Şekil 17.a ile karşılaştırılmıştır. Temel için sözde-statik akma ivmesi ( $a_y$ ) 0.1-0.3 g aralığında yer aldığına, asimetrik davranış kalıcı deplasman talebini 2 ila 3 kez artırmaktadır. Bu artış, akma ivmesi arttıkça azalmaktadır. Bu sonuçlar göstermektedir ki, yüksek cephe oranına sahip yapıların temelleri asimetrik temel davranışına karşı daha hassastır. Diğer taraftan, asimetrik davranışın bu etkisi Mexico City vakaları için çok daha önemlidir (Şekil 18).



Şekil 17. Elasto-plastik salınımcının asimetrik davranışın sebep olduğu kalıcı deplasman talebi  $u_{ir}$  üzerindeki artış: (a) sentetik Adapazarı kaydı, (b) SCT kaydı kullanılarak.

Sonuçlar detaylı olarak incelendiğinde, düşük  $a_y$  değerlerinin, kalıcı temel devrilme açısının kabaca  $1^\circ$ 'nin üzerindeki değerlerine karşılık geldiğini göstermektedir. Bu çalışmanın sonucunda, sığ radye temel üzerine inşa edilmiş binaların tasarım spektrumunda tanımlanan sismik yüklere bağlı olarak cephe oranına (bina yüksekliğinin cephe genişliğine oranına) göre

kısıtlanması önerilmektedir. Hesap adımları yukarıda sunulmuş olan yöntemin uygulanması sonucunda, temel üzerindeki kalıcı devrilme açısı talebinin en çok  $1^\circ$  ile kısıtlanması önerilmektedir. Ancak, doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimi sonucu oluşan temel deplasmanları düşünüldüğünden, sıvılaşma sonucu oluşan yatay akma, fay kırığının zemin yüzeyinde ortaya çıkması, şev yenilmesi gibi sahada önemli zemin deformasyonları yaratan durumlar bu hesapta göz önüne alınmamıştır.

## V. Sonuçlar

Adapazarı ve Mexico City 'de görülen, suya doymuş ince daneli zeminler üzerinde yer alan yüzeysel temellerin devrilme davranışı basit elasto-plastik tek serbestlik sistem ile açıklanabilir. Bu model kullanılarak, temel üzerindeki devrilme açısı talebi yaklaşık olarak tahmin edilebilir. Hesaplamalar, ivme kayıtları ile tanımlanan yer hareketi kullanılarak yapılabileceği gibi, elastik tasarım spektrumu ile de gerçekleştirilebilir.

Hesaplama, sığ radye temelin devrilme momentine karşı dayanımı belirlenmelidir. Bu değer düşey yük ve temel (cephe) genişliği ile normalize edilerek ( $M_u/VB$ ) hesaba alınacaktır. Bu amaçla, mevcut teorik yaklaşımlardan elde edilmiş formüller kullanılabileceği gibi, Yılmaz (2004) tarafından açıklanan yaklaşımla sayısal yöntemler de (örneğin, sonlu elemanlar ve sonlu farklılıklar yöntemleri) kullanılabilir. Sayısal yöntemler, zeminin homojen kabul edilemeyeceği veya sınır koşulların karmaşık olduğu durumlarda, teorik yaklaşımların dayalı olduğu kabuller geçersiz kalacağından, tercih edilmelidir. Ayrıca, doymuş normal-konsolide zeminlerin konsolide-drenajsız (CU) davranışları hesapta göz önüne alınmalıdır. Bu çalışma kapsamında, homojen zemin profilinin söz konusu olduğu durumlarda, temel yenilmesine yol açacak yük eksantrikliğinin ( $M_u/VB$ ) temelin statik yükler altındaki güvenlik faktörüne (FS) bağlı olarak hesaplanabilmesi için basit yaklaşımlar verilmiştir.

Temel üzerindeki kalıcı devrilme açısının belirlenebilmesi için, yapının periyodu, temel seviyesinden itibaren yüksekliği ( $h$ ), plan boyutları ( $B \times L$ ), kütlesi ( $m$ ) ve tasarım ivme spektrumu yanında, bir önceki adımda belirlenen temel için yenilmeye yol açacak yük

eksantrikliği ( $M_u/VB$ ) yeterlidir. Buna göre, cephe oranının ( $h/B$ ) kısıtlanarak, kalıcı devrilme açısının  $1^\circ$ den küçük kalması önerilmektedir. Parametrelerdeki belirsizlikler ve basit bir hesap yönteminin gerekliliği devrilme açısının belirlenebilmesi için daha detaylı bir model kullanılmasını anlamsız kılmaktadır. Burada nerilen yöntem sayısal ve deneysel olarak gerçekleştirilecek bağımsız çalışmalarla veya ileride ortaya çıkacak vakaların analizleriyle irdelenecektir.

## REFERANSLAR

Auvinet G, Pecker A, Salenon J, Seismic bearing capacity of shallow foundations in mexico city during the 1985 Michoacan earthquake, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier Science, Paper No.1966, (1996).

Bakır BS, Yılmaz MT, Yakut A, ve Gülkan P, Re-examination of damage distribution in Adapazari: Geotechnical Considerations,” *Engineering Structures*, 27, 1002-1013, (2005).

Bakir BS, Sucuoglu H, Yılmaz T, An overview of local site effects and the associated building damage during the 17 August 1999 İzmit earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92, 509-526, (2002).

Bray JD, Sancio RB, Youd LF, Christensen C, Cetin O, Onalp A, Durgunoglu T, Stewart JPC, Seed RB, Baturay MB, Karadayilar T, Oge C, Documenting incidents of ground failure resulting from the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, Internet adresi: [www.eerc.berkeley.edu/turkey/adapazari/](http://www.eerc.berkeley.edu/turkey/adapazari/), P.E.E.R., (2001).

Bray JD, Sancio RB, Durgunoglu HT, Onalp A, Seed RB, Stewart JP, Youd TL, Baturay MB, Cetin KO, Christensen C, Karadayilar T, Emrem C, Ground Failure in Adapazari, Turkey, *Lessons Learned From Strong Earthquakes*, Proceedings of the XVth ICSMGE Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, Ed: A.M. Ansal, Istanbul, 19-28, (2001).

BSSC (Building Seismic Safety Council), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provision (FEMA 368)*, Washington D.C, (2001).

Bowles JE, *Foundation Analysis and Design*, International 5th Ed., McGraw-Hill, (1995).

Chopra AK, *Dynamics of Structures: Theory and Applications*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, (1995).

Dobry R, Gazetas G, Dynamic response of arbitrarily shaped foundations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112, 109-135, (1986).

Gazetas G, Apostolou M, Anastasopoulos J, Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil, with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake), *BGA International Conference on Foundations - Innovations, Observations, Design & Practice*, University of Dundee, Scotland, 37-50, September 2-5, (2003).

Gómez A, Ortega R, Guerrero JJ, González E, Paniagua JP, Iglesias J, The Mexico Earthquake of September 19, 1985- response and design spectra obtained from earthquake-damaged buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, 113-120, (1989).

Hyde AFL, Brown SF. The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading. *Geotechnique*, 26, 173-184, (1976).

Karaca G. *An investigation into the large vertical displacements experienced by the structures in Adapazari during 17 August 1999 Earthquake*, (Y.Lisans Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, (2001).

Mendoza MJ, Auvinet G, The Mexico Earthquake of September 19, 1985- Behavior of Building Foundations in Mexico City, *Earthquake Spectra*, 4, 835-853, (1988).

Newmark NM, Hall WJ, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, (1982).

Paolucci R, Pecker A. Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils, *Soils and Foundations*, J.G.S., 37, 95-105, (1997).

Pais A, Kausel E, Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7, 213-227, (1988).

Seed HB, Romo MP, Sun JI, Jaime A, Lysmer J, The Mexico Earthquake of September 19, 1985- relationship between soil conditions and earthquake ground motions, *Earthquake Spectra*, 4, 687-729, (1988).

Terzaghi K, *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, (1943).

Yılmaz MT. *Seismically Induced Tilting Potential of Shallow Mats on Fine Deposits*, (Doktora Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, (2004).

Yılmaz MT, Pekcan O, Bakır BS. Undrained cyclic shear and deformation behavior of silt-clay mixtures of Adapazari, Turkey, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(7), 497-507, (2004).

**TÜBİTAK**  
**PROJE ÖZET BİLGİ FORMU**

<b>Proje No:</b> 102I064 (İÇTAG I590)
<b>Proje Başlığı:</b> Sıvılaştırılabilir Binalar Üzerinde Yer Alan Binalarda Sıvılaştırma Etkisinin Doğal Taban İzolatörü Olarak Kullanılması
<b>Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar:</b> Doç.Dr. B. Sadık Bakır (Yürütücü), Y.Doç.Dr. M. Tolga Yılmaz (Araştırmacı)
<b>Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi:</b> Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Mühendislik Bilimleri Bölümü, 06531 Ankara.
<b>Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi:</b> Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu, Tunus Caddesi, No:80, 06100 Kavaklıdere, Ankara
<b>Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri:</b> 1.6.2003 – 1.6.2006
<b>Öz</b> <p>Adapazarı'nda temel deplasmanlarının belirgin olarak meydana geldiği sahalarda karşılaşılan silt-kil karışımlarının drenajsız kayma ve deformasyon davranışları, anisotropik olarak konsolide edilmiş doğal zemin örnekleri üzerinde bir dizi standart ve hızlı monotonik, ve gerilme-kontrollü çevrimsel üç eksenli testler gerçekleştirilerek incelenmiştir. Test sonuçları, bu zeminlerin kayma dayanımının Kocaeli depremi ile kıyaslanabilir tekrarlı yükler altında önemli oranda değişmediğini; ancak plastik birim deformasyon özelliklerinin, yükleme moduna ve yük seviyesinin monotonik kayma dayanımına göre seviyesine bağlı olduğunu ortaya koymaktadır. Laboratuvar sonuçlarına bağlı olarak, doğrusal olmayan zemin-yapı sisteminin tepkisi tek serbestisi olan elastik-mükemmel plastik salıncı davranışına indirgenmiştir. Neticede, temellerin dönme potansiyeli sistemin doğrusal olmayan tepkisi kullanılarak tahmin edilmektedir. Sapmalar, düşük mukavemetli sistemlerin asimetric davranışa olan hassasiyeti ve sismik talepteki belirsizlik ile açıklanmıştır.</p>
<b>Anahtar Kelimeler:</b> Adapazarı, Kil, Kocaeli depremi, Radye temeller, Sismik performans, Silt, Saha tepkisi, Temel deplasmanları, Temel eğilmesi
<b>Projeden Yapılan Yayınlar:</b> <p>Yılmaz MT, Pekcan O, Bakır BS, Undrained cyclic shear and deformation behavior of silt-clay mixtures of Adapazarı, Turkey, <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i>, 24(7), 497-507, (2004).</p> <p>Yılmaz MT, <i>Seismically Induced Tilting Potential of Shallow Mats on Fine Deposits</i>, (Doktora Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, (2004).</p> <p>Yılmaz MT, Bakır BS, Seismically induced tilting potential of shallow mat foundations, <i>Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering</i>, Paper No. 1263,</p>

Thessaloniki, (2007).

Bakır BS, Yılmaz MT, The role of geotechnical factors on damage modes and distribution: lessons learned from Adapazari, *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Paper No. 1264, Thessaloniki, (2007).

Yılmaz, M.T, and Bakır, B.S., Overturning Moment Capacity of Shallow Foundations on Saturated Soils, *Canadian Geotechnical Engineering* (değerlendiriliyor).